

# Sammenligning og kontroll av forskjellige beregningsprogram

Dimensjonering av 2 spenns slakkarmert  
betongbru med skjeve opplegg iht. Eurokode

## Sveinung Heide Vaskinn

Master i ingeniørvitenskap og IKT

Innlevert: desember 2013

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Pierre-Nicolai Schmidt-Melbye, Reinertsen  
N N, Reinertsen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk



## Forord

Denne masteroppgaven, tilsvarende 30 studiepoeng, er skrevet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) under Institutt for konstruksjonsteknikk (KT) i samarbeid med Entreprenørselskapet REINERTSEN. Oppgaven er skrevet høsten 2013 og utgjør 20 ukers arbeid.

Denne oppgaven kom som et resultat av at brukgruppen hos Reinertsen i Trondheim vurderte å investere i ny programvare for bruprojektering. Jeg har i løpet av studiet jobbet både med konstruksjonstekniske og datatekniske fag, så derfor passet en oppgave med å prøve ut og vurdere forskjellige programvare for brukonstruksjoner meg perfekt. Oppgaven har gitt meg nyttig erfaring med aktuelle programmer, standarder og konstruksjonsemner.

Jeg ønsker å gi en stor takk til professor Terje Kanstad ved NTNU for å ha gitt meg så å si frie tøyler vedrørende valg av emne for oppgaven, og for å la denne bli til litt etterhvert og dermed la meg få fordype meg i de emner som har vært interessante. Dette har vært en veldig lærerik oppgave. Jeg ønsker også å takke Anders Kinne i REINERTSEN for å ta seg tiden til å svare på mine (til tider kanskje litt dumme) spørsmål og for å komme med nyttige innspill. En takk går også til mine foreldre for motivasjon og faglig gjennomlesing, og til Kjellaug Kornstad for språklig gjennomlesing.



# Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse.....	I
Summary in English.....	VII
Innledning.....	9
1 Regelverket.....	11
1.1 Eurokode.....	11
1.1.1 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.....	11
1.1.1.1 Dimensjonerende verdier for lastvirkninger.....	11
1.1.1.2 Bruddgrensetilstander.....	12
1.1.1.3 Bruksgrensetilstander.....	12
1.1.1.4 Kombinasjons- og partialfaktorer.....	13
1.1.2 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.....	17
1.1.2.1 Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.....	17
1.1.2.2 Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster.....	18
1.1.2.3 Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger.....	18
1.1.2.4 Del 2: Trafikklast på bruer.....	20
1.2 Jernbaneverkets tekniske regelverk.....	28
1.2.1 Bok 525: Bruer/Prosjektering og bygging.....	29
1.2.1.1 Generelle tekniske krav.....	29
1.2.1.2 Laster.....	29
2 Løsningsmetoder.....	35
2.1 Dataverktøy.....	35
2.1.1 FEM-Design.....	36
2.1.2 Brigade Standard.....	37
2.1.3 Brigade Plus.....	38
2.2 Håndberegning.....	39
3 Modellering.....	41
3.1 Brugeometri.....	41
3.2 Grunnleggende variabler.....	42
3.2.1 Dimensjonerende hastighet.....	42
3.2.2 Kriteriet for dynamisk beregning.....	42
3.2.3 Dynamisk faktor.....	43
3.3 Beregningsmodell.....	43
3.3.1 Medvirkende flensbredde.....	43
3.3.2 Stivhet av peler.....	44
3.3.3 Elementnett.....	45
3.4 Laster.....	47
3.4.1 Egenvekt.....	47
3.4.1.1 Kantbjelke og rekkverk.....	48
3.4.1.2 Vekt av bjelke del som kommer med to ganger.....	48
3.4.1.3 Konsollvekt.....	48
3.4.2 Ballast.....	49
3.4.3 Skinner.....	49
3.4.4 Kryp og svinn.....	49
3.4.4.1 Kryp.....	50
3.4.4.2 Svinn.....	51
3.4.5 Toglaster.....	51
3.4.6 Temperatur.....	54
3.4.6.1 Jevnt fordelt andel.....	54

3.4.6.2	Temperaturgradient.....	54
3.4.6.3	Forskjell mellom konstruksjonsdeler.....	55
3.4.7	Trekk- og bremsekraft.....	55
3.4.8	Slingrekrefter.....	56
3.4.9	Sentrifugalkrefter.....	56
3.4.10	Vindlast.....	57
3.4.10.1	Vind på konstruksjon.....	57
3.4.10.2	Vind på trafikk.....	57
3.5	Lastkombinasjoner.....	58
4	Resultater.....	61
4.1	Håndberegning.....	61
4.2	Databeregning.....	63
4.2.1	Sammenligning av håndberegning mot databeregning.....	63
4.2.1.1	Moment for bjelke.....	63
4.2.2	Sammenligning av resultater fra de forskjellige programmene.....	65
4.2.2.1	Kun permanente laster.....	65
4.2.2.2	ULS (C) STR/GEO.....	69
4.3	Tidsbruk.....	72
4.3.1	Innlæring.....	73
4.3.2	Modellering.....	73
4.3.3	Beregning.....	74
4.3.3.1	Parallellisering.....	74
5	Diskusjon.....	75
5.1	Regelverk.....	75
5.1.1	Maks vertikal.....	76
5.1.2	Tverrstabilitet, maks på tvers og Lokal virkning på tvers.....	76
5.1.3	Maks langs.....	76
5.2	Løsningsmetoder.....	76
5.2.1	Feilretting.....	76
5.2.1.1	Sentrifugalkraft i Brigade Standard.....	77
5.2.1.2	Lastkombinering i Brigade Plus.....	77
5.2.2	FEM-Design.....	77
5.2.3	Brigade Standard.....	78
5.2.4	Brigade Plus.....	78
5.2.5	Håndberegning.....	79
6	Konklusjon og forslag til videre arbeid.....	81
6.1	Konklusjon.....	81
6.1.1	Regelverk.....	81
6.1.2	Resultater.....	81
6.1.3	Programvare.....	81
6.2	Videre arbeid.....	82
6.2.1	Mer detaljert håndberegning.....	82
6.2.2	Modellere med lagerutbredelse.....	82
6.2.3	Solid-modell og oppintegrering.....	82
7	Referanseliste.....	83
8	Vedlegg.....	85
8.1	E-post kommunikasjon med Scanscot support.....	85
8.2	Plot av krefter i platen fra programmene.....	85

## Figurliste

Figur 1.1: Lastmodell 71 og karakteristiske vedier for vertikale laster. [7, Figur 6.1].....	21
Figur 1.2: Lastmodellene SW/0 og SW/2 [7, Figur 6.2].....	21
Figur 1.3: Eksentrisitet av vertikale laster [7, Figur 6.3].....	22
Figur 1.4: Horisontalfordeling av laster[7, Figur 6.8].....	23
Figur 1.5: Grenseverdier for naturlige frekvens $n_0$ [Hz] som funksjon av $L$ [m] [7, Figur 6.10].....	24
Figur 1.6: Ballastprofil på enkeltspor på hardt underlag.[9].....	29
Figur 2.1: Brukergrensesnitt FEM-Design.....	36
Figur 2.2: Brukergrensesnitt Brigade Standard.....	37
Figur 2.3: Brukergrensesnitt Brigade Plus.....	38
Figur 3.1: Plan og lengdesnitt langs senterlinje av bru.....	41
Figur 3.2: Bruprofil.....	42
Figur 3.3: Forenklet brugeometri.....	43
Figur 3.4: Momentfordeling fritt opplagt tospenns bjelke.....	44
Figur 3.5: Effektiv flensbredde.....	44
Figur 3.6: Peletverrsnitt.....	45
Figur 3.7: Elementnett i de forskjellige programmene.....	47
Figur 3.8: Areal av brutverrsnitt hvor vekt medregnes to ganger.....	48
Figur 3.9: Oppleggskonsoll.....	49
Figur 3.10: Last LM71 i FEM-Design.....	52
Figur 3.11: Last SW/0 i FEM-Design.....	52
Figur 3.12: Last SW/2 i FEM-Design.....	52
Figur 3.13: Last Tomme Vogner i FEM-Design.....	52
Figur 3.14: Lastposisjoner toglaster FEM-Design.....	53
Figur 3.15: Temperaturgradient varmerst på oversiden.....	54
Figur 3.16: Temperaturgradient varmest på undersiden.....	54
Figur 3.17: Slingerkrefter i FEM-Design.....	56
Figur 3.18: Vindlast på trafikk.....	58
Figur 4.1: Statisk modell.....	61
Figur 4.2: Momentdiagram fra direkte betraktning.....	62
Figur 4.3: Partikulærløsning (momentdiagram).....	62
Figur 4.4: Momentdiagram kantbjelke fra håndberegning.....	63
Figur 4.5: Skisse for utregning av totalmoment fra databeregningene.....	63
Figur 4.6: Sammenligning av bøyemoment mot håndberegning.....	64
Figur 4.7: Nedbøyning av permanente laster for de forskjellige programmene.....	66
Figur 4.8: Moment i bjelkene ved permanente laster.....	67
Figur 4.9: Normalkrefter i bjelkene ved permanente laster.....	68
Figur 4.10: Minimal nedbøyning i ULS (C) STR/GEO for de forskjellige programmene.....	69
Figur 4.11: Maksimal nedbøyning i ULS (C) STR/GEO for de forskjellige programmene.....	70
Figur 4.12: Moment i bjelkene ved ULS (C) STR/GEO.....	71
Figur 4.13: Normalkrefter i bjelkene ved ULS (C) STR/GEO.....	72
Figur 5.1: Beregningsmodell fra Vridning och Lastfordeling.....	80





## Tabelliste

Tabell 1.1: Verdier av $\Psi$ -faktorer for jernbanebruer [3, Tabell NA.A2.3].....	14
Tabell 1.2: Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A) [3, Tabell NA.A2.4 (A)].....	15
Tabell 1.3: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B) [3, Tabell NA.A2.4 (B)].....	16
Tabell 1.4: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett C) [3, Tabell NA.A2.4 (C)].....	17
Tabell 1.5: Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner (Bruksgrensetilstand). [3, Tabell NA.A2.6].....	17
Tabell 1.6: Karakteristiske verdier for vertikale laster for SW/0 og SW/2.....	21
Tabell 1.7: Determinantlengde $L\Phi$ (Utdrag) [7, Tabell 6.2].....	25
Tabell 1.8: Lastgrupper av toglaster (karakteristiske verdier) [7, Tabell 6.11].....	28
Tabell 1.9: Vurdering av samtidighet av trafikklaster (karakteristiske verdier av multikomponente virkninger)[8, Tabell 1].....	31
Tabell 1.10: Koeffisienter for trekk-/bremsekrefter på konstruksjoner i klasse (a) og (b)[8, Tabell 5] .....	33
Tabell 4.1: Sammenligning i av bøyemoment mot håndberegning i tallverdier.....	65
Tabell 4.2: Maks nedbøyning av permanente laster.....	66
Tabell 4.3: Sammenligning i av bøyemoment i tallverdier.....	67
Tabell 4.4: Sammenligning i av normalkrefter i tallverdier.....	68
Tabell 4.5: Min nedbøyning i ULS (C) STR/GEO.....	69
Tabell 4.6: Maks nedbøyning i ULS (C) STR/GEO.....	70
Tabell 5.1: Sammenligning av lastgruppene fra Eurokode og Jernbaneverket.....	75
Tabell 8.1: Forklaring av navn på feltvariabler i de forskjellige programmene.....	85



## Summary in English

In the process of designing bridge structures there are many computational tools to choose from. These often have a varying degree of quality and number of functions. If the bridge structures are to be designed after the current Eurocode, there will be many and often confusing rules that might affect the choice of computational tool.

The assignment for this report is mainly to compare and verify different computational tools. A review has been executed of the current rules and regulations relevant for this type of bridge structures and how this affects the dimensioning process.

This report indicates that there may be relatively large deviations in results between different programs while modeling bridge structures where the same load is applied. Such results should always be on the conservative side, meaning that they display the same or larger stresses and strains than actually occurs in the structure, to make sure that the structure ends up having enough structural strength.

In a comparison of beam bending moments against hand calculations and deflections against results from a solid-model (3D model with exact geometry), indications is found that FEM-Design might not be conservative enough. Brigade Standard on the other hand might be more conservative than necessary, while Brigade Plus is fairly spot on in these comparisons. While considering all factors involved, such as user-friendliness, user interface, time consumption (both for modeling and calculation), accuracy, documentation and the possibilities for presenting results, Brigade Plus end up as the best.

A difference was also discovered between the load groups in Eurocode and in the regulations from the Norwegian government's agency for railway services. Here the load groups from the latter were found to be less conservative.



### **Innledning**

#### ***Bakgrunn og problembeskrivelse***

REINERTSEN har vurdert å investere i ny programvare for dimensjonering av brukonstruksjoner. Sommeren 2013 ble det bestemt at Brigade skulle prøves ut og vurderes opp mot FEM-Design som benyttes nå.

I forbindelse med dette ble et prosjekt fra 2008 valgt som prøveeksempel for vurderingen av ny programvare. I 2008 hadde de et prosjekt på oppdrag av Trondheim Kommune som gikk ut på å utarbeide detaljplan for infrastruktur for utbygging av Nedre Ranheim, og i den sammenheng skulle det også leveres et detaljprosjekt av ny jernbanebru for kryssing av Vikelva. Dette er en slakkarmert jernbanebru med to spenn og skjeve akser.

Da prosjektet ble utført, var det Norsk Standard som var gjeldende, mens i dag er det Eurokodene. Det var Anders Kinne som sto for dimensjoneringen, som ble utført i en tidligere versjon av FEM-Design kombinert med håndberegninger og Novaframe.

I denne oppgaven skal det gjøres en helhetsvurdering rundt dimensjonering av denne brua i henhold til Eurokode, ved hjelp av forskjellige programmer og enkle kontroller mot håndberegninger. De aktuelle programmene er FEM-Design, Brigade Standard og Brigade Plus.

#### ***Avgrensning av oppgaven***

Det vil ikke bli utført en full dimensjonering av bruen, da dette ikke nødvendigvis vil gi mer grunnlag for sammenligning av programmene enn det kun enkelte analyser vil gi. Analysene vil ta for seg selve brudekket, altså vil hverken landkar eller søyler bli tatt med i analysene.

Analysene vil bli gjennomført med fire beregningsmodeller i de tre programmene. Dette er en samvirkemodell med plate og bjelker i samtlige program i tillegg til en solid-modell med volumelementer i Brigade Plus.

#### ***Rapportstruktur***

Rapporten starter med å ta for seg gjeldende regelverk, altså Eurokodene og Jernbaneverkets tekniske regelverk. Deretter vil løsningsmetodene bli presentert, altså de ulike programmene og håndberegningemetoden. Så kommer beskrivelse av modelleringsprosessen, hvor de eventuelle forenklinger som blir funnet nødvendig blir forklart.

Fra og med kapittel fire blir resultater og vurderinger presentert. I kapittel 4 er det resultatene fra håndberegning og databeregninger som presenteres og sammenlignes, i tillegg til en sammenligning av tidsbruken i de forskjellige programmene. Deretter kommer en diskusjon av aktuelle momenter i regelverket og rundt løsningsmetodene. Til slutt kommer en konklusjon med forslag til videre arbeid.



## 1 Regelverket

Entreprenørselskapene er lovpålagt å følge eurokodene. Oppdragsgiver kan gi ytterligere krav, så lenge disse er mer konservative. Ved arbeid med jernbane i Norge vil oppdragsgiver stort sett alltid være Jernbaneverket, og følgelig vil dette arbeidet være styrt av både Eurokodene og Jernbaneverkets tekniske regelverk.

Derfor er følgende publikasjoner relevante for konstruksjonen. Sentrale deler av disse vil bli gjennomgått i dette kapitlet.

- EN 1990, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- EN 1991, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.
- EN 1992, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- Jernbaneverkets Tekniske Regelverk, bok 525: Bruer/Prosjektering og bygging.

### 1.1 Eurokode

I 1975 vedtok Kommissjonen for De europeiske fellesskap et handlingsprogram på bygge- og anleggsområdet, basert på traktatens artikkel 95. Målet med programmet var å fjerne handelshindringer og å harmonisere tekniske spesifikasjoner[1]. Resultatet av dette er det vi i dag kjenner til som eurokodene.

Alle land som er tilknyttet «Comité européen de normalisation» (CEN), den europeiske standardiseringsorganisasjon, er forpliktet til å følge eurokodene ved alt av konstruksjonsarbeid. Det er for tiden 33 medlemsland [2], hvorav Norge er et medlemsland via standardiseringsorganisasjonen Standard Norge.

#### 1.1.1 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Denne utgivelsen, ofte kalt Eurokode 0, er grunnsteinen i eurokodene. Den inneholder generelle definisjoner, referanser til hvilke andre eurokoder som gjelder ved ulike anledninger og beskrivelse av påvisning ved partialfaktormetoden. Det er partialfaktormetoden og dermed lastkombinasjonene som er av interesse og vil bli gjennomgått her.

##### 1.1.1.1 Dimensjonerende verdier for lastvirkninger

For de enkelte lasttilfellene kan dimensjonerende lastvirkning ( $E_d$ ) uttrykkes som:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{f,i} F_{rep,i} ; a_d \} i \geq 1 \quad [1, (6.2)]$$

der:

$\gamma_{sd}$  Tar hensyn til usikkerhet i modellen for bestemmelse av last og lastvirkning.

# 1 Regelverket

---

$\gamma_{f,i}$	Tar hensyn til usikkerhet i lastens størrelse. Opptrer med forskjellig verdig for gunstig og ugunstig virkning, hhv. $\gamma_{G,inf}$ og $\gamma_{G,sup}$ , der hvor det er relevant.
$F_{rep,i} = \Psi F_k$	Er lastens representative verdi
$\Psi = 1,0 \vee \Psi_x$ $x = 0,1,2$	Kombinasjonsfaktor som gir samtidighet av laster i kombinasjoner.
$F_K$	Er lastens karakteristiske verdi.
$a_d$	Er dimensjonerende verdi av geometriske data.

## 1.1.1.2 Bruddgrensetilstander

[1, 6.4.1 (1)] Lister opp de aktuelle bruddgrensetilstandene:

- EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som stivt legeme;
- STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv, der byggematerialenes fasthet er av betydning;
- GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten til jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten;
- FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.

### 1.1.1.2.1 Lastkombinasjoner

Kombinasjoner bør framstilles følgende måte:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \mid j \geq 1; i > 1\} \quad [1, (6.9b)]$$

Utrykket i klammer kan uttrykkes som:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [1, (6,10)]$$

eller som, for tilstandene STR og GEO, som det minst gunstige av:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [1, (6,10a)]$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [1, (6,10b)]$$

## 1.1.1.3 Bruksgrensetilstander

[1, 6.5.3(2)] Lister opp de aktuelle bruksgrensetilstandene:

- Karakteristisk kombinasjon: Vanligvis irreversible grensetilstander.



- b) Ofte forekommende kombinasjon: Vanligvis reversible grensetilstander.
- c) Kvasi-permanent kombinasjon: Vanligvis langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende.

### 1.1.1.3.1 Lastkombinasjoner

I likhet med for bruddgrensetilstandene så uttrykkes lastvirkning av kombinasjonene symbolsk som følger:

$$E_d = E\{\text{kombinasjonsuttrykk}\}$$

For de ulike tilstandene defineres kombinasjonsuttrykket hhv.:

$$\text{a) } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [1, (6.14b)]$$

$$\text{b) } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \Psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [1, (6.15b)]$$

$$\text{c) } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [1, (6.16b)]$$

### 1.1.1.4 Kombinasjons- og partialfaktorer

Verdiene for  $\Psi$  og  $\gamma$ , hhv. kombinasjons- og partialfaktorer, for jernbanebruer, finner man i tillegg A2 som ble lagt til i endringsblad NS-EN 1990:2002/A1:2005 [3].

#### 1.1.1.4.1 Kombinasjonsfaktorene

Kombinasjonsfaktorene beskriver samtidigheten av lastene og sørger for et eksempel for at vindlast på trafikk ikke kan opptre uten at det er en trafikklast tilstede. Disse faktorene er følgelig uavhengig av hvilken grensetilstand man regner på. De forskjellige grensetilstandene benytter forskjellig utvalg (forskjellig indeks) av faktorene.

# 1 Regelverket

Tabell 1.1: Verdier av  $\Psi$ -faktorer for jernbanebruer [3, Tabell NA.A2.3].

Påvirkning		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$ <sup>4)</sup>
Individuelle trafikklaster <sup>5)</sup>	LM 71	0,8	0,8 <sup>1)</sup>	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
	SW / 0	0,8	0,8	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
	SW / 2	0	1,0	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
	Tomme vogner	1,0	-	
	Akselerasjon og bremsing Sentrifugalkrefter	Samme verdier for kombinasjonsfaktorene $\psi$ som for de tilhørende vertikale laster		
	Slingrekrefter	1,0	0,8	0
	Horisontalt jordtrykk pga. trafikklast	0,8	0,8 <sup>1)</sup>	0
Lastgrupper	Gruppe 11 t.o.m. 15 (ett spor)	0,8	0,8	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
	Gruppe 21 t.o.m. 25 (to spor)	0,8	0,7	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
	Gruppe 31 t.o.m. 35 (tre spor eller flere)	0,8	0,6	0,2/0,5 <sup>3)</sup>
Andre trafikklaster	Aeorodynamiske virkninger	0,8	0,5	0
	Ikke offentlig tilgjengelige gangbaner	0,8	0,5	0
Vindlaster <sup>2)</sup>	$F_{wk}$ belastet bru	0,75	0,5	0
	$F_w^{**}$ belastet bru	1,0	0,5	0
	$F_{wk}$ ubelastet bru (tomme vogner)	1,0	0,5	-
Temperatur	$T_k$	0,6	0,6	0,5

<sup>1)</sup> Verdien settes lik 0,8 for ett spor, 0,7 for to spor og 0,6 for tre spor.

<sup>2)</sup> Der vindlast opptrer samtidig med trafikklast trenger vindlasten  $\psi_0 F_{wk}$  ikke regnes større enn  $F_w^{**}$ , se NA.A2.2.4(4).

<sup>3)</sup> Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdien 0,2 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

<sup>4)</sup> Ved beregning av deformasjoner i vedvarende eller forbigående situasjoner settes  $\psi_2$  lik 1,0 for trafikklast. For seismiske situasjoner, se tabell NA.A2.5.

<sup>5)</sup> Minste samtidig opptredende gunstige trafikklast for beregning sammen med individuelle trafikklast, for eksempel krefter fra akselerasjon, bremsing eller sentrifugalkraft, kan settes lik 0,5LM71.

## 1.1.1.4.2 Partialfaktorene

Partialfaktorene sørger for at man tar hensyn til mulige ugunstige avvik mellom karakteristiske og faktiske (representative) laststørrelser. Forskjellige laster har forskjellig grad av variabilitet. Lastenes variabilitet kan også endre seg mellom de forskjellige grensetilstander.

Faktorene listes opp i eurokoden i 3 sett for bruddgrensetilstandene. Sett A samsvarer med ligning [1, (6,10)] for EQU, sett B med [1, (6,10a)] og [1, (6,10b)] for STR/GEO og sett C samsvarer med [1, (6,10)] for STR/GEO. For bruksgrensetilstandene listes det opp en tabell med samtlige verdier.

Tabell 1.2: Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A) [3, Tabell NA.A2.4 (A)].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Domi-nerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{p,sup} P$ $\gamma_{p,inf} P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Følgende  $\gamma$ -verdier benyttes for permanente laster i vedvarende og forbigående situasjoner, inkl. byggetilstander.

$$\gamma_{G,sup} = 1,00$$

$$\gamma_{G,inf} = 0,90$$

Øvrige  $\gamma$ -verdier er som gitt tabell NA.A2.4 (B).

I tilfeller der variasjon i permanent last er av betydning for statisk likevekt (EQU), for eksempel fritt frambyggbruer i byggetilstanden, motvektlandkar osv., skal den delen av de permanente lastene som virker gunstig, ganges med  $\gamma_{G,inf}$ , og de delene av lastene som virker ugunstig, ganges med  $\gamma_{G,sup}$ . For konstruksjonens egenvekt kan  $G_k$  regnes lik middelveiden. For permanente laster der det kan forventes stor usikkerhet, for eksempel ballast i motvekskasser, skal  $\gamma_{G,inf}$  settes lik 0,8, mens for de lastene der usikkerheten er liten, benyttes verdien 0,9. Der det iverksettes egnede måletiltak for å kontrollere at permanent last holder seg innenfor angitte toleranser, kan det gis egne lastfaktorer i det enkelte prosjekt.

MERKNAD 2 Ligning 6.10 med  $\gamma$ -verdier som angitt i tabell NA.A2.4 (A) gjelder også for påvisning av kapasitet og bæreevne for konstruksjonen samt komponenter som er nødvendige for å sikre stabilitet (f.eks. fundamenter, hjelpesøyler, forankringer, stag) i denne dimensjonerende situasjonen - dette som et tillegg til en normal prosjektering i bruddgrensetilstanden basert på tabell A2.4(B).

# 1 Regelverket

Tabell 1.3: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B) [3, Tabell NA.A2.4 (B)].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførelse er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flytledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med  $\gamma$ - og  $\xi$ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  for permanent last, untatt de som er listet under <sup>1) 2)</sup>  
 $1,00$  for irreversible deformasjonslast <sup>3)</sup>  
 $1,20$  for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf} = 1,0$  for permanent last <sup>1) 2)</sup>  
 $0$  for irreversible deformasjonslast <sup>3)</sup>  
 $1,0$  for vanntrykk

$\xi = 0,89$  for egenvekt <sup>1)</sup>

$\gamma_p =$  verdier gitt i de aktuelle eurokodene. <sup>4)</sup>

$\gamma_Q = 1,35$  for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,5$  for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes  $\gamma_Q = 1,2$ .

$\gamma_Q = 1,60$  for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,20$  for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,35$  for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,50$  for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

<sup>1)</sup> Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

<sup>2)</sup> De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med  $\gamma_{G,j,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,j,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

<sup>3)</sup> Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For  $\gamma$ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

<sup>4)</sup> Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_G$  og  $\gamma_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_g$  og  $\gamma_q$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{sd}$ . En verdi for  $\gamma_{sd}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.

Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

Tabell 1.4: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett C) [3, Tabell NA.A2.4 (C)].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
MERKNAD Ved geoteknisk prosjektering beregnes bygningslaster med lastfaktorer etter tabell NA.A2.4 (B). Geotekniske laster beregnes med følgende lastfaktorer:					
$\gamma_{G,sup}$	=	1,00	for egenvekt		
$\gamma_{G,inf}$	=	1,00	for egenvekt		
$\gamma_{G,set}$	=	1,00	for setninger, ved lineær elastisk analyse eller ikke-lineær analyse for dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha ugunstige virkninger. For dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha gunstige virkninger, skal det ikke tas hensyn til disse.		
$\gamma_Q$	=	1,15	for trafikklast fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).		
$\gamma_Q$	=	1,30	for trafikklast fra jernbanetraffic, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).		
$\gamma_Q$	=	1,30	for vertikallast fra trafikk, variabel del av vekt av jord og fri ballast, grunnvann og fritt vann ved beregning av horisontalt sidetrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).		
$\gamma_Q$	=	1,30	for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).		
$\gamma_p$	=	verdier gitt i de aktuelle Eurokodene.			

Tabell 1.5: Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner (Bruksgrensetilstand). [3, Tabell NA.A2.6].

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		For-spennning	Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 1.1.2 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner

Eurokode 1 beskriver laster på konstruksjoner. Publikasjonen har mange deler som tar for seg enkelte typer av laster. De to første delene er aktuelle for denne rapporten. Del 1 tar for seg de allmenne laster, slike som kan opptre ved de fleste konstruksjoner. Denne er igjen inndelt i underdeler. Del 2 tar for seg trafikklast på bruer.

### 1.1.2.1 Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

Her finner man generelle definisjoner av laster og klassifisering av disse. Viktig for oppgaven er at man også finner noen tilleggsbestemmelser spesifikt for bruer. Disse går på usikkerhet i

# 1 Regelverket

---

ballastdybder og egenlast av annet utstyr. Disse bestemmelsene må sees som informative siden så å si samtlige slutter med «vurderes i det enkelte prosjekt»[4, NA.5.2.3]

I tilleggene finner man tabellen Brumaterialer[4, Tabell A.6] som gir nominelle verdier for tyngdetetthet for materialer brukt i brukonstruksjoner. Denne er også bare informativ og blir overstyrret ved hvert prosjekt.

## 1.1.2.2 Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster

Omhandler vindlaster på konstruksjoner, og hvordan man beregner størrelsen på disse. Aktuelt for denne konstruksjonen er kapittel 8 Vindpåvirkninger på bruer.

Et sentralt spørsmål med vindlaster er om det bør utføres dynamisk beregning eller om det er unødvendig. Her finner man en merknad som fungerer som forenklet kriterium for dette. «For vanlige brudekker med et spenn som er mindre enn 40 m, i forbindelse med vegger og jernbaner, er det vanligvis ikke nødvendige med en dynamisk beregning.»[5, 8.2(1) MERKNAD 3].

Om ikke dynamisk beregning er nødvendig, kan man benytte en forenklet metode for å beregne kraft pga. vind.

$$F_w = \frac{1}{2} \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x} \quad [5, (8.2)]$$

der:

$\rho$  er lufttettheten.

$v_b = \dots$  er basisvindhastigheten. [5, (NA.4.1)]  
 $c_{dir} c_{season} c_{alt} c_{prob} v_{b,0}$

$c_{dir}$  er en retningsfaktor som kan settes som 1.0 eller lavere med ytterligere beregninger.

$c_{season}$  er en årstidsfaktor som kan settes som 1.0 eller lavere med ytterligere beregninger.

$c_{alt}$  er en nivåfaktor som tar hensyn til konstruksjonens høyde over havet, beregnes ved [5, NA.4(901.1)].

$c_{prob}$  er en faktor som avhenger av hvilken returperiode man velger.

$v_{b,0}$  er referansevindhastigheten gitt i [5, Tabell NA.4(901.1)].

$C$  er vindlastfaktoren gitt i [5, Tabell 8.2]

$A_{ref,x}$  er lastareal

## 1.1.2.3 Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger

Variasjoner i temperatur, solstråling og utstråling over dager og årstider vil gi forskjellige

temperatursituasjoner i konstruksjoner. Enhver temperatursituasjon i en konstruksjon kan beskrives som superposisjonen av:

- En jevnt fordelt temperaturandel
- En vertikalt og horisontalt lineært varierende temperaturforskjell
- Små variasjoner som ikke gir noen netto lastvirkning på konstruksjonen.

For brukonstruksjoner anser man den horisontalt lineært varierende delen som så liten at den kan neglisjeres. Dette gjør at man regner på en jevnt fordelt andel som ekspanderer eller kontraherer konstruksjonen, og en vertikalt lineært varierende temperatur som gir krumninger. Begge disse vil gi tvangskrefter i konstruksjonen.

### 1.1.2.3.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Man finner isothermkart for minimums- og maksimumstemperatur for Norge ved havnivå med en returperiode på 50 år på hhv. [6, Figur NA.A1] og [6, Figur NA.A2]. Disse verdiene må justeres for å ta hensyn til høyde over havet. Dette gjøres ved å trekke fra 0,3°C for hver 100 m for minimumstemperatur, samt trekke fra 0,65°C for hver 100 m for maksimumstemperatur.

Deretter finner man verdier for høyeste og laveste jevnt fordelte temperaturandel med [6, Figur NA.6.1], som gir formlene (for bru av type 3: Betongbru):

$$T_{e,min} = T_{min} + 8$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3$$

Til slutt finner man kontraksjons- og ekspansjonsintervallene med:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad [6, (6.1)]$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad [6, (6.2)]$$

der:

$$T_0 \quad \text{Initielltemperaturen, kan normalt settes til } 10^\circ\text{C} \quad [6, \text{NA.A.1(3)}].$$

### 1.1.2.3.2 Temperaturdifferanser

Oversiden av en konstruksjon er mer påvirket av solstråling og utstråling. Dette vil i forskjellige tidsrom sørge for temperaturvariasjoner over konstruksjonens høyde. Standarden [6, Tabell NA.6.1] gir verdier for temperaturdifferanseandelene, blant annet for en bjelke/platebru av betong:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C} \quad \text{oversiden er varmere enn undersiden.}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C} \quad \text{undersiden er varmere enn oversiden.}$$

Disse verdiene er for 50 mm dekketykkelse, for andre dekker/dekketykkelser kan man multiplisere disse med  $k_{sur}$  fra [6, Tabell NA.6.2].

