



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 20 juni 2018	ANTALL SIDER: 170 + 97
------------------------------------	-----------------------	---------------------------

TITTEL:

Beregning av bru med alkalireaksjoner
Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Elgeseter bru

Analysis of bridge with Alkali-Silica Reactions

UTFØRT AV:

Karoline Oppheim Nordhaug
Kathrine Mürer Stemland



SAMMENDRAG:

Det er i denne oppgaven gjort en etterberegning av Elgeseter bru med spesiell oppmerksomhet knyttet til lastvirkninger fra alkalireaksjoner i betongen i overbygningen på brua.

Elgeseter bru er en slakkarmert betongbru som ble innviet i 1951. Brua er 200 m lang og består av 9 spenn.

Betongen på brua har vist seg å inneholde tilslag som er alkalireaktivt og det har blitt observert flere skader som kan knyttes til alkalireaksjoner. Blant annet er det målt en lengdeutvidelse av overbygningen, som også har ført til en skjevstilling av søylene. På grunn av dette kan brua være utsatt for betydelige tilleggskrefter. Alkalireaksjoner er en nedbrytingsmekanisme som skyldes kjemiske reaksjoner mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementpastaen. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som sveller under vannabsorpsjon. Dette fører til ekspansjon av betongen og etterhvert opprissing.

Det er utført en kapasitetskontroll i både bruoverbygningen og søylene i bruddgrensetilstand både for bruas opprinnelige laster og med tilleggslaster fra alkalireaksjoner. De opprinnelige lastene og lastfaktorene er i henhold til håndbok R412 Bruklassifisering. Lastvirkningene fra alkalireaksjoner er basert på Statens vegvesen sine retningslinjer "Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse". Kapasitetsberegningene er utført etter NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner.

Det er benyttet to regneprogrammer i oppgaven, Abaqus CAE og Robot. Robot er benyttet til å finne de dimensjonerende lastvirkningene fra de opprinnelige lastene på brua, samt de ytre lastvirkningene fra alkalireaksjoner. Abaqus er benyttet for å modellere ekspansjonen fra alkalireaksjoner ved å etablere en elementmodell.

Elgeseter bru har tilstrekkelig kapasitet i forhold til ordinær last i alle snitt. Utnyttelsen for moment midt i feltene er imidlertid relativt høy med en utnyttelse på 0,93 i feltene 2-8. Den ytre lastvirkningen fra alkalireaksjoner er en permanent lastvirkning som kommer i tillegg til de andre ytre lastvirkningene. For Elgeseter bru begrenses den ytre lastvirkningen av flytemomentet i momentnullpunktene til overbygningen. Alkalireaksjonen øker likevel utnyttelsen for moment i feltene 2-8 fra 0,93 til 1,22. Utnyttelsesgraden til støttene reduseres på grunn av alkalireaksjoner.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Håvard Johansen, Statens Vegvesen, Eva Rodum, Statens Vegvesen, Hans Stemland, SINTEF

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en avslutning på et femårig masterstudium i Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Oppgaven er skrevet våren 2018 i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk og Statens vegvesen. Den tilsvarer 30 studiepoeng.

I løpet av studietiden på NTNU har vi begge fått interesse for prosjekteringsfagene i betong. Vår fascinasjon for bruer og et ønske om å tilegne oss mer kunnskap om prosjektering av brukonstruksjoner, gjorde at vi ønsket en oppgave om betongbruer. At oppgavens problemstilling også er et reelt og dagsaktuelt tema har gjort arbeidet ekstra inspirerende. Vi syntes også det har vært gøy å arbeide med en bru vi har gått over mange ganger i løpet av årene på Gløshaugen.

Gjennom prosessen har vi hatt mange faglige diskusjoner, både med hverandre og veiledere, som har gitt oss en større helhetlig forståelse av betongfaget og ikke minst om alkalireaksjoner. I løpet av prosessen har vi også lært mye om modellering både i Robot og Abaqus.

En stor takk til vår hovedveileder ved Institutt for konstruksjonsteknikk, professor Terje Kanstad, for faglige innspill og god bistand gjennom hele prosessen. Videre vil vi takke vår medveileder Håvard Johansen i Statens vegvesen, som har bidratt med gode innspill og råd. En takk går også til Hans Stemland ved SINTEF og Eva Rodum ved Statens vegvesen, som begge har bidratt med nyttige diskusjoner angående alkalireaksjoner.

Trondheim, 19. juni 2018

Kathrine Mürer Stemland

Karoline Oppheim Nordhaug

Sammendrag

Det er i denne oppgaven gjort en etterberegning av Elgeseter bru med spesiell oppmerksomhet knyttet til lastvirkninger fra alkalireaksjoner i betongen i overbygningen på brua. Elgeseter bru er en slakkarmert betongbru som ble innviet i 1951. Brua er 200 m lang og består av 9 spenn.

Betongen på brua har vist seg å inneholde tilslag som er alkalireaktivt og det har blitt observert flere skader som kan knyttes til alkalireaksjoner. Blant annet er det målt en lengdeutvidelse av overbygningen, som også har ført til en skjevstilling av søylene. På grunn av dette kan brua være utsatt for betydelige tilleggskrefter.

Alkalireaksjoner er en nedbrytingsmekanisme som skyldes kjemiske reaksjoner mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementpastaen. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som sveller under vannabsorpsjon. Dette fører til ekspansjon av betongen og etterhvert opprissing.

Det er utført en kapasitetskontroll i både bruoverbygningen og søylene i bruddgrensetilstand både for bruas opprinnelige laster og med tilleggslaster fra alkalireaksjoner. De opprinnelige lastene og lastfaktorene er i henhold til håndbok R412 Bruklassifisering. Lastvirkningene fra alkalireaksjoner er basert på Statens vegvesen sine retningslinjer "Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse". Kapasitetsberegningene er utført etter NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner.

Det er benyttet to regneprogrammer i oppgaven, *Abaqus CAE* og *Robot*. Robot er benyttet til å finne de dimensjonerende lastvirkningene fra de opprinnelige lastene på brua, samt de ytre lastvirkningene fra alkalireaksjoner. Abaqus er benyttet for å modellere ekspansjonen fra alkalireaksjoner ved å etablere en elementmodell.

Elgeseter bru har tilstrekkelig kapasitet i forhold til ordinær last i alle snitt. Utnyttelsen for moment midt i feltene er imidlertid relativt høy med en utnyttelse på 0,93 i feltene 2-8. Den ytre lastvirkningen fra alkalireaksjoner er en permanent lastvirkning som kommer i tillegg til de andre ytre lastvirkningene. For Elgeseter bru begrenses den ytre lastvirkningen av flytemomentet i momentnullpunktene til overbygningen. Alkalireaksjonen øker likevel utnyttelsen for moment i feltene 2-8 fra 0,93 til 1,22. Utnyttelsesgraden til støttene reduseres på grunn av alkalireaksjoner.

Abstract

In this thesis, "Elgeseter bridge" has been redesigned with special attention to the actions of Alkali Silica Reactions in the concrete on the superstructure of the bridge. "Elgeseter bridge" is a normal reinforced concrete bridge that was opened in 1951. The bridge is 200 m long and consists of 9 spans.

The concrete in the bridge has shown to contain Alkali Silica Reactive deposits and several injuries associated with Alkali Silica Reactions have been observed. Among other things, an elongation of the superstructure has been measured. This has also led to an inclination of the columns. Due to this, the bridge may be exposed to significant additional forces.

Alkali reactions are a decomposition mechanism due to chemical reactions between alkali-reactive aggregates and alkalis in the cement paste. The reaction product is an alkali gel that swells during water absorption. This leads to expansion of the concrete and gradual internal and external cracking.

A capacity control has been carried out in both the bridge superstructure and the columns in the Ultimate Limit State both for the original loads and for additional loads from Alkali Silica Reactions. The original loads and load factors are according to Handbook R412 "Bridge Classification". The load actions from Alkali-Silica-Reactions are based on "Alkali Silica Reactions - Guidelines for Constructive Analysis", issued by the Directorate of Public Roads. The capacity control are performed according to the Norwegian Standard, NS 3473: "Design of concrete structures".

Two computing programs have been used in this thesis, *Abaqus CAE* and *Robot*. Robot is a frame program that is used to find the design loads from the ordinary loads on the bridge, as well as the external loads actions from Alkali Silica Reactions. Abaqus is a finite element program that is used to calculate the effect of the expansion from the Alkali Silica Reactions in several directions.

"Elgeseter bridge" has sufficient capacity in relation to ordinary loads in all sections. However, the utilization for moment in the middle sections of the different spans is relatively high with a utilization of 0.93 in span number two to eight. The external load action of alkali-reactions is a permanent load that acts in addition to the other external load actions. For Elgeseter bridge the external load action is restricted by the yielding moment at the zero bending points for the dead load of the superstructure. However, the Alkali Silica Reaction increases the utilization ratio of bending moment in span number two to eight from 0.93 to 1.22. The corresponding

utilization ratio of the supports is reduced due to the Alkali Silica Reactions.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iv
1 Innledning	1
2 Bestandighet av betong og ASR	3
2.1 Alkalireaksjoner	4
2.2 Armeringskorrosjon	7
2.2.1 Karbonatisering	9
2.2.2 Kloridinntrenging	9
2.3 Frost	10
3 Elgeseter bru	11
3.1 Om Elgeseter bru	11
3.2 Geometri og statisk system	13
3.3 Tilstand og tidligere tiltak ved Elgeseter	14
3.3.1 Lengdeutvidelser i overbygningen	14
3.3.2 Tilstand og tiltak for søylene	18
3.3.3 Tilstand og tiltak av bjelker	19
4 Dimensjoneringsgrunnlag	23
4.1 Regelverk	23
4.1.1 Standarder	23
4.1.2 Håndbøker fra Statens vegvesen	24
4.2 Materialer	25
4.2.1 Betong	25
4.2.2 Armering	29
4.3 Forenkling av tverrsnittet til T-bjelkene	31
5 Laster og lastkombinasjoner	33
5.1 Klassifisering av laster	33
5.2 Permanente laster	34
5.2.1 Egenvekt	34
5.2.2 Superegenvekt	34

5.3	Variable laster	35
5.4	Trafikklast	35
5.4.1	Bruksklasser	36
5.4.2	Vertikale laster	36
5.4.3	Horisontale laster	40
5.5	Vindlast	40
5.6	Temperaturlast	43
5.6.1	Jevnt fordelt temperaturandel	43
5.6.2	Vertikalt varierende temperaturandel	44
5.6.3	Samtidighet av temperaturlaster	44
5.7	Deformasjonslaster	45
5.7.1	Kryp	45
5.7.2	Svinn	46
5.8	Ulykkeslaster	47
5.9	Lastkombinasjoner	47
5.9.1	Bruddgrensetilstanden	47
5.9.2	Bruksgrensetilstanden	48
6	Lastvirkning fra Alkalireaksjoner	51
6.1	Indre Spenningsvirkninger	52
6.2	Ytre Lastvirkning	55
6.3	Regnemodeller	57
6.3.1	Modell 1	57
6.3.2	Modell 2	60
6.3.3	Modell 3	62
7	Modellering og opptredende krefter	69
7.1	Robot	70
7.1.1	Forutsetninger for beregning opptredende krefter i tverretningen	70
7.1.2	Beregning av opptredende krefter i lengderetning	77
7.1.3	Beregning av opptredende krefter på grunn av alkalireaksjoner	82
7.2	Abaqus CEA	85
7.2.1	Modell	86
7.2.2	Elementtyper og meshing	87
7.2.3	Tverrsnitt og materialdata	88
7.2.4	Laster og randbetingelser	89
7.2.5	Analyse og resultat	91
8	Resultater fra opprinnelige lastvirkninger	93
8.1	Momentdiagram i lengderetningen	93
8.1.1	Egenlast	94
8.1.2	Trafikklast	95
8.1.3	Vindlast uten samtidig trafikk	97
8.1.4	Vindlast med samtidig trafikk	98
8.1.5	Temperatur	99
8.2	Skjærkraftdiagram i lengderetningen	100
8.2.1	Egenlast	100

8.2.2	Trafikklast	100
8.2.3	Vind uten samtidig trafikk	102
8.2.4	Vind med samtidig trafikk	102
8.2.5	Temperatur	102
8.3	Momentdiagram i tverretning	104
8.3.1	Egenlast	104
8.3.2	Trafikklast	104
8.3.3	Skjærkraftdiagram i tverretningen	106
8.3.4	Egenlast	106
8.3.5	Trafikklast	106
8.4	Moment- og aksialdiagram i søyle	107
8.4.1	Aksialkraft	107
8.4.2	Moment	108
8.5	Lastkombinasjoner	109
8.5.1	Lastkombinasjoner Moment i lengderetning	109
8.5.2	Lastkombinasjoner Skjær i lengderetning	109
8.5.3	Lastkombinasjoner Moment i tverretning	110
8.5.4	Lastkombinasjoner Skjær i tverretning	110
8.5.5	Lastkombinasjoner Aksialkraft søyle	110
8.5.6	Lastkombinasjoner Moment søyle	111
9	Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstanden	113
9.1	Kontroll i lengderetning	114
9.1.1	Effektiv flensbredde	114
9.1.2	Momentkapasitet	115
9.1.3	Skjærkapasitet	125
9.2	Kontroll i tverretningen	129
9.2.1	Momentkapasitet	129
9.2.2	Skjærkapasitet	132
9.3	Kontroll av søyler	133
9.3.1	Slankhet	134
9.3.2	Kapasitet	136
10	Resultater fra alkalireaksjoner	141
10.1	Ytre lastvirkning og forlengelse av bruplata fra alkalireaksjoner fra Robot	141
10.1.1	Lastvirkninger i tverretning	144
10.1.2	Lastvirkninger på søyler	145
10.2	Resultater fra modellering i Abaqus	147
10.3	Verifisering av resultater i Abaqus	149
10.3.1	Lengderetningen	149
10.3.2	Tverretningen	151
11	Diskusjon	153
11.1	Innledende betraktninger	153
11.2	Vurdering av resultater	154
11.2.1	Utnyttelsesgrad for moment i overbygningen	154

11.2.2	Utnyttelsesgrad av søylene	156
11.2.3	Alkalireaksjoner	156
11.2.4	Skjærkapasitet	160
12	Konklusjon	163
13	Videre arbeid	165
	Referanser	166
A	Tegninger	A.1
B	Tverrsnittets areal og egenvekt	B.1
	B.1 Areal av tverrsnitt	B.1
C	Beregning av stivheter	C.1
	C.1 Stivhet av T-bjelke	C.1
	C.1.1 Ekvivalent areal og stivhet: Opplager	C.2
	C.1.2 Ekvivalent areal og stivhet: Felt	C.4
	C.1.3 Ekvivalent areal og stivhet: Momentnullpunkt	C.5
	C.2 Stivhet av plate i tverretning	C.6
	C.2.1 Ekvivalent areal og stivhet: Utkrager	C.7
	C.2.2 Ekvivalent areal og stivhet: Støtte 1	C.8
	C.2.3 Ekvivalent areal og stivhet: Felt 1	C.10
	C.2.4 Ekvivalent areal og stivhet: Støtte 2	C.11
	C.2.5 Ekvivalent areal og stivhet: Midtsnitt	C.12
D	Kapasitetsberegninger i Bruddgrensetilstanden	D.1
	D.1 Effektiv flensbredde	D.1
	D.2 Momentkapasitet	D.2
	D.2.1 Momentkapasitet over støtte	D.3
	D.2.2 Momentkapasitet i felt	D.5
	D.2.3 Momentkapasitet i momentnullpunkt	D.9
	D.2.4 Momentkapasitet ytterbjelke Felt 1	D.10
	D.2.5 Oppsummering av momentkapasiteter	D.12
	D.3 Skjærkraftkapasitet	D.12
	D.3.1 Skjærkapasitet Støtte 2 - 8	D.12
	D.3.2 Skjærkapasitet Støtte 9	D.13
	D.3.3 Skjærkapasitet i Nullmomentpunkt	D.14
	D.3.4 Minimumsarmering:	D.15
	D.3.5 Oppsummering av skjærkapasitet	D.15
	D.4 Kapasitet i tverretning	D.16
	D.4.1 Momentkapsitet av utkrager	D.16
	D.4.2 Momentkapasitet i midtsnitt	D.17
	D.4.3 Skjærkraftkapasitet av utkrager	D.18
E	Søyleberegninger	E.1
	E.1 Tverrsnitt	E.1

E.2	Slankhet	E.3
E.3	Kapasitet	E.4
F	Lastberegninger	F.1
F.1	Vindlast	F.1
G	Lastvirkninger fra alkalireaksjoner	G.1
G.1	Snitt over felt, Stadium I	G.1
G.2	Snitt over felt, Stadium II	G.5
G.3	Snitt over støtte, Stadium I	G.9
G.4	Snitt over støtte, Stadium II	G.11
G.5	Snitt over momentnullpunkt, Stadium I	G.13
G.6	Snitt over momentnullpunkt, Stadium II	G.16
G.7	Tverretning	G.21
G.7.1	Snitt over utkrager, Stadium I	G.21
G.7.2	Snitt over ytterbjelke, Stadium I	G.22
G.7.3	Snitt over felt 1, Stadium I	G.24
G.7.4	Snitt over innerbjelke, Stadium I	G.25
G.7.5	Snitt over felt 2, Stadium II	G.26

Kapittel 1

Innledning

Det har lenge vært tenkt at betong er et evigvarende materiale uten behov for oppfølging og restaurering. Helt fram til 80-tallet var det lite fokus på nedbrytning av betongen og årsaksfaktorer for dette. En konsekvens ble da at mange konstruksjoner ikke ble prosjektert godt nok med tanke på bestandighet. Flere konstruksjoner har de siste årene vist tegn til alvorlige skader og har behov for etterberegning og oppfølging. [1]

I denne oppgaven er det sett på nedbrytning i betongen fra alkalireaksjoner, med Elgeseter bru i Trondheim som case. Det er spesielt de konstruktive konsekvensene av alkalireaksjoner i overbygningen som er vurdert.

Statens vegvesen har idag flere eksisterende bruer i Norge som er utsatt for alkalireaksjoner. En vanlig oppfatning har vært at ekspansjonen i norske betonger på grunn av alkalireaksjoner er forholdsvis liten. Dette er på grunn av at temperaturen i Norge er forholdsvis lav over året og at bergartene er såkalt langsomt-reagerende. Alkalireaksjoner var derfor frem til 1990 ikke ansett som et problem i Norge. Nedbrytningen fra alkalireaksjoner er en langsom prosess. Det kan derfor tenkes at en ikke var klar over omfanget til problemet, fordi flere betongbruer ikke hadde nådd en tilstrekkelig alder (> 50 år). I 1990 var imidlertid skadeutviklingen kommet langt og var synlig i form av omfattende opprissing. [2]

Norsk betongforening utgav i 1996 NB21 «Bestendig betong med alkalireaktivt tilslag». Samme år kom Byggdetaljblad 520-063 «Alkalireaksjoner i betong. Skademekanisme og regelverk ved nybygging». Statens vegvesen skal også ha sendt ut et internt rundskriv om alkalireaksjoner i betong i 1992-93. [31] Etter disse retningslinjene kom ut er det antatt at situasjonen har blitt bedre, selv om de konstruksjonene det gjelder ikke har nådd tilstrekkelig alder enda.

I perioden 2012-2015 ble det gjennomført et forsknings- og utviklingsprogram, ”Varige konstruksjoner”, i Statens vegvesen. Programmet hadde totalt 26 aktiviteter, hvor en av de største aktivitetene handlet om alkalireaksjoner. Målsetningene med denne aktiviteten var blant annet å se spesielt på de konstruktive konsekvensene av alkalireaksjoner. [1]

Tilstandskartlegging og konstruktive virkninger av alkalireaksjoner i betongbruer har så langt stort sett vært knyttet til underbygningen. Grove vertikale riss i søylene har blitt vurdert i forhold til kapasitet og bestandighet for flere betongbruer. Alkali-reaksjoner i overbygningen, f.eks ekspansjon og forlengelse av bruplata, vil imidlertid også kunne gi momenter i søylene som de i utgangspunktet ikke er dimensjonert for. [2] I Ved Elgester bru er det observert store vertikale riss på bjelkene som er antatt å komme fra alkalireaksjoner. Det er også målt store lengdeutvidelser av bruplata.

Idag er det fortsatt svært vanskelig å analysere de konstruktive virkningene av alkali-reaksjoner i betong. En vesentlig del av denne oppgaven baserer seg på virkningen av ekspansjonen fra alkalireaksjoner i betongen. Disse beregningene er basert på Statens vegvesen "Alkalireaksjoner - Veilending for konstruktiv analyse". Det har imidlertid også gått med mye tid til lastberegning av brua for de ordinære lasttilfellene. Denne beregningen er basert på Statens vegvesen sine retningslinjer for etterberegning av eksisterende bruer, håndbok R412 og N400. Det er nødvendig å gjøre en slik etterberegning av brua for de vanlige lasttilfellene for at en skal kunne gjøre en vurdering av hvor mye ekstra belastning den eventuelt tåler. NS 3473 utgave 2003 er benyttet som betongstandard, i forhold til å beregne kapasiteter og vurdere utnyttelsesgrader på brua.

Kapittel 2

Bestandighet av betong og ASR

I dette kapittelet vil betong som bestandig byggemateriale bli introdusert. Forskjellige nedbrytningsmekanismer er videre presentert med hovedfokus på alkalireaksjoner (ASR).

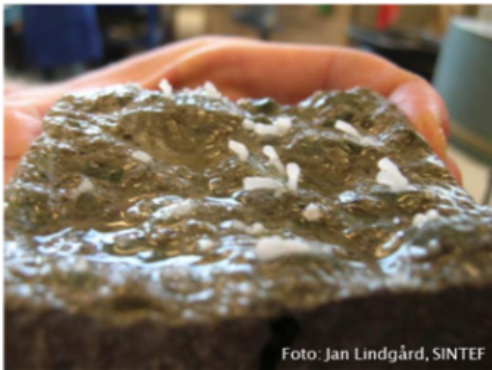
Armert betong er det mest brukte bygningsmaterialet i verden, med flere milliarder tonn produsert verden over hvert år. Betong er en blanding av tilslag, sementpasta, vann, tilsetningsstoffer og pozzolan. [14] Tilslaget utgjør ca. 70 prosent av det totale arealet og kan variere i mengde og størrelse. Blandingen av sement og vann blir kalt for sementpasta. I betongens herdefase oppstår det en kjemisk reaksjon mellom sement og vann, kaldt hydratisering. Det er i denne fasen betongen utvikler sine mekaniske egenskaper [23]. Sementpasta utgjør ca. 30 prosent av betongen. Forholdet mellom vann og sement (v/c -tall) vil påvirke betongens egenskaper i stor grad. Det finnes mange ulike tilsetningsstoffer, disse utgjør normalt mindre enn 5 prosent og kan forbedre egenskapene til betongen hvis det brukes riktig. Pozzolan er silika-støv og flygeaske og brukes som tilsats eller erstatning av vanlig sement. Disse blir brukt i en større mengde enn tilsetningsstoffene, og brukes som enten erstatning for deler av sementen eller som supplement. [14]

Betongens bestandighet er evnen den har til å motstå skader fra ytre påvirkninger. Betongkonstruksjoner blir brutt ned ved mekanisk eller kjemisk nedbrytning, eller ved en kombinasjon av begge. Eksempler på mekaniske nedbrytningsmekanismer er statiske og dynamiske laster i tillegg til temperaturlast og frostskaider. Kjemiske nedbrytningsmekanismer er en fellesbetegnelse for nedbrytningsmekanismer der en kjemisk reaksjon i betongen er årsaken til at betongen brytes ned. Eksempler på kjemiske nedbrytningsmekanismer er armeringskorrosjon, syreangrep, sulfat og nitratangrep og alkalireaksjoner i betongen. [14]

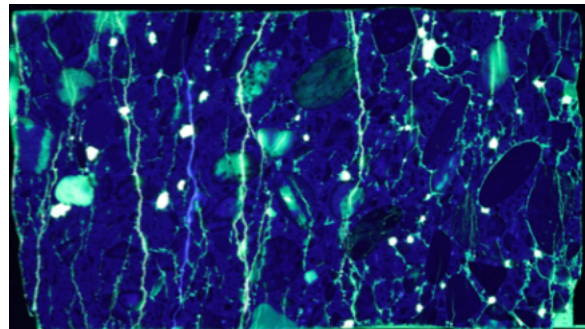
I denne oppgaven vil hovedfokuset ligge på alkalireaksjoner i betongen. Andre typer nedbrytningsmekanismer er likevel viktige å nevne da de lettere kan forekomme på grunn av skadene alkalireaksjoner gir.

2.1 Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner er en nedbrytningsmekanisme som skyldes kjemiske reaksjoner mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementpastaen. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som sveller under vannabsorpsjon. Dette fører til ekspansjon av betongen og etter hvert opprissing og eventuell videre nedbryting i kombinasjon med andre nedbrytningsmekanismer som frostsprengning og kloridinntregning. [2]



Figur 2.1: Alkaligel i en betongprøve [38]



Figur 2.2: Planslip av en betongprøve med alkalireaksjoner [38]

I Norge brukes betegnelsen alkalireaksjoner (AR) om skadelige reaksjoner mellom kvartsholdig tilslag og alkaliioner i sementpasta. Internasjonalt brukes begrepene "Alkali Aggregate Reactions" (AAR) eller "Alkali Silica Reactions" (ASR). Alkali-reaksjoner kan deles opp i hurtige eller langsomme reaksjoner avhengig av type tilslag. Internasjonal litteratur opererer også med betegnelsen alkalikarbonatreaksjoner, "Alkali Carbonate Reactions" (ACR), der det er karbonatholdige bergarter som reagerer. [15] ACR er imidlertid ikke dokumentert i Norge. Statens vegvesen har derimot et større antall bruer som er utsatt for alkalireaksjoner (ASR) i betongen. [2] Reaksjonsomfanget og størrelsen på ekspansjonen avhenger av tre forhold:

- Tilslagets reaktivitet: Tilslaget må inneholde 20% alkalireaktive bergarter (kvarts: SiO_2)
- Betongens alkaliinnhold: Tilstrekkelig mengde alkalier i sementpastaen (alkaliioner: Na^+ , K^+ , hydroksid-ioner: OH^-)
- Betongens fuktinnhold: Tilstrekkelig mengde fukt ($RF > 80\%$)

Elimineres en av disse blir det ingen reaksjon. De tre nødvendige betingelsene danner den såkalte RAV-trekanten som vises i Figur 2.3. Høy temperatur vil fremskynde prosessen. [15]



Figur 2.3: Tre nødvendige betingelser for at alkalireaksjoner kan utvikles vises i RAV-trekanten.

Alkalireaksjoner er derfor først og fremst et problem for konstruksjoner som er eksponert for høy fuktighet. Eksempel på dette er betongdemninger, konstruksjoner i fjell som f.eks. kraftverk og tunnelforinger og relativt massive utendørs konstruksjoner. Betongbruer er et eksempel på det siste.

I et utendørs klima vil det ytterste betongsjiktet vekselvis tørkes ut og fuktes opp. Tykkelsen på dette sjiktet varierer med betongkvaliteten, men for eldre konstruksjoner med betongkvaliteter på B300 – B400 dreier dette seg først og fremst om de ytterste 5-10 cm. Når betongen tørker ut i dette sjiktet, får den et visst svinn samtidig som at vannet (hver gang betongen tørker ut) tar med seg en del alkaliioner ut. Alkaliinnholdet i dette sjiktet blir dermed lavere enn i resten av betongen. Dette gjør at det mest gunstige området for ekspansjon blir litt inne i betongen eller tverrsnittet. Det antas at det er kombinasjonen av en større ekspansjon inne i betongen, svinn og utlekking av alkaliioner som er årsaken til at det ytterste sjiktet etter hvert vil sprekke opp. Opprissing skjer i prinsippet når strekkspenningene overskrider betongens strekkfasthet. Både effekten av større ekspansjon inne i tverrsnittet og svinn i betongens ytterste sjikt vil gi strekkspenninger i overflaten. [31]

Etter at det er dannet riss i overflaten, vil fuktsituasjonen i dette området endre seg. Når det regner vil rissene bli fylt med vann og det tar forholdsvis lang tid før dette vannet tørker ut igjen. Forholdene for ekspansjon kan derfor bli gunstigere i rissene enn i resten av betongen. Dette fører til at slike riss etter hvert kan bli ganske store. Forholdene for ekspansjon er spesielt gunstige i bunnen av rissene, noe som kan føre til at de begynner å utvikle seg parallelt med overflaten når de kommer inn til armeringen. På grunn av dette får overflatesjiktet eller overdekningen en vinkeldreining, som gjør at rissene åpner seg ekstra mye ytterst. Etterhvert vil rissmønsteret også bli påvirket av andre nedbrytingsmekanismer som frost og korrosjon på armeringen. [31]

Riss fra alkalireaksjoner har et karakteristisk krakeleringsmønster som er lett å kjenne igjen, se Figur 2.4. De vil ofte se grovere ut enn de virkelig er fordi utvasking av alkaliioner sammen med gel gir en mørk stripe eller skygge like ved rissene på overflaten.

Både lokale variasjoner i materialsammensetning og fuktpåkjenning vil gi store utslag i den kjemiske reaksjonen i betongen og påvirker derfor ekspansjonsomfanget. Ekspansjonen kan være ujevnt fordelt både over samme konstruksjonsdel og mellom forskjellige konstruksjonsdeler. Ekspansjonen kan også variere over tverrsnittet. Det som blir målt på utsiden av en konstruksjon er et uttrykk for gjennomsnittlig ekspansjon. [2]



Figur 2.4: Krakeleringsriss fra alkalireaksjoner [eget bilde]

Det har vært gjort mye forskning og arbeid på den «indremedisinske» kjemiske virkningene av alkalireaksjoner og årsaksfaktorer. Det har imidlertid blitt gjort lite arbeid innenfor de bæremessige konsekvensene alkalireaksjonen gir.[2] Det er dette som er hovedfokuset i denne oppgaven. Lastvirkninger fra alkalireaksjoner og ulike modeller for å beregne disse med Elgeseter bru som case vil bli vurdert i Kapittel 6.

Endring av mekaniske egenskaper ved alkalireaksjoner

Betong går vanligvis til brudd på grunn av en økende grad av indre opprissing. Ved vanlig statisk prøving av trykkfasthet for en normalbetong med fasthet rundt 40 MPa, skjer det i økende grad når spenningsnivået kommer over 50-60 % av fastheten. Spennings-tøynings kurven bøyer da etter hvert mer og mer av fra den lineære relasjonen i starten av pålastingen.

Alkalireaksjoner fører til en indre opprissing av betongen. Det kan være både i ubelastet og belastet tilstand. Etter hvert kan det bli så mye riss at det også påvirker de mekaniske egenskapene til betongen. De egenskapene en da vanligvis er mest opptatt av er trykkfasthet, E-modul og strekkfasthet. Strekkfastheten påvirker også indirekte skjær- og heftfastheten.

Det har så langt vært mest forskning knyttet til de indre kjemiske mekanismene ved alkalireaksjoner. Det er imidlertid også behov for å vite noe om hvordan de mekaniske egenskapene til betongen endrer seg med reaksjonen hvis en skal gjøre en vurdering av en konstruksjon med skader fra alkalireaksjoner. Det er så langt blitt gjort forholdsvis lite innenfor dette området, men det har likevel vært en økende aktivitet de siste årene. [2]

Det har imidlertid lenge vært kjent at alkalireaksjonen påvirker de mekaniske egenskapene til betong og det ble derfor tidlig på 1990-tallet satt opp en sammenheng mellom ekspansjon, fastheter og E-modul som har fungert som en slags rettleiding helt frem til nå. Denne sammenhengen som ble foreslått av *Institution of Structural Engineers* er vist i Tabell 2.1 [5]

Tabell 2.1: Forslag til sammenheng mellom ekspansjon i ‰ og mekaniske egenskaper for betong. Verdiene er ment som nedre grenseverdier i forhold til 28-døgnns verdier for uskadet betong [5].

Egenskap	Eksapnasjon [mm/m]				
	0,5	1,0	2,5	5,0	10,0
Trykkfasthet terning	100	85	80	75	70
Enaksiell trykkfasthet	95	80	60	60	-
Strekkfasthet	85	75	55	40	-
E-modul	100	70	50	35	30

Hvis en ser litt bort fra strekkfastheten, så er det antatt å være en forholdsvis liten effekt av alkalireaksjoner opp til en ekspansjon på rundt 0,5 ‰. Effekten øker så gradvis, men det er først når en kommer opp mot 2,5 ‰ at reduksjonen er av betydning. Denne tabellen er imidlertid forholdsvis ”grov” og viser litt for mange verdier for ekspansjoner som sjelden oppstår i vanlige konstruksjoner, i hvert fall i Norge. Det vanlige her er ekspansjoner i området 0,5 – 1,5 ‰.

Innen for dette området er det gjort forholdsvis lite arbeid, men det er indikasjoner på at effekten kan være noe større enn denne tabellen indikerer allerede for relativt små ekspansjoner. Det er blant annet gjort flere forsøk ved Delft [5] og også andre pågående masteroppgaver ved NTNU.

Det har ikke vært tid til å gå noe videre inn på dette i denne oppgaven.

2.2 Armeringskorrosjon

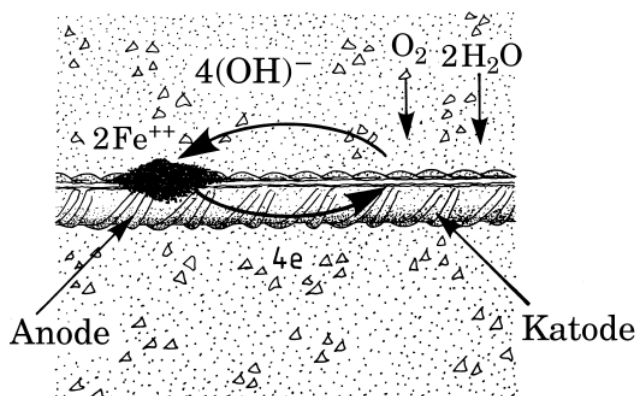
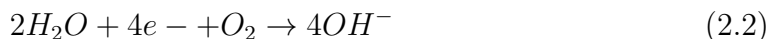
Armeringskorrosjon er den nedbrytingsmekanismen som forekommer hyppigst og er årsaken til de fleste større skader på betongkonstruksjoner.[36] Korrosjon er en elektrokjemisk prosess der elektrisk strøm går fra en anode til en katode. Reaksjonsproduktet er rust. For at dette skal kunne skje kreves både en anodisk og en katodisk reaksjon i tillegg til at de er omgitt av en elektrisk ledende væske. Porevannet i betong fungerer som en elektrisk ledende væske. Hvor fort korrosjonsreaksjonen går er

avhengig av tilgangen på reaktive stoffer og den elektriske ledningsevnen i betongen.[14]

Reaksjon ved anode:



Reaksjon ved katode:



Figur 2.5: Forenklet korrosjonsmodell [37]

Betong beskytter normalt innstøpt armering godt mot korrosjon. Den høye alkali-teten i betong gjør at armeringsstålet vil være beskyttet ved at det er passivert.[35] Passivering er en elektrokjemisk korrosjonsreaksjon hvor reaksjonsproduktet danner et tynt oksidsjikt på armeringsoverflaten. Reaksjonen foregår mellom jern, basisk vann og oksygen, der reaksjonsproduktet er jernoksid. Oksidsjiktet vil fungere som en beskyttende barriere mellom stålet og omgivelsene, og kalles passivfilm. Så lenge porevannet i betongen er tilstrekkelig basisk vil passivfilmen vedlikeholdes av korrosjonsreaksjonen.[37]

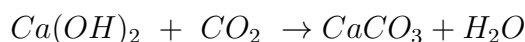
Passivfilmen kan imidlertid brytes ned hvis pH-graden senkes til rundt 9 eller hvis konsentrasjonen av klorider blir for høy. Brytes passivfilmen ned vil stålet blottlegges og være ubeskyttet mot korrosjon. Når stålet korroderer kan arealet til armeringsstålet reduseres, noe som igjen kan gi tap av bæreevne. Det kan også oppstå en sprengvirkning i betongen. Årsaken til dette er at korrosjonsproduktet (rust) har et større volum enn det opprinnelige stål volumet. Dette kan føre til rissdannelser og avskalling av betongoverdekning.[14]

Korrosjonsforløpet kan deles inn i to stadier: [35]

- Initieringsfasen: Tiden det tar å bryte ned den beskyttende passivfilmen. Tiden før karbonatiseringsfronten når armeringen eller tiden det tar før kloridinnholdet ved armeringsstålet er tilstrekkelig høyt til at armeringen kan begynne å korrodere.
- Korrosjonsfasen: Når passivfilmen er brutt og armeringsstålet korroderer.

2.2.1 Karbonatisering

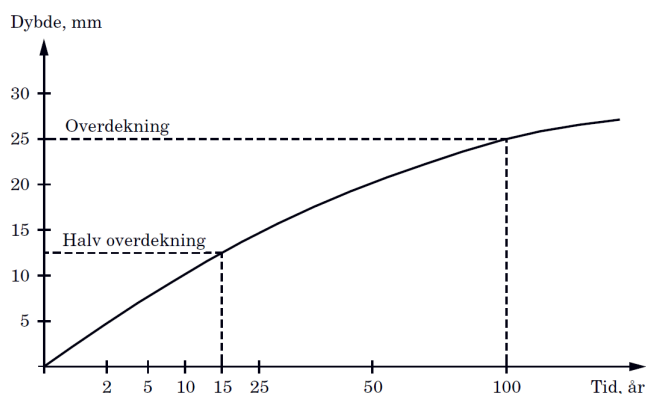
Mengden natrium og kaliumhydroksid i sementen gjør at porevannet i betongen har en høy pH. Ved karbonatisering vil kalsiumhydroksid i sementgelen reagere med karbondioksid i luften og danne kalsiumkarbonat. Dette fører til at pH-en i betongen reduseres til cirka 9 og passivfilmen rundt armeringen brytes ned.[35]



Karbonet i luften kan diffundere raskt innover i betongen. Karbonatiseringsfronten starter fra overflaten og beveger seg inn i betongen. Det er flere parametere som bestemmer tiden det tar for karbonatiseringsfronten å nå inn til armeringsstålet. En hovedparameter er betongoverdekningens tykkelse. Hastigheten karbonatiseringsfronten har vil avta med dybden til betongen og er proporsjonal med kvadratroten av tiden. Dybden x karbonatiseringsfronten har beveget seg inn i betongen kan beskrives ved:

$$x = kt^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

hvor k er en konstant og t representerer tiden det tar til den respektive dybden. [14]



Figur 2.6: Karbonatiseringsfrontens inntrenging over tid [37]

Det vil si at hvis en overdekning halveres kan det redusere initieringsperioden fra 100 år til 15 år, se Figur 2.6.

En annen hovedparameter er overdekningens tetthet, som styres av bindemidlet, v/c -tallet og separasjon i massen. Karbonatiseringshastigheten vil også styres av betongens fuktnivå. Karbonatisering skjer hurtigst rundt 60-70% relativ fuktighet. Det vil si at meget tørr betong og vannmettet betong ikke vil karbonatisere. [35]

2.2.2 Kloridinntrenging

Når kloridinnholdet ved armeringsoverflaten blir for høyt brytes passivfilmen ned. Klorider kan være til stede i konstruksjonen allerede fra byggetidspunktet, fordi betongen inneholder kloridholdige delmaterialer. Det kan være brukt kloridholdig

akselerator, saltvann eller kloridforurenset tilslag i produksjonen av betongen. Klorider kan også tilføres betongen i bruksperioden ved kapillærsuging og diffusjon ved at den er i kontakt med sjøvann eller tinesalter. Korrosjon som følge av klorider vil foregå lokalt og med en større hastighet enn ved korrosjon initiert av karbonatisering. Derfor er klorider ofte det største problemet for bestandigheten til armerte betongkonstruksjoner.[14]

God betongkvalitet og større overdekning forlenger initieringsperioden, men dette hjelper ikke om det er kloridholdige delmaterialer i betongen fra før. Tiden det tar for at kloridinnholdet ved armeringsoverflaten skal bli høyt nok til å bryte ned passivfilmen avhenger av:

- Diffusjonshastighet, eller kapillærsugehastigheten av klorider
- Evnen betongen har til å binde klorider
- Grenseverdi for nødvendig kloridnivå før passivfilmen brytes ned

Tabell 2.2: Grenser for nødvendig kloridinnhold iforhold til korrosjonsfare.[35]

i prosent av sementvekt	Korrosjonsfare
<0,40	Neglisjerbar
0,4 - 1,0	Mulig
1,0 -2,0	Sannsynlig
> 2,0	Sikker

2.3 Frost

Betongkonstruksjoner i fuktig miljø er utsatt for frostskaader. Frostskaadene oppstår ved kontinuerlige fryse- og tineprosesser. Betong inneholder en rekke porer med volum i størrelsesorden 120-180 liter per m³ betong. Når betongen fryser vil også porevannet fryse til is. Dette resulterer i en volumøkning på cirka 9 volumprosent.[35] Det oppstår et hydraulisk trykk i porevannet som igjen fører til strekkspenninger i betongen. Porene som er fylt med luft kan fungere som trykkavlastere hvis de er store nok. Hvis strekkspenningene blir høyere enn strekkfastheten til betongen vil det føre til oppsprekking og avskalling av betong i overflaten av konstruksjonen. Frostutviklingen styres av antall frostsyklus, avkjølingshastighet, laveste frysetemperatur og tid ved frosttemperatur.[36]

Skadene på grunn av frostsprenging starter ofte i overflaten, fordi disse porene lett fylles med vann. Dette skjer typisk i forbindelse med regn, snøsmelting eller for konstruksjoner i ”skvalpesonen”. [35]

Kapittel 3

Elgeseter bru

3.1 Om Elgeseter bru

Elgeseter bru går over Nidelva i Trondheim og forbinder Prinsens gate mot sentrum med Elgeseter gate mot sør. Brua ble prosjektert av dr.ing A. Aas-Jacobsen og tegnet av arkitektene Blakstad og Munthe-Kaas. Hovedentreprenør var Ingeniør F. Selmer AS. Brua ble innviet i 1951 etter en byggetid på ca. 2 år. Den ble oppført kun noen få meter til side for den gamle trebrua den skulle erstatte. [30]



Figur 3.1: Elgeseter bru sett fra vest

Brutradisjonene er lange over elven ved Elgeseter. Det var trolig gangbar adkomst over elveløpet på dette stedet gjennom hele middelalderen og frem til slutten av 1600-tallet. Da Cicignon tegnet ny byplan etter bybrannen i 1681 var det imidlertid

ingen planer om noen bru på dette stedet. Fra da av skulle elven krysses øverst i elvehavnen, der brua ville bli kortere og lettere å bevokte, i tillegg til at forbindelsen mellom festningen og byen ville bli rettere og raskere. [4]

Nesten 200 år gikk før det igjen ble en bru på dette stedet. Dette var en jernbanebru som ble bygget til åpningen av Størenbanen i 1864. Den nye jernbanebrua ble kalt "Kongsgårds bru" og er vist i Figur 3.2. I forhold til middelalderens bru lå jernbanebrua litt lenger vest og tok av mot jernbanestasjonen på Kalvskinnet (den nåværende Synagogen). Brua fra 1863 var en 227,5 m lang og 16,6 m høy trebru som var oppført på såkalte pæleåk av tømmer. Brua hadde 18 spenn, fra 4,7 til 22 meters lengde. [4]



Figur 3.2: Kongsgårds bru fra 1863 (mot Gløshaugen) [25]



Figur 3.3: Elgeseter bru under bygging side om side med den gamle brua. "Ingeniørkunst fra hver sin tid" [25]

Jernbanetrafikken foregikk i nøyaktig 20 år, til 1884, da Rørosbanens linje ble lagt

i trasé vest for Nidelva og ut til Brattøra. Kongsgårds bru ble da gjort om til en gang- og kjørebro, og ble i 1886 omdøpt til Elgeseter bru. I 1913 ble den forsterket for å tåle sporvei og trikketraffikk i tillegg.

Figur 3.3 viser den nye Elgeseter bru under oppføring i 1950-51 side om side med den gamle brua fra 1863, som ble brukt som avlastning under byggingen.

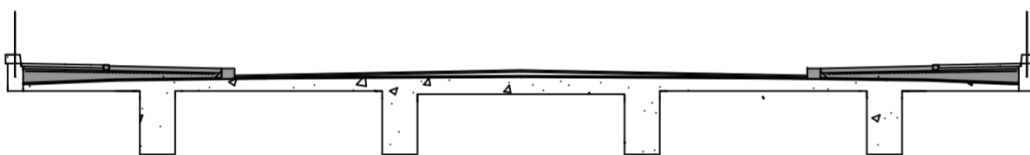
I 2004 ble Elgeseter bru tildelt Betongtavlen av Norsk Betongforening. Dette ble begrunnet med at brua er en fremragende, fremtidsrettet og vakkert byggverk. Det står videre i denne begrunnelsen ”at den ved sin gode tekniske tilstand markerer betongens egenskaper som et bestandig byggemateriale”.

I 2008 ble brua fredet av Riksantikvaren.

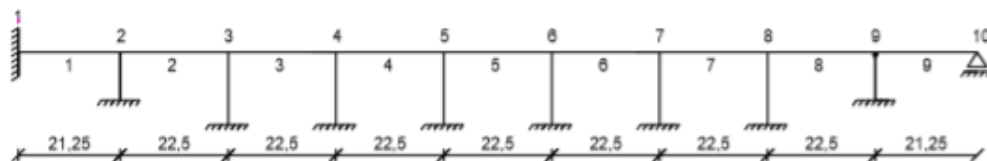
3.2 Geometri og statisk system

Elgeseter bru er bygget i betong og er en 200 m lang bjelkebru med 9 spenn. Normal spennvidden er 22,50 m og spennvidden til endefeltene er på 21,25 m. Bredden til brua er på 23,40 m. Opprinnelig besto den av fire kjørefelt og to felt for trikk. Trikkens Elgeseterlinje gikk over brua til linjen ble nedlagt i 1983. Seilingshøyden er på 15 m.

Hovedbæresystemet består av fire langsgående kontinuerlige bjelker med senteravstand på 5,5 m. Disse er opplagt på søyler med en diameter på 800 mm. Søylerrekken nærmest nordre landkar (søyle 9 i Figur 3.5) er leddlagret i toppen og innspent i fundamenter i bunnen. De øvrige søylene er støpt monolittisk til bjelkene i bruoverbygningen. Brua har pendellager og fuge ved nordre landkar (til høyre i Figur 3.5) Ved søndre landkar er brubjelkene fastholdt i landkarkonstruksjonen. Figur 3.4 og 3.5 viser henholdsvis bruas tverrsnitt og de ulike feltene i lengderetningen. Brua har fire kjørefelt og fortau på 5,2 m på begge sider langs hele brua, med unntak av helt mot sør hvor brua har fem kjørefelt. Fortauene er her avkortet til en bredde på 3,58 m på hver side.



Figur 3.4: Bruas tverrsnitt



Figur 3.5: Bruas felt i lengderetning

Brua er fundamentert på friksjonspeler. Det er brukt trepeler under søylefundamentene og betongpeler ved landkarene.

I akse 10 er det fingerfuger av type Cipec. Over pilarer er det ikke fuger [16]

3.3 Tilstand og tidligere tiltak ved Elgeseter

Betongen i Elgeseter bru har vist seg å inneholde tilslag som er alkalireaktivt og som gjør at betongen ekspanderer. Flere av de observerte skadene skyldes derfor utvidelser av brua. Blant annet har søylene blitt skjevstilt og fugen i akse 10 har lukket seg. En var lenge i tvil om hva dette skyldes, men den generelle oppfatningen er nå at det er ekspansjonen fra alkalireaksjoner som har ført til denne lengde- og bredde utvidelsen av brua.

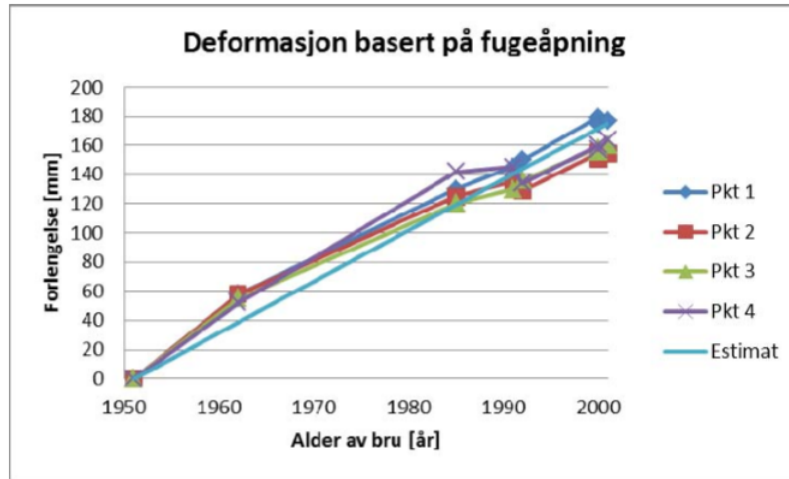
Det er observert ulike typer skader på brua. I dette kapitlet blir det først og fremst lagt vekt på de som er knyttet til alkalireaksjoner i overbygningen.

Det var først tidlig på 90-tallet at en ble klar over at ekspansjonen fra alkalireaksjoner kunne være årsaken til lengdeutvidelsen av brua. I 1991 utførte Sintef analyser av prøver fra bjelkene, brudekket og kantdragerne. Det ble funnet skadelige reaksjoner på alle prøver med unntak av innerbjelkene. [16] Etter dette har brua jevnlig blitt kontrollert for ekspansjon fra alkalireaksjoner. Det er tatt prøver og gjort målinger av Statens vegvesen, Sintef, Aas-Jakobsen og Norwegian Concrete and Aggregate Laboratory (NTBL). Mye av det som er nevnt her er basert på en rapport fra en spesialinspeksjon som ble utført av Aas-Jakobsen i 2012. Denne rapporten refererer også til interene arkiver hos Statens vegvesen og til opplysninger i Brutus. [16] Brutus er et databaseprogram i Statens vegvesen hvor det legges inn oppdaterte opplysninger om tilstanden til bruer fra spesialinspeksjoner etc. [29]

3.3.1 Lengdeutvidelser i overbygningen

Lengdeutvidelsen til brua er målt på flere måter. Den mest omfattende måten er målinger av fuge-åpningen ved nordre landkar (akse 10 i Figur 3.5). Resultatene er vist flere steder og er blant annet oppsummert i Aas-Jakobsens rapport fra 2012, se

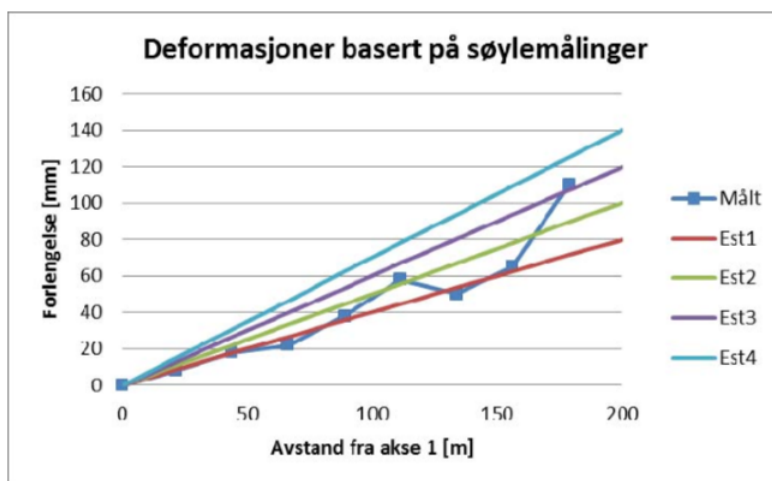
Figur 3.6. Fremstillingen viser utvidelsen av brua i lengderetningen fra 1962 frem til 2001. Verdiene er korrigert for temperaturutvidelse og det er målt i fire punkt i bruas tverretning. [16]



Figur 3.6: Forlengesle av bruplata som funksjon av alder basert på måling av fugeåpning [16]

Brua har forlenget seg fra 140 til 180 mm i løpet av 50 år, dvs. i snitt 3.2 mm pr år. Det er imidlertid en usikkerhet knyttet til om disse verdiene relaterer seg kun til bruplata. Bevegelser i landkarene kan også påvirke målingene, noe som da eventuelt fører til at målingene overestimeres [16].

I 1991 ble bruplatas utvidelse også verifisert ved å måle søylenes vertikalitet eller hvor mye de er "ute av lodd". Det viser hvor mye søyletoppen har flyttet seg i forhold til fundamentene. Ved å se på dette forholdet langsetter brua, vil en da også få informasjon om hvordan brua har vokst eller utvidet seg. Resultatene fra disse målingene er vist i Figur 3.7. [16]



Figur 3.7: Forlengesle av bruplata som funksjon av alder basert på måling av fugeåpning

Målingene viste en klart økende skeivstilling av søylene fra Samfundet mot byen, og som samsvarer med en gjennomsnittlig forlengelse av hele bruaplata på rundt 100 mm. Dette gir en årlig utvidelse på 2,5 mm.

Søylemålingen i 1991 gir en noe mindre utvidelse enn målingene av fugeåpningen. Utvidelsen på 100 mm tilsvarer en jevnt fordelt tøyning over hele brua på 0,5 ‰. For å følge videre utvidelse av bruaplata er det nå montert målebolter på undersiden av ytterbjelkene ved begge landkarene. [16]

Utvidelsen av brudekket har ført til at fugen flere ganger har lukket seg og er skiftet ut. Dette ble gjort første gang i 1985. Da ble forlengelsen av brua målt til ca. 100 mm. Fugen ble igjen skiftet ut i 2004 [16], åpningen ble da målt til 100 mm. Nye målinger gjort av Aas Jakobsen i 2013 viser en endring på ca. 20 mm fra 2004. Det er en usikkerhet i forhold til temperaturutvidelser knyttet til disse målingene, men den siste utvidelsen er likevel en god del større enn hva usikkerheten knyttet til temperaturen i konstruksjonen skulle tilsi. Det er derfor mye som tyder på at det meste av sammentrekningen av fugen fra 2004 også skyldes alkalireaksjoner. [16]

På grunn av at fugen ved flere anledninger har vært lukket har dette ført til skader på fugen og til dels delaminering av bruaplata i området rundt fugen. Under det siste rehabiliteringsarbeidet i 2015, ble det også funnet ganske betydelige skader med delaminering spesielt i øverste del av plata mange steder på brua. Disse skadene var også størst i de to siste feltene mellom akse 8 og 10, men de antas ikke å ha noe direkte med kontakten i fugen å gjøre. Delaminering av plata oppstår antakelig likevel som en kombinasjon av en stor vertikal ekspansjon og indre og ytre lastvirkninger. En slik delaminering er ganske alvorlig for bæreevnen til betongen og alle slike partier ble derfor meislet bort og erstattet med ny ikke reaktiv betong. [3] I tillegg ble det observert mye skader på kantbjelkene. Det skyldes sannsynligvis en kombinasjon av alkalireaksjoner og frost. Store deler av kantbjelken ble derfor meislet bort, armert på nytt og gitt en ny påstøp langs innsidene. [3]

Figurene 3.8 og 3.9 viser bilder av bruaplata under rehabiliteringsarbeidet i den nordre enden mot fugen.



Figur 3.8: Brudekket ved fugen etter reparasjon [3]



Figur 3.9: Vestre enden av brua etter fjerning av delaminert betong [3]

Bruplata har størst skader fra alkalireaksjoner, fordi den har vært mest fuktig. Det er nå lagt membran på brua, men det var ikke det i de første ca. 50 årene. Det er derfor i de senere beregningene også antatt mer ekspansjon i plata enn i resten av overbygningen.



Figur 3.10: Østlig side av brua etter fjerning av asfalt og membraner under rehabiliteringen av brua i 2014-2015 [3]



Figur 3.11: Ødelagte deler fra øvre del av dekket med klare tegn til alkalireaksjoner som hvite striper langs tilslagskornene [3]

3.3.2 Tilstand og tiltak for søylene

Det har vært gjort forskjellige undersøkelser knyttet til alkalireaksjoner i brua siden 1995, både av Sintef, Statens vegvesen og NTBL. Det meste av dette arbeidet har imidlertid vært knyttet til underbygningen som i dette tilfellet er søylene. Målinger i løpet av de siste årene tyder på at søylene har en ekspansjon fra alkalireaksjoner på 2-3 ‰ i ringretningen. [3] Dette har ført til store riss på søylene. Rissene i søylene har vært fulgt med og reparert når det har vært nødvendig de siste 20 årene. Reparasjonene har vært både i form av overflatebehandling og karbonfiberforsterkning. [3] Rissvidder og ekspansjon av søylene er ikke vurdert noe videre i denne oppgaven.



Figur 3.12: Søyle med rissvidde på 7 mm [4]

Utvidelsen av brudekket har gitt en permanent forskyvning av søylene. Forskyvningen er størst i akse 9, hvor den ut fra målingene kan antas å være et sted mellom 100 og 150 mm. De siste søyleradene får derfor betydelige tilleggskrefter i form av moment fra denne forskyvningen. Søylene i akse 7, 8 og 9 ble derfor rettet opp i 2003. Søylene i akse 9 ble rettet opp ved at lageret i bjelken ble flyttet tilbake ca. 150 mm. Figur 3.14 viser en av søylene i akse 9 etter at den er rettet opp. Ut fra dette ser en tydelig at brua har forskyvnet seg i lengderetningen. [16] Søylene i akse 7 og 8 ble sprengt av i toppen, flyttet tilbake, og støpt sammen med bjelkene igjen.

Det har vært litt uklarhet rundt om søylene i akse 7 ble rettet opp eller ikke. Det ble derfor, i denne oppgaven, bestemt at en skulle foreta kapasitetskontrollen av søylene i denne akse selv om de kanskje var flyttet tilbake. Denne antakelsen er konservativ med tanke på momentet i søylene. Etterhvert er en imidlertid blitt klar over at disse søylene ble flyttet og at en derfor heller burde vurdert disse momentene ut fra forskyvningen i akse 6. En kan imidlertid enkelt finne momentene i søylene i akse 6 ved å korrigere momentene i akse 7 med forholdstallet mellom forskyvningene i akse 6 og 7.



Figur 3.13: Rehabilitering av søyler [4]

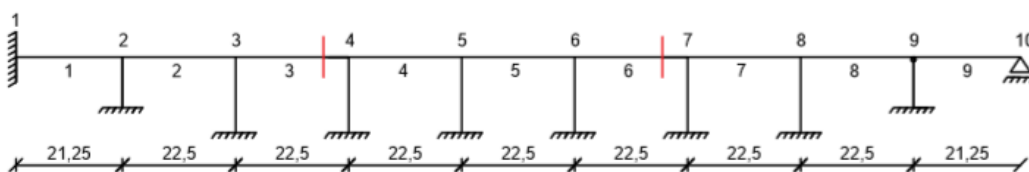


Figur 3.14: Søyle i akse 9 etter flytting av lageret i bjelken [4]

3.3.3 Tilstand og tiltak av bjelker

Det ble observert noen ganske store riss i bjelkene under en hovedinspeksjon som ble utført i 2011. Det ble derfor utført en spesialinspeksjon av Aas-Jakobsen i 2012 for å kartlegge dette nærmere.

Det ble da registrert noen store vertikale riss i noen spenn i innerbjelkene rundt 4,5 m fra opplegget. Rissvidden var opp mot 6 mm. Rissene ble observert i felt 3 mot støtte 4 og i felt 6 mot støtte 7 i innerbjelken lengst mot øst. [16] Rissene er angitt i Figur 3.15. Det ble kun observert ett stort vertikalt riss i hvert spenn. Rissene har oppstått i et område som har lite lengdearmring i underkant av bjelken, det såkalte momentnullpunktet. Dette er det stedet i spennet hvor egen- og nyttelast, og da spesielt egenlast, ikke gir noe særlig momentvirkning. Bilde av disse rissene er vist i Figur 3.16 og 3.17. [16] Den lave momentkapasiteten til disse snittene vil også kunne være bestemmende for hvor stort det positive momentet (strekk i underkant) fra alkalireaksjoner kan bli. Det vil da danne seg såkalte plastiske ledd i disse snittene ved en eventuell videre økning av ekspansjonen. Dette blir nærmere vurdert og diskutert senere i oppgaven.



Figur 3.15: Plassering av store vertikale riss i lengderetning



Figur 3.16: Riss i momentnullpunkt [16]



Figur 3.17: Riss i momentnullpunkt [16]

Under denne inspeksjonen ble det videre observert en rekke riss med mer normale rissvidder (typisk 0,3 - 0,5 mm nede ved armeringen og opp mot 1 mm lenger oppe i steget. Disse rissene ble stort sett observert over hele lengden mellom momentnullpunktene (i feltene). Dette er bøyeriss med en litt spesiell form. [16] De er størst et stykke oppe i steget. Det har sammenheng med at det der er lite armering og at armeringen i underkant av bjelken i tillegg til å kontrollere rissene også gir en slags forspenningseffekt på betongen i det området på grunn av ekspansjonen til betongen (armeringen kommer i strekk og betongen i trykk).

Undersiden av brudekket viste tydelige tegn til å ha vært mer fuktutsatt ved ytterbjelkene enn ved innerbjelkene. Se Figur 3.18. Sannsynligvis har det sammenheng med at det ikke ble lagt membran på fortauene før nå ved siste rehabilitering. Dette forholdet ble observert i hele brulengden og på begge sider av brua. Dette gir klare indikasjoner på at alkalireaksjoner kan forventes å være større i ytterbjelkene enn i innerbjelkene. Senere i oppgaven er derfor et ekspansjonstilfelle med mer ekspansjon i ytterbjelken enn i innerbjelken vurdert.

Bjelkene er forsøkt forsterket med karbonfiberforsterkning i 2013 og 2014. [38]



Figur 3.18: Underside av brudekket [16]

Kapittel 4

Dimensjoneringsgrunnlag

Dette kapitlet vil introdusere dimensjoneringsgrunnlaget for oppgaven. Derav aktuelt regelverk og ulike forenklinger gjort i oppgaven i forbindelse med tverrsnittet. Relevante brutegninger finnes i Vedlegg A. Det vil også i dette kapitlet bli introdusert materialegenskapene til betongen og armeringsstålet i Elgeseter bru.

4.1 Regelverk

I denne oppgaven skal Elgeseter bru beregnes etter regelverk for eksisterende konstruksjoner. Det vil det bli introdusert standarder og regelverk som har vært viktige i forbindelse med denne oppgaven, samt relevante håndbøker fra Statens vegvesen.

4.1.1 Standarder

I Norge benyttes det idag Eurokoder som er en felles serie standarder for europeiske land. Eurokodene fastlegger regler for prosjektering av konstruksjoner og benyttes for å dokumentere konstruksjoners sikkerhet i forhold til byggeforskriftens krav. Eurokodene ble primært laget for å gjøre det enklere å samarbeide på tvers av landegrensene og for å gjøre det enklere med handel av byggevarer. I Norge publiseres alle Eurokodene av Standard Norge.[32][33]

Elgeseter bru ble opprinnelig bygd etter NS 427, men denne standarden ble erstattet av NS 3473 serien i 1973. Det har vært mange revisjoner av NS 3473 etter det, og 2003 utgaven er den siste før en gikk over til Eurokode i 2010. I NS 427 ble armert betong betraktet som et lineært elastisk materiale. I NS 3473 innføres bruks- og bruddgrensetilstanden og en regner mer på det armerte betongtverrsnittets virkelige oppførsel, hvor betongen hovedsakelig tar trykk-krefter og armeringen strekk-krefter.

Generelt ved brukklassifisering skal den versjonen av NS 3473 som var gjeldende det året brua ble bygget benyttes. Hvis brua er bygget før den første utgaven av NS 3473 ble utgitt skal en bruke den første utgaven fra 1973. [7] Det er i samråd med

Håvard Johansen ved Statens vegvesen besluttet å benytte den nyeste utgaven av NS 3472 i denne oppgaven.

Beregningene i oppgaven vil i hovedsak basere seg på NS 3473:2003 og suppleres med nåværende dimensjoneringsregler i Eurokode-serien. Håndbøkene til Statens vegvesen inngår også i beregningene, og brukes sammen med prosjekteringsstandardene.

Relevante standarder for oppgaven:

- Eurokode 1, NS-EN 1991, Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2, NS-EN 1992, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS 3473:2003, Prosjektering av betongkonstruksjoner

4.1.2 Håndbøker fra Statens vegvesen

Statens vegvesen utgir håndbøker som utarbeides av Vegdirektoratet.

Håndbøkene kan deles inn i to nivåer:

- Nivå 1: Normaler og retningslinjer
- Nivå 2: Veiledninger

Nivå 1 er kravdokumenter og anses som de viktigste håndbøkene. Nivå 2 er hjelpedokumenter til håndbøkene i nivå 1 og inneholder mer detaljerte beskrivelser.[34]



Figur 4.1: Forside N400



Figur 4.2: Forside R412

Håndbok N400: Bruprosjektering

Håndbok N400 kategoriseres som en normal i nivå 1. Håndboken gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Den supplerer eurokodene med utfyllende bestemmelser, prosjekteringsregler og krav.

Håndbok R412: Bruklassifisering

Håndbok R412 kategoriseres som en retningslinje i nivå 1. Håndboken er en av tre håndbøker i regelverket for bruklassifiseringer. Den inneholder lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett. Bruklassifisering vil si å definere maksimal tillatt trafikklast for eksisterende bruer. Dette gjøres ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand. Håndboken angir trafikklastene som bruene skal kontrolleres for. Håndbok R412 inneholder også en veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer.

4.2 Materialer

4.2.1 Betong



Figur 4.3: Bilde av forskaling under bygging

Elgeseter bru ble bygd på begynnelsen av 1950-tallet. Standarden på denne tiden var 1939 utgaven av NS 427. I henhold til denne standarden skal betongen klassifiseres som kvalitet A, B, C eller D med krav til middelfasthet av 200 mm terninger på henholdsvis 290, 230, 180 og 140 k_p/cm^2 . Med dagens betegnelser, tilsvarer dette ca 29, 23, 18 og 14 MPa. Kravet til fasthet er middel av tre enkeltprøver som tas løpende under støpearbeidet.

Statens vegvesen har i sine retningslinjer for kontroll av eksisterende bruer forutsatt at det ble brukt A betong i bruer på denne tiden. [7] Denne kvaliteten er videre satt til C25 i henhold til NS 3473 sin betegnelse av betongkvaliteter. Det er en betong med en karakteristisk terningsfasthet på minst 25 MPa.

Det er opplyst på tegningene (Vedlegg A) at det skal benyttes betong med 350 kg sement pr. m^3 i overbygningen og betong med 400 kg sement pr. m^3 i søylene. Det tas imidlertid ikke hensyn til denne forskjellen i Statens vegvesen sin klassifisering av A-betong. Grunnen til det er antakelig at NS 427 bare gir krav til blandingsforhold mellom sement, sand, stein og vann og v/c-tallet er satt til maksimum 0,50 for kvalitet A betong uavhengig av sementmengden. Hvis det er brukt samme v/c-tall for de to sementmengdene, er det derfor nødvendigvis ikke så stor forskjell i fasthetene.

For å beregne dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} , definerer NS 3473 først en konstruksjonsfasthet f_{cn} som det så legges en materialfaktor ($\gamma_m = 1,4$) på. I denne overgangen bestemmes først sylindrefastheten f_{cck} som 0,8 ganger terningsfastheten f_{ck} , og så konstruksjonsfastheten som $0,7 \cdot f_{cck} + 2,8$ (verdier i MPa). En C25 betong får da en sylindrefasthet og konstruksjonsfasthet på henholdsvis 20,0 og 16,8 MPa. Tilhørende dimensjonerende fasthet for denne betongen blir da $16,8/1,4 = 12,0$ MPa.

Det er imidlertid å forvente at alkalireaksjoner kan ha gitt en viss reduksjon av fastheten. I forbindelse med den siste rehabiliteringen av brua i 1014-2015, ble det derfor boret ut noen kjerner fra bruaplata som ble prøvd hos SINTEF [24]. Resultatene fra disse prøvene er gjengitt i Figur 4.4. Omregnet trykkfasthet er her forventet fasthet av sylindre som har en høyde som er to ganger diameteren (som er standard-sylindren ved vanlig trykkprøving).

Tabell 2: Resultater – densitet og trykkfasthet

Prøve nr.	Høyde	Diameter	Rom-densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	h/d-forhold	Omregn. faktor	Omregn. trykkfasthet ¹
	mm	mm	kg/m ³	kN	MPa			MPa
A2 Vest	91	95	2360*	238,0	33,6	0,96	0,86	28,9
B1 Vest	102	95	2380*	403,7	57,0	1,07	0,88	50,1
A1 Øst	113	103	2440	367,3	44,1	1,10	0,89	39,2
B1 Øst	130	103	2400	348,0	41,8	1,26	0,93	38,8
C2 Øst	126	103	2440*	358,8	43,1	1,22	0,92	39,6
C+ Øst	196	164	2380	553,9	26,2	1,20	0,92	24,1

* Densitet er korrigert for vekt av armeringsjern

Figur 4.4: Resultater fra kjerneprøver [24]

Middelverdien til disse enkeltprøvene er 36,8 MPa, mens standardavviket er 9,1 MPa. Karakteristisk sylindrefasthet blir da: $36,8 - 1,7 \cdot 9,1 = 21,2$ MPa, hvor faktoren 1,7 er hentet fra Tabell 14 i NS 3473 for 6-10 prøveverdier. Basert på denne verdien kan det i henhold til NS 3473 pkt 11.1.3 beregnes en ekvivalent karakteristisk sylindrefasthet etter uttrykket: [8]

$$f_{cck} = 1,2 f_{cckj} - 4 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

hvor f_{cckj} er den karakteristiske fastheten på 21,2 MPa fra prøvene.