# 1 Regelverket

---

### 1.1.2.3.3 Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

Den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturdifferansene kan ikke begge opptre med full størrelse på en gang. Standarden har definert faktorer som styrer størrelseorden på den ikke-dominerende av de to. Disse lastvirkningen av disse to temperaturlastene skal kombineres som følger:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad [6, (6.3)]$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad [6, (6.4)]$$

der:

$$\omega_N = 0.35 \quad [6, NA.6.1.5(1)]$$

$$\omega_M = 0.75$$

### 1.1.2.4 Del 2: Trafikklast på bruer

Trafikklast er bevegelige laster, av mange forskjellige typer, derfor har det vært nødvendig med en egen del av standarden tilegnet dette. Denne delen er oppdelt i 3 hoveddeler, en for veitrafikk og veibruer, en for gang-/sykkeltrafikk og gangbruer og en for jernbanetraffikk. Relevant for denne rapporten er delen om jernbanetraffikk [7, Section 6].

Standarden deler lastene inn i vertikale krefter, horisontale krefter, dynamiske effekter og aerodynamiske effekter. Da aerodynamiske effekter ikke er relevant for rapporten, vil det ikke bli gjennomgått her.

#### 1.1.2.4.1 Vertikale krefter

De vertikale toglastene er inndelt i 5 typer lasttog for å representere forskjellige lastsituasjoner.

- LM71 (og SW/0) for å representere normal trafikk.
- SW/2 for å representere ekstra tung trafikk.
- HSLM for å representere høyhastighetstog, denne vil ikke bli gjennomgått siden den ikke er relevant.
- Tomme vogner

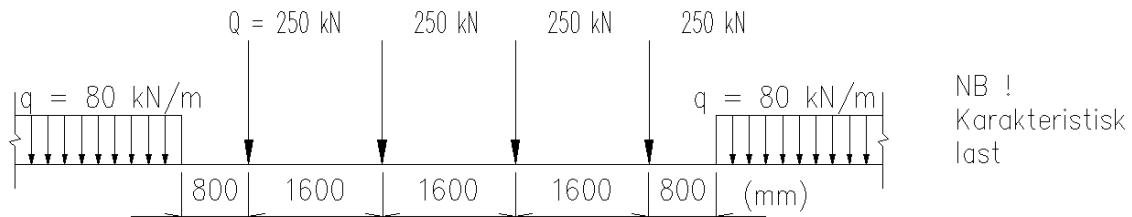
#### Lastmodell 71

Innvirkning av tog skal beregnes med utgangspunkt i toglaster med betegnelsen Lastmodell 71. Denne modellen ble anbefalt av UIC (Union Internationale des Chemins de fer - Internasjonale Jernbaneunionen) i 1971.

Lastmodell 71 er, hva gjelder vertikal toglast, den samme som har vært brukt siden 1977 og som har gått under betegnelsen "Belastningstoget av 1977" [8].



Modellen består av en kontinuerlig flatelast etterfulgt av 4 aksellaster og deretter en ny kontinuerlig flatelast.



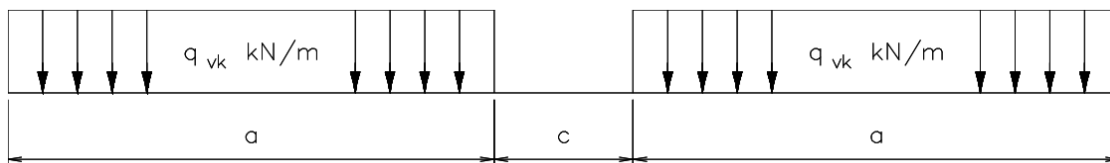
Figur 1.1: Lastmodell 71 og karakteristiske verdier for vertikale laster. [7, Figur 6.1]

Disse karakteristiske verdiene skal på toglinjer med tyngre jernbanetrafikk multipliseres med  $\alpha$  med en av følgende verdier [7, NA.6.3.2(3)]:

- $\alpha = 1,00$  brukes også når verdi ikke er spesifisert.
- $\alpha = 1,33$  benyttes alltid på Østfoldbanen.

#### Lastmodellene SW (SW/0 og SW/2)

Disse lastmodellene skal representere den statiske effekten av hhv. normal og tung jernbanetrafikk på kontinuerlige bjelker. Modellene består av to flatelaster av en bestemt utstrekning med en bestemt avstand imellom.



Figur 1.2: Lastmodellene SW/0 og SW/2 [7, Figur 6.2]

Verdiene av faktorene er som følger:

Tabell 1.6: Karakteristiske verdier for vertikale laster for SW/0 og SW/2

Lastmodell	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Laststørrelsene i modell SW/0 skal i likhet med LM71 multipliseres med faktoren  $\alpha$  [7, 6.3.3(5)P]

Alle bruer skal kontrolleres for lastmodell SW/2 [7, NA.6.3.3(4)]

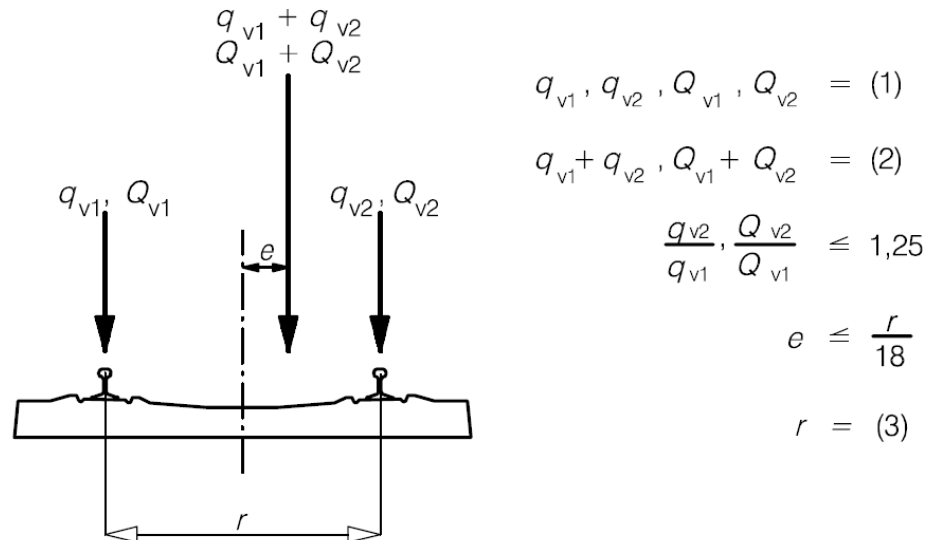
#### Tomme vogner

Dette er en lastmodell som benyttes for å ha minst mulig vertikale krefter, men samtidig ha mulighet til å sette på horisontale krefter. Den består av en kontinuerlig flatelast på 10,0 kN/m fordelt jevnt over sporets lastbredde.

# 1 Regelverket

## Eksentrisitet av vertikale toglaster

For lastmodellene LM71 og SW/0 skal man også beregne med en lateral eksentrisitet av lasten, dette gjøres ved å sette laststørrelsene på skinnene med ett forhold 1,25:1,00.



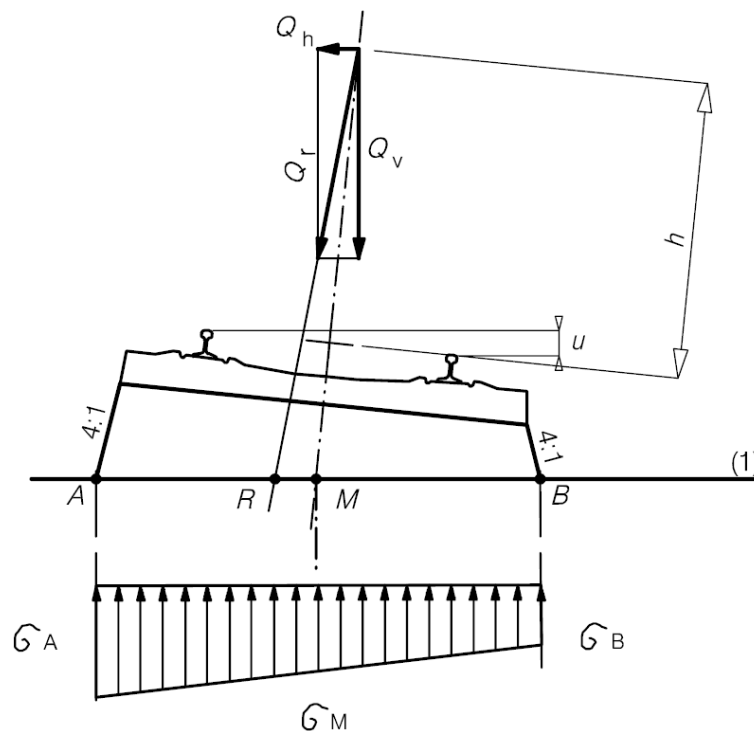
### Key

- (1) Uniformly distributed load and point loads on each rail as appropriate
- (2) LM 71 (and SW/0 where required)
- (3) Transverse distance between wheel loads

Figur 1.3: Eksentrisitet av vertikale laster [7, Figur 6.3]

### 1.1.2.4.2 Fordeling av krefter på tvers av toglinjen

Lastene vil spre seg ut i tverretningen igjennom sviller og ballast, hvordan denne spredningen skal modelleres er avhengig av ballasttykkelse og overhøyde.



**Key**  
 (1) Reference plane

Figur 1.4: Horizontalfordeling av laster [7, Figur 6.8]

### 1.1.2.4.3 Dynamiske effekter

Siden toglastene er bevegelige av natur vil det komme dynamiske effekter inn i bildet. Det kan være rask pålastning, gjentatt pålastning som kan føre til resonans eller variasjoner i laststørrelser innad i lasttogene. Disse effektene må man ta hensyn til ved dimensjonering.

En statisk analyse skal bli utført med lastmodellene LM71 (og hvor påkrevd også SW/0 og SW/2). Resultatene skal bli multiplisert med den dynamiske faktoren  $\Phi$ , om påkrevd også med faktoren  $\alpha$  [7, 6.4.3(1)P].

Kriteriet for om man må utføre en dynamisk analyse, i tillegg til den statiske, av konstruksjonen er gitt som et flytskjema [7, Figur 6.9]. Ved krav om dynamisk analyse skal man iht. [7, NA.6.4.6.1.1(6)] benytte lastmodellen HSLM (HSLM-A eller HSLM-B). Som regel bunner dette flytskjemaet ut i om man faller innenfor grensene for naturlig frekvensen.

# 1 Regelverket

The upper limit of  $n_0$  is governed by dynamic enhancements due to track irregularities and is given by :

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (6.1)$$

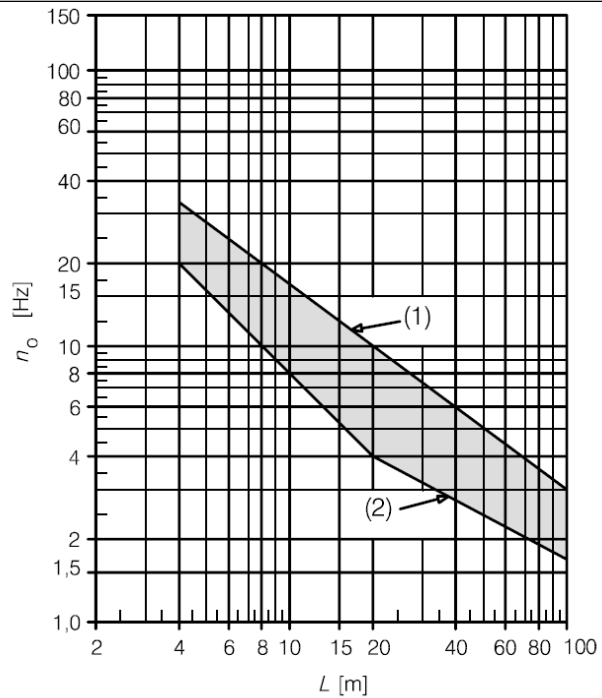
The lower limit of  $n_0$  is governed by dynamic impact criteria and is given by :

$$\begin{aligned} n_0 &= 80/L && \text{for } 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ n_0 &= 23,58L^{-0,592} && \text{for } 20\text{m} < L \leq 100\text{m} \end{aligned} \quad (6.2)$$

where:

$n_0$  is the first natural frequency of the bridge taking account of mass due to permanent actions,

$L$  is the span length for simply supported bridges or  $L_\phi$  for other bridge types.



**Key**

- (1) Upper limit of natural frequency
- (2) Lower limit of natural frequency

Figur 1.5: Grenseverdier for naturlige frekvens  $n_0$ [Hz] som funksjon av  $L$ [m] [7, Figur 6.10]

Den naturlige frekvensen kan estimeres ved hjelp av midt felts nedbøyning  $\delta_0$ [mm] av permanente laster:

$$n_0[\text{Hz}] = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad [7, (6.3)]$$

## Dynamisk faktor $\Phi$ ( $\Phi_2, \Phi_3$ )

For å ta hensyn til de dynamiske effektene toglastene gir på konstruksjonen ved en statisk analyse, skal lastmodellene multipliseres med enten  $\Phi_2$  (for nøyve vedlikeholdte spor) eller  $\Phi_3$  (for normalt vedlikeholdte spor. Disse er definert som følger

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad [7, (6.4)]$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad [7, (6.5)]$$

der:

$L_\phi$  Determinantlengden definert i tabell 1.7.

Tabell 1.7: Determinantlengde  $L_{\Phi}$  (Utdrag) [7, Tabell 6.2].

Case	Structural element	Determinant length $L_{\Phi}$												
<b>Main girders</b>														
5.1	Simply supported girders and slabs (including steel beams embedded in concrete)	Span in main girder direction												
5.2	Girders and slabs continuous over $n$ spans with  $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_{\Phi} = k \times L_m$ , (6.7) but not less than $\max L_i (i = 1, \dots, n)$  <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td><math>n = 2</math></td> <td>3</td> <td>4</td> <td><math>\geq 5</math></td> </tr> <tr> <td colspan="4" style="text-align: center;">-----</td> </tr> <tr> <td><math>k = 1,2</math></td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	$n = 2$	3	4	$\geq 5$	-----				$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	$\geq 5$											
-----														
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5											
5.3	Portal frames and closed frames or boxes:  - single-span  - multi-span	Consider as three-span continuous beam (use 5.2, with vertical and horizontal lengths of members of the frame or box)  Consider as multi-span continuous beam (use 5.2, with lengths of end vertical members and horizontal members)												
5.4	Single arch, archrib, stiffened girders of bowstrings	Half span												
5.5	Series of arches with solid spandrels retaining fill	Twice the clear opening												
5.6	Suspension bars (in conjunction with stiffening girders)	4 times the longitudinal spacing of the suspension bars												
<b>Structural supports</b>														
6	Columns, trestles, bearings, uplift bearings, tension anchors and for the calculation of contact pressures under bearings.	Determinant length of the supported members												

#### 1.1.2.4.4 Horisontale krefter

##### Sentrifugalkrefter

Om toglinjen ligger i en horisontal kurve vil det oppstå sentrifugalkrefter fra toget igjennom skinnene og på broen. Ved stor kurvatur og høy hastighet kan disse kreftene bli betydelige, og må følgelig taes med i dimensjoneringen. Sentrifugalkreftene skal alltid modelleres sammen med toglastene som induserer dem. Sentrifugalkreftene skal ikke multipliseres med den dynamiske faktoren  $\Phi$ .

# 1 Regelverket

---

Sentrifugalkraften skal virke i utadgående retning i en høyde av 1,80 m over skinneoverkant. Denne høyden kan økes for spesifikke prosjekt om forholdene tilsier det [7, 6.5.1(2)].

Karakteristisk verdi av sentrifugalkreftene finnes ved hjelp av følgende formel:

$$Q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot Q_{vk}) \quad [7, (6.17)]$$

$$q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot q_{vk}) \quad [7, (6.18)]$$

der:

$Q_{ik}, q_{ik}$  Karakteristiske verdier for sentrifugalkrefter [hhv. kN, kN/m].

$Q_{vk}, q_{vk}$  Karakteristiske verdier for toglastene [hhv. kN, kN/m].

$$f = \left[ 1 - \frac{V-120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \text{ Reduksjonsfaktor} \quad [7, (6.19)]$$

$L_f$  Influenslengden av den pålastede delen av broen [m]

$v, V$  Maksimumshastigheten [hhv. m/s, km/h]

$g$  Tyngdekraftakselerasjonen [9,81 m/s<sup>2</sup>]

$r$  Kurvaturradius [m]

## Slingrekrefter

Et togsett kan av forskjellige grunner slingre i sporet og dermed gi relativt store konsentrerte krefter via skinner på broen.

Dette modelleres som en punktlast på  $Q_{sk} = 100\text{kN}$ . Denne kraften skal hverken multipliseres med den dynamiske faktoren  $\Phi$  eller reduksjonsfaktoren  $f$ , men med faktoren  $\alpha$  [7, 6.5.2(2)P og (3)]. Slingrekreftene skal, i likhet med sentrifugalkreftene, alltid modelleres sammen med toglastene som induserer dem. Derimot skal slingrekreftene virke i høyde med skinneoverkant.

## Trekk- og bremsekrefter

Togsett som akselerer og bremser induserer store krefter parallelt med toglinjen. Siden enkelte toglinjer kun tillater at togene kjører i en retning så må det gjøres forskjell på trekk- og bremsekrefter. Disse kreftene fordeles jevnt over influenslengden ( $L_{a,b}$ ) av den vurderte konstruksjonsdelen. Karakteristisk verdi av disse kreftene finnes med følgende formler:

$$Q_{lak} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} L_{a,b} \leq 1000 [\text{kN}] \quad \text{for LM71, SW og HSLM} \quad [7, (6.20)]$$

$$Q_{lbk} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} L_{a,b} \leq 6000 [\text{kN}] \quad \text{for LM71, SW/0 og HSLM} \quad [7, (6.21)]$$

---

$$Q_{l_{bk}} = 35 \frac{kN}{m} L_{a,b} \quad \text{for SW/2} \quad [7, (6.22)]$$

der indeksen «lak» står for trekkraft og «l<sub>bk</sub>» står for bremsekraft.

Trekk- og bremsekrefter skal ikke multipliseres med hverken den dynamiske faktoren  $\Phi$  eller reduksjonsfaktoren  $f$  [7, 6.5.3(2)P]. Derimot skal LM71 og SW/0 multipliseres med faktoren  $\alpha$  [7, 6.5.3(4)].

#### 1.1.2.4.5 Lastgrupper

For å ta hensyn til samtidigheten av laster som er nevnt for de ulike lastene skal man benytte lastgruppene definert i standarden.

Når man regner på enkeltlaste og ikke grupper av laster skal man kombinere i henhold til tabell A2.3 i EN 1990 [7, 6.8.2(3)P].

# 1 Regelverket

Tabell 1.8: Lastgrupper av toglaster (karakteristiske verdier) [7, Tabell 6.11].

number of tracks on structure			Groups of loads Reference EN 1991-2			Vertical forces			Horizontal forces			Comment			
1	2	≥ 3	number of tracks loaded	Load Group <sup>(8)</sup>	Loaded track	6.3.2/6.3.3 LM 71 <sup>(1)</sup> SW/0 <sup>(1),(2)</sup> HSLM <sup>(6)(7)</sup>	6.3.3 SW/2 <sup>(1),(3)</sup>	6.3.4 Unloaded train	6.5.3 Traction, Braking <sup>(1)</sup>	6.5.1 Centrifugal force <sup>(1)</sup>	6.5.2 Nosing force <sup>(1)</sup>				
<div style="background-color: #cccccc; width: 100%; height: 100%;"></div>	<div style="background-color: #cccccc; width: 100%; height: 100%;"></div>	<div style="background-color: #cccccc; width: 100%; height: 100%;"></div>	1	gr 11	T <sub>1</sub>	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 1 with max. longitudinal			
			1	gr 12	T <sub>1</sub>	1				0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 2 with max. transverse		
			1	gr 13	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>				1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal		
			1	gr 14	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>				0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. lateral		
			1	gr 15	T <sub>1</sub>				1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Lateral stability with "unloaded train"		
			1	gr 16	T <sub>1</sub>			1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. longitudinal	
			1	gr 17	T <sub>1</sub>			1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. transverse	
			2	gr 21	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1					1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 1 with max longitudinal	
			2	gr 22	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1					0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 2 with max. transverse	
			2	gr 23	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>					1 1	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal	
			2	gr 24	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>					0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 1	1 1	Max. lateral	
			2	gr 26	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1		1			1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. longitudinal	
			2	gr 27	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1		1			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. transverse	
			≥3	gr 31	T <sub>1</sub>			0.75				0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	Additional load case

- (1) All relevant factors ( $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $f$ , ...) shall be taken into account.
- (2) SW/0 shall only be taken into account for continuous beam structures.
- (3) SW/2 needs to be taken into account only if it is stipulated for the line.
- (4) Factor may be reduced to 0,5 if favourable effect, it cannot be zero.
- (5) In favourable cases these non-dominant values shall be taken equal to zero.
- (6) HSLM and Real Trains where required in accordance with 6.4.4 and 6.4.6.1.1.
- (7) If a dynamic analysis is required in accordance with 6.4.4 see also 6.4.6.5(3) and 6.4.6.1.2.
- (8) See also Table A2.3 of EN 1990

Dominant component action as appropriate

to be considered in designing a structure supporting one track (Load Groups 11-17)

to be considered in designing a structure supporting two tracks (Load Groups 11-27 except 15). Each of the two tracks shall be considered as either T<sub>1</sub> (Track one) or T<sub>2</sub> (Track 2)

to be considered in designing a structure supporting three or more tracks; (Load Groups 11 to 31 except 15. Any one track shall be taken as T<sub>1</sub>, any other track as T<sub>2</sub> with all other tracks unloaded. In addition the Load Group 31 has to be considered as an additional load case where all unfavourable lengths of track T<sub>1</sub> are loaded.

## 1.2 Jernbaneverkets tekniske regelverk

Teknisk regelverk er en samlebetegnelse for normaler innenfor de ulike jernbanetekniske fagområder. Det er bygd opp som en hjemmeside hvor jernbaneverket har samlet de forskjellige normalene og standardene samt kommet med egne tilføyelser og endringer.

Siden er bygd opp som en hovedside med lenker til sider for de forskjellige fagområdene. Disse har igjen lenker til inntil 4 bøker. Disse bøkene dekker prosessene prosjektering, bygging, vedlikehold og kontroll.



### 1.2.1 Bok 525: Bruer/Prosjektering og bygging

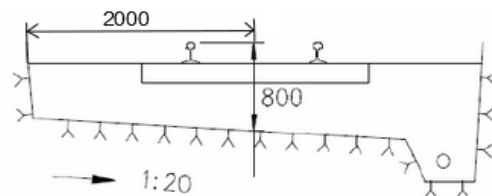
Aktuelt for denne oppgaven er bok 525: Bruer/Prosjektering og bygging. Her vil det bli gjennomgått aktuelle presiseringer, tilleggskrav og avvik utover det som er nevnt under Eurokodene.

#### 1.2.1.1 Generelle tekniske krav

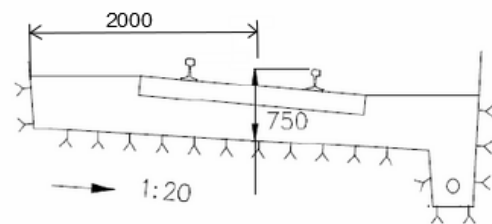
Kapittelet «Generelle tekniske krav» inneholder retningslinjer for prosjektering, beregning og konstruksjon av jernbanebruer på Jernbaneverkets banenett. Det blir henvist til de ulike standardene som gjelder for de ulike fagområdene.

##### 1.2.1.1.1 Ballastprofil

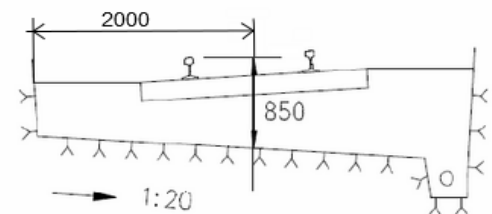
Her finner man beskrivelse av ballastprofiler, som brukes i denne rapporten til å beregne ballastmengde. Her blir det referert videre til Overbygning/Prosjektering/Ballast.



Rett linje og kurver uten overhøyde



Overgangskurver og sirkelkurver med overhøyde



Overgangskurver og sirkelkurver med overhøyde

Figur 1.6: Ballastprofil på enkeltspor på hardt underlag.[9]

#### 1.2.1.2 Laster

Dette kapitlet tar for seg de lastene som er aktuelle for jernbanebruer, bortsett fra de som de som gjelder for betongkonstruksjoner generelt.

# 1 Regelverket

---

Kapittelet starter med å klassifisere laster samtlige aktuelle laster, både toglaster og generelle laster, i 6 kategorier [8, 3.1]:

- Permanente laster (G)
- Oppspenning, spennkraft (P)
- Nyttelaster (Q)
- Andre variable laster (Q)
- Deformasjonslaster (D)
- Ulykkeslaster (A)

Deretter henvises det til standarder for lastfaktorer og lastkoeffisienter for de forskjellige grensetilstandene. Videre kommer en tabell over lastgruppene. Hovedbolken av kapittelet som kommer deretter er toglastene og beskrivelse av disse.

Siden mye av kapittelet er nøye gjennomgått under eurokoden, vil det som nevnt bare bli gjennomgått presiseringer, tillegg og avvik her. Det ble funnet 8 punkter som bør nevnes. Disse er lastfaktorer, lastgrupper, lastmodell 71, eksentrisitet av vertikale laster, langsgående krefter, vindlast, ballast og øvrige laster.

## 1.2.1.2.1 Lastfaktorer

Teknisk regelverk spesifiserer et unntak i bruddgrensetilstanden. De setter  $\gamma_Q = 1,2$  for lastmodellene SW [8, 3.2.1]. Eurokoden spesifiserer at jernbanetrafikk skal ha  $\gamma_Q = 1,5$ , med unntak av SW/2 som har  $\gamma_Q = 1,2$ , slik at teknisk regelverk med dette nedjusterer partialfaktoren for SW/0 i forhold til Eurakoden.

## 1.2.1.2.2 Lastgrupper

I forhold til Eurokoden har teknisk regelverk stokket om på lastgruppene og endret en del av samtidighetsfaktorene. Det er derfor valgt å ta med deres sett av lastgrupper også.

## 1.2 Jernbaneverkets tekniske regelverk

Tabell 1.9: Vurdering av samtidighet av trafikklaster (karakteristiske verdier av multikomponente virkninger)[8, Tabell 1].

		LM 71 og SW /0	Tomme vogner	Akselerasjon/bremsing	Sentrifugalkraft	Slingrekraft	Kommentarer
Enkelsporet bru	Gr 11 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	0	Maksimum vertikalt og på tvers
	Gr 12 spor 1	-	1,0	-	1,0	0,5	Tverrstabilitet
	Gr 13 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	1,0	Maksimum langsgående
	Gr 14 spor 1	1,0	-	0	1,0	1,0	Maksimum på tvers
	Gr 15 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	1,0	Lokal virkning på tvers
Bru med to spor	Gr 21 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	0	Maksimum vertikalt og på tvers
	Gr 21 spor 2	1,0	-	1,0	0,5	0	
	Gr 22 spor 1	-	1,0	-	1,0	0,5	Tverrstabilitet
	Gr 22 spor 2	-	-	-	-	-	
	Gr 23 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	0,5	Maksimum langsgående
	Gr 23 spor 2	1,0	-	1,0	0,5	0,5	
	Gr 24 spor 1	1,0	-	0,5	1,0	0,5	Maksimum på tvers
	Gr 24 spor 2	1,0	-	0,5	1,0	0,5	
	Gr 25 spor 1	0,5	-	1,0	0,5	1,0	Lokal virkning på tvers
Gr 25 spor 2	0,5	-	1,0	0,5	1,0		
Bru med tre eller flere spor	Gr 31 spor a	0,75	-	0,5	0,75	0	Maksimum vertikalt og på tvers
	Gr 31 spor b	0,75	-	0,5	0,75	0	
	Gr 31 spor c	0,75	-	-	0,75	0	
	Gr 32 spor a	-	1,0	-	1,0	0,5	Tverrstabilitet
	Gr 32 spor b	-	-	-	-	-	
	Gr 32 spor c	-	-	-	-	-	
	Gr 33 spor a	0,75	-	1,0	0,375	0,5	Maksimum langsgående
	Gr 33 spor b	0,75	-	1,0	0,375	0,5	
	Gr 33 spor c	-	-	0	-	0	
	Gr 34 spor a	0,75	-	0	0,75	0,5	Maksimum på tvers
	Gr 34 spor b	0,75	-	0	0,75	0,5	
	Gr 34 spor c	0,75	-	0	0,75	0,5	
	Gr 35 spor a	0,75	-	0,75	0,375	1,0	Lokal virkning på tvers
	Gr 35 spor b	0,75	-	0,75	0,375	1,0	
	Gr 35 spor c	0,75	-	0	0,375	1,0	

### 1.2.1.2.3 Lastmodell 71

Teknisk regelverk kommer med en tilleggspesifisering for Ofotbanen.

På Ofotbanen fra Narvik til Riksgrensen skal det benyttes 4 stk. aksellaster på 300 kN hver og fordelt last på 120 kN/m. Plasseringen av lastene er den samme som LM71 ellers [8, 4.2].

### 1.2.1.2.4 Eksentrisitet av vertikale laster

Eurokoden sier at både LM71 og SW/0 skal beregnes med eksentrisitet på lastene, mens teknisk regelverk spesifiserer at eksentrisitet av toglaster kun skal regnes på for LM71. Sett bort ifra dette er resten av definisjonen lik.

# 1 Regelverket

---

## 1.2.1.2.5 Langsgående krefter

Der sporet er helsveist forbi konstruksjonenes lengde vil de langsgående kreftene, fra akselerasjon eller bremsing, kun delvis bli tatt opp av konstruksjonen og brulagrene. Resten vil bli tatt av massene før og etter konstruksjonen. I tillegg vil det oppstå krefter langs skinnene ved temperatursvingninger, dette pga. forskjell i oppvarmings- og nedkjølingshastighet mellom skinner og brukonstruksjonen.

Jernbaneverkets tekniske regelverk deler inn brukonstruksjoner i tre klasser mtp. langsgående krefter [8, 6.4.1]:

- (a) konstruksjoner med et enkelt spenn eller kontinuerlige spenn med et fast lager ved en ende
- (b) kontinuerlige konstruksjoner der de faste lagrene ikke er lokalisert ved en ende
- (c) konstruksjoner med flere fritt opplagte spenn etter hverandre

Hvis sporet er helsveist kan konstruksjonens ekspansjonslengde begrenses til 90 m for stålkonstruksjoner med ballast og 120 m for betong- eller samvirkekonstruksjoner med ballast. Under disse lengdene defineres ekspansjonslengden  $L_T$  som avstanden mellom det termiske senter og den motsatte enden av dekket, som for konstruksjoner av klasse (a) vanligvis vil si bruens totale lengde [8, 6.4.2].

### Temperaturforskjell mellom skinner og konstruksjonen

Den langsgående kraften pga. forskjell i temperatur mellom skinner og konstruksjon pr. spor regnes ut som følger:

$$F_{TK} = \pm L_T 8 \text{ kN/m} \quad \text{for konstruksjoner klasse (a) med helsveiste spor [8, (10)]}$$

$$F_{TK} = \pm (L_2 - L_1) 8 \text{ kN/m} \quad \text{for konstruksjoner klasse (b) med helsveiste spor [8, (11)]}$$

$$F_{TK} = \pm (400 \text{ kN} + L_T 5 \text{ kN/m}) \quad \text{for konstruksjoner klasse (a) med en glideskjøt [8, (12)]}$$

$$F_{TK} = 0 \quad \text{for konstruksjoner med glideskjøter i begge ender [8, (13)]}$$

### Trekk- og bremsekrefter

Bare en del av trekk- og bremsekrefter overføres gjennom brudekket til lagrene ved helsveiste spor eller spor med glideskjøt i en ende av konstruksjonen. Denne finnes ved å multiplisere kraften som påføres skinnene  $Q_{lak}$  eller  $Q_{lbk}$  med koeffisienten gitt i tabellen under. For konstruksjoner med glideskjøt i begge ender overføres hele kraften til lagrene.

## 1.2 Jernbaneverkets tekniske regelverk

Tabell 1.10: Koeffisienter for trekk-/bremsekrefter på konstruksjoner i klasse (a) og (b)[8, Tabell 5]

Total lengde av konstruksjonen (m)	Helsveist spor	Glideskjøt ved en ende
	Enkelt- eller dobbeltspor	Enkelt- eller dobbeltspor
30	0,5	
60	0,5	0,6
90	0,6	0,65
120	0,7	0,70
150	0,75	0,75
180		0,80
210		0,85
240		0,90
270		0,90
300		0,90

### 1.2.1.2.6 Vindlast

Teknisk regelverk spesifiserer at for jernbanekonstruksjoner skal det taes hensyn til vindkrefter ved å beregne med en uendelig lengde av tog med høyde 4 m over skinneoverkant påsatt vindlast [8, 7]. Dette skal komme i tillegg til vindlast på selve konstruksjonen. Det presiseres også at om ikke andre verdier kan påvises, med det menes det lavere, så skal vindtrykket settes til  $2,0 \frac{kN}{m^2}$  og formfaktor settes til 1,0.

### 1.2.1.2.7 Ballast

Teknisk regelverk spesifiserer at ballastens minimum totaldybde skal være  $\geq 0,53 m$ , med tyngdetetthet  $20 kN/m^3$  [8, 1.1].