Innsatt for f_{cckj} gir dette en sylindrefasthet for betongen i plata nå på 21,5 MPa. Tilhørende konstruksjons- og dimensjonerende fasthet blir da:

$$f_{cn} = 0,721,5 + 2,8 = 17,8 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

$$f_{cd} = 17,8/1,4 = 12,7 \text{ MPa}. \quad (4.3)$$

Spredningen til disse prøveverdiene er noe større enn det som er vanlig ved prøving av trykkfastheter. Generelt antas det ofte at karakteristisk verdi er middelveien minus 8 MPa. I dette tilfellet er imidlertid denne reduksjonsverdien helt oppe i $1,7 \cdot 9,1 = 15,4$ MPa, som er bort imot det dobbelte av dette. Det er derfor sannsynlig at den relativt store spredningen til disse resultatene skyldes virkningen av alkalireaksjoner og at den er større på noen steder enn andre på grunn av lokale variasjoner. Ut fra disse prøvene, kan det derfor tyde på at fastheten til betongen noen steder i plata er nede i ca. 60% av det den er i andre områder med mindre skader.

Den laveste prøveverdien er for en større sylinder. Det er en sylinder som falt ned i elva da den ble boret ut. Siden det ikke var noe særlig ytre skader på sylindere fra dette fallet, har det antakelig ikke hatt noe særlig å si for fastheten. [24]

Det er derfor mye som tyder på at trykkfastheten til denne betongen, og da spesielt i plata, er noe redusert på grunn av alkalireaksjoner. Ut fra disse prøvene ser det likevel ut til å være greit å regne med en dimensjonerende fasthet på 12,0 MPa for betongen i overbygningen. Det er også det samme som Aas-Jakobsen har brukt i sine beregninger [30] basert på Statens vegvesen sine retningslinjer for fastsettelse av fasthet i gamle konstruksjoner. Det er imidlertid for uskadet betong. Når dette likevel ser ut til å stemme bra også i dette tilfellet, så viser det at fastheten til denne betongen er noe høyere enn C25 i uskadet tilstand.

Brudekke og bjelker

Brudekket er støpt med en betong som inneholder 350 kg sement pr. m^3 . Statens vegvesen har, som beskrevet ovenfor, relatert denne betongen til C25 kvalitet i henhold til NS 3473, hvor C står for terning og 25 for fasthet i MPa. Materialparametere for C25 etter NS 3473 er vist i Tabell 4.1. [8]

Tabell 4.1: Materialparametere for C25 etter NS 3473 [8]

Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	20 MPa
Karakteristisk terningfasthet	f_{ck}	25 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	16,8 MPa
Strekfasthet	f_{tk}	2,10 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,40 MPa
Materialfaktor for betong	γ_c	1,4 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = f_{cn}/\gamma_c$	12 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} = f_{tn}/\gamma_c$	1,0 MPa

E-modulen til betong kan estimeres ut fra pkt. 9.2.1 i NS 3472.

$$E_c = k_E (f_{cc})^{0,3} \quad (4.4)$$

For B20 til B75 betong $\Rightarrow k_E = 9500 (N/mm^2)^{0,7}$

Ligning (4.4) gir da en kortids E-modul for denne betongen lik:

$$E_c = 23300 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

Søyler

Søylene er støpt med en betong som inneholder 400 kg/m^3 . I henhold til R412 skal også denne betongen klasseres til en C25 betong. [7] Aas Jakobsen har imidlertid i sine beregninger [30] klassert denne til en C30 betong. Det er derfor valgt å benytte denne kvaliteten for søylene selv om det nødvendigvis ikke er helt riktig. Materialparametere for C30 etter NS 3473 er vist i Figur 4.2.

Tabell 4.2: Materialparametere for C30 etter NS 3473 [8]

Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	25 MPa
Karakteristisk terningfasthet	f_{ck}	30 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	19,6 MPa
Strekfasthet	f_{tk}	2,35 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,60 MPa
Materialfaktor for betong	γ_c	1,4 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = f_{cn}/\gamma_c$	14 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} = f_{tn}/\gamma_c$	1,14 MPa

Kortids E-modulen til denne betongen blir etter ligning (4.4) lik:

$$E_c = 25000 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

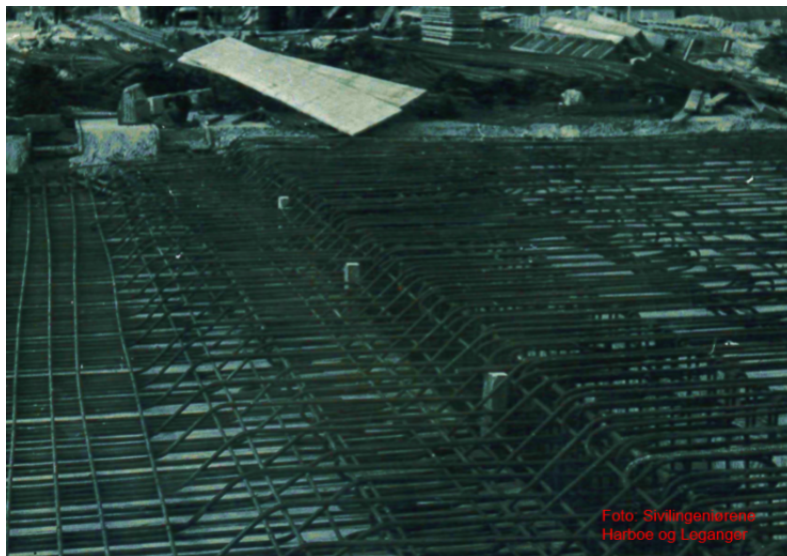
Lastvirkningene fra alkalireaksjoner er beregnet med en langtids E-modul i betongen. Den er bestemt som:

$$E_{c,langtid} = \frac{E_{c,korttid}}{1 + \phi} \quad (4.7)$$

Kryptallet er satt til 2 i alle beregninger med langtids E-modul i denne oppgaven. Denne verdien er ganske vilkårlig bestemt ut fra en vurdering av opprinnelig betongkvalitet og skadegrad. Langtids E-modulene for de to betongkvalitetene blir da henholdsvis 7766 og 8333 MPa for C25 og C30 betong.

For betongen er det brukt både et forenklet og et lineært arbeidsdiagram. Det forenklete er i henhold til NS 3473 pkt 11.3.2 og det lineære er lineært opp til en tøyning på 1,75 ‰ før det blir flatt. Det lineære benyttes bare sammen med en langtids E-modul for betongen.

4.2.2 Armering

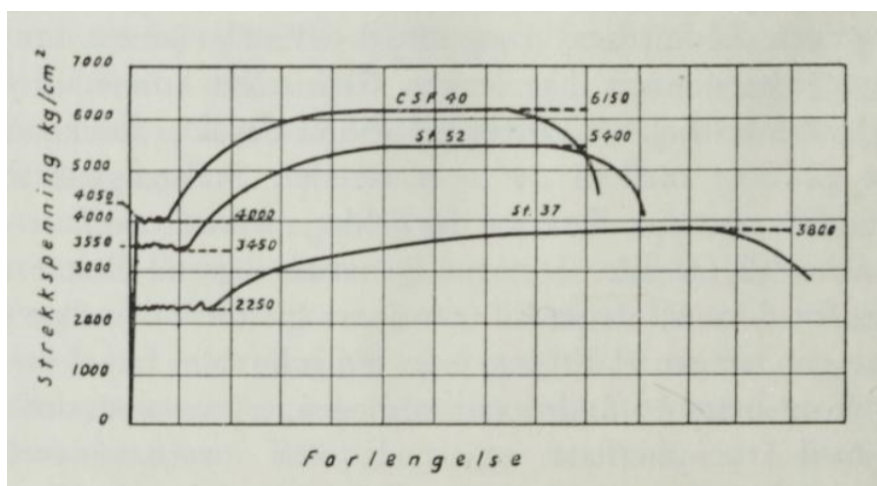


Figur 4.5: Bilde av armeringsføring under bygging [25]

Det er benyttet glattstål som armering i Elgeseter bru. På armeringstegningene er det oppgitt at kvaliteten er St. 52 for $\varnothing 32$ mm stengene og St. 37 for den resterende armeringen i bjelkene. Hovedarmeringen (i lengderetningen) og det meste av tverrarmeringen i plata har også kvalitet på St. 52 om ikke annet er angitt på tegningen, selv om stangdiameteren er mindre enn $\varnothing 32$ mm.

Lyse og Wiig viser i sin bok "Betong - uarmert og armert" typiske arbeidsdiagram for disse kvalitetene, se Figur 4.6. Ut fra disse diagrammene har St. 52 og St. 37 flytetøyninger på ca. 340 og 230 MPa. [17] Denne figuren viser også at St. 52 har en reell bruddtøyning på ca. 10 ‰. Hvis dette stemmer er det sannsynlig at armeringen

fortsatt er virksom, uten noen problem, også over de store rissene som en har fått noen steder ved momentnullpunktene.



Figur 4.6: Arbeidsdiagram fra Lyse og Wiig [17]

Tabell 4.3: Materialparametere for St. 52 og St. 37 etter NS 3473 [8]

	St. 52	St. 37
f_{sk}	340 MPa	230 MPa
γ_s	1,25	1,25
$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_c$	272 MPa	184 MPa

Det er antatt en E-modul for armeringen på 200000 MPa. Basert på karakteristiske flytespenninger, gir det flytetøyninger på henholdsvis 1,70 og 1,15 ‰ for St. 52 og St.37. St 52 og St 37 har et flyteplata på henholdsvis ca 10 og 15 ‰ før de får fastning (økende fasthet). Bruddtøyningen er over 10 ‰ for begge disse kvalitetene.

I henhold til NS 3473 pkt 11.3.6 skal armeringen også nå den dimensjonerende spenningen ved denne tøyningen. For at det skal bli riktig, må da E-modulen til armeringen justeres noe ned. Det er ikke gjort i denne oppgaven, og det er forstått at dette heller ikke er vanlig å gjøre. Det er også relativt sjeldent at en kommer bort i denne problemstillingen ved vanlig dimensjonering av betongkonstruksjoner.

Vedlegg A viser armeringsmengder i ulike snitt i bruas lengderetning. Det er imidlertid ikke angitt noen avstander mellom stengene på tegningene. Avstanden mellom de ulike lagene av armering og overdekningen er derfor antatt etter krav i NS 3473. Det er også forsøkt å skalere en tversnittstegning i Autocad, noe som viste at de valgte avstandene i henhold til NS3473 så ut til å stemme bra.

NS3473 pkt 17 gir en minimum overdekning av hensyn til korrosjonsbeskyttelse på 50mm for eksponeringsklasse XD3. Eksponeringsklasse XD3 kan forekomme for brukere utsatt for sprut og vegdekker. Det er denne eksponeringsklassen Elgeseter bru vil være i. I Aas-Jakobsen sin rapport ble det benyttet en minimum overdekning på

55 mm for bjelken. Det er derfor valgt å gjøre det samme her. [30] For tverrarmringen i plata er det kun benyttet en overdekning på 33 mm, da dette korresponderte best med tegningene.

4.3 Forenkling av tverrsnittet til T-bjelkene

Det er gjort en forenkling av brutverrsnittet som er gjennomgående for alle beregningene i denne oppgaven.

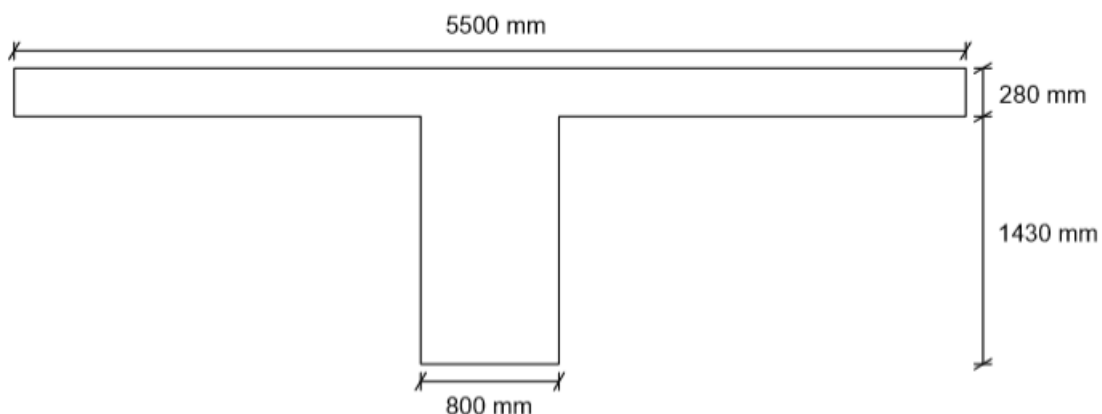
Tverrsnitt

Brudekket har i virkeligheten en variabel tykkelse i bruas tverretning. Fra 150 mm ytterst ved utkrageren til 380 mm i midtsnittet. Dette er vist i Figur 3.4 i kapittel 3. Som en forenkling er det derfor valgt å benytte en gjennomsnittstykkelse på 280 mm for hele plata i beregningene. Dette gjelder både for beregning av stivhet og for kapasitet av bjelkene i lengderetningen. Denne antakelsen for platetykkelsen gjelder også beregningene av lastvirkninger på tvers. For kapasitetskontroller i bruddgrensetilstanden i denne retningen (på tvers) blir imidlertid den virkelige tykkelsen i det aktuelle snittet benyttet.

I lengderetningen betraktes plata som fire T-bjelker. Bredden til hver flens er 5500 mm, som er senteravstanden mellom bjelkene. Høyden til bjelken i steget er 1430 mm, slik at totalhøyden til tverrsnittet blir 1710 mm. Denne tykkelsen av plata og høyden av T-bjelken er også den som er valgt av Aas-Jakobsen [30]

I beregningene av alkalireaksjoner regnes det med den totale bredden til flensen. I kapasitetskontrollene i bruddgrensetilstanden regnes det imidlertid med en effektiv bredde i henhold til NS 3473 pkt 9.5.

Det forenklede T-tverrsnittet som er benyttet i beregningene i lengderetningen er vist på Figur 4.7.



Figur 4.7: Forenklet T-tverrsnitt for beregningene i lengderetningen

Kapittel 5

Laster og lastkombinasjoner

I dette kapittelet vil basisen for å etablere de dimensjonerende lastene for Elgeseter bru bli lagt. Hvilke laster som er inkludert i dimensjoneringen og hvilke lastkombinasjoner som må brukes for å finne de resulterende dimensjonerende lastene på brua er vurdert. For eksisterende bruer gjelder håndbok R412 for å bestemme de maksimalt tillatte trafikklaster som inngår i en bruklassifisering. De øvrige lastene bestemmes etter håndbok N400. I håndbok N400 henvises det ofte til relevant standardverk. R412 oppgir også hvilke lastkombinasjoner som skal benyttes for bruklassifiseringen og ulike parametere for materialfasthet.

5.1 Klassifisering av laster

Det er vanlig å klassifisere laster ut fra deres variasjon over tid. I håndbok N400 deler de lastene inn i fire kategorier:

- *Permanente laster*: Permanente laster er påkjenninger på konstruksjonen som ventes å være tilnærmet konstante over det tidsrommet som betraktes, det inkluderer konstruksjonens egenvekt og permanente installasjoner, i tillegg til eventuelle vann- og jordtrykk.
- *Variable laster*: Variable laster er påkjenninger som varierer over tid. Dette omfatter trafikklaster, naturlaster, temperaturlaster og støt- og fortøyningslaster fra ferje.
- *Deformasjonslaster*: Deformasjonslaster omfatter laster knyttet til egenskapene til konstruksjonsmaterialet eller påførte deformasjoner, eksempler på dette er forspenning av konstruksjoner, svinn, kryp, relaksasjon og setninger. Disse er ofte tidsavhengige.
- *Ulykkeslaster*: Eksempel på ulykkeslaster er påkjørsler, fallende objekter, eksplosjoner, brann, skred og flom. Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for med et uhell eller ved unormale hendelser, disse relateres som oftest til et bestemt risikonivå.

5.2 Permanente laster

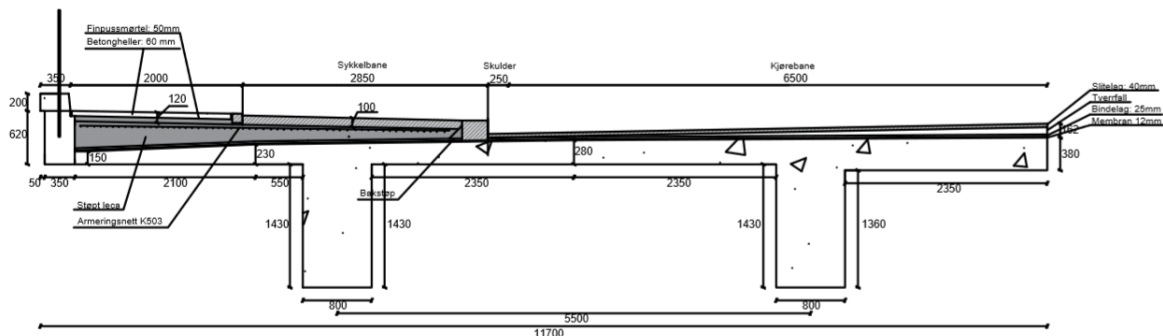
Egenlast er den eneste permanente lasten som betraktes i denne oppgaven. Det skilles mellom *egenvekt* som omfatter tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen og *superegenvekt* som betegnes som egenvekten av permanente elementer utover selve konstruksjonstyngden.

5.2.1 Egenvekt

For en brukonstruksjon omfatter egenvekten vekten av overbygningen og underbygningen. For Elgeseter bru er dette vekten av betongdekket, den støpte kanten i betong og de fire bjelkene.

Tyngdetettheten ρ for armert betong er lik 25 kN/m^3 etter håndbok R412 for bruklassifisering. Arealet av de permanente delene er beregnet til $11,233 \text{ m}^2$. Egenvekten blir dermed:

$$g_{\text{betong}} \mid 282 \text{ kN/m}$$



Figur 5.1: Bruas tverrsnitt med fortau lik det i spenn 2-9

5.2.2 Superegenvekt

For brukonstruksjoner regnes superegenvekt som vekten av gangbaner, belegning, autovern og rekkverk. [6] Belegningsvekt innebærer slitelag og fuktisolering. Håndbok N400 for største spennvidde $l < 50 \text{ m}$ gir minimum asfaltlast lik $3,5 \text{ kN/m}^2$ for kjørebane. Håndbok N400 oppgir også at fortau over vegbruer skal dimensjoneres for en belegningsvekt på minimum $1,5 \text{ kN/m}^2$ tillegg til vekten av selve fortauet. Dersom belegningstykkelsen er kjent benyttes 25 kN/m^3 for egenvekt av asfalt.

En rapport fra spesialinspeksjon av Aas Jakobsen i 2012 [16] diskuterer at brua har et slitelag med tykkelse opp mot 350 mm. Den tilleggslasten dette gir har de ansett som

kritisk. I 2014-2015 ble det imidlertid meislet ned og lagt ny asfalt på hele dekket. Dette problemet er derfor ansett som løst. Tegninger av slitelag fra 2016 er benyttet i denne oppgaven. Se Vedlegg A. Belegningstykkelsen på Elgeseter bru er derfor kjent. Tyngde av stålrekkverk settes lik 0,5 kN/m for hver side i henhold til R412. [7] På grunn av at brua går fra fire til fem kjørefelt sør på brua vil superegenvekten i et kort område sør på brua være ulik på grunn av en større kjørebane og mindre fortau. Se henholdsvis Tabell 5.1 og 5.2. Dette området er antatt å være i hele spenn 1.

Tabell 5.1: Superegenvekt i snitt med fire kjørebaner

Utkraget fortau	$2 \cdot 23,64 \text{ kN/m} = 47,3 \text{ kN/m}$
Belegning	47,7 kN/m
Rekkverk	$2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 1 \text{ kN/m}$
$G_{\text{superegenvekt},A}$	96 kN/m

Tabell 5.2: Superegenvekt i snitt med fem kjørebaner

Utkraget fortau	$2 \cdot 18,51 \text{ kN/m} = 37 \text{ kN/m}$
Belegning	54,4 kN/m
Rekkverk	$2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 1 \text{ kN/m}$
$G_{\text{superegenvekt},B}$	92,4 kN/m

5.3 Variable laster

Variable laster er laster som opptrer periodevis. Aktuelle variable laster i denne oppgaven er trafikklast, vindlast og temperaturlast. Vindlast og temperaturlast kategoriseres som naturlaster, det vil si at de skyldes naturforhold.

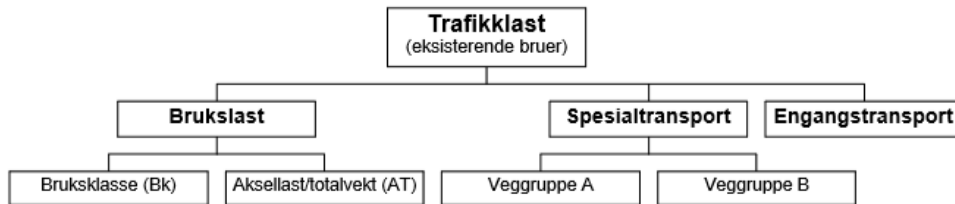
Snølast, som også er en naturlast, beregnes etter NS-EN 1991-1-3. Ifølge håndbok N400 skal ikke snølast beregnes samtidig med trafikklast og er derfor sett bort fra i denne oppgaven.

5.4 Trafikklast

For å bestemme trafikklast for eksisterende bruer blir håndbok R412 benyttet. Håndbok R412 beskriver trafikklast som belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler. Belastningen kan skyldes lette og tunge kjøretøy samt fotgjengere som belaster konstruksjonen ut fra nærmere beskrevne antakelser. Trafikklasten plasseres på brua i den ugunstigste stilling i lengde- og tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. [7]

Trafikklast på eksisterende bruer er all trafikklast som tillates på det offentlige vegnettet. Dette gjelder brukslaster, spesialtransporter og engangstransporter. Bruks-

laster er all trafikklast som tillates uten dispensasjoner. Spesialtransporter og engangstransporter er større laster som er knyttet til spesielle regler.



Figur 5.2: Trafikklast på eksisterende bruer [7]

5.4.1 Bruksklasser

Hovedprinsippet er at alle bruer skal gis en bruksklasse som gjenspeiler den brukslast som kan trafikere brua uten restriksjoner. For bruer med lav bæreevne kan det være aktuelt å bruke aksellast/totalvekt isteden for brukslaster. Ved klassifisering av bruer brukes følgende bruksklasser: [7]

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

Bruer klassifiseres til den høyeste bruksklasse som kan tillates ut fra kapasiteten til det svakeste elementet. Bruklassifisering utføres ved kontrollberegninger etter partialfaktormetoden. Formålet med kontrollberegningene er å vise at de dimensjonerende lastvirkningene ikke overskrider gitte motstandskriterier. [7]

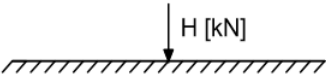
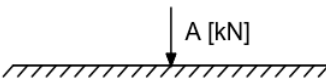
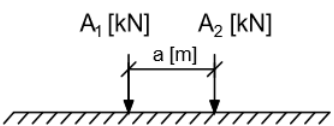
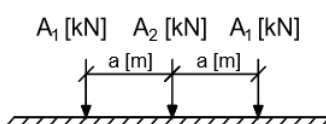
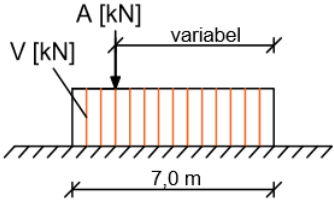
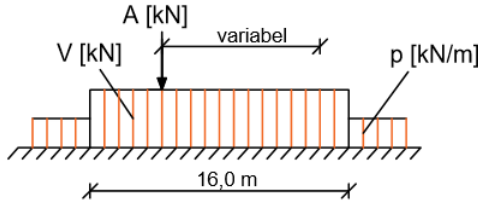
Det er ikke nødvendig å foreta klassifisering av bruer som er prosjektert etter lastfore-skrift av 1969 eller senere, da alle tåler Bk 10/50 t. Elgeseter bru ligger i bruklasse 10/50 t, det er derfor de trafikklastene som hører til denne bruklassen som blir benyttet ved beregninger av de dimensjonerende trafikklastene. [7]

5.4.2 Vertikale laster

Hver bruksklasse består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. De vertikale lastene i lengderetning for hver bruksklasse er gitt i Tabell 5.3, gjengitt fra Figur 3.2-1 i R412.

KAPITTEL 5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

Tabell 5.3: Verikale trafikklaster etter R412

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser				
			Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	40	30
		A ₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

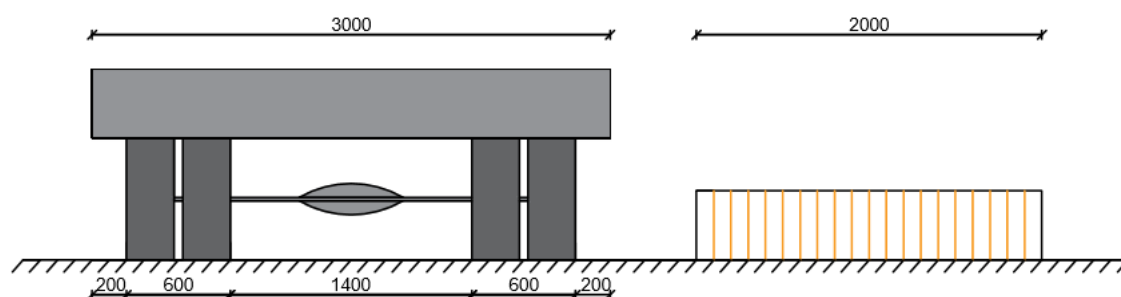
Der H = Hjullast [kN], A = Aksellast [kN] og V = totalvekt [kN].

Kjøretøylast og vogntoglast blir som vist i Tabell 5.3 uttrykt som en jevnt fordelt last pluss en aksellast. Denne aksellasten skal plasseres i ugunstigste stilling innenfor 7m for kjøretøylast og 16m for vogntoglast i lengderetningen. Foran og/eller bak vogntoglasten skal det virke en fordelt last på 6 kN/m, dersom denne virker ugunstig. Dynamisk tillegg er inkludert i lastene. [7]

Lastene plasseres i lengderetningen slik at den mest ugunstige lastvirkningen for det undersøkte snittet oppnås. Når den dimensjonerende lasten for et snitt beregnes er det bare den lasten (aksellast, kjøretøylast etc.) som gir den mest ugunstige lastvirkningen som velges. For lengre bruer er dette nesten alltid kjøretøy- eller vogntoglasten. [7]

I bruas tverretning plasseres bruksklassenes vertikale laster i den mest ugunstige stillingen innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Føringsavstanden er den minste horisontale bredden av avstanden mellom kantstein, høy vertikal kant eller føringsskiner. For Elgester bru er dette forholdsvis 16,25 m i felt 1 helt sør på brua på brua der det er 5 kjørefelt, og 13 m der det er fire kjørefelt.

Bredden av et lastfelt med tunge kjøretøy/vogntog er 3,0m, der punktlaster fra akslingene plasseres 0,5 m inn fra hver side av lastfeltet. Den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m (i lengderetningen), opptar et lastfelt med bredde på 2m. Dette gir en last på 3 kN/m i tverretning i lastfeltet på 2m. Dette er vist i Figur 5.3.



Figur 5.3: Bredde av lastfelt

Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2m i kjøreretningen og 0,6m i tverretningen. [7]

Maksimalt to lastfelt belastes med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntogslaster. R412 sier ingenting om at disse lastene må stå på samme plass i lengderetning. Når de dimensjonerende lastene modelleres i kapittel 7 vil det derfor bli regnet med en situasjon der to vogntog står i hvert sitt lastfelt, men på hver side av en støtte i lengderetning. Denne lastplasseringen kan være mer kritisk for det opptredende momentet i støtten. Det kan også diskuteres om en for en så trafikkert bru som Elgeseter kan havne i en situasjon der to lastebiler står på en side av en støtte og to står på den andre siden av støtten. (selv om et en vogntogslast beskriver en last og ikke et faktisk vogntog). En beregning av et slikt momentet vil være utenfor rammene til R412.

Finnes det øvrige lastfelt belastes disse kun med en jevnt fordelt last på 6 kN/m. Lastfeltene plasseres i den mest ugunstige stillingen i tverretning. Dette gjelder innenfor hele det området som er tilgjengelig for kjørende trafikk inklusive skuldre og andre flater i kjørebans plan. [7]

Akslingens fysiske bredde (i tverretningen) er 2,6 m. Dette krever et fritt rom på 0,2 m utenfor kjøretøyet i lastfeltet. Med fritt rom menes for eksempel avstanden fra en opphøyet sidekant inn mot rekkverket. Dette vil si at akslingen kan være helt tett på sidekanten hvis det er plass til 0,2 m av kjøretøyet mellom den opphøyde kanten og rekkverket. De områdene som faller utenfor lastfeltene gis ingen trafikklast. [7]

Laster på gang og sykkelbane som er adskilt fra kjørebanelen med en kantstein med forhøyning eller kant er 4 kN/m^2 uten samtidig trafikklast i kjørebanelen og 2 kN/m^2 med samtidig trafikklast i kjørebanelen.

Elgeseter bru har en føringsavstand på henholdsvis 13 m og 16,25 m for fortaustilfelle A (felt 2-9) og B (felt 1). Innenfor denne avstanden vil to lastfelt med en bredde 3m belastes med vogntoglast. Den øvrige bredden får lastfelt på 2m med en jevnt fordelt last på 6 kN/m . Den lengden på tvers som faller utenfor disse lastfeltene belastes ikke. Virkelige kjørebaneler og lastfelt er skissert i Tabell 5.4 nedenfor.

Tabell 5.4: Virkelige kjørefelt og mulige lastfelt for fortaustilfelle A og B

	Virkelige kjørefelt	Lastfelt
A		
B		

Vognotoglasten plasseres der den virker mest ugunstig for det snittet som undersøkes, figurene over viser bare antall felt med fordelt last og hvor langt til siden vogntoglasten kan plasseres.

5.4.3 Horisontale laster

Horisontale trafikklaster defineres i R412 punkt 3.2.3 som bremselast, sidelast og sentrifugallast. De horisontale trafikklaster kan ikke opptre alene, men virker sammen med de tilhørende vertikale trafikklaster. Sentrifugalkraft opptre ikke samtidig med bremselast og sidelast. [7]

Bremselasten virker i bruas lengderetning i samme høyde som kjørebanelen. Den virker jevnt fordelt over hele kjørebanelens bredde. For brulengder mellom 10 og 40 m finnes bremselasten fra Figur 3.2-16 i R412 for de ulike bruksklassene. Med brulengde menes den samlede lengden av brudelen som overfører bremselast til den konstruksjonsdelen som skal kontrolleres. For Elgeseter bru med Bk10 og brulengde på over 40 m settes bremselasten til den høyeste mulige verdien, 300 kN.

Sidelast, eller horisontallast i tverretningen oppstår som en følge av bremselast og settes lik 25 prosent av bremselasten. Den opptre samtidig med bremselasten og den tilhørende vertikallasten. [7]

Sentrifugallast fra kjøretøyer virker samtidig som vertikallastene, men ikke samtidig med bremse- og sidelast. Sentrifugallast beregnes ut fra Formel (5.1)

$$S_c = v^2 \cdot V / (127 \cdot R) = 0,2 \cdot V \quad [kN \text{ eller } kN/m] \quad (5.1)$$

Der v = maksimum hastighet, R = Horisontalkurvaurens radius og V = vertikallasten i kN for aksellaster og i kN/m for den jevnt fordelte lasten.

På bruer der horisontalkurvaturen er større enn 1500 m bevhøver man ikke ta hensyn til sentrifugalkraft. Dette gjelder for Elgeseter bru som ikke har noen horisontalkurvatur. Horisontale trafikklaster er derfor ikke regnet med i denne oppgaven. [7]

5.5 Vindlast

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991-1-4 i kombinasjon med håndbok N400. Punkt 5.4.3.1 i N400 definerer tre ulike vindlastklasser som gir utgangspunkt for beregning av vindlast på en brukonstruksjon. Vindlastklassen avhenger av hvilken type bru det er snakk om og spennvidden på brua. En bjelkebru som Elgeseter bru, med største spennvidde på 22,5 m, vil være i vindlastklasse 1. Det vil si at den dynamiske lastvirkningen fra vind ansees for å være ubetydelig og kan dermed neglisjeres.

Vinden varierer geografisk ettersom hvilken lokasjon som betraktes, og noen steder vil være mer utsatt for vind enn andre. NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4(901.1) angir en referansevindhastighet $v_{b,0}$ for alle kommuner i Norge. Referansevindhastigheten er en karakteristisk 10 minutters middelvindhastighet i det området som betraktes. Elgeseter bru ligger i Trondheim kommune og vil ha referansevindhastighet:

$$v_{b,0} = 26 \frac{m}{s} \quad (5.2)$$

Referansevindhastigheten er uavhengig av faktorer som vindretning, høyde på terrenget og årstid. Det finnes ulike vindfaktorer i NA.4.2(2)P som korrigerer for dette. Ved å multiplisere referansevindhastigheten med vindfaktorene fås basisvindhastigheten v_b , som dermed tar hensyn til faktorene.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (5.3)$$

Området omkring Elgeseter bru domineres av Nidelven som gir en åpen vidde uten hindringer. Ellers er området relativt flatt og med bebyggelse i en viss avstand fra brua. Tabell NA.4.1 definerer ulike terrengruhetskategorier, og disse brukes for å beskrive området rundt brua. Tabellen oppgir tilhørende parametre for aktuell terrengruhetskategori. Det er antatt som rimelig at Elgeseter bru ligger i terrengruhetskategori I. Stedsvindhastigheten v_m tar hensyn til disse parameterene og vil derfor avhenge av høyden over terrenget, terrengruheten og terrengformen.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (5.4)$$

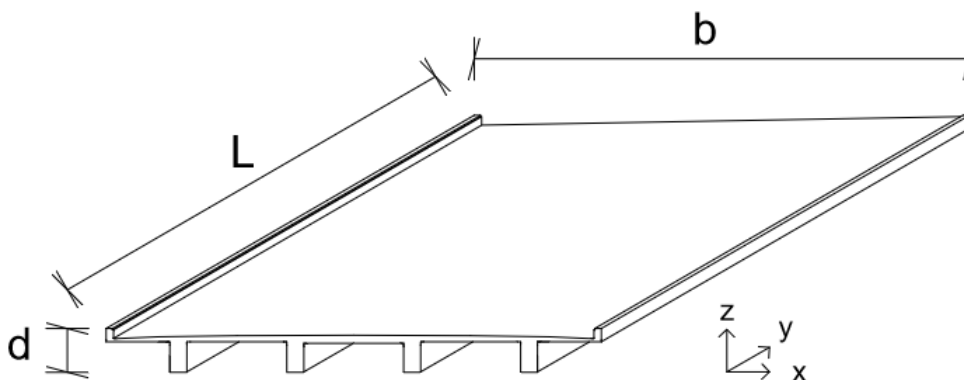
Punkt 4.5 i NS-EN 1991-1-4 definerer vindkasthastigheten v_p og vindkasthastighetstrykket q_p som brukes videre til å bestemme den totale vindlasten på konstruksjonen.

$$v_p = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z))^{1/2} \cdot v_m(z) \quad (5.5)$$

hvor k_p og $I_v(z)$ er henholdsvis toppfaktor og turbulensintensitet.

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p^2(z)$$

hvor ρ er densiteten til lufta som er $1,25 \text{ kg/m}^3$.



Figur 5.4: Retninger for vindpåvirkning på bruoverbygningen

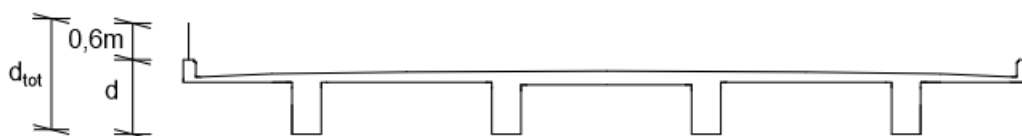
Videre benyttes et referanseareal A_{ref} for vindkraften, som representerer det arealet i aktuell retning som vindlasten virker på over en referanselengde L i lengderetningen. Referanselengden settes til 1 m. Vindlasten beregnes både med og uten samtidig trafikklast. Koordinatsystem for bruplata vises i Figur 5.4.

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \quad (5.6)$$

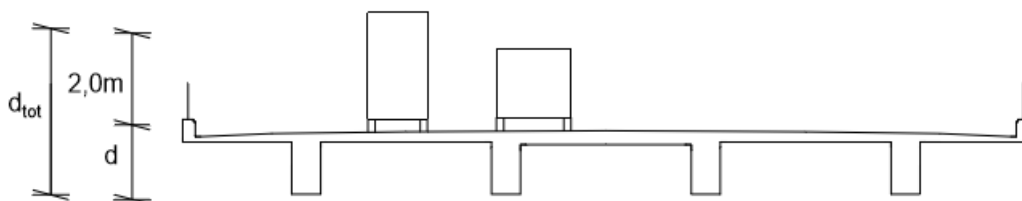
$$A_{ref,z} = B \cdot L \quad (5.7)$$

hvor d_{tot} er aktuell høyde og B er bredden av overbygget.

Aktuell høyde d_{tot} avhenger av om vindlasten settes på samtidig som trafikklast eller ikke. Etter Tabell 8.1 i eurokode 1 skal det for tilfellet uten trafikk legges til høyden på rekkverket, som settes til 0,6 m, se Figur 5.5. For tilfellet med trafikk skal 2,0 m legges til, se Figur 5.6. Se Vedlegg F for fullstendig beregning med tallverdier.



Figur 5.5: d_{tot} når vind virker uten samtidig trafikk



Figur 5.6: d_{tot} når vind virker med samtidig trafikk

Den totale vindkraften F_W beregnes ifølge NS-EN 1991-1-4 punkt 8.3.2 ved å multiplisere basisvindhastighetstrykket med vindfaktorer og referansearealet for den aktuelle retningen.

$$F_{W,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x} \cdot A_{ref,x} \quad (5.8)$$

$$F_{W,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} \quad (5.9)$$

Tabell 5.5: Vindkrefter på bruaplata over 1 m i lengderetning

	Horisontalkraft $F_{W,x}$ [kN]	Vertikalkraft $F_{W,z}$ [kN]
Uten trafikk	4,4	27,1
Med trafikk	4,0	16,1

5.6 Temperaturlast

Temperaturlaster oppstår på grunn av at betong vil ekspandere ved en temperaturøkning og tilsvarende kontrahere ved en temperatursenking. Termiske påvirkninger kan i følge håndbok N400 deles opp i virkningene av:

- **jevnt fordelt temperaturandel**
- **vertikalt varierende temperaturandel**
- horisontalt varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Hvor den totale termiske påvirkningen vil være et sammensatt tilfelle av alle virkningene. Det antas at det er tilstrekkelig for Elgeseter bru å kun kontrollere for de to første temperaturtilfellene, jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt varierende temperaturandel. Dette fordi termiske påvirkninger ikke vil være dimensjonerende for brua. Termiske laster beregnes i henhold til NS-EN-1991-1-5.

5.6.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Ved en jevnt fordelt temperaturandel vil det være en konstant temperaturøkning eller temperatursenking over et tverrsnitt. Hvis konstruksjonen ikke er fastholdt vil dette resultere i en lengdeendring i hele konstruksjonsdelen.

Figurene NA.A1 og NA.A2 i det nasjonale tillegget viser kart med isotermer for Norge som angir den høyeste og laveste lufttemperaturen i ulike områder. Disse angis som nedre representative lufttemperatur T_{min} og øvre representative lufttemperatur T_{max} .

$$T_{min} = -30^{\circ}C \quad (5.10)$$

$$T_{max} = 36^{\circ}C \quad (5.11)$$

Det er nødvendig å finne verdier for høyeste og laveste jevnt fordelte temperatur i brua for å kunne beregne de termiske påvirkningene på den. Punkt 6.1 kategoriserer bruoverbygninger i tre ulike typer avhengig av materiale og hvilken type bru det er. Bruoverbygningen i Elgeseter bru kategoriseres til type 3, på grunn av at den er en bjelkebru i betong. Figur NA.6.1 angir høyeste og laveste jevnt fordelte temperatur i brua, henholdsvis $T_{e,min}$ og $T_{e,max}$, som funksjon av T_{max} og T_{min} .

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -22^{\circ}C \quad (5.12)$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 33^{\circ}C \quad (5.13)$$

For beregning av kontraksjon ned til laveste jevnt fordelte brutemperaturandel og ekspansjon opp til høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel, bestemmes to intervall etter punkt 6.1.3.3.(3). Intervallene går fra temperaturen når konstruksjonen ble fastholdt til høyeste og laveste brutemperatur. Initialtemperaturen T_0 for ei bru på tidspunktet hvor konstruksjonen fastholdes bestemmes etter punkt A.1.(3). Den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall $\Delta T_{N.con}$ og den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturekspansjonsintervall $\Delta T_{N.exp}$:

$$T_0 = 10^\circ C \quad (5.14)$$

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-22) = 32^\circ C \quad (5.15)$$

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e,max} - T_0 = 33 - 10 = 23^\circ C \quad (5.16)$$

5.6.2 Vertikalt varierende temperaturandel

Det kan forekomme oppvarming eller avkjøling enten på overflaten eller undersiden av et brudekke. Dette resulterer i en temperaturvariasjon over tverrsnittet, ved at den ene siden er varmere enn den andre. Det vil begrenses til å kun betrakte en lineært varierende temperaturdifferanse i denne oppgaven. Når temperaturen varierer over tverrsnittet vil også ekspansjonen og kontraksjonen variere deretter. Ved en lineær variasjon over tverrsnittet vil konstruksjonsdelen kunne krumme seg i den retningen det er varmest. Krefter på grunn av temperaturforskjeller i vertikal retning kan forekomme ved at konstruksjonen er fastholdt mot fri krumning eller at det er friksjon i rotasjonslagere. Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel finnes i tabell 6.1.

Overside varmere enn underside:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C \quad (5.17)$$

Overside kaldere enn underside:

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ C \quad (5.18)$$

5.6.3 Samtidighet av temperaturlaster

I noen tilfeller kan det være nødvendig å ta hensyn til både den jevnt fordelte og den vertikalt varierende temperaturandelen. I disse tilfellene angir punkt 6.1.5 lastkombinasjoner for disse. Temperaturtilfellene kombineres og gir til sammen åtte ulike temperaturkombinasjoner. Hvor den mest ugunstige lastkombinasjonen bør velges.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N.exp} \text{ (eller } \Delta T_{N.con}) \quad (5.19)$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N.exp} \text{ (eller } \Delta T_{N.con}) \quad (5.20)$$

Der $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$.

Tabell 5.6: De ulike kombinasjonene av temperaturlastene på overbygningen

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]	$\Delta T_{N,exp}$ [°C]	$\Delta T_{N,con}$ [°C]
1	15		$0,35 \cdot 23 = 8,05$	
2	15			$0,35 \cdot 32 = 11,2$
3		8	$0,35 \cdot 23 = 8,05$	
4		8		$0,35 \cdot 32 = 11,2$
5	$0,75 \cdot 15 = 11,25$		23	
6	$0,75 \cdot 15 = 11,25$			32
7		$0,75 \cdot 8 = 6$	23	
8		$0,75 \cdot 8 = 6$		32

5.7 Deformasjonslaster

Håndbok N400 definerer deformasjonslaster som: Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper”. Dette kan være forspenning av konstruksjonen, svinn, kryp, relaksasjon, setninger og deformasjoner fra laster påført konstruksjonen. [6] Disse lastene er ofte tidsavhengige og største forventede verdi innenfor det tidsrommet som betraktes brukes. [6]

Elgeseter bru er en slakkarmert konstruksjon. Kryp og svinn er derfor de eneste lastvirkningene som gir tilleggsdeformasjoner i betongen og som vil bli betraktet.

5.7.1 Kryp

Kryp er en tilleggsdeformasjon som oppstår ut over den første elastiske korttids deformasjonen når betong påkjennes av et trykk over lang tid. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp i betongen [13]

Kryptøyningen beregnes etter punkt 9.3.2 i NS 3473 og antas å være proporsjonal med den initielle korttids tøyningen når spenningen settes på. Kryptøyningen kan derfor uttrykkes som:

$$\epsilon_{cc} = \phi \epsilon_c = \phi \sigma_c / E_{ck} \quad (5.21)$$

Hvor ϕ er kryptallet, ϵ_c er den initielle elastiske tøyningen ved pålastingen, σ_c er betongenspenningen det lastes opp til og E_{ck} er korttids E-modul.

Kryptalles beregnes etter punkt A.9.3.2 i NS3473:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0) \quad (5.22)$$

Hvor t er betongens alder i døgn og t_0 er betongens alder i døgn ved pålasting. Kryptallet bestemmes ut fra faktorer som tar hensyn til tid, relativ fuktighet og

betongens fasthet og formen av tverrsnittet. Formler for utregning av disse faktorene er gitt videre i punkt A.9.3.2. [8]

I denne oppgaven er det tatt hensyn til kryp ved å regne med en langtids E-modul for betongen for langtidslastene. (egenvekt og alkalireaksjoner). Langtids E-modulen bestemmes som:

$$E_{c,langtid} = \frac{E_{ck}}{1 + \phi} \quad (5.23)$$

Det er en del usikkerhet knyttet til hvordan alkalireaksjonene påvirker kryptallet. Det er derfor valgt å bare estimere et kryptall i denne oppgaven.

Hvis det ikke skjer noe med betongen, er E-modulen i forhold til korttidslast, E_{ck} , hele tiden den samme, eller strengt tatt noe bedre med tiden på grunn av forventet fasthetsutvikling. I dette tilfellet må det imidlertid forventes en viss nedbryting av korttids E-modulen fra alkalireaksjoner. Hvis en benytter korttids E-modulen ved 28 døgns fasthet som utgangspunkt, bør det derfor regnes med et forholdsvis høyt kryptall. Antakelig et sted mellom 2 og 3. I denne oppgaven er det benyttet et kryptall på 2 som gir en langtids E-modul på ca 8000 MPa.

5.7.2 Svinn

Uttørkning til omgivelsene og selve hydratasjonen fører til at betongen krymper litt. Denne krympingen kalles svinn. Svinntøyningene er uavhengige av lastnivå i motsetning til kryptøyninger. [12]

Eurokode skiller mellom autogent (kjemisk) svinn og uttørkingssvinn. Autogent svinn er den ytre virkningen av det kjemiske svinnet og er størst i høyfaste betonger med et lavt v/c -tall. Det har antakelig vært relativt lite (i 0,1 ‰) i betongen på Elgeseter bru. NS 3473 beregner kun en fri svinntøyning ϵ_{cs} etter punkt 9.3.2: [8]

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_s \cdot \beta_s \cdot (t - t_0) \quad (5.24)$$

Hvor $\beta_s(t - t_0)$ er en tidsfunksjon hvor t er betongens alder ved utstøping og t_0 er betongens alder når uttørkingen starter, og som går mot 1,0 når $(t-t_0)$ blir stor. ϵ_s er et referansesvinn som er avhengig av den relative fuktigheten i luften (omgivelsene), se NS 3473 pkt. A9.3.2.

Den frie svinntøyningen er sammentrekningen av ren betong. Armert betong vil derfor ha et mindre resulterende svinn fordi armeringen vil motvirke svinnet noe.

Elgeseter bru er en utendørs konstruksjon som også kan antas å ha et relativt lavt uttørkingssvinn (0,2 ‰). Noe må en likevel regne med, spesielt i bjelkene som er delvis beskyttet mot regn.

Svinnet vil virke motsatt av ekspansjonen fra alkalireaksjoner. Et eventuelt svinn gjør derfor at den målte ekspansjonen fra alkalireaksjoner egentlig er enda større. Det er ikke beregnet noe videre på svinn i denne oppgaven.

5.8 Ulykkeslaster

Håndbok N400 definerer ulykkeslaster som laster konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser. [6]

Eksempel på dette er påkjøringslaster fra kjøretøy, skip eller jernbanetraffikk, last fra fallende gjenstander, brann med mulig påfølgende eksplosjon, eksplosjon med mulig påfølgende brann og laster forårsaket av skred og flom. [6]

Hyppigheten og konsekvensen av ulykkeslaster er som regel relatert til et bestemt risikonivå. Hvis det brukes sannsynlighetsberegninger som hjelp til å bestemme ulykkeslaster bør de hendelsene det velges å se bort ifra ikke overstige 10^{-4} pr. år. [6]

5.9 Lastkombinasjoner

Håndbok R412 gir regler for kombineringsregler for eksisterende konstruksjoner. Dimensjonerende lastkombinasjoner er sammensetningen av karakteristiske laster til den kombinasjonen av laster som skal brukes i en dimensjoneringskontroll. Hensikten med lastkombinering er å finne de største kreftene som kan virke på konstruksjonen ved å kombinere lasttilfellene på ulike måter og med ulike faktorer. [7] Håndbok N400 forutsetter dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden, som er omtalt i kapittel 6 i NS-EN 1990. For eksisterende konstruksjoner benyttes kapittel 3 i R412.

Ved en fullstendig prosjektering blir det sjekket lastkombinasjoner både i brudd- (ULS) og bruksgrensetilstanden (SLS). Håndbok R412 sier at det ved brukklassifisering minimum skal foretas en kontroll i bruddgrensetilstanden. Hvis det er relevant for brukslaster skal også ulykkestilstanden vurderes. I spesielle tilfeller kan det også være nødvendig å utføre en kontroll av utmattingsgrensetilstanden [7]. I denne oppgaven vil det kun utføres kontroll i bruddgrensetilstanden.

5.9.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden kontrolleres de opptredende lastene i forhold til konstruksjonens bæreevne. To sett lastkombinasjoner, a og b, kontrolleres. De karakteristiske lastene kombineres etter tabell 3.3-1 i R412 og er gjengitt i Tabell 5.7.

Tabell 5.7: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

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

hvor:

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

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

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som er

Q_n = Karakteristisk verdi for \u00f8vrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

Tabell 5.8: Aktuelle lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Kombinasjon	G	CSR	TR	TE	V	V-TR
ULSa-TR	1,15/1,0	1,0	1,3*	-	-	-
ULSa-TE	1,15/1,0	1,0	-	1,0	-	-
ULSa-V	1,15/1,0	1,0	-	-	1,6	-
ULSb-TR	1,0	1,0	1,2	0,8	-	0,8
ULSb-V	1,0	1,0	-	0,8	1,3	-
ULSb-V-TR	1,0	1,0	0,8	0,8	-	1,3

Der symbolene i tabell 5.8 betyr f\u00f8lgende:

G	Egenvekt
CSR	Kryp, svinn og relaksasjon
TR	Trafikklast
TE	Temperaturlast
V	Vindlast p\u00e5 bru uten trafikk
V-TR	Vindlast p\u00e5 bru med trafikk

*Redusert lastfaktor i henhold til NA-rundskriv 2017/10.[26]

5.9.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal det p\u00e5vises at konstruksjonene tilfredsstiller krav knyttet til dens bruk og form\u00e5l for sin brukstid [12]. Disse kravene gjelder opprissing av betong, deformasjoner av konstruksjoner og tetthet mot v\u00e6skeinntregning. Disse kravene skal ogs\u00e5 sikre konstruksjonenes bestandighet.

R412 gir også en kombinasjon a og b for kontroller i bruksgrensetilstand. Det er ikke beregnet noe videre på opprissing og deformasjoner i denne oppgaven.

De indre spennings- og tøyningssituasjonene til et snitt med alkalireaksjoner vil bli diskutert senere i oppgaven.

Kapittel 6

Lastvirkning fra Alkalireaksjoner

Det er de bæremessige konsekvensene av alkalireaksjoner som er hovedfokuset i denne oppgaven. I dette kapitlet blir derfor ulike lastvirkninger fra alkalireaksjoner beskrevet. Det er ekspansjonen av betongen fra alkalireaksjon som gir lastvirkning. For å gi en litt mer grunnleggende forståelse av hva som skjer når betongen ekspanderer er tre ulike ekspansjonstilfeller vurdert. Disse ekspansjonstilfellene kan vurderes ved bruk av regnemodeller for håndberegning og regneark. Ved bruk av FEM-program som Abaqus er det mulig å sette den resulterende ekspansjonen på direkte, uten å dele ekspansjonen opp i ulike tilfeller. Hvordan dette er modellert i Abaqus er beskrevet i kapittel 7.

Ekspansjon på grunn av alkalireaksjoner er en langtidseffekt. Det er kun betongen som vil ekspandere, men siden armeringen sitter fast i betongen vil også den bli tøydd sammen med betongen. Tøyningen av armeringen vil gi krefter i tverrsnittet. Tilsvarende effekter vil også oppstå hvis betongen i en del av et tverrsnitt ekspanderer mer enn i resten av tverrsnittet. [2]

Det som skjer lokalt i snittet er en intern kraftomlagring, hvor tilleggskreftene fra ekspansjonen i armeringen tas opp av betongen uten at det gir noen ytre lastvirkning. Det vil kun skje en endring i spenninger og tøyninger i lokalt tverrsnittet. Tilsvarende hvis en del av betongen ekspanderer mer enn resten. Dette beskrives som indre spenningsvirkninger. Tøyningene og spenningene kan bli av betydelig størrelse. [2]

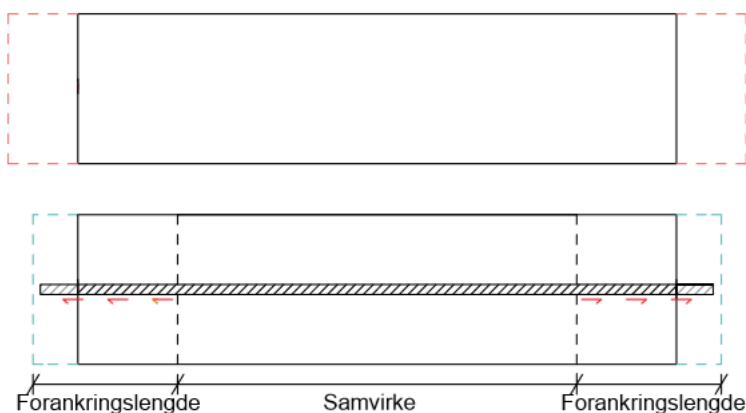
Ytre lastvirkning vil først forekomme hvis konstruksjonsdelen ikke får anledning til å bevege seg fritt. Denne lastvirkningen kommer vanligst til uttrykk som en moment- og aksialvirkning som settes opp når konstruksjonen blir forhindret fra å bevege seg vertikalt og horisontalt av randbetingelser. Det som bestemmer lastvirkningen fra alkalireaksjoner er først og fremst bæresystemet, størrelsen og fordelingen av ekspansjonen og hvordan tverrsnittet er armert.

6.1 Indre Spenningsvirkninger

I en armert betongkonstruksjon er det bare betongen som får ekspansjon, ikke armeringen. På grunn av heft mellom betong og armering, vil armeringen imidlertid bli «tvunget» til å følge med betongen. Dette skaper spenninger i armeringen som igjen setter opp en aksialkraft og et moment på tverrsnittet. En uarmert betong som er fri til å bevege seg får ingen indre krefter fra alkalireaksjoner. I et armert tverrsnitt vil spenningsøkningen i armeringen fra ekspansjonen bli holdt i likevekt av betongen. Det blir derfor også spenningsendringer i betongen på grunn av ekspansjonen i et armert tverrsnitt. De indre spenningene vil avhengige av størrelsen på ekspansjonen, armeringsmengden, tverrsnittsdimensjonene og hvilken stivhet tverrsnittet antas å ha (Stadium I eller II). [2]

Det bygger seg bare opp indre spenninger fra alkalireaksjoner i et tverrsnitt så lenge materialoppførselen er elastisk. Betongen vil imidlertid fortsette å ekspandere også etter at den har fått riss, slik at det vil bygge seg opp indre spenninger i tverrsnittet både i Stadium I og i Stadium II inntil armeringen eventuelt flyter. En bærende konstruksjon vil for en stor del være i en risset tilstand (Stadium II i rissene) under ekspansjonen på grunn av samtidig virkende egenvekt og nyttelast.

Et eksempel er et armert prisme som får en konstant ekspansjon fra alkalireaksjoner i betongen er vist på Figur 6.1.



Figur 6.1: Armert prisme med konstant ekspansjon fra alkalireaksjon

Hadde prismet vært uarmert, kan det tenkes at det vil ekspandere til den stiplede linjen i hver ende uten at det vil få noen indre spenninger, som vist for den øverste bjelken i Figur 6.1 [2].

Hvis prismet er armert vil armeringen bli trukket med i bevegelsen når betongen ekspanderer. For å beskrive virkningen av armeringen, kan en først tenke seg at armeringen er helt fri fra betongen. Deretter kan det tenkes at armeringen trekkes ut til samme ekspansjon som betongen, for så å bli «limt fast». Kraften armeringen da har settes så på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn (som en trykkraft). Denne lastvirkningen vil da gjøre at den frie ekspansjonen går noe tilbake.

Betongen vil nå få trykk og armeringen et noe redusert strekk i forhold til det den hadde når den var strukket til den frie ekspansjonen. Kravet til likevekt gjør videre at trykk-kraften i betongen må være lik strekk-kraften i armeringen i den endelige tøyningstilstanden. Den endelige tøyningstilstanden er vist med de ytterste blå stiplede linjene på den nederste bjelken på Figur 6.1

Årsaken til at kraften i armeringen når den er strukket til den frie ekspansjonen settes på det ekvivalente betongarealet (betong + armering) er fordi den skal få med seg reduksjonen i spenning i armeringen når tøyningen flytter seg fra fri ekspansjon til endelig tilstand (fra stiplet rød til stiplet blå kurve på Figur 6.1).

Den spenningsgivende tøyningen i betongen kan enten uttrykkes som differansen mellom fri og endelig tøyning eller som endelig tøyning minus fri tøyning. Det siste er det mest vanlige, fordi det som oftest er ønskelig å benytte den opprinnelige 0-linjen som referanse siden virkningen av egenlast og nyttelast vanligvis beregnes i forhold til den linjen.

Antakelsene ovenfor er ikke helt riktige i endeområdene fordi det forutsetter at armeringen er fullt forankret eller limt til betongen. I endeområdene må imidlertid denne tilstanden først etableres ved hjelp av heftspenninger mellom betong og armering, og det trengs derfor en forankringslengde før en kan forvente å ha fått etablert fullt samvirke. Samvirke vil si at betong og armering sitter fast til hverandre og at det ikke lenger er heftspenninger og glidning mellom de to materialene. I forankringsområdene vil det imidlertid bli en glidning som fører til at armeringen trekker seg litt inn i forhold til endeflaten. Disse effektene i endeområdene er også vist på Figur 6.1. I de videre beregningene i denne oppgaven blir det imidlertid sett bort fra disse forstyrrelsene i endeområdene. Den feilen som blir gjort ved en slik forenkling antas å være forholdsvis liten i en stor konstruksjon med mye gjennomgående armering. [2]

Denne måten å betrakte virkningen av en ekspansjon på er den samme som den som ofte benyttes til å beregne virkninger av svinn i betongen på, bare med motsatt fortegn [2]. Ekspansjonen fra alkalireaksjoner kan imidlertid være mange ganger større enn svinnet og gir derfor også tilsvarende større lastvirkninger og forskyvninger. Det er også en annen vesentlig forskjell på de to tilfellene ved at svinn vanligvis gir strekk i betongen og alkalireaksjoner vanligvis gir trykk i betongen i et armert tverrsnitt. [2]

For et vanlig armert tverrsnitt med både strekk- og trykkarmering, vil lastvirkningen fra armeringen ved ekspansjon vanligvis gi både en aksialkraft- og en momentvirkning på tverrsnittet. Det samme gjelder om det er en del av betongen som ekspanderer mer enn resten av tverrsnittet. Disse indre kreftene gir så indre lastvirkninger på tverrsnittet avhengig av hvilken tilstand det er i (Stadium I eller II). Det vil bli kommet nærmere tilbake til dette under beskrivelsen av beregningsmodell 1 og 2. Generelt er det likevel slik at betongen får mer trykk og armeringen mer strekk på grunn av ekspansjonen. Det at armeringen får mer strekk kan føre til at armeringen i trykksonen til et tverrsnitt kommer i strekk og at armeringen i strekksonen tåler mindre annen last før den kommer i flytning.

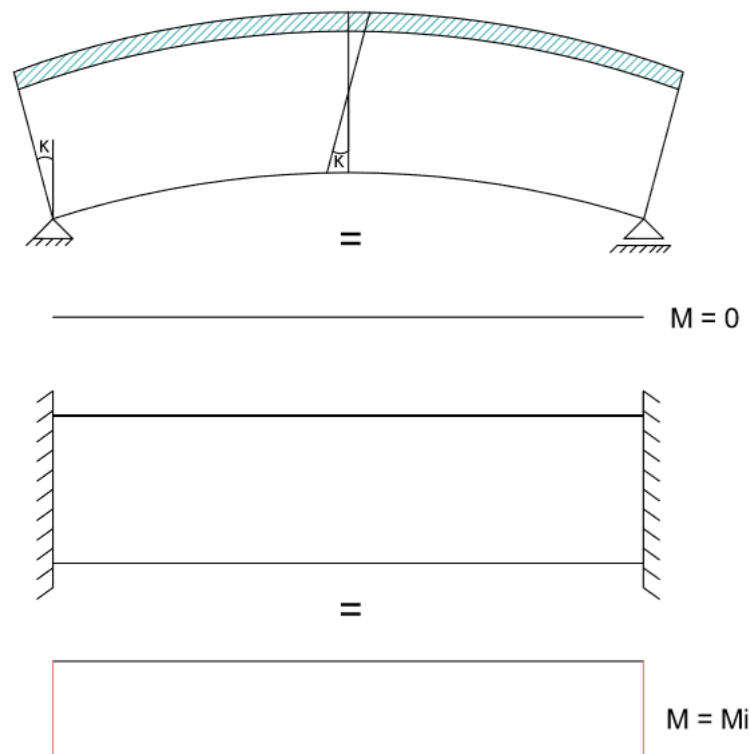
Det er vanlig å relatere den indre lastvirkningen fra alkalireaksjoner til det armerede tverrsnittets tyngdepunkt både i Stadium I og Stadium II. I Stadium II velges nøytralaksen for rent moment som referanseakse og dette tverrsnittet holdes konstant også for kombinerte lastvirkninger fra aksialkraft og moment i disse beregningene [31]. Dette er ikke helt riktig fordi høyden på trykksonen vil bli større enn antatt for bare rent moment når det også virker en aksialkraft. Denne antakelsen er likevel forventet å beskrive den virkelige oppførselen relativt bra når det tas hensyn til at de forskjellige modellene virker samtidig og i kombinasjon med egenvekt og nyttelast. [31]

Siden armeringen generelt blir strekt ved alkalireaksjoner, kan alkalireaksjoner også betraktes som en form for forspenning av tverrsnittet. [2]

6.2 Ytre Lastvirkning

Hvis en konstruksjon er fastholdt mot de forskyvningene som ekspansjonen fører til, vil alkalireaksjonen også kunne gi ytre lastvirkninger. En jevn ekspansjon av et urisset (Stadium I) tverrsnitt som er fastholdt mot forskyvning i lengderetningen vil få et konstant trykk over hele tverrsnittet. Hvis tverrsnittet er risset på den ene siden (Stadium II) vil kraften i en slik situasjon stort sett gå i trykksonen i starten inntil rissene blir lukket og det etter hvert blir tilnærmet homogen betong over hele tverrsnittet [2]. Hvis ekspansjonen er stor nok kan derfor et tverrsnitt som i utgangspunktet er i Stadium II gradvis komme tilbake til Stadium I igjen etter hvert som rissene lukkes.

En kontinuerlig bruoverbygning som er understøttet av søyler vil få ytre lastvirkninger fra alkalireaksjonen, fordi den er helt eller delvis fastholdt i forhold til de rotasjonene og forskyvningene som ekspansjonen fører til. Dette er enkelt å forstå hvis en ser for seg en fritt opplagt bjelke som får både en rotasjon ved oppleggene og en forlengelse fra ekspansjonen. Den fritt opplagte bjelken vil ikke få noen ytre lastvirkninger. I en kontinuerlig bjelke vil den samme rotasjonen gi innspenningsmomenter ved hver søyle og forskyvningen vil gi både aksialkrefter og momenter fra forskyvningen av søylene. Dette er vist for rotasjon i Figur 6.2.



Figur 6.2: Armert prisme med konstant ekspansjon fra alkalireaksjon

I en kontinuerlig bjelke med noenlunde lik ekspansjon i alle spenn, vil innspennings-

momentet fra rotasjon bli tilnærmet konstant når en kommer et par felt inn fra hver ende av brua. Det mest vanlige i bruer er at rotasjonen fra ekspansjonen blir slik at innspenningsmomentet vil gi strekk i bunnen og trykk i toppen, som vil øke feltmomentet og redusere støttemomentet fra den ytre lastvirkningen fra egenvekt og nyttelast.

En kontinuerlig bjelke-/ platebru er ofte bortimot fri til å forskyve seg i lengderetningen hvis den har fuger, på grunn av liten motstand fra søylene. Aksialkraften fra fastholdingen i søylene blir derfor, som oftest, så liten at en kan se bort ifra den. Dette forutsetter imidlertid at fugen hele tiden er åpen. Vanligvis er fugene bare dimensjonert for å ta opp temperaturbevegelser og ikke ekspansjon fra alkalireaksjoner.

Elgeseter bru har bare en fuge ved opplegget på landkaret mot byen. Mot landkaret ved Samfundet er bruplata og bjelkene støpt fast. En kan derfor anta at all aksiell bevegelse går mot byen i dette tilfellet. Dette gjør at forskyvningen i toppen av de søylene som er nærmest byen blir ganske stor. Alle søyleradene unntatt den nærmest byen er støpt fast til bjelkene. Det gjør at forskyvningen fra alkalireaksjoner også gir en ytre lastvirkning i form av søylemomenter som fordeler seg bjelkene. Dette momentet er lineært og gir strekk i underkant av bjelken ved den søylen som er lengst sør i spennet og strekk i overkant av bjelken ved den søylen som er lengst nord i spennet, hvis forskyvningen er fra sør mot nord.

I denne oppgaven er det derfor regnet med to ytre lastvirkninger fra alkalireaksjoner:

- Innspenningsmomenter i T-bjelkene fra krumning på grunn av forskjeller i ekspansjon over tverrsnittet og kraftvirkning fra armeringen langs bjelken.
- Momenter i søylene og bjelkene fra forskyvning av søylene.

6.3 Regnemodeller

Det er her beskrevet tre ulike regnemodeller som kan benyttes til bruk ved håndberegninger og regneark til å beregne virkningen av ulike ekspansjonstilfeller i en overbygning av en bru som følge av alkalireaksjoner. Disse er utarbeidet i en rapport fra Statens vegvesen: i «Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse», som kom ut i 2016. [2] Disse modellene kan enten brukes hver for seg for å beskrive et ekspansjonsforløp, eller de kan benyttes sammen (superponeres) for å beskrive et sammensatt ekspansjonsforløp. Disse regnemodellene vil regne ut den indre spenningsvirkningen av alkalireaksjoner på tverrsnittet.

Ved bruk av regnemodellene skal det benyttes en langtids E-modul for betongen, siden alkalireaksjoner er en langtidseffekt som pågår over lang tid. Det å regne med en langtids E-modul er egentlig bare en måte å betrakte kryptet i betongen på. Dette er er nærmere forklart i kapittel 5.

Anvendelsesområdet for de tre modellene kan kort sammenfattes som:

- Modell 1: Bjelke eller plate med jevn (konstant) eller lineær ekspansjon over tverrsnittet
- Modell 2: Bjelke eller plate med større ekspansjon i en del av tverrsnittet. (f.eks T-bjelke med større ekspansjon i plata enn i steget)
- Modell 3: Ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning

6.3.1 Modell 1

Modell 1 benyttes til å beregne virkningen av en jevn eller en lineær varierende ekspansjon over tverrsnittet. I modellen er det forutsatt fullt samvirke mellom betong og armering langs hele stangen.



Figur 6.3: Ekspansjon i hele tverrsnittsarealet

I første omgang tenker en seg at betongen får ekspandere fritt til den valgte eller aktuelle ekspansjonen, mens armeringen ligger løs. Armeringen trekkes så ut til den frie ekspansjonen og limes fast. I denne situasjonen er betongen spenningsfri mens armeringen har en spenning eller kraft som tilsvarer tøyningen fra ekspansjonen. Kraften i armeringen i denne situasjonen kan uttrykkes som:

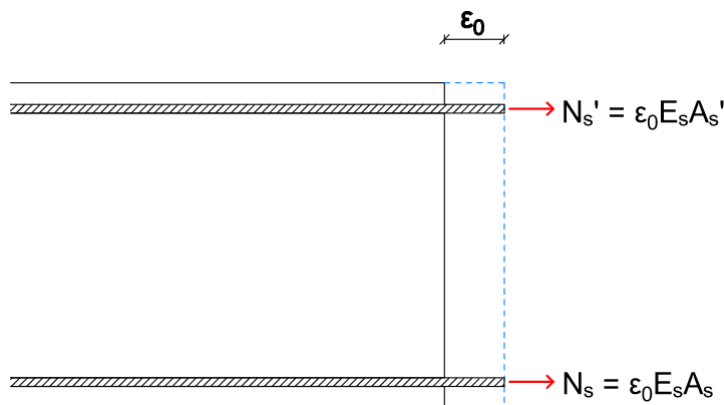
$$N_s = \epsilon_0 E_s A_s \quad (6.1)$$

for kraften i strekkarmeringen, og

$$N_s' = \epsilon_0 E_s A_s' \quad (6.2)$$

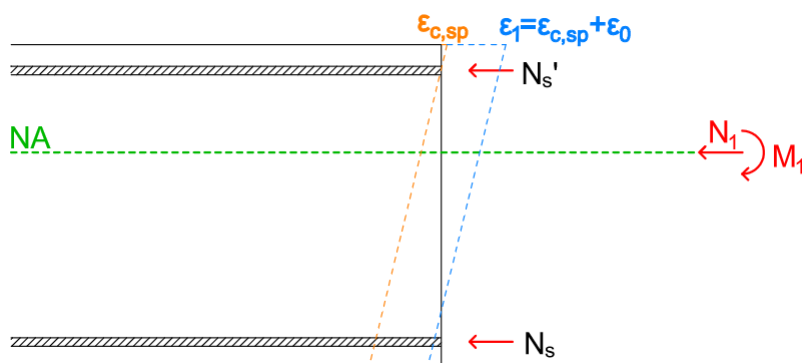
for kraften i trykkarmeringen.

A_s og A_s' er henholdsvis samlet armeringsareal på strekk og trykksiden. Tøyning- og kraftbildet kan derfor beskrives som vist på Figur 6.4 for denne situasjonen.



Figur 6.4: Modell 1: Armering trekkes ut til den frie ekspansjonene og "limes fast"

I virkeligheten vil armeringen sette opp en motkraft mot ekspansjonen som gir trykk i betongen og som reduserer den frie ekspansjonen noe. For å komme til denne tilstanden slippes derfor kreftene i armeringen (N_s og N_s') opp slik at de virker på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn. Denne lastvirkningen kan beskrives som en aksialkraft og et moment om nøytralaksen (N_1 , M_1) til tverrsnittet, se Figur 6.5. Den resulterende lastvirkningen settes så på tverrsnittet i den opprinnelige nulltilstanden. Det gir en slags fiktiv tøyningstilstand fordi tverrsnittet aldri vil være i denne tilstanden. Denne tilstanden viser likevel endringen i tøyninger i betongen fra ekspansjonen i de delene av tverrsnittet hvor betongen er virksom. Det vil si over hele tverrsnittet i Stadium I og i trykksonen i Stadium II.



Figur 6.5: Modell 1: Kraftene i armeringen slippes opp slik at de virker på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn.

Den ”fktive” tøyningstilstanden bergnes fra:

$$\epsilon = \frac{N}{EA} - \frac{M}{EI} \cdot y \quad (6.3)$$

For å finne den endelige eller resulterende tøyningstilstanden til tverrsnittet fra denne ekspansjonen legges den frie tøyningen til den ”fktive” tøyningstilstanden.

Endringen i spenning i armeringen på grunn av ekspansjonen bestemmes da direkte fra den endelige tøyningsskurven. For å finne endringen i spenning i betongen fra ekspansjonen, kan en enten, som tidligere påpekt, betrakte dette ut fra den fiktivetøyningstilstanden eller en kan trekke den frie tøyningen fra ekspansjon fra den endelige tøyningstilstanden. Dette gir som en skjønner samme resultat.

Tøyningfordelingen over tverrsnittet vil i alle tilfeller være lineær fordi beregningene baserer seg på vanlig lineær bjelketeori. Det er også forventet at dette stemmer rimelig bra med virkeligheten også for alkalireaksjoner.

Det er også den endelige tøyningstilstanden som viser den virkelige tøyningstilstanden til tverrsnittet fra ekspansjonen. Ut fra denne tilstanden, kan krumningen- og forlengelsen til tverrsnittet i forskjellige høyder bestemmes. Det er denne krumningen og forlengelsen som vil gi ytre lastvirkninger hvis tverrsnittet er fastholdt mot bevegelse.

Krumningen bestemmes fra:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{topp} - \epsilon_{bunn}}{h_{tverrsnitt}} \quad (6.4)$$

Forlengelsen er valgt til tøyningverdien i betongens tyngdepunktakse. Dette er valgt på bakgrunn av at nøytralaksen til et armert tverrsnitt vil variere ved ulike snitt og om tverrsnittet er i Stadium I eller Stadium II. Ved å velge betongens tyngdepunktakse for alle snitt vil en få den samlede forlengelsen i samme referansehøyde. [31]

En slakkarmert bjelke eller plate som er i Stadium II vil ha riss i strekksonen. Alkalireaksjoner kan imidlertid, hvis ekspansjonen er stor nok, føre hele tverrsnittet tilbake til Stadium I. Tverrsnittet blir da stivere både for aksialkraft og moment. [2] Det er imidlertid knyttet usikkerhet til om et tverrsnitt som i utgangspunktet er i Stadium II fra egenvekten, og som hele tiden utsettes for en variabel nyttelast, vil komme tilbake til Stadium I. Hvis man antar at tverrsnittet er i Stadium I, men det egentlig er i Stadium II, vil de spenningsgivende tøyningene i betongen underestimeres og den resulterende tøyningstilstanden for tverrsnittet overestimeres. Det gjøres derfor en analyse både i Stadium I og i Stadium II og så kan en eventuelt anta at den mest riktige tilstanden vil være et sted mellom de to tilstandene.

For beregningene i Stadium II er det antatt et virksomt tverrsnitt som tilsvarer det for rent moment i Stadium II. Dvs. at det har en trykksone over nøytralaksen og en aktiv trykk – og strekkarmering, mens betongen på strekksiden neglisjeres. Det antas at tverrsnittet oppfører seg lineært elastisk både på stekk- og trykksiden.

Disse antagelsene forenkler beregningene og gjør det mulig å superponere indre og ytre lastvirkninger. Dette er imidlertid bare en riktig antakelse hvis en tenker seg at det er et spor i risset helt opp til nøytralaksen. [2] I virkeligheten er det et riss som delvis vil ha muligheten til å lukke seg på grunn av aksialkraften. Det blir dermed en feil i denne antagelsen som det er litt vanskelig å estimere effekten av. Feilen som blir gjort kan imidlertid ikke bli større enn forskjellen i tøyning mellom Stadium I og II, og vil i de fleste tilfeller være relativt liten. Det er derfor grunn til å tro at den forenklete antakelsen for tverrsnittet i Stadium II gir et rimelig representativt resultat. Det er imidlertid viktig å være klar over at den rene Stadium II tilstanden bare er representativ for oppførselen til tverrsnittet like ved et riss og at den gjennomsnittlige stivheten er en del høyere. For et jevnt oppsprukket tverrsnitt kan en finne denne stivheten ved å anta $E_s = 400\,000$ MPa for armeringen på strekksiden [2][31].

For å kunne vurdere hvilket stadium som er mest realistisk, bør det innledningsvis også gjøres en vurdering av hvilke deler av spennet som kan forventes å være i Stadium I og Stadium II for de forskjellige lastkombinasjonene. Dette gjøres i sin enkleste form ved bare å vurdere opptredende moment i forhold til rissmomentet.

I denne oppgaven er del valgt å regne med feltvis konstante stivheter i Stadium I og Stadium II hvor det tas hensyn til den innlagte armeringen. Tøyningstilstanden er beregnet midt i feltene, ved null-moment punktene og over støttene.

6.3.2 Modell 2

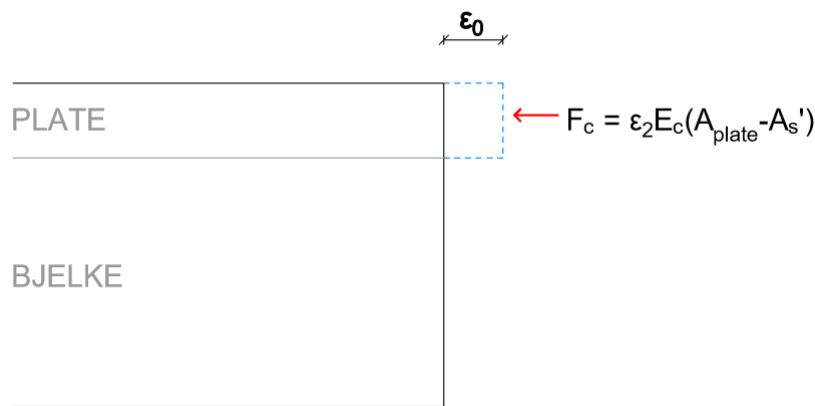
En bjelkebru består ofte av flere T-bjelker ved siden av hverandre som henger sammen i flensen eller plata. I slike tilfeller er det ganske vanlig at flensen (plata) ekspanderer mer enn steget (bjelken) på grunn av at det er større fuktpåkjenning i plata enn i bjelken. Dette var spesielt tilfelle før, da det ikke var vanlig med membran på plata.



Figur 6.6: Ekspansjon kun i flensen av et T-tverrsnitt

For å bestemme lastvirkningen fra denne ekstra ekspansjonen i plata kan en betrakte den ved at en først holder ekspansjonen av plata igjen med en kraft F_c , som en så setter på hele det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn (som en strekk-kraft). Dette blir riktig fordi plata ikke vil kunne ekspandere fritt uten å trekke med seg resten av bjelken så lenge det er samvirke mellom plata og bjelken. F_c er den kraften som trengs for å holde igjen ekspansjonen til betongen i plata.

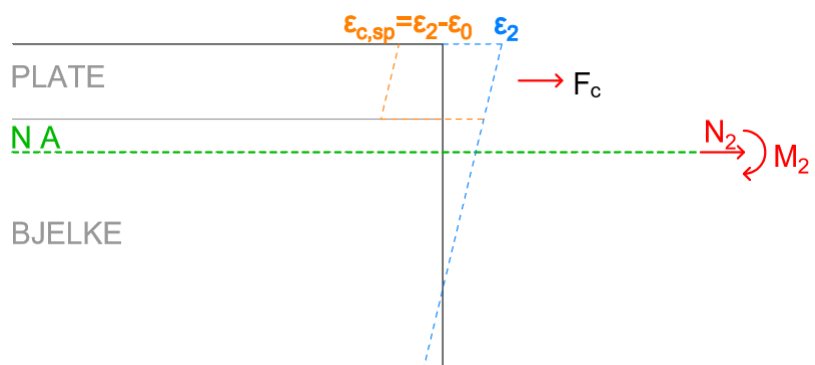
$$F_c = \epsilon_2 E_c (A_{plate} - A_s') \quad (6.5)$$



Figur 6.7: Modell 2: Ekspansjonen av plata holdes igjen

I den første tilstanden (fastholdt) vil det oppstå en ganske stor trykkspenning i plata, mens resten av tverrsnittet vil være spenningsfritt. Når denne kraften settes på hele tverrsnittet som en strekk-kraft, vil mye av denne trykkspenningen gå tilbake, men ikke alt. Betongen som ekspanderer vil derfor også i dette tilfellet få et ekstra trykk fra ekspansjonen. Denne ekvivalente strekk-kraften i plata kan alternativt settes på som en aksialkraft og et moment om nøytralaksen til tverrsnittet. Ut fra denne lastvirkningen kan det nå beregnes en aksialtøyning og en krumning av tverrsnittet. Bjelken vil som en følge av dette krumme seg oppover i hele spennet fra en slik ekspansjonstilstand (forutsatt at ekspansjonen er lik).

Den resulterende tøyningen er i dette tilfellet den endelige tøyningen av tverrsnittet for denne lastvirkningen (N_2 , M_2). Endringen i tøyning i armeringen fra dette ekspansjonstilfellet kan derfor tas direkte ut fra denne tøyningstilstanden. For å finne spenningsgivende tøyning i betongen i plata, må en trekke fra den frie ekspansjonen til plata. Plata kommer da over i trykk. Resten av betongen får imidlertid tøyninger og spenninger i henhold til den endelige tøyningstilstanden der hvor den er virksom. Det er hele tverrsnittet i Stadium I og i trykksonen i Stadium II. Tøyningstilstanden finnes fra Formel (6.3). Som for modell 1 finnes også krumning fra Formel (6.4) og forlengelse i betongens tyngdepunkt ut fra den resulterende tøyningstilstanden.



Figur 6.8: Modell 2: Kraften settes på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn

Også for denne modellen er det benyttet et virksomt tverrsnitt tilsvarende det for rent moment i Stadium II (samme prinsipp som for Modell 1). Dette er ”for så vidt” greit så lenge hele plata er i trykk i Stadium II. For Elgester bru vil den imidlertid ikke være det i null-moment områdene, fordi det er så lite armering i bjelkene i disse snittene. For at denne betraktningen skal bli riktig, må en derfor ta med hele plata i stivheten til dette snittet i Stadium II. Det betyr at noe av plata vil være i strekk hvis en fortsatt beholder den opprinnelige nøytralaksen for rent moment. Dette er antakelig likevel ikke noe stort problem. For det første kan det tenkes at disse strekkspenningene er så små at betongen i plata ikke har risset opp i underkant og da bidrar hele plata til stivheten slik det er forutsatt. For det andre, må det forventes at disse rissene vil være så små, hvis de eventuelt oppstår, at de lukkes ganske raskt av ekspansjonen i plata. Feilen en gjør ved å anta hele plata som aktiv i forhold til kraft- og lastvirkningen også i dette snittet blir da forholdsvis liten. [31]

Denne modellen er litt spesiell siden den gir så store strekkspenninger i tverrsnittet. De store strekkspenningene i betongen i plata er imidlertid fiktive fordi det her i virkeligheten er et økende trykk. Dessuten vil også dette ekspansjonstilfellet foregå sammen med eventuelt andre ekspansjonstilfeller og annen lastvirkning fra først og fremst egenlast og nyttelast. Det er derfor også for Modell 2 aktuelt å gjøre en nærmere vurdering av om det er Stadium I eller Stadium II som er mest representativ for virkningen av ekspansjonen på tverrsnittet. Dette vil selvsagt også være avhengig av hvor dominerende de forskjellige effektene er. [2]

En forskjell i ekspansjonen i plata og i bjelken over et T-tverrsnitt kan innstille seg over en lengde som kan tenkes å ha noe med høyden til bjelken å gjøre. Det kan derfor være ganske store lokale variasjoner av denne effekten langs brua. [31]

Modell 2 egner seg også best for områder hvor plata er i trykk (i felt), da det vil være stor usikkerhet rundt hvilken kraft som etableres i fastholdt tilstand i en risset plate. Over en støtte vil det derfor være sikrere å benytte Modell 1 med en lineær variasjon av ekspansjonen enn en kombinasjon av Modell 1 og 2. Ellers er tøyningstilstanden også for denne modellen beregnet midt i feltene, ved null-moment punktene og over støttene både i stadium I og stadium II.

6.3.3 Modell 3

Modell 3 beskriver effekten av ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning. For eksempel at ytterbjelkene ekspanderer mer enn innerbjelkene. Dette er i prinsippet bare en anvendelse av enten Modell 1 eller Modell 2 i bredderetningen i stedet for i lengderetningen.

Generelt ved en slik betraktning, må det først gjøres en vurdering av hvordan forskjellen i ekspansjon fordeler seg i bredderetningen. Hvis det bare er en del av tverrsnittet som har utvidet seg mer, f.eks en kantdrager eller bare platen over en del av tverrsnittet, betraktes dette enklest vha Modell 2, der den delen som ekspanderer mest først holdes fast for så å sette på den tilhørende kraften med motsatt fortegn

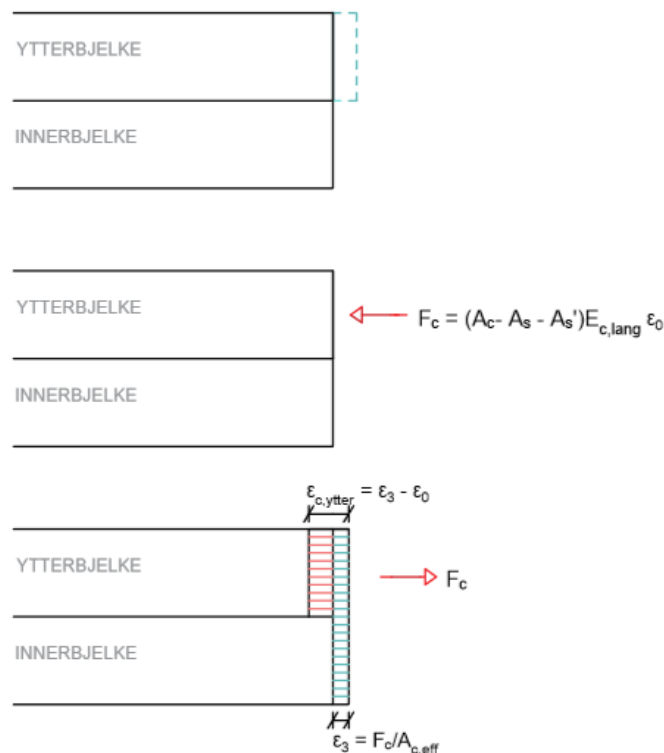
på hele det armerte tverrsnittet (som en strekk-kraft). Hvis forskjellen i ekspansjon derimot er ganske lineær over bredden, er det enklere å benytte Modell 1.

Et eksempel på en Modell 3 situasjon er illustrert på Figur 6.9, hvor en tenker seg at de ytterste T-bjelkene ekspanderer mer enn de innerste I dette tilfellet er det symmetri om midten og en kan derfor bare se på to bjelker i fortsettelsen. Den bjelken som ekspanderer mest vil da bli holdt igjen av den andre (den som ekspanderer minst), og det blir krefter mellom de to bjelkene som må overføres i plata.



Figur 6.9: Ekspansjon kun i ytterbjelkene

For Elgeseter bru er det observert mer fukt i ytterbjelken enn i innerbjelken. Det er da sannsynlig at den ytterste T-bjelken også har ekspandert mer enn den innerste. For dette tilfellet er det aktuelt å benytte Modell 2 til å vurdere virkningen av den eventuelle forskjellen i ekspansjon på tvers i lengderetningen til brua.



Figur 6.10: Beregningsgang Modell 3

En tenker seg derfor en situasjon hvor ytterbjelken ekspanderer mer enn innerbjelken. Hvis det ikke hadde vært samvirke mellom bjelkene, ville ytterbjelken ekspandert mer.

dert fritt, mens innerbjelken ville ligge stille. Ytterbjelken ville da fått tøyninger i tråd med det som er beregnet tidligere for Modell 1 og Modell 2, avhengig av hvordan ekspansjonen fordeler seg. Samvirke med innerbjelken gjør imidlertid at forlengelsen må bli lik i begge bjelkene i lengderetningen. Innerbjelken vil derfor holde igjen ytterbjelken, eller en kan si at ytterbjelken drar med seg innerbjelken.

For å regne på denne tilstanden kan en først tenke seg at en holder igjen ekspansjonen i betongen i ytterbjelken. Til det trengs det en kraft F_c som virker i tyngdepunktet til betongen i ytterbjelken. F_c er derfor lik arealet av hele tverrsnittet til ytterbjelken minus arealet av armeringen ganger den frie tøyningen fra ekspansjonen og langtids E-modulen til betongen.

$$F_c = (A_{c,ytterbjelke} - A_s - A'_s) \cdot E_{c,lang} \cdot \epsilon_0 \quad (6.6)$$

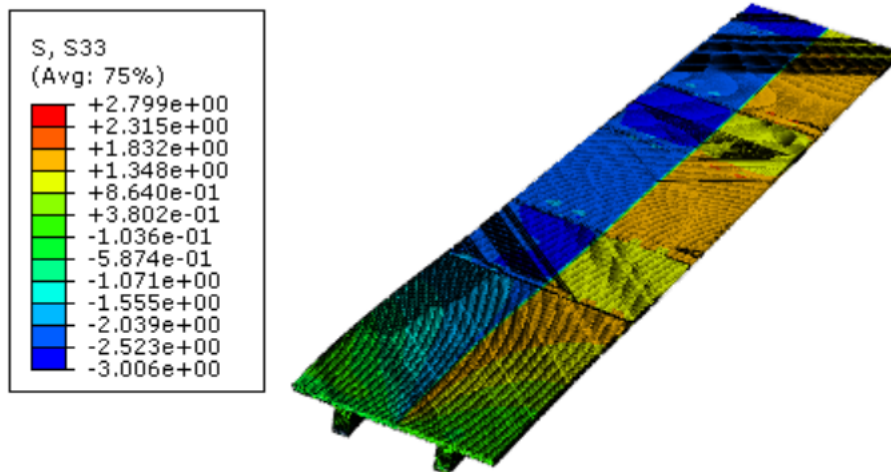
Denne kraften blir så ”sluppet opp” eller satt på med motsatt fortegn på hele det armerte tverrsnittet. Dette lasttilfellet bestemmer den tøyningen som tilsvarer forlengelsen av begge bjelkene. Denne tøyningen er lik for begge bjelkene og kan uttrykkes som:

$$\epsilon = \frac{F_c}{A_{c,eff}} \quad (6.7)$$

hvor $A_{c,eff}$ er det effektive arealet av det armerte tverrsnittet av både inner- og ytterbjelken.

Dette er imidlertid en indre lastvirkning mellom de to bjelkene og da må summen av aksialkrefter være lik null. Det betyr at den ene bjelken må ha et like stort strekk som den andre har trykk. Den som får trykk, vil alltid være den bjelken eller delen som ekspanderer. For å få frem den spenningsgivende tøyningen i ytterbjelken, må en imidlertid trekke den frie tøyningen fra ekspansjonen ϵ_0 fra den endelige tøyningen ϵ_3 som tilsvarer forlengelsen av begge bjelkene.

I den endelige tilstanden vil betongen i den bjelken som ekspanderer være i trykk, mens armeringen vil være i strekk. For å kompensere for strekk-kraften i armeringen, trengs det derfor en noe større trykktøyning i betongen enn den som tilsvarer forlengelsen av tverrsnittet. Det at den ene bjelken får strekk og den andre får trykk kan en også tydelig se fra kjøringen av dette ekspansjonstilfellet i Abaqus, se Figur 6.11. Der er blått trykk og brunt strekk. Innspenningsforholdene og momentvirkningen gjør imidlertid at disse spenningene vil variere noe over tykkelsen. Det som er vist på Figur 6.11 er spenningen i overflaten.



Figur 6.11: Resultat fra Abaqus: Modell 3 i stadium I

Bjolkene trenger ikke å ha lik stivhet i denne betraktningen. Hvis for eksempel innerbjelken har mindre aksial stivhet enn ytterbjelken, vil den endelige tøyningen av bjolkene bli større enn om de har konstant stivhet og tilsvarende mindre om det er omvendt. I denne oppgaven er det likevel bare regnet med konstant aksial stivhet i de to bjolkene. [31]

Aksialkraften i de to bjolkene vil være avhengig av stivheten til bjolkene. Det mest sannsynlige er antakelig noe som er forholdsvis nært stivheten i Stadium II. For en betongkonstruksjon, vil aksialkraften være relatert til armeringsmengde og lastvirkning og den vil derfor variere langs brua. Betongen vil da bidra til stivheten aksialt der den er i trykk (fra samtidig vertikal lastvirkning), mens det bare er armeringen som bidrar der betongen er i strekk. I tillegg vil nøytralaksens plassering variere på grunn av de samme forholdene. Det blir nødvendig å gjøre en forenkling i forhold til dette i vanlige beregninger. Det er derfor anbefalt at en velger tilstanden i Stadium II midt i feltene som et gjennomsnitt for hele brua og beregner aksialstivheten ut fra tøyningstilstanden og armeringsmengden i det snittet [31]. For beregninger i Stadium I er det mer riktig å beregne en vektet tilstand hvor aksialstivheten ut fra tøyningstilstanden og armeringsmengden varierer i ulike snitt. Det er imidlertid gjort samme forenkling som for stadium II (tilstanden midt i felt som gjennomsnitt) på grunn av at Stadium I tilstanden er usannsynlig for dette tilfellet. på grunn av at denne situasjonen er usannsynlig. [31]

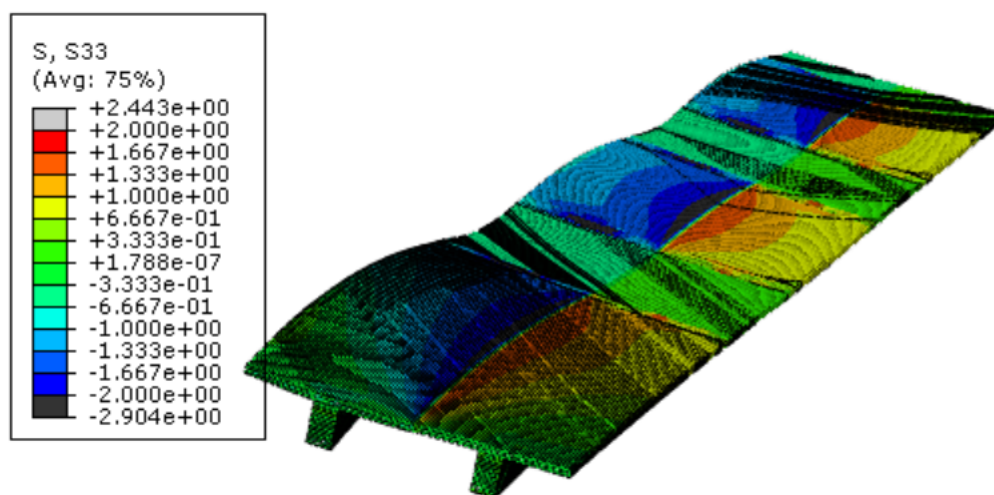
Nøytralaksens plassering i horisontal retning (i plateplanet) bør også vurderes ut fra ekspansjonstilfellet og randbetingelsene. Tverrsnittet kan også i denne retningen komme over i stadium II for moment, spesielt hvis det blir forhindret fra å krumme seg. Situasjonen blir imidlertid da ganske uoversiktlig, så nøytralaksen anbefales å holdes i midten i denne retningen i håndberegninger. [31]

Modell 3, slik den er beskrevet, er best egnet til å regne på den gjennomsnittlige aksialtøyningen i lengderetningen under forutsetning av at bjolkene er forhindret fra å rotere (bøye ut). For Elgeseter er det tilfelle på grunn av symmetri hvis en

forutsetter at begge ytterbjelkene utvider seg likt. I et vilkårlig tilfelle vil imidlertid denne lastvirkningen bli mye mer komplisert. I tillegg til aksialforskyvningen, vil bjelkene også rotere i begge retninger på grunn av virkningen av armeringen. Det bør derfor også tas hensyn til en viss effekt i henhold til Modell 1 for denne modellen. Hvis en ikke regner noe nærmere på det, kan en anta en tilleggsvirkning etter Modell 1 som er halvparten av den frie ekspansjonen til ytterbjelken på hver bjelke. Dette gjelder imidlertid bare for rotasjonsvirkningen. Forskyvningen i lengderetningen er allerede ivaretatt i denne beregningen (Modell 3). [31]

For å kunne regne mer nøyaktig på dette ekspansjonstilfellet, trengs det et dataprogram som kan regne virkningen av ekspansjonen i tre retninger. Dette var også en av grunnene til at Abaqus ble inkludert i denne oppgaven.

Figur 6.12 viser en beregning av et (det samme) bru-utsnittet i Abaqus med Stadium II stivhet. Utsnittet av brua er fritt opplagt på bjelkene i den ene enden og fastholdt aksielt og mot rotasjon i lengderetningen i den andre enden. Siden dette programmet regner lineært elastisk og med fullt tverrsnitt langs hele utsnittet, er stivheten i Stadium II tatt hensyn til ved å benytte en redusert E-modulen for betongen på strekksiden for lastvirkningen fra egen- og nyttelast. Beregningen viser spenningene på overflaten i lengderetning i deformert tilstand. I denne beregningen er det bare lagt inn armering i lengderetningen. Hvis det også hadde vært lagt inn armering på tvers, ville krumningene blitt større også i den retningen. Selv om deformasjonene er overdrevet, viser denne kjøringen at dette ekspansjonstilfellet gir betydelige spenninger og deformasjoner i brua.



Figur 6.12: Resultat fra Abaqus: Modell 3 i Stadium II

Siden Modell 3 gir et resulterende strekk i den ene bjelken (i dette tilfellet innerbjelkene), må det tas hensyn til denne strekk-kraften ved kontroll av skjær- og momentkapasiteten for det totale lastbildet.

For å få etablert det aksielle samvirket mellom bjelkene etter Modell 3, trengs det en relativ lang innføringslengde ved en fri ende. Når tilstanden først er etablert, vil den

imidlertid være ganske konstant videre langsetter brua. Det er relativt begrenset hvor mye aksialkreftene kan endre seg i hvert felt. Tøyningene vil imidlertid være avhengig av aksialstivheten som må forventes å være noe større i feltene enn over støttene. [31]

På Elgeseter vil dette ekspansjonstilfellet også gi et betydelig moment om vertikal akse i en fri ende i symmetrilinjen midt på brua. Dette momentet vil for tilfellet med størst ekspansjon i ytterbjelken gi trykk ytterst ved kanten og strekk noe lenger inne på plata. Hvis en ikke får etablert dette momentet, vil de to bruhalvdelene forsøke å gå fra hverandre langs midtlinjen. [2]

Kapittel 7

Modellering og opptredende krefter

Det er blitt brukt to ulike beregningsprogram i denne oppgaven. Rammeprogrammet ROBOT er brukt til å finne de dimensjonerende lastvirkningene på brua, samt de ytre lastvirkningene fra alkalireaksjoene. Elementprogrammet ABAQUS er kun brukt til å modellere effekten av alkalireaksjonene på brua. ROBOT er et brukervennlig program der det er enkelt å legge inn varierende laster og finne den kritiske lastkombinasjonen for ulike konstruksjonsdeler. Programmet har derimot flere begrensinger i valgmuligheter ved 3D-modellering. Ved modellering av ekspansjonen fra alkalieraksjoner er det et ønske om å legge inn ulike ekspansjoner i ulike deler av et tverrsnitt, i tillegg til å legge inn varierende armeringsmengder i ulike snitt. I FEM-programmet Abaqus har man de fleste muligheter ved modellering. Brukerteskelen er imidlertid en del høyere enn ved modellering i ROBOT. Det vil være en tidkrevende prosess å legge inn varierende lastvirkninger fra nyttelast i Abaqus. I dette kapitlet vil de valgene som er tatt ved modellering bli beskrevet og diskutert. De dimensjonerende lastene blir bestemt i dette kapitlet. Nøyaktig lastplassering for bestemte snitt og dimensjonerende moment- og skjærkrefter fra opprinnelig belastning vil bli presentert i kapittel 7. De ytre kreftene fra alkalireaksjoner vil bli presentert i kapittel 10.

7.1 Robot

Robot Structural Analysis Professional er et avansert programverktøy for konstruksjonsanalyser. Programmet tilbys av Autodesk og er et hjelpemiddel for å forstå oppførselen til en konstruksjon. Robot kategoriseres som et parametrisk objektorientert program. Et parametrisk program vil si at en endring som gjøres et sted i modellen oppdateres automatisk alle andre steder. Robot benytter såkalt finite element auto-meshingsom vil si at programmet deler geometrien opp i mindre deler, noe som gjør at resultater kan hentes ut i løpet av kort tid, selv med kompliserte modeller. En kan selv velge hvilke resultater en vil ha ut og på hvilken måte de skal fremstilles. Eksempelvis kan momenter og krefter leses direkte ut, uten å måtte gå veien om spenninger. [27]

Det kan implementeres et aksesystem som gjør det enklere å plassere elementer i ønskede posisjoner. Modellering i Robot kan gjøres med en rekke forskjellige elementer. Eksempelvis 2-node bjelkeelementer ("2-node bar finite elements"), 2D plateelementer ("2D planar finite elements") eller 3D volumelementer (solid-3D volumetric finite elements). Forbindelser mellom bjelkeelementer kan løses på mange måter. Det kan for eksempel implementeres fullstendig stive forbindelser, forbindelser med damping eller forbindelser som er leddet.

Robot er et program som gjør det enkelt å sette på ulike laster og lastkombinasjoner. I denne oppgaven er Robot brukt for å finne de dimensjonerende lastvirkningene på Elgeseter bru. Det vil redegjøres for hva som har blitt gjort for å sikre at modellen i størst mulig grad oppfører seg som den virkelige konstruksjonen, og hvor store unøyaktigheter som kan oppstå på grunn av begrensninger i programmet.

Brua er modellert ved hjelp av to 2D-modeller, en i tverretningen og en i lengderetningen. De blir nærmere beskrevet i dette kapitlet.

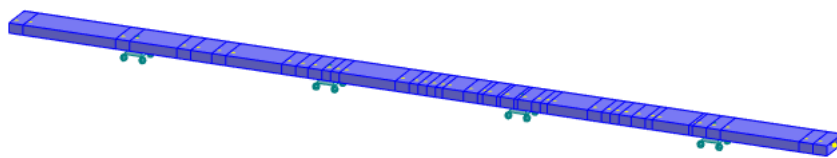
Materialeegenskapene som benyttes er de som er gitt i kapittel 4.

7.1.1 Forutsetninger for beregning opptredende krefter i tverretningen

I tverretningen er tverrsnittet til bruplate modellert som en kontinuerlig platestripe som er opplagt på bjelkene. Modellen har de samme spennviddene som det er vist på tegningsgrunnlaget, se Vedlegg A og Figur 7.1. Platestripa er 1 m bred.



Figur 7.1: Statisk system i tverretningen, mål i mm



Figur 7.2: Robotmodell i tverretningen

Platestripa kunne også vært modellert med bjelken understøttet av søylene, men denne situasjonen er bare representativ for et snitt akkurat over søylene.

Plata er modellert med konstant tykkelse, $t = 280$ mm, og stivhet over hele lengden. I virkeligheten vil stivheten til plata variere, fordi både tykkelsen og armeringsmengdene varierer på tvers av brua. Stivheten til plata påvirker hvordan lastene fordeler seg til de ulike bjelkene. Antagelsene i denne modellen vil derfor ikke gi et helt riktig resultat. For en mer nøyaktig beregning i denne retningen, er det imidlertid nødvendig med en elementmodell.

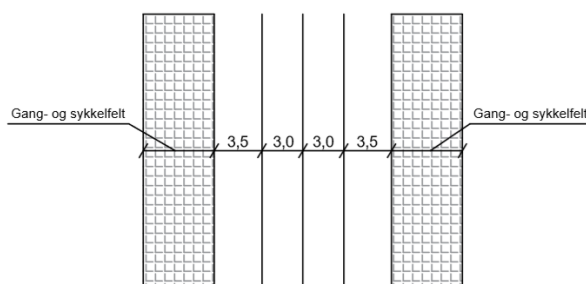
Det er derfor valgt å se bort fra denne usikkerheten i denne oppgaven da det også vil være usikkerhet knyttet til lastene som settes på.

For beregninger av alkalireaksjoner er det lagt inn feltvis ulik stivet i plata. Dette blir nærmere forklart i avsnitt 7.1.3.

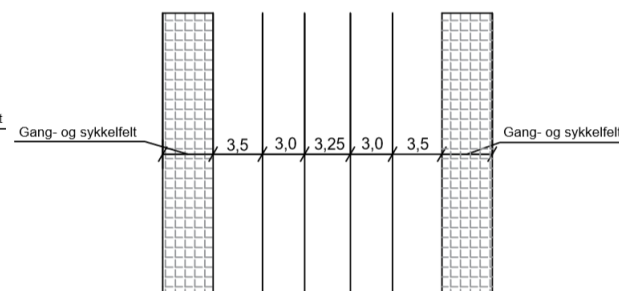
Oppleggskraften ved hver bjelke er summen av skjærkreftene på hver side av opplegget. Ved å plassere lastene mest mulig ugunstig i forhold til størrelsen på disse skjærkreftene kan den dimensjonerende lasten for hver bjelke bestemmes.

De jevnt fordelte lastene er modellert over bredden til platestripen på 1m. Det gjør at lastene kommer dirkede ut i kN/m. Den samme bredden er også benyttet i beregningen av lastvirkningen fra punktlastene fra aksellastene. Dette vil til dels være konservativt avhengig av hvor lastene er i forhold til bjelken. Det er bare den punktlasten som står rett over bjelken som kan betraktes som en punktlast på denne bjelken. De andre punktlastene vil ha en mer fordelt virkning på bjelken avhengig av hvor de er. Det er imidlertid de punktlastene som er nærmest bjelken som betyr mest for den bjelken og som da også vil gå ganske konsentrert inn til den bjelken. Det er derfor valgt å regne denne lastvirkningen på en bjelke på den samme stripen og så relatere denne lasten til bjelken som en punktlast. Dette er derfor å betrakte som et konservativt estimat for punktlasten på en bjelke fra aksellastene.

Siden fortauene er avkortet i et snitt helt sør på brua, hvor det er 5 kjørebanner, er både en platestripe med en fortausbredde på 5,2 m (fortaustilfelle A) og en med en fortausbredde på 3,58 m (fortaustilfelle B) vurdert. Dette gjøres ved å superponere de ugunstigste lastplasseringene for hver bjelke med de to fortausløsningene.



Figur 7.3: Fortaustilfelle A sett ovenfra med virkelige kjørebanebredder



Figur 7.4: Fortaustilfelle B sett ovenfra med virkelige kjørebanebredder

For fortaustilfelle A, som opptrer i spenn 2-9 i bruas lengderetning, vil innerbjelken få den største belastningen. Ytterbjelken får større belastning fra egenvekt, men på grunn av det store fortauet vil den få mindre belastning fra trafikk.

For fortaustilfelle B som opptrer i spenn 1 i bruas lengderetning, vil ytterbjelken få den største belastningen. Dette er fordi den vil få større belastning fra trafikk siden fortauet er smalere.

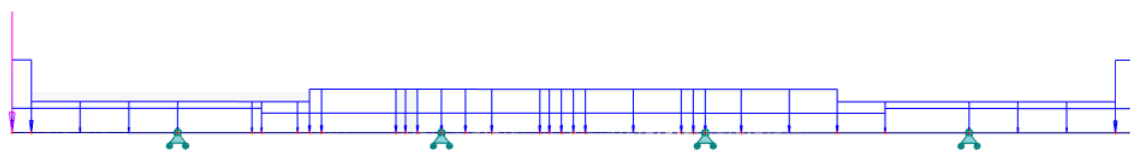
Med dette som grunnlag, er det i denne oppgaven fokusert mest på innerbjelken. Belastningen på innerbjelken vil være størst i spenn 2-9 for fortaustilfelle A. Siden det er innerbjelken som betraktes, er det også funnet opptredende krefter for innerbjelken for fortaustilfelle A i spenn 1 i lengderetningen. På grunn av størst belastning på ytterbjelken i dette feltet, er det også gjort en kontroll av den bjelken i dette spennet.

Videre i dette kapittelet er det beskrevet hvordan lastvirkningen på innerbjelken fra egenvekt og nyttelast er bestemt.

Egenlast

Egenvekten til platestripa beregnes først manuelt pr. meter i tverretningen for en bredde på 1 m. Denne vekten blir deretter påsatt platestripa som en ytre last, se Figur 7.5. Robots automatiske funksjon for egenvekt vil ikke bli benyttet da dette krever en helt nøyaktig modellering av tverrsnittet for å få riktig resultat.

Egenvekten er påført mest mulig slik den opptrer i virkeligheten, se Figur 7.5. Eksempelvis er rekkverket plassert som en punktlast helt ytterst på kantene og lasten fra fortau er plassert jevnt fordelt der fortauet ligger. Belegningen i kjørebane er lagt inn som en fordelt last over føringsavstanden, altså der det ikke er fortau. På grunn av at bruplata har variabel tykkelse, er det regnet med gjennomsnitts tykkelser fra kanten av utkrageren til fjerdedelspunktet og fra fjerdedelspunktet til midt på platestripa for hver side. Lastene legges så på som en fordelt last over sine respektive områder. På denne måten vil egenlasten fra bruplata gi en litt større belastning på innerbjelken enn på ytterbjelken, slik det også vil være i virkeligheten.



Figur 7.5: Fortaustilfelle A påført egenlast (Fortau 5,2 m)

Reaksjonskraften fra egenvekten som vil virke som en jevnt fordelt last i lengderetning er vist i Tabell 7.1 for innerbjelken for fortaustilfelle A og for ytterbjelken for fortaustilfelle B.

Tabell 7.1: Fordelt last på bjelken fra egenvekt

Fortaustilfelle	$q_{egenvekt} [kN/m]$
A	53,7
B	82,3

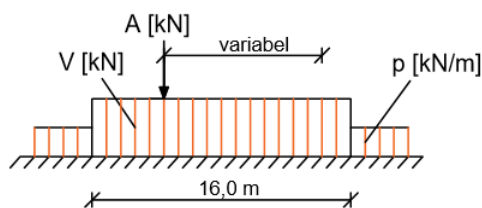
Egenvekten til bjelkene (under plata) er 28 kN/m ($1,43 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$) og legges til denne reaksjonskraften for å finne den totale egenlasten pr meter i lengderetningen på hver bjelke.

Trafikklast

Trafikklastene er vist i kapittel 5. For denne brua er det vogntoglasten som vil være den dimensjonerende lastvirkningen. Krittisk plassering for trafikklasten vil avhenge av hvilket snitt som vurderes. Krittiske lastplasseringer for dimensjonerende moment og skjærkrefter i tverretningen er vist i kapittel 8 for utkrageren og midtsnittet.

I fortsettelsen er den plasseringen av trafikklasten i tverretningen som gir størst skjærkraft ved innerbjelken for fortaustilfelle A og ytterbjelken for fortaustilfelle B vurdert. Ut fra dette, kan så de dimensjonerende kreftene som virker på bjelken i lengderetning fra trafikklasten bestemmes

Som beskrevet i kapittel 5 vil lasten fra et vogntog i lengderetningen bestå av en fordelt last, V på 500 kN , en akslingslast, A på 40 kN , og en fordelt last, p på 6 kN/m , som virker der det er ugunstig. Siden alle disse lastene kan ha ulike plasseringer i lengderetning, som Figur 7.6 viser, må lastvirkningene på bjelken finnes hver for seg. Dette vil si at man i modellen i tverretningen først finner den største reaksjonskraften i opplegget fra den fordelte lasten, V , deretter fra den tilhørende akslingslasten, A og tilslutt for den fordelte lasten p .



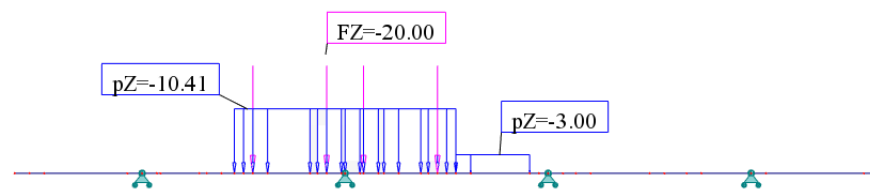
Figur 7.6: Laster fra et vogntog i lengderetning

Kapittel 5 beskriver den fordelte lasten fra et vogntog som en fordelt last på 500 kN som virker i et lastfelt på 3 m i tverretningen og 16 m i lengderetningen. For en lengde på 1 m i lengderetningen vil dette være en last på 10,41 kN/m i tverretningen. Denne lasten kan bare virke i to lastfelt som plasseres i mest ugunstige posisjon iforhold til kjærkraften i plata for den bjelken som skal betraktes. Om øvrig last fra gang/sykeltrafikk på fortau eller øvrig trafikklaster i andre lastfelt virker ugunstig skal også denne lastenvirkningen tas i betraktning. De største skjærkreftene som dette gir i plata ved opplegget vil gi den fordelte lasten q_V som skal belastes bjelken i de 16 metrene som den fordelte lasten fra vogntoget virker over i lengderetningen.

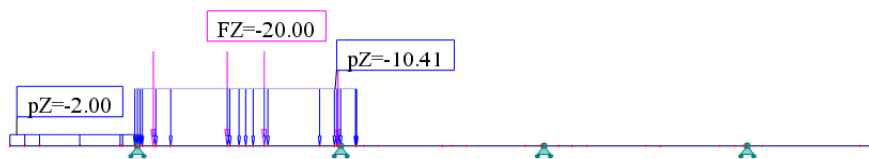
Akslingslastene vil kunne virke innenfor de samme 16 metrene som den fordelte lasten V , men som en punktlaster, Q_A , som plasseres i mest ugunstige posisjon innenfor denne lengden i forhold til det snittet som betraktes i lengderetningen. Det er derfor kun belastningen på bjelken fra akslingslastene som betraktes i tverretningen for å finne denne punktlaster på bjelken. Akslingslastene A virker 0,5 m inn i lastfeltet til den fordelte lasten fra vogntoget V på begge sider (som to hjullaster). Lasten fra hvert "hjuler 20 kN.

Som beskrevet i kapittel 5 kan det også virke en fordelt last p lik 6 kN/m i områder utover de 16 m der den fordelte lasten fra vogntoget virker over i lengderetning, om dette er ugunstig. Denne fordelte lasten virker kun over et lastfelt/en bredde på 2 m i tverretning. Lasten på bjelken vil da bli 3 kN/m. Det kritiske tilfellet for belastningen på bjelken, q_p , vil være at den fordelte lasten, p , virker i de samme lastfeltene og de samme øvrige lastene (fordelt last i øvrige felt) som for den fordelte lasten fra vogntoget V bare at den virker over en mindre bredde.

Figurene 7.7 og 7.8 viser kritisk plassering av vogntoglast, V og akslingslasten, A samlet for henholdsvis innerbjelken for fortaustilfelle A og ytterbjelken for fortaustilfelle B.



Figur 7.7: Kritisk plassering av trafikklaster i forhold til lastvirkning på innerbjelken for fortaustilfelle A



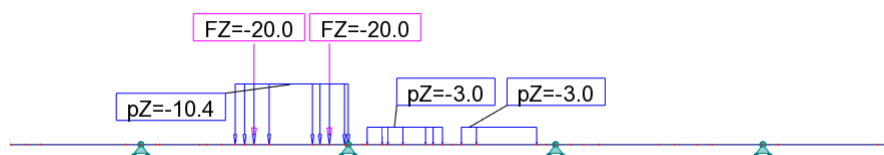
Figur 7.8: Kritisk plassering av trafikklasten i forhold til lastvirkning på innerbjelken for fortaustilfelle B

Oppleggskraften (summen av skjærkreftene på hver side av opplegget) som vil virke som en jevnt fordelt last/punktlast i lengderetning til bjelkene er vist i Tabell 7.2 for hvert enkelt lasttilfelle (V, A, p).

Tabell 7.2: Laster på bjelkene i lengderetningen fra trafikklasten for fortaustilfelle A og B.

Fortuastilfelle	q_V [kN/m]	Q_A [kN]	q_p [kN/m]
A	55,1	67,5	12,2
B	38,5	35,3	14,7

Som diskutert i kapittel 5 er det også vurdert en situasjon der vogntogene i de to belastede lastfeltene ikke virker på samme plass i lengderetningen, men på hver sin side av en støtte. Dette er kun aktuelt for innerbjelken. Denne belastningen vil virke over en lengde på 16 m på hver side av støtta. I det lastfeltet hvor det ikke virker en jevnt fordelt last V og akslingslast A fra vogntogene, vil det virke en øvrig fordelt last p . Kritisk lastplassering er illustrert i Figur 7.9. De opptredende lastvirkningene på bjelken fra dette lasttilfellet er vist i Tabell 7.3



Figur 7.9: Plassering av trafikklast på hver side av en støtte for en innerbjelke for fortaustilfelle A

Tabell 7.3: Laster på bjelkene i lengderetningen fra trafikklasten når vogntoget plasseres på hver side av støtten for fortaustilfelle A

Fortuastilfelle	q_V [kN/m]	Q_A [kN]	q_p [kN/m]
A	34,8	35,53	12,2

Vindlast

Vinden kan virke i mange retninger og i ulik styrke til enhver tid. Derfor er det valgt å forenkle dette lasttilfellet, både fordi det uansett vil være vanskelig å modellere

eksakt hvordan vinden virker og fordi vind alene ikke vil være dimensjonerende for brua. Det tas kun hensyn til vind vertikalt på brua videre i denne oppgaven. Vindlast i horisontalretningen vil ikke være dimensjonerende for brua. Vinden er bare antatt å virke på brudekket. Vind på søylene neglisjeres.

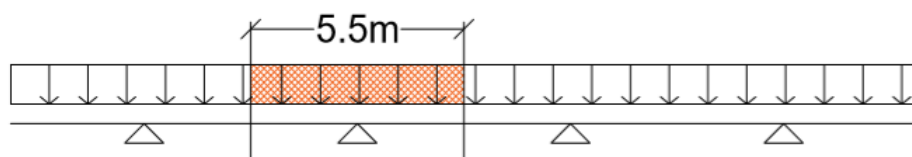
For å finne den mest ugunstige virkningen av vind på bjelkene er det gjort håndberegninger. Disse er gjort for en jevnt fordelt vindlast og en trekantformet vindlast over tverrsnittet, se Figur 7.10 og Figur 7.11. Dette er gjort med tanke på å finne den største jevnt fordelte vindlasten på bjelkene i lengderetningen til brua. Eksentrisiteten til vindlasten skal ifølge Eurokode 1 være $b/4$. For Elgeseter bru vil en stor eksentrisitet være mest ugunstig for både inner- og ytterbjelkene. Derfor er det valgt en trekantlast med eksentrisitet $b/6$ i disse beregningene, fordi det også er enklere å regne på. For innerbjelken vil vindlasten være mye mindre enn trafikklasten, og derfor blir det heller ikke sett på mer kompliserte lastformer for vind.

I kapittel 5 er det funnet at vindlasten uten samtidig trafikk er 27,09 kN per m i lengderetningen. For å finne den jevnt fordelte lasten i tverretningen for en meters bredde, divideres denne lasten med bredden til brudekket som er 23,4 m. Tilsvarende gjøres også for vindlast med samtidig trafikk. Den jevnt fordelte lasten i tverretningen for vindlast uten samtidig trafikk blir da:

$$\frac{27,09 \text{ kN}}{23,4 \text{ m}} = 1,158 \text{ kN/m}$$

Lasten som går ned i hver bjelke bestemmes da som den jevnt fordelte lasten ganger senteravstanden mellom bjelkene, som er 5,5 m for innerbjelken.

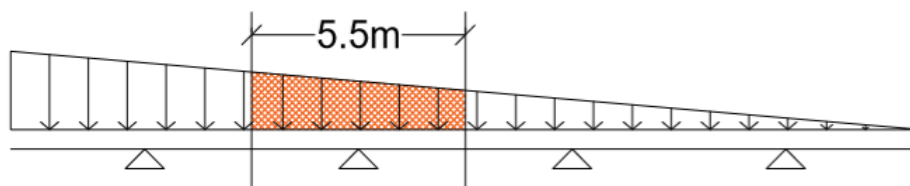
Tilsvarende gjøres for trekantlasten, hvor totallasten deles på halve bredden for å finne lastvirkningen på den mest påkjente siden. Fordelingen blir da som vist på Figur 7.11. Lastvirkningen på innerbjelken finnes da som den resulterende kraften fra denne fordelingen over bredden på 2,75 m til hver side for opplegget. Resulterende lastvirkninger fra vind for inner- og ytterbjelkene, med og uten trafikklast, er vist i Tabell 7.4.



Figur 7.10: Jevnt fordelt vindlast over bredden til brua. Skravert område representerer lasten som går ned i den mest påkjente innerbjelken.

Tabell 7.4: Jevnt fordelt vindlast i lengderetningen

Tverretning	Jevnt fordelt vindlast [kN/m]		Vindlast fordelt som trekantlast [kN/m]	
	Innerbjelke	Ytterbjelke	Innerbjelke	Ytterbjelke
Uten trafikk	6.37	7.18	7.89	12.5
Med trafikk	3.79	4.27	4.68	7.4



Figur 7.11: Vindlasten fordelt som en trekantlast. Skravert område representerer lasten som går ned i den mest påkjente innerbjelken.

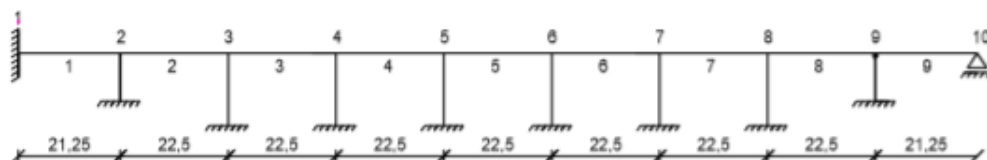
Temperatur

Robot har en egen funksjon for temperaturlaster, dermed kan temperaturlasten settes på direkte i lengderetning uten å gå veien om tverretningen. Det er dessuten sett bort fra temperaturvirkninger i tverretningen, da disse uansett ikke vil være dimensjonerende.

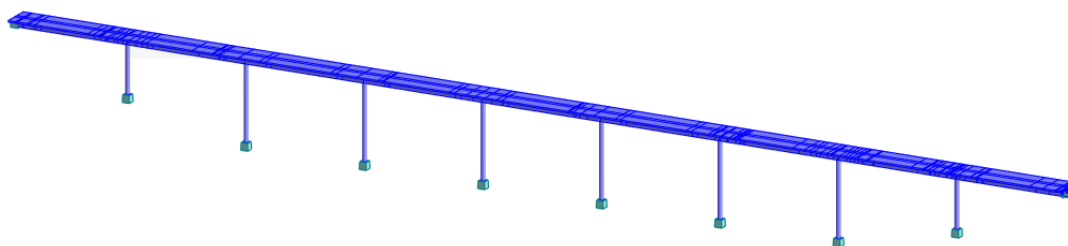
7.1.2 Beregning av opptredende krefter i lengderetning

Modellen i lengderetningen brukes til å finne dimensjonerende moment- og skjærkreftene for T-tverrsnittet i utvalgte snitt. Samme modell benyttes både til innerbjelken for fortaustilfelle A og ytterbjelken for fortaustilfelle B.

Brutegningene danner grunnlaget for modellen i lengderetning og brua modelleres som en kontinuerlig bjelke med 9 spenn. Lengdene på spennene er de samme som på tegningene, se Figur 7.12. Akse 1 modelleres som fast innspent og akse 10 som et glidelager, slik som tidligere forklart i kapittel 3.



Figur 7.12: Bruas felt i lengderetning



Figur 7.13: Bruas felt i lengderetning

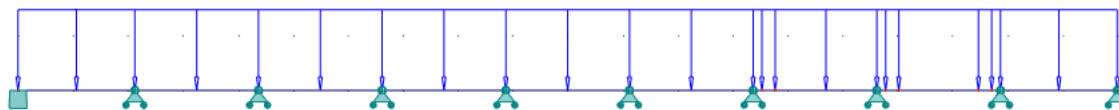
Lengden på søylene kommer dårlig frem på brutegningene. De forskjellige søylene har også ulik lengde. Se Vedlegg A. Det ble funnet rimelig å modellere søylene i akse 2-8 som 15 meter lange og søylene i akse 1 og akse 9 som 10 meter lange. Søylene er antatt å være innspent i fundamentene og modelleres derfor som fast innspent i bunn. Søylene og bjelkene har en monolittisk forbindelse i alle akser unntatt i akse 9, hvor det er et ledd. Dette er implementert i Robot modellen.

Tverrsnittet til bjelken er lagt inn som ett T-tverrsnitt, med målene for T-bjelken som beskrevet i kapittel 4. Det er vanlig å bruke en modell med konstant stivhet langs bjelken ved beregninger av lastvirkninger. På grunn av at armeringen er viktig for responsen fra alkalireaksjoner, er det imidlertid valgt å legge inn en feltvis forskjellig stivhet, inklusive bidraget fra armeringen, langs bjelken i dette tilfellet. Denne stivhetsfordelingen er også benyttet for de andre lasttilfellene som er beregnet etter denne modellen. Dette blir nærmere forklart i avsnitt 7.1.3

Søyla er modellert massiv med sirkulært tverrsnitt. Det har vært en diskusjon rundt om en bør legge inn bare halvparten av stivheten til søylene siden de kan ha en tendens til å risse opp. Søylene er likevel modellert i full stivhet i disse beregningene.

Egenlast

I lengderetning vil egenlasten virke som en jevnt fordelt langs hele bjelken. Virkningen av egenlasten er modellert på et system som vist på Figur 7.14, uten søyler. Dette er gjort fordi modellen med søyler tar med seg en aksialdeformasjon i søylene som gir moment i bruplata og som ikke er forenelig med virkeligheten siden søylene er støpt før overbygningen. Den jevnt fordelte lasten langs bjelken er lasten fra egenvektsberegningene i tverretningen. Denne lasten er vist for foratustilfelle A og B i Tabell 7.5.



Figur 7.14: Fordelt last fra egenlast

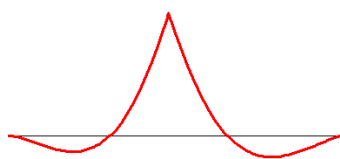
Tabell 7.5: Fordelt last fra egenlast for fortaustilfelle A og B

Fortuastilfelle	$q_{\text{egenvekt,tot}} [kN/m]$
A	82,3
B	111

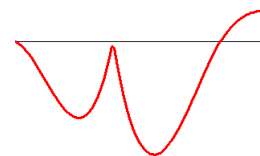
Trafikklast

I lengderetningen plasseres de beregnede verdiene for belastningen av en bjelke fra vogntoglasten V , akslinglasten, A og den øvrige fordelte lasten, p , i mest ugunstig posisjon for de ulike snittene som kontrolleres.

Robot har en egen funksjon for influenslinjer. Denne er brukt for å finne den mest ugunstige lastplasseringen i forhold til både maksimalt moment og maksimal skjærkraft iforhold til snittet som skal kontrolleres. Funksjonen fungerer både for fordelt last og punktlast. Figurene 7.15 og 7.16 viser eksempler på influenslinjer for et kontinuerlig system for en jevnt fordelt last for et snitt midt i feltet og for et snitt over en støtte.

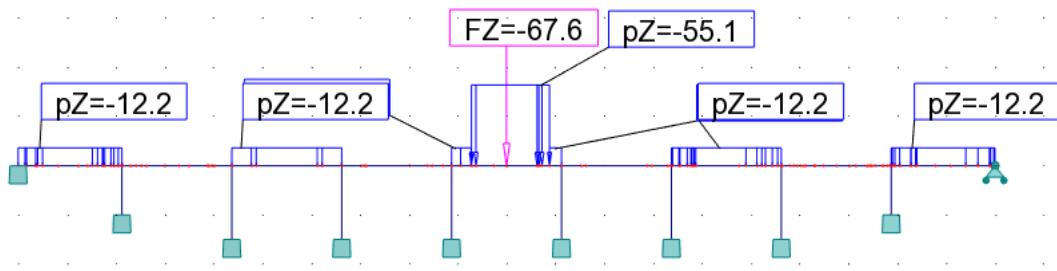


Figur 7.15: Influenslinje for en jevnt fordelt last i forhold til et snitti et felt



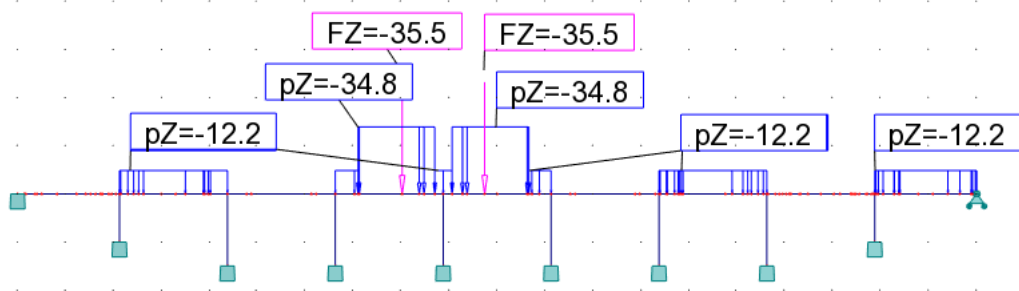
Figur 7.16: Influenslinje for en jevnt fordelt last i forhold til et snitt over en støtte

Lastplasseringer for hvert enkelt snitt som kontrolleres for trafikkklaster er vist i kapittel 8. Figur 7.17 viser et eksempel på en slik plassering av lastene for innerbjelken i forhold til størst mulig feltmoment i felt 5. Lastene vil være som i Tabell 7.2.



Figur 7.17: Bruas felt i lengderetning

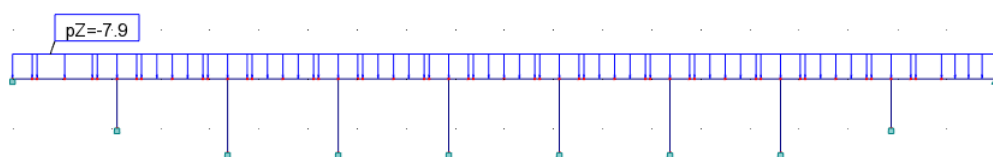
Som tidligere diskutert, kan den kritiske plasseringen av trafikklaster i forhold til maksimalt støttemoment være å ha et vogntog på hver side av støtten. Et eksempel på et slikt lasttilfelle er vist på figur 7.18 under. Dette blir det dimensjonerende lasttilfellet for støtte 5, men ikke støtte 1 og 9. Dette vil bli vist i kapittel 8.



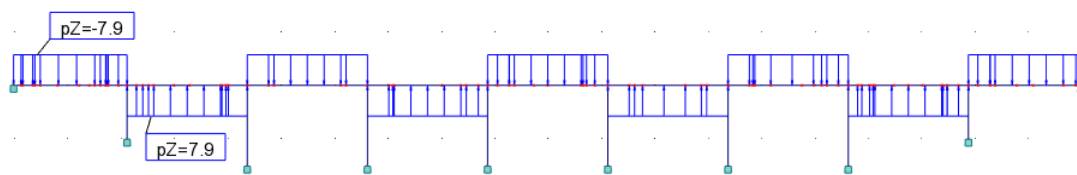
Figur 7.18: Lastplassering av trafikklaster i forhold til maksimalt feltmoment i felt 5

Vindlast

I lengderetning sees det kun på to tilfeller av lastplassering for vind som vist i Figur 7.19 og Figur 7.20. Hvert tilfelle benyttes der det er minst gunstig for det snittet som kontrolleres.



Figur 7.19: Lastplassering av vind u/trafikk som gir størst moment over støttene til innerbjelken.



Figur 7.20: Lastplassering av vind u/trafikk som gir størst moment i feltene til innerbjelken.

Lastene i lengderetning fra vind vil være som vist i Tabell 7.4.

Temperatur

Temperaturlasten påføres modellen ved å bruke Robot sin innebygde funksjon for termisk last. Funksjonen definerer tre temperaturforskjeller dT_x , dT_y og dT_z , som hver representerer temperaturforskjeller i aktuell retning i elementets lokale akser. Verdien som settes inn for temperaturforskjell vil være i grader Celsius (evt Kelvin). Programmet regner størrelsen på ekspansjonen og kontraksjonen, ved hjelp av temperaturutvidelseskoeffisienten α_T , som innsatt i formel (7.1) blir:

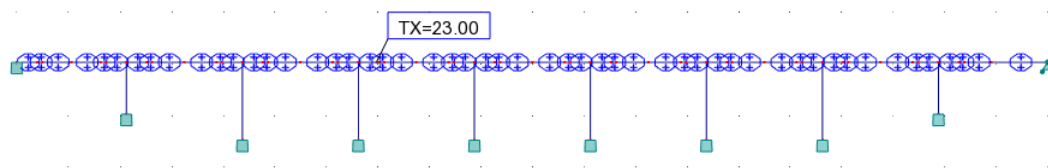
$$\Delta L = \Delta T \alpha_T L \quad (7.1)$$

hvor α_T er lik $1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ og automatisk definert i Robot.

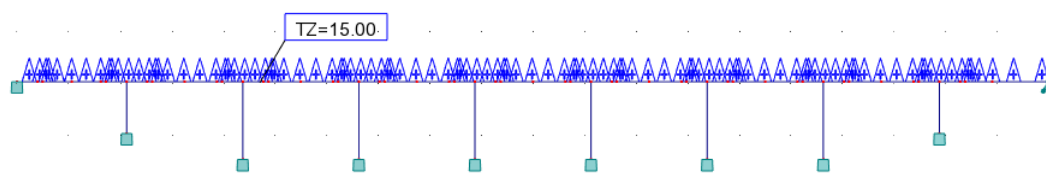
En jevn temperaturutvidelse kan modelleres ved at det settes inn en positiv verdi for dT på denaksen som ligger i elementets lengderetning. Verdien som settes inn gir da en jevn temperaturøkning over hele elementet. En kan tilsvarende modellere en jevn temperatursenkning over hele elementet ved at det settes inn negativt fortegn. Det vil si at hele elementet varmes opp eller kjøles ned avhengig av hvilket fortegn som settes inn.

For å påføre modellen en vertikalt varierende temperatur over tverrsnittet settes temperaturgradienten inn som dT langs vertikalaksen i elementets tverrsnitt. Verdien som settes er da temperaturforskjellen mellom øvre og nedre rand på tverrsnittet. Denne modulen kan benyttes i begge retninger, både vertikalt og horisontalt i tverrsnittet.

Det er kun modellert temperaturlast på brudekket. Temperaturvirkninger på søylene er neglisjert. Dette er fordi en i dette tilfellet først og fremst er interessert i å se på virkningen av forlengelsen av bruplata.



Figur 7.21: Konstant temperaturøkning på 23 °C satt på brudekket.



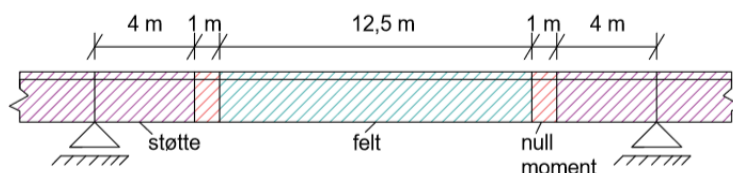
Figur 7.22: Lineær temperaturforskjell, overside $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ varmere enn underside, satt på brudekket

Som vist i kapittel 5, vil det være 8 ulike lastkombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt varierende temperaturandel for denne brua. Den kombinasjonen som er mest ugunstig for det snittet som betraktes, velges.

Termiske lastvirkninger er avhengig av materialets E-modul og tverrsnittsareal. Temperaturlasten virker over en begrenset tid og varierer igjennom året. Ekspansjon og kontraksjon av betongen på grunn av temperaturendringer kan imidlertid virke over lengre perioder på grunn av årstidene. På grunn av dette er korttids-E-modulen til betongen redusert noe i modelleringen av temperaturlastene. E-modulen i brudekket settes til 20000 MPa og i søylene til 22000 MPa .

7.1.3 Beregning av opptredende krefter på grunn av alkali-reaksjoner

Armeringsmengden varierer i hele bjelkens lengderetning slik som armeringstegningene i vedlegg A viser. Effekten av alkalireaksjoner er avhengig av armeringsmengden i tverrsnittet. Som en forenkling er det likevel valgt å betrakte kun tre snitt i hvert spenn når de indre spenningene fra alkalireaksjoner beregnes. Et snitt midt i spennet eller feltet, et ved momentnullpunktene og et over støttene. Disse snittene tildeles så en representativ lengde når de ytre lastvirkningene beregnes i Robot. For et spenn på $22,5\text{ m}$ er feltområdet $12,5\text{ m}$, nullmomentområdene er $1,0\text{ m}$ og støtteområdene er $4,0\text{ m}$. Dette er illustrert på Figur 7.23 Relativt til spennvidden blir dette henholdsvis $0,55L$, $0,09L$ og $0,366L$.



Figur 7.23: Oppdeling av spennet i ulike områder

I beregningene av de ytre lastvirkninger fra alkalireaksjonene i Robot, er det derfor også valgt å legge inn de tilhørende stivhetene til det armerte tverrsnittet til hvert av disse områdene. Variasjonen i stivhet vil til en viss grad påvirke hvordan kreftene

fordeler seg i konstruksjonen. Så lenge tverrsnittet er i Stadium I, er imidlertid denne variasjonen i stivhet av forholdsvis liten betydning for lastvirkningene.

Lastvirkningene fra alkalireaksjoner beregnes også for Stadium II-stivheten til tverrsnittet for rent moment. For denne tilstanden blir variasjonen i stivhet av større betydning for hvordan kreftene, og da i dette tilfellet først og fremst for innspenningsmomentet, blir.

Tilsvarende er gjort i tverretningen. Det er imidlertid her bare skilt mellom felt- og støtteområder siden det ikke er noen nullmoment områder med typisk mindre armering. Felt- og støtteområdene er her typisk 3 og 3,5 m (1,25 m til side for hvert opplegg).

I Robot er det ikke mulig å legge inn armering manuelt, og programmet regner ut stivheten for et lineært elastisk betongtverrsnitt uten armering. Det er imidlertid mulig å regulere stivheten til hvert område med å legge inn et forholdstall mellom stivheten som ønskes og stivheten som programmet regner ut. Forholdstallet legges inn når tverrsnittet, over det aktuelle området, modelleres.

Regnemodellene beskrevet i kapittel 6.3 benyttes til å beregne virkningen av ulike ekspansjonstilfeller på overbygningen til Elgeseter bru som følge av alkalireaksjoner. Ved hjelp av disse modellene beregnes den resulterende indre tøyings- og spenningstilstanden til tverrsnittet fra alkalireaksjoner. Krumningene κ fra de resulterende tøyningstilstandene, formel (7.2), settes så på de respektive lengdene av spennet som har denne armeringen i Robot. Robot regner da ut momentvirkningen fra disse frie krumningene på systemet.

$$\kappa = \frac{\epsilon_{topp} - \epsilon_{bunn}}{h} \quad (7.2)$$

hvor h er høyden til tverrsnittet, ϵ_{topp} og ϵ_{bunn} er resulterende tøyning i henholdsvis topp og bunn.

Dette gir innspenningsmoment med strekk i underkant av konstruksjonen som må legges til den frie tilstanden for å finne den endelige tøyningstilstanden fra alkalireaksjoner i de forskjellige områdene av spennet.

Forlengelsen av konstruksjonen kan beregnes ved å tildele de forskjellige tøyningstilstandene til sine respektive lengder i spennet. Det er i utgangspunktet bare aksialtøyningen som gir forlengelse av tverrsnittet. Krumningene må antas å ha horisontal tangent over hver støtte. I Stadium I vil også nøytralaksen være noenlunde likt plassert i hele spennet. I Stadium II vil den imidlertid variere, og det blir da litt mer usikkert hvilken akse ekspansjonen skal relateres til i hvert område. I denne oppgaven er det imidlertid, etter samtale med veileder, valgt også å relatere ekspansjonen i Stadium II til tverrsnittets tyngdepunkt. Det betyr at også momentvirkningen vil påvirke forlengelsen noe (i pluss og minus) i de forskjellige områdene. Se beregninger med tallverdier i Vedlegg D.

Til å beregne de ytre lastvirkningene fra alkalireaksjoner på konstruksjonen er det hensiktsmessig å bruke et programverktøy som Robot. En må da implementere de

indre lastvirkningene på modellen. Robot har ingen egen lastfunksjon for lastvirkninger på grunn av alkalireaksjoner. Det er imidlertid mulig å få frem de samme lastvirkningene ved å sette på lastene ved hjelp av den innebygde termisklastfunksjonen. Bruken av denne funksjonen er forklart i avsnittet om temperatur. Den aktuelle resulterende tøyningen regnes om til en temperaturforskjell ΔT_ϵ , og den aktuelle krumningen regnes om til en temperaturforskjell ΔT_κ .

$$\Delta T_\epsilon = \frac{\epsilon_T}{\alpha_T} \quad (7.3)$$

$$\Delta T_\kappa = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} \quad (7.4)$$

Temperaturforskjellen regnes ut for hvert av de tre områdene i spennet og settes på som en temperaturlast på de respektive områdene.