### 1.2.1.2.8 Øvrige laster

Teknisk regelverk spesifiserer at øvrige påførte laster som betongsviller, skinner (inkludert ledeskinner), rekkverk og kabelkanaler settes til  $8,3 kN/m$ .



### 2 Løsningsmetoder

For å løse «problemet», altså å beregne ut resulterende krefter i konstruksjonen ut ifra gitte laster, trenger man løsningsmetoder. Dette kan strekke seg fra avlesning av en tabell, for veldig enkle konstruksjoner der nøyaktigheten ikke er viktig, til analytiske metoder der man utleder differensialligninger og får en analytisk korrekt løsning.

Det mest vanlige nå til dags er implementeringer av elementmetoden. Elementmetoden ble utviklet innen luftfartsindustrien på 1950-tallet. Pådriverne var Boeing og Bell Aerospace i USA samt Rolls Royce i UK. Enkelt sagt går den ut på at man deler analyseobjektet i små elementer, med enkel geometri, slik at hvert element er enkelt å regne på og sammenstillingen av disse elementene løses numerisk. Den første anerkjente publikasjonen angående elementmetoden ble gitt ut av M.J. Turner, R.W. Clough, H.C.Martin og L.J.Topp i 1956. Det har i senere tid blitt oppdaget et verk av matematikeren Courant fra 1943 som går på lignende emne, men som sagt så regnes publikasjonen i 1956 som den første. Enda var metoden ikke bevist matematisk. Dette ble løst av matematikere først sent på 1960-tallet for lineære problemer. [10, 1.1]

Her vil det bli gjennomgått de metodene, og dermed de forskjellige programmene og håndberegningemetoden, som vil bli benyttet i denne oppgaven.

#### 2.1 Dataverktøy

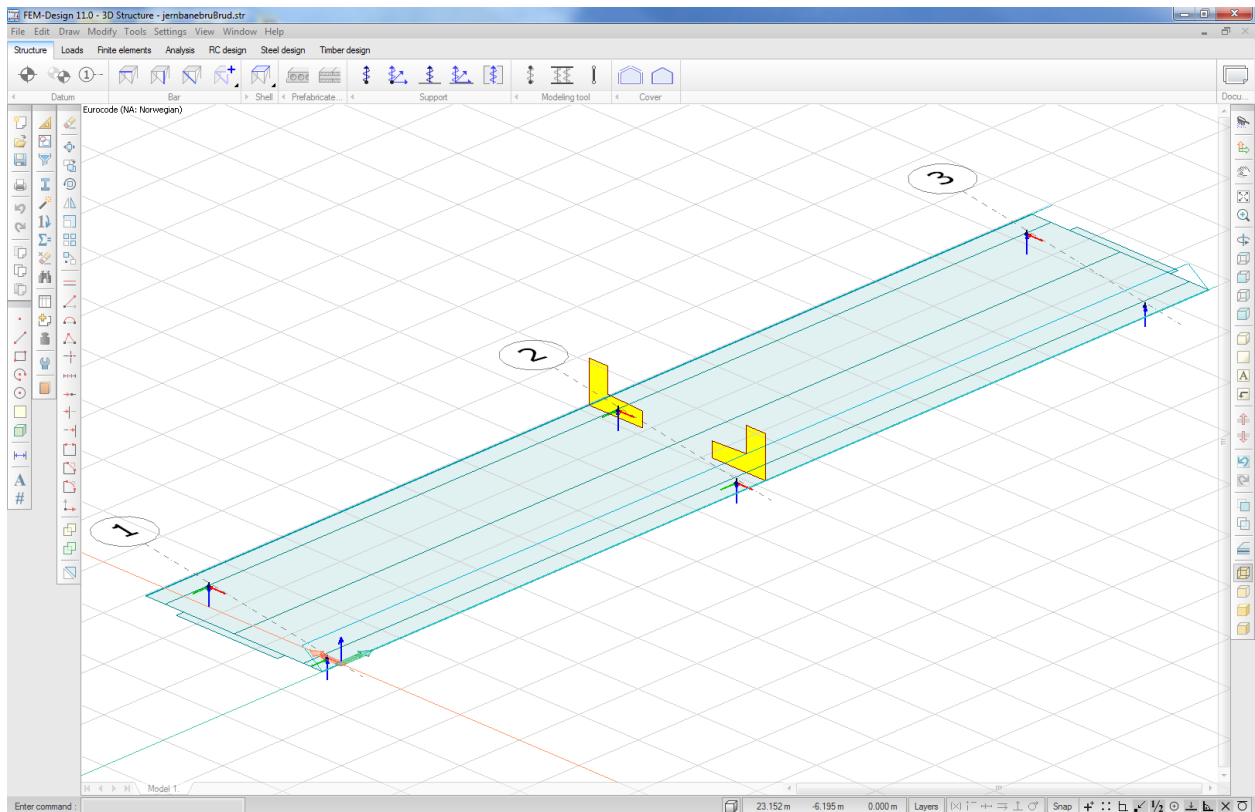
Den første datamaskinassisterte implementeringen av elementmetoden ble tilgjengelig allerede tidlig 1960-tallet, men funksjonen til dette var relativt begrenset i forhold til hva man er vant med i dag. Det tok for seg todimensjonal spenningsanalyse. Allerede 1965 kom NASTRAN ut, og det kunne ta seg av både 2- og 3-dimensjonale problemer. Etter den tid kom det ut flere programmer som bygger på prinsippet, men som har forskjellige fokusområder, deriblant ANSYS, LS-DYNA og ABAQUS. [10, 1.1]

Et stort problem for disse tidlige implementeringene var at tilgjengelig datakraft var relativt liten. Dagens pcer har større regnekraft enn det som ble regnet som superdatamaskiner helt opp til 1980-tallet. Det er derfor ikke noen overraskelse at implementeringer av elementmetoden blir mer vanlig i dag, og det er et godt utvalg av programmer for de fleste problemtyper. I denne oppgaven har det blitt sett på tre programmer, hvorav to er fra samme utvikler. Her vil disse bli presentert, med sine hovedfunksjoner.

## 2 Løsningsmetoder

### 2.1.1 FEM-Design

FEM-Design 3D Struct, utgitt av Structural Software Design (StruSoft), er et 3D FEM-program beregnet for bygg/konstruksjoner i betong, stål og/eller tre. Programmet jobber ut i fra dimensjoneringsreglene i Eurokodene. I forbindelse med denne rapporten ble versjon 11.01.003 benyttet. Denne kom ut 24/05/2013. Det kom ut flere nyere versjoner i løpet av arbeidet, men oppdateringene ble funnet til ikke å ha noen påvirkning på denne oppgaven.



Figur 2.1: Brukergrensesnitt FEM-Design

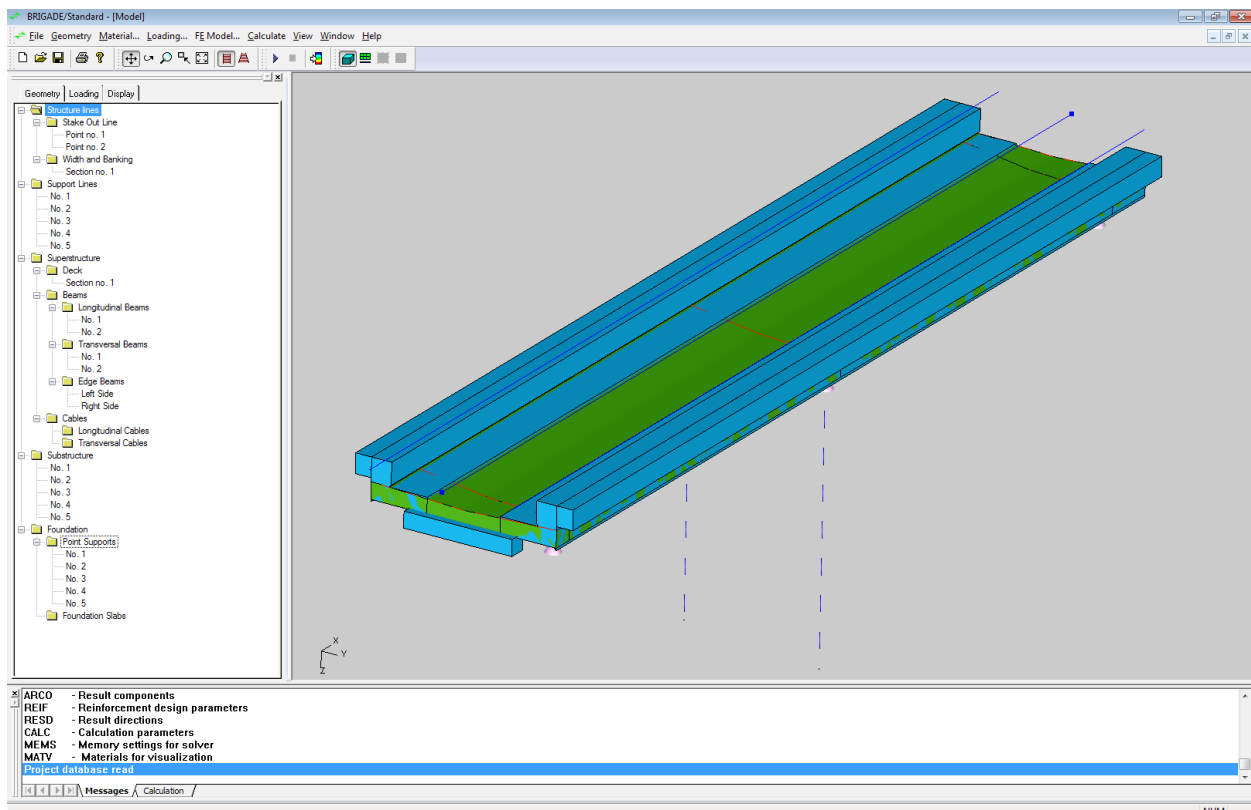
FEM-Design tilbyr modellering med bjelker, søyler, staver, plater og vegger. Disse blir beregnet etter reglene i standarden.

Man har et så å si komplett utvalg av lasttyper man kan benytte, det vil si punkter, linjer og flater av laster, momenter, traksjoner og temperaturfelt. Lastene kan varieres lineært over området de settes på. Lastene kan kombineres i både lastkombinasjoner, hvor brukeren definerer faktoren for samtidighet selv, og lastgrupper, hvor programmet finner mest ugunstige kombinasjon av samtidighetsfaktorer og laster.



## 2.1.2 Brigade Standard

Brigade Standard, utgitt av Scanscot Technology, er et parameterbasert FEM beregningsprogram for brukonstruksjoner i forskjellige materialer. Programmet henter laster og lastkombinasjoner fra eurokoder og regelverk/håndbøker. Programmet er ikke koblet opp mot dimensjoneringsstandarder for stål eller betong, men det er tilrettelagt for dimensjonering via ConcreteDesigner. I forbindelse med denne rapporten ble versjon 4.2.26 benyttet. Denne kom ut 20/08/2013. Det kom ut en nyere versjon i løpet av arbeidet, men oppdateringen ble funnet til ikke å ha noen påvirkning på denne oppgaven.



Figur 2.2: Brukergrensesnitt Brigade Standard

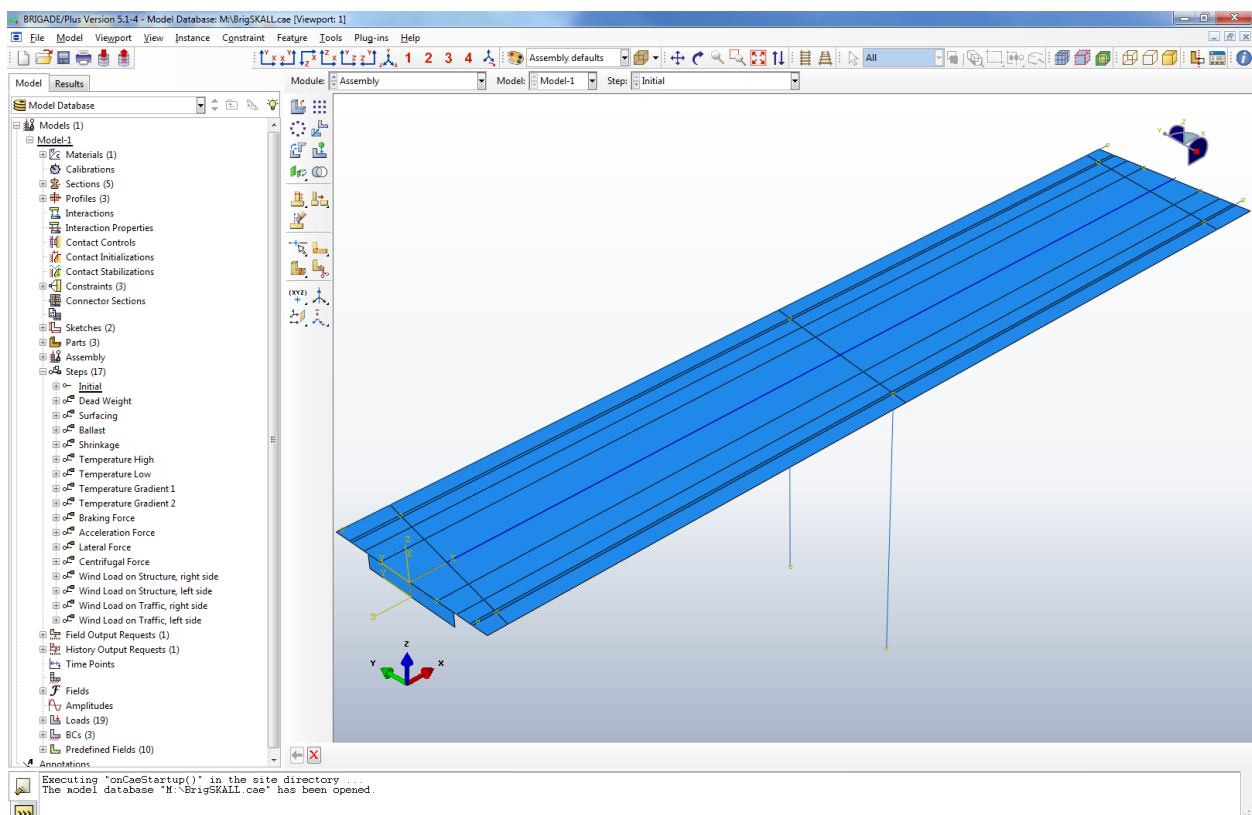
Brigade Standard er ment å være et komplett brudimensjoneringsprogram, hvor alle modelleringselementer og laster legges inn ved parametre. Konstruksjoner deles inn i overbygning og underbygning. For overbygningen tilbys det dekker av forskjellige typer, kantbjelker, endebjelker og langsgående bjelker. For underbygningen tilbys det forskjellige typer støttestrukturer, slik som lager, pilarer og endemurer.

Lastene hentes ut fra standarden og har som hensikt å være komplett, men man kan også legge til punktlaster og punktmoment i vilkårlig retning samt flatelaster i vertikal retning. Lastene kan kombineres i både lastkombinasjoner og lastgrupper slik som i FEM-Design, men i tillegg kan dette gjøres rekursivt. Samtlige påkrevde grupper og kombinasjoner genereres automatisk ut ifra standard.

## 2 Løsningsmetoder

### 2.1.3 Brigade Plus

Brigade Plus, utgitt av Scanscot Technology, er et 3D FEM-program for brukonstruksjoner som bygger på det generelle FEM-programmet Abaqus. Abaqus er et kraftig verktøy som kan benyttes ved de fleste simuleringsoppgaver, både statiske og dynamiske. Brigade Plus ligger som et skall over Abaqus og man kan benytte samtlige funksjoner derfra. I likhet med Brigade Standard kan Plus hente laster (i form av laststeg i plus) og lastkombinasjoner fra eurokoder og regelverk/håndbøker. Det er heller ikke koblet opp mot dimensjoneringstandarder for stål eller betong, men det er tilrettelagt for dimensjonering via ConcreteDesigner. I forbindelse med denne rapporten ble versjon 5.1-4 benyttet. Denne kom ut 02/07/2013. Versjonen bygger på Abaqus/CAE 6.12-4.



Figur 2.3: Brukergrensesnitt Brigade Plus

På grunn av at Abaqus ligger i bunn så kan man modellere konstruksjoner så komplekst man ønsker, man har både skallelement, volumelement, bjelkeelement og flere. Således kan man få geometrien på konstruksjonen så lik det reelle som man ønsker ut ifra de valgte forenklinger.

Man har i likhet med FEM-Design et så å si komplett utvalg av lasttyper. Imidlertid kan lastene kun settes på veldefinerte regioner av modellen. Dette løses lett ved utstrakt bruk av partisjonering. Lastkombinering er helt likt som i Brigade Standard.

Som eneste av disse tre programmene kan Brigade Plus utføre en automatisk dynamisk analyse av konstruksjonen.

## 2.2 Håndberegning

I håndberegningene har det blitt benyttet forskyvningsmetoden. Dette er et oppsett av elementmetodeberegning som egner seg for håndberegning av systemer med relativt få frihetsgrader. Den bygger på virtuelle forskyvningers prinsipp som sier at [11, 4.5]:

Dersom et system av virkelige krefter  $\mathbf{R}$  og  $\mathbf{S}^i$ , som er i statisk likevekt, utsettes for et sett av virtuelle, men kinematisk kompatible forskyvninger og deformasjoner,  $\tilde{\mathbf{r}}$  og  $\tilde{\mathbf{v}}^i$ , så er det ytre virtuelle arbeidet lik det indre virtuelle arbeidet.

På matriseform kan dette skrives:

$$\mathbf{R}^T \tilde{\mathbf{r}} = \sum_{i=1}^m (\mathbf{S}^i)^T \tilde{\mathbf{v}}^i \quad [11, 4-25]$$

Ved å benytte kompatibiliteten av forskyvningene og deformasjonene får man:

$$\mathbf{R}^T \tilde{\mathbf{r}} = \sum_{i=1}^m (\mathbf{S}^i)^T \mathbf{a}^i \tilde{\mathbf{r}} = \left( \sum_{i=1}^m (\mathbf{S}^i)^T \mathbf{a}^i \right) \tilde{\mathbf{r}} \Rightarrow \mathbf{R} = \sum_{i=1}^m (\mathbf{a}^i)^T \mathbf{S}^i$$

Ved å videre benytte kraft-forskyvningsloven, også kjent som materialloven, får man:

$$\mathbf{S} = \mathbf{k} \mathbf{v} \Rightarrow \mathbf{R} = \sum_{i=1}^m (\mathbf{a}^i)^T \mathbf{k}^i \mathbf{v}^i = \left( \sum_{i=1}^m (\mathbf{a}^i)^T \mathbf{k}^i \mathbf{a}^i \right) \mathbf{r} = \mathbf{K} \mathbf{r} \Rightarrow \mathbf{K} \mathbf{r} = \mathbf{R} \quad [11, 5-1]$$

Hvor det er benyttet at:

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^m (\mathbf{a}^i)^T \mathbf{k}^i \mathbf{a}^i \quad [11, 5-2]$$

I håndberegninger er det vanlig å finne stivhetsmatrisen  $\mathbf{K}$  ved direkte betraktning. Dette gjøres ved å sette de forskjellige frihetsgradene i tur og orden alene til en enhets forskyvning/rotasjon, og så finne de kreftene som skal til for å opprettholde en slik deformasjon.

Når det kommer til lastene er det sjelden at samtlige laster kommer direkte i frihetsgradene, og derfor må de fordeles til disse. Dette kan gjøres på hovedsaklig to metoder. Den første er «lumping», hvor lastene spres likt til tilknyttede frihetsgrader. Den andre er «Komplementær- og partikulærløsning», hvor man først låser frihetsgradene og ser på opptredende krefter og momenter pga. lasten, deretter finner hvilke krefter(laster) i frihetsgradene som gir en slik situasjon.

Når man har både stivhetsmatrisen  $\mathbf{K}$  og lastvektoren  $\mathbf{R}$  finner man de resulterende forskyvningene/deformasjonene  $\mathbf{r}$  ved å invertere  $\mathbf{K}$ .

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{R}$$

For å finne sekundære størrelser, slik som moment-, skjærkraft- og normalkraftdiagrammer, setter man inn de utregnede deformasjonene i diagrammene man fant ved utregning av

## 2 Løsningsmetoder

---

stivhetsmatrisen samt ved utvikling av lastvektoren.

Disse diagrammene vil stort sett få bedre nøyaktighet jo flere elementer, og dermed flere frihetsgrader, man deler systemet inn i. Dette går igjen på bekostning av beregningskostnaden i form av tid og lagringskrav om det gjøres med dataverktøy. Derfor må man gjøre en avveining av hvor nøyaktige resultater man krever.

### 3 Modellering

I dette kapitlet vil det bli gjennomgått bruas faktiske geometri og den forenklete geometrien benyttet i beregningene. Deretter vil det bli sett på hvordan det har blitt funnet lettest å modellere opp brua i de forskjellige programmene, herunder hvordan lastene blir satt, hvilke forenklinger som må gjøres, elementnettet og lastkombinering.

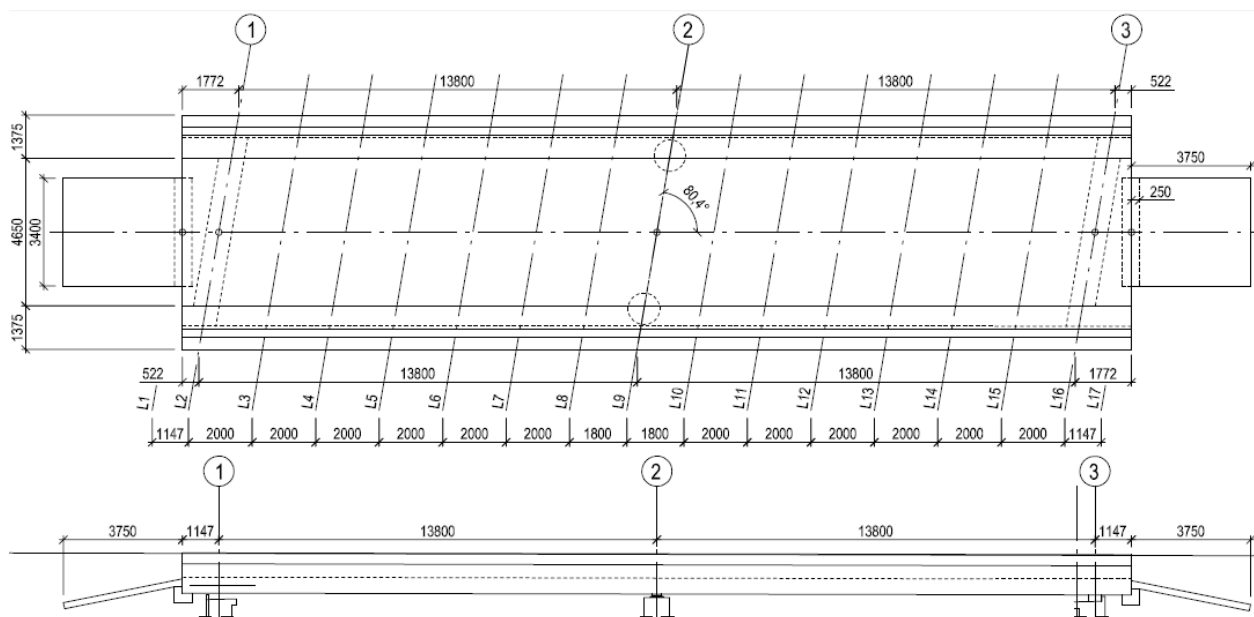
#### 3.1 Brugeometri

Bruen bygges over 2 spenn samt med en utkraget del i hver bruende.

Bruoverbygningen utføres som slakkarmert traubru i betong. Brua bygges med hvert sitt landkar i akse 1 og akse 3. På landkarveggene benyttes lager for opplegg av bruoverbygningen. Pilar i akse 2 utføres som 2 stk. utstøpte stålrørspeler Ø813 mm som føres helt opp til overbygningen. Bruoverbygningen legges på fastlagre på pelene i akse 2.

Spennvidden mellom aksene er 13,8 m og lengde av utkraget del er 1,147 m ved senterlinje bru, slik at total brulengde blir 29,894 m.

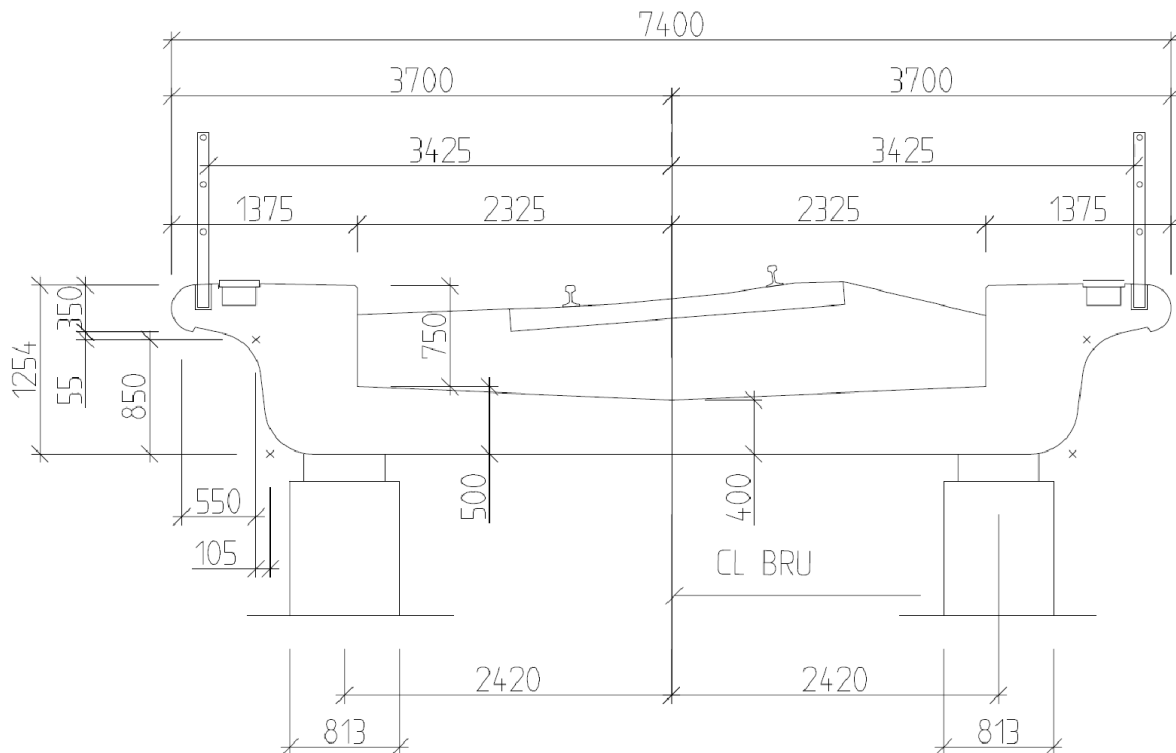
Total brubredde inkludert kantdragere er 7,4 m, hvorav traubunnen har bredden 4,65 m



Figur 3.1: Plan og lengdesnitt langs senterlinje av bru

## 3 Modellering

Brua har konstant tverrsnitt langs hele lengden.



Figur 3.2: Bruprofil

### 3.2 Grunnleggende variabler

#### 3.2.1 Dimensjonerende hastighet

Maksimal hastighet bru skal dimensjoneres for er  $V = 200 \text{ km/h}$ .

#### 3.2.2 Kriteriet for dynamisk beregning

Som nevnt i 1.1.2.4.3 så er kriteriet for dynamisk analyse som regel hvorvidt man er innenfor grensene på figur 1.5, slik er det også i dette tilfellet. Dermed kontrolleres det om resultatet av [7, (6.3)] er innenfor [7, (6.1)] og [7, (6.2)]:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{9}} = 5.917 \text{ Hz}$$

Her er det satt inn nedbøyningsdata fra statisk beregning av permanente laster, som for samtlige programmer var 9 eller lavere (se Tabell 4.2). Denne frekvensen tilfredsstillter:

$$\frac{80}{L} = 5.797 \leq \underline{5.917} \leq 13.304 = 94,76 L^{-0.746}$$

Dermed er ikke dynamisk beregning nødvendig for denne konstruksjonen.

### 3.2.3 Dynamisk faktor

Ved å benytte tabell 1.7, tilfelle 5.2, finner man:

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2) = \frac{1}{2}(13,8 + 13,8) = 13,8 \text{ m}$$

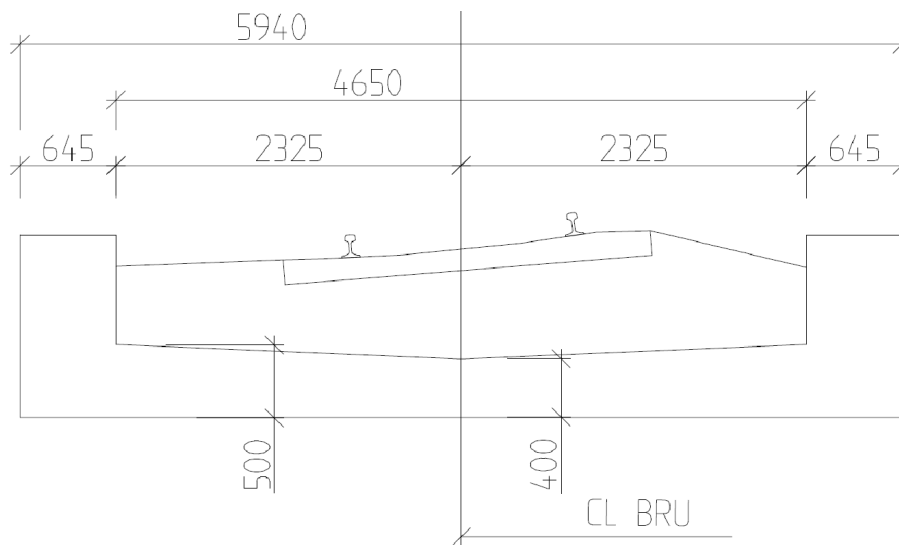
$$L_\Phi = k L_m = 1,2 * 13,8 \text{ m} = 16,56 \text{ m}$$

Deretter ved å bruke [7, (6.4)] (klassifisert som nøye vedlikeholdt bane) får man den dynamiske faktoren:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{16,56 \text{ m} - 0,2}} + 0,82 = 1,19$$

### 3.3 Beregningsmodell

Det er hovedsaklig to måter å modellere opp bruprofilet som er vurdert. Disse er skallelementer i bunn med bjelkeelementer på kantbjelkene og volumelementer på hele konstruksjonen. Det er gjort en forenkling av brugeometrien, felles for disse, ved å gjøre vinklene rette og å sette på kantdragerne som laster i stedet for som en del av geometrien. Den forenklete geometrien blir da som følger:



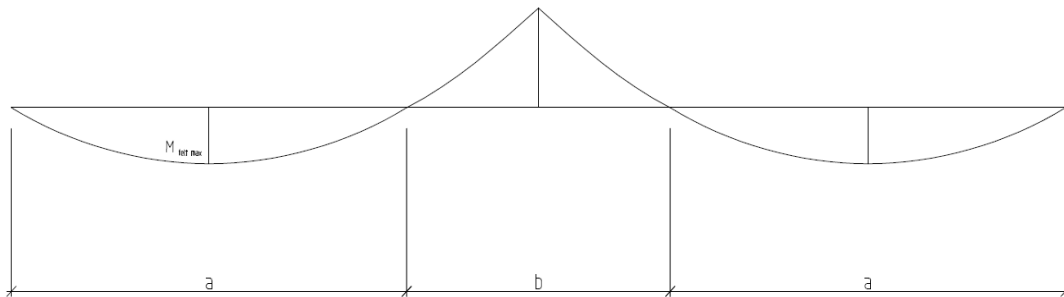
Figur 3.3: Forenklet brugeometri

#### 3.3.1 Medvirkende flensbredde

For modellene med skallelementer i bunn og bjelkeelementer på kantene må man beregne medvirkende flensbredde for det opptredende L-profilet. Dette gjøres i henhold til Eurokode 2.