Det er regnet ut ytre lastvirkninger fra alkalireaksjonen med både Stadium I og Stadium II stivhet. For en konstruksjon med noenlunde lik armering i hele spennet, vil da den virkelige lastvirkningen bli et sted mellom disse verdiene. For Elgeseter bru derimot, som har et område med lite strekkarmering i underkant ved momentnullpunktene, vil den ytre last eller momentvirkningen fra alkalireaksjoner ikke bli større enn flytemomentet i disse snittene.

7.2 Abaqus CEA

Abaqus er en kommersiell software pakke for elementmetode analyser. Det finnes opp til fem ulike programvarer-pakker. I denne oppgaven er Abaqus CEA, "Complete Abaqus Enviromentbenyttet. [19]

Abaqus er brukes i alle mulige områder. Programmet blir brukt i både akademiske- og forskningsrelaterte miljøer på grunn av sine gode muligheter til materialbeskrivelse og tilpassing til spesielle problemstillinger. Programmet er attraktivt for simuleringer på produksjonsnivå da det har en rekke funksjoner som gjør det mulig å koble ulike felt. Opprinnelig ble Abaqus utviklet for å beskrive ikke-lineær oppførsel og det har derfor et stort utvalg av materialmodeller. [19]

Abaqus CEA er i denne oppgaven brukt til å modellere ekspansjonen fra alkalierreaksjoner på Elgeseter bru. Analysene er gjort på ulike bjelketverrsnitt for å vise hvordan ekspansjonen setter opp indre spenninger og ytre lastvirkninger på brua.

Abaqus er valgt som modelleringsprogram i dette tilfellet fordi det har mange muligheter og alternative tilnærmelser til en problemstilling. Siden programmet har mange muligheter, er det viktig å ha en klar oppfatning av hva som skal modelleres og hvordan det kan gjøres på en effektiv og funksjonell måte.

I dette tilfellet er formålet med modellen å kunne regne på en armert betongkonstruksjon som bare får en ekspansjon i betongen. Hvis armeringen er modellert med heft til betongen vil den da sette opp indre spenninger på tverrsnittet. Hvor store disse kreftene blir er avhengig av armeringsmengden og armeringsplasseringen. En ønsker derfor å lage en modell med så riktig armeringsmengde som mulig. Det er også et ønske å kunne legge inn forskjellige armeringsmengder i ulike snitt i samme modell.

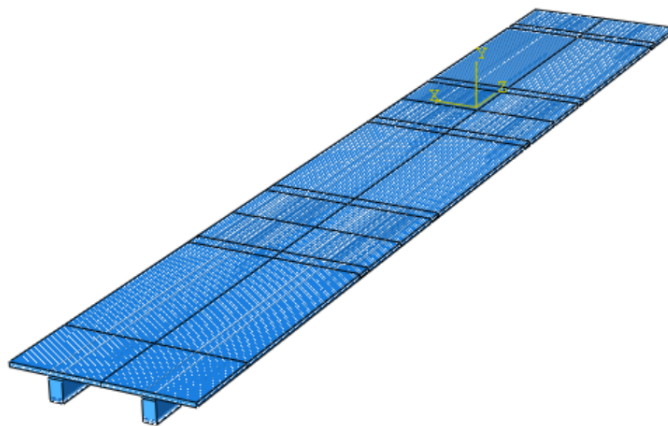
I kapittel 6 ble det presentert ulike regnemodeller for hvordan en kan regne på lastvirkningene fra alkalierreaksjoner ved hjelp av regneark. Disse modellene beregner en indre spenningstilstand fra de ulike ekspansjonstilfellene som gir en krumning og forlengelse av tverrsnittet. For å finne den tilhørende ytre lastvirkningen superponeres de enkelte bidragene og settes på som en endring i tøyning- eller deformasjonstilstanden i valgte områder av konstruksjonen i ROBOT. Den endelige tøyningstilstanden kan så bestemmes ved å superponere de indre og ytre lastvirkningene.

I Abaqus derimot, regner programmet ut de resulterende tøyningene og spenningene i betongen og armeringen dirkete. En trenger derfor ikke regnemodellene i kapittel 6 for å kunne regne på denne problemstillingen i Abaqus. Abaqus kan også brukes til å verifisere at det en regnet for hånd og ved hjelp av Robot er riktig. En beregning i Abaqus er derfor nyttig både i forhold til verifisering av resultater, illustrasjon av deformasjoner og til å få ut resultater i flere retninger (også på tvers) som ikke er mulig i Robot.

7.2.1 Modell

Når elementmodellen bygges opp må flere faktorer vurderes i forhold til påliteligheten til analysen. Valg av type element, størrelsen av elementene, randbetingelser, måten lasten- i dette tilfellet hvordan ekspansjonen modelleres, hvordan de ulike komponentene samvirker og materialvalg bør være gjennomtenkte.

Overbygningen til Elgeseter bru består av et kontinuerlig dekke støpt sammen med fire langsgående bjelker. Systemet kan bli sett på som fire T-bjelker som samvirker med hverandre. Det er ønskelig å lage en modell som kan se på lastvirkningen fra alkalireaksjoner på en innerbjelke på samme måte som for de opprinnelige lastvirkningene. Det er også ønskelig å se på samvirket mellom bjelkene når ytterbjelkene ekspanderer mer enn innerbjelkene. For det siste tilfellet vil det bli modellert to like T-bjelker som er fastholdt mot rotasjon og tverrforskyvning langs den frie randen til innerbjelken. Dette er gjort for å slippe å modellere alle fire bjelkene da brua er symmetrisk om midten. Det samme er ekspansjonen fra alkalireaksjonen antatt å være.



Figur 7.24: Modell med to samvirkende T-bjelker i tre spenn med variabel stivhet

Det er valgt å modellere brua i kun tre spenn. Det å modellere alle de 9 spennene er tidkrevende og skaper et tregt system med lang analysetid, uten at en nødvendigvis får så mye ekstra ut av det. Det er valgt tre spenn for å få frem spesielle effekter ved den frie enden og for å se hvordan de dempes ut videre innover brua. Når en kommer inn til det tredje spennet fra den fritt opplagte enden vil dette være ganske representativt for resten av brua.

Virkningen av alkalireaksjoner avhenger av armeringsmengden i snittet. Det er tidkrevende å legge inn armering i Abaqus. Dette arbeidet er derfor forenklet som i vist i avsnitt 7.3.1, ved at det er like store mengder i tilsvarende områder. Dette er vist på Figur 7.24. Feilen en gjør ved det antas å være liten.

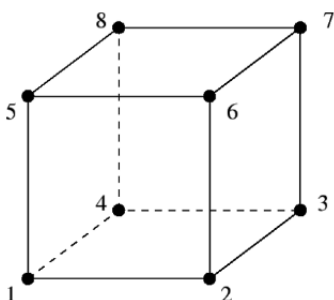
Det er også laget en modell av en platestripe i bruas tverretning som har en bredde på 1 m. Her er det også lagt inn feltvis forskjellige armeringsmengder tilsvarende det

som er beskrevet i avsnitt 7.1.3. Plata er også modellert med både vanlig platestivhet og med uendelig stivhet over bjelkene i denne retningen.

7.2.2 Elementtyper og meshing

Valg av elementtyper er viktig i en elementanalyse. Elementtypen må være slik at det er enkelt å bygge opp modellen og den må gi resultat som er mest mulig i tråd med virkeligheten. Ulike typer element kan gi forskjellige fordeler, men også ulemper og feilaktige resultat. Valget av elementtype er også viktig med tanke på hvilken type resultater en er ute etter.

Ut fra at ekspansjonen fra alkalireaksjoner er en ekspansjon som går i alle retninger er det ønskelig å benytte en 3D-modell av volum-elementer. Betongen i T-bjelken er derfor modellert med massive 3D-elementer. I Abaqus vil dette si C3D8-element. Dette er kvadratiske elementer med en node i hvert hjørne, slik Figur 7.25 viser:



Figur 7.25: C3D8-element; volumelement med 8 noder [20]



Figur 7.26: T3D2-element; 2 norders stavelement [20]

Problemet med slike element er at de kan bli for stive for bøyning, for eksempel for slanke bjelker og tynne plater under bøyning. [20] Dette er imidlertid de elementene som det er vanlig å bruke ved 3D-modellering og de vil fungere fint for modellen i denne oppgaven. [22]

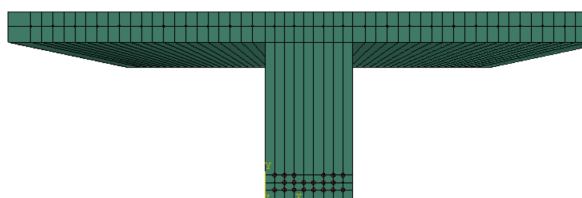
Modellering av armeringen i betongen i en 3D-modell gjøres sikrest ved å lage armeringsstengene som egne 3D-element som deretter plasseres inn i betong-tverrsnittet før det etableres et samvirke mellom de ulike delene hvor materialegenskapene blir beholdt. Dette kan gjøres både ved å modellere armeringen som massive volumelement med samme elementtype som for betongen (C3D8-elementer) eller ved å bruke såkalte "wire element".

Ved å bruke massive volumelement også ved modellering av armeringen kan man lage en modell som til slutt kun består av en komponent som "meshes" med samme type element. Et problem med dette er at elementene rundt en sirkulær armeringsstang blir forvrengt. Dette kan bli bedre ved å velge en mindre elementstørrelse eller ved å bruke partitionfunksjonen i "Mesh-modulen". Partitionfunksjonen deler opp modellen i flere deler slik at meshene blir finere. Problemet med begge disse løsningene er imidlertid at analysetiden blir mye lenger og at modellen blir mye

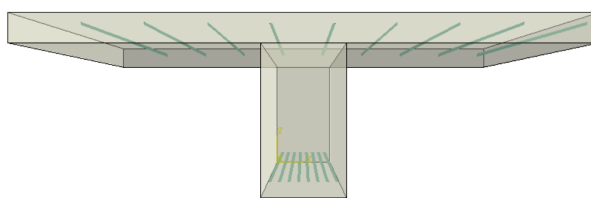
tregere å arbeide med (påføre laster og grensebetingelser). Disse problemene blir større jo større modellen er. Det er også et ønske om å kunne legge inn forskjellige mengder armering i ulike snitt og i forskjellige retninger i samme modell. Dette vil gjøre analysen enda mer krevende å kjøre. Fordelen med denne fremgangsmåten er at en har god kontroll på alle komponentene i modellen siden det til slutt bare vil være en enkelt komponent som bearbeides.

På bakgrunn av problemene som oppstår når en bruker massive elementer til å modellere armeringen, ble det valgt å modellere armeringen med "wired element". Etter samtale med mer erfarne brukere av Abaqus, ble det også avklart at dette var den mest vanlige måten å modellere armering på. [22] Et wire-element er et 3D-element som ligner tråder. Disse trådene imiterer massive elementer der tverrsnittet for den aktuelle delen er mye mindre enn lengden. Wired-elementer kan både være bjelke- og stavelementer.

En armeringsstang i betong kan godt beskrives som et stavelement siden det først og fremst er aksialstivheten som er viktig. Det ble derfor valgt et T3D2, stavelement som er 2-noders 3D-element. Dette er vist i figur 7.26. Et stavelement har en node i hver ende og gir kun spenninger i akseretningen. [22] Betong- og armeringskomponentene "meshes" videre hver for seg, med riktig elementtype. "Meshene" vil nå bli fine og ryddige, modellen er enkel å bearbeide og analysen er rask. Med denne fremgangsmåten vil det også være mulig å legge inn forskjell armeringsmengde i ulike deler av en bjelke uten forvrengte mesh og lange analysetider. En utfordring med denne fremgangsmåten er imidlertid at det etterhvert kan bli mange komponenter å ha oversikt over.



Figur 7.27: Tverrsnitt der armering er modellert med volumelementer



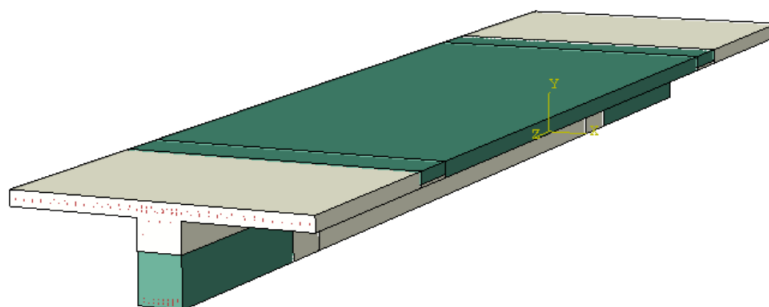
Figur 7.28: Tverrsnitt der armering er modellert med wired-elementer

7.2.3 Tverrsnitt og materialdata

Tverrsnittet til T-bjelken er helt tilsvarende som i tidligere modelleringer. Armeringen er lagt inn så nøyaktig som mulig for de ulike snittene, se Vedlegg A for armeringstegninger.

Materialdata er som beskrevet i kapittel 4. E-modulen til betong og armering er den eneste materialparameteren som betyr noe for denne analysen. Siden alkalireaksjoner er en langtidseffekt benyttes det langtids E-modul for betongen. Siden det kun er betongen som ekspanderer legges det inn en ekspansjonskoeffisient αT kun når materialet for betong defineres.

Det var også et ønske om å forsøke å simulere en effekten av alkalireaksjoner i Stadium II (riss i betongen på strekksiden). Vanligvis gjøres dette med en ikke-lineær analyse. I denne oppgaven er det imidlertid bare beregnet lineært-elastisk. Programmet regner da med et lineært elastisk materiale over hele tverrsnittet. For å simulere Stadium II er det derfor lagt inn en E-modul for betongen på strekksiden i Stadium II som bare er 1/10 av langtids E-modulen til betongen i trykksonen. Denne tilstanden blir derfor modellert ved at betong tverrsnittet bygges opp av to komponenter; en strekksone og en trykksone. Analysene viser at resultatene stemmer godt med håndberegninger. Figur ?? viser et slikt spenn som er modellert i Stadium II. Figuren viser trykk- og strekksone for de ulike snittene. Beregninger av trykksonehøydene for de ulike snittene finnes i Vedlegg C.



Figur 7.29: Figuren viser trykk- og strekksoner for en modellering i Stadium II

For å se om en kunne få frem flytning i armeringen i momentnullpunktet fra alkalireaksjonen, ble det lagt inne en flytegrense på 340 MPa for armeringen i underkant av bjelken. Dette ble gjort ved å legge inn en "Perfectly Plastic" modul for stålet. Ved perfectly plastic legger en kun inn det punktet når flytingen begynner. Dette punktet defineres ved flytspenningen og 0.0 som plastic strain. [22]

Plastic strainsier hvor mye plastisk tøyning det er i armeringen når den begynner å flyte. Ved ikke å legge inn flere punkt, vil armeringen ikke få større spenning en flytegrensen. Tøyningene vil imidlertid fortsette å utvikle seg. For at dette skal fungere må ikke-lineær geometri i aktiveres i analysen. Programmet vil da automatisk omfordele de påførte kreftene når armeringsstengene flyter. [22]

7.2.4 Laster og randbetingelser

Det brukes en temperatur-modul for å modellere ekspansjonen fra alkalireaksjoner på betongen. Denne temperaturmodulen finnes under «Predefined Files» i Abaqus. Denne modulen følger relasjonen:

$$\Delta T = \alpha T \cdot \epsilon_0 \quad (7.5)$$

Der ekspansjonskoeffisienten T er definert tidligere for betongen, og ϵ_0 er den frie tøyningen fra alkalireaksjonen. I modulen hvor T bestemmes velges hvilke deler av

modellen som skal påføres denne ”tøyningen”. På denne måten er det enkelt å velge ulike ekspansjoner i ulike deler av modellen.

Når laster påføres i Abaqus brukes ulike steg, såkalte ”Steps”. I det første steget som automatisk vil hete ”Initial” legges det til grensebetingelser. Dette steget vil beskrive hvordan modellen er i utgangspunktet før laster påføres. For å påføre laster er det nødvendig å lage et nytt steg. I det initielle steget, må ΔT i ”Predefined Fields” settes lik 0 for å vise at dette er utgangspunktet før det skjer en ekspansjon. Det må så lages et nytt steg der ΔT settes lik den verdien som tilsvarer ønsket fri tøyning. På denne måten, modelleres ekspansjonen.

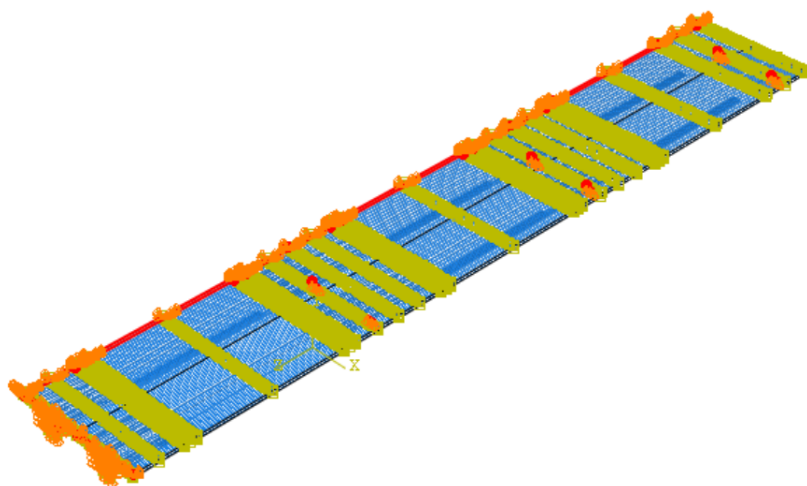
Hvilke grensebetingelser som implementeres er avhengig av hvilke resultater det er ønsket at analysen skal gi. Hvis en kun ønsker å finne effekten av de indre tøyningene og spenningene fra ekspansjonen implementeres det ingen grensebetingelser. Hvis en derimot også vil ha ut effekten av de ytre lastvirkningene fra alkalireaskjoenen, må de riktige randbetingelsene for brua legges inn.

For en modell av brua med to samvirkende T-bjelker og tre spenn fra den frie enden (som vist i Figur 7.24) gjelder følgende randbetingelser:

- Fasthold mot bevegelse i y-retning ved alle opplegg
- Fasthold mot bevegelse i z-retning og rotasjon i x-retning ved innspenningen.
- Fastholdt mot bevegelse i x-retningen og rotasjon i z-retningen i symetriaksen

Det siste opplegget i lengderetningen er innspent.

Figur 7.30 viser modellen av denne delen av brua med randbetingelser. Den frie enden er her enden oppe til høyre.



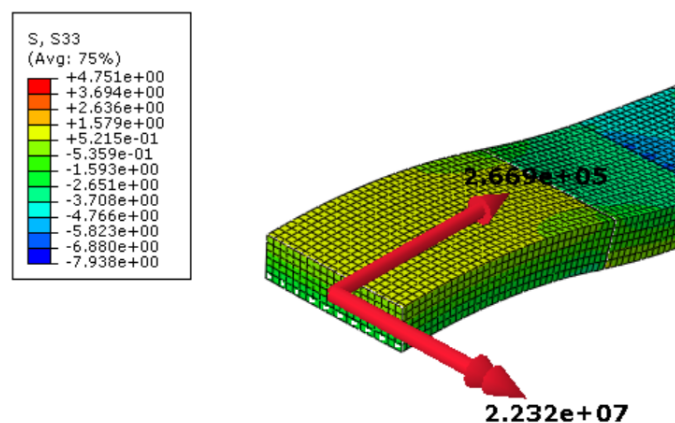
Figur 7.30: Modell i 3 spenn av halve brua med randbetingelser i Abaqus

7.2.5 Analyse og resultat

Det er viktig å være kritisk i forhold til resultatene fra en FEM- analyse. Resultatene må alltid kontrolleres mot forventede resultater fra andre program eller håndberegninger.

3D-modelleringen i Abaqus gir kun ut spenninger, tøyninger og deformasjoner som resultat. Resultatene presenteres ved at "meshene" til modellen fargesettes etter en skala som i utgangspunktet dekker variasjonsområdet til den aktuelle størrelsen (f.eks deformasjonen). Grensene til denne skalaen kan enkelt endres.

Siden Abaqus ikke gir ut momenter og aksialkrefter direkte, må disse regnes ut via spenningene. Ved å aktivere Free Body cutfunksjonen i Abaqus blir de interne spenningene integrert over tverrsnittet i et snitt som en kan definere selv. Resultatet av dette blir fremstilt som to vektorer, en kraftresultant, og en momentresultant. Momentet regnes ut om tyngdepunktet til det betraktede snittet. På denne måten kan momentene til modellen leses av.



Figur 7.31: Free Body Cut aktivert for modellen i tverretningen

Abaqus vil hele tiden beregne de resulterende spenningene og tøyningene fra lastvirkningene. Et eksempel på dette er vist i modellen i Figur 7.31 som er en fastholdt plate som er blitt påført en ekspansjon fra alkalireaksjoner. Abaqus gir da ut de resulterende kreftene fra summen av indre og ytre lastvirkning. For å finne den ytre lastvirkningen må en da trekke fra kreftene fra den frie ekspansjonen i snittet. Det å ta ut de ytre lastvirkningene fra alkalireaksjonene i Abaqus vil derfor være forholdsvis tungvindt. I denne oppgaven er dette derfor bare gjort i et snitt i lengderetning og et snitt i tverretning i Stadium I for å verifisere de ytre kreftene fra Robot.

Kapittel 8

Resultater fra opprinnelige lastvirkninger

I dette kapitlet vil resultatene fra analysene av bruas opprinnelige laster i Robot bli presentert. De dimensjonerende lastene er beskrevet i kapittel 7. Først presenteres de ulike lastdiagrammene uten lastfaktorer for hvert lasttilfelle og hvert betraktede snitt. Disse verdiene brukes deretter i lastkombinering i bruddgrensetilstanden.

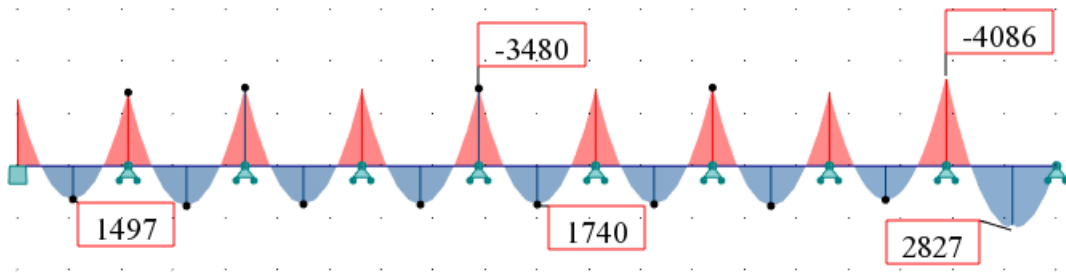
8.1 Momentdiagram i lengderetningen

Elgeseter bru har forskjellig armeringsmengder langs hele brua og i inner- og ytterbjelkene. Momentkapasiteten til tverrsnittet beregnes derfor i ulike snitt. Se kapittel 9.

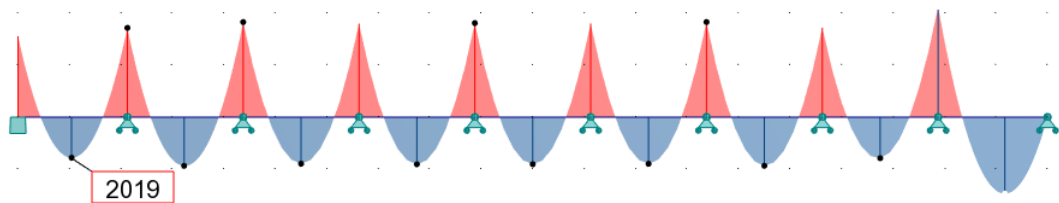
Det er valgt å finne opptredende momenter for et snitt over felt og støtte 1, felt og støtte og felt 5 og støtte 9. Disse snittene antas som representative for den totale lastvirkningen på brua. I tillegg finnes momentet til ytterbjelken i felt 1.

Momentet fra temperatur i momentnullpunktet er også beskrevet. Det er antatt at de øvrige lasttilfellene gir tilnærmet null moment her.

8.1.1 Egenlast



Figur 8.1: Dim. momenter: Egenlast, innerbjelke



Figur 8.2: Dim. momenter: Egenlast, ytterbjelke*

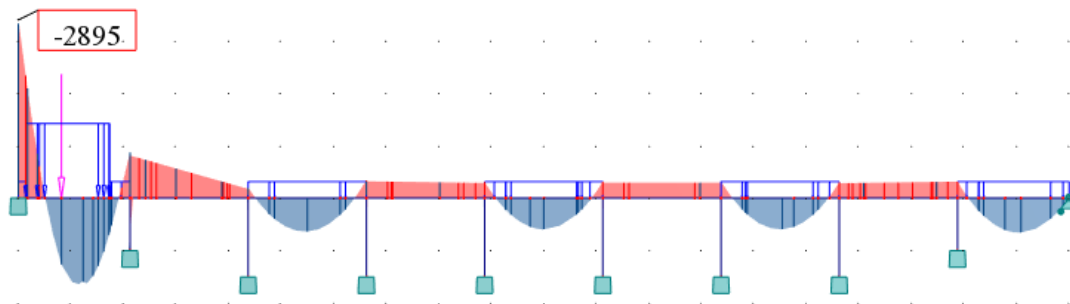
*Kun representativ for felt 1.

Tabell 8.1: Dimensjonerende momenter fra Egenlast i lengderetningen

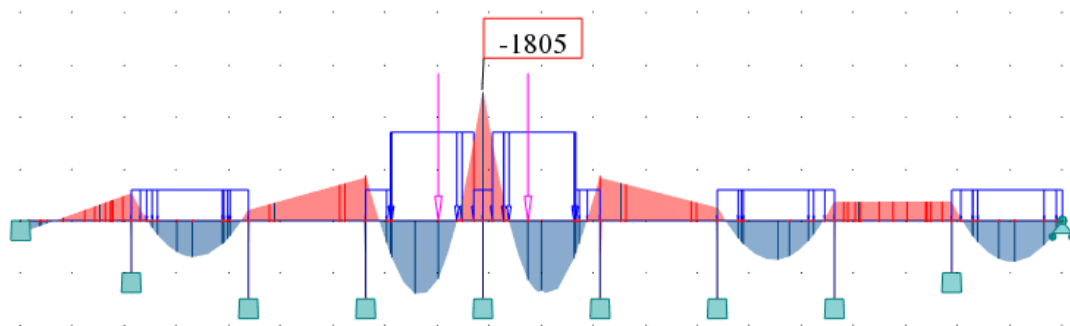
Snitt	Dim. momenter: Egenlast [kNm]
Støtte, 1	2995
Støtte, 5	3480
Støtte, 9	4086
Felt, 1	1497
Felt, 5	1740
Felt, 9	2827
Felt, 1, ytterbjelke	2019

8.1.2 Trafikklast

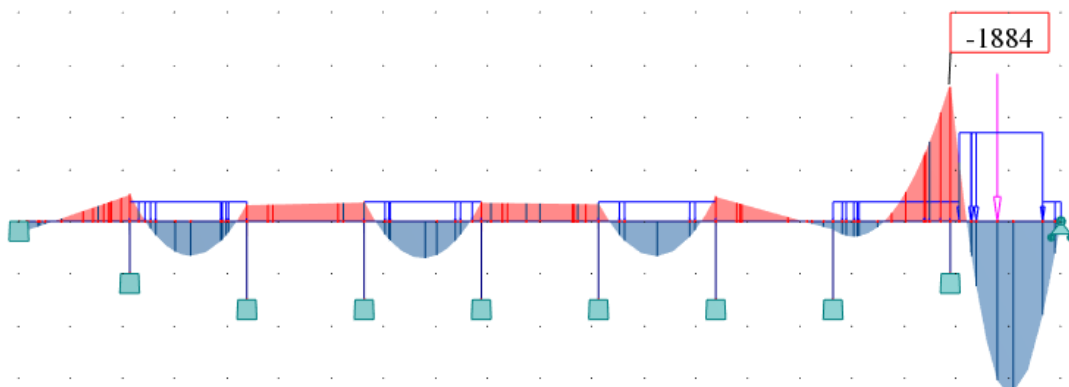
Den jevnt fordelte lasten fra vogntog V , aksellasten A og øvrig fordelt last p plasseres i mest ugunstige posisjon i forhold til det snittet som betraktes.



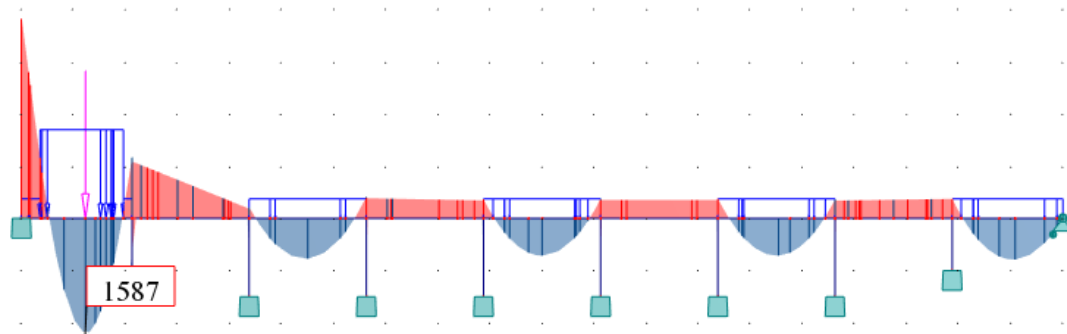
Figur 8.3: Dim. momenter: Trafikk, støtte 1



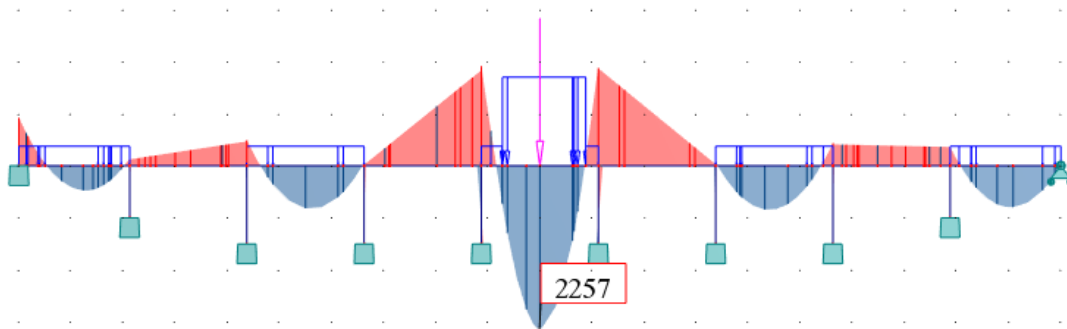
Figur 8.4: Dim. moment: Trafikk, støtte 5



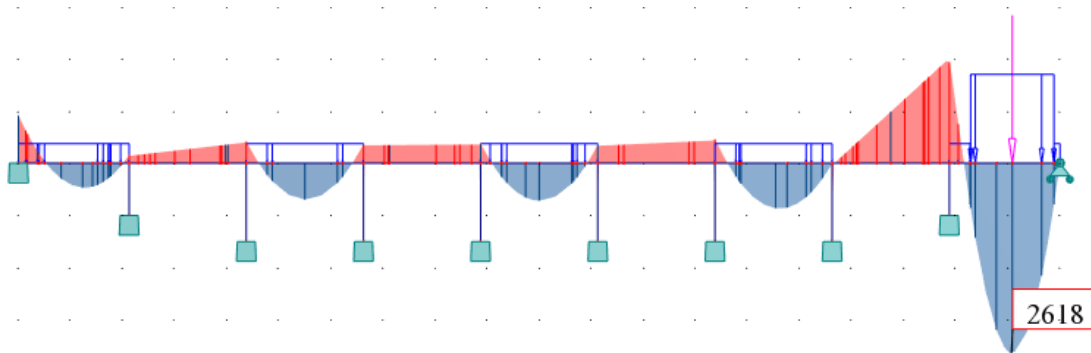
Figur 8.5: Dim. moment: Trafikk, støtte 9



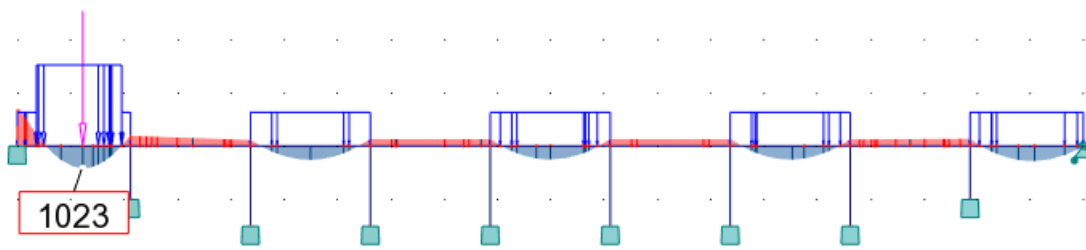
Figur 8.6: Dim. moment: Trafikk, felt 1



Figur 8.7: Dim. moment: Trafikk, felt 5



Figur 8.8: Dim. moment: Trafikk, felt 9

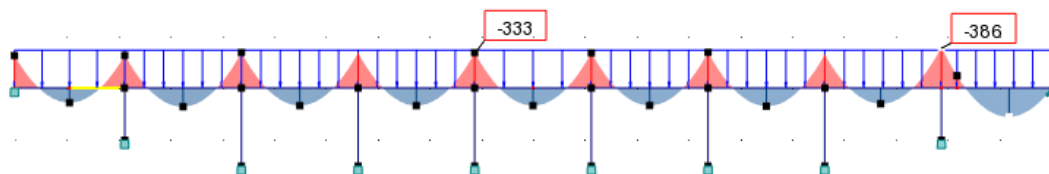


Figur 8.9: Dim. moment: Trafikk, felt 1, ytterbjelke

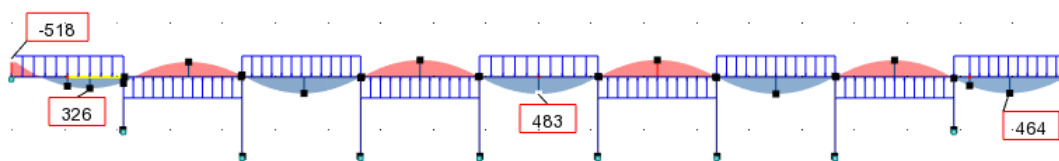
Tabell 8.2: Dimensjonerende momenter fra Trafikklast i lengderetningen

Snitt	Dim. moment: Trafikklast [kNm]
Støtte, 1	2895
Støtte, 5	1805
Støtte, 9	1884
Felt, 1	1587
Felt, 5	2257
Felt, 9	2618
Felt, 1, ytterbjelke	1023

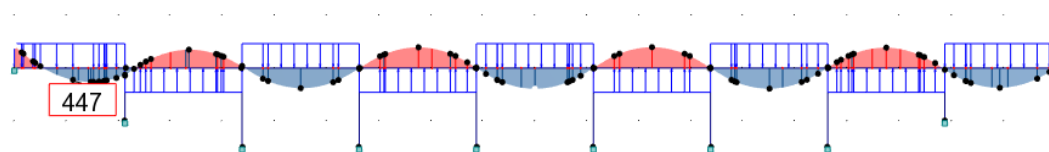
8.1.3 Vindlast uten samtidig trafikk



Figur 8.10: Dim. momenter: Vindlast u/trafikk støtter



Figur 8.11: Dim. momenter: Vindlast u/trafikk felt og støtte 1

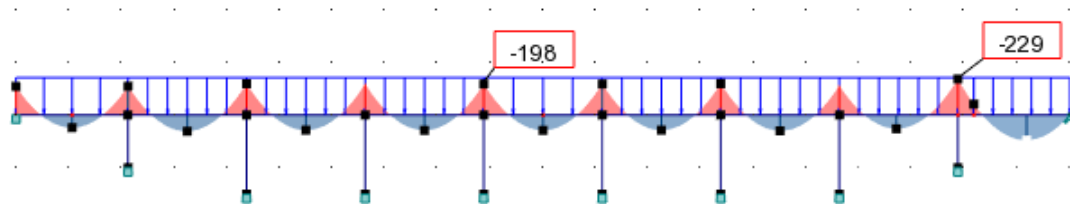


Figur 8.12: Dim. momenter: Vindlast u/trafikk Felt 1, ytterbjelke

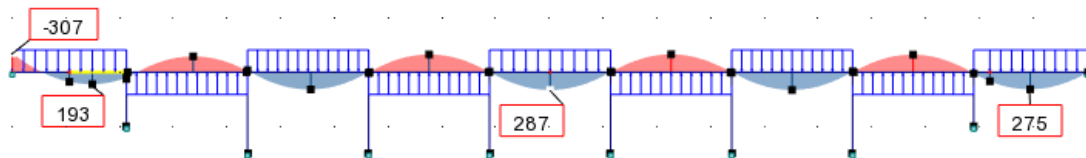
Tabell 8.3: Dimensjonerende momenter fra vindlast uten trafikk i lengderetningen

Snitt	Dim. moment: Vindlast u/trafikk [kNm]
Støtte, 1	518
Støtte, 5	333
Støtte, 9	386
Felt, 1	326
Felt, 5	483
Felt, 9	464
Felt, 1, ytterbjelke	447

8.1.4 Vindlast med samtidig trafikk



Figur 8.13: Dim. momenter: Vindlast m/trafikk støtter

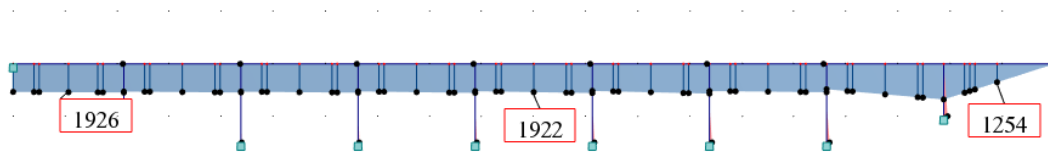


Figur 8.14: Dim. momenter: Vindlast m/trafikk felt og støtte 1

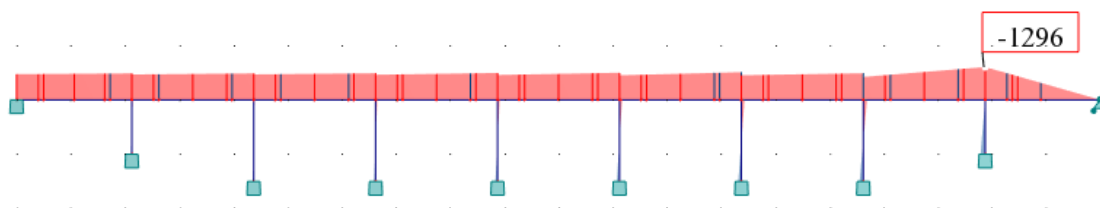
Tabell 8.4: Dimensjonerende momenter fra vindlast med trafikk i lengderetningen

Snitt	Dim. moment: Vindlast m/trafikk [kNm]
Støtte, 1	307
Støtte, 5	198
Støtte, 9	229
Felt, 1	193
Felt, 5	287
Felt, 9	275
Felt, 9, ytterbjelke	308

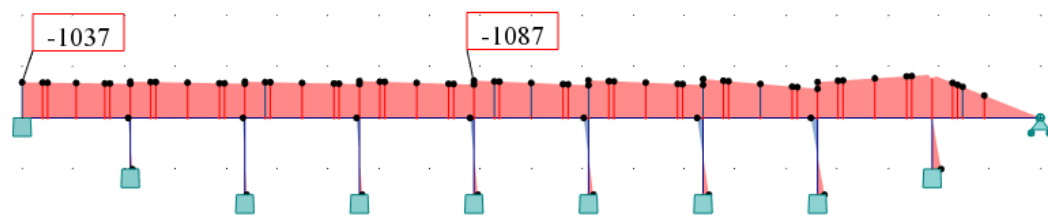
8.1.5 Temperatur



Figur 8.15: Dim. momenter: Temperatur kombinasjon 2



Figur 8.16: Dim. momenter: Temperatur kombinasjon 3



Figur 8.17: Dim. momenter: Temperatur kombinasjon 4

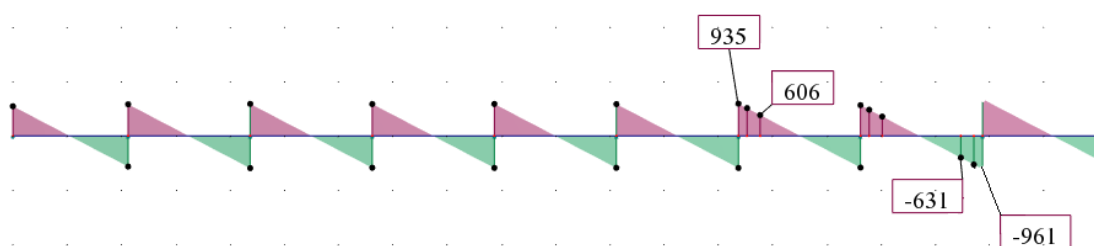
Tabell 8.5: Dimensjonerende momenter fra temperatur i lengderetningen

Snitt	Dim. moment: Temperatur [kNm]
Støtte, 1	1037
Støtte, 5	1087
Støtte, 9	1296
Felt, 1	1926
Felt, 5	1922
Felt, 9	1254
Momentnullpunkt	1922

8.2 Skjærkraftdiagram i lengderetningen

Skjærkraft kontrolleres over støtte 7 og 9. I tillegg kontrolleres momentnullpunktene til høyre for støtte 7 og til venstre for støtte 9. For den dimensjonerende lastkombinasjonen finnes skjærkraften d fra opplegget, som benyttes i en kontroll for skjærstrekk.

8.2.1 Egenlast

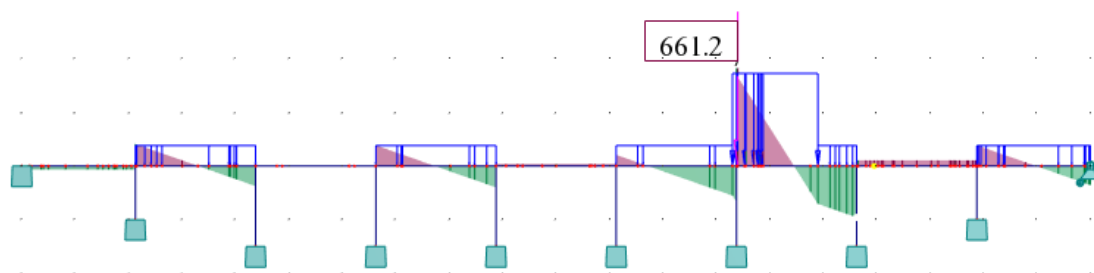


Figur 8.18: Dim. skjær: Egenlast

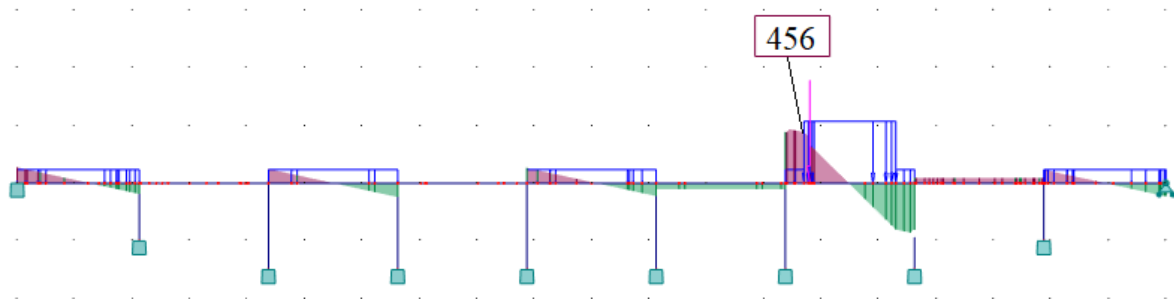
Tabell 8.6: Dimensjonerende skjærkraft fra egenlast i lengderetningen

Snitt	Dim. moment: Temperatur [kNm]
Støtte, 7	935
Nullmoment, 7	606
Støtte, 9	961
Nullmoment, 9	631

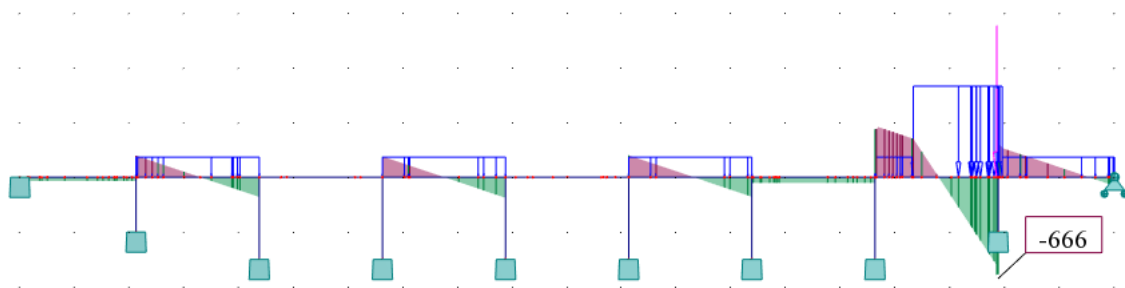
8.2.2 Trafikklast



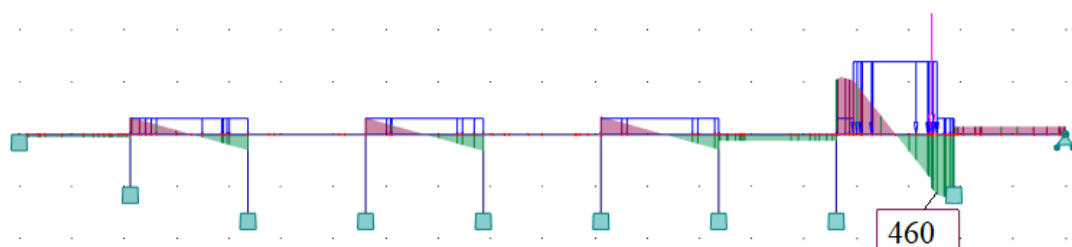
Figur 8.19: Dim. skjær: Støtte 7



Figur 8.20: Dim. skjær: Nullmoment 7



Figur 8.21: Dim. skjær: Støtte 9

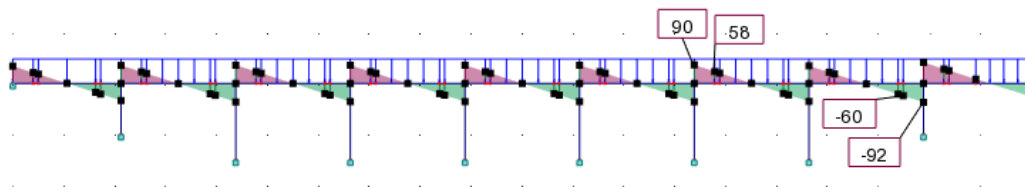


Figur 8.22: Dim. skjær: Nullmoment 9

Tabell 8.7: Dimensjonerende skjærkraft fra trafikklaster i lengderetningen

Snitt	Dim. skjær: Trafikk [kN]
Støtte, 7	661
Nullmoment, 7	456
Støtte, 9	666
Nullmoment, 9	460

8.2.3 Vind uten samtidig trafikk

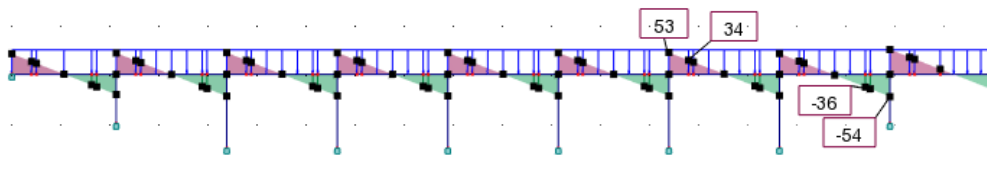


Figur 8.23: Dim. skjær: Vind u/trafikk

Tabell 8.8: Dimensjonerende skjærkraft fra vind uten trafikk i lengderetningen

Snitt	Dim. skjær: Vind u/trafikk [kN]
Støtte, 7	90
Nullmoment, 7	58
Støtte, 9	92
Nullmoment, 9	60

8.2.4 Vind med samtidig trafikk

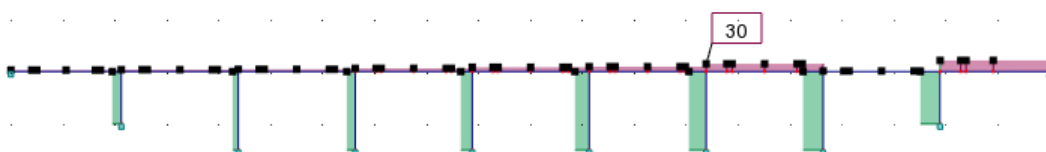


Figur 8.24: Dim. skjær: Vind m/trafikk

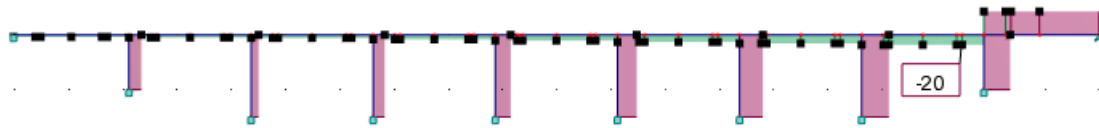
Tabell 8.9: Dimensjonerende skjærkraft fra vind med trafikk i lengderetningen

Snitt	Dim. skjær: Vind m/trafikk [kN]
Støtte, 7	53
Nullmoment, 7	34
Støtte, 9	54
Nullmoment, 9	36

8.2.5 Temperatur



Figur 8.25: Dim. skjær: Temperatur, kombinasjon 8



Figur 8.26: Dim. skjær: Temperatur, kombinasjon 7

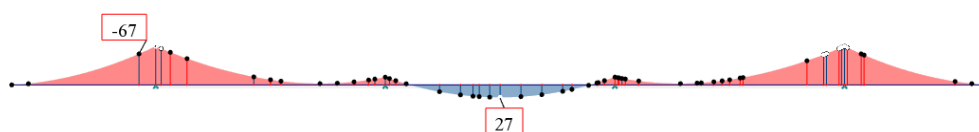
Tabell 8.10: Dimensjonerende skjærkraft fra temperatur i lengderetningen

Snitt	Dim. skjær: Temperatur [kN]
Støtte, 7	30
Nullmoment, 7	30
Støtte, 9	20
Nullmoment, 9	20

8.3 Momentdiagram i tverretning

I tverretning vil det bli kontrollert for et snitt i utkrageren og et i midtsnitt. Temperatur og vindlast er neglisjert i denne retningen. På grunn av de brede fortauene er det kun last fra gang- og sykkelbane som virker på utkrageren i tillegg til egenlasten. Belastningen i snittene vil bli tilnærmet lik for fortaustilfelle A og B.

8.3.1 Egenlast



Figur 8.27: Dim. moment: Egenlast

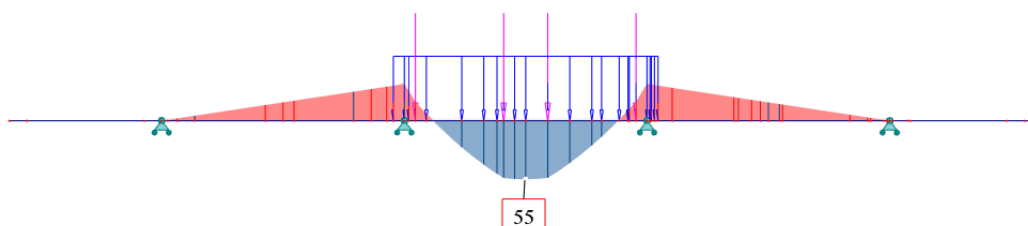
Tabell 8.11: Dimensjonerende moment fra egenlast i tverretningen

Snitt	Dim. moment: Egenlast [kNm]
Utkrager	67
Midtsnitt	27

8.3.2 Trafikklast



Figur 8.28: Dim. moment: Trafikk, Utkrager



Figur 8.29: Dim. moment: Trafikk, Midtsnitt

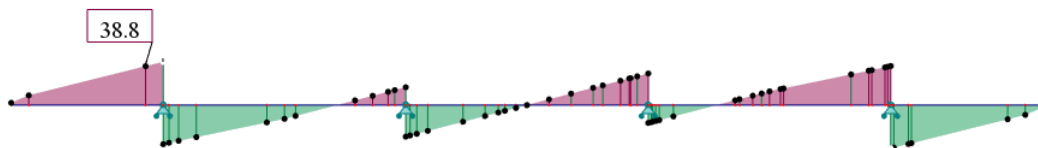
Tabell 8.12: Dimensjonerende moment fra egenlast i tverretningen

Snitt	Dim. moment: Trafikk [kNm]
Utkrager	19
Midtsnitt	55

8.3.3 Skjærkraftdiagram i tverretningen

Skjærkraft kontrolleres kun for utkrageren. Skjærtrykk kontrolleres ved utkrageren. Skjærstrekk vil bli kontrollert i et snitt d fra utkrageren.

8.3.4 Egenlast

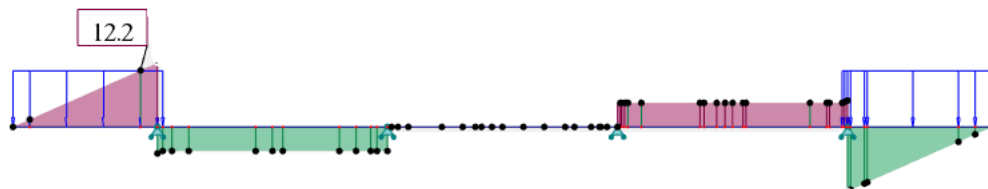


Figur 8.30: Dim. skjær: Egenlast

Tabell 8.13: Dimensjonerende skjærkraft fra egenlast i tverretningen

Snitt	Dim. skjær: Egenlast [kN]
Utkrager	38,8

8.3.5 Trafikklast



Figur 8.31: Dim. skjær: Trafikk

Tabell 8.14: Dimensjonerende skjærkraft fra trafikklast i tverretningen

Snitt	Dim. skjær: Trafikk [kN]
Utkrager	12,2

8.4 Moment- og aksialdiagram i søyle

8.4.1 Aksialkraft

Egenlast

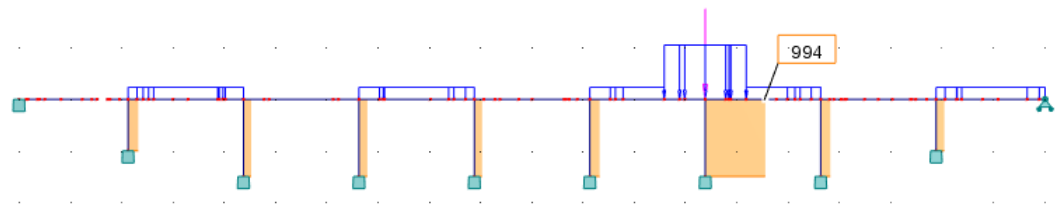


Figur 8.32: Dim. aksialkraft: Egenlast

Tabell 8.15: Dimensjonerende aksialkraft i søyle 7 fra egenlast

Snitt	Dim. aksialkraft: Egenlast [kN]
Søyle 7	1864

Trafikk

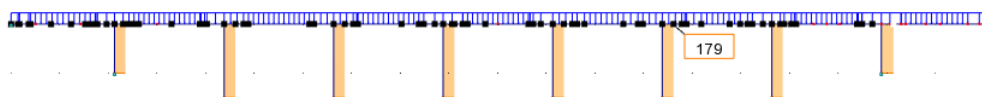


Figur 8.33: Dim. aksialkraft: Trafikklast

Tabell 8.16: Dimensjonerende aksialkraft i søyle 7 fra trafikk

Snitt	Dim. aksialkraft: Trafikk [kN]
Søyle 7	994

Vind uten samtidig trafikk

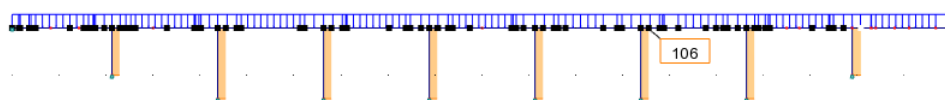


Figur 8.34: Dim. aksialkraft: Vind u/trafikk

Tabell 8.17: Dimensjonerende aksialkraft i søyle 7 fra vind uten samtidig trafikk

Snitt	Dim. aksialkraft: Vindlast u/trafikk [kN]
Søyle 7	179

Vind med samtidig trafikk



Figur 8.35: Dim. aksialkraft: Vind m/trafikk

Tabell 8.18: Dimensjonerende aksialkraft i søyle 7 fra vind med samtidig trafikk

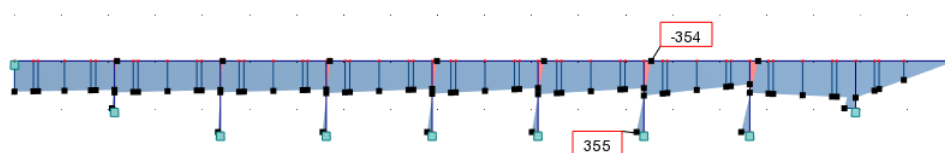
Snitt	Dim. aksialkraft: Vindlast m/trafikk [kN]
Søyle 7	106

8.4.2 Moment

Momentene i søyla fra egenlast, trafikk og vind er så små at de neglisjeres.

Temperatur

Alkalireaksjoner gir ekspansjon i bruoverbygningen, og det sees derfor bort fra de temperaturkombinasjonene som gir kontraksjon der. Det er kun sett på den mest ugunstige temperaturkombinasjonen som gir ekspansjon i bruoverbygningen. Momentene i søyle 7 fra temperaturlast vil dermed virke samme vei som momentene fra alkalireaksjoner.



Figur 8.36: Dim. moment: Temperatur kombinasjon 5

Tabell 8.19: Dimensjonerende moment i søyle 7 fra temperatur kombinasjon 5

Snitt	Dim. Moment: Temperatur [kN]
Søyle 7, topp	354
Søyle 7, bunn	355

8.5 Lastkombinasjoner

Resulterende kraftvirkninger i bruddgrensetilstand etter lastkombinasjoner fra Håndbok R412. Verdiene markert i rødt er de dimensjonerende kreftene i de respektive snittene og som videre vil bli benyttet i en bruddgrensekontroll.

8.5.1 Lastkombinasjoner Moment i lengderetning

Tabell 8.20: Lastkombinasjoner for dimensjonerende moment, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Støtte, 1	7208	4481	4273	7544	4498	6540
Støtte, 5	6349	5089	4535	6674	4783	6051
Støtte, 9	7148	5995	5317	7567	6813	6928
Felt, 1	3785	3648	2243	5097	3462	4558
Felt, 5	4935	3923	2774	6216	3906	5456
Felt, 9	6654	4505	3993	7192	4433	6282
Felt, 1, y*	3652	4247	3037	5034	4141	4478
MN punkt**	-	1922	-	-	-	-

*Ytterbjelken

** Momentnullpunkt

Ser fra Tabell 8.20 at kombinasjon ULSb-TR er den dimensjonerende lastkombinasjonen for alle snitt, bortsett fra momentnullpunktet, der det kun virker temperatur med faktor 1,0.

$$ULSb - TR = 1,0 \cdot E + 1,2 \cdot TR + 0,8 \cdot V - TR + 0,8 \cdot TE$$

Denne kombinasjonene blir høyest på bakgrunn av at momentene fra temperatur er så store.

8.5.2 Lastkombinasjoner Skjær i lengderetning

Tabell 8.21: Lastkombinasjoner for dimensjonerende moment, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Støtte, 7	1935	1105	1219	1795	1076	1557
Nullmomentpunkt, 7	1290	727	790	1204	705	1039
Støtte, 9	1971	1125	1252	1819	1097	1580
Nullmomentpunkt, 9	1324	746	822	1228	725	1062

Ser fra Tabell 8.21 at ULSa-TR alltid vil være dimensjonerende for skjærkraft.

$$ULSa - TR = 1,15 \cdot E + 1,3 \cdot TR$$

For den dimensjonerende lastkombinasjonen for støtte 7 og 9 beregnes $V_{f,red}$. Dette er den opptredende skjærkraften d fra opplegg som brukes til å kontrollere for skjærstrekk i bruddgrensekontrollen.

Snitt	$V_{f,red}$, ULS [kN]
Støtte, 7	1585
Støtte, 9	1618

8.5.3 Lastkombinasjoner Moment i tverretning

Tabell 8.22: Lastkombinasjoner for dimensjonerende moment, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Utkrager	101	-	-	-	-	-
Midtsnitt	102	-	-	-	-	-

8.5.4 Lastkombinasjoner Skjær i tverretning

Tabell 8.23: Lastkombinasjoner for dimensjonerende skjær, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Utkrager	60	-	-	-	-	-

For den dimensjonerende lastkombinasjonen for utkrageren beregnes $V_{f,red}$. Dette er den opptredende skjærkraften i avstand d fra bjelken som brukes til å kontrollere for skjærstrekk i bruddgrensekontrollen.

Snitt	$V_{f,red}$, ULS [kN]
Snitt	57

8.5.5 Lastkombinasjoner Aksialkraft søyle

Tabell 8.24: Lastkombinasjoner for dimensjonerende aksialkraft, søyle, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Søyle 7	3436	2144	2430	3142	2097	2797

Ser fra Tabell 8.24 at lastkombinasjon ULSa-TR vil være dimensjonerende for aksialkraft i søyla.

8.5.6 Lastkombinasjoner Moment søyle

Tabell 8.25: Lastkombinasjoner for dimensjonerende moment i søyle 7, ULS

Snitt	ULSa-TR	ULSa-TE	ULSa-V	ULSb-TR	ULSb-V	ULSb-V-TR
Søyle 7, topp	-	354	-	-	-	-
Søyle 7, bunn	-	355	-	-	-	-

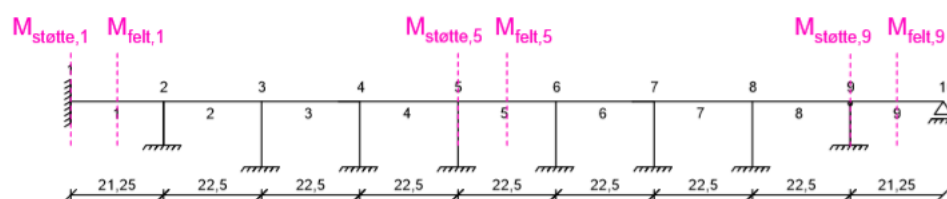
Lastkombinasjon ULSa-TE vil være dimensjonerende for moment i søyletopp og søylebunn, se Tabell 8.25.

Kapittel 9

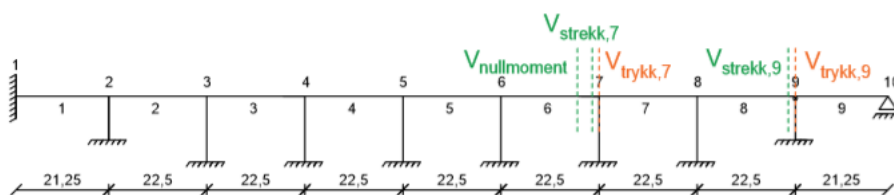
Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstanden

Det er gjennomført en kapasitetskontroll for utvalgte snitt i bruddgrensetilstanden. Det kontrolleres for bøyemoment- og skjær i lengderetning og i tverretning. I tillegg er det gjort beregninger av søylenes kapasitet. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg C og D.

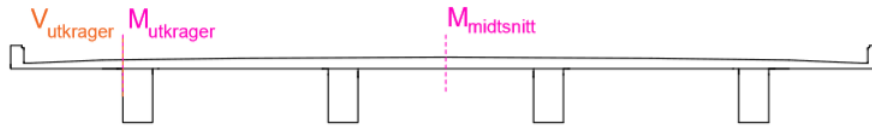
Figurene under viser de utvalgte snittene det kontrolleres for. Snittene samsvarer med de det er funnet opptredende krefter for.



Figur 9.1: Utvalgte snitt som kontrolleres for bøyemoment i lengderetning



Figur 9.2: Utvalgte snitt som kontrolleres for skjær i lengderetning



Figur 9.3: Utvalgte snitt som kontrolleres i tverretning

9.1 Kontroll i lengderetning

Det er beregnet moment- og skjær kapasiteter for en innerbjelke, da det er innerbjelkene som får den største belastningen fra trafikkklaster på brua. På grunn av større armeringsmengde, vil innerbjelken ha noe større kapasitet enn ytterbjelken. Dette forholdet oppveies imidlertid av forskjellen i belastning. En slik kontroll av en av innerbjelkene antas derfor som tilstrekkelig. Momentkapasiteten er likevel kontrollert for en av ytterbjelkene i felt 1. Fortauet her er gjort mindre enn i de andre feltene og denne bjelken vil da få en større belastning fra trafikklast enn det som antakelig opprinnelig var forutsatt.

9.1.1 Effektiv flensbredde

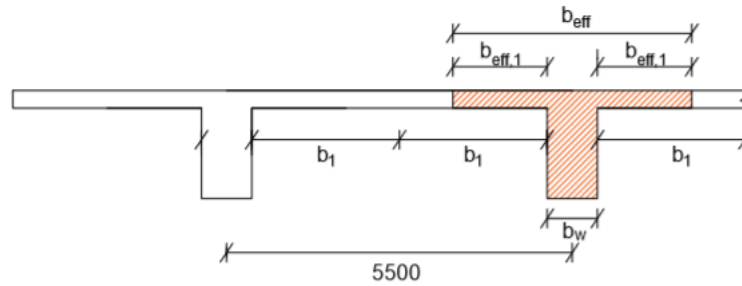
Bjelken er beregnet som et T-tverrsnitt med avstanden til midt mellom bjelkene på hver side som en øvre grense for hvor bred flensen eller plata kan være. I kapasitetskontroller kan det imidlertid være en begrensning i hvor stor bredde en får lov til å regne med. Det er derfor innført en såkalt effektiv flensbredde som sier noe om hvor mye av bredden til flensen som kan antas å bli ”mobilisert” i en bruddtilstand.

NS3473 pkt. 9.5 sier at et tverrsnitt som er utsatt for bøyning med flens i trykksonen kan antas å ha en medvirkende flensbredde på hver side av steget lik den minste av: [8]

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

Punkt 9.5 sier også at hvis flensen ligger i strekksonen kan den armeringen som ligger innenfor en bredde som gitt for trykksonen regnes som fullt virksom. Det vil si at den effektive flensbredden antas som lik over støttene og i feltene.

Siden kapasitetskontrollene utføres for innerbjelken, er den effektive flensbredden kun beregnet for den bjelken.



Figur 9.4: Effektiv flensbredde for innerbjelken

$$b_{eff,1} = \min(b_1, 0,1 \cdot l_0, 8 \cdot h_{flens}) \quad [mm] \quad (9.1)$$

Hvor l_0 er avstanden mellom momentnullpunktene. Denne avstanden er antatt lik $0,7L$ for alle innerfelt (Felt 1- 8) og til $0,85L$ for felt 9 mot den fritt opplagte enden.

Total effektiv bredde på flensen til innerbjelken blir da:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,1} + b_w \quad [mm] \quad (9.2)$$

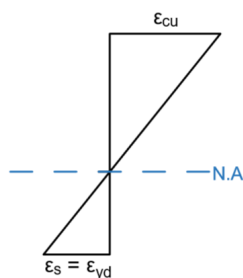
Ligning 9.1 og 9.2 gir da effektiv bredde på tverrsnittet lik:

$$\begin{array}{l|l} b_{eff, \text{felt}2-8} & 3950 \text{ mm} \\ b_{eff, \text{felt}9} & 4412 \text{ mm} \end{array}$$

9.1.2 Momentkapasitet

Elgester bru har forskjellig armeringsmengder langs hele brua og i inner- og ytterbjelkene. Momentkapasiteten til tverrsnittet vil derfor være variabel, og må beregnes i ulike snitt. Det er beregnet momentkapasitet for innerbjelken i snittene som er vist i figur 9.1 og for ytterbjelken i et snitt i felt 1. Armeringstegninger er vist i vedlegg A og fullstendige beregninger er gitt i vedlegg D.

Momentkapasiteten til tverrsnittet er kontrollert ved først å anta en balansert tilstand hvor armeringen på strekksiden akkurat flyter samtidig som betongen er i en bruddtilstand med en tøyning på $3,5 \text{ ‰}$ på trykksiden. Ut fra aksiell likevekt, bestemmes det så om tverrsnittet er under- eller overarmert. Hvis kapasiteten til betongen er større enn kapasiteten til armeringen, er det underarmert. Hvis det er motsatt, og kapasiteten til betongen er større enn kapasiteten til armeringen, er det overarmert. Tøyningene i balansert tilstand i felt er visst i figur 9.5.



Figur 9.5: Tøyningskurve balansert armering

Dette kan også vurderes ved å se forholdet mellom balansert trykksonehøyde, $\alpha_b d$ og nødvendig trykksonehøyde, αd . Hvis $\alpha_b d \geq \alpha d$ er tverrsnittet underarmert.

Balansert trykksonehøyde:

$$\alpha_b d = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sd} + \epsilon_{cu}} \cdot d \quad (9.3)$$

Nødvendig trykksonehøyde:

$$\alpha d = \frac{f_s A_s}{0,8 f_{cd} b} \quad (9.4)$$

Hvor:

$\alpha_b d$ = balansert trykksonehøyde

αd = nødvendig trykksonehøyde

ϵ_{cu} = max trykktøyning i betongen på 3,5 ‰.

ϵ_{sd} = flytetøyning i armeringen på 1,7 ‰.

I lengderetning forenkles det til at all armering har St. 52 kvalitet, med en karakteristisk flytespenning på 340 MPa. Dimensjonerende flytetøyning for dette armeringsstålet blir da 1,7 ‰. Ved å anta et forenklet arbeidsdiagram for betongen er bruddtøyningen til betongen 3,5 ‰. Den balanserte trykksonehøyden blir da etter ligning 9.3 lik:

$$\alpha_b d = \frac{3,5}{1,7 + 3,5} d = 0,67d \quad (9.5)$$

Hvis tverrsnittet er underarmert og tøyningene i armeringen ikke er større enn det som er tillatt kan momentkapasiteten settes lik trykksoneens momentkapasitet. Basert på ligning 9.4 blir da momentkapasiteten:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (9.6)$$

Hvor αd er den trykksonehøyden som trengs for å ta kraften i armeringen. Ved eventuell trykkarmering må kraften i trykkarmeringen trekkes fra kraften i strekarmeringen før α bestemmes.

Denne vurderingen kan også gjøres ved å se på hvor stor trykksonehøyde som trengs for å ta opp flytekraften i armeringen. Ut fra dette bestemmes nøytralaksen og tøyningen til armeringen på strekksiden. Hvis tøyningen på strekksiden er større enn flytetøyningen er tverrsnittet underarmert.

Tøyningskontroll

Det skal kontrolleres at tøyningene i armeringen ikke er større enn det som er tillatt i en bruddgrensetilstand. Tøyningene i armeringen kan bestemmes ut fra antakelsen om lineær tøyningfordeling når trykksonehøyden er beregnet.

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} \quad (9.7)$$

NS 3473 har en grense for max tøyning i armeringen på 10. Hvis disse verdiene overskrides blir det ikke riktig sette momentkapasiteten lik trykksoneens momentkapasitet. Momentkapasiteten må da beregnes ut fra en likevektsbetraktning med mer korrekte tøyningverdier i betongen.

Momentkapasitet over støtte

Momentkapasiteten er kontrollert for snitt rett over støtte 1, 5 og 9. Støttene i akse 2-8 er likt armert. Støtte 1 og 9 har henholdsvis litt mindre og litt mer armering enn de andre støttene. Armeringsmengder- og plassering av armeringen er vist i Vedlegg C. På grunn av forskjellene i armering, bli også kapasiteten forskjellig. Selve beregningsgangen er imidlertid den samme.

Alle støttene har trykkarmering. Bidragene fra trykkarmeringen må inkluderes i likevekten som gir ligning 9.4 og 9.6. Det er antatt flytning i trykkarmeringen. Trykksonehøyden bestemmes da som:

$$\alpha d = \frac{(f_s A_s) - (f_s A'_s)}{0,8 f_{cd} b_w} \quad (9.8)$$

Fra ligning 9.8 kan da trykksonehøyden til de ulike snittene bestemmes.

Snitt	αd [mm]
Støtte, 1	0,410d
Støtte, 5	0,387d
Støtte, 9	0,425d

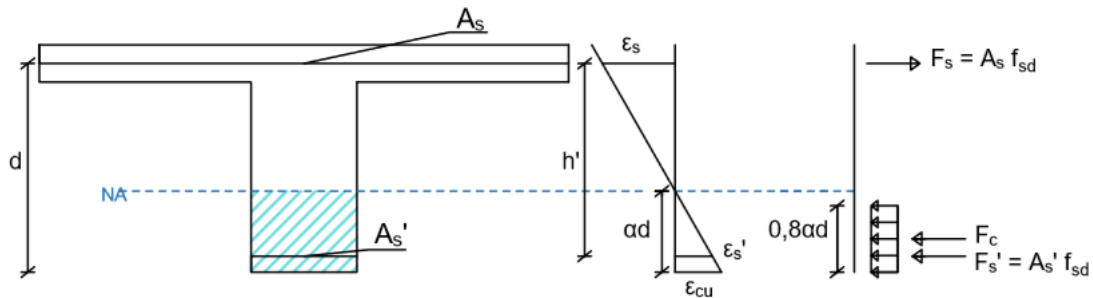
$\alpha d \leq \alpha_b d = 0,67d$ for alle snitt. \Rightarrow Alle snittene over støttene er underarmert.

En tøyningskontroll etter ligning 9.7 gir følgende tøyninger i strekkarmeringen:

Snitt	ϵ_s [%]
Støtte, 1	5,1
Støtte, 5	5,5
Støtte, 9	4,7

⇒ Alle snittene er innenfor grensen til NS 3473 på 10 %.

Momentkapasiteten beregnes så ved å ta momentet om strekkarmeringen.



Figur 9.6: Kraftlikevekt over støttemoment

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} + f_{sd} \cdot A'_s \cdot h' \quad (9.9)$$

Fra ligning 9.9 fåes følgende momentkapasiteter:

Tabell 9.1: Momentkapasiteter over støtte

Snitt	M_{Rd} [kNm]
Støtte, 1	10587
Støtte, 5	11000
Støtte, 9	13102

Momentkapasitet i felt

Momentkapasiteten i felt kontrollert i snitt midt i felt 1, 5, 9 og for ytterbjelken i felt 1. Som for over støttene, er armeringsmengden i felt være lik i felt 2-8 og henholdsvis litt mindre og litt mer i felt 1 og 9. Mengder- og plassering av armeringen i disse feltene er vist i vedlegg C. Beregningsgangen er også i dette tilfellet lik for alle snittene.

Trykksonehøyden beregnes først etter ligning 9.8. Bredden til flensen er nå den effektive bredden.

Snitt	αd [mm]
Felt, 1	0,052d
Felt, 5	0,057d
Felt, 9	0,083d
Felt, 1, ytterbjelke	0,047d

$\alpha d \leq \alpha_b d = 0,67d$ for alle snitt. \Rightarrow Alle snittene i felt er derfor underarmert. Trykksoneene blir da liten og det er fare for at tøyningen i strekkarmeringen er større enn den tillatte grensen på 10 ‰ gitt i NS 3473.

En kontroll etter ligning 9.7 gir følgende tøyninger i trekkarmeringen:

Snitt	ϵ_s [‰]
Felt, 1	65
Felt, 5	57
Felt, 9	38
Felt 1, ytterbjelke	70

En ser da at tøyningene overskrider grensen på 10 ‰ i alle disse snittene. Det blir derfor ikke riktig å sette momentkapasiteten lik trykksoneens momentkapasitet. Momentkapasiteten må derfor beregnes ut fra en likevektsbetraktning med reduserte tøyningsverdier for betongen ved trykkranden.

Det ble benyttet et bilineært spenning-tøyings diagram for betongen som vist på fig 2 i NS 3473 pkt. 11.3 [8] Ved å velge randtøyningen $\epsilon_{cn} = 1,75$ ‰, blir spenningen i trykksonen lineær og resultanten vil virke i tredjedelspunktet fra toppen hvis hele trykksonen ligger i plata.

Trykksonehøyden kan nå beregnes som:

$$\alpha d = \frac{(f_s A_s) - (f_s A'_s)}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \quad (9.10)$$

Det blir også her antatt at trykkarmeringen flyter. Ligning 9.10 gir trykksonehøyder:

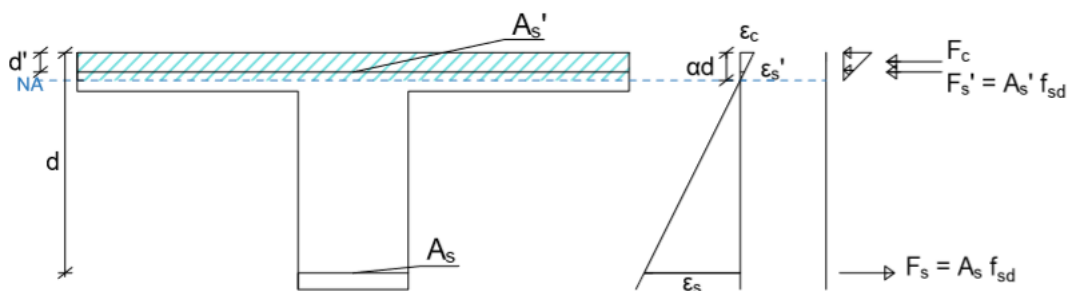
Snitt	αd [mm]
Felt, 1	0,082d
Felt, 5	0,090d
Felt, 9	0,133d
Felt, 1, ytterbjelke	0,076d

$\alpha d \leq \alpha_b d = 0,67d$ for alle snitt. Tøyningskontrollen gir nå følgende tøyninger i strekkarmeringen:

Snitt	ϵ_s [‰]
Felt, 1	19
Felt, 5	17
Felt, 9	11
Felt, 1, ytterbjelke	21

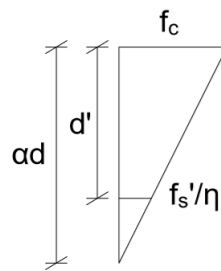
Tøyningen i armeringen på strekksiden er nå betydelig lavere enn ved første antakelse, men de er fortsatt for høye i forhold til kravet på 10 ‰ i NS 3473.

Trykksonehøyden settes derfor lik 200 mm i felt 1 og 5 og lik tykkelsen på dekket i felt 9, som er mer armert på strekksiden. Det brukes fortsatt en lineær spenningsfordeling i trykksonen, som ved forrige antakelse.



Figur 9.7: Kraftlikevekt for Feltmoment

Randspenningen i betongen i trykksonen finnes da ut fra en likevektsbetraktning hvor kraften i betongen og trykkarmeringen er lik kraften i strekkarmeringen. Det blir i dette tilfellet feil å anta flytning i trykkarmeringen hvis randtøyningen er lavere enn flytetøyningen. Likevektsbetraktningen vil derfor få to ukjente. Spenningen i trykkarmeringen kan uttrykkes ved hjelp av randspenningen ved en geometribetraktning som vist i figur 9.8 under.



Figur 9.8: Geometribetraktning for trykksonen

$$\frac{f'_s/\eta}{\alpha d - d'} = \frac{f_c}{\alpha d} \Rightarrow f'_s = \frac{f_c \cdot (\alpha d - d')}{\alpha d} \cdot \eta \quad (9.11)$$

Randspenningen kan nå løses ut fra likevektsbetraktningen.

$$A_s \cdot f_s = 0,5 \cdot f_c \cdot \alpha d \cdot b_e f f + A'_s \cdot f'_s \quad (9.12)$$

Den tilhørende tøyningen kan beregnes ut fra det antatte arbeidsdiagrammet som:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{c,langtid}} \quad (9.13)$$

Det er i disse betraktningene benyttet en langtids E-modul for betongen, siden en stor del av lastvirkningene er langtidslast. Randtøyningen settes inn i formel 9.7 og tøyningene i strekkarmeringen beregnes.

Snitt	ϵ_s [‰]
Felt, 1	7,2
Felt, 5	7,7
Felt, 9	5,5
Felt, 1, ytterbjelke	7,2

Tøyningene i armeringen på strekksiden er nå akseptable. Momentkapasiteten beregnes da ved å ta momentet om trykkresultanten:

$$M_{Rd} = (A_s \cdot f_s) \cdot (d - (\alpha d)/3) - (A'_s \cdot f'_s) \cdot (d' - (\alpha d)/3) \quad (9.14)$$

Fra ligning 9.14 fåes følgende momentkapasiteter:

Tabell 9.2: Momentkapasiteter i felt

Snitt	M_{Rd} [kNm]
Felt, 1	6242
Felt, 5	6685
Felt, 9	9397
Felt, 1, ytterbjelke	5943

Momentkapasitet i Momentnullpunkt

På grunn av bruas kontinuerlige system vil et snitt ca 4 m fra hver søyle få tilnærmet ingen momentvirkning fra spesielt egenlasten. Disse stedene langs bjelken kalles et momentnullpunkt. I dag er det vanlig å legge mer kontinuerlig armering også i disse snittene, men det ble ikke gjort i tilsvarende grad på den tiden som Elgeseter bru ble bygget. Brua har derfor lokalt i disse snittene lite armering og dermed også lav momentkapasitet.

Armeringen i snittene ca. 4 m fra støtten, som vist på figur 9.9. Det ligger 3 stenger med $\text{Ø}32$ mm på strekksiden. I tillegg blir halvparten av de 3 x 32 mm stengene som bøyes opp i steget regnet som aktive. Det vil is at det totalt blir regnet med 4,5 x $\text{Ø}32$ mm på strekksiden i disse punktene. En mer fullstendig armeringstegning som også viser armeringen i overkant er vist i vedlegg C.



Figur 9.9: Momentnullpunkt 4 m fra støtte

Ekspansjonen fra alkalierekasjoner vil kunne sette opp en momentvirkning med strekk i underkant langs hele brua som nullmomentetpunktet ikke er dimensjonert for. Det er derfor nødvendig å beregne momentkapasiteten (strekk i underkant) til null-momentpunktet.

Beregningsgangen er tilsvarende som for feltmomentet. Det som er annerledes i dette snittet er at det er mer armering i overkant enn i underkant. I en likevektsbetraktning vil derfor en randtøyning i betongen på 3,5 ‰ være for høy i forhold til det å få fornuftige tøyingsverdier i strekkarmeringen i underkant. Det blir derfor antatt

en trykksone som er lik avstanden fra trykkranden til senter av trykkarmeringen, $\alpha d = d' = 103,5$ mm. Spenningen i trykkarmeringen i overkant vil da være lik null. Det brukes fortsatt en lineær spenningsfordeling i trykksonen, som ved utregningene av feltmomentkapasitetene.

Randspenningen finnes også i dette tilfellet ut fra en likevektsbetraktning med lineær spenningsfordeling i trykksonen.

$$f_c = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,5 \cdot \alpha d \cdot b_{eff}} \quad (9.15)$$

Randtøyningen bestemmes så ved å dele denne spenningen med langtids E-modulen til betongen som i formel 9.13. Randtøyningen settes så inn i formel 9.7 og tøyningen i strekkarmeringen kan beregnes.

Snitt	ϵ_s [‰]
Momentnullpunkt	7,6

Tøyningen i armeringen på strekksiden er akseptabel og momentkapasiteten beregnes ved å ta momentet om trykkresultanten:

$$M_{Rd} = (A_s \cdot f_s) \cdot (d - (\alpha d)/3) \quad (9.16)$$

Fra ligning 9.16 får en da følgende momentkapasitet:

Tabell 9.3: Momentkapasitet i momentnullpunktet

Snitt	M_{Rd} [kNm]
Momentnullpunkt	1563

Utnyttelsesgrad for moment fra ordinær lastvirkning i forskjellige snitt

Tabell, 9.4 nedenfor viser en sammenstilling av opptredende moment og momentkapasiteter for de ordinære lastvirkningene. Med ordinære menes her de lastvirkningene som brua opprinnelig skal være armert for. Til høyre i tabellen er forholdet mellom disse verdiene beregnet. Som en ser er dette forholdet mindre enn 1 (som betyr full utnyttelse),

Tabell 9.4: Momentkapasiteter og utnyttelsesgrad i lengderetningen

Snitt	M_{Ed} [kNm]	Kapasitet, M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Støtte, 1	7544	10587	0,71
Støtte, 2-8	6675	11000	0,61
Støtte, 9	7567	13102	0,59
Felt, 1	5097	6242	0,82
Felt, 2-8	6216	6685	0,93
Felt, 9	7192	9397	0,77
Ytterbjelke, Felt 1	5034	5943	0,85
Momentnullpunkt	1926	1567	1,23

$M_{Es} \leq M_{Rs}$ for alle snitt over støtte- og felt. En ser imidlertid at momentkapasiteten overskrides i momentnullpunktet. Momentkapasiteten i disse punktene setter et tak for hvor stor momentvirkningen fra alkalireaksjonen med strekk i underkant av bjelken kan bli. Dette blir nærmere diskutert i kapittel 11

Alle snittene over støtte og i felt har tilstrekkelig momentkapasitet i lengderetningen. Det er likevel en ganske stor utnyttelse av feltmomentene i akse 2-8 som alle har en utnyttelsesgrad på over 90 %. Den dimensjonerende lastkombinasjonen i disse snittene er ULSb-TR. I denne kombinasjonene gir både egnlast, trafikklast og temperaturlast bidrag til det dimensjonerende momentet.

9.1.3 Skjærkapasitet

Ved kapasitetskontroll for skjær skal det kontrolleres for både strekk- og trykkbrudd i ULS. Dimensjonerende skjærkraft for strekkbrudd bestemmes som $V_{f,red}$ i avstand d fra teoretisk opplegg og for trykkbrudd som V_f som er dimensjonerende skjærkraft ved opplegg. Grunnen til at $V_{f,red}$ benyttes til å kontrollere for strekkbrudd er at en del skjærkraften nærmest opplegget går direkte i opplegget og fordi et skjærbrudd må ha en lengde å utvikle seg på.

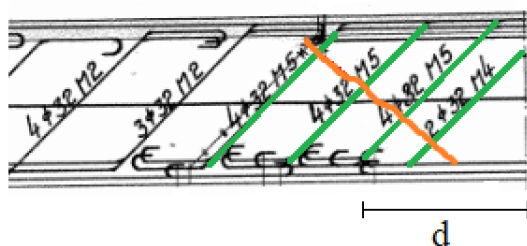
Skjærkapasiteten kontrolleres på høyre side av støtte 7 og på venstre side av støtte 9, samt i momentnullpunktene til høyre og venstre for de samme støttene. Disse snittene får totalt mest belastning fra egen- og nyttelast, samt tilleggeskrefter fra alkalireaksjoner. Snitt lenger ute i feltene er ikke kontrollert siden de vil ha betydelig mindre lastvirkning fra egen- og nyttelast.

Skjærkraftkapasiteten er bestemt etter NS 3473:2003 pkt 12.3.2.

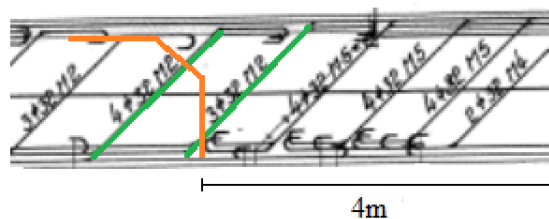
Alle støttene er armert likt i forhold til skjærarmering, se armeringstegninger i Vedlegg .. Lengdearmeringen og effektiv flensbredde er imidlertid noe forskjellig. Det gjør at kapasiteten ved Støtte 7 og Støtte 9 også vil være litt forskjellig. Skjærkapasiteten i nullmomentpunktene er derimot lik i alle snitt.

Som vist på armeringstegningene i Vedlegg – og figur 9.10 og 9.11 er skjærarmeringen lengdearmeringsstenger som er bøyd opp og danner en vinkel til bjelkeaksen. Denne vinkelen er antatt å være 45° . tillegg til den skråstilte skjærarmeringen er det vertikale bøyer $\varnothing 13$ mm c/c 175 mm.

De stengene som er virksomme er de som krysser et antatt riss på 45° , se figur 9.10. For momentnullpunktet er det noen steder et ganske grovt vertikalt riss. Dette risset går opp til ca halve bjelkehøyden. Ved et eventuelt brudd i dette snittet er derfor tenkt at det kritiske skjærrisset følger dette risset opp til midthøyden av bjelken før det bøyer av (utover) i ca 45 grader opp til plata og eventuelt fortsetter noe langs platekanten, se Figur 9.11.



Figur 9.10: Skjærarmering i avstand d fra støtte



Figur 9.11: Skjærarmering i momentnullpunkt

Momentnullpunktene vil ikke være krisike med tanke på skjær i utgangspunktet. Situasjonen vil imidlertid kunne endre seg hvis armeringen i underkant av bjelken flyter og det utvikler seg et ganske grovt bøyeriss ganske langt oppover i bjelken.

Det er da ikke sikkert at dette risset vil lukke og være i stand til å etablere en trykksone i underkant av bjelken hvis dette risset skulle utvikle seg til et skjærriss. Ved en slik betraktning kan en derfor nødvendigvis ikke anta at dette snittet vil ha noe betongbidrag selv om risset er injisert. Nullmomentet vil derfor bli vurdert både etter forenklet metode i punkt 12.3.2 og etter fagverksmetoden i punkt 12.3.3 hvor betongbidraget neglisjeres. Hele den opptredende skjærkraften regnes som virksom i dette snittet.

Kontroll for skjærstrekk

Kapasitet for skjærstrekk kontrolleres etter NS 3473 punkt 12.3.2 og er summen av et betong- og et armeringsbidrag.

Betongbidraget er gitt som:

$$V_{c0} = 0,3 \cdot (f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b d}) \cdot b d k_v \leq 0,6 \cdot f_{td} b d k_v \quad (9.17)$$

hvor:

$$k_A = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$k_c = 1 \text{ for bjelker med skjærarmering}$$

$$A_s = \text{tverrsnittsarealet av den innlagte lengdearmeringen på strekksiden}$$

Den øvre grensen vil bestemme bidraget for snitt ved støtte 7 og støtte 9. For momentnullpunktet vil hovedleddet bestemme bidraget. Betongbidraget i de ulike snittene fra ligning 9.17 vil bli:

Snitt	V_{c0} [kN]
Støtte, 7	756
Støtte, 9	750
Momentnullpunkt	467

Bidraget fra bøylearmeringen og de skråstilte armeringsstengene vil være:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sb}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha) \sin \alpha + \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha \quad (9.18)$$

Hvor α er vinkelen mellom skjærarmering og bjelkens lengdeakse.

$\cot(90) = 0$ og $\sin(90) = 1$ for de vertikale bøylene og $\sin(45) = 0,7$ for de skråstilte armeringsstengene. $z = 0,9d$. Ligning 9.18 gir da:

Snitt	V_{sd} [kN]
Støtte, 7	2559
Støtte, 9	2556
Momentnullpunkt	1489

Total skjærstrekkkapasitet blir da:

$$V_{cd} = V_{c0} + V_{sd} \quad (9.19)$$

Ligning 9.19 gir:

Tabell 9.5: Skjærstrekkkapasitet

Snitt	V_{cd} [kN]
Støtte, 7	3315
Støtte, 9	3305
Momentnullpunkt	1956

Ved nullmomentpunktet vil kapasiteten uten betongbidraget være lik $V_{cd} = 1489$ kN under forutsetning av at lengden av skrårisset og den videre forplantningen av dette risset langs plata er den samme som for et rentskråriss.

Kontroll for skjærtrykk

Skjærtrykk bestemmes etter punkt 12.3.2.5 i NS 3473 og er gitt som:

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}bz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}bz \quad (9.20)$$

Hvor $\cot(45) = 1,0$ for de skråstilte armeringsstengene. På grunn av dette blir ligning 9.20 lik: $V_{ccd} = 0,6f_{cd}bz \leq 0,45f_{cd}bz$. En ser fra dette at den øvre grensen alltid vil bestemme bidraget. $z = 0.9d$. Ligning 9.20 gir da:

Tabell 9.6: Skjærtrykkkapasitet

Snitt	V_{ccd} [kN]
Støtte, 7	6121
Støtte, 9	6071
Momentpunkt	6310

Kontroll av minimumsarmering

Minimumsarmeringen for skjær kontrolleres etter punkt 18.3.6 i NS 3473, og er gitt som:

$$A_s \geq 0,2A_c f_{tk} \sin\alpha / f_{sk} \quad (9.21)$$

hvor:

A_c = Betongarealet i et lengdesnitt av bjelkesteget

α = Vinkelen mellom bøyer og bjelkens lengdeakse. α skal ikke være \leq enn 45° .

For vertikale bøyer, hvor $\sin(90) = 1,0$ blir minimumsarmeringen lik $A_{s,min} = 1690$ mm^2/m etter ligning 9.21. Bøylearmeringen i bjelken på $\varnothing 13$ mm c/c 175 mm gir

en armeringsmengde pr. m lik $1515 \text{ mm}^2/m$. Som en ser vil bøylearmeringen nesten oppfylle kravet om minmusarmering alene, uten å regne med de skrå armeringsstengene. Alle snittene er derfor OK i forhold til minimumsarmering.

Utnyttelsesgrad for skjær fra ordinær lastvirkning i forskjellige snitt

Tabell 9.7: Utnyttelsesgrad Skjærstrekk i lengderetningen

Snitt	$V_{Ed,red}$ [kN]	Skjærstrekkkapasitet, V_{cd} [kN]	Utnyttelsesgrad
Støtte, 7	1585	3315	0,48
Nullmoment, 7	1290	1956	0,66
Støtte, 9	1618	3305	0,49
Nullmoment, 9	1324	1956	0,68

Hvis en ser bort ifra betongbidraget i momentnullpunktene ($V_{cd} = 1489 \text{ kN}$) vil utnyttelsegraden være lik 0,87.

Tabell 9.8: Utnyttelsesgrad Skjærtrykk i lengderetningen

Snitt	V_{Ed} [kN]	Skjærtrykkkapasitet, V_{cc} [kN]	Utnyttelsesgrad
Støtte, 7	1935	6121	0,32
Nullmoment, 7	1290	6310	0,20
Støtte, 9	1971	6071	0,33
Nullmoment, 9	1324	6310	0,21

$V_{Ed,red} \leq V_{cd}$ og $V_{Ed} \leq V_{cc}$ for alle snitt. Dette betyr at alle de kontrollerte snittene i lengderetningen har tilstrekkelig skjærkapasitet. Som tabell 9.7 og 9.8 viser er utnyttelsesgraden lav for både skjærstrekk og skjærtrykk. Utnyttelsesgraden er imidlertid høy for et momentnullpunkt uten betongbidrag. Her har en dermed ikke så mye å gå på.

9.2 Kontroll i tverretningen

I tverretningen er det kontrollert for moment- og skjærkraft for utkragerne og for moment i midtsnittet. Dette er gjort for en platestripe med enbredde på 1 m. Bjelkene er 800 mm brede. Utkrageren blir derfor kontrollert i snittet 400 mm til side for opplegget som er midt under bjelken. I kapasitetsberegningene er det benyttet de nøyaktige tykkelsene på dekket. Disse er henholdsvis 230 mm ved utkrageren og 380 mm i midtsnittet. Lastvirkningene er imidlertid basert på et dekke med konstant tykkelse lik 280 mm.

9.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasitet av utkrager

Beregningsgangen er tilsvarende den for støttene i lengderetning. Armeringen på strekksiden er $\varnothing 16$ mm og av kvalitet St 52, med karakteristisk flytespenning 340 MPa. Armeringen på trykksiden er av kvalitet på St 37, med karakteristisk flytespenning 230 MPa.

Fra ligning 9.8 beregnes trykksonehøyden til de ulike snittene.

Snitt	αd [mm]
Utkrager	0,334d

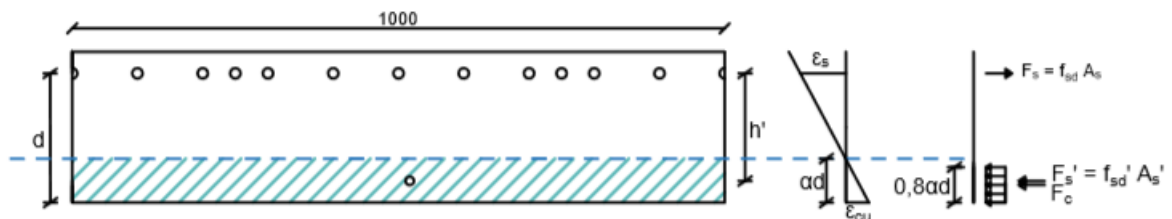
$\alpha d \leq \alpha_b d = 0,67d$. \Rightarrow Utkrageren er underarmert. Siden tverrsnittet er trykkarmert vil det bli enda mer underarmert for vanlig plassering av armeringen.

En tøyningkontroll etter ligning 9.7 gir tøyningen i strekkarmeringen lik:

Snitt	ϵ_s [‰]
Utkrager	7

\Rightarrow Tøyningen i strekkarmeringen er innenfor grensen til NS 3473 på 10 ‰.

Momentkapasiteten beregnes ved å ta momentet om strekkarmeringen som gitt i ligning 9.9, gjengitt nedenfor.



Figur 9.12: Geometribetraktning for trykksonen i momentnullpunktet

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} + f_{sd,St37} \cdot A'_s \cdot h' \quad (9.22)$$

Tabell 9.9: Momentkapasitet Utkrager

Snitt	M_{Rd} [kNm]
Utkrager	112

Momentkapasitet av midtsnitt

For midtsnittet på tvers vil beregningsgangen være lik som for beregningene av momentkapasiteten i feltene i lengderetningen. All armering er av kvalitet St. 52 og det er ingen trykkarmering i dette snittet. Trykksonehøyden finnes derfor etter ligning 9.4.

Snitt	αd [mm]
Utkrager	0,156d

$\alpha d \leq \alpha_b d = 0,67d$. Snittet er underarmert. Tøyningene i strekkarmeringen kan da bestemmes etter ligning 9.7.

Snitt	ϵ_s [%]
Utkrager	0,19

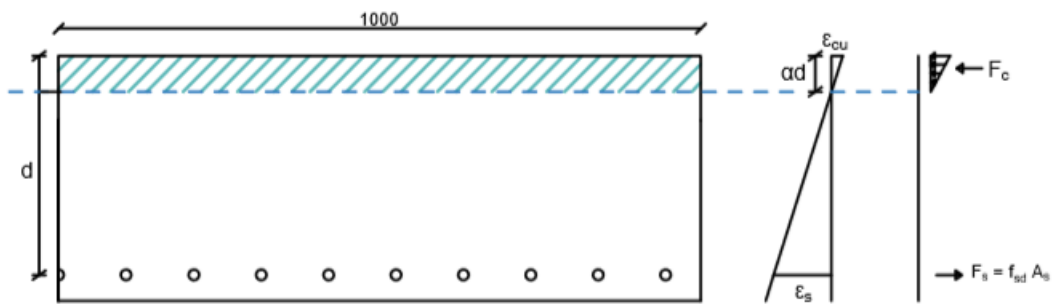
Tøyningene overskrider grensen på 10 ‰. Det blir da også her antatt et bilineært spenning-tøynings diagram for betongen i henhold til NS 3473 pkt. 11.3. Ved å velge randtøyningen i betongen til $\epsilon_{cn} = 1,75$ ‰, blir spenningen i trykksonen lineær og resultatanten vil virke i tredjedelspunktet fra toppen. Trykksonehøyden beregnes etter 9.10 uten bidrag fra trykkarmeringsleddet.

Snitt	αd [mm]
Utkrager	0,25d

Tøynignene beregnes etter ligning 9.7.

Snitt	ϵ_s [%]
Utkrager	9

Tøyningen i strekkarmeringen blir nå innenfor den akseptable grensen. Momentkapasiteten kan da bestemmes som flytekraften i armeringen ganger indre momentarm som er $(1-\alpha/3)d$.



Figur 9.13: Geometribetraktning for trykksonen i momentnullpunktet

$$M_{Rd} = (A_s \cdot f_s) \cdot (d - (\alpha d)/3) \quad (9.23)$$

Ligning 9.23 gir:

Tabell 9.10: Momentkapasitet midtsnitt

Snitt	M_{Rd} [kNm]
Midtsnitt	165

Sammenligning med opptredende krefter og utnyttelsesgrad

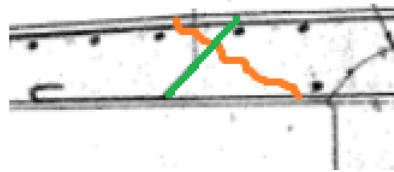
Tabell 9.11: Momentkapasiteter og utnyttelsesgrad i tverretningen

Snitt	M_{Ed} [kNm]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Utkrager	101	112	0,90
Midtsnitt	102	165	0,62

Kapasiteten er OK for bøyemoment i tverretningen. Utnyttelsesgraden er imidlertid ganske høy for snittet ved utkrageren. En årsak til dette kan være at fortauet idag er større enn det utkrageren opprinnelig er dimensjonert for.

9.2.2 Skjærkapasitet

Beregningene gjennomføres også i denne retningen i henhold til NS3473 pkt. 13.3.2 Kontrollen er utført for snittet ved bjelken for utkrageren, se figur 9.14 under. Skjærstrekkapasiteten kontrolleres for den opptredende skjærkraften i en avstand d fra bjelken, mens skjærtrykkkapasiteten kontrolleres for snittet helt inne ved bjelken.



Figur 9.14: Skjærarmering i utkrageren

Armeringen i dette området er vist i Figur 9.14. De skrå bøylene er $\varnothing 16$ mm c/C 400 mm. Det er antatt at vinkelen til bøylene er på 45° i forhold til bjelkeaksen.

Formel 9.17 og 9.18 gir et bidrag fra betongen- og armeringen på henholdsvis 110,8 kN og 96,6 kN. Den totale skjærstrekkapasiteten blir da:

Tabell 9.12: Skjærstrekkapasitet for utkrageren

Snitt	V_{cd} [kN]
Utkrager	207

Formel 9.20 gir en skjærtrykkapasitet på:

Tabell 9.13: Skjærtrykkapasitet for utkrageren

Snitt	V_{cc} [kN]
Utkrager	957

Sammenligning med opptredende krefter og utnyttelsesgrad

Tabell 9.14: Utnyttelsegrad skjærtstrekk utkrager

Snitt	$V_{Ed,red}$ [kN]	Skjærstrekkapasitet, V_{cd} [kN]	Utnyttelsesgrad
Utkrager	57	207	0,28

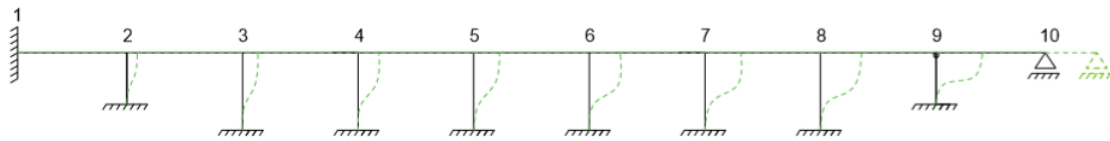
Tabell 9.15: Utnyttelsegrad skjærtrykk utkrager

Snitt	V_{Ed} [kN]	Skjærtrykkapasitet, V_{cc} [kN]	Utnyttelsesgrad
Utkrager	60	957	0,06

Utkrageren har god skjærkapasitet.

9.3 Kontroll av søyler

Det er mest interessant å se på de søylene som blir forskjøvet mest i toppen, fordi det er disse som vil få de største momentene. Søylen som ligger lengst mot byen, altså lengst unna den faste innspenningen og nærmest fugen, vil bli mest forskjøvet i toppen på grunn av en antatt konstant utvidelse i bruplata, se figur 9.15. Som tidligere forklart i kapittel 3.3.2 vil det være mest naturlig å se på søylene i akse 7. Det blir også bare sett på innersøylen, siden det er innerbjelkene som er vektlagt i oppgaven.

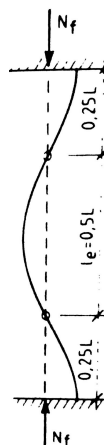


Figur 9.15: Forskyvning av søyler

Alle bruas søyler er massive og har en diameter lik 800 mm . Armeringsmengden varierer over høyden, se Vedlegg E. Etter en vurdering av kotehøyder på søyletegninger ble det vurdert som rimelig at søylene i akse 7 har en lengde på 15 meter. De regnes som fast innspente i bunnen og har stor stivhet mot rotasjon i toppen på grunn av den store stivheten i bruplata. Stivheten i bruplata er derfor så stor at søyla kan betraktes som fast innspent også i toppen.

Knekkformen til søyla bestemmes av randbetingelsene og er vist i figur 9.16. Knekk-lengden l_e , som er avstanden mellom 0-moment punktene til knekkformen, blir i dette tilfellet halve høyden til søyla. Knekkning kan foregå i både tverr- og lengde-retningen.

Søylenes knekkform kan være forskjellige i de to retningene. Søyla vil imidlertid bare knekke ut i en retning.



Figur 9.16: Knekkurve for stav som er fast innspent i topp og bunn [28]

9.3.1 Slankhet

Konstruksjonsdeler påkjent av aksialkraft og bøyemoment skal dimensjoneres for den resulterende lastvirkningen fra disse kreftene (1. ordens teori). Hvis konstruksjonsdelen er slank skal den i tillegg beregnes for momenter fra konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori). Med forskyvninger menes her forskyvninger knyttet til konstruksjonsdelens knekkform. Slankheten til konstruksjonsdeler vurderes i henhold til NS 3473 kapittel 12.2.

NS 3473 introduserer to slankhetstall, den geometriske slankheten λ og den lastavhengige slankheten λ_N . Den geometriske slankheten er slankheten til et lineært elastisk materiale. Stivheten til et armert tverrsnitt vil imidlertid være avhengig av aksialkraftnivå, krumning og armering. Det er derfor definert en såkalt lastavhengig slankhet som gir et bedre uttrykk for slankheten til et armert betongtverrsnitt. Dette tas det hensyn til ved å innføre den dimensjonsløse aksialkraften n_f og det mekaniske armeringsforholdet w_t .

$$\lambda_N = \lambda \cdot \sqrt{\frac{-n_f}{1 + 4w_t}} < 45 \quad (9.24)$$

hvor

$$\lambda = \frac{l_e}{i} < 80 \cdot \sqrt{1 + 4w_t}$$

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

$$n_f = \frac{N_f}{f_{cd}A_c}$$

$$w_t = \frac{\sum f_{sd}A_s}{f_{cd}A_c}$$

For sirkulære søyler skal armeringsarealet settes inn som 2/3 av det samlede armeringsarealet. Det kan sees bort fra tilleggsmomentet som følge av 2.ordens teori hvis den lastavhengige slankheten er under en nedre grense. For en søyle med forskyvelige ender vil den nedre grensen være:

$$\lambda_{f,min} = 10 \quad (9.25)$$

For en søyle med uforskyvelige ender økes den nedre grensen til:

$$\lambda_{N,min} = 18 - 8 \frac{M_{oA}}{M_{oB}} \quad (9.26)$$

hvor M_{oA} og M_{oB} representerer det henholdsvis tallmessig minste og største 1. ordens stavendemoment. Forholdet er positivt hvis momentene gir strekk på samme side av søyla og tilsvarende negativt hvis de gir strekk på motsatt side.

Når slankhet skal betraktes i denne oppgaven vurderes to ulike lastkombinasjoner. ULSa-TR som gir maksimal aksialkraft i søyla og ULSa-TE som gir maksimale

bøyemomenter i søyla. Det vil oppstå tilleggs momenter i søyla når lastvirkningene på grunn av alkalireaksjoner inkluderes. En slankhetsberegning som tar hensyn til disse tilleggs momentene vil bli presentert senere i oppgaven.

Tabell 9.16: Aksialkraft og momenter i søyle 7 ved ulike lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner	N [kN]	M_{OA} [kNm]	M_{OB} [kNm]
ULSa-TR	3436	0	0
ULSa-TE	2144	354	355

Knekking kan teoretisk sett skje i både lengde- og tverretningen. Den vil imidlertid være mest kritisk i lengderetning, fordi 1.ordens momentene er størst i den retningen. I samråd med veileder neglisjeres derfor en kontroll i tverretningen.

ULSa-TR

Ved en kontroll av slankheten til søyla for denne lastkombinasjonen vil søyla etter beregningene være slank. Det velges imidlertid å se bort fra dette tilfellet, fordi aksialkraften er relativt liten.

$$\frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = 0,48 < 0,5 \quad (9.27)$$

Dessuten vil det være mest naturlig å gå videre med kombinasjon ULSa-TE, fordi oppgaven i stor grad handler om lastvirkninger fra ASR i brua.

ULSa-TE

Søylene på Elgeseter bru har uforskyvelige ender. Momentene gir imidlertid strekk på motsatt side av søyla og forholdet M_{OA}/M_{OB} blir da negativt. Den nedre grensen for slankhet bestemmes ved hjelp av ligning (9.26), og blir i dette tilfellet:

$$\lambda_{N,min} = 26,0 \quad (9.28)$$

Det vil være mest riktig å regne den lastavhengige slankheten til tverrsnittet på midten av søyla, fordi det er her søyla er mest kritisk for knekking. Det er også her søyla har minst armering og en beregning i dette snittet vil derfor også være til sikker side. Den lastavhengige slankheten til innersøylene i akse 7 beregnes ved hjelp av ligning (9.24) og blir:

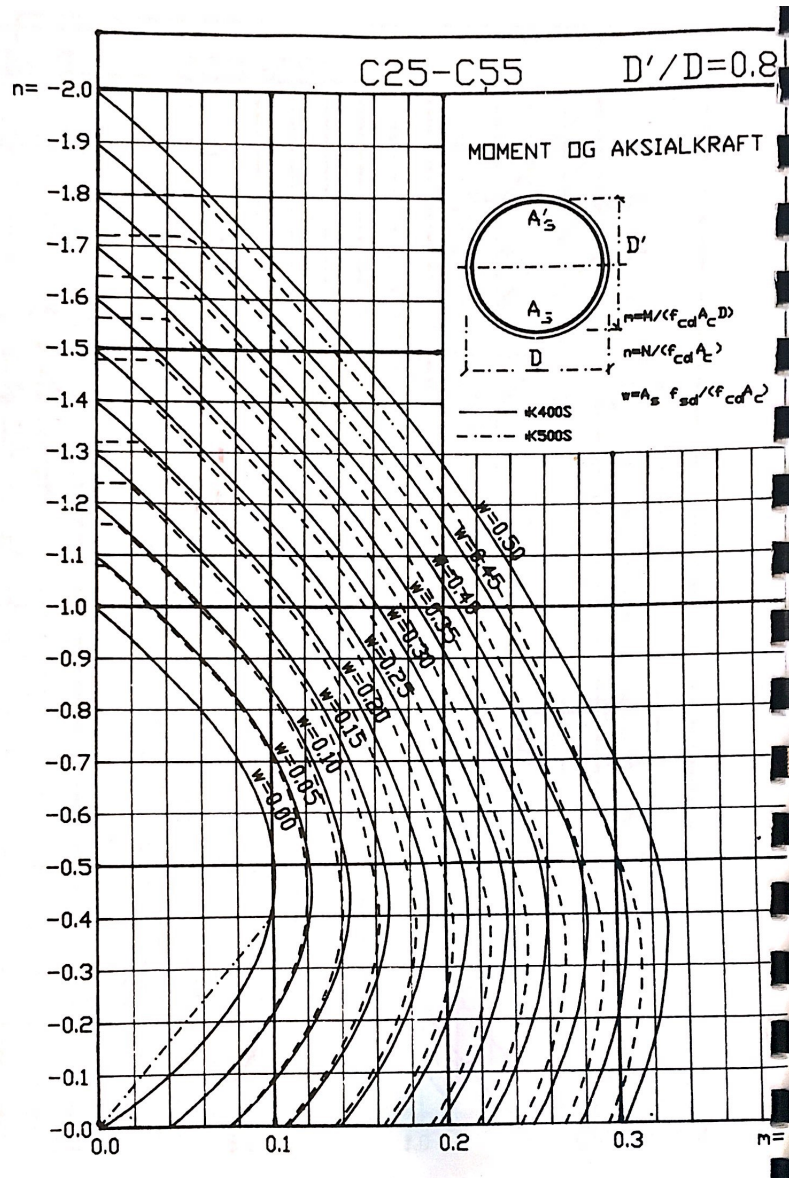
$$\lambda_N = 18,3 \quad (9.29)$$

Den lastavhengige slankheten ligger under den nedre grensen og søyla regnes derfor ikke som slank. 2. ordens momenter tas ikke hensyn til i videre beregninger. For mer utfyllende beregninger se Vedlegg E.

Søylene vil være slanke etter NS 427 som brua ble prosjektert etter. Det er imidlertid valgt å se bort ifra det da Statens Vegvesen har besluttet at 2003 utgaven av NS3473 skal benyttes som grunnlag for disse beregningene.

9.3.2 Kapasitet

Søylene er belastet med både aksialkraft og bøyemoment, og må derfor kontrolleres for denne kombinerte lastvirkningen. Til det kan det brukes et kapasitetsdiagram eller et såkalt "M-N-diagram". Det er brukt et kapasitetsdiagram som kombinerer disse to, også kalt et "M-N-diagram". I denne oppgaven er det brukt M-N-diagram for sirkulære tverrsnitt hentet fra Bernt Finnesand sin bok i betongkonstruksjoner [28]. Det antas at armeringen ligger jevnt fordelt langs omkretsen.



Figur 9.17: M-N-diagram [28]

Verdien av det mekaniske armeringsforholdet ω angir kapasitetskurven for det aktuelle tverrsnittet. Området innenfor kapasitetskurven representerer de kombinasjoner av moment og aksialkraft som tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet for i bruddgrensetilstanden.

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd} A_c} \quad (9.30)$$

A_s representerer armeringsarealet på hver side av en vilkårlig diameter, mens A_c representerer tverrsnittsarealet til søyla.

Ulike kombinansjoner av M og N regnes om til dimensjonsløse parametre m og n . Deretter plottes de inn i M-N-diagrammet for å kontrollere om kapasiteten til tverrsnittet er god nok for de aktuelle kombinasjonene.

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} \quad (9.31)$$

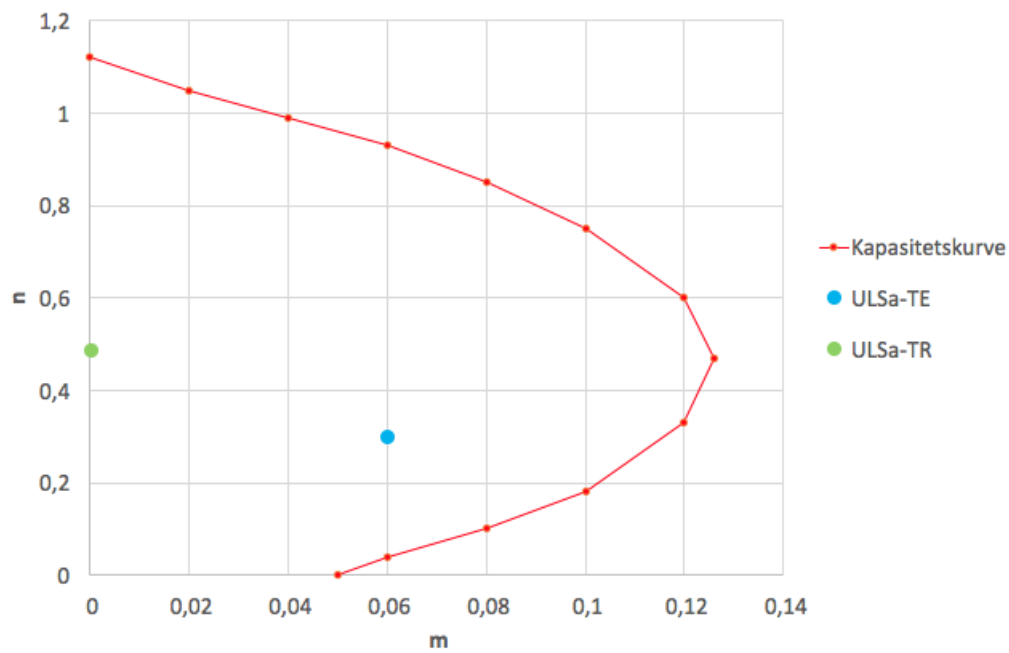
$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} \quad (9.32)$$

I denne oppgaven kontrolleres søylas kapasitet i topp og bunn siden momentene er størst der. Tverrsnittet i toppen av søyla har mindre kapasitet enn tverrsnittet i bunnen av søyla på grunn av mindre armeringsmengde, se tabell 9.17. Derfor er tverrsnittet i bunnen av søyla kun kontrollert hvis tverrsnittet i toppen ikke har tilstrekkelig kapasitet. Hvis toppen av søyla har tilstrekkelig kapasitet vil også bunnen av søyla ha det, på grunn av at kreftene i søyla er tilnærmet de samme i toppen og bunnen. Det er kontrollert for to ulike lasttilfeller. Et lasttilfelle med maksimal aksialkraft (ULSa-TR) og et med maksimalt bøyemoment (ULSa-TE). For utfyllende beregninger se Vedlegg E.

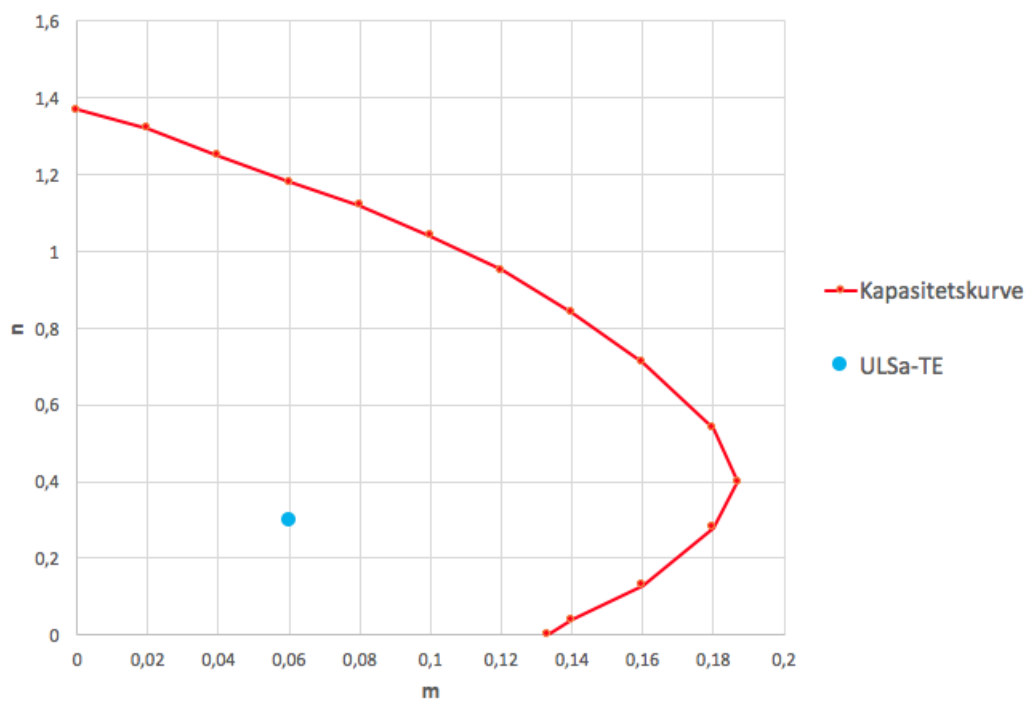
Tabell 9.17: Armeringsmengde og mekanisk armeringsforhold i de to snittene

Snitt	Armeringsmengde [mm ²]	ω
Topp	4910	0,064
Bunn	14476	0,19

Kapasitetskurven til søyletopp og søylebunn er vist i Figur 9.18 og Figur 9.19. Kurvene er tatt ut fra Figur 9.17 og plottet inn i excel for å få en bedre oversikt over hver enkelt kapasitetskurve.



Figur 9.18: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkninger for søyletopp



Figur 9.19: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkninger for sølebunn

Tabell 9.18: Kapasitet ved ulike lastkombinasjoner

Lastkombinasjon	Snitt	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	n	m	Kapasitet ok/ikke ok
ULSa-TR	Topp	3436	0	0,49	0	ok
	Bunn	3436	0	0,49	0	ok
ULSa-TE	Topp	2144	354	0,30	0,06	ok
	Bunn	2144	355	0,30	0,06	ok

Kapittel 10

Resultater fra alkalireaksjoner

I dette kapitlet er resulterende ytre lastvirkninger fra alkalireaksjoner på Elgeseter bru presentert. De ytre lastvirkningene er beregnet i Robot. Abaqus er brukt til å verifisere både de indre tøyningene og spenningene som er beregnet med regneark og de ytre lastvirkningene som er beregnet i Robot. Verifiseringen av de ytre lastvirkningene er gjort for et snitt i lengderetningen og et snitt i tverretningen av brua i Stadium I.

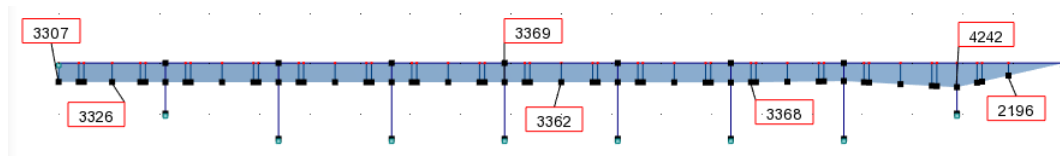
10.1 Ytre lastvirkning og forlengelse av bruplata fra alkalireaksjoner fra Robot

Tilleggsbelastningen fra alkalireaksjoner fra alle de tre regnemodellene er funnet for de samme snittene som for de opprinnelige lastene. Det er i tillegg funnet lastvirkningen i momentnullpunktet 4 m til høyre for akse 9, da dette er det momentetnullpunktet som vil få størst belastning.

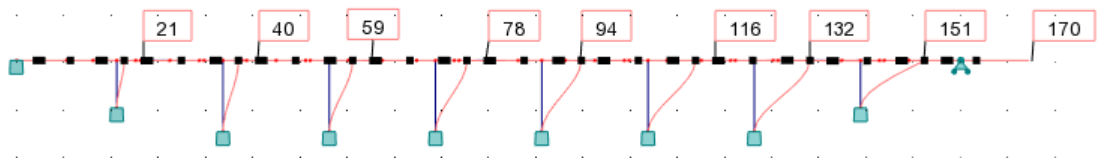
Lastvirkningene fra alkalireaksjoner for skjær blir relativt små. Beregningene i kapittel 9 viste også at kapasiteten for skjær er god. Dette blir nærmere diskutert i kapittel 11.

Det er derfor kun de opptredende momentene fra de forskjellige lastvirkningene fra alkalireaksjoner som blir vist i dette kapitlet.

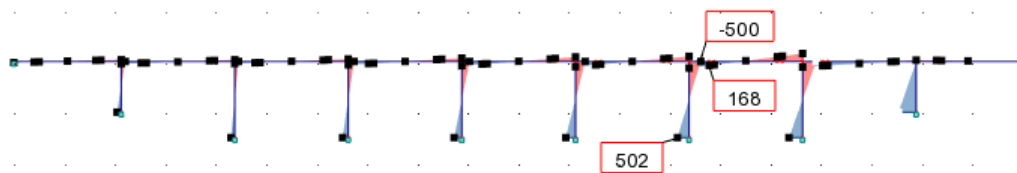
Resultater fra Stadium I



Figur 10.1: Dimensjonerende moment fra krumningen fra alkalireaksjoner for innerbjelken



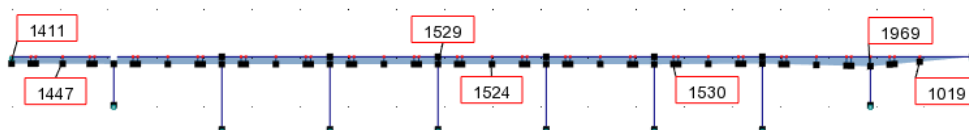
Figur 10.2: Forlengelsen i bruoverbygningen i lengderetningen fra alkalireaksjoner



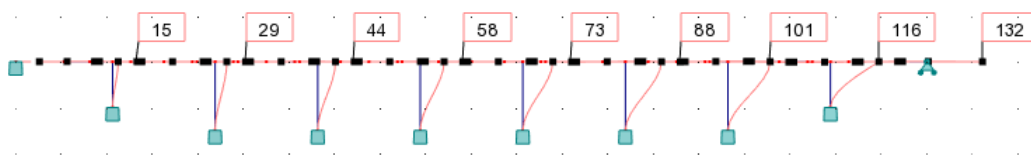
Figur 10.3: Dimensjonerende moment fra forlengelsen av bruoverbygningen i lengderetningen fra alkalireaksjoner

Tilleggsmomentet som oppstår på grunn av krumningen av bruplata gir strekk i underkant i hele overbygningen. Utnyttelsen av snittene i felt vil derfor bli øke, mens utnyttelsen av snittene over støttene vil bli redusert fra alkalirekasjoner. Som en ser gir lastvirkningen fra forlengelsen av bruplata en ganske ubetydelig momentvirkning i felt og over støtte.

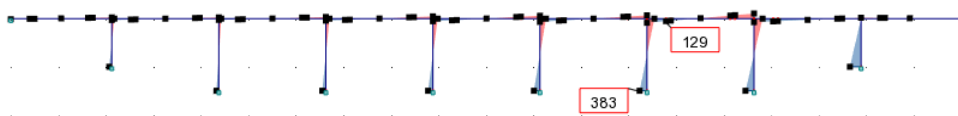
Resultater fra Stadium II



Figur 10.4: Dimensjonerende moment fra krumningen fra alkalireaksjoner for innerbjelken



Figur 10.5: Forlengelsen i bruoverbygningen i lengderetningen fra alkalireaksjoner



Figur 10.6: Dimensjonerende moment fra forlengelsen av bruoverbygningen i lengderetningen fra alkalireaksjoner

Lastvirkningene for Stadium I og Stadium II er vist i Tabell 10.1. Som en ser er lastvirkningen fra krumning betydelig mindre i Stadium II, enn i Stadium I. Dette skyldes hovedsaklig den lave stivheten i Stadium II ved momentnullpunktene. Den samme tendensen gjelder også for forlengelsen av bruplata, selv om forlengelsen her ikke er like stor.

Tabell 10.1: Tilleggsmomenter fra alkalireaksjoner i forskjellige snitt langs brua

Snitt	M_{ASR} Stadium I [kNm]	M_{ASR} Stadium II [kNm]
Støtte, 1	3307	1411
Støtte, 5	3369	1529
Støtte, 9	4242	1959
Felt, 1	3326	1447
Felt, 5	3362	1524
Felt, 9	2196	1019
Momentnullpunkt, 7	3356	1659

Momentkapasiteten til momentnullpunktet er beregnet i kapittel 9 til 1567 kNm. Hvis en beregner momentkapasiteten til stålet med full utnyttelse (uten materialfaktor) får man en kapasitet på 1960 kNm ($1567 \cdot 1,25$). Hvis det opptredende momentet (med strekk i underkant) fra alkalireaksjoner overskrider denne kapasiteten vil ikke overbygningen eller det aktuelle spennet klare å sette opp noe større moment fra alkalireaksjoner. Dette snittet vil da bare fortsette å deformere seg og danne et plastisk ledd. Momentet fra krumningen fra alkalireaksjoner alene langs hele spennet og fra summen av lastvirkninger i momentnullpunktet vil derfor ikke kunne bli større enn 1960 kNm. Konsekvensen av et slikt plastisk ledd blir diskutert litt nærmere i kapittel 11.

Som det er beskrevet i kapittel 8, har momentnullpunktet allerede overskredet sin kapasitet på grunn av lastvirkningen fra temperatur. En kan imidlertid diskutere hvor reelt det er at den lasten blir så stor. Det er derfor mest sannsynlig at de store rissene ved momentnullpunktet i noen av spennene først og fremst skyldes

alkalireaksjoner. Hadde det vært temperatur som var hovedårsaken til disse rissene, så skulle de antakelig ha kommet i flere spenn samtidig. Det er likevel en ganske stor sannsynlighet for at det er en kombinasjon av disse virkningene som har utløst disse rissene. Temperatur er en kortidslast som også kan gi moment med strekk i overkant av plata. En slik tilstand vil motvirke momentvirkningen fra alkalireaksjoner.

Med et ytre tilleggsmoment på 1960 kN fra alkalireaksjoner, med strekk i underkant, vil den resulterende momentvirkningen og utnyttelsegradene til de ulike snittene bli som i Tabell 10.2.

Tabell 10.2: Resulterende momentvirkninger fra opprinnelig lastvirkning alene og sammen med alkalireaksjoner og tilhørende utnyttelsesgrader for de to tilfellene. For innerbjelken og ytterbjelken i felt 1.

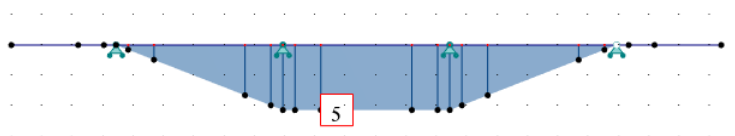
Snitt	M_{Ed} [kNm]	M_{Total} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	U* u/ASR	U* m/ASR
Støtte, 1	7544	5584	10587	0,71	0,53
Støtte, 2-8	6675	4715	11000	0,62	0,43
Støtte, 9	7567	5607	13102	0,59	0,43
Felt, 1	5097	7057	6242	0,82	1,13
Felt, 2-8	6216	8176	6685	0,93	1,22
Felt, 9	7192	9152	9397	0,77	0,97
Ytterbjelke, Felt 1**	5034	6994	5943	0,85	1,18
Momentnullpunkt	1960	1960	1960	1	1

* Utnyttelsesgrad

**Tilleggsmomentet fra alkalireaksjonen er beregnet kun for en innerbjelke, men resultatene vil være ganske likt også for ytterbjelkene, avhengig av hvor mye ekspansjon som fordeler seg etter Modell 3.

En ser fra Tabell 10.2 at feltmomentene i akse 0-8 for innerbjelken og i akse 0-1 (felt 1) for ytterbjelken overskrider momentkapasiteten for den resulterende lastvirkningen. Utnyttelsesgraden til Støtte områdene er redusert ca. 25 %, mens utnyttelsesgraden for feltene har økt med ca. 30 %.

10.1.1 Lastvirkninger i tverretning



Figur 10.7: Momentvirkning fra alkalireaksjoner fra Robot i tverretningen av brua

Lastvirkningen i tverretningen er bare beregnet i Stadium I, fra en jevn ekspansjon fra alkalireaksjoner på 1 ‰. Det er kun i midtsnittet at plata er forhindrede fra å rotere i denne retningen. Tilleggsmomentet fra alkalireaksjoner blir forholdsvis lite,

det er bare ca. 5 kNm. Utnyttelsesgraden midt i dette feltet øker da fra ca. 0,6 for opprinnelige last til ca. 0,65 inklusive alkalireaksjoner, som bare er en økning på ca 5 %.

10.1.2 Lastvirkninger på søyler

Alkalireaksjoner fører til en forlengelse av bruoverbygningen, som igjen fører til at det oppstår et tilleggsmoment i søyla, se Figur 10.3. Størrelsen på disse tilleggsmomentene ved henholdsvis Stadium I stivhet og Stadium II stivhet i overbygningen er vist i Tabell 10.3.

Tabell 10.3: Tilleggsmomenter fra alkalireaksjon

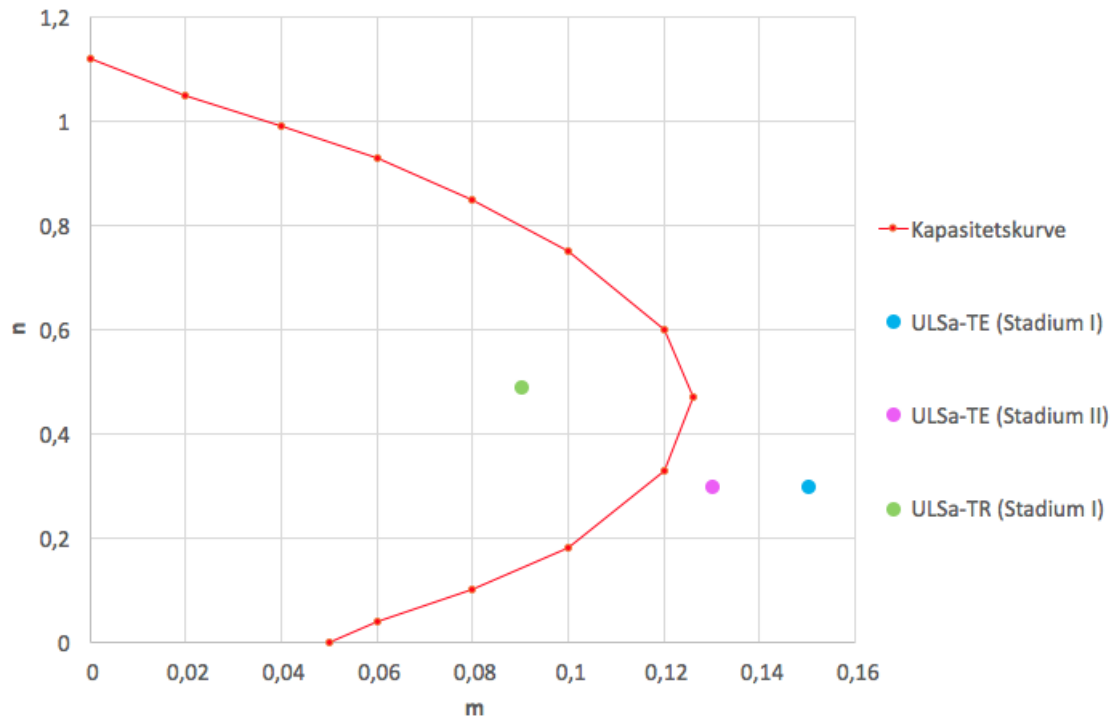
Snitt	M_{ASR} Stadium I [kNm]	M_{ASR} Stadium II [kNm]
Søyle 7, topp	500	382
Søyle 7, bunn	502	383

Tabell 10.4: Kapasitet ved ulike lastkombinasjoner

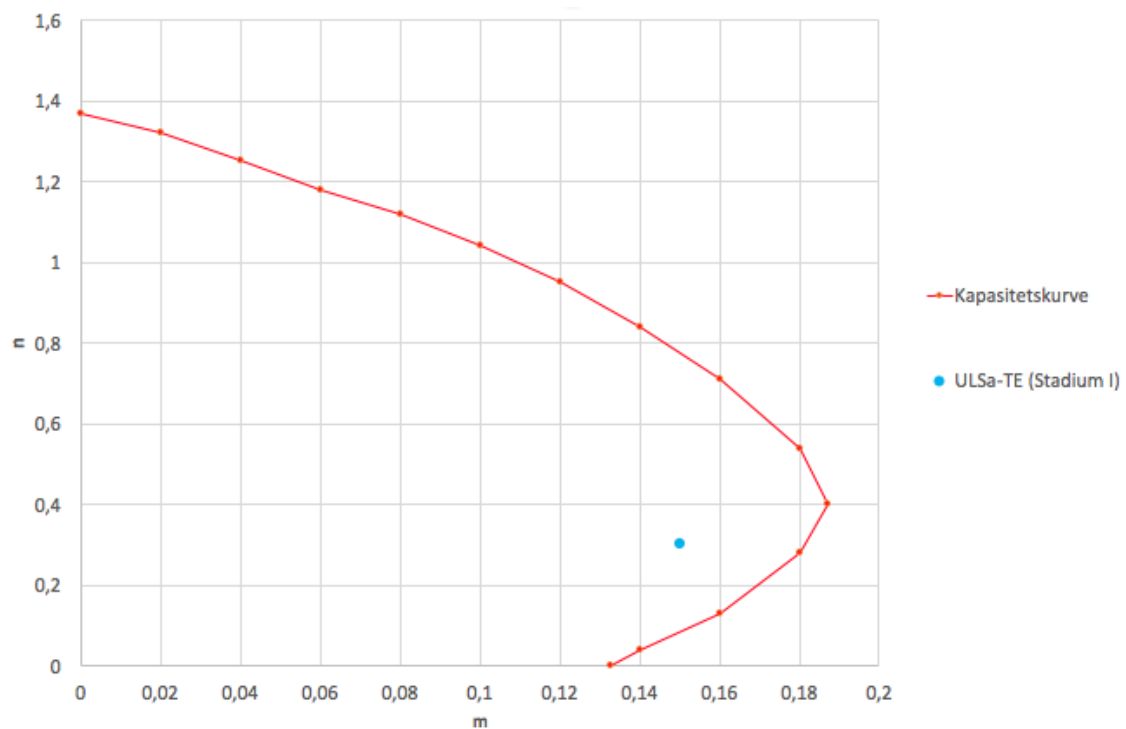
Lastkombinasjon	Snitt	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	n	m	Kapasitet ok/ikke ok
ULSa-TR	Topp	3436	500	0,49	0,09	ok
	Bunn	3436	502	0,49	0,09	ok
ULSa-TE (Stadium I)	Topp	2144	854	0,30	0,15	ikke ok
	Bunn	2144	857	0,30	0,15	ok
ULSa-TE (Stadium II)	Topp	2144	736	0,30	0,13	ikke ok
	Bunn	2144	738	0,30	0,13	ok

Uten bidraget fra alkalireaksjonen ligger alle de opptredende resulterende lastvirkningene fra lastkombinasjonene ULSa-TE og ULSa-TR innenfor kapasitetskurven, se Figur 9.18 og Figur 9.19 for henholdsvis søyletopp og søylebunn. Med tilleggsmomentene fra alkalireaksjon vil lastkombinasjon ULSa-TE i søyletoppen imidlertid ligge utenfor kapasitetskurven, se Figur 10.8. Dette gjelder både for Stadium I og Stadium II stivhet i bruoverbygningen. Kapasiteten er tilstrekkelig for lastkombinasjon ULSa-TR i søyletoppen. Søylebunn har tilstrekkelig kapasitet, se Figur 10.9.

Tilfellene hvor det er tilstrekkelig kapasitet er kun kontrollert for lastvirkningen fra Stadium I, siden det gir de største momentene. Det er også konservativt å kontrollere for momentene i Stadium I, fordi bruoverbygningen forlenger seg mest i den tilstanden. Bruoverbygningen vil imidlertid i virkeligheten befinne seg et sted imellom de to stadiene. En kontroll basert på ren Stadium II stivhet vil derimot være til usikker side.



Figur 10.8: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkninger for søyletopp



Figur 10.9: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkninger for søylebunn

Momentet til lastkombinasjon ULSa-TE vil imidlertid ikke kunne bli større enn

flytemomentet til armeringen i kombinasjon med aksialkraften (kryssing av M-N kurven for den aktuelle aksialkraften). Det som vil skje videre da er at armeringen bare vil begynne å flyte og det vil åpne seg et riss i toppen. Dette er videre diskutert i kapittel Kapittel 11.

10.2 Resultater fra modellering i Abaqus

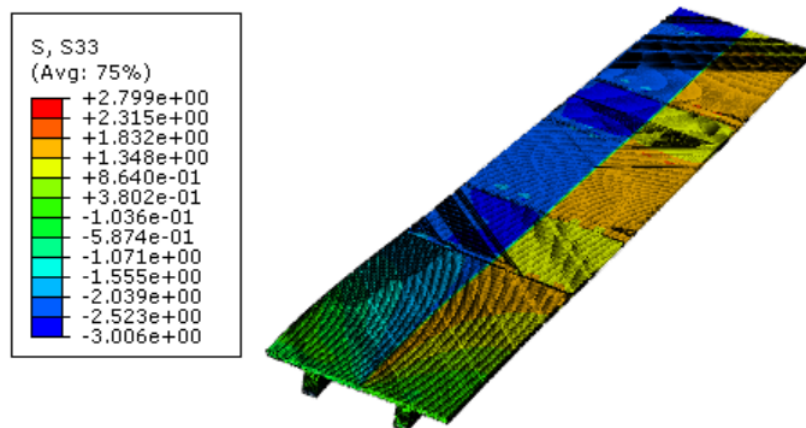
Abaqus er benyttet til mer detaljerte beregninger av virkningen av alkalireaksjoner på deler av brua. Abaqus er et omfattende program med en ganske høy brukerterskel.

Mye av årsaken til at Abaqus ble tatt med i denne oppgaven var at en skulle kunne regne på virkninger av alkalireaksjoner i planet, det vil si både på langs og på tvers i samme modell. Dette er spesielt aktuelt for Modell 3 hvor en bjelke ekspanderer mer enn den andre og som da gir et ganske komplisert spenningsbilde siden de henger sammen.