Først forenkler bjelken til en tospens fritt opplagt bjelke. Ved å påkjenne denne med en jevnt fordelt last vil man få følgende momentfordeling:

### 3 Modellering



Figur 3.4: Momentfordeling fritt opplagt tospenns bjelke

Deretter kan man finne  $l_0$  som minste av avstandene mellom nullpunktene:

$$a = 2 * 0,375 * L = 10,35 \text{ m}$$

$$b = 2(1 - a) = 6,9 \text{ m}$$

$$l_0 = \min\{a; b\} = 6,9 \text{ m}$$

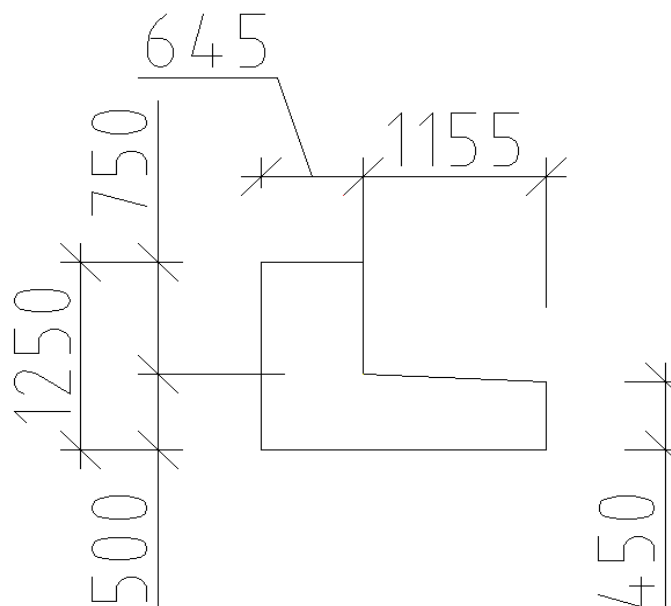
Dermed finner man effektiv flensbredde:

$$b = 2,325 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \min\{0,2b + 0,1l_0; 0,2l_0; b\} = 1,155 \text{ m}$$

[12, (5.7a+b)]

Dette gjør at bjelkene skal modelleres som følger:



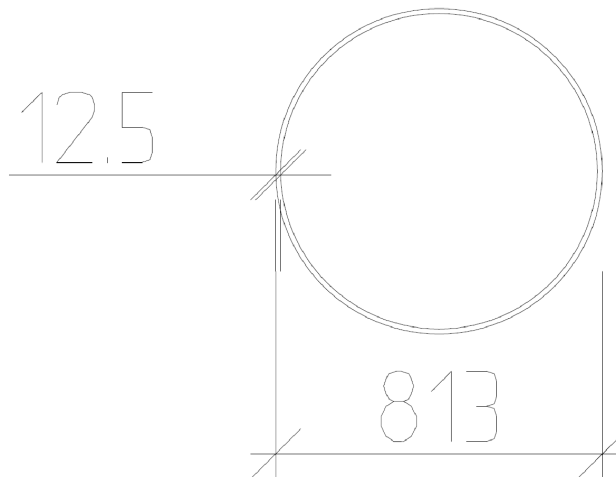
Figur 3.5: Effektiv flensbredde

#### 3.3.2 Stivhet av peler

For å unngå å måtte regne på samvirke mellom stål og betong, i pelene i akse 2, i beregningsgangen så er det valgt å regne ut en ekvivalent stivhet for disse.

Pelene har ytre diameter på  $\varnothing = 813 \text{ mm}$ , stålrørene har en tykkelse på  $t = 12,5 \text{ mm}$ . Pelene har en fri lengde (over bakken) på 5 m, og 3,8 m innspenningslengde (Iht. Geotekniker fra NGI).





Figur 3.6: Peletverrsnitt

Regner først ut stivhet av kun betongverrsnittet:

$$I_c = \frac{\pi}{64} (\varnothing - 2t)^4 = 1,893 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$E_c = 29560 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (korttids)}$$

$$E_c I_c = 5,595 \cdot 10^{14} \text{ MPa}$$

Regner deretter ut samvirkestivheten:

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$I_{c_s} = I_c + \frac{\pi}{64} [\varnothing^4 - (\varnothing - 2t)^4] \frac{E_s}{E_c} = 3,682 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$E_c I_{c_s} = 1,088 \cdot 10^{15} \text{ MPa}$$

Får til slutt ekvivalent stivhet:

$$k = \frac{P}{\delta} = \frac{P}{\frac{PL^3}{3EI}} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 E_c I_{c_s}}{(5\text{m} + 3,8\text{m})^3} = 4791 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 3.3.3 Elementnett

Størrelsen på, og dermed antallet av, elementene avgjør i store deler beregningstiden, nøyaktigheten på resultatene og krav til datalagring. På denne konstruksjonen har det blitt valgt en generell elementstørrelse på 0,2 m. Med den størrelsen får man en fin nok inndeling til at man får med alle relevante lasteffekter på konstruksjonen, uten at beregningstiden blir for lang. Valget ble gjort ut ifra en serie med beregninger, med økende antall elementer, til tilstrekkelig konvergens ble observert.

De forskjellige programmene har forskjellige strategier for hvordan inndelingen skal gjøres, i tillegg til at det er forskjeller i modelleringsprosessen som må tas hensyn til ved inndeling.

### 3 Modellering

---

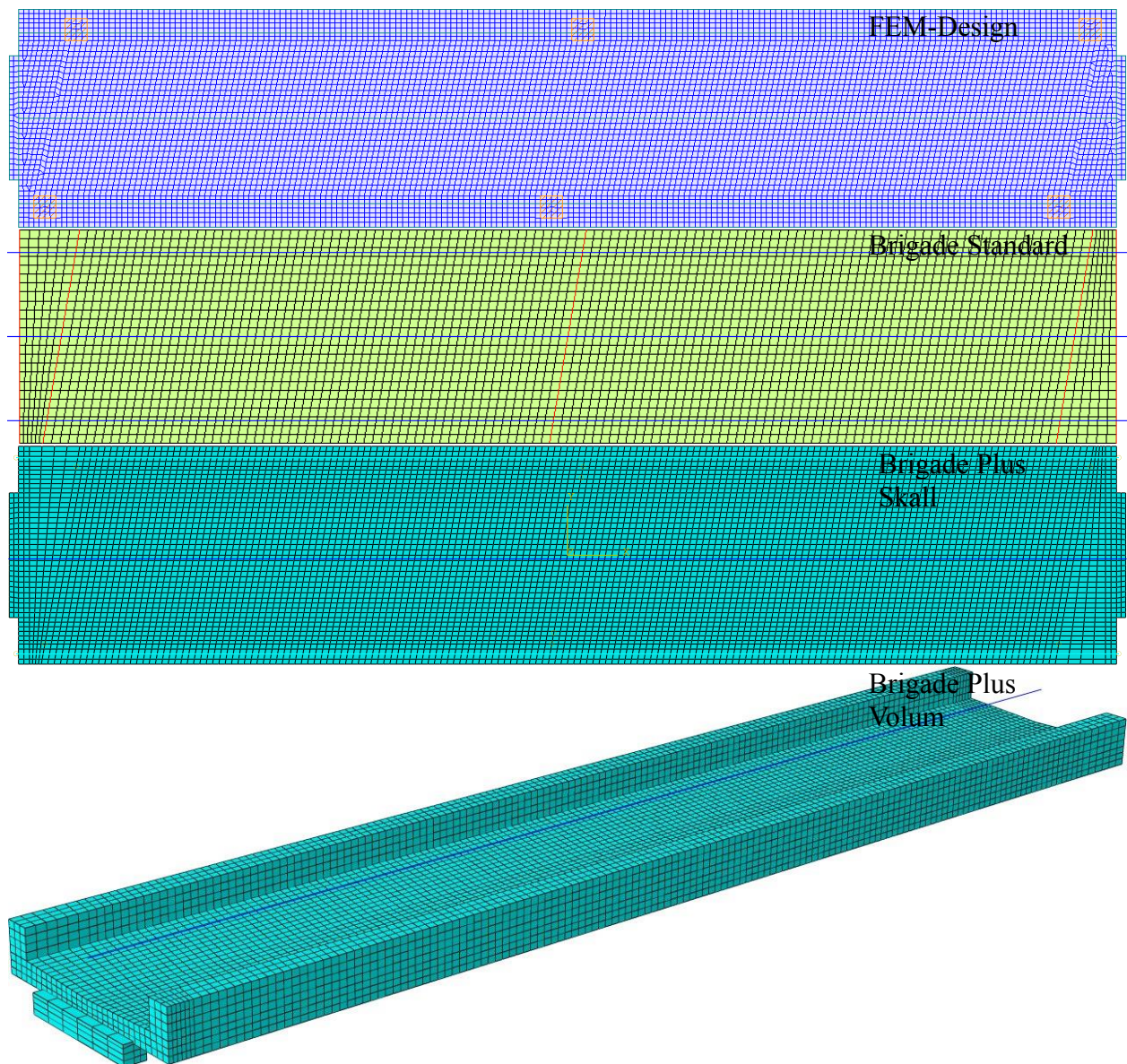
Dette gjør at elementnettene ikke kan bli helt like, men det er forsøkt å unngå vesentlige forskjeller.

Brigade benyttet S4R, som er 4 noders lineært skallelement med redusert integrasjon og timeglasskontroll, på skallet og B31, som er 2 noders lineært bjelkeelement, på bjelkene.

FEM-Design brukte tilsvarende bjelkeelementer, men andre skallelementer. Det ble benyttet en kombinasjon av S8R, som er 8 noders kvadratisk interpolert skallelement med redusert integrasjon (også kjent som «serendipitet-element»), og STRI65, som er 6 noders kvadratisk interpolert triangelement. Triangelementene blir benyttet for å løse problemer med diskontinuiteter i geometrien.

I Brigade Standard gjorde begrenset lagringsplass på datamaskinen at antallet elementer måtte senkes noe. Det ble der benyttet generell elementstørrelse på 0,25m. På grunn av færre elementer kan man forvente en noe stivere konstruksjon.

I Brigade Plus med volumelementer ble det benyttet samme generelle elementstørrelse, men 2 elementer over tykkelsen. Det ble benyttet C3D8R, som er 8 noders lineær kubelement med redusert integrasjon og timeglasskontroll.



Figur 3.7: Elementnett i de forskjellige programmene

### 3.4 Laster

#### 3.4.1 Egenvekt

Samtlige vurderte programmer har muligheten til å automatisk regne ut og sette på egenvekten av konstruksjonen ut ifra oppgitte materialegenskaper og geometri. Om man ikke modellerer med nøyaktig form, altså gjør geometriske forenklinger, må man sette på noen tilleggs- og/eller fradraglaster.

## 3 Modellering

### 3.4.1.1 Kantbjelke og rekkverk

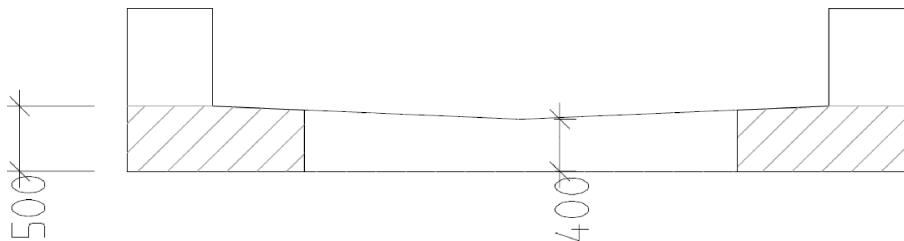
I beregningsmodellen er ytterste del av kantbjelkene samt rekkverk på begge sider forenklet bort for å gi en enklere form. Arealet av manglende kantbjelke er  $A_{KB}=0,28\text{ m}^2$ , med en eksentrisitet på  $e_{KB}=0,26\text{ m}$ . Rekkverket har en tyngde på  $G_{RV}=0,7\text{ kN/m}$ , med en eksentrisitet på  $e_{RV}=0,21\text{ m}$ . Disse eksentrisitetene er målt fra kant av beregningsmodell, for å beregne momentpåvirkningen. Dermed får vi lastene:

$$\begin{aligned}G_{KB} &= \gamma_c A_{KB} = 7\text{ kN/m} \\G_{KB+RV} &= G_{KB} + G_{RV} = 7,7\text{ kN/m} \\M_{KB+RV} &= G_{KB} e_{KB} + G_{RV} e_{RV} = 1,91\text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Disse lastene settes på som linjelast og linjemoment i samtlige program der man benytter skallmodell. For Brigade Plus med Solid-modell settes den på som en overflatetraksjon med konstant vertikal last og vertikalt lineært varierende horisontal last for hhv. G og M.

### 3.4.1.2 Vekt av bjelkedel som kommer med to ganger

Når man modellerer med skallelementer og bjelkeelementer vil en del av betongen, i overgangen mellom bjelken og skallet, bli regnet med to ganger. Dette utkorrigeres i FEM-Design og Brigade Standard ved å sette på en motsatt rettet last på den aktuelle flaten, med størrelse som varierer ut ifra tykkelsen på stedet. I Brigade Plus unnlater man helt enkelt å sette gravitasjonskraft på platedelen som sammenfaller med bjelken.

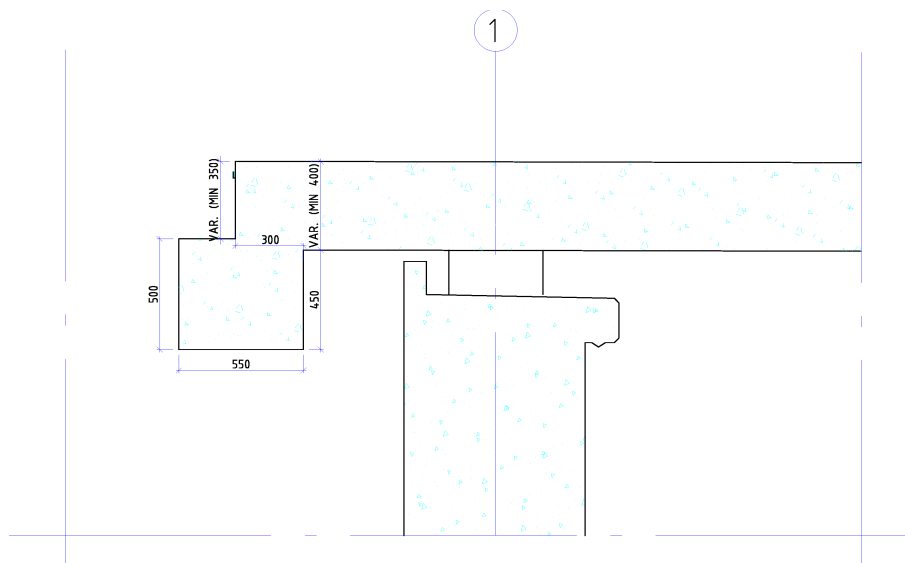


Figur 3.8: Areal av brutverrsnitt hvor vekt medregnes to ganger

### 3.4.1.3 Konsollvekt

Konsollen som overgangsplaten hviler på gir ikke noen nevneverdig strukturell styrke til bruprofilet, men den gir en last som må tas hensyn til.

I FEM-Design og Brigade Plus med skallelementer ble delen som er utenfor lengden av bruprofilet modellert som en egen plate, og delen innenfor ble modellert som en nedadrettet last. I Brigade standard og Plus med volumelementer ble det modellert i sin opprinnelige form.



Figur 3.9: Oppleggskonsoll

### 3.4.2 Ballast

Forenkler lasten av ballast ved å sette tykkelsen til snittet over hele bredden. Ballastarealet har ved hjelp av figur 1.6 blitt utregnet til  $A_{bal} = 3,20 \text{ m}^2$ , som skal deles over bredden  $b_{bal} = 4,65 \text{ m}$ . Tyngdetettheten av ballast er iht. 1.2.1.2.7 lik  $\gamma_{bal} = 20 \text{ kN/m}^3$ . Dette gir den jevnt fordelte lasten av ballast på helle traubunnen lik:

$$G_{bal} = \gamma_{bal} \frac{A_{bal}}{b_{bal}} = 13,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.4.3 Skinner

Iht. 1.2.1.2.8 er øvrige laster satt lik  $8,3 \text{ kN/m}^3$ , rekkverk og kabelkanal antas å utgjøre  $1 \text{ kN/m}$  på hver kantbjelke, slik at betongsviller og skinner (inkludert ledesskinner) utgjør  $6,3 \text{ kN/m}$ . Dette fordeles over samme bredde som ballast, slik at jevnt fordelt last av jernbanelinjen blir:

$$G_{jbl} = 6,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \frac{1}{b_{bal}} = 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.4.4 Kryp og svinn

Når betong herder/tørker vil den krympe og før den er ferdig herdet (beregningmessig aldri, men effekten minsker over tid) vil den forme seg etter de lastene den er påkjent. Disse effektene kalles hhv. svinn og kryp, og det kan ha betydelige effekter på en konstruksjon. De er avhengige av værforhold og tid etter utstøping. For denne konstruksjonen er det blitt oppgitt  $RH = 70\%$ , svinntørking starter ved  $t_s = 5$  dager og forskalingen fjernes etter  $t_0 = 7$  dager. Det skal dimensjoneres for 100 års bruk slik at  $t = 36500$  dager. Det benyttes C45/55 som har  $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$  og  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ . Temperaturutvidelseskoeffisient er satt til  $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ .

### 3 Modellering

#### 3.4.4.1 Kryp

Beregner krypfaktorer vha. tillegg B.1 i eurokode 2 [12, B.1]:

$$A_c = 3,705 * 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsarealet}$$
$$u = 1,588 * 10^4 \text{ mm} \quad \text{Den delen av tverrsnittets omkrets som er i kontakt med atmosfæren}$$
$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 466,625 \text{ mm} \quad \text{Effektive tverrsnittstykkelsen}$$
$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,748$$
$$\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,920 \quad \text{Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning}$$
$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,813$$
$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1,187 \quad \text{Faktor som tar hensyn til relativ fuktighet}$$
$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,308 \quad \text{Faktor som tar hensyn til betongfasthetens betydning}$$
$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = 0,6346 \quad \text{Faktor som tar hensyn til betongens alder ved pålastning}$$
$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 1,738 \quad \text{Det normerte kryptallet}$$
$$\beta_H = \min \left\{ \frac{1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3}{1500 \alpha_3} \right\} = 933,441 \quad \text{Faktor som avhenger av relativ fuktighet og tverrsnittstykkelsen}$$
$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,992 \quad \text{Kryputviklingen over tid}$$
$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) = 1,725 \quad \text{Kryptallet for bruens dimensjoneringsalder (100år).}$$
$$\varphi(35,28) = 0,307 \quad \text{Kryptallet for en kvasistatisk periode (satt til en uke).}$$

I FEM-Design spesifiserer man kryptallet i materialmodellen, mens i Brigade (Standard og Plus) får man med krypeffekter ved å sette inn skalleringsfaktorer på krefter og forskyvninger fra aktuelle laster. Ved relaksasjon reduseres kreftene i konstruksjonen ved å gange med  $1/(1+\varphi)$ , og ved kryp økes forskyvningene ved å gange med  $(1+\varphi)$ . Dermed får man følgende faktorer for bruk i Brigade:

$$Kryp_{red, perm} = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} = 0,369$$

$$Kryp_{okt, perm} = 1 + \varphi(t, t_0) = 2,725$$

$$Kryp_{red, kvasi} = \frac{1}{1 + \varphi(35,28)} = 0,765$$

$$Kryp_{okt, kvasi} = 1 + \varphi(35,28) = 1,307$$

### 3.4.4.2 Svinn

Beregner svinnfaktor vha. tillegg B.2 i eurokode 2 [12, B.2].

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0,12 \quad \text{Faktorer som tar hensyn til bentongtypen.}$$

$$f_{cmo} = 10 \text{MPa} \quad \text{Pr. definisjon.}$$

$$RH_0 = 100\% \quad \text{Pr. definisjon.}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,018 \quad \text{Faktor som tar hensyn til relativ fuktighet}$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 3,024 * 10^{-4} \quad \text{Nominell verdi for svinntøyning}$$

Videre med [12, 3.1.4]:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = 0,989 \quad \text{Faktor som beskriver svinnutviklingen over tid}$$

$$k_h = 0,71 \quad \text{Faktor som tar hensyn til tversnitttykkelsen}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0} = 2,124 * 10^{-4} \quad \text{Utviklingen av svinntøyningen over tid}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1,000 \quad \text{Faktor som beskriver den autogene svinntøyningen over tid}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 8,75 * 10^{-5} \quad \text{Den endelige autogene svinntøyningen}$$

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty) = 8,750 * 10^{-5} \quad \text{Utviklingen av den autogene svinntøyningen over tid}$$

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 2,999 * 10^{-4} \quad \text{Den totale svinntøyningen}$$

FEM-Design skal ha verdien i promille, altså 0,2999.

På brigade så setter man på svinntøyningene som en reduksjon i temperatur, slik at man må ta hensyn til koeffisienten for temperaturutvidelse:

$$\Delta T_{svinn} = \frac{\epsilon_{cs}(t)}{\alpha_T} = -29,99 \text{K}$$

### 3.4.5 Toglaster

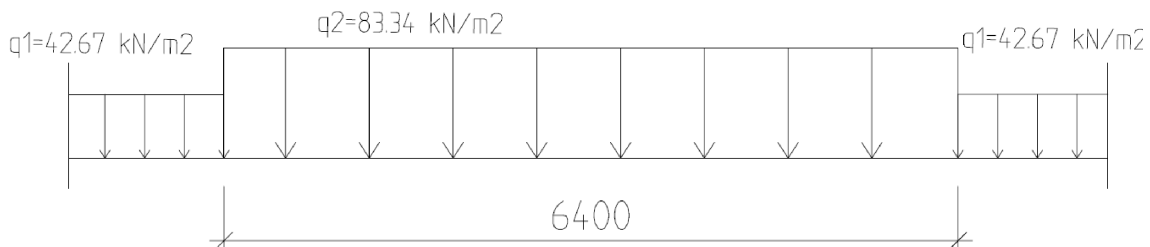
I denne rapporten ser man på lastmodellene LM71, SW/0 og SW/2. Disse skal settes på i

### 3 Modellering

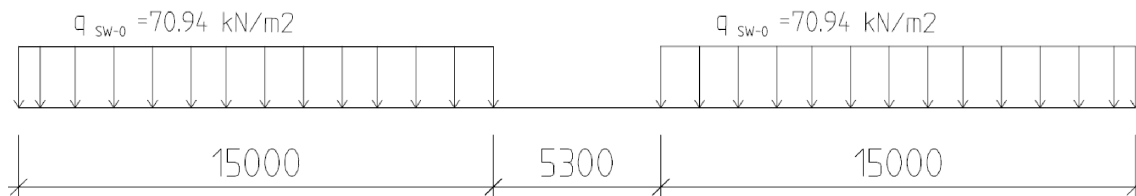
ugunstigste plasseringer langs toglinjen.

I begge Brigade programmene så er lastmodellene forhåndslastet og man trenger kun opprette ett spor og en lastflate, for så å sette de aktuelle lastmodellene på dette sporet. For å ta hensyn til krav om eksentrisitet av lastmodellene LM71 og SW/0 nevnt i 1.1.2.4.1, kan man i tillegg også lage et spor som er forskjøvet med utregnet eksentrisitet og sette lastmodellene på dette sporet også.

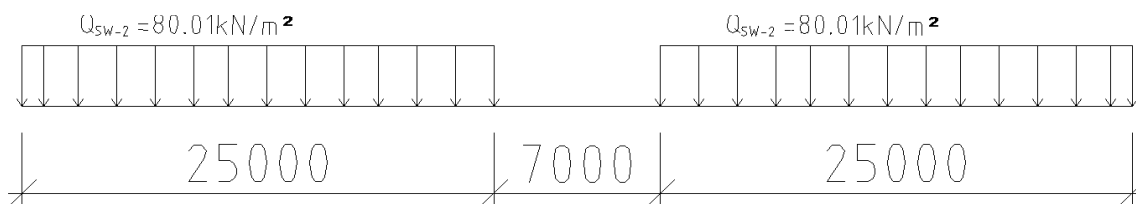
I FEM-Design, hvor man ikke har direkte mulighet for bevegelige laster må hver enkelt lastposisjon defineres som et lasttilfelle. I teorien vil dette si å sette inn et enormt antall lasttilfeller, men med erfaring kan man estimere et redusert antall som vil gi de mest dimensjonerende effektene på konstruksjonen. Det blir samtidig valgt å forenkle aksellastene i LM71 til en flatelast, og premultiplisere alle lastmodellene med den dynamiske faktoren (unntatt for Tomme Vogner) og dele på lastbredden. Dermed får man følgende flatelaster og lastposisjoner i FEM-Design:



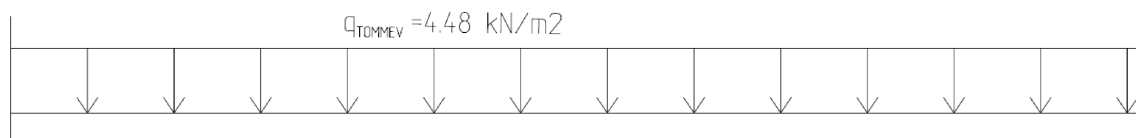
Figur 3.10: Last LM71 i FEM-Design



Figur 3.11: Last SW/0 i FEM-Design

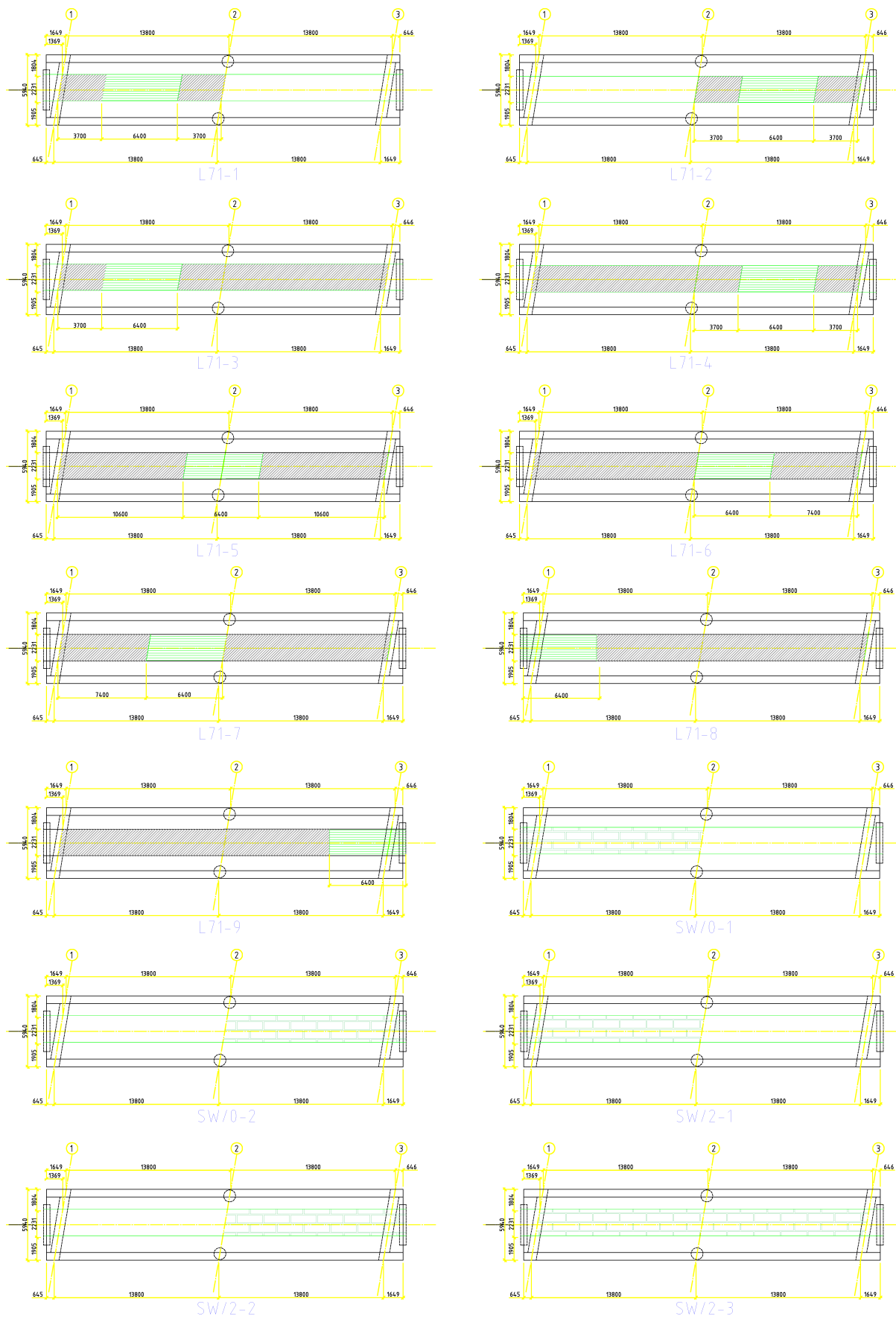


Figur 3.12: Last SW/2 i FEM-Design



Figur 3.13: Last Tomme Vogner i FEM-Design





Figur 3.14: Lastposisjoner toglaster FEM-Design

## 3 Modellering

### 3.4.6 Temperatur

#### 3.4.6.1 Jevnt fordelt andel

Fra [6, Figur NA.A1] og [6, Figur NA.A2] får man minimums- og maksimumstemperatur lik:

$$T_{min} = -28^{\circ} C$$

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

Deretter finner man laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel:

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -20^{\circ} C$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 31^{\circ} C$$

Med en initaltemperatur  $T_0 = 10^{\circ} C$  får man de maksimale kontraksjon- og ekspansjonsintervallene:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 30^{\circ}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21^{\circ}$$

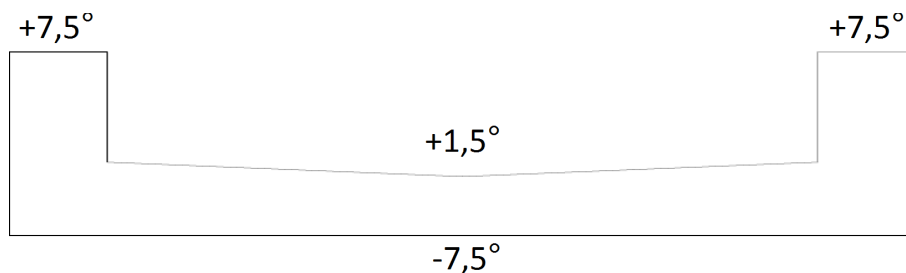
#### 3.4.6.2 Temperaturgradient

Fra 1.1.2.3.2 har vi:

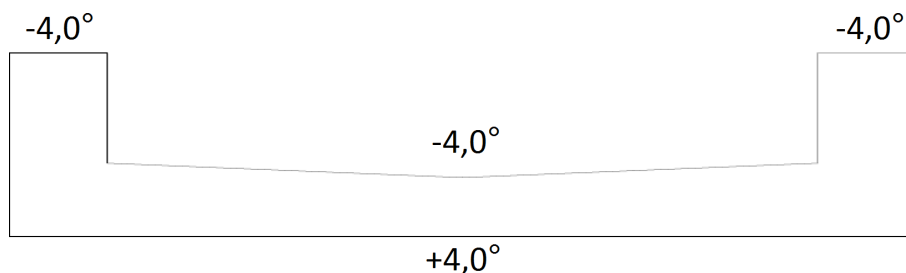
$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}$$

For betongplate, hvor oversiden er varmest, har man  $k_{sur} = 0,6$  fra [6, Tabell NA.6.2]. Altså skal det benyttes  $\Delta T_{M,heat}^* = \Delta T_{M,heat} k_{sur} = 9^{\circ}$  for kantbjelkene når oversiden er varmest. Det skal ellers ikke gjøres noen justeringer. Dermed er det de to følgende temperatursituasjonene man skal modellere:



Figur 3.15: Temperaturgradient varmest på oversiden



Figur 3.16: Temperaturgradient varmest på undersiden

### 3.4.6.3 Forskjell mellom konstruksjonsdeler

Konstruksjonen er i klasse (a) iht. 1.2.1.2.5. Dermed får man, med en ekspansjonslengde lik  $L_T = L = 30,394 \text{ m}$ , en last pga. forskjell i temperatur mellom konstruksjonsdeler lik:

$$F_{TK} = \pm 30,394 \text{ m} \cdot 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 243,2 \text{ kN}$$

Denne blir fordelt langs bruas lengde som en linjelast i FEM-Design med størrelsen:

$$Q_{TK} = 243,2 \frac{\text{kN}}{28,894 \text{ m}} = 8,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I Brigadeprogrammene er det enklere å utplassere denne som en overflatetraksjon på influensflaten fra skinnene:

$$Q_{TK} = 243,2 \frac{\text{kN}}{28,894 \text{ m} \cdot 2,231 \text{ m}} = 3,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.4.7 Trekk- og bremsekraft

Siden vi har trafikk i begge retninger på den aktuelle linjen kan man slå sammen disse kreftene (ta største verdi av trekk- og bremsekraft og sette på i begge retninger). Lastlengden for trekk- og bremsekraften er hele bruas lengde, inkludert oppleggskonsollene,  $L_{a,b} = 30394 \text{ mm}$ .

$$Q_{lak} = \min\left\{33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} L_{a,b}; 1000 \text{ kN}\right\} = 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk, LM71+SW10} = \min\left\{20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} L_{a,b}; 6000 \text{ kN}\right\} = 607,9 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk, SW12} = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} L_{a,b} = 1064 \text{ kN}$$

$$Q_{labk} = \max\{Q_{lak}; Q_{lbk}\} / L_{a,b}$$

$$Q_{labk, LM71+SW10} = 32,901 \text{ kN/m}$$

$$Q_{labk, SW12} = 35 \text{ kN/m}$$

Denne lasten blir satt på ulikt i de forskjellige program. I FEM-Design er det enklest å sette på denne på som en linjelast.

I Brigade Standard oppgir man laststørrelse og lastflatens bredde, programmet fordeler så lasten utover bredden. Bredden blir funnet vha. figur 1.4 til å være  $B_{last} = 2.231 \text{ m}$ .