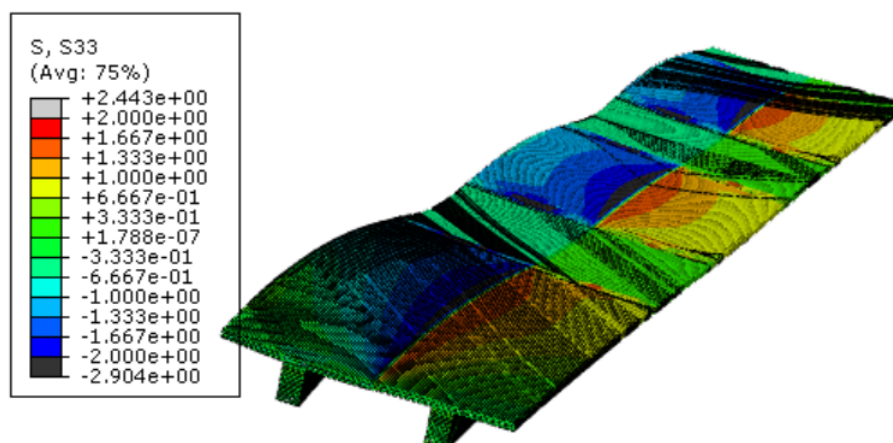
I Abaqus kan en også legge inn flere materialer og det er derfor lagt inn både betong og armering i disse modellene. Den materialmodellen som er benyttet er lineær elastisk, men det er likevel simulert Stadium II stivhet og opprissing ved å legge inn betong med forskjellig stivhet på strekk og trykk siden av tverrsnittet.

En ulempe med Abaqus er imidlertid at det stort sett bare gir ut tøyninger, spenninger og deformasjoner direkte. Det er forholdsvis vanskelig å få ut krefter som er det en trenger ved dimensjonering av et betongtverrsnitt. Det er derfor stort sett spenninger og deformasjoner som er vist i de modellene som er kjørt. Det er imidlertid også tatt ut krefter i noen tilfeller.

Resultatet fra en kjøring av Modell 3 for halve brubredden over 3 spenn fra akse 10 for Stadium I og Stadium II stivet er vist på Figur 10.10 og 10.11 Modellen er fastholdt mot rotasjon og forskyvning i planet ved opplegget i akse 7 og langs randen i midten av brua. Mer opplysninger om randbetingelsene og modellen finnes i kapittel 7.



Figur 10.10: Modell 3: Stadium I



Figur 10.11: Modell 3: Stadium II

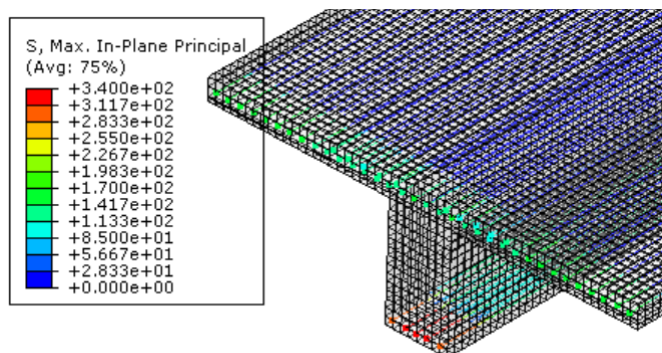
Ekspansjonen som er satt på er 0,5 ‰ i ytterbjelken (og ikke noe i innerbjelken).

Som en ser, blir det et ganske komplisert spenningsbilde for dette lasttilfellet og enda verre for Stadium II enn for Stadium I stivhet. Deformasjonene blir også større i Stadium II. Et resultat av denne modellen var at en fant ut at overbygningen bøyde seg både på langs og på tvers av brua i alle spennene. I Statens vegvesen sine retningslinjer for beregning av alkalireaksjoner [2] er det forutsatt at denne modellen bare gir aksialforskyvning. Denne modellen viser imidlertid at Modell 3 også gir moment i bruaplata langs hele brua. Det som gir momentene er variasjonen i armeringsmengde langsetter spennene. I dette tilfellet er det bare lagt inn armering i modellen i lengderetningen.

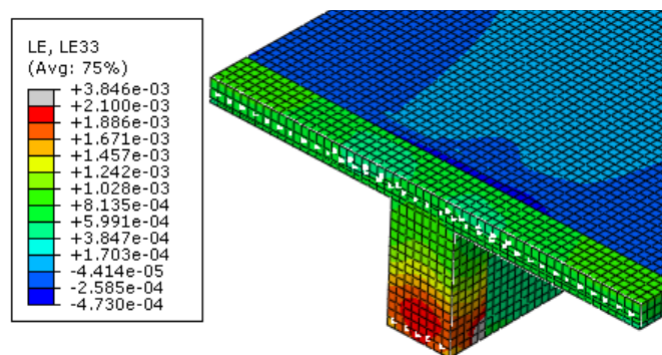
Det ”drivende” momentet i ytterbjelken er da det samme som for Modell 1, men det er ikke så lett å se fra denne modellen hvordan dette momentet fordeler seg på de to bjelkene. Det er derfor heller ikke tatt hensyn til denne momenteffekten i denne oppgaven. I en beregning i Abaqus ble det også forsøkt å simulere flytning i strekkarmeringen i momentnullpunktet fra bare alkalireaksjoner, med ekspansjon fra Modell I og Modell II, det vil si 1,0 ‰ i plata og 0,5 ‰ i bjelken. Det ble da modellert en T-bjelke over ett spenn i lengderetningen som var fastholdt mot rotasjon i hver ende. Beregningen ble gjort i Stadium II på den måten at de delene av tverrsnittet som var i strekk ble gitt en lavere E-modul for betongen. Endringen i E-modul i betongen var i henhold til nøytralaksen i snittene.

Generelt ble E-modulen i betongen til de områdene som var i strekk ved en vanlig Stadium II betraktning satt til 1/10 del av den ordinære langtids E-modulen. I et av momentnullpunkt-områdene (lengde 1 m), ble imidlertid denne E-modulen redusert ytterligere for å simulere et riss. I dette området ble E-modulen til betongen på strekksiden satt til 200 MPa, som er 1/40 del av langtids E-modulen.

Ved hjelp av denne betraktningen fikk en da frem flytning i armeringen på strekksiden i momentnullpunktet som vist på Figur 10.12. Ekspansjonen var da 1 ‰ i plata og 0,5 ‰ i bjelken. De tilhørende tøyningene i dette området er vist på Figur 10.13



Figur 10.12: Flytetøyning i stålet



Figur 10.13: Korresponderende flytetøyning

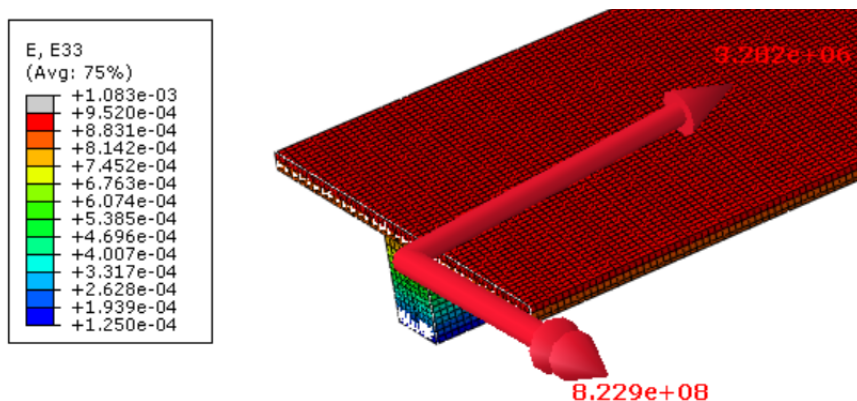
10.3 Verifisering av resultater i Abaqus

De ytre lastvirkningene fra alkalireaksjoner i Robot ble verifisert ved hjelp av tilsvarende beregninger for et snitt midt i feltene i lengderetning og for midtsnittet i tverretningen. Begge beregningene er gjort i Stadium I. Den indre tøyningstilstanden til tverrsnittene fra beregningene i regnearket er også verifisert med hjelp av Abaqus.

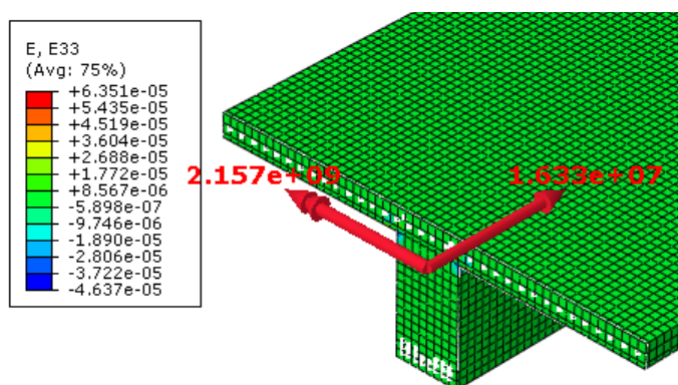
Det ble også løpende kontrollert at Abaqus modellen hele tiden ga resulterende tøyninger som samsvarte med de som ble beregnet i regnearkene i de betraktete snittene i både Stadium I og Stadium II.

10.3.1 Lengderetningen

Verifiseringen er gjort for en modell med 1 ‰ ekspansjon i plata og 0,5 ‰ ekspansjon i bjelken, altså for en kombinasjon av Modell 1 og 2. Det er disse modellene som vil gi krumning og dermed innspenningsmomenter i ROBOT.



Figur 10.14: Moment i midtsnittet i fri tilstand i Abaqus, $M_{fri} = -823 \text{ kNm}$



Figur 10.15: Moment i midtsnittet i fastholdt tilstand i Abaqus, $M_{holdt} = 2157 \text{ kNm}$

Hvis man trekker momentet i den frie tilstanden fra momentet i den fastholdte tilstanden, får man da:

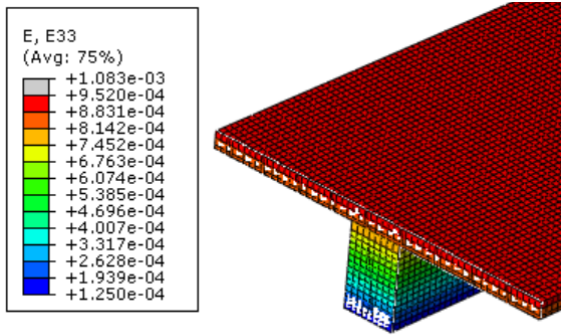
$$M_{ASR} = M_{holdt} - M_{fri} \tag{10.1}$$

$$M_{ASR} = 2157 \text{ kNm} - -823 \text{ kNm} = 2980 \text{ kNm} \tag{10.2}$$

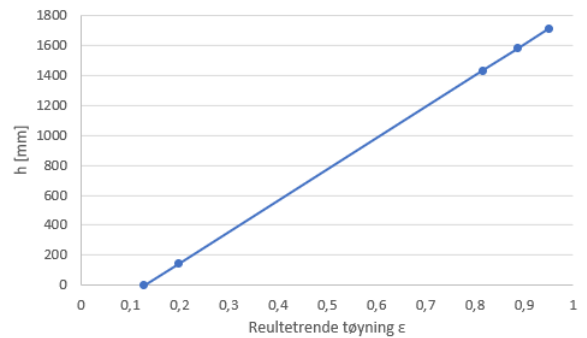
Sammenlignet med verdien fra 10.1 er dette 12 % lavere enn verdiene som ble beregnet midt i felt 5 ved hjelp av Robot.

Det er en del usikkerhet knyttet til free body cutfunksjonen i Abaqus, så selv om det her er et avvik på 12 % blir det betraktet som tilfredsstillende.

En tilsvarende verifisering av tøyningene for dette ekspansjonstilfellet i dette snittet er vist i Figur 10.16 og Figur 10.17.



Figur 10.16: Tøyningsfordeling i midtsnittet fra beregningen i Abaqus

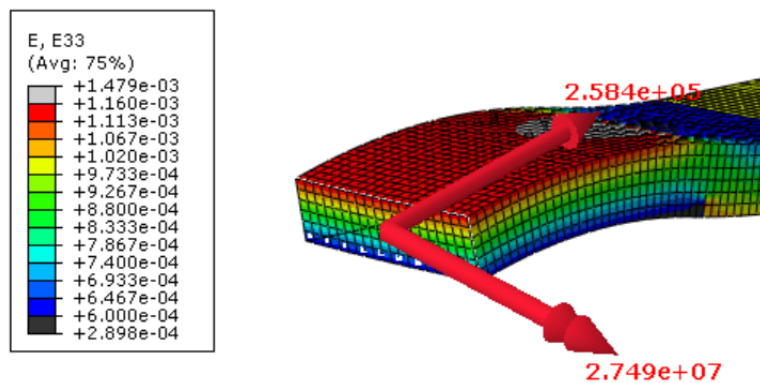


Figur 10.17: Tøyningsfordeling i midtsnittet fra bergningen i Excel

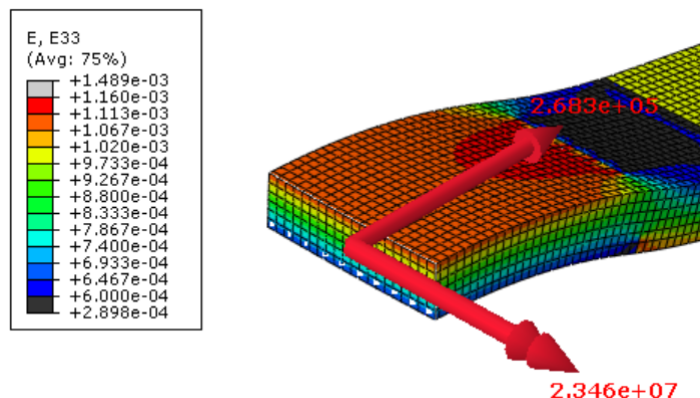
Som figurene viser er tøyningsfordelingen helt lik i de to tilfellene med $\epsilon = 0,95 \text{ ‰}$ i toppen og $\epsilon = 0,125 \text{ ‰}$ i bunnen.

10.3.2 Tverretningen

Verifikasjonen i tverretningen er gjort med en jevn ekspansjon på 1 ‰ i plata. Momentene i fri og fastholdt tilstand er vist på Figur 10.18 og Figur 10.19.



Figur 10.18: Moment midt i midtsnittet fra fri tilstand i Abaqus, $M_{fri} = -27,5 \text{ kNm}$



Figur 10.19: Moment midt i midtsnittet fra fastholdt tilstand i Abaqus, $M_{holdt} = -23,5 \text{ kNm}$

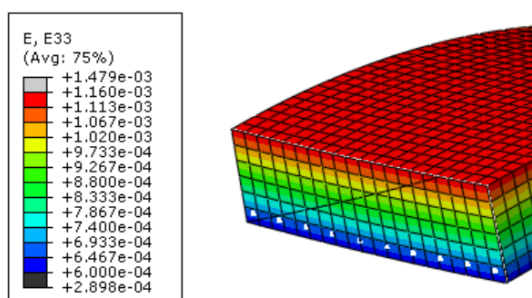
Hvis man trekker fra momentet i den frie tilstanden med momentet i den fastholdte tilstanden får man et moment på:

$$M_{ASR} = M_{holdt} - M_{frie} \quad (10.3)$$

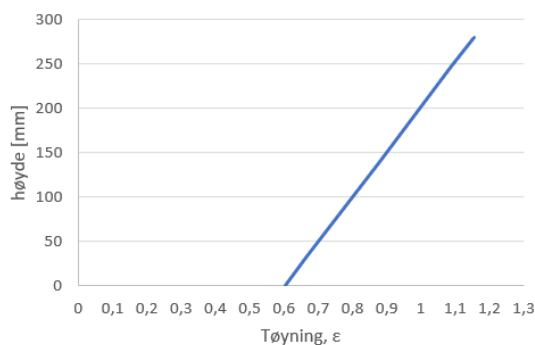
$$- 23,5 \text{ kN} - -27,5 \text{ kN} = 4,0 \text{ kN} \quad (10.4)$$

Dette momentet stemmer bra med det momentet som ble regnet ut i Robot på 5 kN. Det må likevel legges inn en liten feilkilde i Free Body- cut funksjonen til Abaqus.

Tøyningfordelingen i midtsnittet for den frie tilstanden er sammenlignet på Figur 10.20 og 10.21 for den samme ekspansjonen.



Figur 10.20: Tøyningfordeling fra Abaqus



Figur 10.21: Tøyningfordeling beregnet i Excel

Som figurene viser er tøyningene fra de to beregningene også i dette tilfellet helt like med $\epsilon = 1,16 \text{ ‰}$ i toppen og $\epsilon = 0,6 \text{ ‰}$ i bunnen.

Kapittel 11

Diskusjon

11.1 Innledende betraktninger

Det legges i denne vurderingen størst vekt på virkningen av ekspansjonen fra alkali-reaksjoner i betongen. Denne effekten har vært en vesentlig del av denne oppgaven. Det har imidlertid også gått med mye tid til lastberegning av brua for de ordinære lasttilfellene. Denne beregningen er basert på Statens vegvesen sine retningslinjer for etterberegning av eksisterende bruer, Håndbok R412 og Håndbok N400.

NS 3473 utgave 2003 er benyttet som betongstandard, i forhold til å beregne kapasiteter og vurdere utnyttelsesgrader på brua.

Det er også nødvendig å gjøre en slik etterberegning av brua for de vanlige lasttilfellene for at en skal kunne gjøre en vurdering av hvor mye ekstra belastning den eventuelt tåler. En må også anta at de lasttilfellene som benyttes i dag er ganske forskjellige fra de som galt da brua ble prosjektert (rundt 1950).

Alkalireaksjoner gir på mange måter en lastvirkning på brua som er ganske tilsvarende det for svinn og temperaturbevegelser. Svinn er i prinsippet helt likt, med bare den forskjellen at det gir en sammentrekning i stedet for en ekspansjon av betongen. I forhold til temperatur, er det for alkalireaksjoner bare betongen som ekspanderer, mens både betongen og armeringen utvider eller trekker seg sammen ganske likt ved temperaturforskjeller. Dessuten kan ekspansjonen fra alkalireaksjoner bli mye større enn svinn og temperaturbevegelser. Det igjen gjør at også lastvirkningene fra alkalireaksjoner har potensiale til å bli tilsvarende mye større. Dette er derfor også begrunnelsen for at en må se på alkalireaksjoner spesielt.

En forutsetning for å kunne regne lastvirkningene fra alkalireaksjoner er at en vet hvor mye betongen har ekspandert. I en virkelig konstruksjon, kan imidlertid det være vanskelig å bestemme. Elgeseter bru er den brua i Norge hvor det er gjort mest målinger i forhold til dette, og også her er det vanskelig å være helt sikker på hvor mye den virkelig har ekspandert. Samtidig må en antakelig bare akseptere at det vil være en usikkerhet rundt dette i ganske lang tid fremover. Det må også forventes at det er ganske store lokale variasjoner i ekspansjonen, og at det som er regnet på i

denne oppgaven er resulterende eller gjennomsnittsverdier.

For at en skal komme lenger på dette området, må en derfor komme frem til en metode hvor en kan bestemme ekspansjonen ut fra prøver som tas fra konstruksjonen. Dette vil imidlertid kreve et ganske stort omfang av prøver fra forskjellige deler av konstruksjonen. Det er først nå i senere tid at en har begynt å se på mulighetene for å få dette til. Det har allerede i noen år pågått en aktivitet i forhold til dette i Canada [31]. Det de gjør er å bestemme forskjellige verdier fra spennings-tøynings forløp eller kurver og så benytte disse til å beregne en indeks som de så i neste omgang skal relatere til en ekspansjon i betongen. Tilsvarende er det ved SINTEF foreslått en metode for å bestemme ekspansjonen mer direkte ut fra spennings-tøynings forløpet til prøvene [31]. Det er også innledet et samarbeid mellom miljøet i Canada og Statens vegvesen/NTNU og SINTEF rundt dette. Det er derfor forventet at en ganske snart vil komme mye lenger i forhold til det å kunne estimere ekspansjonen fra alkalireaksjoner i en betong i en eksisterende konstruksjon på en sikrere måte.

11.2 Vurdering av resultater

11.2.1 Utnyttelsesgrad for moment i overbygningen

Dimensjonerende momenter for de opprinnelige lastene er beregnet ut fra karakteristiske laster og lastkombinasjoner i henhold til Håndbok R412. I dette tilfellet er det lastkombinasjon ULSb-TR som er dimensjonerende i stort sett alle snitt. Denne kombinasjonen har lastfaktor 1,0 på egenvekten, 1,2 på trafikklaster og 0,8 på temperatur- og vindlaster. Det er imidlertid liten forskjell på momentene fra de to lastkombinasjonene. Disse beregningene ble gjort i Robot for en av T-bjelkene. Innerbjelken er dimensjonerende i alle snitt med unntak av for Felt 1, hvor ytterbjelken er dimensjonerende.

En oversikt over dimensjonerende momenter og momentkapasiteter i forskjellige snitt langs brua er vist i Tabell 11.1. De dimensjonerende momentene er vist både uten og med den ytre momentvirkningen fra alkalireaksjoner. I tillegg er utnyttelsesgraden for de to tilfellene vist i tabellen.

Tabell 11.1: Resulterende momentvirkninger fra opprinnelig lastvirkning alene og sammen med alkalireaksjoner og tilhørende utnyttelsesgrader for de to tilfellene. For innerbjelken og ytterbjelken i felt 1.

Snitt	M_{Ed} [kNm]	M_{Total} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	U* u/ASR	U* m/ASR
Støtte, 1	7544	5584	10587	0,71	0,53
Støtte, 2-8	6675	4715	11000	0,62	0,43
Støtte, 9	7567	5607	13102	0,59	0,43
Felt, 1	5097	7057	6242	0,82	1,13
Felt, 2-8	6216	8176	6685	0,93	1,22
Felt, 9	7192	9152	9397	0,77	0,97
Ytterbjelke, Felt 1	5034	6994	5943	0,85	1,18
Momentnullpunkt	1960	1960	1960	1	1

* Utnyttelsesgrad

Momentvirkningen fra alkalireaksjoner er i dette tilfellet begrenset av flytemomentkapasiteten til overbygningen i momentnullpunktene, som er 1960 kNm. Det er derfor den verdien som er satt inn i Tabell 11.1 og som også er bidraget til moment (+/-) fra alkalireaksjoner i de forskjellige snittene. De beregnede momentene i Stadium I og II i Figur 10.1 og Figur 10.2 er henholdsvis ca 3350 og 1525 kNm. Det virkelige momentet vil være et sted mellom disse verdiene, men det vil antakelig likevel i stor grad være styrt av stivheten ved momentnullpunktene. Den valgte ekspansjonen med 1,0 ‰ i plata og 0,5 ‰ i bjelken ser derfor ut til å være i stand til å sette opp et moment som tilsvarer dette flytemomentet langs bjelken. Det er derfor regnet med en ytre momentvirkning på 1960 kNm fra alkalireaksjoner i denne vurderingen.

Armeringen i momentnullpunktet har 3 Ø32 mm gjennomgående stenger. Det er imidlertid flere stenger som krysser dette snittet og som er forankret ganske kort inn til dette snittet på hver side. Det er derfor valgt å benytte 4,5 Ø32 mm som effektiv armering ved momentnullpunktene. En må imidlertid anta at dette vil variere en del og at det kan være momentnullpunkt med både mer og mindre effektiv armering på strekksiden (i underkant).

Fra Tabell 11.1 ser en at alkalireaksjonen fører til at momentkapasiteten stort sett blir overskredet midt i alle feltene eller spennene langs brua. Størst er overskridelsen i feltene 2-8 hvor den er på 22 %. Bidraget til utnyttelsesgrad fra temperatur er ca 0,23.

Det er imidlertid ikke noe som tyder på at det har vært noe flytning midt i feltene langs brua. De rissene som er rapportert i feltene er forholdsvis små bøyingsriss. Det at kapasiteten er overskredet i disse snittene i dette tilfellet er derfor først et beregningsmessig forhold som har med sikkerheten til brua å gjøre. Det er derfor ikke vanlig å tillate slike overskridelser i vanlige konstruksjoner og spesielt ikke i bruer hvor konsekvensene av et eventuelt brudd er store.

11.2.2 Utnyttelsesgrad av søylene

Ut fra M-N diagrammet på Figur 10.8, er søylekapasiteten overskredet i toppen av søylene både for Stadium I og Stadium II forskyvningen. De to forskyvningene for hele brua (ved akse 10) er 170 mm i Stadium I og 132 mm i Stadium II. I akse 7 er de tilsvarende forskyvningene 116 og 88 mm.

Det totale momentet i toppen av søylene i akse 7 fra temperatur og alkalireaksjoner er henholdsvis 854 og 736 kNm for Stadium I og Stadium II forskyvningen. Av dette utgjør alkalireaksjoner 500 kNm i Stadium I og 382 kNm i Stadium II. Bidraget fra temperatur er i begge tilfeller 353 kNm, eller henholdsvis ca 40 og ca 48 % av totalmomentet.

Momentkapasiteten til søyletoppen for $n = 0,30$, som tilsvarer en aksialkraft på 2144 kN, se Tabell 10.4, er 653 kNm. Det vil si at kapasiteten i denne akselen er overskredet med henholdsvis ca 30 og ca 13 % for Stadium I og Stadium II forskyvningene.

I denne oppgaven er kapasitetskontrollen gjort for innersøylene i akse 7, fordi det var disse som ville få størst forskyvning i toppen. Senere kom det frem at søylene i akse 7 er flyttet [3] og at det derfor nå er søylene i akse 6 som er mest kritiske. Forholdet mellom momentene i akse 6 og 7 kan imidlertid antas å være lik forholdet mellom forskyvningene, som $6/7 = 0,85$. Hvis en multipliserer momentene i akse 7 med 0,85, blir de tilhørende verdiene 726 og 626 kNm. Utnyttelsen blir da 1,11 og 0,96, som betyr at søylen kommer innenfor kapasitetskurven i søyletoppen for Stadium II forskyvningen. Kapasiteten er imidlertid fortsatt overskredet i toppen av søyla for Stadium I forskyvningen, men nå med bare ca 10 %. Sett sammen med temperaturvirkningen vil det nå også bare være i relativt korte perioder at den er overskredet.

Momentet i søyla vil imidlertid ikke kunne bli større enn flytemomentet. Det som vil skje videre da er at armeringen bare vil begynne å flyte og det vil åpne seg et riss i toppen. For større forskyvninger vil det dermed begynne å flyte i forbindelsen mellom søyla og bjelken og det vil utvikle seg ett eller flere riss på strekksiden av søyla i toppen.

Slik vi vurderer det er det derfor ingen umiddelbar fare for søylene i akse 6, men det kan likevel være greit å undersøke om de har fått riss i toppen på strekksiden ved en forestående anledning.

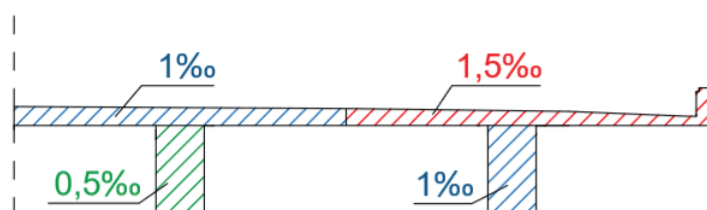
11.2.3 Alkalireaksjoner

Effekten av alkalireaksjoner er behandlet ved hjelp av 3 forskjellige modeller i Excel beregninger i denne oppgaven. Den frie ekspansjonen er satt til 0,5 ‰ i hver modell. Denne verdien er et valg som ble gjort først og fremst for å illustrere modellene.

For å vurdere om denne ekspansjonen også er noenlunde fornuftig i forhold til den målte forlengelsen av brua, må en se på hvilken forlengelse dette gir. Den beregnede forlengelsen blir noe større i Stadium I enn i Stadium II og ved å superponere de

3 bidragene blir den 170 og 132 mm i de to tilfellene. Dette stemmer bra med den målte ekspansjonen, men det er likevel ikke sikkert at det er slik fordelingen mellom modellene er.

De benyttede ekspansjonene gir en fordeling av den totale frie ekspansjonen som vist på Figur 11.1. Dette viser at det er mer fri ekspansjon i plata enn i bjelkene og at det også er 0,5 ‰ mer ekspansjon i ytterbjelkene enn i innerbjelkene. Dette er fornuftig i forhold til de fuktobservasjonene som er blitt gjort, som tydelig viser at det har vært fuktigere ved ytterbjelkene enn ved innerbjelkene. Verdiene er også fornuftige for plata som må antas å være den konstruksjonsdelen som har vært mest fuktig.



Figur 11.1: Fordeling av fri ekspansjon

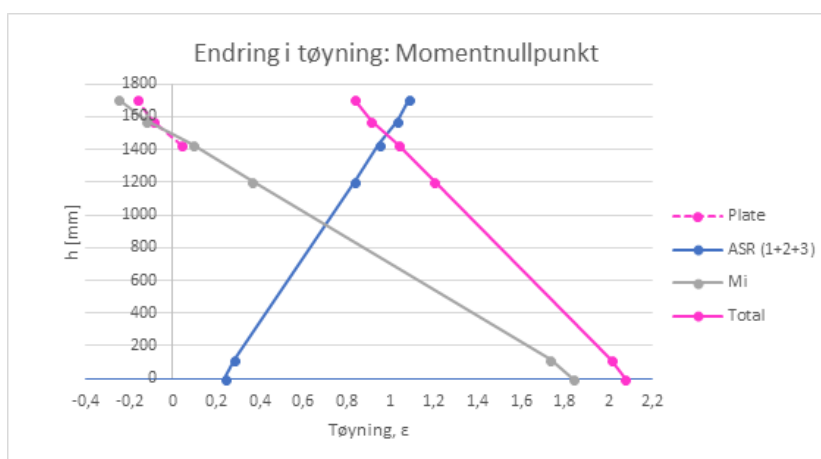
Ekspansjonen er generelt litt høy i forhold til det en kanskje skulle forvente ut fra tidligere antakelser rundt hvilke ekspansjoner en tror det er i så gamle konstruksjoner her i Norge [31]. Det er likevel ingen som vet med sikkerhet hva ekspansjonen er i en betong i en eksisterende konstruksjon. Det er derfor fullt mulig at virkeligheten kan være slik dersom de observerte forlengelsene av brua er riktige.

Det er imidlertid ikke sannsynlig at ekspansjonen har en så systematisk fordeling som det som er vist på Figur 11.1. En må forvente at verdiene varierer ganske mye lokalt og de heller ikke vil ha grenser som følger bjelkene. Det er imidlertid nødvendig å gjøre slike forenklinger hvis en skal kunne regne på dette for hånd. I et 3-dimensjonalt elementprogram som for eksempel Abaqus, står en derimot bortimot fritt til å sette på ekspansjonen.

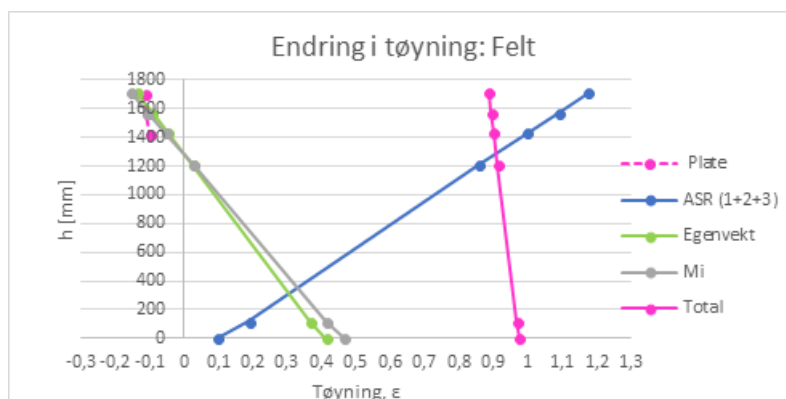
Konstruktivt er det spesielt to forhold ved alkalireaksjoner som må vurderes. Det er den indre lokalt i snittene og den ytre lastvirkningen. Med den indre menes her endringen i tøyings- og spenningstilstanden lokalt i snittet fra ekspansjonen for en fri konstruksjon, mens den ytre lastvirkningen er de kreftene denne indre frie endringen i tøyninger gir på konstruksjonen på grunn av randbetingelsene. For å illustrere dette, er det sett litt nærmere på et snitt midt i feltene og et i momentnullpunktene da det er disse snittene som er mest utnyttet i overbygningen til brua.

Når den indre tøyningstilstanden skal vurderes, er det mest riktig å gjøre det i bruksgrensetilstanden i Stadium II. En oversikt over tøyningene fra alkalireaksjoner og egenvekt i disse snittene er vist på Figur 11.2 og Figur 11.3. Disse figurene viser både tøyingsverdiene til armeringen og til betongen i forskjellige høyder over tverr-

snittet. Det nest nederste punktet på linjene er strekkarmering og det nest øverste er trykkarmeringen. Det øverste er overkant plate og det tredje øverste underkant plate. $ASR(1+2+3)$ er tøyningen til den frie ekspansjonen, $Egenvekt$ er tøyningen til egenvektsmomentet, M_i er tøyningen til det ytre momentet fra alkalireaksjonen og $Total$ er den resulterende tøyningen fra alle disse bidragene. Det betyr at tverrsnittene rent tøyningmessig har flyttet seg fra den grønne linjen for egenvekt til den heltrukne røde linjen på grunn av alkalireaksjonen. Den stiplede røde linjen helt øverst til venstre på figurene viser den spenningsgivende tøyningen i betongen i plata fra alkalireaksjonen.



Figur 11.2: Endring i tøyning: Momentnullpunkt



Figur 11.3: Endring i tøyning: Felt

I midtsnittet gir den antatte frie ekspansjonen en tøyning i armeringen på 0,19 ‰. Bidragene til tøyning fra de ytre momentene fra alkalireaksjoner og egenvekt er henholdsvis 0,41 og 0,37 ‰. Summen av tøyninger fra indre og ytre lastvirkningen fra alkalireaksjoner blir da 0,60 ‰. Dette er også et uttrykk for hvor mye tøyningen i armeringen har økt fra et opprinnelig utgangspunkt. Hvis en da tar utgangspunkt i momentet fra egenvekten har tøyningen i strekkarmeringen økt fra 0,37 til 0,97 ‰ i dette snittet.

Flytetøyningen til denne armeringen er 1,7 ‰ og hvis denne antakelsen av ekspansjon er riktige er det da 0,73 ‰ igjen til annen lastvirkning før armeringen i dette snittet flyter. Alkalireaksjonen har derfor ført til at midtsnittet nå står med vel halv flytetøyning i armeringen. Det er derfor fortsatt ganske mye igjen til annen lastvirkning før denne armeringen flyter.

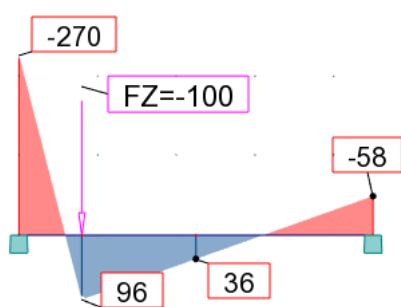
I momentnullpunktet er det i utgangspunktet ingen virkning av egenvekten. Ut fra den forutsetningen er det da bare alkalireaksjoner som gir tøyning i dette snittet. Det blir da sett bort fra andre lastvirkninger, som for eksempel temperatur, som vi har sett kan gi bortimot like store krefter i dette snittet som alkalireaksjonen.

Den frie og ytre virkningen av ekspansjonen gir i dette tilfellet tøyninger på 0,28 ‰ og 1,73 ‰ i underkantarmeringen. Summen av disse verdiene blir da 2,01 ‰ som er flytetøyningen. Vi ser da at denne antakelsen av ekspansjon i betongen er i stand til å føre dette snittet til flytning alene. Det er observert noen store riss i noen av disse snittene og disse kan da ha oppstått fra alkalireaksjoner alene eller fra alkalireaksjoner sammen med annen lastvirkning som for eksempel fra temperaturgradienter over tverrsnittet.

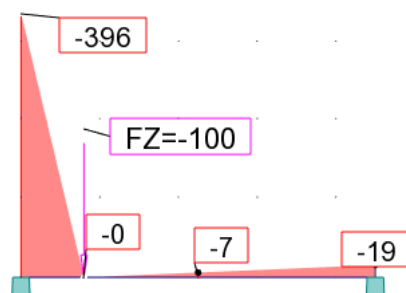
Det er i denne oppgaven skilt mellom indre og ytre lastvirkninger fra alkalireaksjoner fordi den indre virkningen mer eller mindre forsvinner når armeringen på strekksiden begynner å flyte. Tverrsnittet går da stort sett tilbake til sin opprinnelige tilstand for moment hvor kraften i armeringen på strekk er lik kraften i armeringen på trykk. Den eneste forskjellen er at armeringen på trykksiden nødvendigvis ikke bidrar så mye til kapasiteten fordi alkalireaksjonen har ført den over i strekk. Dette betyr imidlertid vanligvis ikke så mye for kapasiteten.

Det er likevel litt spesielt at denne brua har så liten momentkapasitet i momentnullpunktene. Det gjør at en må forvente at enda flere av disse snittene kan få store riss. Disse rissene er så langt kommet i innerbjelkene og det er også å forvente at de vil fortsette å komme i disse bjelkene siden de får strekk og ytterbjelkene trykk fra ekspansjonen etter Modell 3. Sannsynligvis er det en ganske betydelig forskjell i ekspansjonen i ytter- og innerbjelkene.

Det trenger nødvendigvis ikke være noe stortproblem at brua flyter i momentnullpunktene. For momentvirkningen fra egenvekten betyr det lite. Det betyr antakelig mest for trafikklasten som for eksempel kan ha en ganske stor punktlast rett over dette snittet eller stedet (momentnullpunktet). Når dette snittet begynner å flyte, vil det ha en kapasitet som er lik flytemomentet til dette snittet i forhold til den lastvirkningen som er større enn den som gir flytning. Videre belastning vil da bli tatt av et annet system som gir større støttemoment og mindre feltmoment. Dette er illustrert for et system med en punktlast i dette snittet på Figur 11.4 og 11.5. Her er det bare regnet på et system med og uten ledd og det er ingen kapasitet i dette leddet etter at det har oppstått, slik det er for brua.



Figur 11.4: Punktlast i momentnullpunkt for et system uten ledd



Figur 11.5: Punktlast i momentnullpunkt for et system med ledd

Alkalireaksjonen reduserer støttemomentene og de er heller ikke så utnyttet fra den opprinnelige lasten. Støttene tåler derfor antakelig ganske mye ekstra belastning før de begynner å flyte.

For at et system eller spenn skal bli kritisk trengs det 3 ledd. Det vanlige er at de er over støttene og midt i feltene og noe annet er vanskelig å tenke seg også i dette tilfellet. Da vil antakelig heller ikke den lave kapasiteten i momentnullpunktene bety så mye. Det har imidlertid ikke blitt sett så mye på muligheten for plastisk omlagring av krefter i denne oppgaven. Antakelig er det likevel slik at alkalireaksjonen betyr mest for oppførselen til overbygningen i bruksgrensetilstanden og ikke så mye for den endelige kapasiteten i bruddgrensetilstanden hvis en tillater at det utvikler seg flyteledd. Det er imidlertid ikke vanlig å utnytte en brukonstruksjon så mye. Vanligvis ønsker en ikke flytning i brua.

11.2.4 Skjærkapasitet

Det er gjort en del skjærforsøk på bjelker med alkalireaksjoner. De fleste er imidlertid på mindre bjelker som har vært utsatt for akselerert ekspansjon. Resultatene fra disse bjelkene viser både høyere og lavere verdier enn forventet. De fleste forsøkene viser faktisk en økning av skjærstyrken for slike prøver [5].

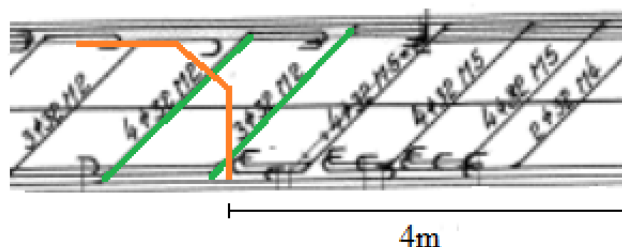
Årsaken til dette antas å være at armeringen i lengderetningen av bjelken gir en forspenningseffekt i denne retningen når betongen ekspanderer. Denne effekten ser derfor i mange tilfeller ut til å være større enn svekkelsen av betongen fra alkalireaksjoner. Det må imidlertid forventes at dette avhenger av armeringsmengden og geometrien til bjelkene. Små bjelker som skal få skjærbrudd, er normalt armert ganske mye for å unngå momentbrudd. En kan derfor ikke basere en vurdering av skjærfastheten til betong med alkalireaksjoner bare på denne typen prøver. Det kan for eksempel tenkes at en platebru som i utgangspunktet ikke har noe problem med skjærkapasiteten, og som derfor bare er armert for momentvirkningen, kan få problemer med skjærkapasiteten med tiden på grunn av alkalireaksjoner.

For Elgeseter bru ser skjærkapasiteten generelt ut til å være ganske god, se Tabell 9.7 og 9.8. Det som imidlertid har vært diskutert en del er skjærkapasiteten til de momentnullpunktene som har fått store riss i underkant av bjelkene [16]. Det er derfor sett litt nærmere på dette snittet både i forhold til hvilken skjærkraft det kan forventes å få og hvilken kapasitet det kan forventes å ha.

Det er ikke noe som tyder på at de momentnullpunktene som har fått disse rissene har problemer med skjærkapasiteten. Ut fra de bildene vi har sett går rissene rett opp og blir gradvis mindre og mindre og slutter i underkant av plata. For at det skal bli et skjærbrudd, må det komme et nytt riss som går fra plata og skrått nedover og innover mot søyla. Det som nå er et stort riss vil da forsøke å bli en trykksone.

Usikkerheten i forhold til skjærkapasiteten i dette snittet er da knyttet til hvordan en tror det store bøyerisset som har vært der vil fungere i en trykksone. Sannsynligvis vil det ikke bety så mye hvis det er blitt injisert og har en begrenset rissvidde når skjærisset utvikler seg. Det kan likevel ikke helt utelukkes at det kan oppstå en situasjon hvor dette momentrisset kommer og en ikke får gjort noe med det før dette snittet eventuelt også blir kritisk på skjær.

Det er derfor regnet på kapasiteten til dette snittet etter fagverksmetoden i NS 3473 ved å se bort fra betongbidraget. En har da tenkt seg at det utvikler seg et 45 graders riss fra midt i bjelkehøyden og skrått oppover og utover fra søylen til det treffer platen og så et stykke videre bortover i underkant av platen. Den totale lengden til dette skrårisset langs bjelkeaksen er antatt å være ca bjelkehøyden som vist i Figur 11.6.



Figur 11.6: Skjærriss i momentnullpunktet

Kapasiteten over dette skrårisset fra de vertikale og skrå bøyene blir da 1489 kN. Utnyttelsesgraden for skjær i dette snittet blir da 0,87.

Denne betraktningen er likevel vurdert til å være relativt konservativ. Det blir antatt at de momentnullpunktene som har eller vil få et slikt stort momentriss ikke har noe problem med skjærkapasiteten.

Bøyene vil også bli strekt på grunn av ekspansjonen fra alkalireaksjoner. Når skjærisset dannes, vil imidlertid denne effekten forsvinne i risset. I den endelige situasjonen, vil derfor bøyene virke over skjærisset som om det ikke har vært noen ekspansjon.

Dersom ytterbjelkene ekspanderer mer enn innerbjelkene fra alkalireaksjoner, vil

innerbjelkene få strekk. Dette blir å betrakte som en ytre strekkraft på innerbjelkene og skal tas hensyn til i kapasitetskontrollen for skjær. Dette er ikke gjort i denne oppgaven fordi det er usikkerhet knyttet til størrelsen på denne strekkraften.

Kapittel 12

Konklusjon

Det er i denne oppgaven gjort en etterberegning av Elgeseter bru med spesiell oppmerksomhet knyttet til lastvirkninger fra alkalireaksjoner i betongen i overbygningen på brua. Brua er først beregnet for opprinnelige laster basert på Statens vegvesens håndbokøker R412 og N400. Kapasitetsberegningene er utført etter NS3473:2003. Lastvirkningene fra alkalireaksjoner er basert på Staten vegvesen sine retningslinjer "Veiledning for konstruktiv analyse".

Brua har tilstrekkelig kapasitet i forhold til ordinær last i alle snitt. Utnyttelsen for moment midt i feltene er imidlertid relativt høy med en utnyttelse på 0,93 i feltene 2-8.

For lastvirkningen fra alkalireaksjoner skilles det mellom en indre og en ytre lastvirkning. Den indre lastvirkningen er de tøyninger og spenninger som oppstår lokalt i et snitt av en fri konstruksjon med en gitt armering for en gitt ekspansjon. Den ytre lastvirkningen er reaksjonen til de ytre randbetingelsene på den indre frie tøyningstilstanden. Den indre lastvirkningen påvirker stort sett bare tøyning og spenningstilstanden til tverrsnittet så lenge det oppfører seg lineært elastisk. Disse spenningene blir stort sett borte når armeringen begynner å flyte.

Den ytre lastvirkningen fra alkalireaksjoner er en permanent lastvirkning som kommer i tillegg til de andre ytre lastvirkningene. For Elgeseter bru begrenses den ytre lastvirkningen av flytemomentet i momentnullpunktene til overbygningen. Alkalireaksjonen øker likevel utnyttelsen for moment i feltene 2-8 fra 0,93 til 1,22. Utnyttelsesgraden til støttene reduseres på grunn av alkalireaksjoner.

Momentkapasiteten til søylene i akse 6 er også overskredet fra lastvirkningen fra alkalireaksjoner og temperatur i toppen, i forbindelsen mellom søyla og bjelken. Denne overskridelsen er imidlertid relativt liten og vil eventuelt resultere i at søyla begynner å rotere noe i denne forbindelsen.

Den påsatte ekspansjonen på brua fører til en forlengelse av overbygningen i akse 10, ved fuga mot byen, på 170 mm for Stadium I stivhet i overbygningen og med 132 mm for Stadium II stivhet i overbygningen. Dette stemmer bra med de observerte verdiene.

Ut fra disse beregningene er derfor kapasiteten til brua overskredet på flere steder. Det er likevel ingen fare for at brua skal falle ned. En konstruksjon som Elgeseter bru har mange muligheter til å omfordele krefter og den vil i en slik situasjon komme tilbake til sin opprinnelige kapasitet hvis det er tilstrekkelig rotasjonskapasitet over støttene.

Vi har i disse vurderingene ikke tatt hensyn til at de mekaniske egenskapene kan ha blitt svekket av ekspansjonen. Vi mener likevel at resultatene fra denne etterberegningen er ganske representative for tilstanden til Elgeseter bru.

Kapittel 13

Videre arbeid

Det viktigste i forhold til å kunne regne på lastvirkningen fra alkalireaksjoner er at en vet hvor stor ekspansjonen er. Det er derfor nødvendig å komme videre med det arbeidet som pågår for å kunne bestemme ekspansjonen fra prøver som er tatt fra konstruksjonen.

Det er etter hvert ganske stor enighet om at de mekaniske egenskapene til betong påvirkes av alkalireaksjoner. For at en skal kunne ta hensyn til dette på en fornuftig måte, er det derfor nødvendig at det etableres relasjoner mellom fasthet og ekspansjon av betongen for typiske verdier som for eksempel trykk-, strekk-, skjær- og heftfastheter og E-modul.

I denne oppgaven er det regnet på ekspansjonen fra alkalireaksjoner med Abaqus. Dette har vært lærerikt, men det er likevel ganske utfordrende å sette seg inn i et såpass krevende program i tilknytning til en slik oppgave. Vi håper derfor at det vi har gjort kan gjøre det enklere for andre å komme i gang. De beregningene som er gjort er lineær elastiske, men for at en skal komme videre i forståelsen av lastvirkningene fra alkalireaksjoner må en antakelig også etter hvert bli i stand til å regne ikke-lineært på dette.

Referanser

[1] Statens vegvesen. *FoU-programmet Varige konstruksjoner 2012- 2016 - Rapport nr. 606*. 2016.

[2] Stemland H, Rodum E, Johansen H. *Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse*. Statens vegvesen, 2016.

[3] Rodum, E, Pedersen, B.M. and Relling R.H. "Field and laboratory examinations of an ASR-affected bridge – variation in crack extent and water content", 15th ICAAR Conference, Sao Paulo, Brazil, 2016)

[4] Adressavisen. *Den gamle elgeseter bro*. Tilgjengelig fra: <https://www.adressa.no/nyheter/trondheim>
Hentet 01.06.18.

[5] Uijl J A. *Structural consequences of ASR: an example on shear capacity*. Delft University og Technology

[6] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekajer og andre bærende konstruksjoner*. 2000.

[7] Statens vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering*. 2014.

[8] Standard Norge. *NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 6.utgave 2003.

[9] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Del 1-4. Allmenne laster. Vind laster*

[10] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Allmenne laster, Termiske påvirkninger*

[11] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 - Prosjektering av betongkon-*

struksjoner [12] Sørensen, SI. *Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS3473/1989*. Tapir forlag, Trondheim, 2 opplag, 1989.

[13] Sørensen, SI. *Betongkonstruksjoner - Beregninger og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2 opplag, 2015.

[14] Jacobsen S. *TKT 4215 - Concrete Technology 1*. NTNU 2012.

[15] Byggforskserien. *Alkaliereaksjoner i betong. Skademekanismer og regelverk ved nybygging*.

[16] Aas- Jacobsen. *Rapport fra spesialinspeksjon 2012*.

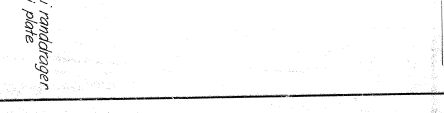
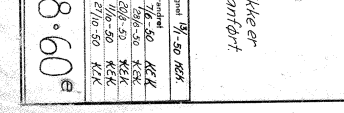
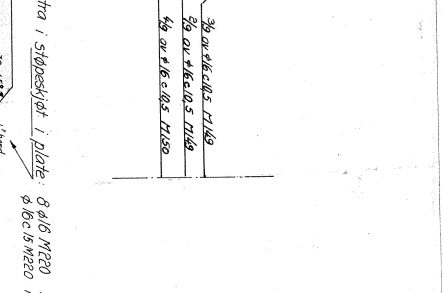
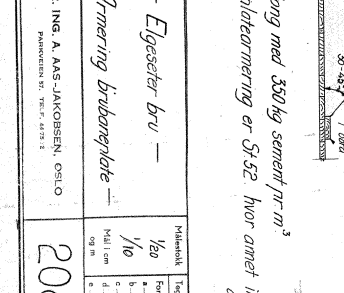
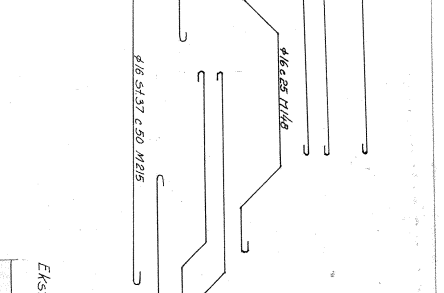
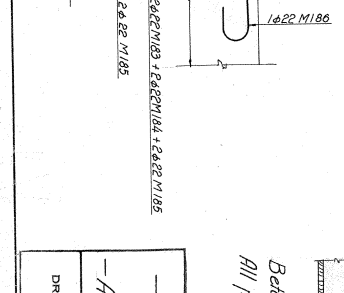
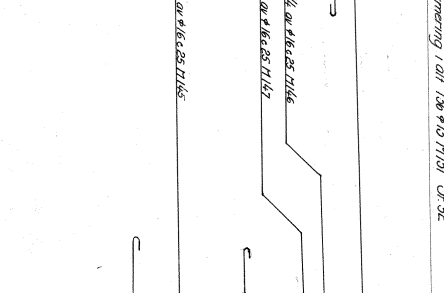
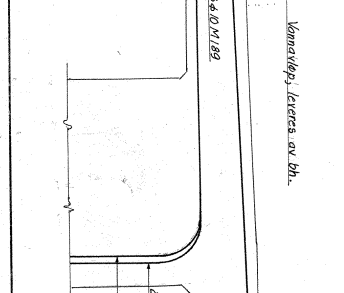
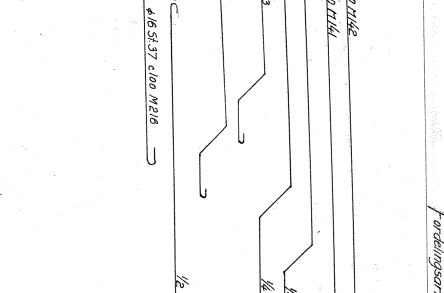
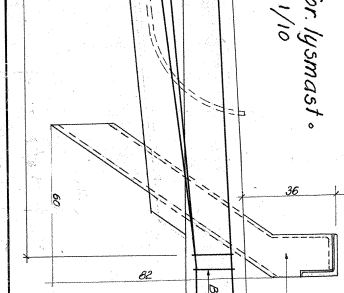
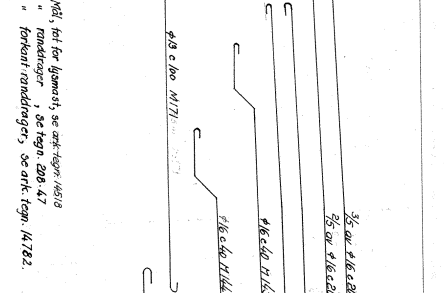
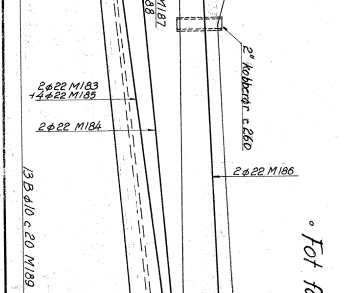
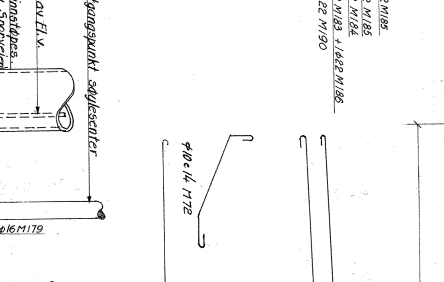
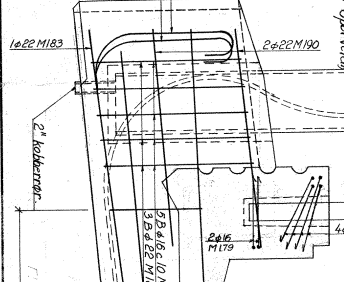
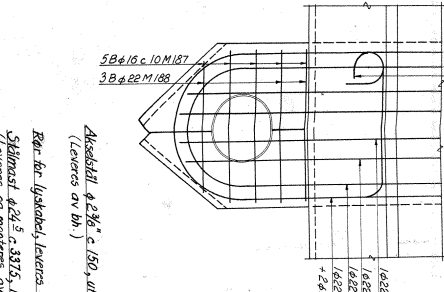
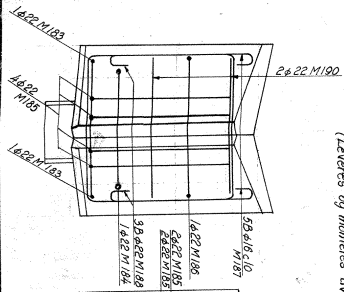
[17] Lyse I, Wiig, N.J. *Betong: uarmert og armert*. Bruns bokhandels forlag, Trondheim 1957.

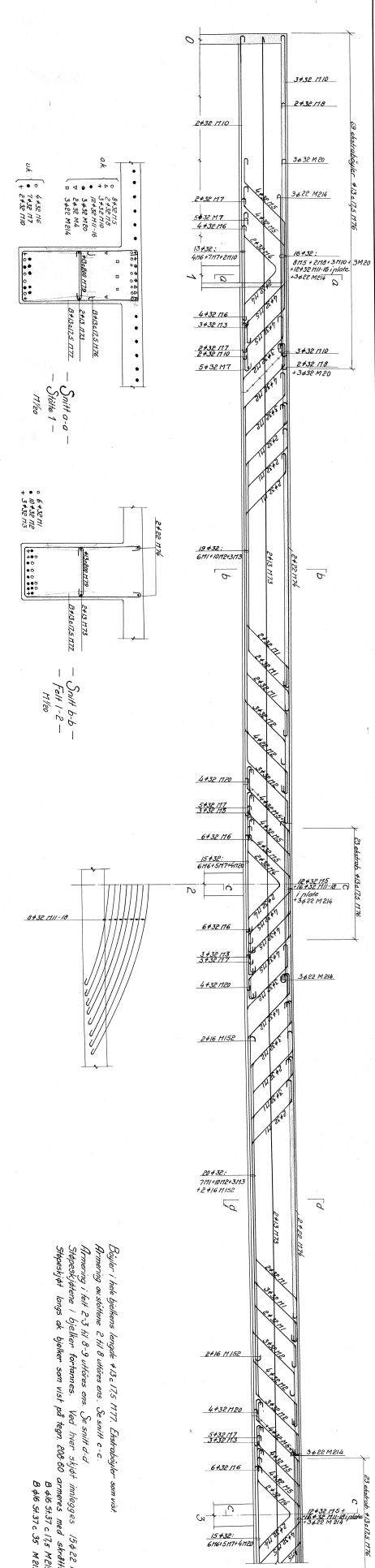
- [18] *Abaqus/ CAE*. Tilgjengelig fra: <https://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus>
Hentet: 10.06.18
- [19] KTH. *General Information about Abaqus*. Tilgjengelig fra: <https://www.pdc.kth.se/software/softw>
Hentet 10.06.18
- [20] MIT. *Eight node brick element C3D8 and F3D8*. Tilgjengelig fra: http://web.mit.edu/calculix_v2.7
16.06.18
- [21] Simula. *Abaqus 6.13 Documentation*. Tilgjengelig fra: <http://dsk.ippt.pan.pl/docs/abaqus/v6.13/>
Hentet: 13.03.18
- [22] Samtale med Frank Klæbo, Sintef
- [23] SNL. *Betong*. Tilgjengelig: <https://snl.no/betong>. Hentet: 24.05.18
- [24] Kjellmark G. *Prøvsingsrapport - Bestemmelse av trykkfasthet utborede kjerner Elgeseter Bru*. Sintef 2015.
- [25] Sivilingeniørene Harboe og Leganger. Gjengitt etter tilatelse fra Christine Elisabeth Skogli.
- [26] Statens vegvesen. *NA-rundskriv 2017/10, Endringer og tilføyelser til Håndbok R412 Bruklassifisering*.
- [27] Autodesk. *Robot Structural Analysis Professional 2010 Training Manual*. Tilgjengelig fra: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/getting-started/caas/simplecontent/content/autodesk-robot-structural-analysis-professional-documentation.html>. Hentet: 20.03.18
- [28] Finnesand B. *Betongkonstruksjoner - Dimensjonering av slakkarmerte betongkonstruksjoner etter NS 3473*. Norges byggforskningsinstitutt 1989.
- [29] Statens vegvesen. *Bruforvaltning*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer>
Hentet: 16.06.18
- [30] Aas Jakobsen. *Statistiske kontrollberegninger og forsterkning*. 2012.
- [31] Interne diskusjoner
- [32] Standard Norge. *Eurokoder*. Hentet fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>. Hentet: 25.04.18
- [33] European commission. *About the EN Eurocodes*. Hentet fra: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/show>
Hentet: 25.04.18
- [34] Statens Vegvesen. *Om håndbøkene*. Hentet fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handbokene/om-handbøkene>. Hentet: 25.04.18.
- [35] Norcem FoU. God betong er bestandig, 2015.
- [36] Gjerp P, Opsahl M, Smeplass S. *Grunnleggende betongteknologi*. Byggenæringens Forlag AS, 2. utgave, Oslo, 2013.
- [37] Betongelementforeningen. *Betongelementboken, Bind D - Brannmotstand, bestandighet og tetting*. SB Grafisk, 2. edition, 2007.

[38] Interne presentasjoner

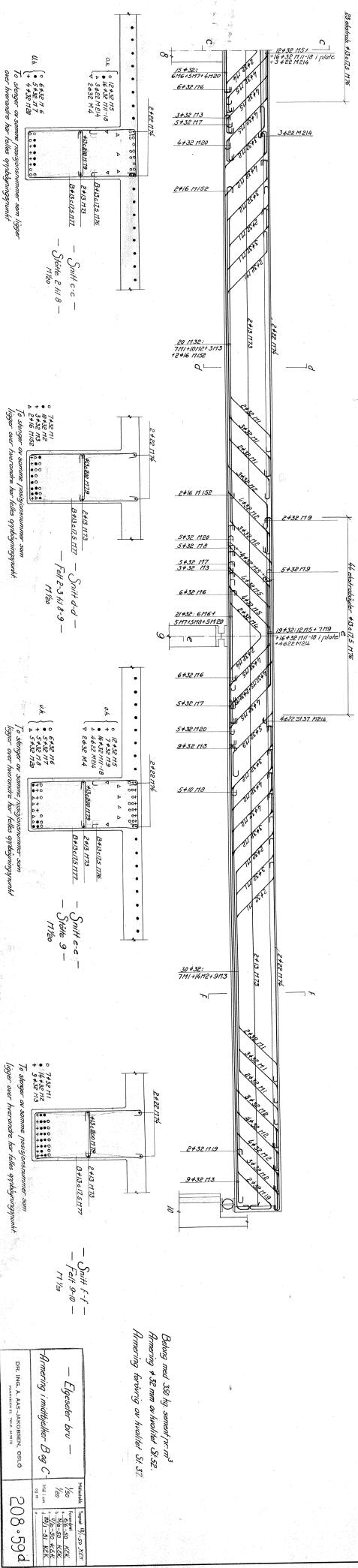
Tillegg A

Tegninger



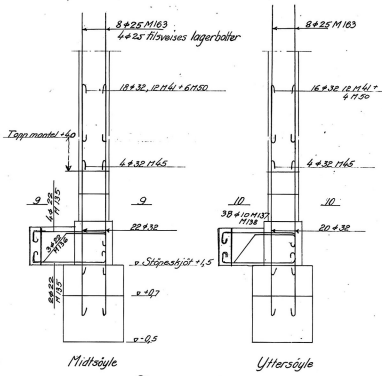
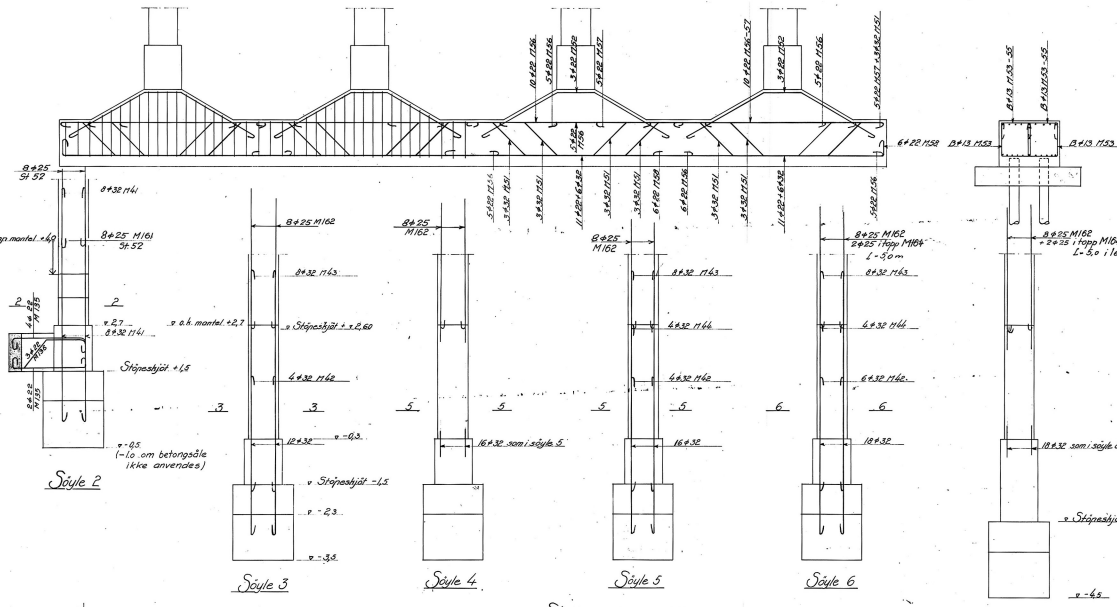


Døglar i hult byklosser længde 1125 1177. Endringslister som vist.
 Firmering med skillevæg 240 8 udføres som: Se snit e-c.
 Firmering i hult 2-3 H 8-9 udføres som: Se snit d-d.
 Skjoldskjoldene i byklosser forberedes. Ved hver skilt indlægges 150x22 M218
 Skjoldskjoldet langs de byklosser som vist på tegn 208.80 armøres med stålsnitlås (45°)
 B 416 5437 c 172 M219 faste 3m fra skillevæggen.
 B 416 5437 c 35 M219 møde 3m.

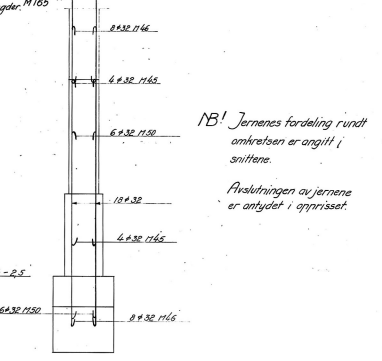


Bøyer : $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000}$

Armering av fundamentbjelke 11/50

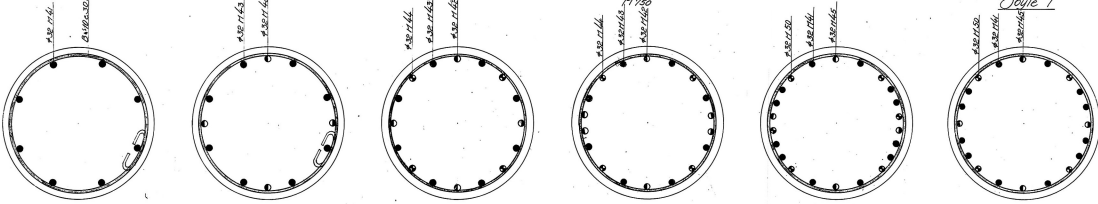


Stjøtjern i søyle 9 11/50



NB! Jernenes fordeling rundt omkretsen er angitt i snittene. Anslutningen av jernene er antydnet i opprisset.

Stjøtjernarmering av midtsøyer 11/50



— Snitt 2-2 — 11/50
— Snitt 3-3 — 11/50
— Snitt 5-5 — 11/50
— Snitt 6-6 — 11/50
— Snitt 9-9 — 11/50
— Snitt 10-10 — 11/50

All armering i fundament og stjøtjern i søyler er St. 37. All søylearmering er St. 52

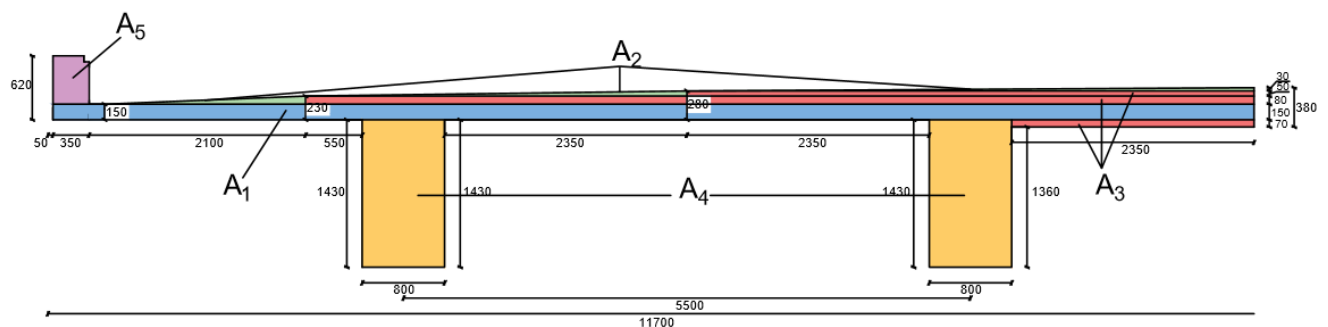
— Elgeseter bru —		Arkivnr. 1/50	Tegegn. 9/1-49 - 0.0
— Arm. fundament og søyler —		Mål 1/50	Tegning 28/4-50
		Mål 1/50	8. 1/10 - 50 R.E.R.
		Mål 1/50	4. 1/50
		Mål 1/50	4. 1/50
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO		208.53 ^b	
PARKVEIEN 37, TELE. 447373			

Tillegg B

Tverrsnittets areal og egenvekt

B.1 Areal av tverrsnitt

Areal av betong



Figur B.1: Areal av betong

$$A_1 = 150 \cdot 11650 \cdot 2 = 3495000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2 \cdot \left(\frac{80 \cdot 2100}{2} + \frac{50 \cdot 3700}{2} + \frac{30 \cdot 5500}{2} \right) = 518000 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = 2 \cdot (80 \cdot 9200 + 50 \cdot 5500 + 70 \cdot 2350) = 2351000 \text{ mm}^2$$

$$A_4 = 2 \cdot 2 \cdot 1430 \cdot 800 = 4576000 \text{ mm}^2$$

$$A_5 = 2 \cdot (470 \cdot 350) = 329000 \text{ mm}^2$$

$$A_{betong} = 11233000 \text{ mm}^2 = 11,233 \text{ m}^2$$

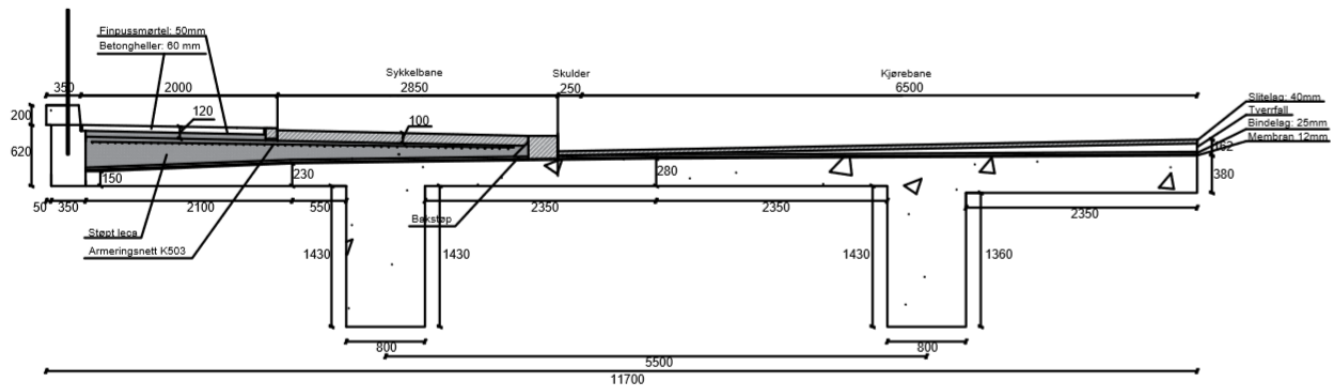
Tyngdetetthet armert betong: 25 kN/m^3

Egenvekt:

$$g_{betong} = 11,269 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 281,725 \text{ kN/m}$$

Vekt av fortau A

TILLEGG B. TVERRSNITTETS AREAL OG EGENVEKT



Figur B.2: Fortau og belegning

Del	Areal	Densitet	Vekt
Kantstein	$200 \cdot 350 + 100 \cdot 120 + 230 \cdot 300 = 151000 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	3,775 kN/m
Bakstøp	$(140 \cdot 140)/2 = 9800 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	0,25 kN/m
Betongheller	$1860 \cdot 70 = 130200 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	3,26 kN/m
Finsatsmørtel	$50 \cdot 1830 = 91500 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	2,29 kN/m
Leca	$4500 \cdot 105 + 208 \cdot 4500 \cdot 1/2 = 940500 \text{ mm}^2$	8 kN/m^3	7,52 kN/m
Armeringsnett	$503 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 4,38 \text{ m} = 2203,14 \text{ mm}^2$	77 kN/m^3	0,17 kN/m
Sykkelveg	$100 \cdot 2550 = 255000 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	6,375 kN/m

$$g_{\text{fortau}} = 23,64 \text{ kN/m (OBS; to fortau)}$$

Vekt av belegning A

Del	Areal	Densitet	Vekt
Membran	$12 \cdot 11300 \cdot 2 = 271200 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	6,78 kN/m
Bindelag	$25 \cdot 11300 \cdot 2 = 565000 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	14,125 kN/m
Slitelag	$40 \cdot 13000 = 520000 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	13 kN/m
Tverrfall	$2 \cdot \frac{85 \cdot 6500}{2} = 552500 \text{ mm}^2$	25 kN/m^3	13,8 kN/m

$$g_{\text{belegning}} = 47,7 \text{ kN/m (Hvis delt på kjørebanebredde lik 13 ganske æten } 3,5 \text{ kN/m}^3 \text{ som er gitt etter N400.}$$

$$g_{\text{rekkverk}} = 0,5 \text{ kN/m (to stk)}$$

Superegenvekt:

$$g_{\text{superegenvekt}} = 2 \cdot 23,64 + 47,7 + 2 \cdot 0,5 = 95,98 \text{ kN/m}$$

Vekt av fortau B

B.2

Tillegg C

Beregning av stivheter

C.1 Stivhet av T-bjelke

Beregninger av stivheter for tverrsnittet. Begrenser beregningene til midtfeltene (Felt 2-8, disse alkalireaksjoner beregnes etter), over støtte, felt og nullmomnetpunkt. Lastene er beregnet i Stadium I og Stadium II, for korttid og langtid. Beregner med virkelig flensbredde på 5500 mm for alle stivhetene.