I Brigade Plus setter man på lasten som en overflatetraksjon på lastbredden med størrelsen:

$$Q_{labk, LM71+SW10}^* = 14,747 \text{ kN/m}^2$$

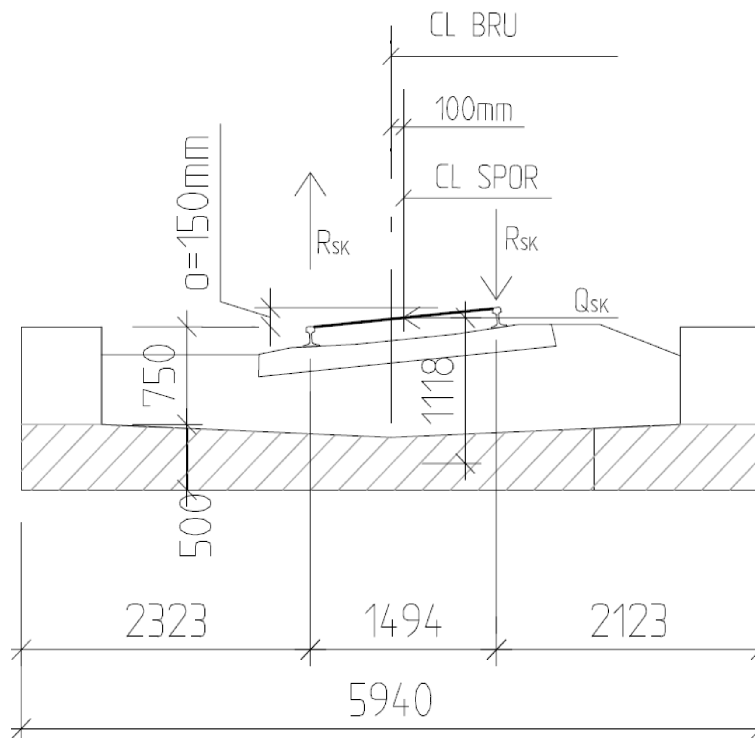
$$Q_{labk, SW12} = 15,691 \text{ kN/m}^2$$

## 3 Modellering

### 3.4.8 Slingrekrefter

Slingrekreftene er iflg. 1.1.2.4.4 definert som en punktlast på  $Q_{sk} = 100\text{kN}$  som skal settes i høyde med skinneoverkant. Dette løses ulikt i samtlige program.

I FEM-Design setter man på denne som både en horisontal kraft og et kraftpar for å ta momentvirkningen. Disse settes i de mest ugunstige posisjonene langs toglinjen. Som regel kan man sette dem i midtsnitt og over støttene for å få med det som er viktig for dimensjoneringen. Kraftene blir da som følger:



Figur 3.17: Slingerkrefter i FEM-Design

$$R_{sk} = Q_{sk} \frac{h}{b} = 100\text{kN} \frac{1118\text{mm}}{1494\text{mm}} = 74,8 \text{ kN}$$

I Brigade Standard trenger man ikke gjøre mer enn å skrive inn størrelsen på kraften, altså  $Q_{sk} = 100\text{kN}$ , så tar programmet og setter denne på i mest ugunstige posisjon og i høyde med skinneoverkant.

I Brigade Plus har man flere muligheter, man kan enten gå for metoden brukt for FEM-Design eller man kan benytte seg av «liveload». Det ble funnet enklest å gå for det siste alternativet. Da oppretter man et spor i høyde med skinneoverkant, med horisontal lastretning, og setter på en aksellast med null bredde på dette sporet. Da vil man få samme utslag som i Brigade Standard.

### 3.4.9 Sentrifugalkrefter

Sentrifugalkreftene skal i henhold til 1.1.2.4.4 settes på som en andel av de vertikale toglastene

uten dynamisk faktor. Vi har en hastighet  $V = 200 \text{ km/h}$ . Vi har horisontalradius på  $R = 800 \text{ m}$  for en del av brua og  $R = 2400 \text{ m}$  for resten, så benytter konservativt  $R = 800 \text{ m}$ . Velger  $L_f = 13,8 \text{ m}$ , altså lengden på bruspenne. Dermed får man følgende verdier på sentrifugalkreftene:

$$f = \left[ 1 - \frac{200 - 120}{1000} \left( \frac{814}{200} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{13,8}} \right) \right] = 0,747$$

$$Q_{ik}, q_{ik} = \frac{(200/3,6)^2}{9,81 * 800} * 0,747 [Q_{vk}, q_{vk}] = 0,2938 [Q_{vk}, q_{vk}]$$

For Brigade, hvor man har separat funksjon for levende laster, settes disse lastene på uavhengig av plasseringen av lasttoget. De settes på som en punktlast med størrelse lik summen av de vertikale kreftene ganget med ovenfornevnte faktor, påsatt på samme måte som for slingrekreftene i en høyde av 1,8 m over skinneoverkant. I FEM-Design, hvor man definerer lasttogenes posisjon selv og definerer lastgruppene som lasttilfeller (se 3.5), settes sentrifugalkreftene på sammen med tilhørende vertikallast som en horisontalkraft og vertikalt kraftpar for momenteffekten.

### 3.4.10 Vindlast

Iht. 1.2.1.2.6 settes vindtrykket til  $2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  med en formfaktor på 1,0.

#### 3.4.10.1 Vind på konstruksjon

Vind på konstruksjonen settes på, i FEM-Design og Brigade Plus med skallelementer, som linjelast på kanten av platen og på bjelken.

For Brigade Plus med solid-modell settes lasten på hele den aktuelle flaten.

I Brigade Standard trenger man kun sette inn vindtrykket, så setter programmet på vindlast på både konstruksjon og trafikk.

#### 3.4.10.2 Vind på trafikk

Vindlast på trafikk skal iht. 1.2.1.2.6 modelleres med en kontaktflate som er 4 m høy fra skinneoverkant og som har utstrekning langs hele konstruksjonen.

I Brigade Standard trenger man som nevnt kun å oppgi vindtrykket, så tar programmet seg av vind på både konstruksjon og trafikk.

Basert på ballastprofil, overhøyde og konstruksjonens dimensjoner finner man at

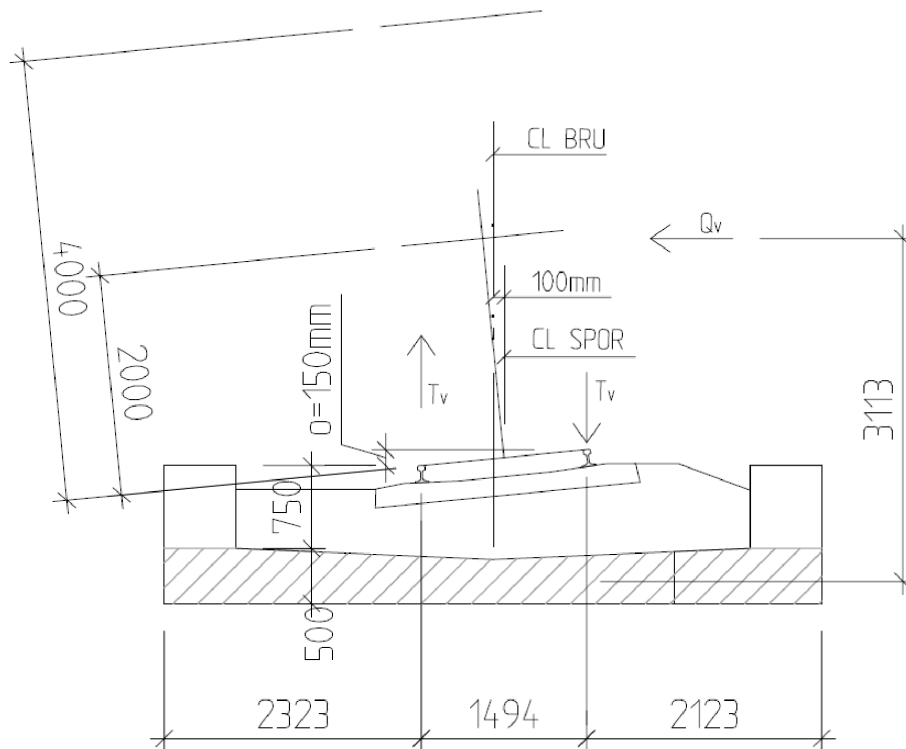
angrepspunktet til vindlasten er  $e_v = 3,113 \text{ m}$  og med en vindlast på  $Q_v = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} 4 \text{ m} = 8,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

får man et moment på  $M_v = 8,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} 3,113 \text{ m} = 24,904 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$ .

### 3 Modellering

I Brigade Plus settes disse kreftene på som overflatetraksjoner på skinnelastarealet, hhv. som jevnt fordelt horisontaltraksjon og som vertikaltraksjon lineært varierende i tverretningen. I FEM-Design settes det på som hhv. horisontal linjelast og vertikalt linjekraftpar. Størrelsen på

linjekraftparet blir  $T_v = \frac{M_v}{1,494 \text{ m}} = 16,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .



Figur 3.18: Vindlast på trafikk

#### 3.5 Lastkombinasjoner

I denne rapporten skal resultat fra programmene sammenlignes med håndberegning og programmene skal sammenlignes dem imellom.

For sammenligning med håndberegning velges det å sette opp en lastkombinasjon med alt av permanente laster, det vil si egenvekt av betong, ballast, skinner og rekkverk. Dette settes opp med en partialfaktor på 1,0 siden dette uansett vil påvirke alle beregninger likt.

For sammenligning mellom programmer velges det å sette opp beregninger i bruddgrensetilstanden (ULS) med kombinasjoner i henhold til 1.1.1.2.1 og lastgrupper i henhold til Tabell 1.8.

Brigade laster inn kombinasjoner og grupper automatisk, og der får man også med bruksgrensetilstanden (SLS), men i denne rapporten velges det å se bort ifra SLS siden man får nok sammenligningsgrunnlag av ULS. Derimot har det blitt gjort en kontroll av faktorene i de automatisk innlastede kombinasjonene og gruppene, også for SLS, opp mot eurokoden (se 5.2.1.2).

FEM-Design har ikke muligheten til rekursiv lastgruppering. Det vil si at man ikke kan samle grupper av lasttilfeller i en overordnet gruppe og så videre. I tillegg ble det funnet at det kun kan opprettes 99 lasttilfeller. Det blir derfor ikke mulig å opprette alle lastgrupper i alle posisjoner som lasttilfeller for alle grensetilstander. Det vil også si at man pr. FEM-Design modell kun kan kjøre en av kombinasjonsuttrykkene i 1.1.1.2.1 og 1.1.1.3.1 (Brigade kjører alle på en gang). Det velges derfor å kjøre kombineringsuttrykket i henhold til [1, (6.10)] i FEM-Design, og gjøre sammenligning mellom programmene i bruddgrensetilstanden STR/GEO.



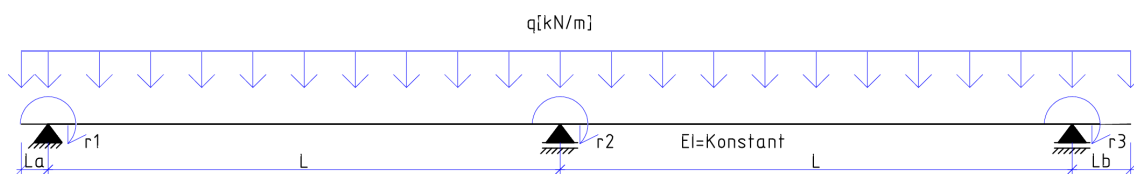


## 4 Resultater

I dette kapitlet vil resultatene fra beregninger bli presentert og sammenlignet. I tillegg vil det bli sett på tidsbruken i forbindelse med programmene.

### 4.1 Håndberegning

I håndberegningen velges det å gjøre en forenklet beregning for kontroll av momenter i kantbjelkene i bruprofilet. Ved å se helt bort ifra effekten platedelen av profilet gir på momentfordelingen får man en enkel beregningsmodell med en tospenns bjelke med overheng på begge sider.



Pga. symmetri regnes det kun på høyre bjelke, der har man følgende lengder:

$$L_a = 0,721 \text{ m}, \quad L = 13,8 \text{ m} \quad \text{og} \quad L_b = 1,574 \text{ m}$$

Som last i beregningen velges de permanente lastene som virker på bruprofilet:  $q_{bet}$ , betongvekt;  $q_{rkv}$ , rekkverk;  $q_{bal}$ , balasttyngde;  $q_{skn}$ , tyngden av skinner og sviller. Bjelkene regnes å bære halvparten hver av lastene mellom dem. Dette gir følgende total:

$$q_{bet} = (0,645 \text{ m} * 1,25 \text{ m} + 0,45 \text{ m} * 2,325 \text{ m}) * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 46,313 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{rkv} = 7,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{bal} = 2,325 \text{ m} * 13,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 32,085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{skn} = 6,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \frac{1}{2} = 3,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

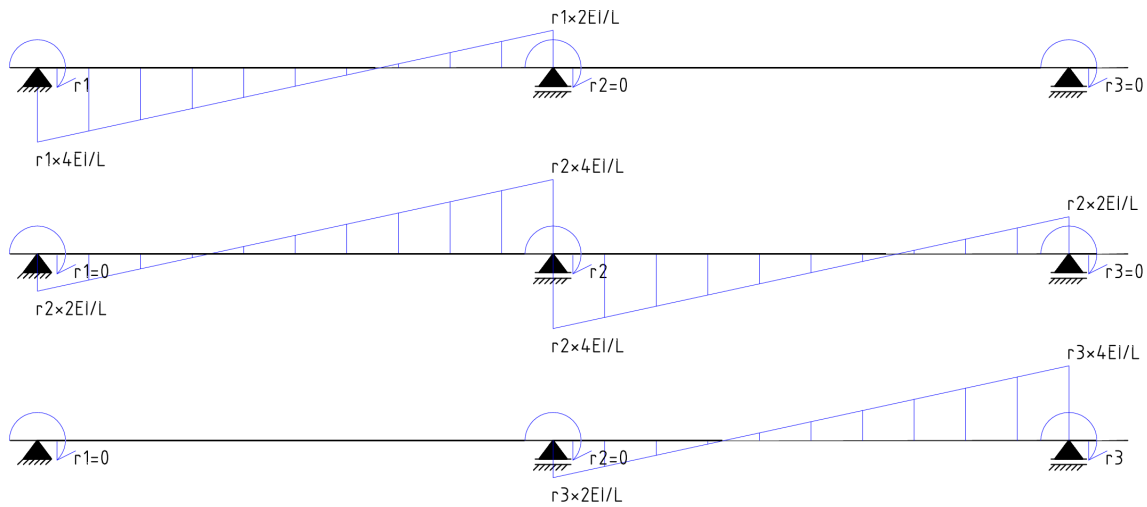
$$q_{sum} = 89,248 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I henhold til 3.3.1 har man en effektiv flensbredde på 1,155m, dette gir et annet arealmoment på:

$$I = 0,164310987 \text{ m}^4$$

Ved direkte betraktning finner man følgende momentdiagrammer:

## 4 Resultater

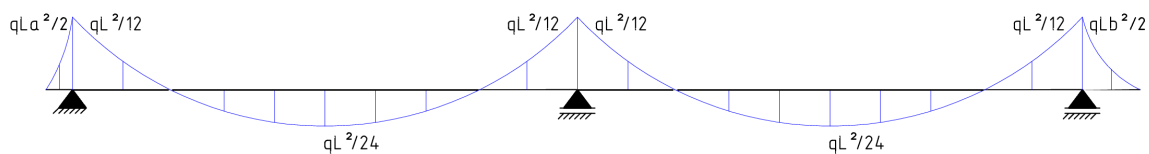


Figur 4.2: Momentdiagram fra direkte betraktning

Som gir følgende stivhetsmatrise:

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

Med partikulær- og komplementærløsningsmetoden finner man følgende momentdiagram:



Figur 4.3: Partikulærløsning (momentdiagram)

Som gir følgende lastvektor:

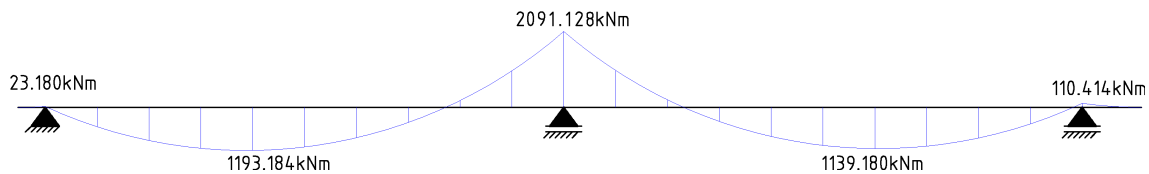
$$R = \frac{q}{12} \begin{bmatrix} L^2 - 6L_a^2 \\ 0 \\ -L^2 + 6L_b^2 \end{bmatrix}$$

Inverterer stivhetsmatrisen og multipliserer med lastvektor og får dermed rotasjonene i frihetsgradene:

$$K^{-1} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 0,2917 & -0,0833 & 0,0417 \\ -0,0833 & 0,1667 & -0,0833 \\ 0,0417 & -0,0833 & 0,2917 \end{bmatrix}$$

$$E = 3,6 \cdot 10^{10} \frac{N}{m^2} \Rightarrow r = K^{-1} R = \begin{bmatrix} 8,1817 \cdot 10^{-4} \\ -1,6924 \cdot 10^{-5} \\ -7,5047 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Ved å sette inn disse rotasjonene i tidligere momentdiagrammer og summere opp får man det resulterende momentdiagrammet for høyre bjelke (speilvendes for vestre bjelke):



Figur 4.4: Momentdiagram kantbjelke fra håndberegning

## 4.2 Databeregning

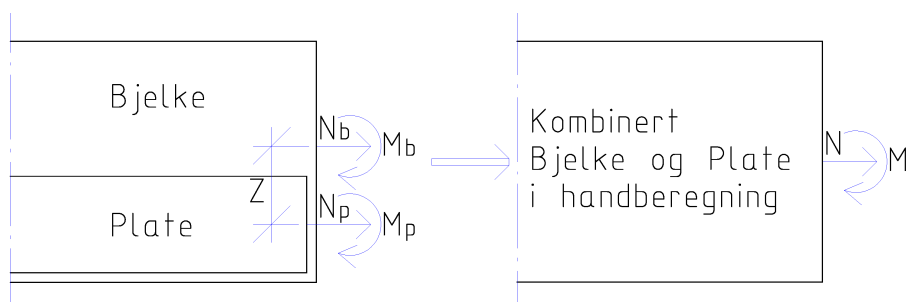
På tross av gjentatte forsøk og god kommunikasjon med Scanscot Support lykkes det ikke å få ut andre feltvariabler fra modellen i Brigade Plus med volumelementer enn RF og U, altså opplagerkrefter og nedbøyning. Det lyktes å få med andre feltvariabler i basisstegene (lasttilfellene) og i de bevegelige lastene (toglastene), men de ble ikke tatt med videre i lastkombineringen. Siden det mest relevante for sammenligningen er skallmodellene og det ikke var ubegrenset med tid tilgjengelig til feilsøking, ble det derfor valgt kun å ta med nedbøyningsdata som sammenligningsgrunnlag fra solid-modellen.

Ved sammenligning av kreftene i bjelkene er det valgt å sette positiv lengderetning for bjelkene slik at begge har kort utkraget del først/lengst til venstre i diagrammene. Dette for å forenkle sammenligningen.

### 4.2.1 Sammenligning av håndberegning mot databeregning

#### 4.2.1.1 Moment for bjelke

I håndberegningsmodellen er det kun et bjelketverrsnitt som opptar momenter og normalkrefter, mens i databeregningene er både et bjelketverrsnitt og en plate, så må man regne ut totaler fra databeregningene.



Figur 4.5: Skisse for utregning av totalmoment fra databeregningene

Ved differanser mellom normalkreftene i bjelken og platen har man et kraftpar. Dette kraftparet tar noe av momentet man finner ved håndberegning. For bjelken i databeregningene får man totalene direkte, mens for platedelen må man summere opp for halve platebredden. Deretter finner man ekvivalent moment og normalkraft via følgende formler:

$$M = M_b + M_p + (N_b - N_p) / 2 * z$$

$$N = N_b + N_p$$

## 4 Resultater

Her er  $z$  lik avstanden i høyderetning mellom beregningsmessig tyngdepunkt for bjelken og platen. Konstruksjonsdelenes beregningsmessige tyngdepunkt finnes ved følgende:

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i z_i)}{\sum_{i=1}^n (A_i)}$$

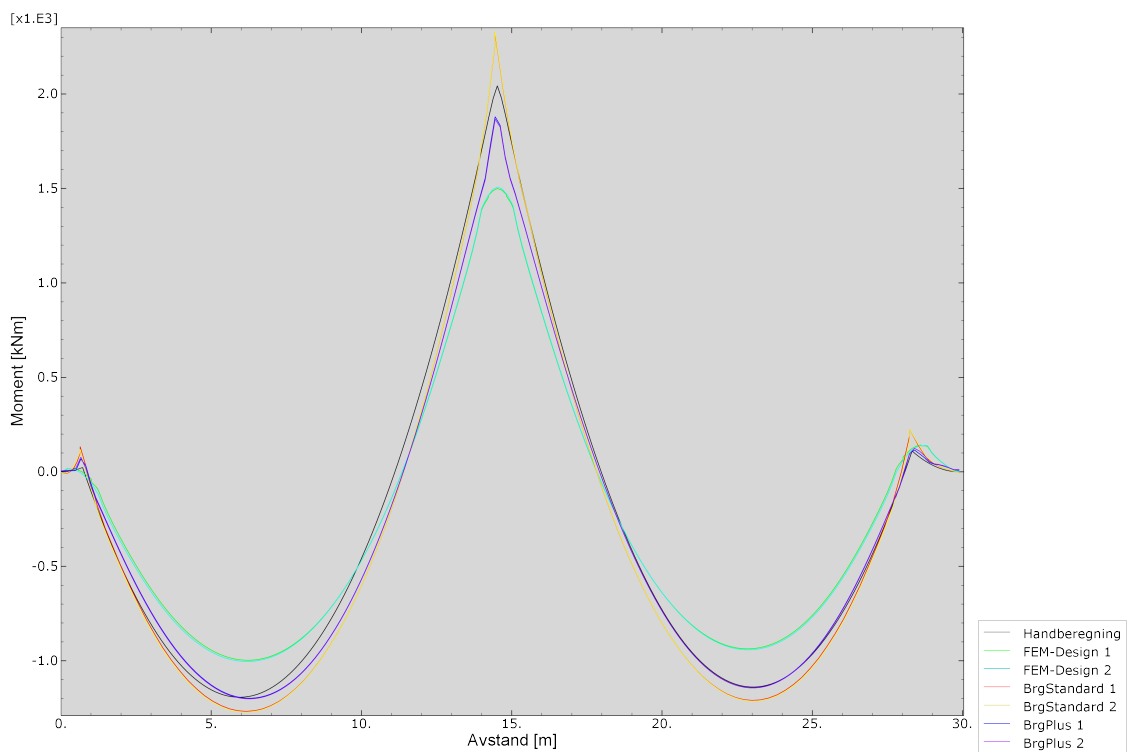
Dermed får vi følgende  $z$  for bjelken og platen:

$$y_b = 468,2 \text{ mm}$$

$$y_p = 231,6 \text{ mm}$$

$$z = y_b - y_p = 236,6 \text{ mm}$$

Deretter kan man regne ut momentene for en ekvivalent bjelke fra de forskjellige programmene. Dette er gjort i Brigade Plus, hvor man har veldig praktisk verktøy for å gjøre regneoperasjoner på hele dataserier.



Figur 4.6: Sammenligning av bøyemoment mot håndberegning

Fra dataseriene finner man tallverdier moment for opplager og midtfelt:

Tabell 4.1: Sammenligning i av bøyemoment mot håndberegning i tallverdier

	Hånd	FEM-Design		Brigade Standard		Brigade Plus	
		Høyre	Venstre	Høyre	Venstre	Høyre	Venstre
<b>Opplager 1</b>	23,20kNm	19,55kNm	17,72kNm	133,67kNm	120,05kNm	68,59kNm	77,69kNm
<b>avvik</b>		-15,7%	-23,6%	476%	417%	196%	235%
<b>Midtfelt 1</b>	-1193,2kNm	-997,11kNm	-1004,0kNm	-1267,7kNm	-1271,9kNm	-1198,3kNm	-1201,4kNm
<b>avvik</b>		-16,4%	-15,9%	6,25%	6,60%	0,43%	0,69%
<b>Opplager 2</b>	2091,1kNm	1499,6kNm	1506,9kNm	2326,8kNm	2332,6kNm	1879,8kNm	1867,3kNm
<b>avvik</b>		-28,3%	-27,9%	11,3%	11,5%	-10,1%	-10,7%
<b>Midtfelt 2</b>	-1139,1kNm	-936,62kNm	-941,8kNm	-1209,7kNm	-1212,8kNm	-1142,7kNm	-1143,7kNm
<b>avvik</b>		-17,8%	-17,3%	6,20%	6,47%	0,32%	0,41%
<b>Opplager 3</b>	110,43kNm	142,56kNm	141,14kNm	225,35kNm	225,42kNm	115,68kNm	124,56kNm
<b>avvik</b>		29,1%	27,8%	104%	104%	4,75%	12,8%

Her kan man se at for første opplager er det store avvik, både mellom programmene og håndberegningen og mellom programmene alene. Man kan se samme situasjon for siste opplager, men her i litt mindre grad. Disse avvikene skyldes mest sannsynligvis det faktum at det er nært kant av platen og dermed at skjevheten på aksene har relativt større effekt. Måten oppleggskonsollen er modellert på kan også tilskrives litt effekt, siden Brigade Standard (som har merkbart høyere verdier enn de andre her) er modellert på en annen måte enn de andre, men ikke alt kan tilskrives dette siden Brigade Standard har jevnt over høyere verdier.

Ved sammenligning i midtfelt og ved midtopplager er avvikene relativt mindre, fra -28,3% til +11,5%. Her er FEM-Design ekstrem med små momenter og Brigade Standard med store. Noe av avviket til Brigade Standard kan skrives til det reduserte elementantallet, men det vil likevel være store avvik. Best overenstemmelse får man i Brigade Plus, hvor momentene er innenfor 0-15% avvik som er ventet pga. den litt konservative håndberegningemetoden.

## 4.2.2 Sammenligning av resultater fra de forskjellige programmene

Det er valgt å se på to tilfeller: Kun permanente laster, altså likt som i sammenligningen mot håndberegning; ULS (C) STR/GEO, som representerer uttrykk [1, (6.10)] og som er valgt i FEM-Design.

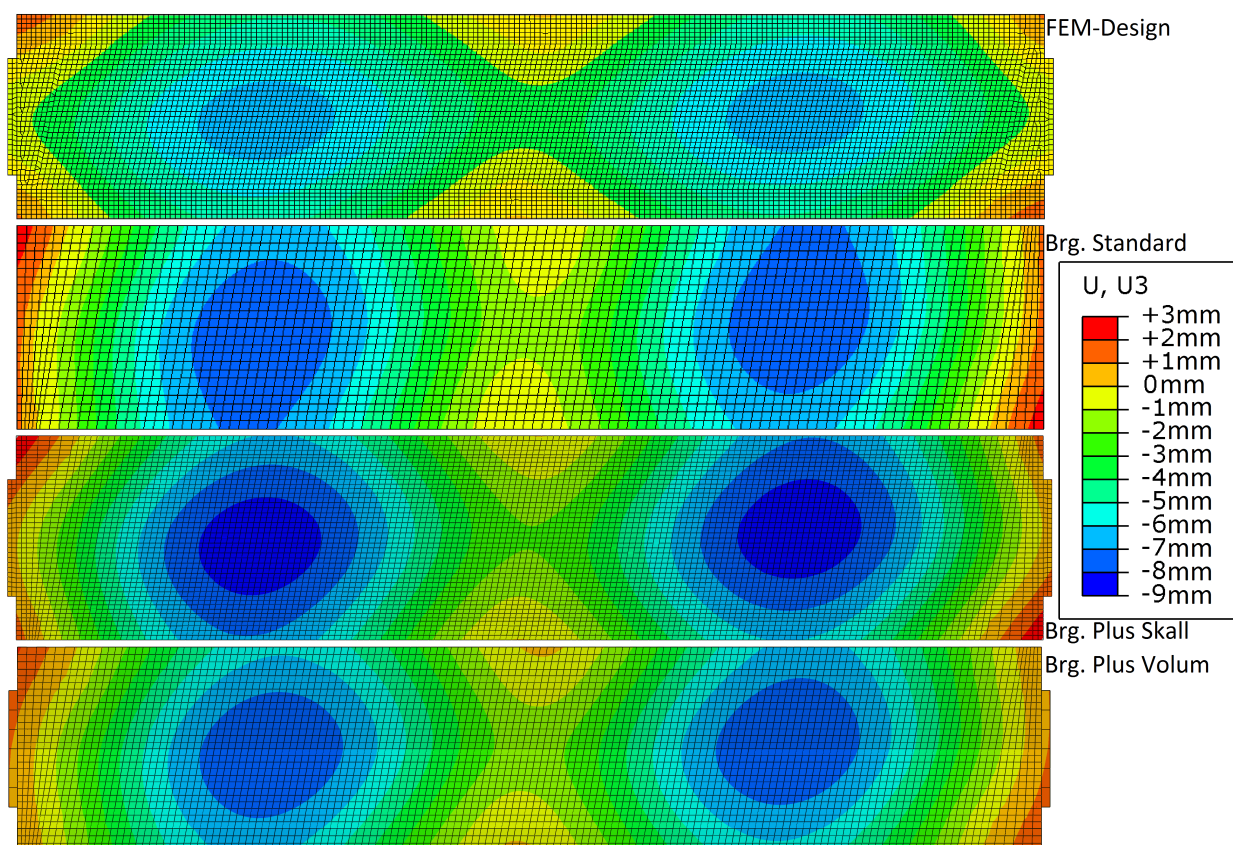
### 4.2.2.1 Kun permanente laster

Denne lastkombinasjonen er valgt for å få fram eventuelle grunnleggende forskjeller på grunn av elementtyper og beregningsmetoder.

#### 4.2.2.1.1 Nedbøyning

Formen på nedbøyningen kan si noe om forholdet i styrke mellom platen og bjelkene i forhold til solid-modellen, hvor man kan regne med at dette er rett siden det er modellert monolitisk.

## 4 Resultater



Figur 4.7: Nedbøyning av permanente laster for de forskjellige programmene

Hvor maksimumsverdiene for de forskjellige er som følger:

Tabell 4.2: Maks nedbøyning av permanente laster

Program	Nedbøyning	Oppbøyning
FEM-Design	6,56 mm	2,11 mm
Brigade Standard	7,89 mm	2,76 mm
Brigade Plus med skall	8,71 mm	3,11 mm
Brigade Plus med volum	7,94 mm	2,16 mm

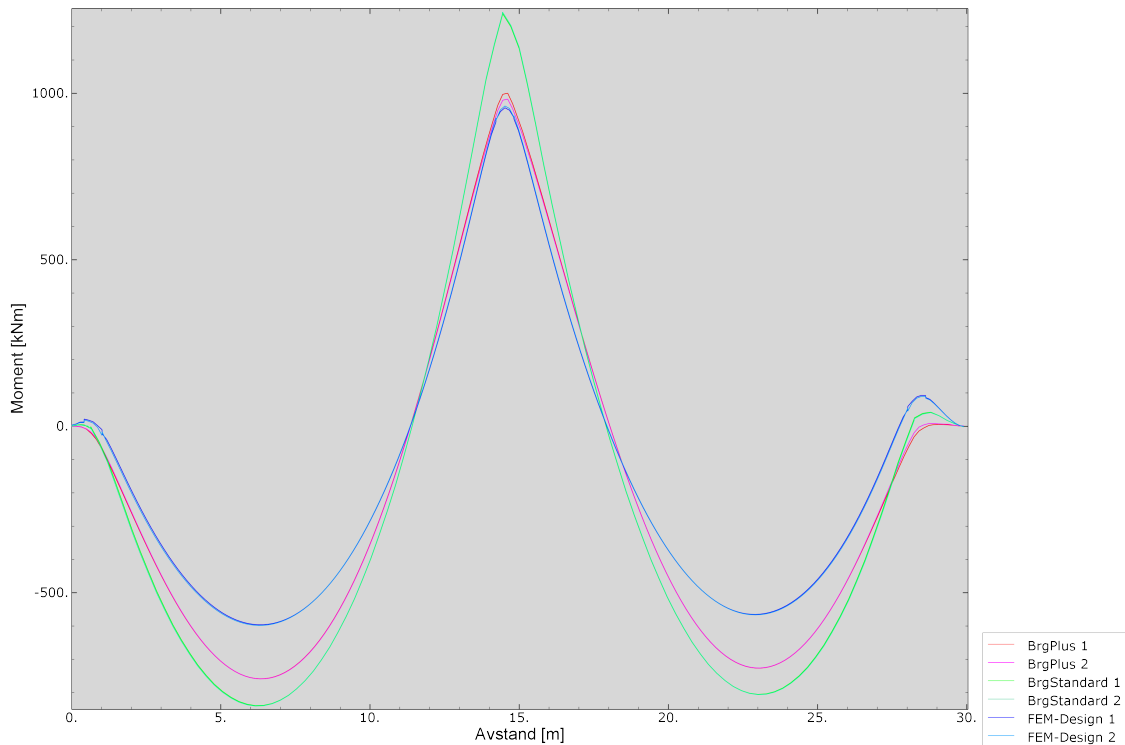
På plottene kan man se en gradvis overgang i dette forholdet fra Brigade Standard, via Brigade Plus med volumelement og Brigade Plus med skallelement til FEM-Design. Her har Brigade Standard minst variasjon i nedbøyningen i tverretningen, altså svakere bjelker i forhold til plate, mens FEM-Design har størst variasjon og dermed sterkere bjelker enn plate. Brigade Plus med skallelement har best overensstemmelse med solid-modellen når det kommer til dette forholdet. Denne rekkefølgen viste seg også i Figur 4.6, da i motsatt rekkefølge.

Man ser også at FEM-Design har merkbart mindre maksimal nedbøyning enn de andre, altså et mindre konservativt resultat.

## 4.2.2.1.2 Krefter i bjelkene

Kantbjelkene tar opp det meste av kreftene i dette bruprofilet, det er derfor valgt å gjøre en sammenligning av moment- og normalkraftfordelingen i disse.

## Moment



Figur 4.8: Moment i bjelkene ved permanente laster

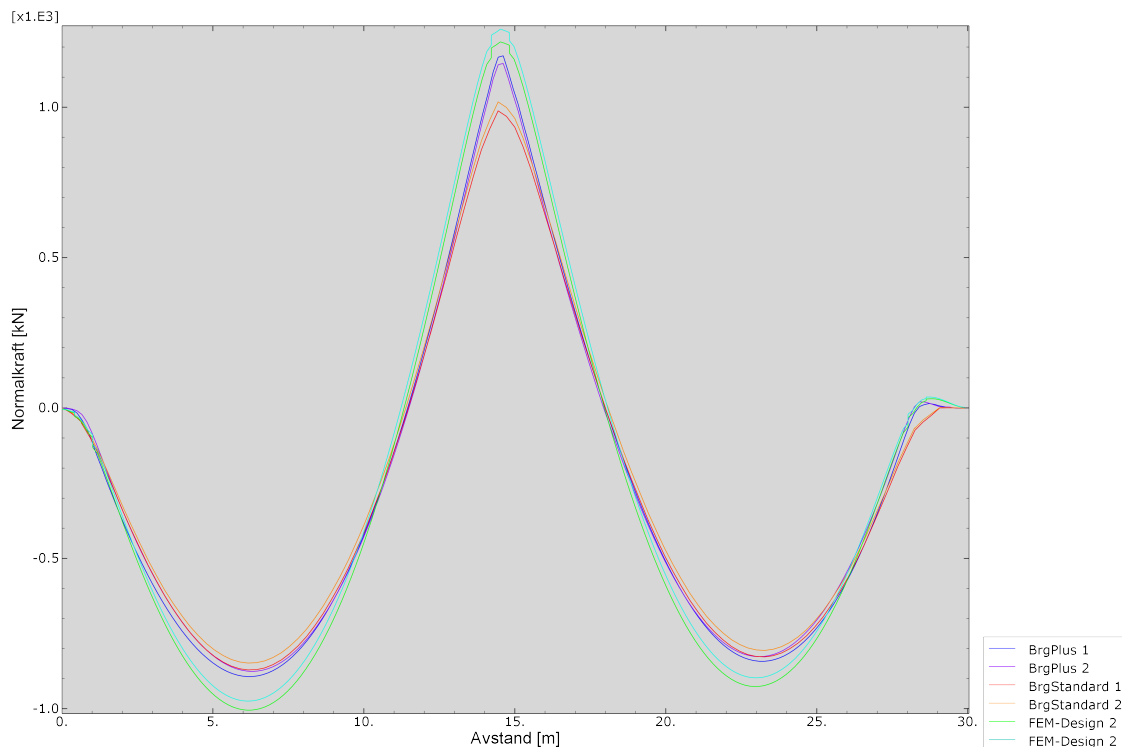
Tabell 4.3: Sammenligning i av bøyemoment i tallverdier

	FEM-Design			Brigade Standard			Brigade Plus		
	Høyre	Venstre	Avvik	Høyre	Venstre	Avvik	Høyre	Venstre	Avvik
<b>Opplager 1</b>	21,73kNm	19,01kNm	-13%	5,031kNm	3,620kNm	-28%	0,119kNm	0,162kNm	36%
<b>Midtfelt 1</b>	-596,1kNm	-598,2kNm	1,1%	-838,9kNm	-840,2kNm	0,15%	-758,5kNm	-758,8kNm	0,04%
<b>Opplager 2</b>	956,5kNm	961,8kNm	0,55%	1240kNm	1244kNm	0,32%	1000kNm	982,6kNm	-1,7%
<b>Midtfelt 2</b>	-565,1kNm	-566,4kNm	0,23	-805,2kNm	-805,9kNm	0,09%	-726,4kNm	-726,1kNm	-0,04%
<b>Opplager 3</b>	92,59kNm	89,38kNm	-3,5%	42,37kNm	41,17kNm	-2,8%	5,558kNm	8,344kNm	50%

Her får man nok en bekreftelse på rekkefølgen i momentstørrelser, men her er FEM-Design mye nærmere Brigade Plus på midtopplager. Her kan det også legges merke til at alle programmene har en viss forskjell mellom høyre og venstre bjelke, dette på tross av at alle modellene er helt symmetriske i både geometri og last i denne beregningen. Denne forskjellen kommer av unøyaktigheter i de numeriske beregningene, disse kunne blitt redusert via høyere elementantall, men er allerede her relativt små og ville ikke fått noen praktisk innvirkning på en dimensjonering.

## 4 Resultater

### Normalkraft



Figur 4.9: Normalkrefter i bjelkene ved permanente laster

Tabell 4.4: Sammenligning i av normalkrefter i tallverdier

	FEM-Design			Brigade Standard			Brigade Plus		
	Høyre	Venstre	Avvik	Høyre	Venstre	Avvik	Høyre	Venstre	Avvik
<b>Opplager 1</b>	-3,759kN	-2,952kN	-21%	0,052kN	0,088kN	69%	-0,816kN	-0,075kN	-91%
<b>Midtfelt 1</b>	-1005kN	-974,8kN	-3,0%	-871,1kN	-848,3kN	-2,6%	-893,2kN	-875,9kN	-1,9%
<b>Opplager 2</b>	1217kN	1260kN	3,5%	988,3kN	1018kN	3,0%	1171kN	1146kN	-2,1%
<b>Midtfelt 2</b>	-926,3kN	-897,3kN	-3,1%	-827,8kN	-806,1kN	-2,6%	-842,4kN	-827,1kN	-1,8%
<b>Opplager 3</b>	30,40kN	36,29kN	19%	0,458kN	1,096kN	139%	14,65kN	20,02kN	37%

Her ser man at programmene med mye moment i bjelkene til gjengjeld har mindre normalkraft, og motsatt.

Her kan man også se at det er større forskjell mellom høyre og venstre bjelke generelt, dette er som forventet da moment ofte konvergerer raskere enn normal- og skjærkrefter.

#### 4.2.2.1.3 Krefter i platen

Plot av resulterende krefter i platen for permanente laster finnes i vedleggene.

Som oppsummering av plottene for denne lastsituasjonen kan det nevnes at kreftene i platen har veldig god overensstemmelse i de forskjellige programmene, dette til tross for de nevnte variasjonene i nedbøyning. FEM-Design har noe mindre momenter og større normalkrefter enn de andre programmene.



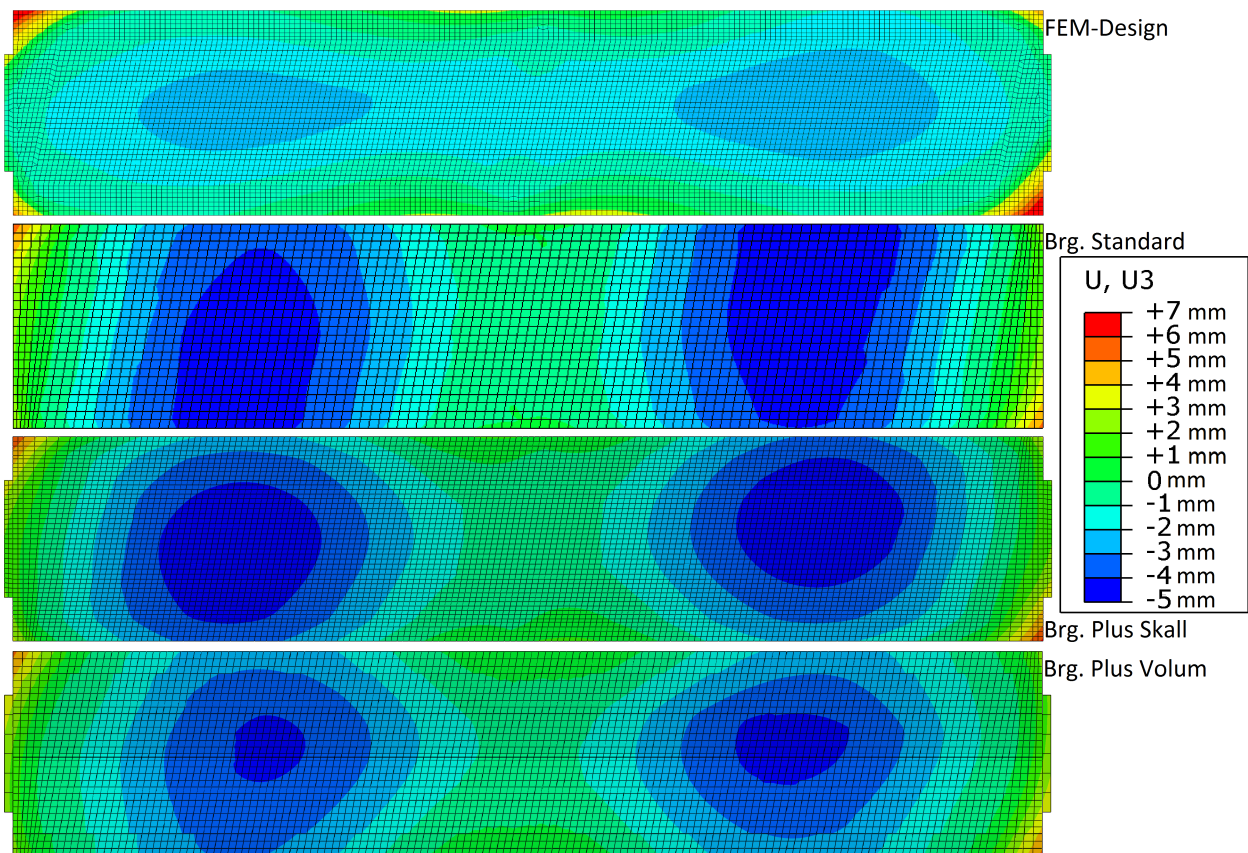
### 4.2.2.2 ULS (C) STR/GEO

Denne lastkombinasjonen er valgt for å vise forskjeller i de «totale» resultatene på grunn av forskjellige programfunksjoner og eventuelle forenklinger som må gjøres.

Mens man for permanente laster får én resulterende situasjon, får man ved lastkombinasjonene to tilstander for hver feltvariabel samt noen kombinasjonsvariabler. Det blir derfor vist både maksimale og minimale verdier av resulterende feltvariabler her.

#### 4.2.2.2.1 Nedbøyning

##### Minimalt



Figur 4.10: Minimal nedbøyning i ULS (C) STR/GEO for de forskjellige programmene

Hvor ekstremalverdiene for de forskjellige er som følger:

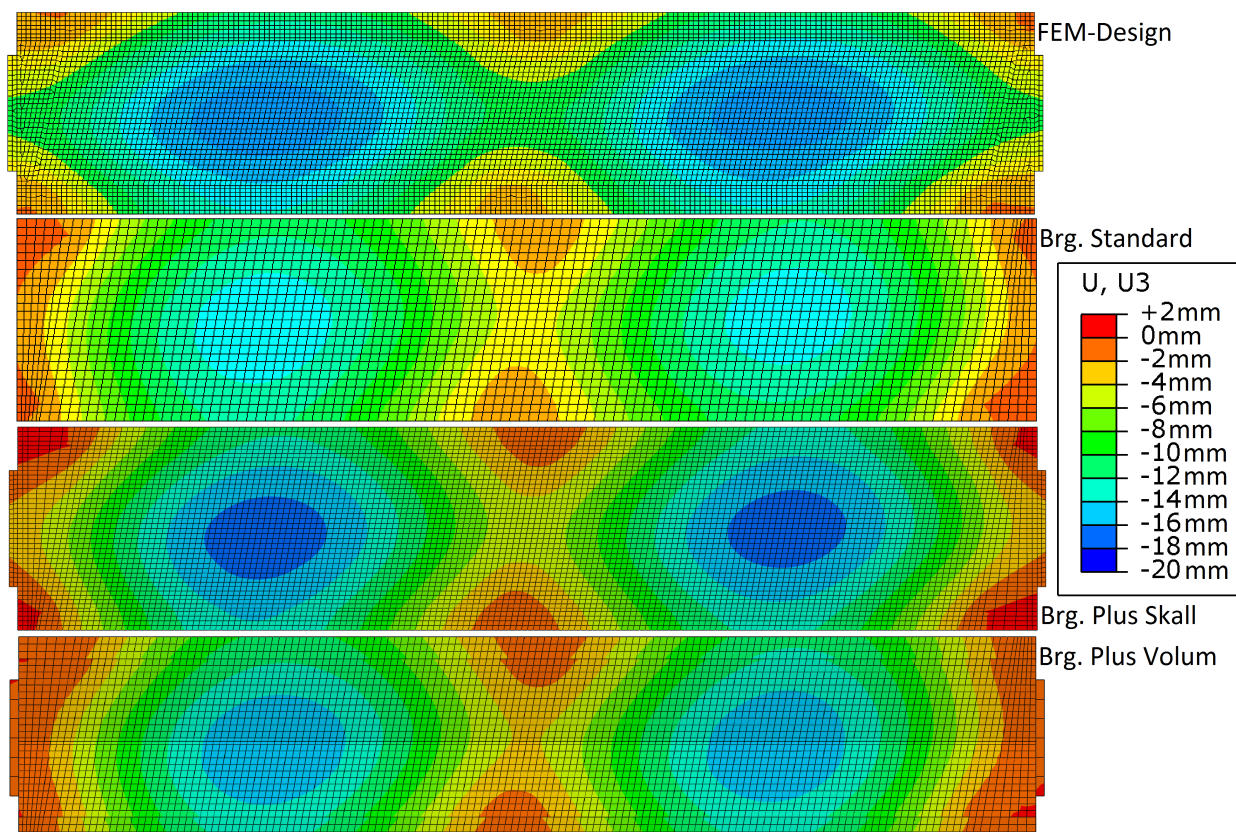
Tabell 4.5: Min nedbøyning i ULS (C) STR/GEO

Program	Nedbøyning	Oppbøyning
FEM-Design	3,76 mm	6,00 mm
Brigade Standard	4,93 mm	5,69 mm
Brigade Plus med skall	4,90 mm	6,25 mm
Brigade Plus med volum	4,39 mm	5,35 mm

## 4 Resultater

Største forskjell i maksimal oppbøyning er under 1 mm, og ansees dermed ikke som noe nevneverdig. Derimot kan man igjen se samme deformasjonsmønstervariasjoner mellom programmene som for kun permanente laster.

### Maksimalt



Figur 4.11: Maksimal nedbøyning i ULS (C) STR/GEO for de forskjellige programmene

Hvor ekstremalverdiene for de forskjellige er som følger:

Tabell 4.6: Maks nedbøyning i ULS (C) STR/GEO

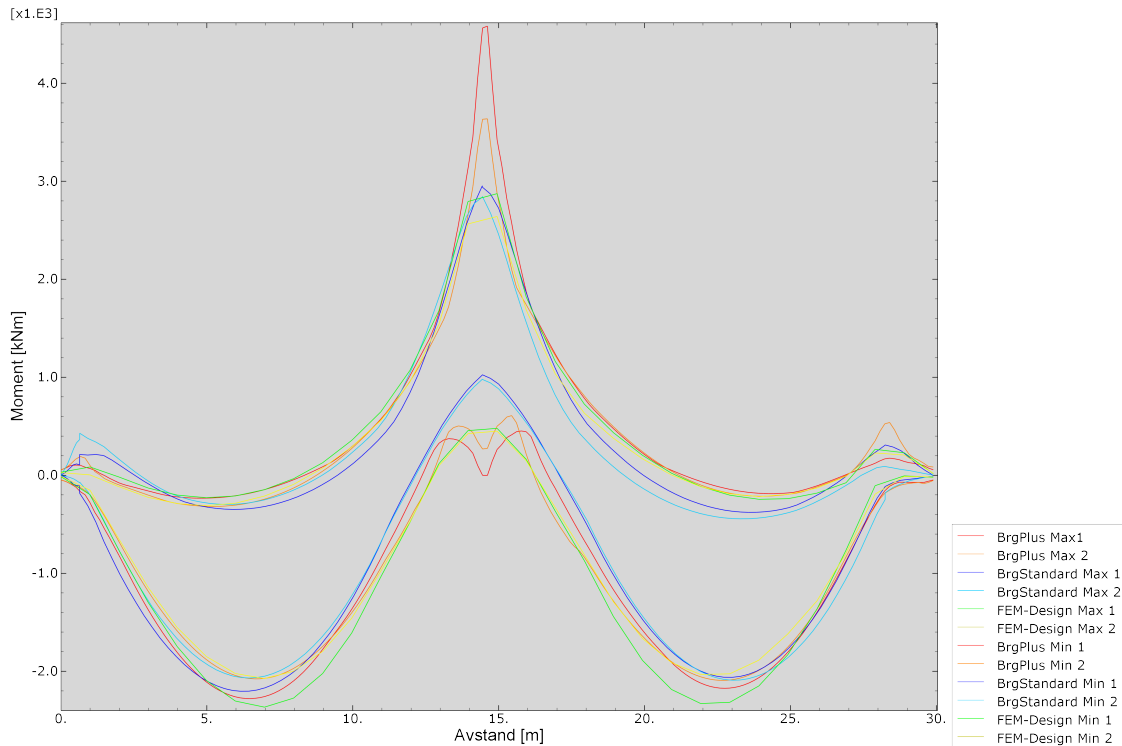
Program	Nedbøyning	Oppbøyning
FEM-Design	18,28 mm	0,61 mm
Brigade Standard	15,51 mm	1,42 mm
Brigade Plus med skall	17,23 mm	1,64 mm
Brigade Plus med volum	15,72 mm	0,51 mm

Igjen ser man de samme deformasjonsmønstervariasjonene mellom programmene.

Her har FEM-Design, som hadde små deformasjoner med kun permanente laster, størst deformasjoner. Dermed kan man si at forenklingene, med tanke på lastene, her har gjort at resultatene er på den konservative siden igjen. For de andre programmene har maksimal nedbøyning blitt skalert opp likt med en faktor på 1,97. At disse er så like (i skalering) kan skrives til lastkombineringen er helt lik, hentet direkte fra standarden, mens i FEM-Design er det blitt gjort forenklinger med kombineringen.

#### 4.2.2.2 Krefter i bjelkene

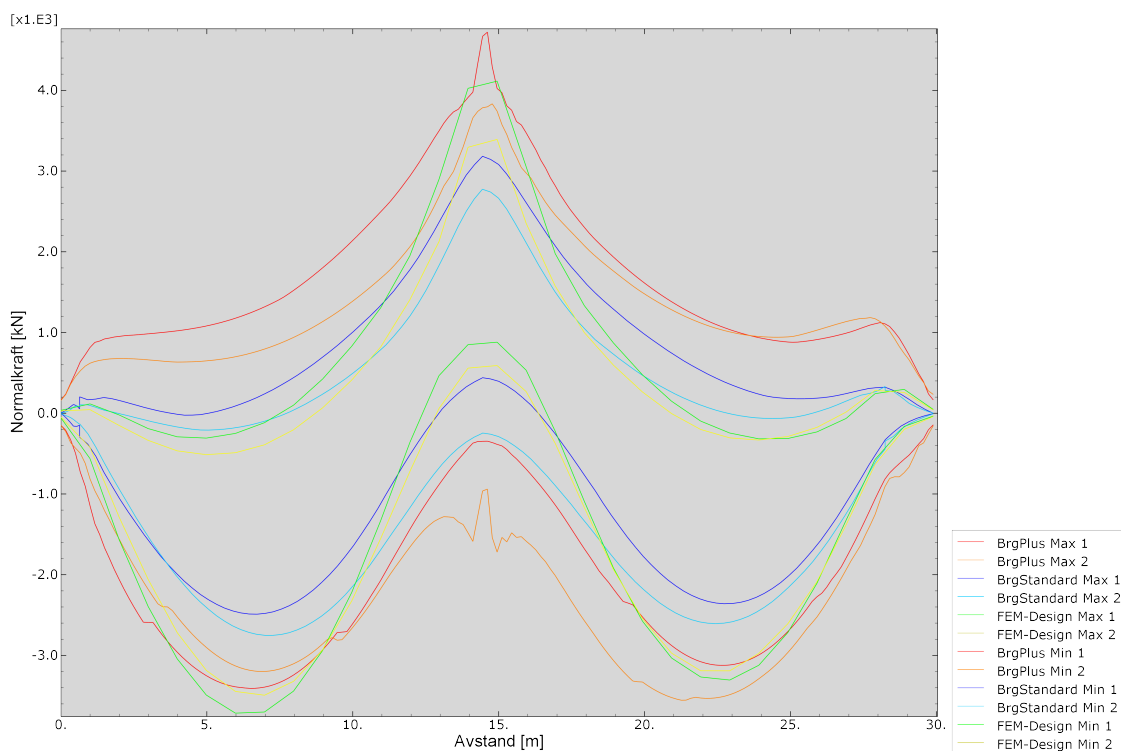
Med samme argumentasjon som for kun permanente laster blir det også her gjort en sammenligning av kreftene i bjelkene. Her er grafer av maksimale og minimale satt inn i samme figur for å vise spennet av kreftene for de forskjellige programmene.



Figur 4.12: Moment i bjelkene ved ULS (C) STR/GEO

I denne lastsituasjonen har de forskjellige programmene veldig god overensstemmelse med tanke på momentfordelingen i bjelkene, med unntak av Brigade Plus som viser noen effekter ved midtopplager som de andre har fanget opp. Den viser at det kan oppstå tendenser til strekk på bunn av kantbjelkene ved midtopplager, dersom det er løft i begge feltene mens akselen over midtopplager presses ned, og at det kan oppstå tilsvarende større tendenser til strekk på topp av kantbjelkene, dersom det er maks last i feltene og maks løft langs midtaksen. Dette er veldig usannsynlige effekter, men beregningsmessig kan de oppstå. Alt i alt har Brigade Plus større spenn i moment ved midtopplager enn de andre programmene.

## 4 Resultater



Figur 4.13: Normalkrefter i bjelkene ved ULS (C) STR/GEO

Når det kommer til fordelingen av normalkrefter i bjelkene er det store variasjoner mellom programmene. FEM-Design har noe større trykk i midtfeltet, men ellers er Brigade Plus mest ekstrem her. FEM-Design og Brigade Standard har ikke nevneverdige trykkrefter ved midtopplager, noe Brigade Plus har. Dette kommer av samme grunn som effektene nevnt på momentene.

### 4.2.2.2.3 Krefter i platen

Plot av resulterende krefter i platen for ULS (C) STR/GEO finnes i vedleggene.

Som en oppsummering kan det nevnes:

- Det er noe mindre bøyemomenter i Brigade Standard enn de andre.
- Noe større strekk i lengderetning i FEM-Design og noe mindre trykk.
- Ganske mye mindre normalkrefter i tverretningen i FEM-Design
- Ganske mye mindre skjærkrefter i planet i FEM-Design, og også mye mindre komplisert skjærkraftbilde.

## 4.3 Tidsbruk

Innen de fleste bransjer, om ikke alle, er tid lik penger. Dermed er det relevant å se på tidsbruk i forbindelse med de forskjellige programmene. Jo mindre tid man trenger å legge ned for å komme i mål med et program, jo mer effektivt er programmet som hjelpemiddel.

Tidsbruk er selvsagt varierende ut ifra egne forutsetninger, men det er forsøkt å gjøre objektive sammenligninger ut ifra bruken i forbindelse med denne rapporten. Her blir det sett på tidsbruk i 4 faser: Innlæring, modellering og beregning.

### 4.3.1 Innlæring

Innlæring er en engangsprosess, men tar den for lang tid kan det likevel være en betydelig kostnad. Tidene her er regnet fra man bruker programmet første gang til man klarer å gjennomføre modelleringsprosessen uten å måtte lete etter noen av funksjonene.

Brigade Standard og FEM-Design tar begge vesentlig kortere tid å lære seg enn Brigade Plus, mye av dette kan legges i det at de er laget for byggebransjen. Av disse er kanskje FEM-Design mer intuitivt utformet, men til gjengjeld har Brigade Standard vesentlig bedre brukermanual og teorimanual. Alt i alt er disse jamstilt når det kommer til innlæringstid.

Brigade Plus er laget for å takle de fleste elementmetodeberegninger, og har derfor et ganske komplisert brukergrensesnitt som det er lett å rote seg litt bort i. Har man tidligere erfaring fra Abaqus tar det kort tid å lære seg, men dette er ikke vanlig i byggebransjen. Derfor har Brigade Plus den største innlæringstiden.

### 4.3.2 Modellering

For modellering er det sett på tiden fra man starter til man har første versjon av modellen klar til beregning. Det er altså ikke tatt med tiden som er brukt på optimalisering av modellen. Det forventes at man har alt av grunnlag klart.

Brigade Standard er programmert for å konstruere bruer, og modelleringen skjer parameterbasert, og satt opp i ett fint trinnvist oppsett. På grunn av at lastgrupper og lastkombinasjoner kan forhåndslastes holdt det med en time for brua i denne rapporten.

Brigade Plus har en mye mer omstendelig modelleringsprosess. Dette kommer igjen av at Abaqus (som det bygger på) er et veldig allment elementmetodeprogram. Det er en del steg som man skal igjennom, og rekkefølgen kan være essensiell på grunn av hvordan programmet definerer plassering av modellkomponenter og laster. Innlastingen av geometri tar derfor en del lengre tid enn i Brigade Standard, men med lastkombinasjoner og lastgrupper forhåndslastet tok det to timer på det korteste å modellere opp bruen.

I FEM-Design er det enkelt å legge inn geometrien, men på grunn av ulempen med lastkombineringen som er beskrevet i 3.5 tar det lang tid å legge inn lastene. Modellen som ble brukt i denne rapporten tok riktignok kun 1,5 time å legge inn, men den inneholder som sagt kun et av kombinasjonsuttrykkene i standarden. For å lage alle modellene som skal til for å få med alle uttrykkene ville det tatt i overkant av en full arbeidsdag.

## 4 Resultater

---

### 4.3.3 Beregning

Her er det sett på hvor lang tid det tar med en full beregning, altså med alle kombinasjoner i ULS og SLS. Det er både sett på tidsbruk med og uten utnyttet eventuell parallelliseringsmulighet.

Brigade Plus brukte 60 min på sin beregning, både med volumelementer og med skallelement.

Brigade Standard brukte 60 min på sin beregning. Dette må justeres opp litt på grunn av det reduserte elementantallet som er nevnt i 3.3.3. Basert på ekstrapolering av tidene fra beregninger med færre elementer kan det antas en beregning på 90 min med likt antall elementer.

For FEM-Design tok analysen, altså med kun ett kombinasjonsuttrykk og totalt 14 lastposisjoner for toglastene, kun 15 min. For å sammenligne med Brigade, som kjører alle kombinasjonene samtidig, må dette ganges med 7. Da kommer man opp i 105 min. Det kan også nevnes at det ville tatt mer tid om man skulle forsikre seg enda mer at alle ugunstigste lastposisjoner av toglastene blir beregnet.

#### 4.3.3.1 Parallellisering

Begge Brigadeversjonene har muligheten til å parallellisere beregningen, altså å utnytte flere prosessorkjerner, de krever en lisens pr kjerne som kjører. Under arbeidsperioden var det tilgang på fire lisenser på begge versjonene, slik at det var mulig å teste parallelliseringen.

For standardversjonen ble det ikke registrert noe forskjell i beregningstid som resultat av forskjellig antall kjerner/lisenser som ble satt tilgjengelig. Det ble derimot merkbart redusert tid når mengde tilgjengelig minne ble økt. Standard minneallokering er 256 Mb for beregning av lasttilfeller og 512 Mb for beregning av influensflater, begge disse kan økes til 2048 Mb på det meste. Man kan også justere antall lasttilfeller i hvert beregningssteg, for slik å klare å utnytte tilgjengelig minne best mulig. Ved å maksimere minneallokeringen og å sette 50 lasttilfeller i hvert steg ble det oppnådd best resultat, og total beregningstid sank til 40 min.

I Plus-versjonen kan man justere antall kjerner uavhengig av antall lisenser som man setter tilgjengelig, men utnyttelsesgraden av flere kjerner viste seg å være uavhengig av antall kjerner man satte tilgjengelig og direkte avhengig av antall lisenser man satte tilgjengelig. Det er heller ikke alle deler av analysegangen som lot seg parallellisere. I likhet med Standardversjonen kan man gjøre mer minne tilgjengelig, og i plus-versjonen er det ingen øvre grense i hvor stor del av maskinens minne som kan brukes til analysen. Standard minneallokering er 50 % av maskinens totale minnemengde. Ved bruk av fire lisenser (og fire kjerner), samt gjøre 90 % av maskinens minne(14 Gb) tilgjengelig, kom analysetiden ned til 35 min.

## 5 Diskusjon

I dette kapitelet vil forskjellige momenter som har påvirket arbeidet med oppgaven bli tatt opp.

### 5.1 Regelverk

Lastkombinasjoner og lastgrupper har vist seg å være noe som tar litt tid å sette seg inn i. Dette gjelder spesielt når Jernbaneverket avviker fra lastgruppene som er gitt i Eurokoden. Eventuelle avvik fra Eurokoden skal som nevnt kun være i konservativ retning. Dermed vil det nå bli sett på de forskjellene. Det vil kun bli sett på grupper for ett spor, da det er det som er relevant for denne oppgaven.

Tabell 5.1: Sammenligning av lastgruppene fra Eurokode og Jernbaneverket

Last-gruppe	Vertikale krefter			Horisontale krefter			Kommentar: (Hvilken lastvirkning det ønskes å oppnå for kontroll av konstruksjonen)
	LM 71 SW/0 HSLM <sup>1</sup>	SW/2 <sup>2</sup>	Tomme vogner	Trekk- og bremsekraft	Sentrifugalkraft	Slingrekraft	
<b>Eurokode</b>							
Gr 11	1			1 (0)	0,5 (0)	0,5 (0)	Maks vertikal med maks langs
Gr 12	1			0,5 (0)	1 (0)	1 (0)	Maks vertikal med maks på tvers
Gr 13	1 (0,5)			1	0,5 (0)	0,5 (0)	Maks langs
Gr 14	1 (0,5)			0,5 (0)	1	1	Maks på tvers
Gr 15			1		1 (0)	1 (0)	Tverrstabilitet
Gr 16		1		1 (0)	0,5 (0)	0,5 (0)	SW/2 med maks langs
Gr 17		1		0,5 (0)	1 (0)	1 (0)	SW/2 med maks på tvers
<b>Jernbaneverkets tekniske regelverk</b>							
Gr 11	1			1	0,5		Maks vertikal med maks på tvers
Gr 12			1		1	0,5	Tverrstabilitet
Gr 13	1			1	0,5	1	Maks langs
Gr 14	1				1	1	Maks på tvers
Gr 15	1			1	0,5	1	Lokal virkning på tvers

Faktorer med grå bakgrunn skal regnes som dominerende i sin gruppe. Det vil si at de ikke skal multipliseres med en eventuelt reduserende kombinasjonsfaktor i kombinasjonsuttrykkene [1, (6.10), (6.10b), (6.14b) og (6.16b)] og skal multipliseres med en annen kombinasjonsfaktor i uttrykk [1, (6.15b)]. Tall i parentes skal benyttes om lasten gir en gunstig effekt, for jernbaneverket skal 0 benyttes for horisontale krefter den har gunstig virkning.

1 HSLM står kun oppført i Eurokode-versjonen

2 SW/2 står kun oppført i Eurokode-versjonen

### 5.1.1 Maks vertikal

Første uoverensstemmelse som ble lagt merke til var at SW/2 ikke blir nevnt i gruppene hos Jernbaneverket, selv om det kommer tydelig fram i resten av den boken av regelverket at SW/2 skal medberegnes der linjen krever dette.