Armeringsavstandene er antatt etter regler fra NS3473 pkt 17. Alle benyttede avstander er også skalert og kontrollert i Autocad. Det er antatt en overdekning på 55 mm etter Aas-Jakobsens rapport. Største bøyleareal i plata er 16 mm og største areal på armeingsstang er 32 mm. (Se Vedlegg A) Overdekningen som er benyttet er derfor:

$$c = 55 \text{ mm} + 16 \text{ mm} + 32/2 = 87 \text{ mm}$$

I plata er det antatt en overdekning på 33 mm for tverrarmeringen.

Fri avstand mellom armeringsenheter skal ikke være mindre enn 25 mm. Avstand mellom lagene i bjelken er derfor:

$$c = 25 + 32 + 10 \text{ (avvik på 5 mm for hver stang)} = 67 \text{ mm.}$$

Det er brukt excellark til å regne ut stivhetene.

$$E_{c,korttid} = 23300 \text{ MPa}$$

$$E_{c,langtid} = 7766,67 \text{ MPa}$$

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

$$\eta_{korttid} = 8,58 \quad \eta_{langtid} = 25,75$$

Betongareal- og stivhet

$$b_{flens} = 5500 \text{ mm}$$

$$h_{flens} = 280 \text{ mm}$$

$$A_{flens} = 1540000 \text{ mm}^2$$

$$y_{c,flens} = 1570 \text{ mm}$$

$$b_{steg} = 800 \text{ mm}$$

$$h_{steg} = 1430 \text{ mm}$$

$$A_{steg} = 1144000 \text{ mm}^2$$

$$y_{c,steg} = 715 \text{ mm}$$

$$A_{c,1} = A_{flens} + A_{steg} = 2684000 \text{ mm}^2$$

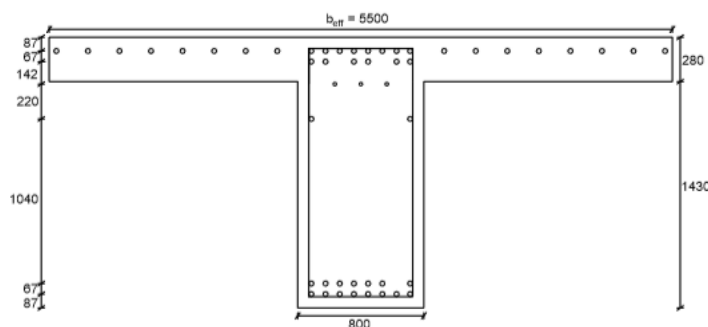
$$y_{c,1} = \frac{A_{flens} \cdot y_{flens} + A_{steg} \cdot y_{steg}}{A_{tot}} = 1205,57 \text{ mm}$$

$$I_{flens} = \frac{1}{12} b_{eff} h_{flens}^3 + A_{flens} \cdot (y_{c,1} - y_{c,flens})^2 = 2,146 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{steg} = \frac{1}{12} b_{steg} h_{steg}^3 + A_{steg} \cdot (y_{c,1} - y_{c,steg})^2 = 4,7 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{c,1} = I_{flens} + I_{steg} = 6,848 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

C.1.1 Ekvivalent areal og stivhet: Opplager



Figur C.1: Armering i støtte felt 2-8

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$n_{\phi 32} = 45$$

$$n_{\phi 22} = 5$$

$$n_{\phi 16} = 34 \text{ (fordelingsarmering i plate)}$$

$$A_{s,tot} = 42583,11 \text{ mm}^2$$

$$y_s = (\sum A_{s,i} \cdot y_{s,i}) / A_{s,tot} = 1161,93 \text{ mm}^2$$

Korttidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} = 3006937 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1201 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 6,85 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{korttid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 1,419 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 8,27 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 3737977,7 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1193 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 6,85 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 4,624 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 1,148 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 30525,5 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 12057,6$$

$$d = 1574 \text{ mm}$$

$$d' = 118,3$$

$$b_f = b_{flens} - b_s = 4700 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,024 \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,0096$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1) \frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,237$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 0$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,861$$

$$B = \eta\mu' \cdot (1 - \frac{d'}{d}) + f \cdot (1 - \frac{t}{2d}) = 0,219$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,562$$

$$\alpha d = 884,4 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

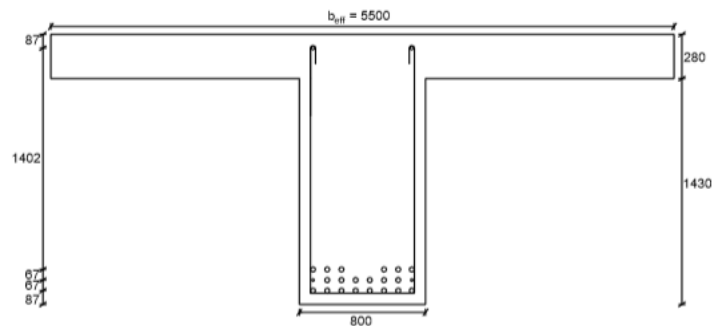
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b_s) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 1792338,3 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1 + \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right)^3 - 3 \cdot \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right) = 1$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 7,3365 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

C.1.2 Ekvivalent areal og stivhet: Felt



Figur C.2: Armering i felt felt 2-8

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$n_{\phi 32} = 20$$

$$n_{\phi 22} = 2$$

$$n_{\phi 16} = 2$$

$$n_{\phi 13} = 34$$

$$A_{s,tot} = 21749,21 \text{ mm}^2$$

$$y_s = (\sum A_{s,i} \cdot y_{s,i}) / A_{s,tot} = 494 \text{ mm}$$

Korttidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} = 2848939,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1164,4 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 6,89 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{korttid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 1,365 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 8,26 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 3222316,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1086,7 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 7,23 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 3,93 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 1,115 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 16478,7 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 5270,5$$

$$d = 1562,5 \text{ mm}$$

$$d' = 132,3$$

$$b_f = b_{flens} - b_s = 4700 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0132 \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,0042$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1)\frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,104$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 1,053$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 1,50$$

$$B = \eta\mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2d}\right) = 1,054$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,271$$

$$\alpha d = 423,7 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

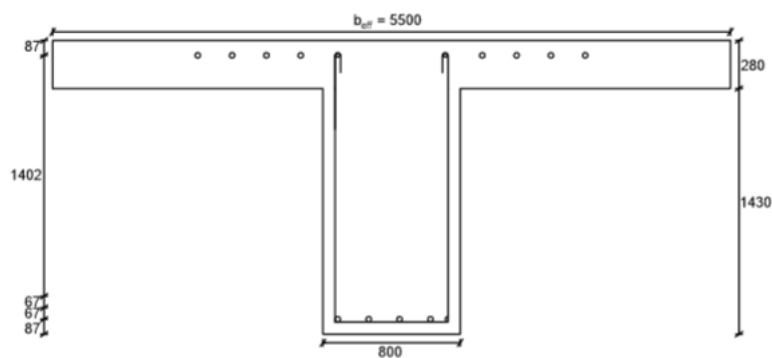
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b_s) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 2209789,7 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1 + \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right)^3 - 3 \cdot \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha d}\right) = 6,646$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 6,96 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

C.1.3 Ekvivalent areal og stivhet: Momentnullpunkt



Figur C.3: Armering i momentnullpunkt

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$n_{\phi 32} = 12,5$$

$$n_{\phi 22} = 2$$

$$n_{\phi 13} = 34$$

$$A_{s,tot} = 15318,5 \text{ mm}^2$$

$$y_s = (\sum A_{s,i} \cdot y_{s,i}) / A_{s,tot} = 1244,7 \text{ mm}^2$$

Korttidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} = 2800170,7 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{korttid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1207,2 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 6,84 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{korttid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 4,835 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 7,33 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 3063149 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} \cdot y_s) / A_{ekv} = 1210,4 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 6,85 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 1,577 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 8,426 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul. Fordi trykksonen nå mest sannsynlig vil ligge i plata vil ikke formelverket for T-tverrsnitt gi riktig resultat. Finner dermed riktig trykksonerhøyde ved likevekt der man regner at plata har noe strekkapasitet. Regner også med hele plata ved areal og treghetsmoment.

$$\text{Likevekten gir } \Rightarrow \alpha d = 207 \text{ mm}$$

$$A_s = 3617,3 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 11701,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 1623 \text{ mm}$$

$$d' = 107,4$$

$$b_{flens} = 5500 \text{ mm} \quad h_{flens} = 280 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

Ekvivalent Areal:

$$A_{c,II} = (b_{flens} \cdot h_{flens}) + A'_s(\eta - 1) + A_s \cdot \eta = 1922766,3 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$I_{c,II} = (\frac{1}{12} b_{flens} h_{flens}^3) + (b_{flens} h_{flens}) \cdot (\frac{h_{flens}}{2} - \alpha d)^2 + (\eta - 1) \cdot A'_s \cdot (\alpha d - d')^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - \alpha d)^2 = 2,066 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

C.2 Stivhet av plate i tverretning

Beregning av stivheter for plata på tvers for en bredde lik 1 m. Plata er forenklet til å ha den samme tykkelsen langs hele bredden. Finner stivhetene for snitt ved utkrageren, over støtte 1, felt 1, støtte 2 og midtfelt.

Det er brukt excellark til å regne ut stivhetene.

$$E_{c,korttid} = 23300 \text{ MPa}$$

$$E_{c,langtid} = 7766,67 \text{ MPa}$$

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

$$\eta_{korttid} = 8,58$$

$$\eta_{langtid} = 25,75$$

Betongareal- og stivhet

$$b_{plate} = 1000 \text{ mm}$$

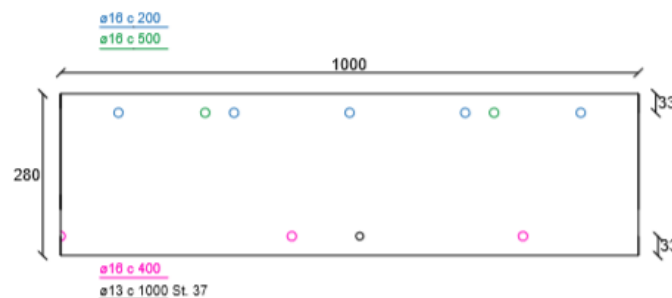
$$h_{plate} = 280 \text{ mm}$$

$$A_{plate} = 280000 \text{ mm}^2$$

$$y_{c,plate} = 140 \text{ mm}$$

$$I_{plate} = \frac{1}{12} b_{plate} h_{plate}^3 = 1,83 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

C.2.1 Ekvivalent areal og stivhet: Utkrager



Figur C.4: Armering i utkrager

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyres i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$A_{s,overkant} = 1406 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,underkant} = 635 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2042 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = 247 \text{ mm}$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 330536,4 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot \sum(A_{s,i} \cdot y_{s,i})) / A_{ekv} = 146,2 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 1,84 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 5,55 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 1,86 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 1406,7 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 635 \text{ mm}^2$$

$$d = 247 \text{ mm}$$

$$d' = 33 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0057$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,00257$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1) \frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,063$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 0$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,21$$

$$B = \eta\mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2d}\right) = 0,055$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,3851$$

$$\alpha d = 95 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

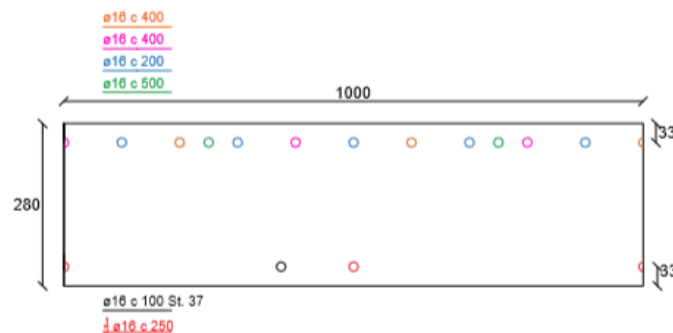
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 147073 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 1,18 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

C.2.2 Ekvivalent areal og stivhet: Støtte 1



Figur C.5: Armering i utkrager

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armeringens- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$A_{s,overkant} = 2411,5 \text{ -mm}^2$$

$$A_{s,underkant} = 603 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3014,4 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = 247 \text{ mm}$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 354609,6 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot \sum(A_{s,i} \cdot y_{s,i}))/A_{ekv} = 153,5 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 1,88 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 7,38 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 2,62 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 2411,5 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 603 \text{ mm}^2$$

$$d = 247 \text{ mm}$$

$$d' = 33 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,00976$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,00244$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1) \frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,06$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 0$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,312$$

$$B = \eta\mu' \cdot (1 - \frac{d'}{d}) + f \cdot (1 - \frac{t}{2d}) = 0,0523$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,47$$

$$\alpha d = 117 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

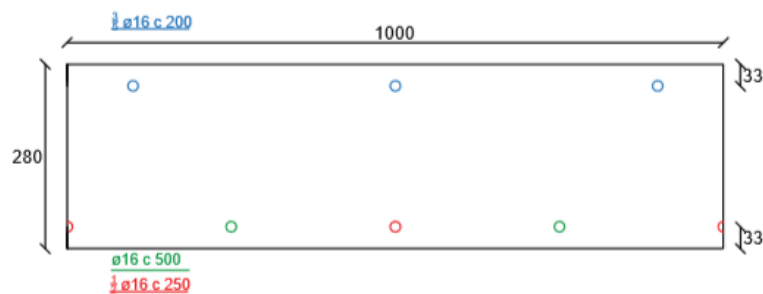
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 168017,2 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 1,69 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

C.2.3 Ekvivalent areal og stivhet: Felt 1



Figur C.6: Armering i utkrager

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$A_{s,overkant} = 603 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,underkant} = 803 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1406,7 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = 247 \text{ mm}$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 314817,4 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot \sum(A_{s,i} \cdot y_{s,i})) / A_{ekv} = 138 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 1,83 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 3,97 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 2,23 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 804 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 603 \text{ mm}^2$$

$$d = 247 \text{ mm}$$

$$d' = 33 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,00325$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,00244$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1) \frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,06$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 0$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,144$$

$$B = \eta\mu' \cdot (1 - \frac{d'}{d}) + f \cdot (1 - \frac{t}{2d}) = 0,052$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,308$$

$$\alpha d = 76 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

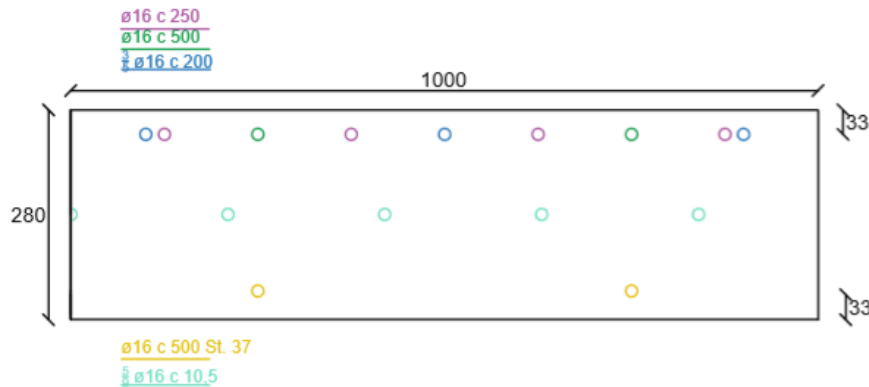
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 111711,3 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 7,79 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

C.2.4 Ekvivalent areal og stivhet: Støtte 2



Figur C.7: Armering i utkrager

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyres i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$A_{s,overkant} = 1808,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,underkant} = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,midt} = 1063 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3274 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = 247 \text{ mm}$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm} \quad y_{s,midt} = 140 \text{ mm}$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 361031 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot \sum(A_{s,i} \cdot y_{s,i})) / A_{ekv} = 150 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 1,86 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 5,58 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 2,42 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 2871,9 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 402 \text{ mm}^2$$

$$d = 207,4 \text{ mm}$$

$$d' = 33 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0138$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0,00194$$

$$\eta\mu' = (\eta - 1) \frac{A'_s}{bd} = (\eta - 1)\rho' = 0,048$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{bd} = 0$$

Trykksonehøyde:

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,405$$

$$B = \eta\mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2d}\right) = 0,04$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2A - 2B} - A = 0,54$$

$$\alpha d = 112 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

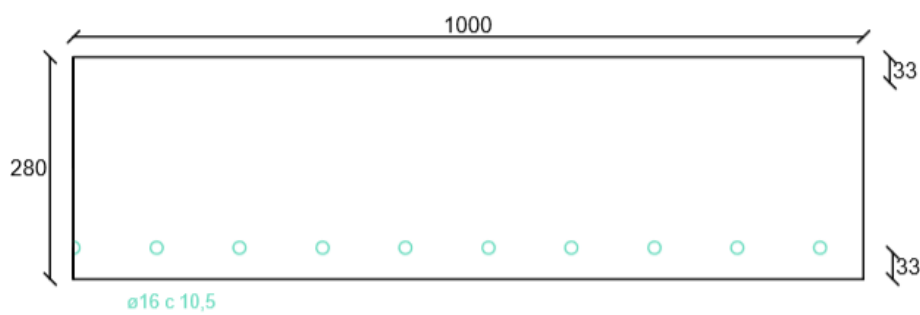
$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 195884,2 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$\xi = 1$$

$$I_{c,II} = \xi \frac{b(\alpha d)^3}{3} + \eta\rho(1 - \alpha)^2 b d^3 + (\eta - 1)\rho' b d \cdot (\alpha d - d')^2 = 1,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

C.2.5 Ekvivalent areal og stivhet: Midtsnitt



Figur C.8: Armering i utkrager

Antall stenger og avstander som vist i figuren. Siden avstanden fra armerings- og betongens nøytralakse opphøyes i når andre arealmoment beregnes er det viktig at man regner hver rad med armering for seg. Dette blir enkelt gjort i excel.

$$A_{s,underkant} = 1914 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

Langtidsstivhet

$$A_{ekv} = A_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot A_{s,total} = 327371,2 \text{ mm}^2$$

$$y_{ekv} = (A_c \cdot y_c + (\eta_{langtid} - 1) \cdot \sum(A_{s,i} \cdot y_{s,i}))/A_{ekv} = 124,5 \text{ mm}$$

$$I_{ekv,c} = I_c + A_c \cdot (y_{ekv} - y_c)^2 = 1,9 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{ekv,s,i} = \sum A_{s,i} \cdot (\eta_{langtid} - 1) \cdot (y_{ekv} - y_{s,i})^2 = 3,97 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ekv} = I_{ekv,c} + \sum I_{ekv,s,i} = 2,29 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Stadium II stivhet

Beregnes med langtids E-modul.

$$A_s = 1914 \text{ mm}^2$$

$$d = 247 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,langtid}} = 25,75$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0077$$

$$\eta\rho = 0,20$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + (2\eta\rho)} - \eta\rho = 0,463$$

$$\alpha d = 114 \text{ mm}$$

Ekvivalent Areal:

$$A_{c,II} = (\alpha d \cdot b) + A_s \cdot \eta + A'_s \cdot (\eta - 1) = 163633,31 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent stivhet:

$$I_{c,II} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot (1 - \alpha/3) \cdot 1000 \cdot d^3 = 1,266 \cdot 10^{0,9} \text{ mm}^4$$

Tillegg D

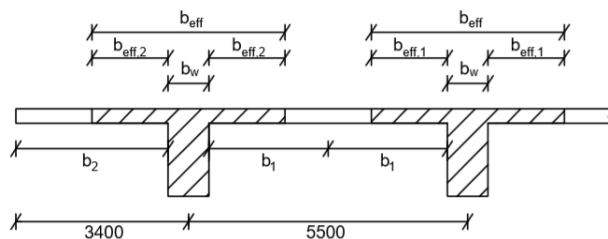
Kapasitetsberegninger i Bruddgrensetilstanden

Det er ulik armering i snitt i støtte og felt 1, 2-8 og 9. Kapasiteten kontrolleres for alle.

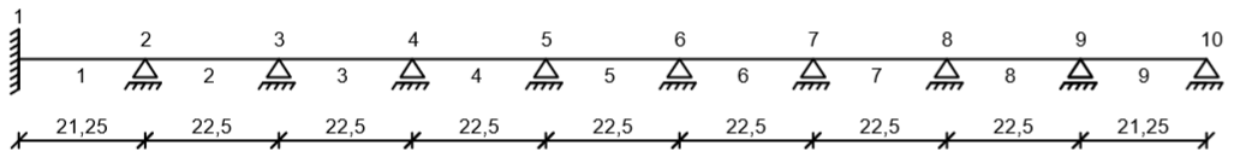
D.1 Effektiv flensbredde

Effektiv flensbredde beregnes etter NS 3473 pkt 9.5

Ifølge NS 3473: hvis flensen ligger i strekksonen, kan den armeringen som ligger innenfor en bredde som gitt for trykksonen regnes fullt virksam. Den effektive bredden over støttene skal derfor settes lik den i feltene. Felt 2-8 har likt spenn og vil få lik effektiv bredde. Endefeltene vil kunne bli litt annerledes. Felt 1 vil bli nesten lik de andre, men har et spenn på en m i forskjell. Dette neglisjeres. Ved støtte 10 er det et ledd, felt 9 vil dermed få en annen effektiv bredde.



Figur D.1: Effektiv flensbredde



Figur D.2: Felt i lengderetning

Felt 1-8

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{5500-800}{2} = 2350 \text{ mm}$$

$$l_1 = 22,5 \text{ m (korteste feltet)}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l_1 = 15,75 \text{ m (avstand mellom momentnullpunkter)}$$

$$h_{flens} = 280 \text{ m (anntatt verdi i bjelkemodell for innerbjelke)}$$

$$b_{eff,i} = \min(b_i, 0,1 \cdot l_0, 8 \cdot h_{flens})$$

$$b_{eff,1} = \min(2350, 1575, 2240) = 1575 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} \cdot 2 + b_w = 3950 \text{ mm}$$

Felt 9

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{5500-800}{2} = 2350 \text{ mm}$$

$$l_1 = 21,25 \text{ m (korteste feltet)}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 18,06 \text{ m (avstand mellom momentnullpunkter)}$$

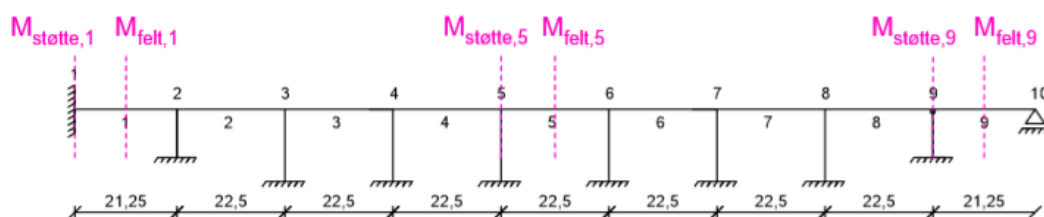
$$h_{flens} = 280 \text{ m (anntatt verdi i bjelkemodell for innerbjelke)}$$

$$b_{eff,i} = \min(b_i, 0,1 \cdot l_0, 8 \cdot h_{flens})$$

$$b_{eff,1} = \min(2350, 1806, 2240) = 1806 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} \cdot 2 + b_w = 4412 \text{ mm}$$

D.2 Momentkapasitet



$$E_c = 23300 \text{ MPa}$$

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

$$f_{cd} = 12 \text{ MPa}$$

Førenkler til at alt stålet er St 52 $\Rightarrow f_{yd} = 272 \text{ MPa}$

$$\epsilon_{sd} = \frac{f_{sk}}{E_s} = 1,7 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning betong: $\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$

Balansert armering: $\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sd} + \epsilon_{cu}} = 0,67$ (Flytning i stålet + brudd i betongen)

D.2.1 Momentkapasitet over støtte

Trykksone i steget. Trykkarmering kompenserer for betongareal. Momentkapasiteten for alle snittene over støttene blir beregnet likt, men har ulike armeringsverdier. Utrengningene og verdier for armering er beregnet i excel.

Støtte 1

$$b_s = 800 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 28494,5 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = d = \frac{\sum(A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1569,3 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 10450 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum(A_{s,i,underkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,underkant}} = 112,8 \text{ mm}$$

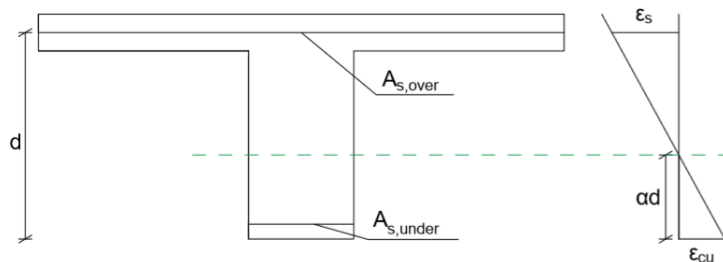
$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1456 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,overkant} - f_{sd} \cdot A_{s,underkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d} = 0,41$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha d = 639,1 \text{ mm}$$

Tøyningskontroll: (Tøyning i stålet må være under 10 promille etter NS 3473)

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0051 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning}$$



Finner momentkapasiteten ved å betrakte trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d^2 + f_{sd} \cdot A'_s \cdot h' = 10587 \text{ kNm}$$

Støtte 2-8

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$b_s = 800 \text{ mm} \quad A_{s,overkant} = 29254,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = d = \frac{\sum(A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1574,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 12057,6 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum(A_{s,i,underkant}) \cdot y_{s,i}}{A_{s,underkant}} = 118,3 \text{ mm}$$

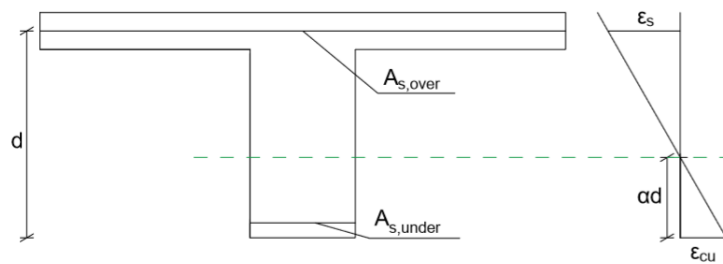
$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1456,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,overkant} - f_{sd} \cdot A_{s,underkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d} = 0,387$$

Trykksonehøyde: $\alpha d = 609 \text{ mm}$

Tøyningskontroll: (Tøyning i stålet må være under 10 promille etter NS 3473)

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0055 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning}$$



Finner momentkapasiteten ved å betrakte trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d^2 + f_{sd} \cdot A'_s \cdot h' \equiv \underline{11000 \text{ kNm}}$$

Støtte 9

$$b_s = 800 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 35640 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = d = \frac{\sum(A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1561,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 16880,6 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum(A_{s,i,underkant}) \cdot y_{s,i}}{A_{s,underkant}} = 147,6 \text{ mm}$$

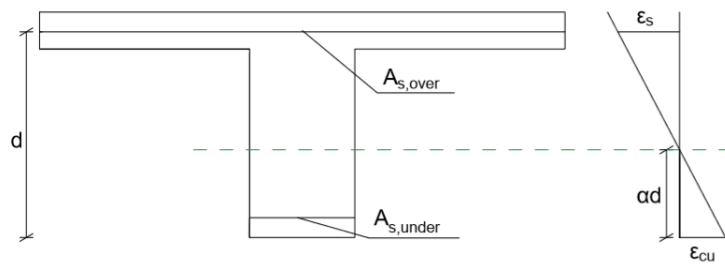
$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1413,74 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,overkant} - f_{sd} \cdot A_{s,underkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d} = 0,425$$

Trykksonehøyde: $\alpha d = 664,4 \text{ mm}$

Tøyningskontroll: (Tøyning i stålet må være under 10 promille etter NS 3473)

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0047 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning}$$



Finner momentkapasiteten ved å betrakte trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d^2 + f_{sd} \cdot A'_s \cdot h' \equiv \underline{13102kNm}$$

D.2.2 Momentkapasitet i felt

Trykksone i flensen. Trykkarmering kompenserer for betongareal. Momentkapasiteten for alle snittene over støttene blir beregnet likt, men har ulike armeringsverdier. Utregningene og verdier for armering er beregnet i excel.

Felt 1

$$b_{eff} = 3950 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 3999,32 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = \frac{\sum(A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1580,1 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 15273 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum(A_{s,i,underkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,underkant}} = 136,4 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1443,7 \text{ mm}$$

$$d = 1573,63$$

$$d' = 130$$

Prøver først med vanlig spenningsblokk: (Antar flytning i trykkarmeringen)

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,underkant} - f_{sd} \cdot A_{s,overkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,051$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,065 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Prøver med bilinear spennings/tøyningssammenheng: (Antar flytning i trykkarmeringen)

$$\epsilon_{cu} = 1,75 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,underkant} - f_{sd} \cdot A_{s,overkant}}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,082$$

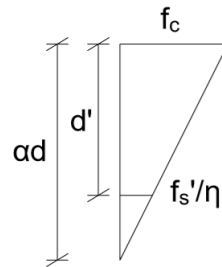
$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,019 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Velger først en trykksonehøyde for så å finne randspenningen i betongen og spennin-
gen i armeringen i overkant. Kontrollerer deretter hvilken tøyning stålet på strekk-
siden har og om det er mindre en 10 promille.

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$\Rightarrow \alpha d = 200$$

Geometri gir:



$$\frac{f_s'/\eta}{\alpha d - d'} = \frac{f_c}{\alpha d} \Rightarrow f_s' = \frac{f_c \cdot (\alpha d - d')}{\alpha d} \eta$$

Setter opp likvekt og løser ut for f_c :

$$A_s \cdot f_{sd} = 0,5 \cdot f_c \cdot \alpha d \cdot b_{eff} + A_s' \cdot f_s'$$

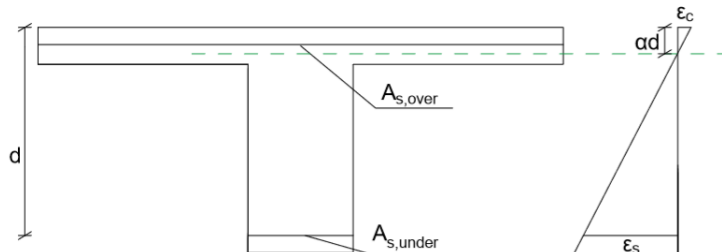
$$\Rightarrow f_c = 9,77$$

Finner randtøyningen ved å dele med langtids E-modul:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{lang}} = 0,001$$

Tøyningskontroll:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0072 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning.}$$



Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{sd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) - (A_s' \cdot f_s' \cdot \eta) \cdot (d' - (\alpha d)/3) = \underline{\underline{6241,7 \text{ kNm}}}$$

Felt 2-8

$$b_{eff} = 3950 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 3999,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = \frac{\sum (A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1580 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 16478,7 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum (A_{s,i,underkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,underkant}} = 147,5 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1432,6 \text{ mm}$$

$$d = 1562,5 \text{ mm}$$

$$d' = 130 \text{ mm}$$

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Prøver først med vanlig spenningsblokk: (Antar flytning i spennarmeringen)

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s, \text{underkant}} - f_{yd} \cdot A_{s, \text{overkant}}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,057$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,057 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Prøver med bilinear spennings/tøyningsssammenheng: (Antar flytning i spennarmeringen)

$$\epsilon_{cu} = 1,75 \text{ promille}$$

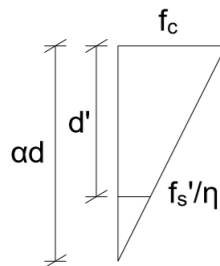
$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s, \text{underkant}} - f_{yd} \cdot A_{s, \text{overkant}}}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,09$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,017 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

For å finne momentkapasiteten med et tilnærmet riktig tøyningsbilde må litt triksing til. Velger først en trykksonehøyde for så å finne randspenningen i betongen og spenningen i armeringen i overkant. Kontrollerer deretter hvilken tøyning stålet på strekksiden har og om det er mindre en 10 promille.

$$\Rightarrow \alpha d = 200$$

Geometri gir:



$$\frac{f'_s \cdot \eta}{\alpha d - d'} = \frac{f_c}{\alpha d} \Rightarrow f'_s = \frac{f_c \cdot (\alpha d - d')}{\alpha d} \cdot \eta$$

Setter opp likvekt og løser ut for f_c :

$$A_s \cdot f_{sd} = 0,5 \cdot f_c \cdot \alpha d \cdot b_{eff} + A'_s \cdot f'_s$$

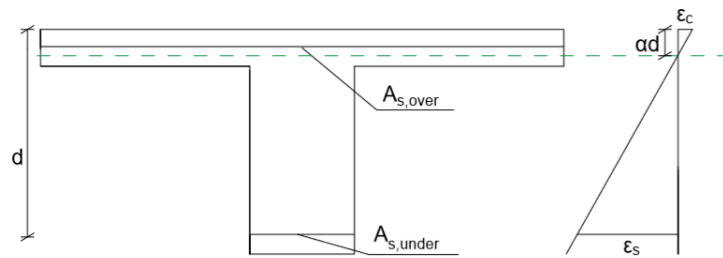
$$\Rightarrow f_c = 10,544$$

Finner randtøyningen ved å dele med langtids E-modul:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{lang}} = 0,0011$$

Tøyningskontroll:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,00772 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning.}$$



Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{yd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) - (A'_s \cdot f'_s \cdot \eta) \cdot (d' - (\alpha d)/3) = \underline{6684,7 \text{ kNm}}$$

Felt 9

$$b_{eff} = 4412 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 4378,2 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = \frac{\sum (A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1579,2 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 24115,2 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum (A_{s,i,underkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,underkant}} = 183 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1396 \text{ mm}$$

$$d = 1527 \text{ mm}$$

$$d' = 130,8$$

Prøver først med vanlig spenningsblokk: (Antar flytning i trykkarmering)

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,underkant} - f_{sd} \cdot A_{s,overkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,083$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,038 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Prøver med bilinear spennings/tøyningssammenheng: (Antar flytning i trykkarmering)

$$\epsilon_{cu} = 1,75 \text{ promille}$$

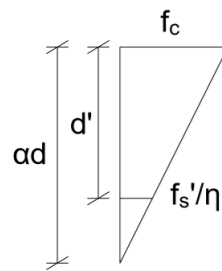
$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,underkant} - f_{sd} \cdot A_{s,overkant}}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,133$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,011 > 0,01 \Rightarrow \text{Passe OK tøyning}$$

Velger først en trykksonehøyde for så å finne randspenningen i betongen og spennin-
gen i armeringen i overkant. Kontrollerer deretter hvilken tøyning stålet på strekk-
siden har og om det er mindre en 10 promille.

$$\Rightarrow \alpha d = 280$$

Geometri gir:



$$\frac{f'_s/\eta}{\alpha d - d'} = \frac{f_c}{\alpha d} \Rightarrow f'_s = \frac{f_c \cdot (\alpha d - d')}{\alpha d} \cdot \eta$$

Setter opp likvekt og løser ut for f_c :

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,5 \cdot f_c \cdot \alpha d \cdot b_{eff} + A'_s \cdot f'_s$$

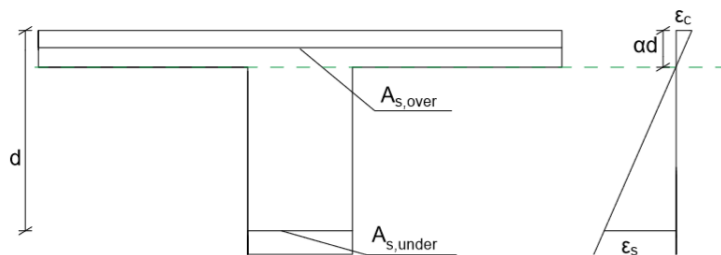
$$\Rightarrow f_c = 11,53$$

Finner randtøyningen ved å dele med langtids E-modul:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{tang}} = 0,0012$$

Tøyningskontroll:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0055 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning.}$$



Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{sd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) - (A'_s \cdot f'_s \cdot \eta) \cdot (d' - (\alpha d)/3) = \underline{\underline{9396,8 kNm}}$$

D.2.3 Momentkapasitet i momentnullpunkt

Finner kapasiteten med trykksone i overkant. Denne situasjonen som kan bli aktuell når ekspansjonen til alkalireaksjonene får betongen til å krumme seg.

$$b_{eff} = 3950 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 10430 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = \frac{\sum(A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1606,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 3617,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum(A_{s,i,underkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,underkant}} = 87 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1519,5 \text{ mm}$$

$$d = 1623 \text{ mm}$$

$$d' = 103,5 \text{ mm}$$

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Finner momentkapasiteten på samme måte som vist for feltutregningene, der vi antar en trykksone. Det som er spesielt her er at det er mer armering i over enn i underkant. Velger trykksone lik avstanden fra randen ned til overkantarmen.

$$\alpha d = 103,5 \text{ mm.}$$

$$f_c = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,5 \cdot \alpha d \cdot b_{eff}}$$

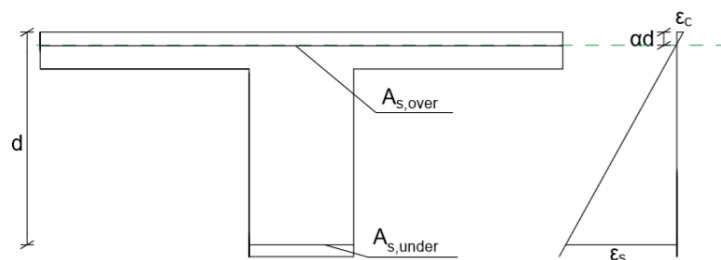
$$\Rightarrow f_c = 4,82$$

Finner randtøyningen ved å dele med langtids E-modul:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{tang}} = 0,00052$$

Tøyningskontroll:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0076 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning.}$$



Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{sd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) = 1563 \text{ kNm}$$

D.2.4 Momentkapasitet ytterbjelke Felt 1

Kontrollerer for en momentkapasitet i felt 1 der lasten på ytterbjelken fra nyttelast kan bli stor.

$$b_{eff} = 3950 \text{ mm}$$

$$A_{s,overkant} = 3999,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = \frac{\sum (A_{s,i,overkant} \cdot y_{s,i})}{A_{s,overkant}} = 1580 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 14469 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = \frac{\sum (A_{s,i,underkant}) \cdot y_{s,i}}{A_{s,underkant}} = 131,6 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 1448,4 \text{ mm}$$

$$d = 1578 \text{ mm}$$

$$d' = 130 \text{ mm}$$

Prøver først med vanlig spenningsblokk: (Antar flytning i trykkarmering)

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s,underkant} - f_{sd} \cdot A_{s,overkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,047$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,07 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Prøver med bilinear spennings/tøyningsssammenheng: (Antar flytning i trykkarmering)

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$\epsilon_{cu} = 1,75 \text{ promille}$$

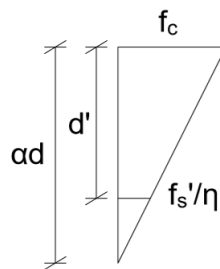
$$\alpha = \frac{f_{sd} \cdot A_{s, \text{underkant}} - f_{sd} \cdot A_{s, \text{overkant}}}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,076$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,021 > 0,01 \Rightarrow \text{IKKE OK tøyning}$$

Velger først en trykksonehøyde for så å finne randspenningen i betongen og spennin-
gen i armeringen i overkant. Kontrollerer derreter hvilken tøyning stålet på strekk-
siden har og om det er mindre en 10 ‰.

$$\Rightarrow \alpha d = 200$$

Geometri gir:



$$\frac{f'_s/\eta}{\alpha d - d'} = \frac{f_c}{\alpha d} \Rightarrow f'_s = \frac{f_c \cdot (\alpha d - d')}{\alpha d} \cdot \eta$$

Setter opp likvekt og løser ut for f_c :

$$A_s \cdot f_{sd} = 0,5 \cdot f_c \cdot \alpha d \cdot b_{eff} + A'_s \cdot f'_s$$

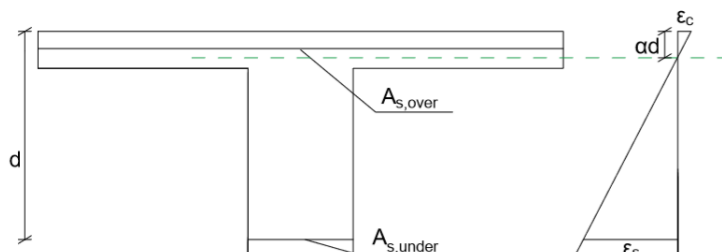
$$\Rightarrow f_c = 9,7$$

Finner randtøyningen ved å dele med langtids E-modul:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_{tang}} = 0,00104$$

Tøyningskontroll:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,0072 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning.}$$



Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

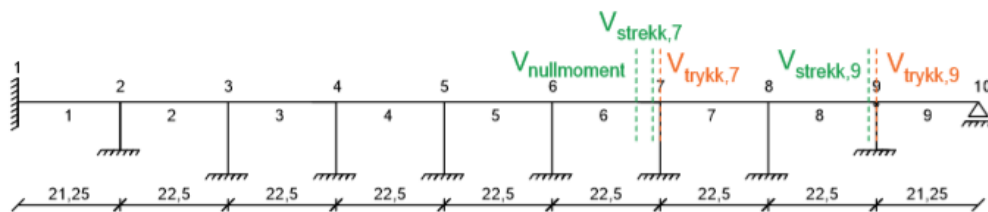
$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{sd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) - (A'_s \cdot f'_s \cdot \eta) \cdot (d' - (\alpha d)/3) = \underline{5943 \text{ kNm}}$$

D.2.5 Oppsummering av momentkapasiteter

Tabell D.1: Momentkapasiteter

Snitt	Momentkapasitet [kNm]
Støtte, 1	10587
Støtte, 2-8	11000
Søtte, 9	13102
Felt, 1	6242
Felt, 2-8	6685
Felt, 9	9397
Momentnullpunkt	1567
Ytterbjelke, Felt 1	5943

D.3 Skjærkraftkapasitet



Skjærstrekk kontrolleres d fra søyle. Skjærtrykk kontrollerer rett over søyle. Det er også kontrollert skjærkraft i nullmomentpunkt. Regler etter NS 3473 punkt 12.3.2

D.3.1 Skjærkapasitet Støtte 2 - 8



Oransje strek representerer riss på 45° . De skrå armeringsstengene risset krysser skal regnes med i kapasiteten.

$$A_s = 29254 \text{ mm}^2 \text{ (Strekkarmering)}$$

$$d = 1574 \text{ mm}$$

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$z = 0,9 d = 1417 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sb}}{s} = 1,516 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Bøylearmering)}$$

$$A_{sv} = 11254 \text{ mm}^2 \text{ (Skrå skjærbøyler)}$$

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$k_A = 100$$

$$k_v = 1$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Skjærstrekk:

Betongbidrag:

$$V_{c0} = 0,3(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d})b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

$$V_{c0} = 0,3(1 + \frac{100 \cdot 29254}{1,4 \cdot 800 \cdot 1574}) \cdot 800 \cdot 1574 \cdot 1 \leq 0,6 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 1574 \cdot 1 = 755,7 \text{ kN}$$

Armeringsbidrag: (forutsetter skjærriss med vinkel lik 45°)

$$V_{sd,v} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha$$

$$V_{sd,v} = 272 \cdot 11254 \cdot \sin 45 = 2163,6 \text{ kN}$$

$$V_{sd,b} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{sd,b} = 184 \cdot 1,516 \cdot 1417 (1 + \cot 90) \cdot \sin 90 = 395,3 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = V_{c0} + V_{sd,v} + V_{sd,b} = \underline{3314,6 \text{ kN}}$$

Uten betongbidrag:

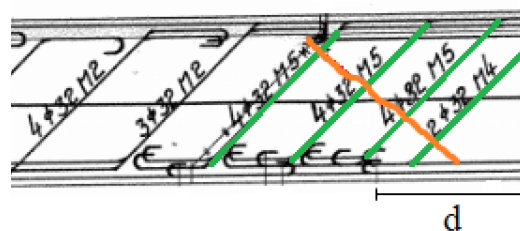
$$V_{cd} = 2558,9 \text{ kN}$$

Skjærtrykk:

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

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1417 (1 + \cot 45) \leq 0,45 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1417 = \underline{6121 \text{ kN}}$$

D.3.2 Skjærkapasitet Støtte 9



Oransje strek representerer riss på 45° . De skrå armeringsstengene risset krysser skal regnes med i kapasiteten.

$$A_s = 35640 \text{ mm}^2 \text{ (Strekkarmering)}$$

$$d = 1561 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 d = 1405 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sb}}{s} = 1,516 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Bøylearmering)}$$

$$A_{sv} = 11254 \text{ mm}^2 \text{ (Skrå skjærbøyler)}$$

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$k_A = 100$$

$$k_v = 1$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Skjærstrekk:

Betongbidrag:

$$V_{c0} = 0,3(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d})b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

$$V_{c0} = 0,3(1 + \frac{100 \cdot 35640}{1,4 \cdot 800 \cdot 1561}) \cdot 800 \cdot 1561 \cdot 1 \leq 0,6 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 1561 \cdot 1 = 749,5 \text{ kN}$$

Armeringsbidrag: (forutsetter skjærriss med vinkel lik 45°)

$$V_{sd,v} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha$$

$$V_{sd,v} = 272 \cdot 11254 \cdot \sin 45 = 2163,6 \text{ kN}$$

$$V_{sd,b} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{sd,b} = 184 \cdot 1,516 \cdot 1417 (1 + \cot 90) \cdot \sin 90 = 392 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = V_{c0} + V_{sd,v} + V_{sd,b} = \underline{3305,1 \text{ kN}}$$

Uten betongbidrag:

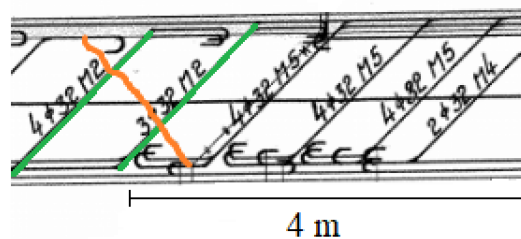
$$V_{cd} = 2555,6 \text{ kN}$$

Skjærtrykk:

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

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1405 (1 + \cot 45) \leq 0,45 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1405 = \underline{6070,6 \text{ kN}}$$

D.3.3 Skjærkapasitet i Nullmomentpunkt



Oransje strek representerer riss på 45° . De skrå armeringsstengene risset krysser skal regnes med i kapasiteten.

$$A_s = 3617 \text{ mm}^2 \text{ (Strekkarmering)}$$

$$d = 1623 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 d = 1460,7 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sb}}{s} = 1,516 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Bøylearmering)}$$

$$A_{sv} = 5627 \text{ mm}^2 \text{ (Skrå skjærbyler)}$$

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$k_A = 100$$

$$k_v = 1$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Skjærstrekk:

Betongbidrag:

$$V_{c0} = 0,3(f_{td} + \frac{k_v A_s}{\gamma_c b_w d})b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

$$V_{c0} = 0,3(1 + \frac{100 \cdot 3617}{1,4 \cdot 800 \cdot 1623}) \cdot 800 \cdot 1623 \cdot 1 \leq 0,6 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 1623 \cdot 1 = 467 \text{ kN}$$

Armeringsbidrag: (forutsetter skjærriss med vinkel lik 45°)

$$V_{sd,v} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha$$

$$V_{sd,v} = 272 \cdot 5627 \cdot \sin 45 = 1081,8 \text{ kN}$$

$$V_{sd,b} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{sd,b} = 184 \cdot 1,516 \cdot 1460,7 (1 + \cot 90) \cdot \sin 90 = \text{kN } 407,5$$

$$V_{cd} = V_{c0} + V_{sd,v} + V_{sd,b} = \underline{1956,3 \text{ kN}}$$

Uten betongbidrag:

$$V_{cd} = 1489,3 \text{ kN}$$

Skjærtrykk:

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

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1460,7 (1 + \cot 45) \leq 0,45 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 1460,7 = \underline{6310 \text{ kN}}$$

D.3.4 Minimumsarmering:

Minimumsarmering for skjær etter punkt 18.3.6 i NS 3473:2003

$$A_s \geq 0,2 A_c f_{tk} \sin \alpha / f_{sk}$$

A_c = Betongarealet i et lengdesnitt av bjelkesteget $\Rightarrow 1710 \cdot 800 = 1368000 \text{ mm}^2$ α = vinkelen mellom bøyer og bjelkens lengdeakse. ikke mindre enn 45° .

$$A_s \geq 0,2 \cdot 1710 \cdot 800 \cdot 2,1 \cdot \sin 90 / 340 = \underline{1690 \text{ mm}^2} \Rightarrow \text{OK min. armering}$$

D.3.5 Oppsummering av skjærkapasitet

Skjærstrekkkapasitet

Snitt	Skjærstrekkkapasitet [kN]
Støtte, 2-8	3314,6
Søtte, 9	3305,1
Momentnullpunkt	1956

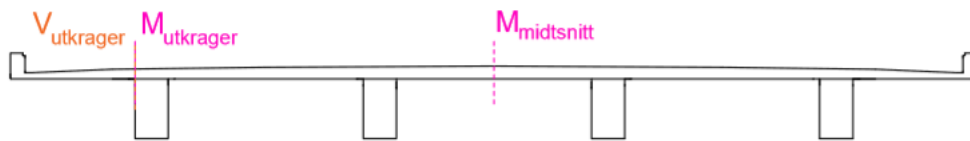
Tabell D.2: Skjærstrekkkapasitet

Skjærtrykkkapasitet

Snitt	Skjærtrykkkapasitet [kN]
Støtte, 2-8	6121
Søtte, 9	6070,6
Momentnullpunkt	6310

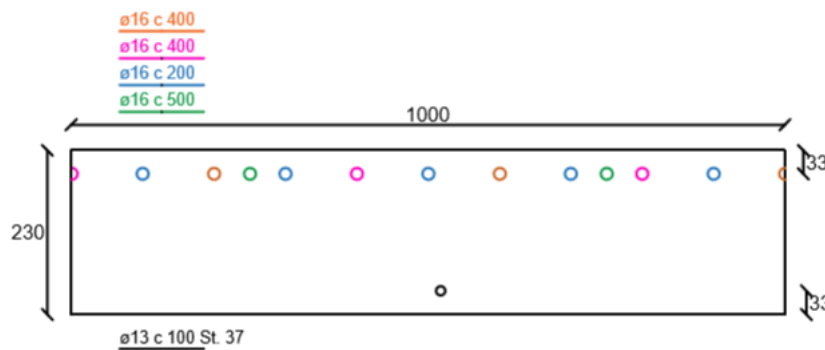
Tabell D.3: Skjærtrykkkapasitet

D.4 Kapasitet i tverretning



Kapasiteten er beregnet for snitt i plata på 1m bredde. For kapasitetsberegninger er det brukt nøyaktig platetykkelse for snitt ved utkrager og midtsnittet. Det er aktuelt å kontrollere kapasiteten i utkrageren og i midtsnittet. Sidefeltene vil få moment fra ytre lastvirkning tilnærmet 0 pga utkrager og støttenesnittene vil være veldig stive pga bjelkene.

D.4.1 Momentkapsitet av utkrager



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

$$A_{s,overkant} = 2411,5 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,overkant} = d = 197 \text{ mm}$$

$$A_{s,underkant} = 132,67 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

$$h' = y_{s,overkant} - y_{s,underkant} = 164 \text{ mm}$$

TILLEGG D. KAPASITETSBEREGNINGER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$\alpha = \frac{f_{sd,st52} \cdot A_{s,overkant} - f_{sd,st52} \cdot A_{s,underkant}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d} = 0,334$$

Trykksonehøyde: $\alpha d = 65,8$ mm

Tøyningskontroll: (Tøyning i stålet må være under 10 promille etter NS 3473)

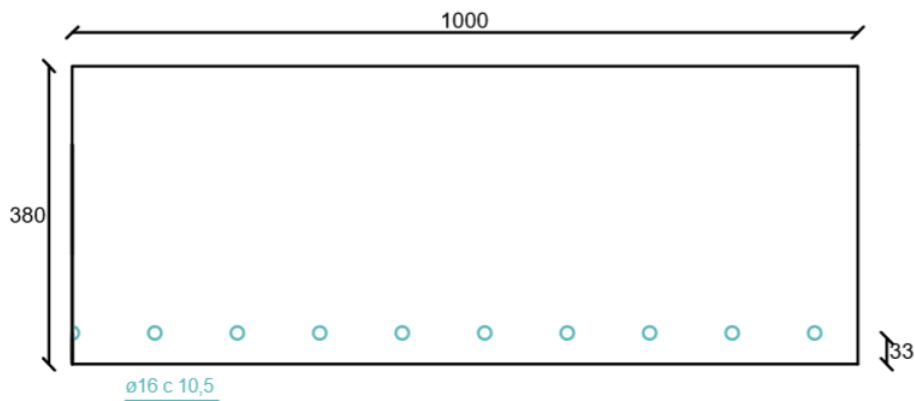
$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,007 < 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning}$$

(Endre avstander, hvis riktig å bruke nøyaktige verdier)

Finner momentkapasiteten ved å betrakte trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d^2 + f_{yd,st37} \cdot A_{s,underkant} \cdot h' = \underline{111,8 \text{ kNm}}$$

D.4.2 Momentkapasitet i midtsnitt



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

$$A_{s,underkant} = 1914 \text{ mm}^2$$

$$y_{s,underkant} = 33 \text{ mm}$$

$$d = 347 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd,st52} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot d} = 0,156$$

Trykksonehøyde: $\alpha d = 54,2$ mm

Tøyningskontroll: (Tøyning i stålet må være under 10 promille etter NS 3473)

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,019 < 0,01 \Rightarrow \text{Ikke OK tøyning}$$

Prøver med bilinær spennings/tøyningssammenheng: (Antar flytning i trykkarmring)

$$\epsilon_{cu} = 1,75 \text{ promille}$$

$$\alpha = \frac{f_{sd,st52} \cdot A_s - f_{sd,st37} \cdot A'_s}{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0,25$$

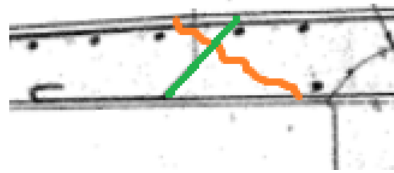
Trykksonehøyde: $\alpha d = 86,8$ mm

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 0,009 > 0,01 \Rightarrow \text{OK tøyning}$$

Finner momentkapasiteten med likvekt om trykkresultanten i betongen:

$$M_{RD} = (A_s \cdot f_{sd}) \cdot (d - (\alpha d)/3) = \underline{165 \text{ kNm}}$$

D.4.3 Skjærkraftkapasitet av utkrager



Oransje strek representerer riss på 45° . De skrå armeringsstengene risset krysser skal regnes med i kapasiteten.

$$A_s = 2411,5 \text{ mm}^2 \text{ (Strekkarmering)}$$

$$d = 197 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 d = 177,3 \text{ mm}$$

$$A_{sv} = 502,4 \text{ mm}^2 \text{ (Skrå skjærbøyler)}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$k_A = 100$$

$$k_v = 1$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Skjærstrekk:

Betongbidrag:

$$V_{c0} = 0,3(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d}) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

$$V_{c0} = 0,3(1 + \frac{100 \cdot 2411}{1,4 \cdot 1000 \cdot 1623}) \cdot 1000 \cdot 197 \cdot 1 \leq 0,6 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 197 \cdot 1 = 207,4 \text{ kN}$$

Armeringsbidrag: (forutsetter skjærriss med vinkel lik 45°)

$$V_{sd,v} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha$$

$$V_{sd,v} = 272 \cdot 502,4 \cdot \sin 45 = 96,6 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = V_{c0} + V_{sd,v} = \underline{207 \text{ kN}}$$

Uten betongbidrag:

$$V_{cd} = 96,6 \text{ kN}$$

Skjærtrykk:

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

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 12 \cdot 1000 \cdot 177,3 \cdot (1 + \cot 45) \leq 0,45 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 177,3 = \underline{957,4 \text{ kN}}$$

Tillegg E

Søyleberegninger

Begrenser beregningene til de to innersøylene ved akse 7.

E.1 Tverrsnitt

Betong

$$E_{c,korttid} = 25000MPa$$

$$E_{c,langtid} = 8333MPa$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$f_{ck} = 19,6MPa$$

$$f_{cd} = 14MPa$$

Armering

$$E_s = 200000MPa$$

$$f_{sk} = 230MPa$$

$$f_{sd} = 184$$

Diameter: $D = 800mm$

Areal: $A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 5,03 \cdot 10^5 mm^2$

2. arealmoment: $I_c = \frac{\pi D^4}{64} = 2,01 \cdot 10^{10} mm^4$

Lengde søyler ved akse 7: $L = 15m$

Overdekning armering: $c = 50mm$

Diameter bøylearmering: $d_{bøyle} = 10mm$

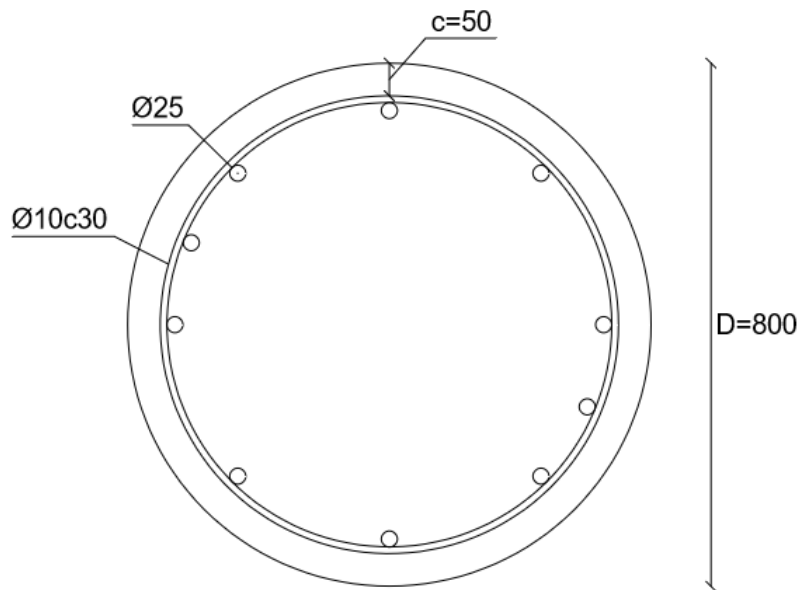
Tverrsnitt i toppen av søyla

Armering: 10Ø25

Diameter armeringsstang: $d_s = 25mm$

Areal per armeringsstang: $A_{s,\emptyset 25} = \frac{\pi d_s^2}{4} = 491mm^2$

Areal total armering: $A_{s,topp} = 10 \cdot A_{s,\emptyset 25} = 4910mm^2$

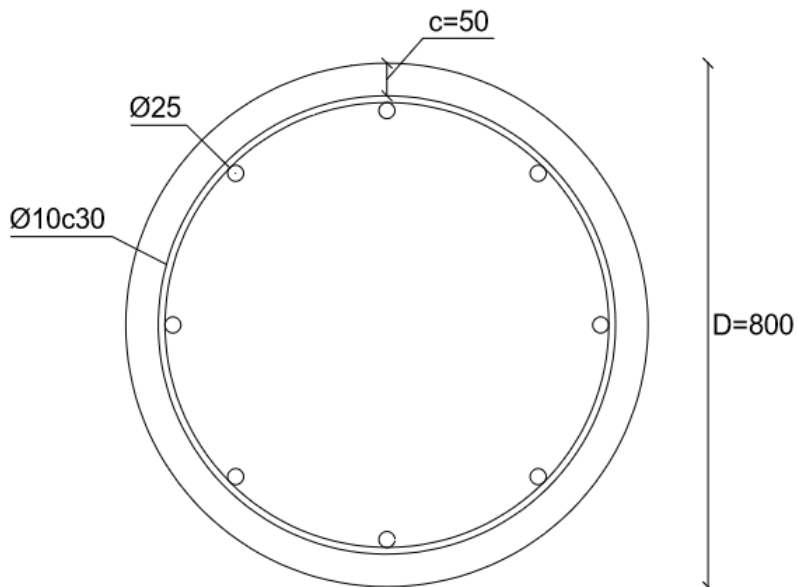


Figur E.1: Søyletverrsnitt topp

Tverrsnitt i midten av søyla

Armering: $8\varnothing 25$

Areal total armering: $A_{s,midt} = 8 \cdot A_{s,\varnothing 25} = 3928 \text{ mm}^2$



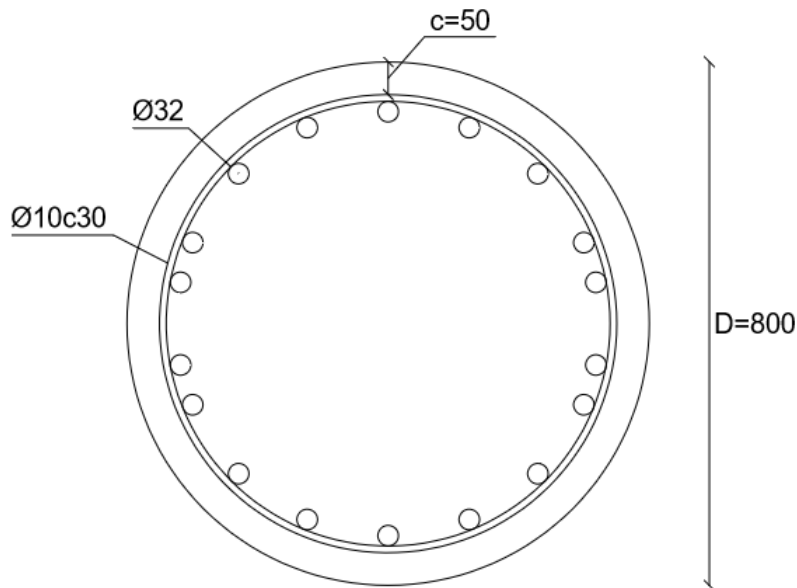
Figur E.2: Søyletverrsnitt midt

Tverrsnitt i bunn av søyla

Armering: $18\varnothing 32$

Diameter armeringsstang: $d_s = 32 \text{ mm}$

Areal per armeringsstang: $A_{s,\emptyset 32} = \frac{\pi d_s^2}{4} = 804 \text{ mm}^2$
 Areal total armering: $A_{s,bunn} = 18 \cdot A_{s,\emptyset 32} = 14476 \text{ mm}^2$



Figur E.3: Søyletverrsnitt bunn

E.2 Slankhet

Regner slankhet på tverrsnittet i midten av søyla.

NS 3473 pkt. 12.2.1

Hvis en søyle, belastet med aksialtrykk eller bøyemoment og aksialtrykk, regnes som slank skal den beregnes for disse lastvirkningene og virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2.ordens teori).

1. ordens lastvirkninger på søyle 7

Lastkombinasjon ULSa-TE.

$$N_f = 2144 \text{ kN}$$

$$M_{oA} = 354 \text{ kNm}$$

$$M_{oB} = 355 \text{ kNm}$$

12.2.4, 12.2.5 Øvre og nedre grense for slankhet

En søyle regnes som slank hvis den lastavhengige slankheten til søyla ligger innenfor den øvre og den nedre grensen for lastavhengig slankhet.

Øvre grense lastavhengig slankhet:	$\lambda_{N,maks} = 45$
Nedre grense lastavhengig slankhet (uforsyvelig ende)	$\lambda_{N,min} = 18 - 8 \cdot \frac{M_{oA}}{M_{oB}} = 26,0$

Søyle fast innspent i topp og bunn gir knekk lengde

$$l_e = 0,5 \cdot L = 7,5m$$

12.2.4 Lastavhengig slankhet

Treghetsradius

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,2m$$

Øvre grense geometrisk slankhet:

$$\lambda_{maks} = 80\sqrt{1 + 4\omega_t} = 90,3$$

Geometrisk slankhet

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = 37,5$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n_f = \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = -0,305$$

Mekanisk armeringsforhold (reduisert armeringsareal for sirkulære tverrsnitt):

$$\omega_{t,midt} = \frac{\frac{2}{3} \cdot f_{sd} \cdot A_{s,midt}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0,068$$

Lastavhengig slankhet:

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{-n_f}{1 + 4\omega_t}} = 18,3$$

Søyla regnes ikke som slank, og 2. ordens inkluderes ikke i beregningene.

E.3 Kapasitet

M-N-diagram fra "Betongkonstruksjoner", Bernt Finnesand.

Armeringsringens diameter

$$D' = D - 2 \cdot (c - d_{bøyte} - \frac{d_s}{2}) = 655mm$$

$$\frac{D'}{D} = 0.82$$

Bruker M/N diagram for $D'/D = 0,8$. Konservativt.

Kapasitet i toppen av søyla

Mekanisk armeringsforhold:

$$w_{topp} = \frac{A_{s,topp} f_{yd}}{f_{cd} A_c} = 0,064$$

Lastkombinasjon ULSa-TE**Uten ASR**

$$N = 2144kN$$

$$M = 354kNm$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} = 0,30$$

Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} = 0,06$$

Kapasitet ok.**Med ASR****Stadium I**

$$N = 2144kN$$

$$M = 854kNm$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} = 0,30$$

Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} = 0,15$$

Kapasitet ikke ok.**Stadium II**

$$N = 2144kN$$

$$M = 736kNm$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} = 0,30$$

Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} = 0,13$$

Kapasitet ikke ok.

Maksimal aksialkraft (ULSa-TR)

Uten ASR

$$N = 3436kN$$

$$M = 0kNm$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd}A_c} = 0,49$$

Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd}A_cD} = 0$$

Kapasitet ok.