Om man ser på lastgruppe 11 og 12 i Eurokoden, er de tilsvarende som hhv. gruppe 16 og 17, bare med SW/2 istedenfor LM 71, SW/0 og HSLM. Dermed kan det være rimelig å anta at Jernbaneverket har slått sammen disse parene, men da burde SW/2 vært nevnt i den kolonnen.

Deretter har disse to parene blitt slått sammen. Dermed har fire grupper fra Eurokoden blitt til én i teknisk regelverk. Denne nye skal oppnå lastvirkningen «maks vertikal med maks på tvers». Likevel har sentrifugal- og slingrekraft blitt satt til hhv. 0,5 og 0. Skal man få lastvirkning på tvers av konstruksjonen burde man sette på de to kreftene som direkte gir krefter på tvers. Det faktum at «Maks vertikal med maks langs» har blitt fjernet virker i seg selv ikke-konservativt.

### 5.1.2 Tverrstabilitet, maks på tvers og Lokal virkning på tvers

I teknisk regelverk har slingrekraften fått senket samtidighetsfaktoren til 0,5 i lastvirkningen «Tverrstabilitet» og blitt gjort til ikke-dominerende i lastvirkningen «Maks på tvers». Begge disse faktum gjør at en vertikal kraft får mindre effekt på en lastvirkning som er ment å teste for hhv. stabilitet og styrke på tvers.

Lastvirkningen «Lokal virkning på tvers» er et tillegg, og den er ment for å teste konstruksjonen mot punktlasten som slingrekraften gir. Det kan diskuteres om den får større intendert lastvirkning enn Eurokodens «Maks på tvers», da forskjellen er at «Maks på tvers» har mer sentrifugalkraft og mindre trekk- og bremsekraft. Hensikten virker uansett å være å splitte opp Eurokodens «Maks på tvers» til en «Maks på tvers» uten lokale virkninger og «Lokal virkning på tvers» med kun lokale virkninger, og det må sees på som konservativt å legge inn ekstra kontroller.

### 5.1.3 Maks langs

Her har Jernbaneverket kommet med en direkte konservativ endring. For maks langs har de økt faktoren for samtidighet til 1 for slingrekraften, dette gjør at om slingrekraft har ugunstig virkning blir denne økt.

## 5.2 Løsningsmetoder

### 5.2.1 Feilretting

Det ble i løpet av arbeidsperioden funnet enkelte feil og ustabiliteter ved programmene. Dette var blant annet at programmene en sjelden gang kunne, uten noen naturlig grunn, brått få en «kritisk feil» og terminere (uten mulighet for lagring). Det var derimot også en gang det



lykkes å isolere ut hvorfor dette oppsto, og dette ble beskrevet og sendt til produsent. Det ble også funnet feil som går mer på korrekthet opp mot standarder, disse er beskrevet under sammen med produsentens respons.

### **5.2.1.1 Sentrifugalkraft i Brigade Standard**

I følge teorimanualen til Brigade Standard settes sentrifugalkraften på likt som slingrekraftene, altså i en høyde av skinneoverkant, bortsett fra at den kun evalueres i en retning som bestemmes av brukeren. I henhold til 1.1.2.4.4 skal sentrifugalkraftene settes på i en høyde av 1,8 m over skinneoverkant. Man fikk altså ikke med i beregningene de momentene som denne sentrifugalkraften gir.

Scanscot Support ble gjort oppmerksom på dette via epost. De svarte at dette skal bli fikset (se epostene fra 11. - 13.09.2013 i vedlegg A).

### **5.2.1.2 Lastkombinering i Brigade Plus**

I prosessen med å lære seg funksjonene til Brigade Plus dukket det opp inkonsekvente faktorer i de forhåndslastede lastgruppene. Dette viste seg å være feil i programvaren. Etter å ha fått bekreftet fra Scanscot at dette faktisk var en feil, ble samtlige faktorer i lastkombineringen gjennomgått og kontrollert opp mot standarden. Det viste seg da at det var flere feil i programvaren, som blant annet gjorde at vindkraftene ikke ble tatt med i beregningen for flere lastkombinasjoner. Se epostene fra 24. - 27.09.2013 i vedlegg A for epostkommunikasjonen som viser detaljene for disse feilene samt Scanscot sin bekreftelse og løsning på feilene.

## **5.2.2 FEM-Design**

FEM-Design er et mye brukt og godt testet elementmetodeprogram, og dette får man også følelsen av når man benytter det. Kjernefunksjonaliteten fungerer godt, og det er godt tilpasset sitt designerte bruksområde. Det er som nevnt bygg-/rammekonstruksjoner og dermed vil bruken i denne oppgaven bære preg av at modelleringen må tilpasses litt.

Programmet har uten tvil den beste rapporteringsfunksjonen, hvor det er mulig å generere hele beregningsrapporten innad i programmet. Derimot så mangler det mulighet til å enkelt eksportere resultater til excel eller lignende, for eksempel momenter langs en valgt linje av konstruksjonen. Det er mulig å se (på skjermen og i rapporten) slike linjer med resultater, via «result sections»-funksjonen, men det ble ikke funnet noen mulighet å få dette direkte ut i tabulert form. En løsning var å hente ut lister med alle noder og deres plassering, og lister med noder og deres resultatverdier, for så å koble disse sammen og velge ut de data man ønsker.

Elementinndelingen er enkel og intuitivt lagt opp, men det er ikke mulighet til å velge type element som skal benyttes i beregningene. Serendipitelementet som benyttes er egentlig et godt element, som skal gi konservative resultater og er raske å beregne. Derimot dukket det

## 5 Diskusjon

---

opp flere tilfeller av dårlige elementnett, altså hvor beregningene ga ganske alvorlige numeriske feil, og beregninger måtte gjøres på nytt. I tillegg, som nevnt i 4.2.2.1.1, viser det seg at kombinasjonen mellom plateelementer og bjelkeelementer ikke klarer å modellere samvirke dem imellom helt rett.

Lastkombineringen er også enkel og intuitivt lagt opp, men som nevnt i 3.5 har denne funksjonen store begrensninger som mer enn veier opp fordelene med den enkle oppbyggingen. Dette var også en medvirkende faktor til at resultatene som for permanente laster var på ikke-konservativ side ble mye mer på konservativ side ved lastkombinering i henhold til Eurokodene. Det er bedre at et program er for konservativt enn for ikke-konservativt, men når det blir konservativt på grunn av forenklinger man må gjøre er det ikke nødvendigvis utelukkende bra.

### 5.2.3 Brigade Standard

Scanscot, som produserer begge versjoner av Brigade, er et mye yngre firma enn StruSoft, som produserer FEM-Design. Brigade Standard virker også som et yngre program enn de andre, ikke på grunn av faktisk alder, men på grunn av mye uutnyttet potensiale i programvaren.

Den parameterbaserte modelleringen senker terskelen for bruk av programmet betydelig, men begrenser også mulighetene noe. Man kan raskt modellere opp ganske mange bruer, men ikke alle brutyper lar seg modellere i dette programmet. På grunn av mulighet til å laste inn ferdige lastkombinasjoner, lastgrupper og lasttog, kan dette egne seg til raske beregninger av forholdsvis enkle konstruksjoner.

Elementinndelingen i dette programmet er den ryddigste hos de tre programmene. Her har de benyttet det faktum at det skal modelleres ei bru, altså med forholdsvis jevnt geometri. Man oppgir rett og slett bare antall elementer på høyre og venstre side, og antall mellom aksene, så får man et helt regulært nett. Man kan ikke velge type element, men forhåndsvalgte elementtyper er velkjente og gode elementer.

Rapporteringsfunksjonen består av en input-rapport og en resultatrapport, hvor man velger hvilke data som skal kjøres ut. Det ble ikke funnet noe mulighet til å legge inn resultatplot via denne funksjonen, men det er lagt opp til at det skal være enkelt å få plot som grafikk og resultatlinjer eksportert som grafikk og som tabulert data. Det skulle gjerne vært noen flere valgmuligheter i denne rapporteringsfunksjonen.

Brigade Standard har potensiale til å bli et lavterskel alt-i-ett verktøy for brukonstruksjoner, men er ikke helt der enda.

### 5.2.4 Brigade Plus

Brigade Plus har en fordel over Brigade Standard når det kommer til aldersfølelse, siden det er bygd som ett skall utenpå Abaqus. Mange av fordelene man ser med Brigade Plus kommer så å si direkte fra denne kjernen, men som i Brigade Standard har man den praktiske

innlastingen av lastkombinasjoner, lastgrupper og lasttog for levende laster.

Her har man muligheten til å modellere opp geometrien nøyaktig med en solid-modell. Man kan også importere en geometri fra andre CAD-program (for eksempel Tekla) og sette trafikkklaster på denne. Derimot, som nevnt i 4.2, lyktes det ikke å få ut andre feltvariabler enn deformasjon og opplagerreaksjoner. Dette kan man til gjengjeld regne med at blir løst snarlig, siden de har satt volumelement som en tilgjengelig funksjon i programbrosjyren. Selv om dette gjør at nøyaktig geometri blir tilgjengelig er det ikke sikkert det er hensiktsmessig, av den grunn at videre dimensjonering bygger på konstruksjonselementer. Med det menes det at man som regel (standarden er bygd opp på den måten) dimensjonerer hver konstruksjonsdel, som plater, bjelker og staver, ut i fra tverrsnittskrefter og ikke ut i fra spenninger. Importering av geometri kan likevel forenkle modelleringen, siden man kan konvertere et volum til skall og bjelker i programmet.

Programmet skal ha en rapporteringsfunksjon, i likhet med de andre, men her ble det funnet mye enklere å generere grafikk og å hente ut tabulerte data for så å lage rapportene selv. Dette programmet har veldig gode funksjoner for å hente ut tabulerte data, for elementsett, nodesett og linjer(path). Det er også lett å kombinere og å gjøre regneoperasjoner på disse tabulerte dataene, for så å produsere oversiktlig grafikk. Det er som nevnt denne funksjonen som er benyttet for å generere det meste av grafikken i denne rapporten.

Programmet har unektelig den høyeste terskelen av de tre vurderte, dette kommer nettopp av de utallige mulighetene man har. Dette er et sterkt verktøy straks man har tatt seg tiden til å lære seg det.

### 5.2.5 Håndberegning

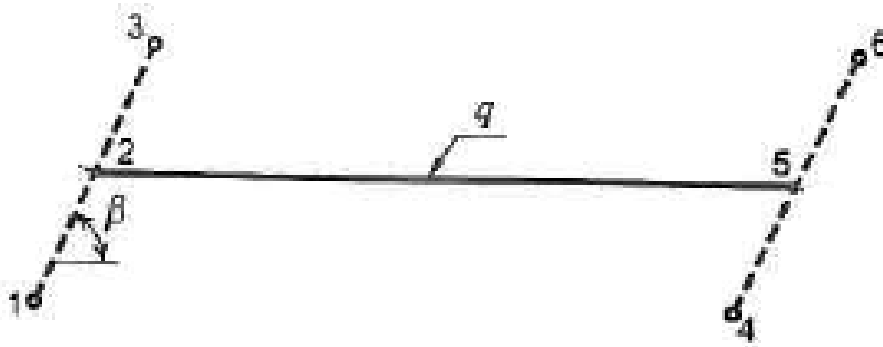
Håndberegningssmetoden som er benyttet kan sies å være konservativ da den ikke får med noen av styrkeeffektene til platene, men likevel får med tyngden. Derimot får man heller ikke med de ugunstige effektene fra platedelen av tversnittet. Metoden får heller ikke med effekten av skjeve opplegg, men denne ble vurdert å være forholdsvis liten på grunn av liten vinkel på skjevheten.

Det ble vurdert andre metoder for håndberegning, hvor den mest aktuelle (som ikke ble benyttet) var fra kompendiet Vridning och Lastfördeling[13]. Denne beskriver en bjelkemodell for å finne maks moment i felt og over støtte, påsatt forskjellige punktlaster og flatelaster.

Modellen benyttet i denne rapporten har to bjelker(kantbjelkene) med en platedel i mellom, og skjevheten er som sagt vurdert liten. Denne metoden ble derfor vurdert uhensiktsmessig.

## 5 Diskusjon

---



Figur 5.1: Beräkningsmodell fra Vridning och Lastfördeling

### 6 Konklusjon og forslag til videre arbeid

#### 6.1 Konklusjon

Siden det er sett på flere momenter i denne oppgaven vil også konklusjonen være oppdelt.

##### 6.1.1 Regelverk

Jernbaneverkets tekniske regelverk fungerer godt som en oppsamling av gjeldende regler og normer innen forskjellige fagområder, i tillegg til å være et samlingssted for endringer og tilføyinger til disse.

Imidlertid kan ikke de endrede lastgruppene uten videre sees på som konservative. De blir heller mer til forvirring enn nytte. Her burde Jernbaneverket enten jobbe for å få endret standarden, som i norsk annekse av Eurokode 1 Del 2 [7], eller benytte lastgruppene i Eurokoden.

##### 6.1.2 Resultater

Resultatene viser at programmene ender opp med forskjellige resultater på tilfellet med kun permanente laster, selv om det er benyttet alle muligheter til å hindre forskjeller i input. Resultatene viser videre at FEM-Design er minst konservativ, både i form av deformasjoner og i momentfordeling, av de vurderte programmene. Likevel lå resultatene fra bruddgrensetilstanden ULS (C) STR/GEO for FEM-Design alltid på konservativ side i forhold til de andre. Opp mot håndberegning viste Brigade standard seg å være overkonservativ, men som nevnt kun for permanente laster i forhold til FEM-Design. Brigade Plus hadde de «beste» resultatene, altså godt samsvar mot håndberegning og mot nedbøyning av solid-modellen.

##### 6.1.3 Programvare

De tre programmene har hver sine styrker og svakheter. Skal man trekke en konklusjon må man definere bruksområde, bruker og kompleksiteten av konstruksjonene som skal beregnes. I denne rapporten er forutsetningene brukonstruksjoner av varierende kompleksitet, dimensjonert av brukere med varierende tidligere erfaring med tunge FEM program (les: Abaqus).

Siden trafikkklaster er involvert bør programmet ha muligheten til å regne på levende laster for å være sikker på å få med alle ugunstige lasteffekter. Dette kom fram som en forskjell mellom FEM-Design og Brigade programmene. Basert på potensialet som ligger i programmet og mulighetene man allerede har kommer Brigade Plus ut best, men det har som sagt stor brukerterskel. Både FEM-Design og Brigade Standard har mye lavere brukerterskel og kommer ganske godt ut pga. brukervennlighet og funksjoner. På grunn av mulighet for levende laster og god lastkombinering kommer Brigade Standard et hakk bedre ut.

## 6 Konklusjon og forslag til videre arbeid

---

### 6.2 Videre arbeid

I denne rapporten har det blitt sett på deler av mange momenter rundt prosjektering av brukonstruksjoner, det er derfor mye som kunne vært brukt mer tid på. Her vil det bli trukket fram tre emner som det kunne vært interessant å se nærmere på.

#### 6.2.1 Mer detaljert håndberegning

Det har kun blitt gjort en enkel kontroll mot håndberegning vha. forskyvningsmetoden. Denne kunne blitt utvidet for å få med bedre beskrivelse av de effektene platen har på kreftene.

Det kunne vært sett på hva som skal til for å kunne benytte metoden skissert i Vridning och Lastfördeling [13] på denne typen bruprofiler, hvor man har to effektive bjelker og en platedel i mellom.

#### 6.2.2 Modellere med lagerutbredelse

Bruen ble modellert opp med kun punktopplager. Dette gir store krefter veldig lokalisert. Det ble gjort forsøk med å modellere opp med opplager via «stålplater», altså plater med en viss utstrekning med  $EI = \infty$ , men ettersom det ikke kunne kontrolleres at man fikk samme system i alle programmer ble dette forkastet. Det fins metoder i Eurokode 2 for å omfordele kreftene fra slike punktlager. Det kunne vært sett på effekten av å modellere opp lagrene i reel størrelse opp mot effekten av omfordelingsmetodene i Eurokoden.

#### 6.2.3 Solid-modell og oppintegrering

Det var, som nevnt i 4.2, problemer med å få ut ønskede feltvariabler fra lastkombineringen når det ble benyttet solid-modell. Ved å manuelt gå inn og renskrive lastkombineringsfilene lyktes det til dels å få noen ekstra feltvariabler videre, men ikke konsekvent. Man ville uansett fått spenninger og ikke tverrsnittkrefter fra en slik modell.

Herfra kan man se to potensielle oppgaver, man kan enten se på måter for å oppintegrere disse spenningene for vanlig videre dimensjonering. Eller man kan, som kanskje er mer interessant, se på det å benytte disse spenningene direkte til videre dimensjonering. For begge disse kunne det være interessant å utvikle en programsekvens som tar seg av disse stegene.

## 7 Referanseliste

1. Standard Norge. Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Norge: Standard Norge; 2008. NS-EN 1990:2002.
2. Comité européen de normalisation (CEN). Members [Internett]. (udatert) [oppdatert (udatert); sitert 1. Sep. 2013]. Tilgjengelig fra: [www.cen.eu/cen/Members/Pages/default.aspx](http://www.cen.eu/cen/Members/Pages/default.aspx)
3. Standard Norge. Endringsblad A1 - Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Norge: Standard Norge; 2010. NS-EN 1990:2002.
4. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Norge: Standard Norge; 2008. NS-EN 1991-1-1:2002.
5. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. Norge: Standard Norge; 2009. NS-EN 1991-1-4:2005.
6. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger. Norge: Standard Norge; 2008. NS-EN 1991-1-5:2003.
7. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. Norge: Standard Norge; 2010. NS-EN 1991-2:2003.
8. Jernbaneverket. Jernbaneverkets tekniske regelverk: Bruer/Prosjektering og bygging/Laster [Internett]. (udatert) [oppdatert 25. feb 2011; sitert 5. aug 2013]. Tilgjengelig fra: [http://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering\\_og\\_bygging/Laster](http://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering_og_bygging/Laster)
9. Jernbaneverket. Jernbaneverkets tekniske regelverk: Overbygning/Prosjektering/Ballast [Internett]. (udatert) [oppdatert 27. jun 2013; sitert 30. aug 2013]. Tilgjengelig fra: <https://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Ballast>
10. Belytschko, T. and Fish, J., A first course in finite elements / Jacob Fish, Ted Belytschko, 2007
11. Bell, K., Matrisestatikk : statiske beregninger av rammekonstruksjoner / Kolbein Bell, 2011
12. Standard Norge. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Norge: Standard Norge; 2008. NS-EN 1992-1-1:2004.
13. Tage Petersson, H. S., Vridning och Lastfördelning / Tage Petersson, 2001





## 8 Vedlegg

### 8.1 E-post kommunikasjon med Scanscot support

Kommunikasjonen med Scanscot Support, i forbindelse med oppdagelsen av feil i Brigadeprogrammene, er samlet i vedlegg A.

### 8.2 Plot av krefter i platen fra programmene

I de forskjellige programmene har feltvariablene forskjellige navn. Her er det oppsummert hvilke feltvariabler som er tatt med og hva de heter i de forskjellige programmene:

Tabell 8.1: Forklaring av navn på feltvariabler i de forskjellige programmene.

FEM-Design	Brigade Standard	Brigade Plus	Forklaring
Mx	Ma	SM1	Bøyemoment pga. bøyning om en akse på tvers av bruen, gir spenninger langs bruen.
My	Ms	SM2	Bøyemoment pga. bøyning om en akse langs bruen, gir spenninger på tvers av bruen.
Nx	Ns	SF1	Normalkrefter langs bruen.
Ny	Na	SF2	Normalkrefter på tvers av bruen.
Mxy	Tsa	SM3	Torsjonsmoment pga. rotasjoner om vertikalaksen.
Nxy	Vas	SF3	Skjærkrefter i bruplanet.

Plottene kommer i ovenfornevnte rekkefølge, først for kun permanente laster og deretter for ULS (C) STR/GEO. Dette gjelder for vedleggene fra samtlige programmer.

#### **B Plot av krefter i platen fra FEM-Design**

#### **C Plot av krefter i platen fra Brigade Standard**

#### **D Plot av krefter i platen fra Brigade Plus**



# Vedlegg A

## *E-postkommunikasjon med Scanscot Support*

### **Innhold (6 E-poster)**

- Epost til Scanscot Support 11.09.2013 14.52
- Epost fra Mats i Scanscot Support 13.09.2013 10.56
- Epost til Scanscot Support 24.09.2013 15.33
- Epost fra Mats i Scanscot Support 24.09.2013 15.55
- Epost til Scanscot Support 26.09.2013 14.52
- Epost fra Johan i Scanscot Support 27.09.2013 13.49

## ***Epost til Scanscot Support 11.09.2013 14.52***

Hei igjen Mats,

Spørsmål angående sentrifugalkrefter:

Ifølge teorimanualen blir sentrifugalkrefter evaluert som sideveiskrefter (TM 4.2.11), altså som en punktlast som plasseres i mest ugunstige posisjon langs sporet.

Jeg antar at det er meningen å summere all vertikale krefter og sette en prosent av dette (utregnet etter regelverket til jernbaneanverket) som denne punktlasten, stemmer dette?

Hvis dette stemmer, så blir denne måten VELDIG konservativ ved lange bruer, da lastmodell L71 skal ha uendelig utstrekning. Summen av vertikale krefter blir da stor og dermed også sentrifugalkrefter.

I tillegg så presiserer Jernbaneanverkets tekniske regelverk at sentrifugalkreftene opptrer i en høyde av 1,8m over skinneoverkant (JBV TRV 525-5-6.1), og man må beregne moment på bru fra denne høyden. I Brigade påsettes sentrifugalkraften i høyde med skinneoverkant. Har jeg forstått rett? I såfall hvordan bør dette løses?

Mvh.

Sveinung

## ***Epost fra Mats i Scanscot Support 13.09.2013 10.56***

Hej Sveinung

Du har forstått allr rätt. För närvarande går det bare att lägga på centrifugalkraften i rälsöverkant. Vi arbetar med att göra det möjligt att lägga in den på en valfri höjd.

Mvh Mats

## ***Epost til Scanscot Support 24.09.2013 15.33***

Hei,

Har sett igjennom lastkombineringen i Brigade Plus og ser ut som dere har lagt inn verdier for samtidighet av laster i lastgrupper fra NS-EN 1991-2 Tabell 6.11, stemmer dette?

I så fall lurer jeg på at jeg har funnet en feil. I henhold til nevnte tabell skal «Centrifugal Force, LM71» være lik 1.0 i lastgruppe «Load group 12 LM71», men den er 0.5. Dette er selvsagt lett å bytte ved modellering, men jeg mener det bør være riktig faktor i forhåndslastede kombinasjoner og grupper.

Med vennlig hilsen

Sveinung Heide Vaskinn

## ***Epost fra Mats i Scanscot Support 24.09.2013 15.55***

Hej Sveinung

Tack för din kommentar. Du har helt rätt, vi kommer att justera detta.

Mvh Mats

## ***Epost til Scanscot Support 26.09.2013 14.52***

Hei,

Har funnet feil i lastkombinasjonene som ligger i Eurokode med norsk anpassning for Jernbanebru: Lastkombinasjon «ULS (A) EQU, Multicomponent (main load other)» inneholder lastgruppen «Wind on structure and traffic» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (A) EQU, Multicomponent (main load wind)» inneholder lastgruppen «Wind on structure» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind on structure (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (B) STR/GEO a, Multicomponent (main load other)» inneholder lastgruppen «Wind on structure and traffic» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (B) STR/GEO a, Multicomponent (main load wind)» inneholder lastgruppen «Wind on structure» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind on structure (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (B) STR/GEO b (envelope)» inneholder lastkombinasjonen «ULS (B) STR/GEO b, Multicomponent» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastkombinasjonen «ULS (B) STR/GEO b, Multicomponent (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (B) STR/GEO b, Multicomponent (main load other)» inneholder lastgruppen «Wind on structure and traffic» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (B) STR/GEO b, Multicomponent (main load wind)» inneholder lastgruppen «Wind on structure» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind on structure (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (C) STR/GEO, Multicomponent (main load other)» inneholder lastgruppen «Wind on structure and traffic» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind (envelope)».

Lastkombinasjon «ULS (C) STR/GEO, Multicomponent (main load wind)» inneholder lastgruppen «Wind on structure» som ikke eksisterer, antar det skulle vært lastgruppen «Wind on structure (envelope)».

Med vennlig hilsen  
Sveinung Heide Vaskinn

## ***Epost fra Johan i Scanscot Support 27.09.2013 13.49***

Hej igen

Bifogat finns en zip-fil innehållande 2 filer där vi åtgärdat dina synpunkter i detta ärendet samt även din tidigare synpunkt på att centrifugalkrafter för LM71 ska ha faktorn 1.0 i lastgrupp 12.

Spara både dessa filer i mappen:  
C:\Program Files\Scanscot Technology\ABBRIGADE  
Plus5.1CAEresources\configuration\BRIGADEPlus

Låter dem ersätta de filer med samma namn som redan finns i mappen.

Där efter väljer du från huvudmenyn File->Live Loads/Load combinations->Import Design Code. Välj där normen på nytt och kryssa endast i att du vill importera "Load Combinations" (dvs kryssa INTE "steps" och "Live Load Vehicles").

Tack för dina synpunkter.

Hälsningar  
Johan

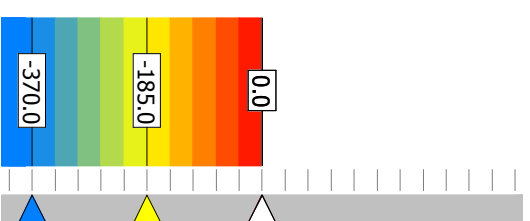
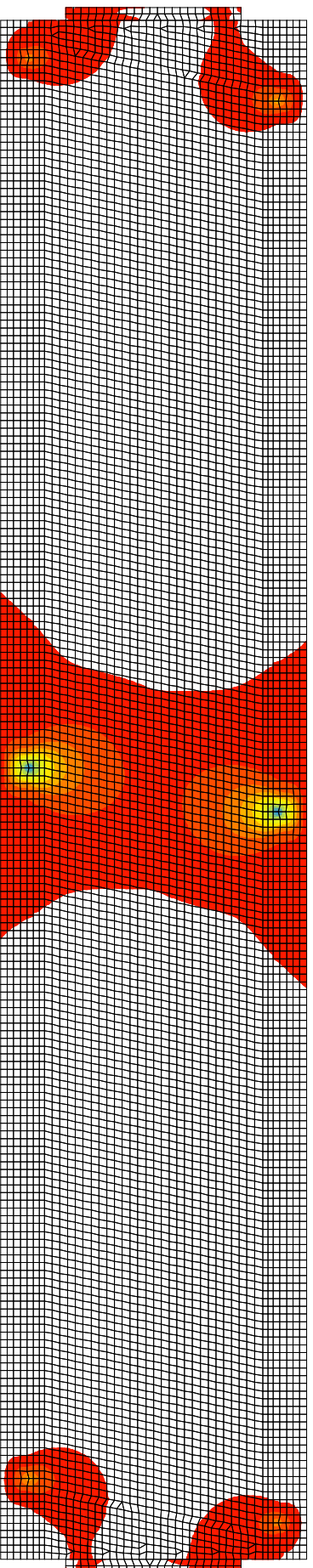
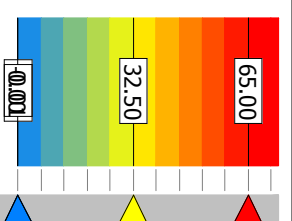
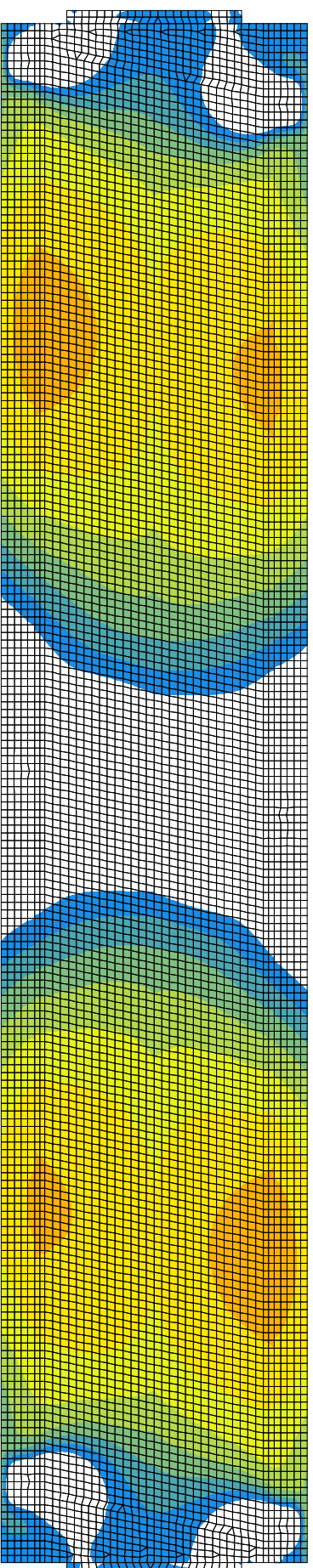


# Vedlegg B

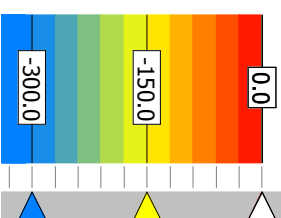
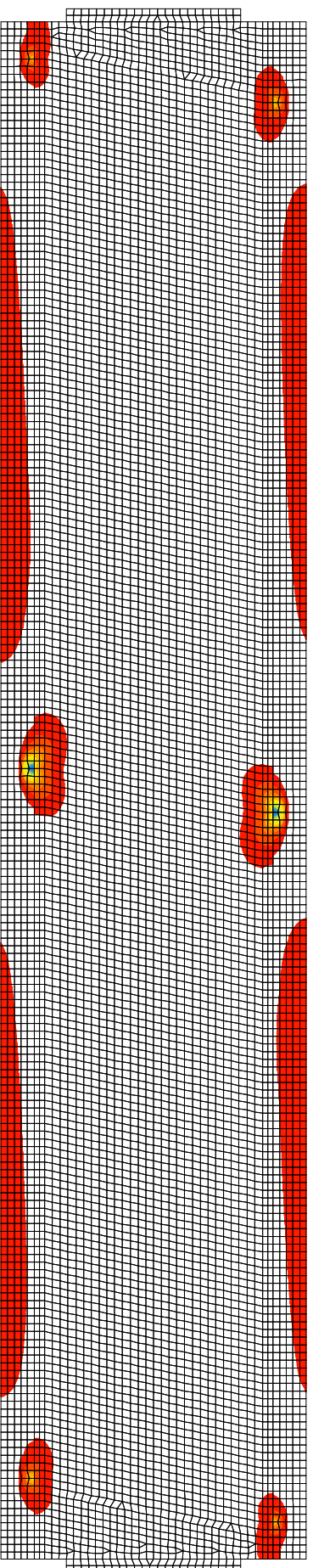
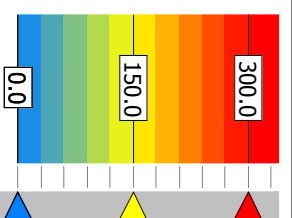
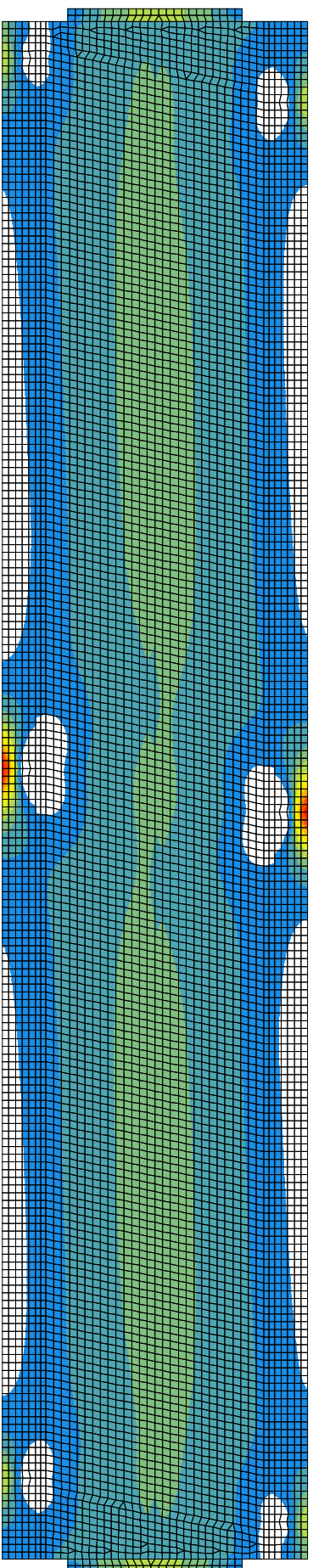
## *Plot av krefter i platen fra FEM-Design*