Med ASR

Stadium I

$$N = 3436kN$$

$$M = 500kNm$$

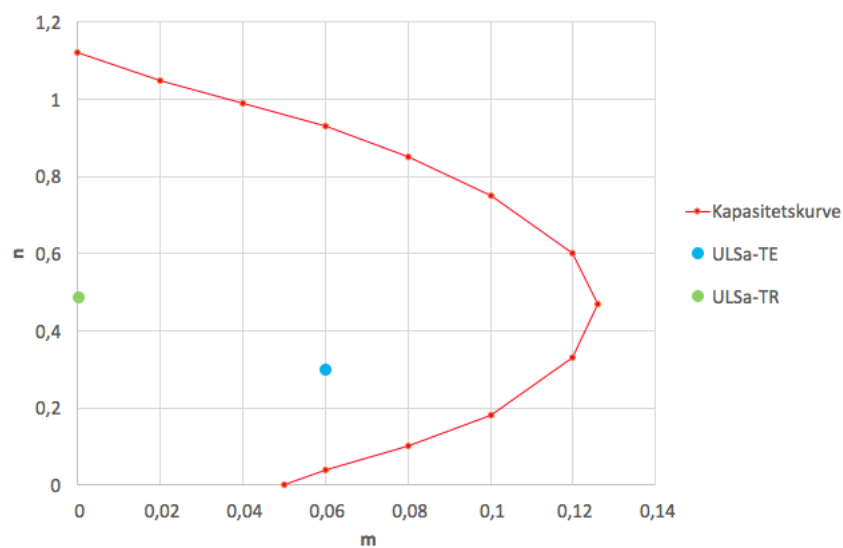
Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd}A_c} = 0,49$$

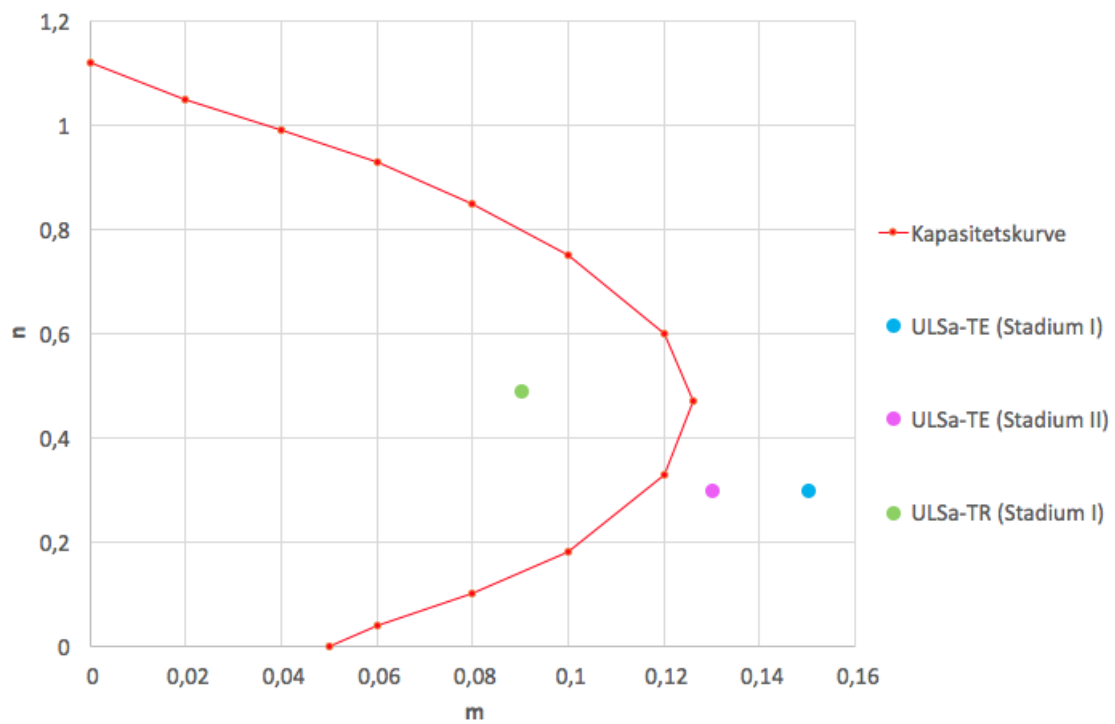
Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd}A_cD} = 0,09$$

Kapasitet ok.



Figur E.4: Kapasitetskurve søyletopp, lastkombinasjoner uten ASR



Figur E.5: Kapacitetskurve søyle topp, lastkombinasjoner med ASR

Kapasitet i bunn av søyla

Mekanisk armeringsforhold:

$$w_{bunn} = \frac{A_{s,bunn} f_{yd}}{f_{cd} A_c} = 0,19$$

Maksimalt bøyemoment (ULSa-TE)

Uten ASR

$$N = 2144kN$$

$$M = 355kNm$$

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} = 0,30$$

Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} = 0,06$$

Kapasitet ok.

Med ASR Stadium I

$$N = 2144kN$$

$$M = 857kNm$$

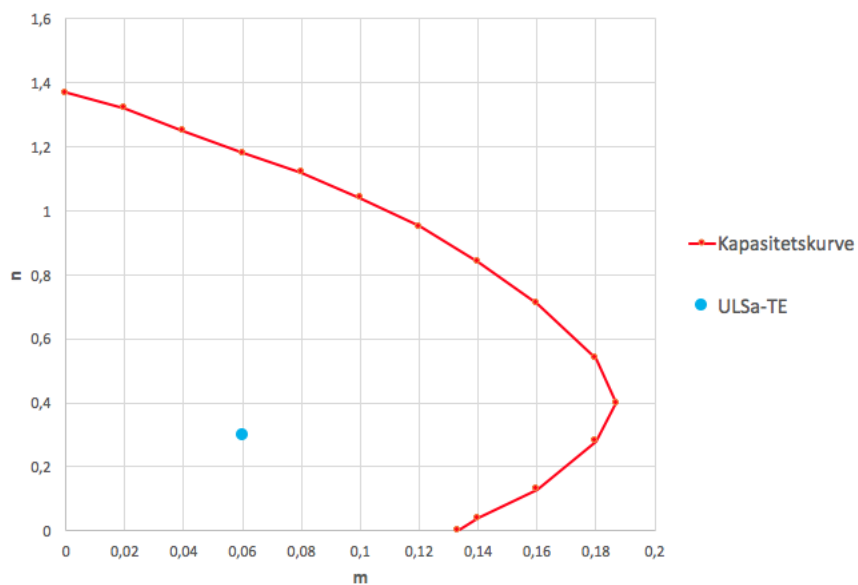
Dimensjonsløs aksialkraft

$$n = \frac{N}{f_{cd} A_c} = 0,30$$

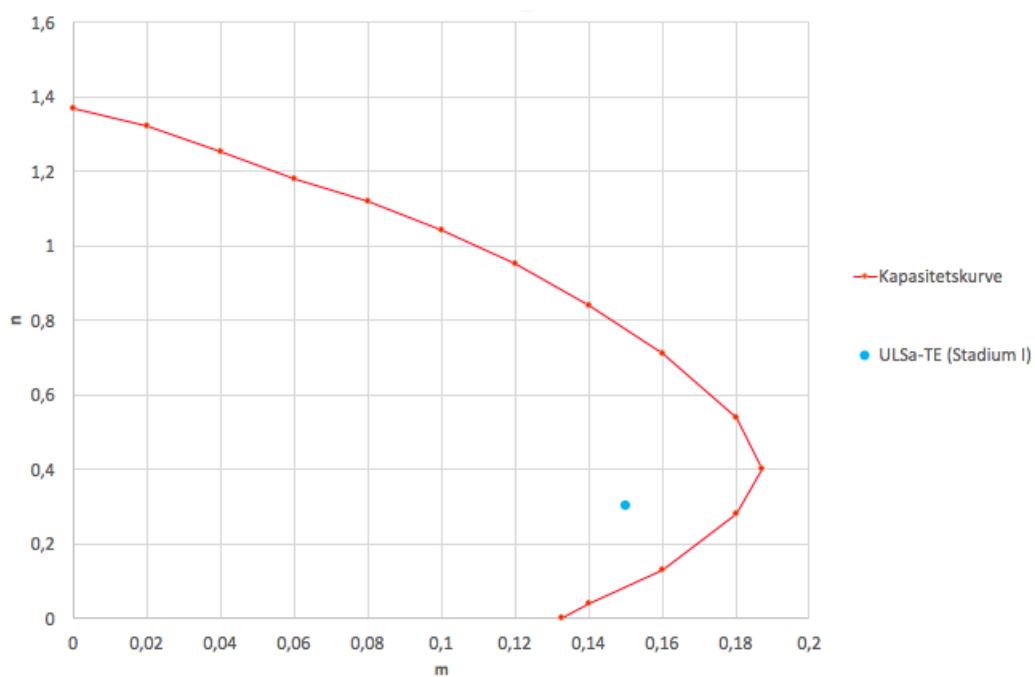
Dimensjonsløst moment

$$m = \frac{M}{f_{cd} A_c D} = 0,15$$

Kapasitet ok.



Figur E.6: Kapacitetskurve søylebunn, lastkombinasjoner uten ASR



Figur E.7: Kapacitetskurve søylebunn, lastkombinasjoner med ASR

Tillegg F

Lastberegninger

F.1 Vindlast

Basisvindhastighet

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

Tabell NA.4(901.1) Referansevindhastighet for Trondheim

$$v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$$

NA.4.2(2)P (901.1) Nivåfaktor c_{alt}

Høyden over havet der nivåkorreksjonen begynner (tabell NA.4(901.2)) :

$$H_0 = 900m$$

c_{alt} vil kun bli større enn 1 hvis $H > H_0$. Dette er ikke tilfelle her da høyden over havet for byggestedet H er tilnærmet null. Dermed kan c_{alt} i følge NA.4.2(2)P settes lik 1.

$$c_{alt} = 1,0$$

NA.4.2(2)P(901.2) Retningsfaktor

For enkelhetens skyld og fordi det ikke skal tas hensyn til hvilken retning vinden kommer fra, settes c_{dir} lik 1.

$$c_{dir} = 1,0$$

NA.4.2(2)P (901.3) Faktor for årstidsvariasjon

Velger årstidsfaktoren som gir worst case vindlast.

$$c_{season} = 1,0$$

Normalt kan c_{prob} settes lik 1.

Ligning NA.4.1 Basisvindhastigheten

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = \underline{\underline{26 \frac{m}{s}}}$$

NA.4.5

Luftens densitet:

$$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$$

Ligning 4.10 Basisvindhastighetstrykket

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \underline{\underline{422,5 \frac{N}{m^2}}}$$

Stedvindhastighet

Bruas høyde over terrengnivå:

$$z = 15m$$

4.3.2 Terrengruhet

$$z_{max} = 200m$$

Tabell NA.4.1 Terrengruhetskategori I

$$k_r = 0,17$$

$$z_0 = 0,01m$$

$$z_{min} = 2m$$

Ligning 4.4 Ruhetsfaktor

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,24$$

4.3.3 Terrengeformfaktor:

$$c_0(z) = 1,0$$

Ligning 4.3 Stedvindhastighet

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = \underline{\underline{32,24 \frac{m}{s}}}$$

Vindkasthastighetstrykk

4.4

Turbulensfaktor

$$k_1 = 1,0$$

Turbulensintensitet

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,14$$

NA.4.5

Toppfaktor:

$$k_p = 3,5$$

Uten samtidig trafikk

NA 4.4 Vindkasthastighet

$$v_p(z) = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z))^{1/2} \cdot v_m(z) = 45,37 \frac{m}{s}$$

Ligning NA.4.8 Vindkasthastighetstrykk

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p(z)^2 = \underline{\underline{1286 \frac{N}{m^2}}}$$

Med samtidig trafikk**Håndbok N400**

5.4.3.3 Vindkasthastighetstrykk

$$v_{p,t}(z) = 35 \frac{m}{s}$$

Vindkasthastighetstrykk

$$q_{p,t}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{p,t}(z)^2 = \underline{\underline{765,6 \frac{N}{m^2}}}$$

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

NA8.1(4) Vindhastighetskontroll

$$v_{m,t} = \frac{v_{p,t}}{\sqrt{1 + 2k_p \cdot I_v}} = 24,87 \frac{m}{s}$$

$$v_{b,t} = \frac{v_{m,t}}{c_r(z) \cdot c_0(z)} = 20,06 \frac{m}{s}$$

$$v_{b,0,t} = \frac{v_{b,t}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 20,06 \frac{m}{s}$$

Krav:

$$v_{b,0,t} < v_{b,0} \rightarrow OK$$

Total vindlast på overbygningen - uten samtidig trafikkHorisontalkraft i x-retning

$$d = 1,43 + 0,62 = 2,05m$$

$$L = 1m(\text{referanselengde})$$

Tabell 8.1 Høyde d_{tot} som skal brukes ved åpen parapet eller åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider

$$d_{tot} = d + 0,6m = 2,65m$$

Referansearealet

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 2,65m^2$$

8.3.1 Kraftfaktor i x-retning

Settes til 1,3 for vanlige bruer:

$$c_{f,x} = 1,3$$

4.5(1) Eksponeringsfaktoren

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} = 3,044$$

8.3.2 Vindkraft i x-retning

$$F_{W,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x} \cdot A_{ref,x} = \underline{4,4kN}$$

Vertikalkraft

8.3.3 Kraftfaktor i z-retning

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

$$b = 23,4m$$

Referansearealet

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 23,4m^2$$

Vindkraft i z-retning

$$F_{W,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = \underline{\pm 27,1kN}$$

Total vindlast på overbygningen - med samtidig trafikk

Horisontalkraft i x-retning

Håndbok N400

5.4.3.3 Kjøreøyenes vindflate antas som en rektangulær flate med høyde 2m regnet fra kjørebanens overside

$$d_{tot,t} = d + 2,0 = 4,05m$$

Referansearealet:

$$A_{ref,x,t} = d_{tot,t} \cdot L = 4,05m^2$$

Eksponeringsfaktoren:

$$c_{e,t} = \frac{q_{p,t}(z)}{q_b} = 1,812$$

Vindkraft i x-retning

$$F_{w,x,t} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{f,x} \cdot A_{ref,x,t} = \underline{4,0kN}$$

Vertikalkraft

Vindkraft i z-retning

$$F_{w,z,t} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = \underline{\pm 16,1kN}$$

Tillegg G

Lastvirkninger fra alkalireaksjoner

Lastvirkningene fra alkalireaksjoner regnes som en langtidslast og dermed er det brukt langtidsverdier for å regne disse. Alkalireaksjoner gir en forlengelse og en krumning på tverrsnittet. Disse er videre transformert til temperaturforskjeller, slik at det blir mulig å få lastvirkningen inn i Robot. Forlengelsen er regnet fra tyngdepunktet til betongtverrsnittet. Beregningene er gjort i excel og summert opp i dette vedlegget. Vedlegget viser først beregning i lengeretningen, deretter kommer et underpunkt med beregning i tverretningen.

Langtids E-modul betong: $E_{c,lang} = 7766 MPa$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt: $y_c = 1206 mm$

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

Snitt	Armering overkant		Armering underkant	
	$A_{s,ok} [mm^2]$	$y_{s,ok} [mm]$	$A_{s,uk} [mm^2]$	$y_{s,uk} [mm]$
Felt	52270,5	1577,6	16478,7	147,5
Støtte	30525,5	1574,2	12057,6	118,3
Momentnullpunkt	11701,2	1602,6	3617,3	87

G.1 Snitt over felt, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 3222316,3 mm^2$$

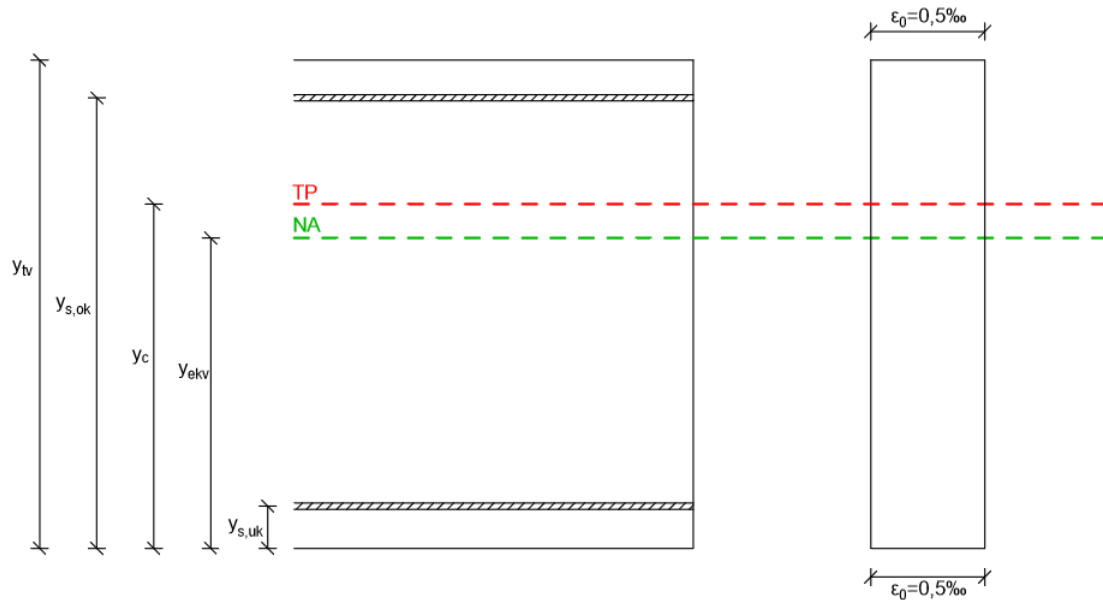
$$I_{ekv} = 1,115 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$y_{ekv} = 1086,7 mm$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmoring: $F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 527,0 kN$

Kraft i underkantarmoring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 1647,9 kN$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -2174,9 kN$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = -1289 kNm$

Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = 0,006 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,014 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,069 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,227 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,249 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,506 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,486 \cdot 10^{-3}$$

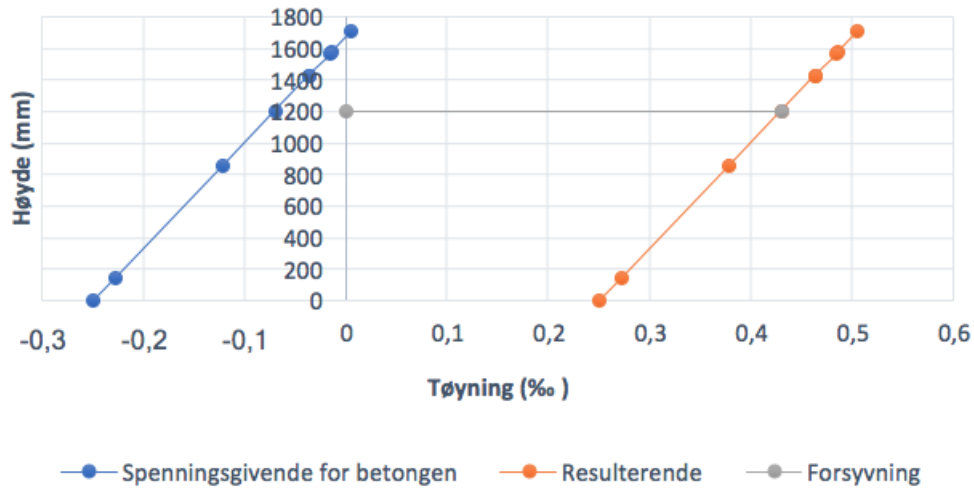
$$\epsilon_{TP} = 0,431 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,273 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,251 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,149 \cdot 10^{-6}$$

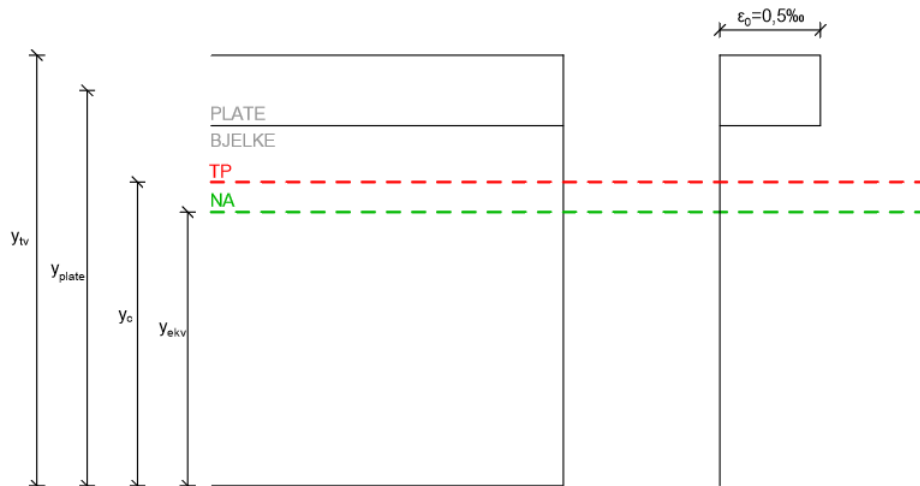


Figur G.1: Tøyningskurver modell 1

Modell 2

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon kun over plate: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Resulterende tøyninger

Kraft i plata: $F_c = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot (A_{c,plate} - A_{s,ok}) = 5959,9kN$

Aksialkraft: $N = F_c = 5959,9kN$

Moment: $M = F_c \cdot (y_{ekv} - y_{plate}) = -2880,4kNm$

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Resulterende tøyning

$$\begin{aligned} \epsilon_{ok} &= 0,445 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,ok} &= 0,401 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{plate,uk} &= 0,352 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{bjelke,ok} &= 0,352 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{TP} &= 0,278 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,uk} &= -0,074 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{uk} &= -0,123 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Krumning:

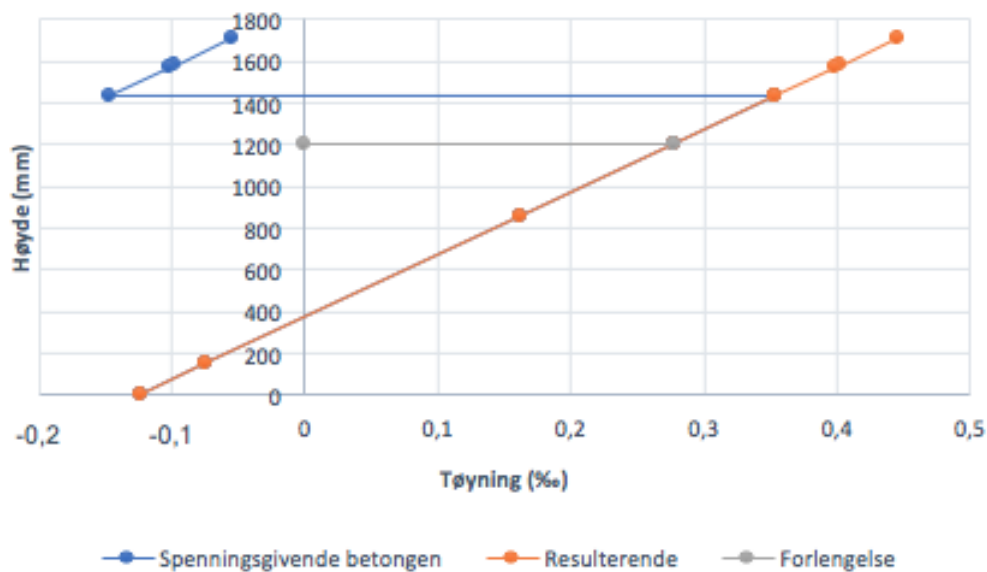
$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,333 \cdot 10^{-6}$$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\begin{aligned} \epsilon_{sp,y_i} &= \epsilon_{y_i} - \epsilon_0 \rightarrow y_i \text{ innenfor plate} \\ \epsilon_{sp,y_i} &= \epsilon_{y_i} \rightarrow y_i \text{ innenfor bjelke} \end{aligned}$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\begin{aligned} \epsilon_{sp,ok} &= -0,055 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,ok} &= -0,099 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,plate,uk} &= -0,148 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,bjelke,ok} &= 0,352 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,TP} &= 0,278 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,uk} &= -0,074 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,uk} &= -0,123 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$



Figur G.2: Tøyningskurver modell 2

Modell 3

$$\epsilon = 0,207 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 2 + modell 3

Forlengelse: $\epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^2 + \epsilon_{TP}^3 = 0,915 \cdot 10^{-3}$

Krumning: $\kappa = \kappa^1 + \kappa^2 = 0,481 \cdot 10^{-6}$

Verdier som skal inn i Robot

Forlengelse: $\Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 91,60$

Krumning: $\Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = 82,25$

G.2 Snitt over felt, Stadium II

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 2209789,7 \text{ mm}^2$$

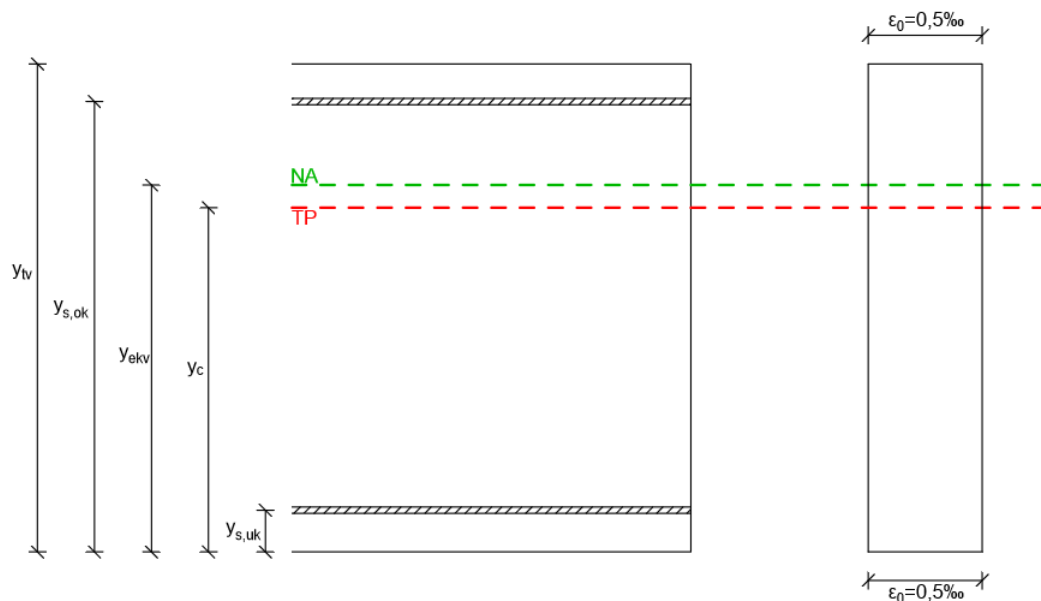
$$I_{ekv} = 6,962 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 1286,3 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmring: $F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 527,0kN$

Kraft i underkantarmring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 1647,9kN$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -2174,9kN$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = -1723,0kNm$

Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang}A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang}I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = 0,008 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,033 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,152 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,490 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,537 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,508 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,466 \cdot 10^{-3}$$

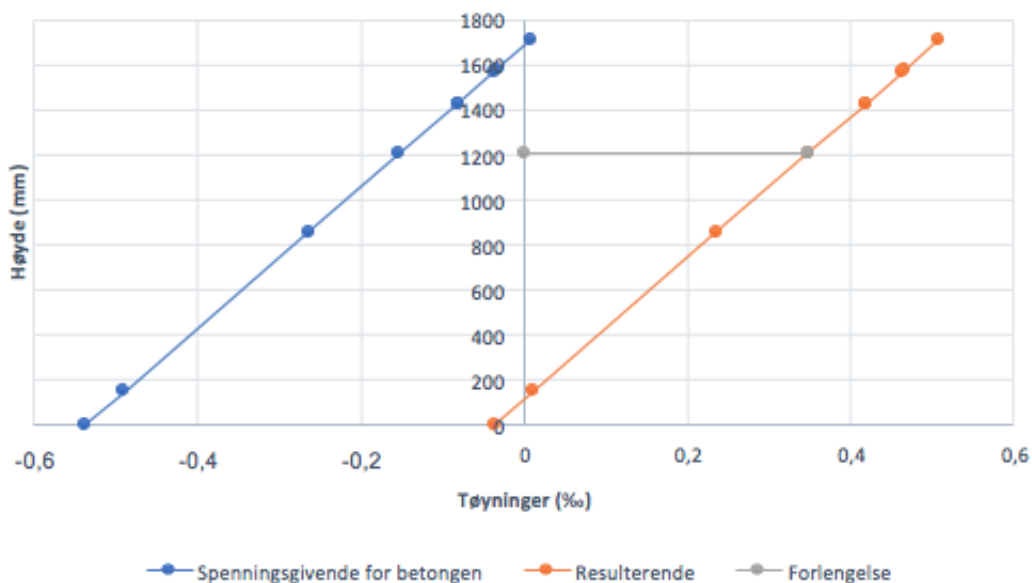
$$\epsilon_{TP} = 0,348 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,010 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = -0,037 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,319 \cdot 10^{-6}$$

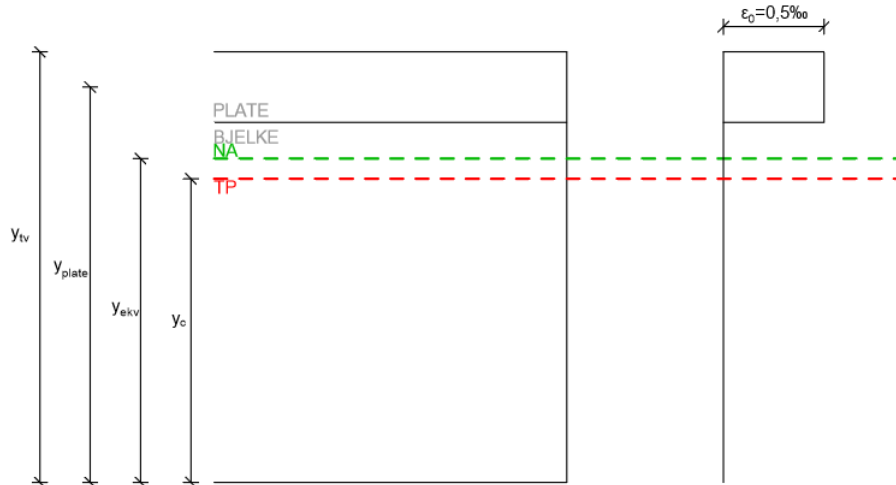


Figur G.3: Tøyningskurver modell 1

Modell 2

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon kun over plate: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Resulterende tøyninger

Kraft i plata: $F_c = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot (A_{c,plate} - A_{s,ok}) = 5959,9kN$

Aksialkraft: $N = F_c = 5959,9kN$

Moment: $M = F_c \cdot (y_{ekv} - y_{plate}) = -1691,1kNm$

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,480 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,438 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{plate,uk} = 0,392 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{bjelke,ok} = 0,392 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{TP} = 0,322 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = -0,009 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = -0,055 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,313 \cdot 10^{-6}$$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} - \epsilon_0 \rightarrow y_i$ innenfor plate

$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} \rightarrow y_i$ innenfor bjelke

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,020 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,062 \cdot 10^{-3}$$

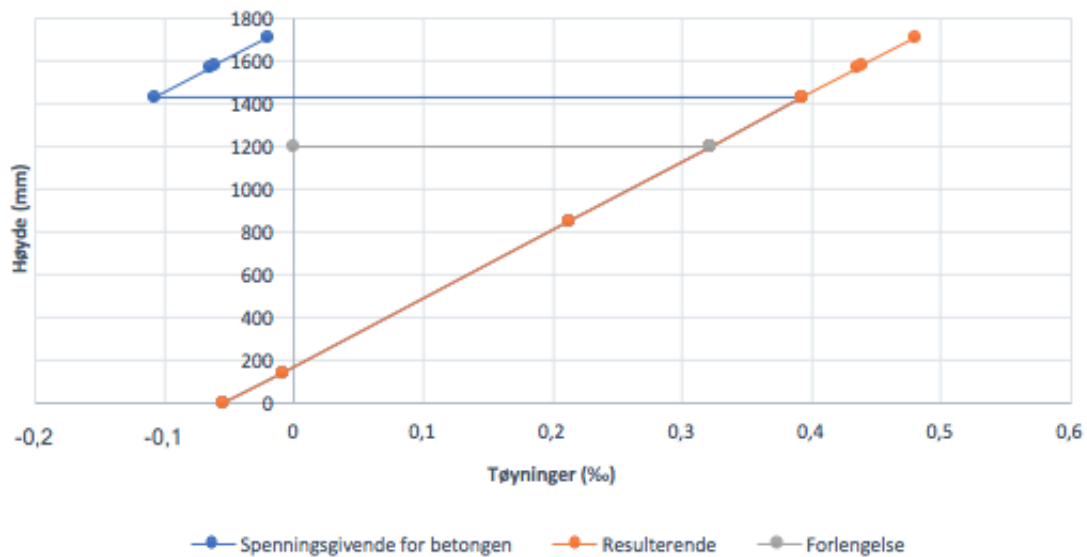
$$\epsilon_{sp,plate,uk} = -0,108 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,bjelke,ok} = 0,392 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = 0,322 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,009 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,055 \cdot 10^{-3}$$



Figur G.4: Tøyningskurver modell 2

Modell 3

$$\epsilon = 0,1866 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 2 + modell 3

Forlengelse: $\epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^2 + \epsilon_{TP}^3 = 0,856 \cdot 10^{-3}$

Krumning: $\kappa = \kappa^1 + \kappa^2 = 0,631 \cdot 10^{-6}$

Verdier som skal inn i Robot

Forlengelse: $\Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 85,60$

Krumning: $\Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = 107,9$

G.3 Snitt over støtte, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 3737978 \text{ mm}^2$$

$$I_{ekv} = 1,15 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

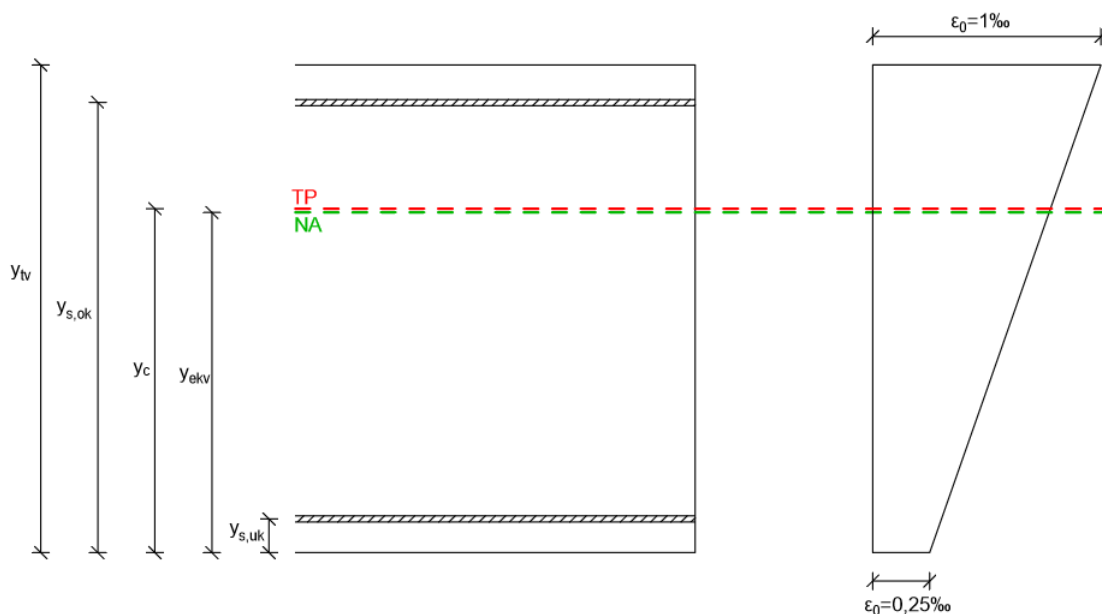
$$y_{ekv} = 1193 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Stigningstall: $a = \frac{1710}{0,75 \cdot 10^{-3}} = 2280000$

Fri ekspansjon lineært over tverrsnittet: $\epsilon_{0,y_i} = 0,25 \cdot 10^{-3} + \frac{y_i}{a}$



Fri ekspansjon

$$\epsilon_{0,ok} = 1 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{0,s,ok} = 0,94 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{0,TP} = 0,78 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{0,s,uk} = 0,30 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{0,uk} = 0,25 \cdot 10^{-3}$$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmoring: $F_{s,ok} = \epsilon_{0,s,ok} \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 5741,4 \text{ kN}$

Kraft i underkantarmoring: $F_{s,uk} = \epsilon_{0,s,uk} \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 728,0 \text{ kN}$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -6469,4 \text{ kN}$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 1404,4 \text{ kNm}$
 Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\begin{aligned} \epsilon_{sp,ok} &= -0,304 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,ok} &= -0,283 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,TP} &= -0,221 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,uk} &= -0,053 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,uk} &= -0,035 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Resulterende tøyninger

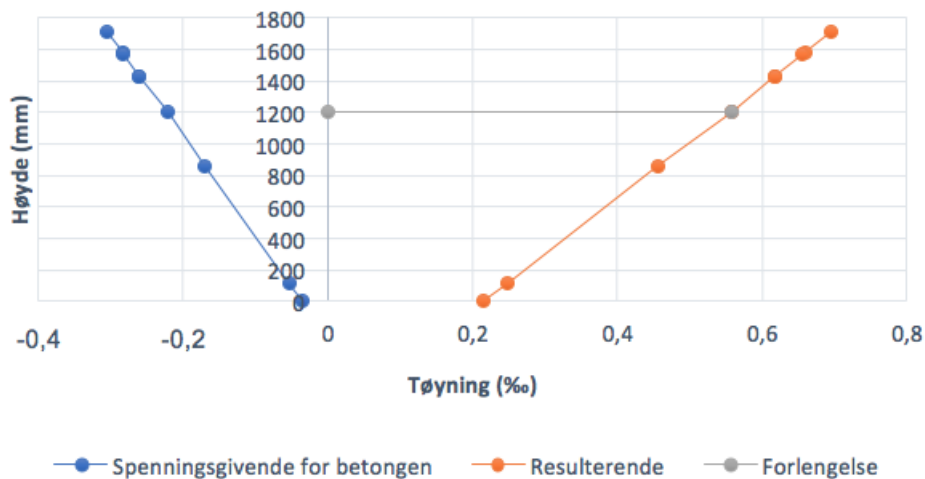
Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_{0,y_i}$

Resulterende tøyning

$$\begin{aligned} \epsilon_{ok} &= 0,696 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,ok} &= 0,659 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{TP} &= 0,558 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,uk} &= 0,248 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{uk} &= 0,215 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,281 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.5: Tøyningskurver modell 1

Modell 3

$$\epsilon = 0,207 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 3

Forlengelse: $\epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^3 = 0,764 \cdot 10^{-3}$

Krumning: $\kappa = \kappa^1 = 0,281 \cdot 10^{-6}$

Verdier som skal inn i Robot

Forlengelse: $\Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 76,40$

Krumning: $\Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = 48,05$

G.4 Snitt over støtte, Stadium II

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 1792338 \text{ mm}^2$$

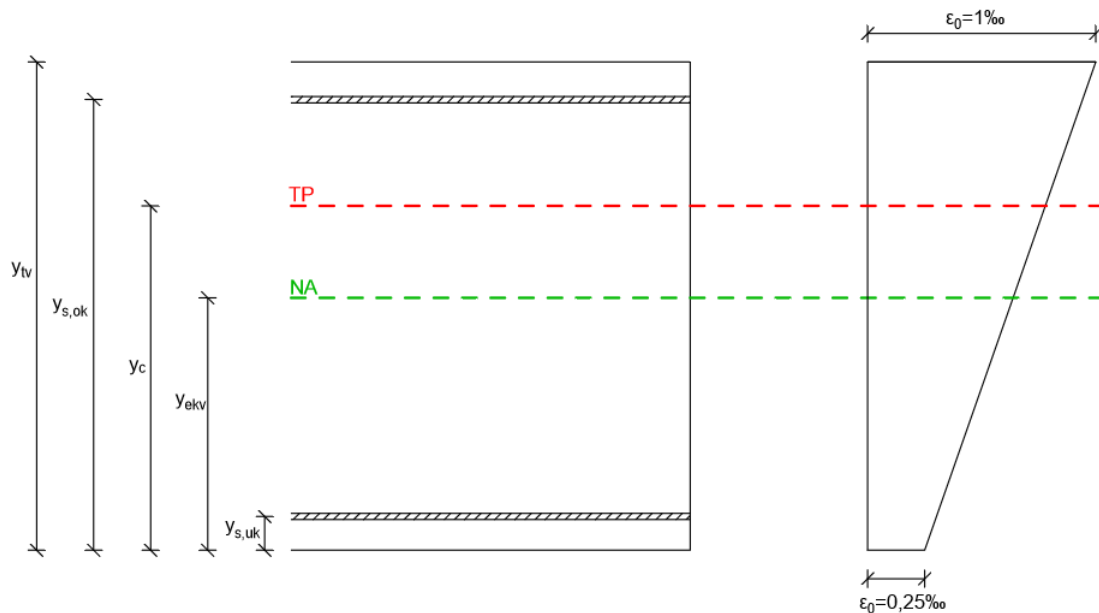
$$I_{ekv} = 7,3465 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 884 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Lik som i stadium I.



Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\text{Kraft i overkantarmering: } F_{s,ok} = \epsilon_{0,s,ok} \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 5741,4 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft i underkantarmering: } F_{s,uk} = \epsilon_{0,s,uk} \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 728,0 \text{ kN}$$

$$\text{Aksialkraft: } N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -6469,4 \text{ kN}$$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 3400, 1kNm$
 Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang}A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang}I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\begin{aligned} \epsilon_{sp,ok} &= -0,957 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,ok} &= -0,876 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,TP} &= -0,656 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,s,uk} &= -0,007 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{sp,uk} &= -0,063 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Resulterende tøyninger

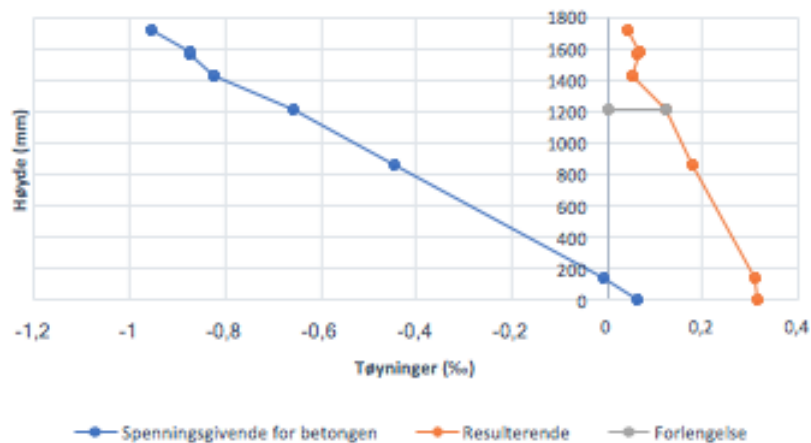
Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_{0,y_i}$

Resulterende tøyning

$$\begin{aligned} \epsilon_{ok} &= 0,043 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,ok} &= 0,066 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{TP} &= 0,123 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,uk} &= 0,307 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{uk} &= 0,313 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = -0,158 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.6: Tøyningskurver modell 1

Modell 3

$$\epsilon = 0,1866 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 3

Forlengelse: $\epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^3 = 0,309 \cdot 10^{-3}$

Krumning: $\kappa = \kappa^1 = -0,158 \cdot 10^{-6}$

Verdier som skal inn i Robot

Forlengelse: $\Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 30,90$

Krumning: $\Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = -27,02$

G.5 Snitt over momentnullpunkt, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$A_{ekv} = 3063149,1 \text{ mm}^2$

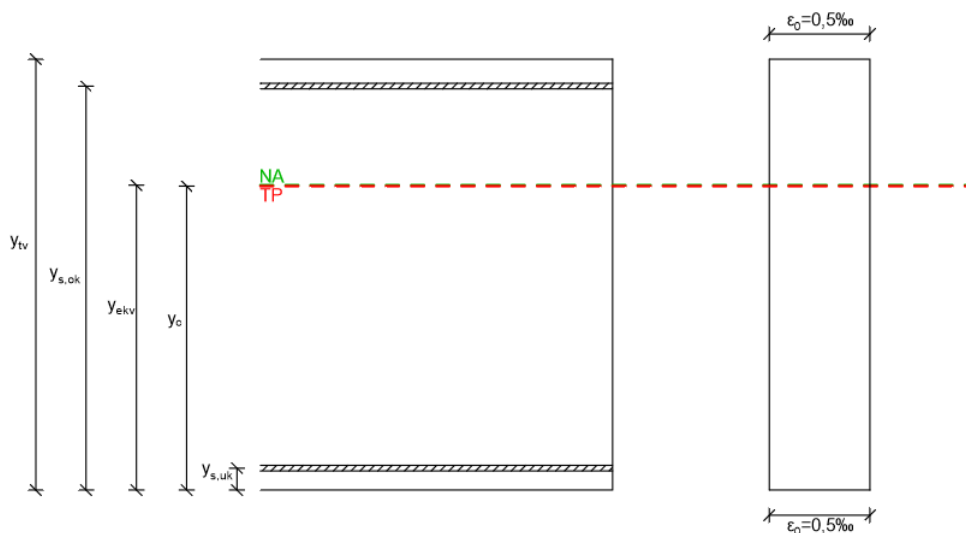
$I_{ekv} = 8,426 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$

$y_{ekv} = 1210,4 \text{ mm}$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmoring: $F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 1170,1 \text{ kN}$

Kraft i underkantarmoring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 361,7 \text{ kN}$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -1531,8 \text{ kN}$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 52,5 \text{ kNm}$

Spenningsgivente tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,068 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,067 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,064 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,055 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,054 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,431 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,432 \cdot 10^{-3}$$

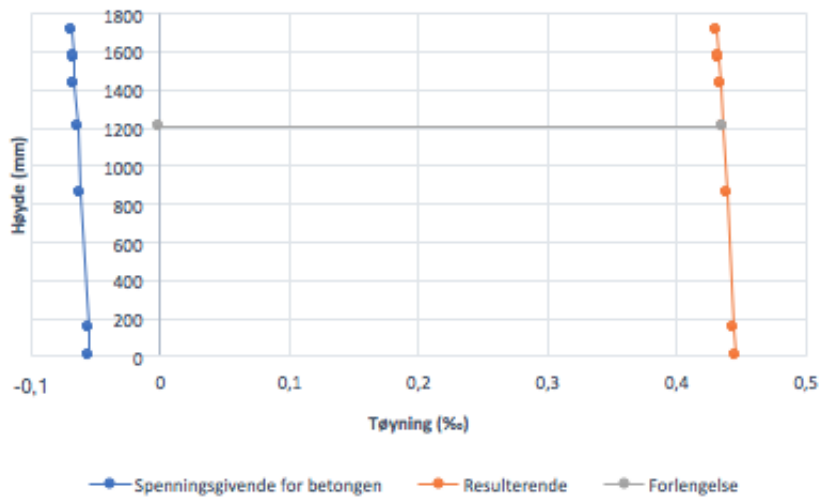
$$\epsilon_{TP} = 0,436 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,444 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,445 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = -8,02 \cdot 10^{-9}$$

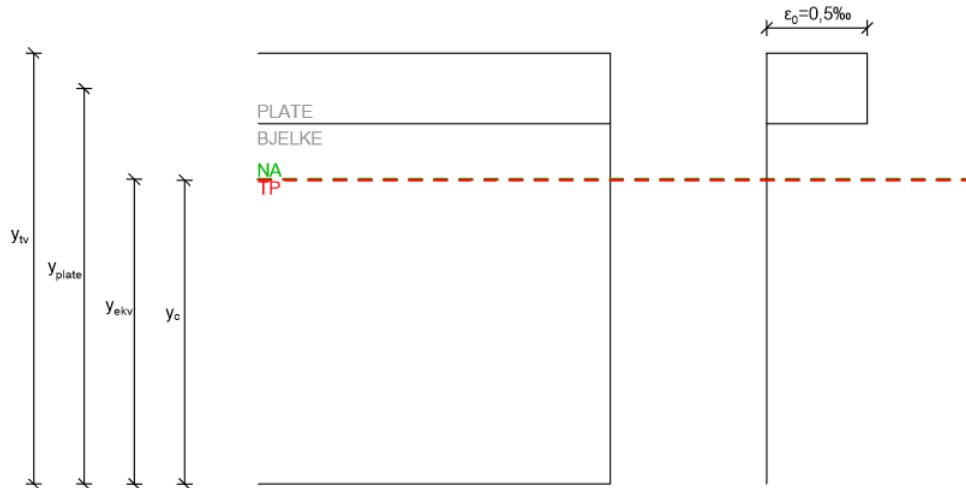


Figur G.7: Tøyningskurver modell 1

Modell 2

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon kun over plate: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Resulterende tøyninger

$$\text{Kraft i plata: } F_c = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot (A_{c,plate} - A_{s,ok}) = 5934,9 \text{ kN}$$

$$\text{Aksialkraft: } N = F_c = 5934,9 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M = F_c \cdot (y_{ekv} - y_{plate}) = -2134,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Resulterende tøyning: } \epsilon_{y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,412 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,377 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{plate,uk} = 0,321 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{bjelke,ok} = 0,321 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{TP} = 0,248 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = -0,117 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = -0,145 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,326 \cdot 10^{-6}$$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} - \epsilon_0 \rightarrow y_i \text{ innenfor plate}$$

$$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} \rightarrow y_i \text{ innenfor bjelke}$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,088 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,123 \cdot 10^{-3}$$

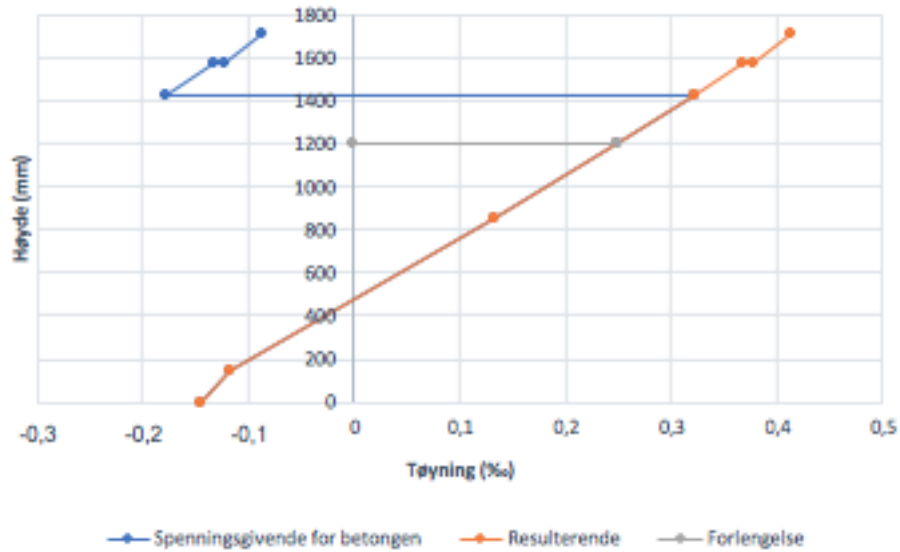
$$\epsilon_{sp,plate,uk} = -0,179 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,bjelke,ok} = 0,321 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = 0,248 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,117 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,145 \cdot 10^{-3}$$



Figur G.8: Tøyningskurver modell 2

Modell 3

$$\epsilon = 0,207 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 2 + modell 3

$$\text{Forlengelse: } \epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^2 + \epsilon_{TP}^3 = 0,890 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Krumning: } \kappa = \kappa^1 + \kappa^2 = 0,318 \cdot 10^{-6}$$

Verdier som skal inn i Robot

$$\text{Forlengelse: } \Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 89$$

$$\text{Krumning: } \Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = 54,38$$

G.6 Snitt over momentnullpunkt, Stadium II

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 1922766,3 \text{ mm}^2$$

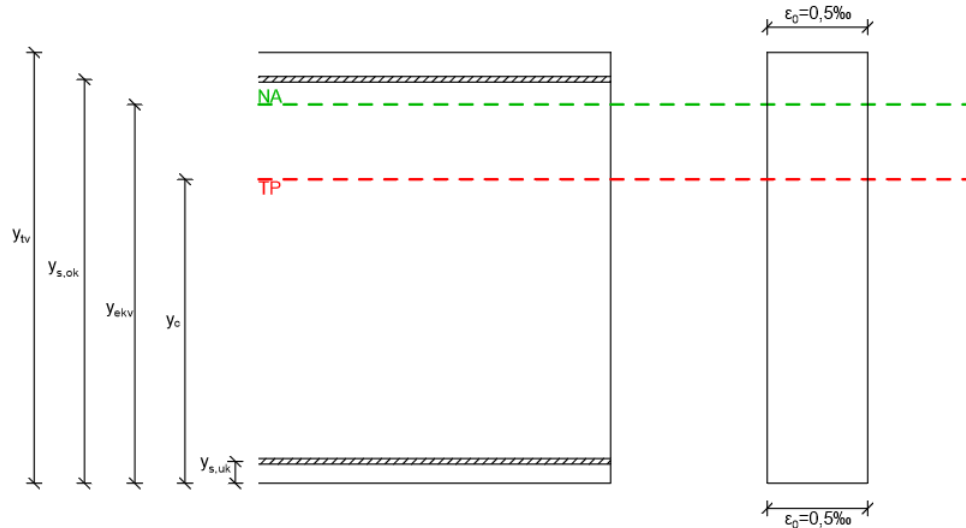
$$I_{ekv} = 2,066 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 1503 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmoring: $F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 1170,1kN$

Kraft i underkantarmoring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 361,7kN$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -1531,8kN$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = -395,7kNm$

Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,052 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,078 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,176 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,451 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,473 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,448 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,422 \cdot 10^{-3}$$

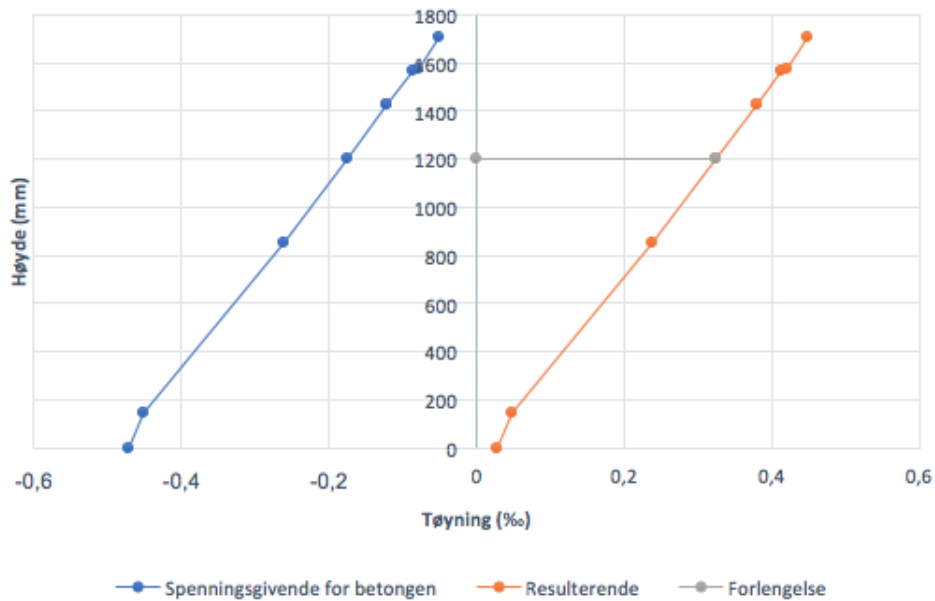
$$\epsilon_{TP} = 0,324 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,049 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,027 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,246 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.9: Tøyningskurver modell 1

Modell 2

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon kun over plate: $\epsilon_0 = 0,5 \cdot 10^{-3}$



Resulterende tøyninger

Kraft i plata: $F_c = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot (A_{c,plate} - A_{s,ok}) = 5934,9kN$

Aksialkraft: $N = F_c = 5934,9kN$

Moment: $M = F_c \cdot (y_{ekv} - y_{plate}) = -397,6 kNm$

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,449 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,422 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{plate,uk} = 0,379 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{bjelke,ok} = 0,379 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{TP} = 0,324 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,047 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,025 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,248 \cdot 10^{-6}$$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} - \epsilon_0 \rightarrow y_i \text{ innenfor plate}$$

$$\epsilon_{sp,y_i} = \epsilon_{y_i} \rightarrow y_i \text{ innenfor bjelke}$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,051 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,078 \cdot 10^{-3}$$

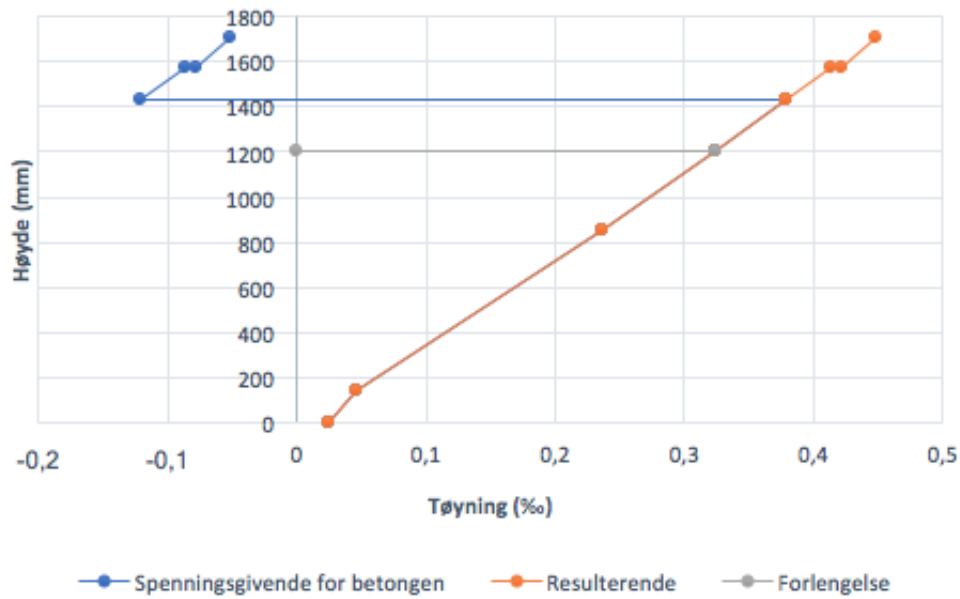
$$\epsilon_{sp,plate,uk} = -0,121 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,bjelke,ok} = 0,379 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = 0,324 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = 0,047 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = 0,025 \cdot 10^{-3}$$



Figur G.10: Tøyningskurver modell 2

Modell 3

$$\epsilon = 0,1866 \cdot 10^{-3}$$

Modell 1 + modell 2 + modell 3

$$\text{Forlengelse: } \epsilon_{TP} = \epsilon_{TP}^1 + \epsilon_{TP}^2 + \epsilon_{TP}^3 = 0,835 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Krumning: } \kappa = \kappa^1 + \kappa^2 = 0,494 \cdot 10^{-6}$$

Verdier som skal inn i Robot

$$\text{Forlengelse: } \Delta T = \frac{\epsilon_{TP}}{\alpha_T} = 83,5$$

$$\text{Krumning: } \Delta T = \kappa \cdot \frac{h}{\alpha_T} = 84,47$$

G.7 Tverretning

Snitt	Armering overkant		Armering underkant	
	$A_{s,ok} [mm^2]$	$y_{s,ok} [mm]$	$A_{s,uk} [mm^2]$	$y_{s,uk} [mm]$
Utkrager	1406,7	247,0	635,1	33
Ytterbjelke	2411,5	247	602,9	33
Felt 1	602,9	247	803,8	33
Innerbjelke*	1808,6	247	401,9	33
Felt 2			1913,9	33

*innerbjelken har også armering i midt ($y_{TP} = 140mm$), $A_s = 1063,2mm^2$

G.7.1 Snitt over utkrager, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 330536,4mm^2$$

$$I_{ekv} = 2,395 \cdot 10^9 mm^4$$

$$y_{ekv} = 146,2mm$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 1 \cdot 10^{-3}$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\text{Kraft i overkantarmring: } F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 281,3kN$$

$$\text{Kraft i underkantarmring: } F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 127,0kN$$

$$\text{Aksialkraft: } N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -408,4kN$$

$$\text{Moment: } M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 14,0kNm$$

$$\text{Spenningsgivende tøyning: } \epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,260 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,235 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,154 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,074 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,049 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

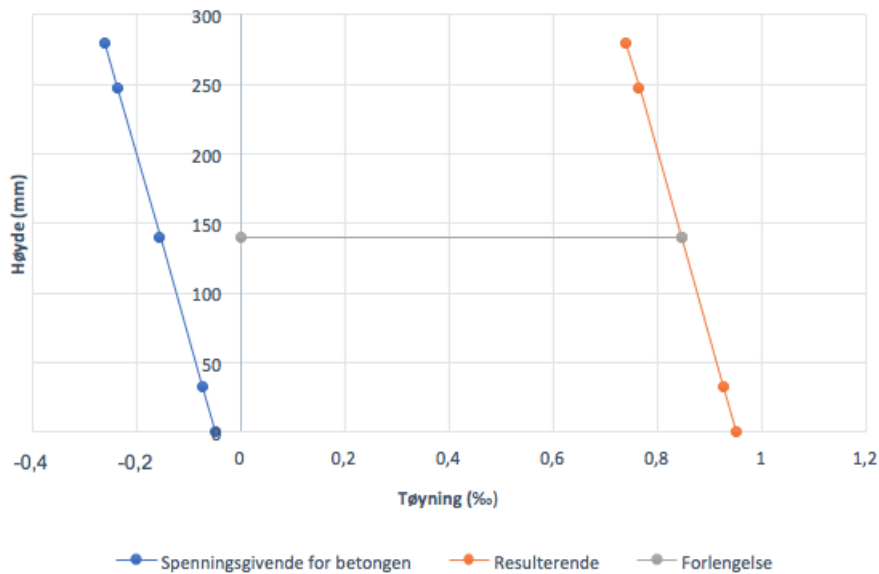
Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\begin{aligned}\epsilon_{ok} &= 0,740 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,ok} &= 0,765 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{TP} &= 0,846 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{s,uk} &= 0,926 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{uk} &= 0,951 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = -0,752 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.11: Tøyningskurver modell 1

G.7.2 Snitt over ytterbjelke, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$$\begin{aligned}A_{ekv} &= 354609,6 \text{ mm}^2 \\ I_{ekv} &= 2,619 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ y_{ekv} &= 153,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 1 \cdot 10^{-3}$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i overkantarmoring: $F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 482,3 \text{ kN}$

Kraft i underkantarmoring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 120,6 \text{ kN}$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -602,9kN$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 30,6kNm$

Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang}A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang}I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$\epsilon_{sp,ok} = -0,409 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,359 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{sp,TP} = -0,199 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,038 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{sp,uk} = 0,012 \cdot 10^{-3}$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$\epsilon_{ok} = 0,591 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{s,ok} = 0,641 \cdot 10^{-3}$

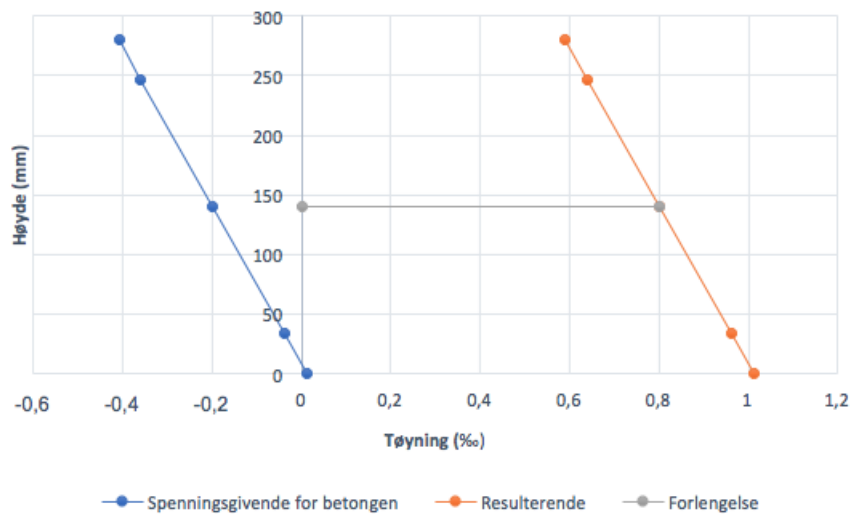
$\epsilon_{TP} = 0,801 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{s,uk} = 0,962 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{uk} = 1,011 \cdot 10^{-3}$

Krumning:

$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = -1,503 \cdot 10^{-6}$



Figur G.12: Tøyningskurver modell 1

G.7.3 Snitt over felt 1, Stadium I

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 314817,8 \text{ mm}^2$$

$$I_{ekv} = 2,227 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 138,3 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 1 \cdot 10^{-3}$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\text{Kraft i overkantarmring: } F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 120,6 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft i underkantarmring: } F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 160,8 \text{ kN}$$

$$\text{Aksialkraft: } N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -281,3 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = -3,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Spenningsgivende tøyning: } \epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,084 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,091 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,115 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,138 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = 0,146 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,916 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,909 \cdot 10^{-3}$$

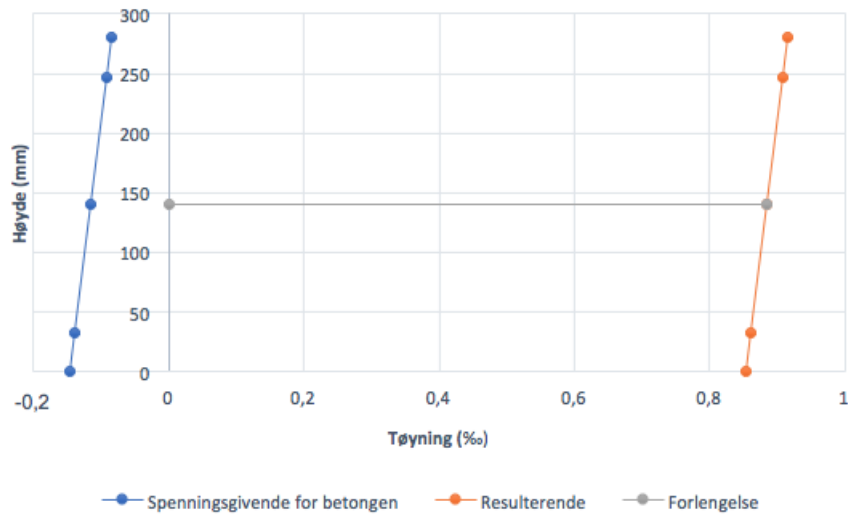
$$\epsilon_{TP} = 0,885 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,862 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,854 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 0,221 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.13: Tøyningskurver modell 1

G.7.4 Snitt over innerbjelke, Stadum I

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 361031,1 \text{ mm}^2$$

$$I_{ekv} = 2,417 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 150,3 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 1 \cdot 10^{-3}$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

$$\text{Kraft i overkantarmoring: } F_{s,ok} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,ok} = 574,4 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft i underkantarmoring: } F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 80,4 \text{ kN}$$

$$\text{Aksialkraft: } N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -654,8 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 23,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Spenningsgivende tøyning: } \epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang} A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang} I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = -0,395 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,ok} = -0,353 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,221 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,088 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = 0,047 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 0,605 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,ok} = 0,646 \cdot 10^{-3}$$

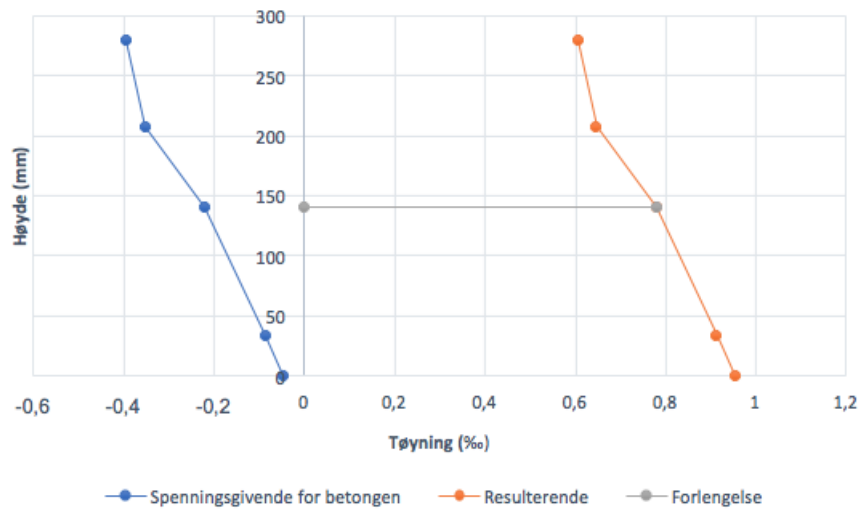
$$\epsilon_{TP} = 0,779 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,912 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,953 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = -1,244 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.14: Tøyningskurver modell 1

G.7.5 Snitt over felt 2, Stadium II

Ved langtidsstivhet:

$$A_{ekv} = 327371,2 \text{ mm}^2$$

$$I_{ekv} = 2,293 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$y_{ekv} = 124,5 \text{ mm}$$

Modell 1

Fri ekspansjon

Fri ekspansjon jevnt over tverrsnittet: $\epsilon_0 = 1 \cdot 10^{-3}$

Spenningsgivende tøyninger for betongen

Kraft i underkantarmring: $F_{s,uk} = \epsilon_0 \cdot E_{c,lang} \cdot A_{s,uk} = 382,8kN$

Aksialkraft: $N = -(F_{s,ok} + F_{s,uk}) = -382,8kN$

Moment: $M = F_{s,ok} \cdot (y_{ekv} - y_{s,ok}) + F_{s,uk} \cdot (y_{ekv} - y_{s,uk}) = 35,0kNm$

Spenningsgivende tøyning: $\epsilon_{sp,y_i} = \frac{N}{E_{c,lang}A_{ekv}} + \frac{M}{E_{c,lang}I_{ekv}} \cdot (y_{ekv} - y_i)$

Spenningsgivende tøyning betong

$$\epsilon_{sp,ok} = 0,155 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,TP} = -0,120 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,s,uk} = -0,331 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sp,uk} = -0,395 \cdot 10^{-3}$$

Resulterende tøyninger

Resulterende tøyning: $\epsilon_{y_i} = \epsilon_{sp,y_i} + \epsilon_0$

Resulterende tøyning

$$\epsilon_{ok} = 1,155 \cdot 10^{-3}$$

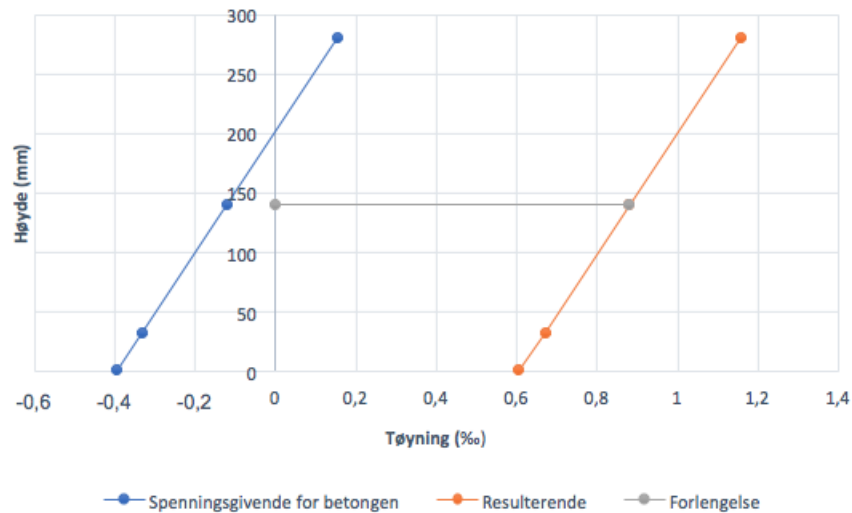
$$\epsilon_{TP} = 0,880 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,uk} = 0,669 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{uk} = 0,605 \cdot 10^{-3}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{ok} - \epsilon_{uk}}{y_{tv}} = 1,967 \cdot 10^{-6}$$



Figur G.15: Tøyningskurver modell 1