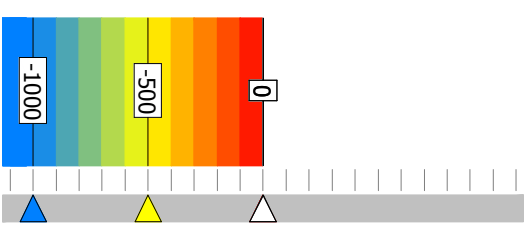
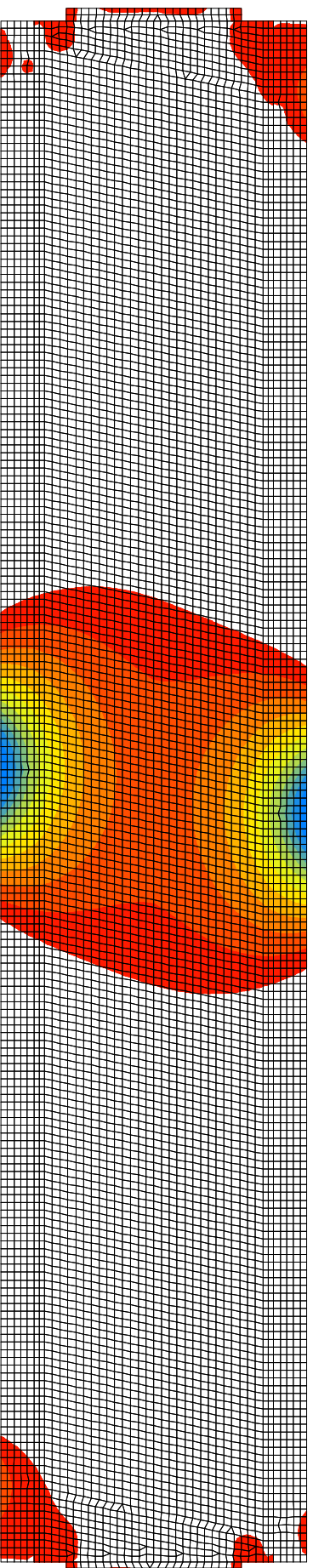
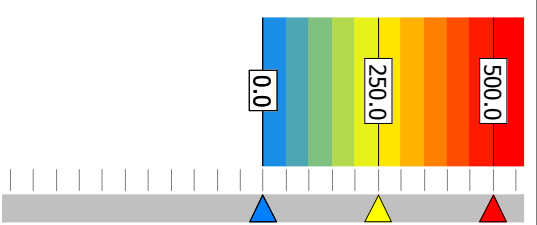
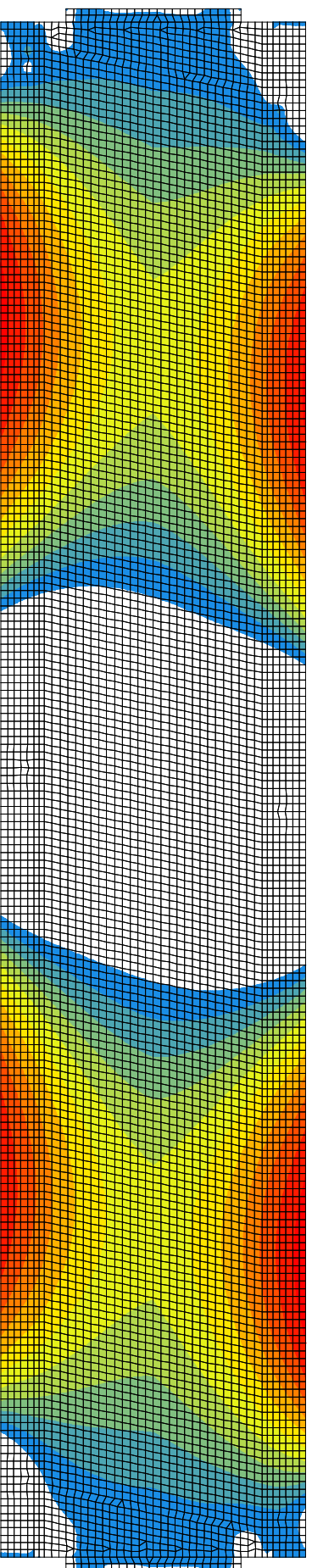
### **Innhold (24 plot)**

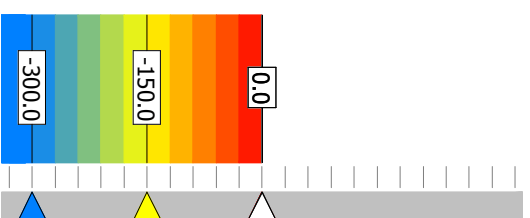
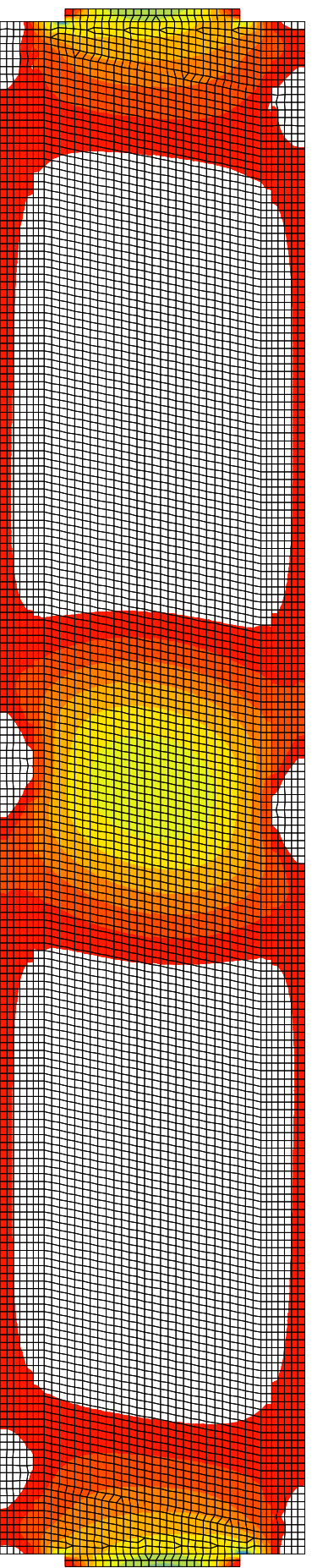
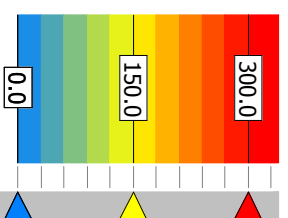
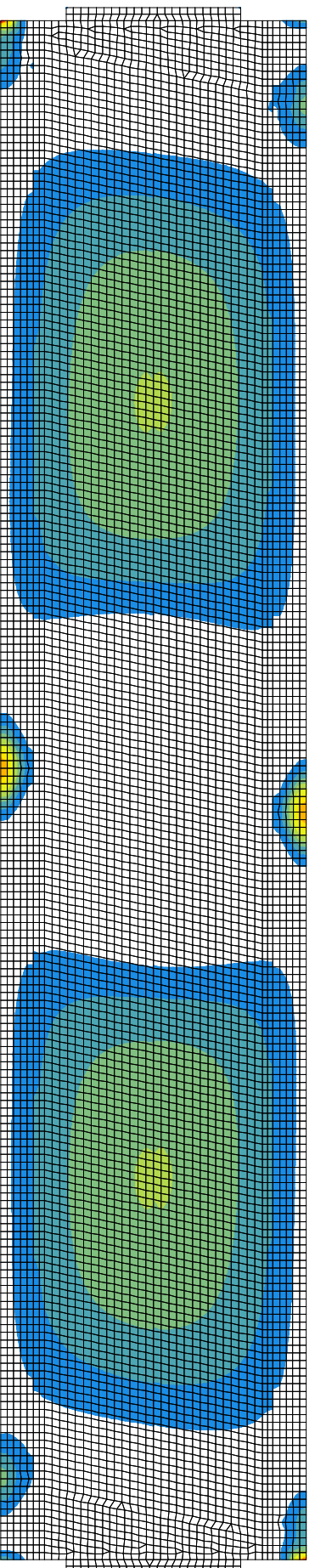
- Kun permanente laster (12 plot)
  - $M_x$ , maks og min.
  - $M_y$ , maks og min.
  - $N_x$ , maks og min.
  - $N_y$ , maks og min.
  - $M_{xy}$ , maks og min.
  - $N_{xy}$ , maks og min.
- ULS (C) STR/GEO (12 plot)
  - $M_x$ , maks og min.
  - $M_y$ , maks og min.
  - $N_x$ , maks og min.
  - $N_y$ , maks og min.
  - $M_{xy}$ , maks og min.
  - $N_{xy}$ , maks og min.



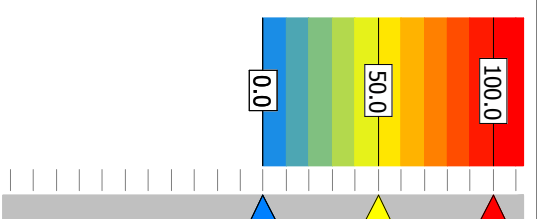
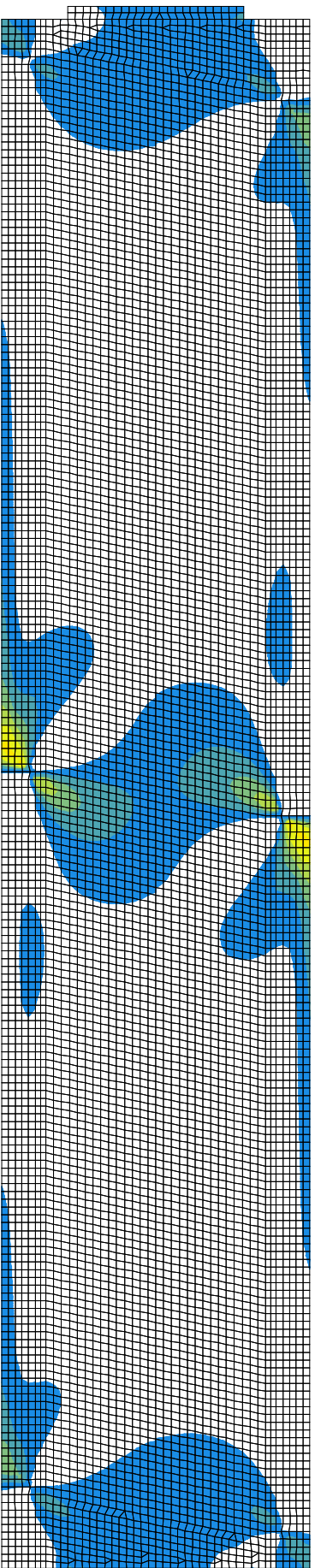




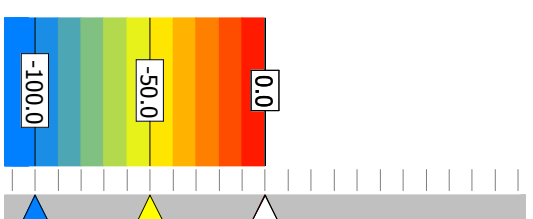
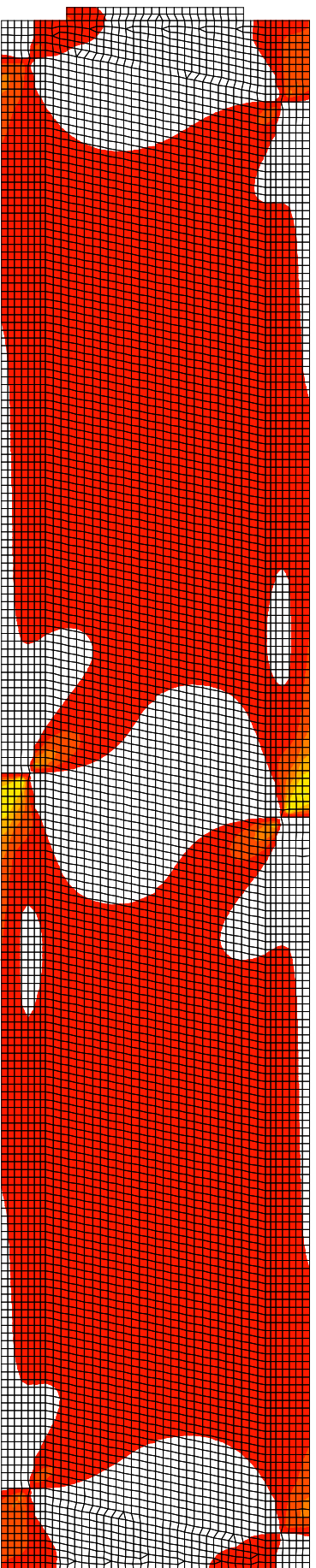


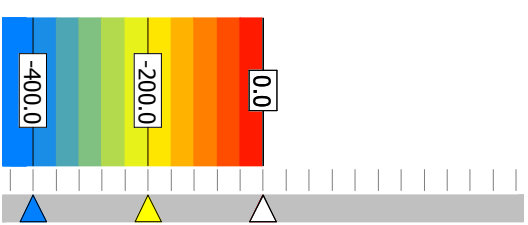
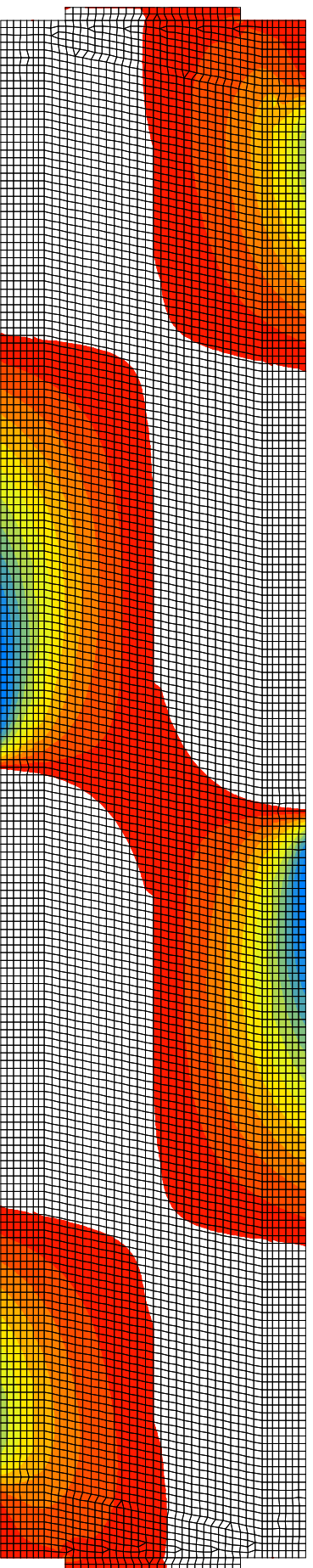
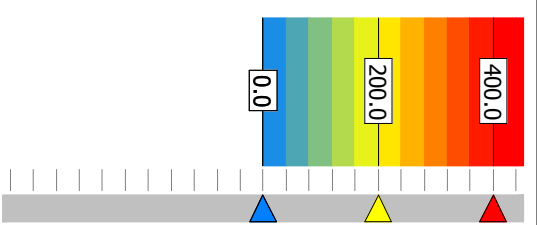
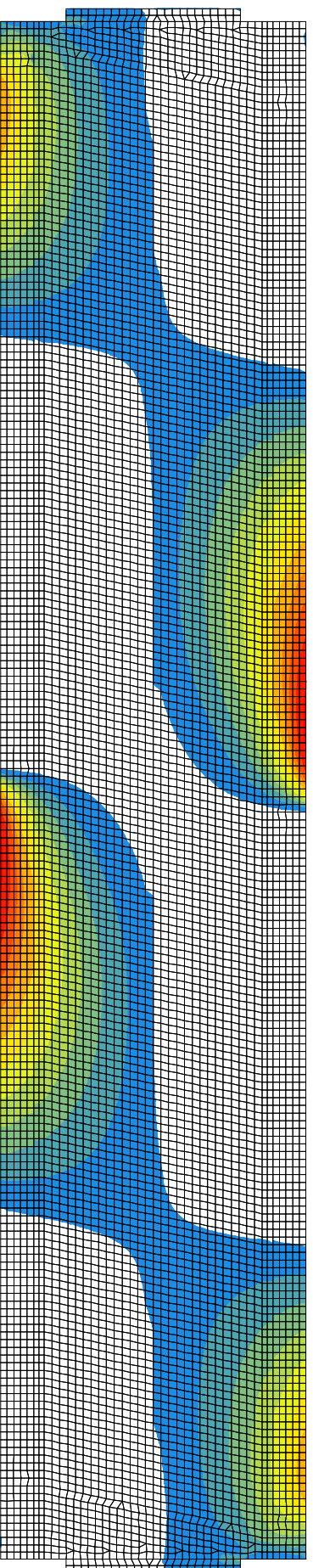


Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Egen - Shells, Mx'y' - Colour palette - [kNm/m]

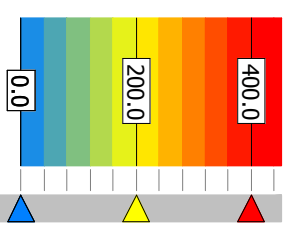
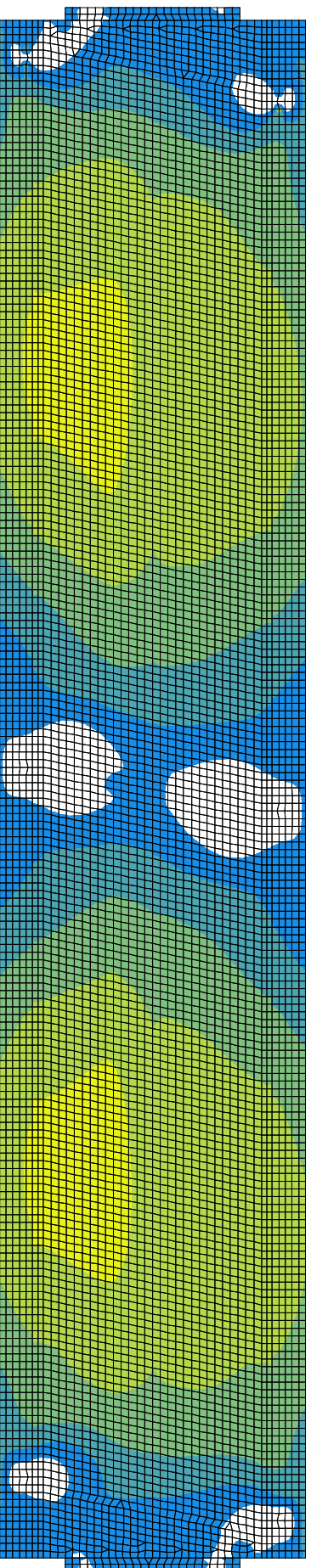


Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Egen - Shells, Mx'y' - Colour palette - [kNm/m]

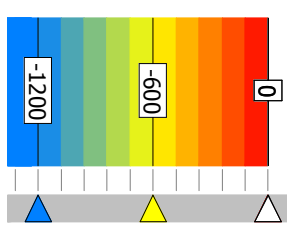
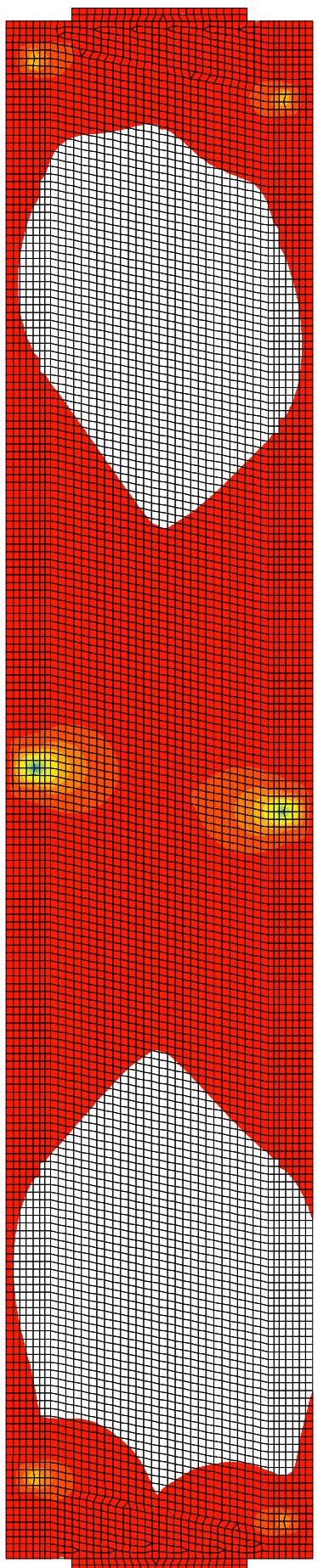




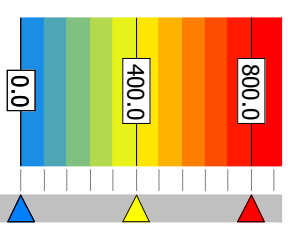
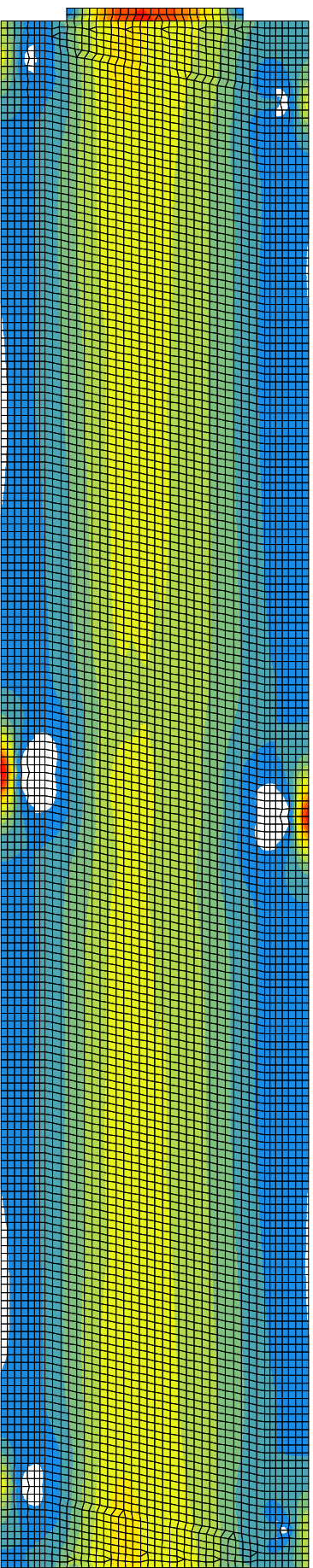
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces - Mx' (Mx'+) - Colour palette - [kNm/m]



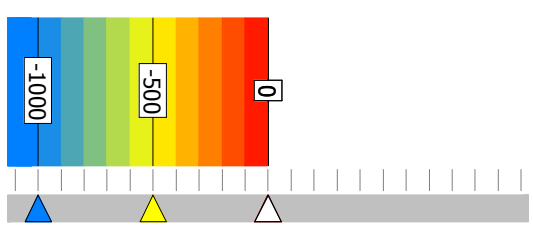
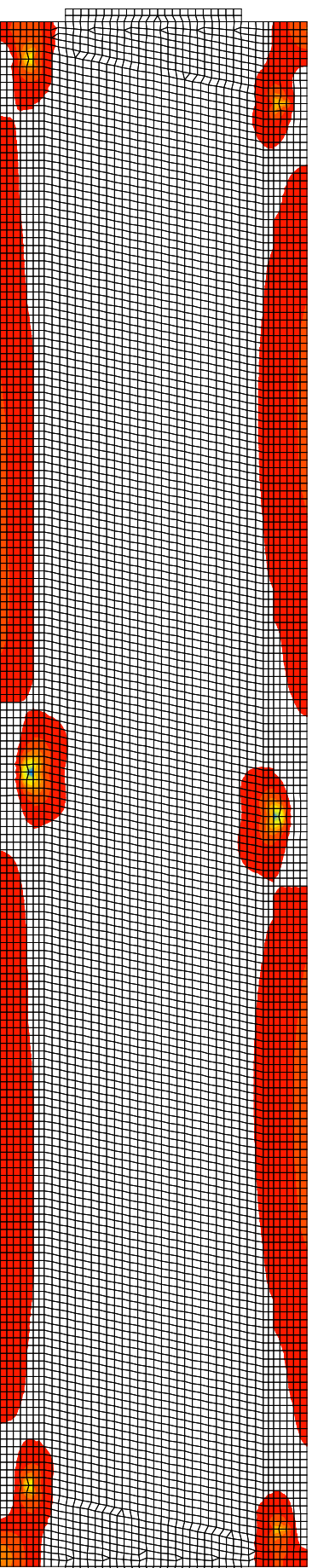
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces - Mx' (Mx'-) - Colour palette - [kNm/m]



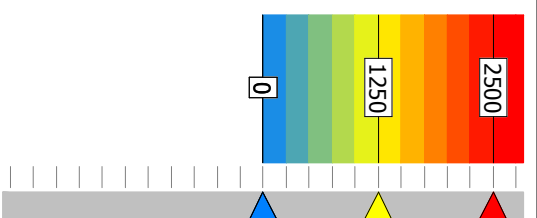
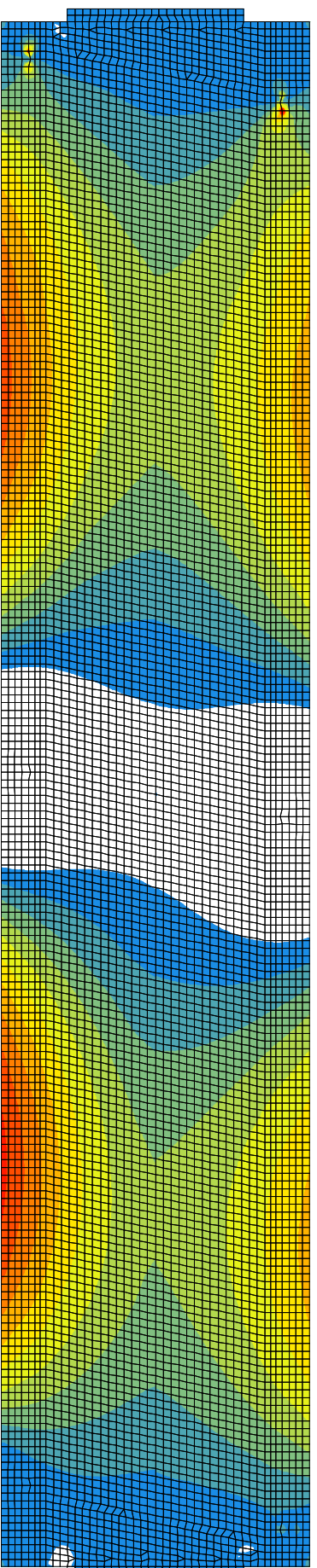
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces - My' (My'+) - Colour palette - [kNm/m]



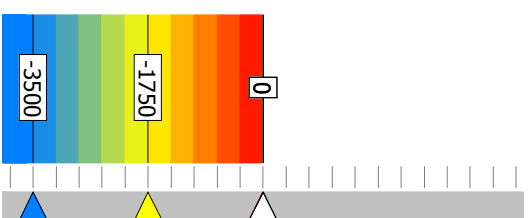
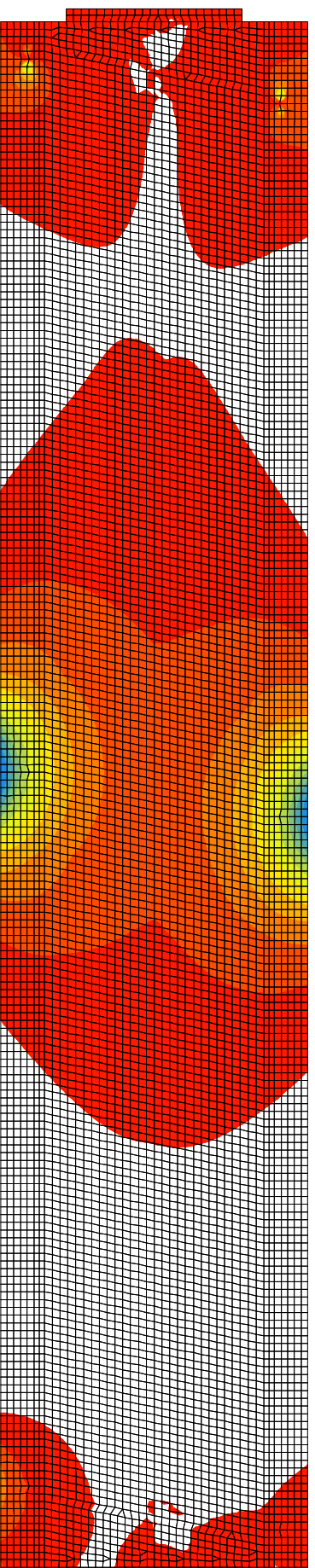
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces - My' (My'-) - Colour palette - [kNm/m]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_x$  ( $N_x+$ ) - Colour palette - [kN/m]

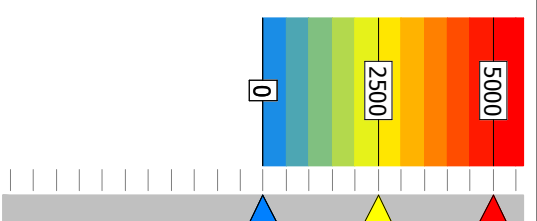
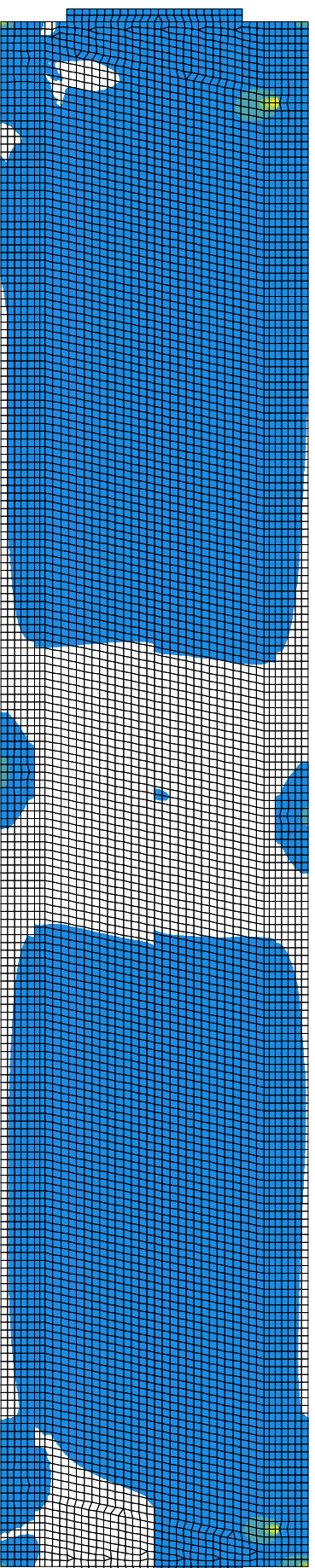


Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_x$  ( $N_x-$ ) - Colour palette - [kN/m]

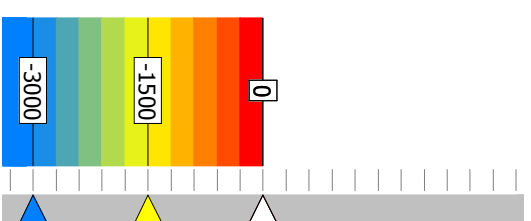
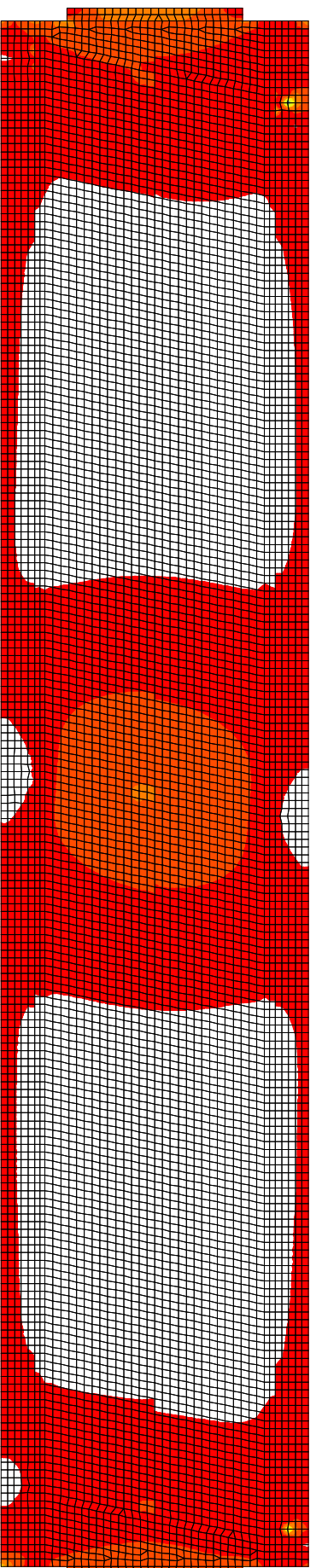




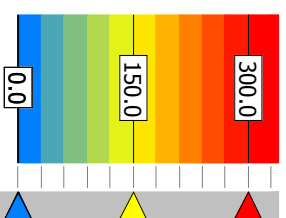
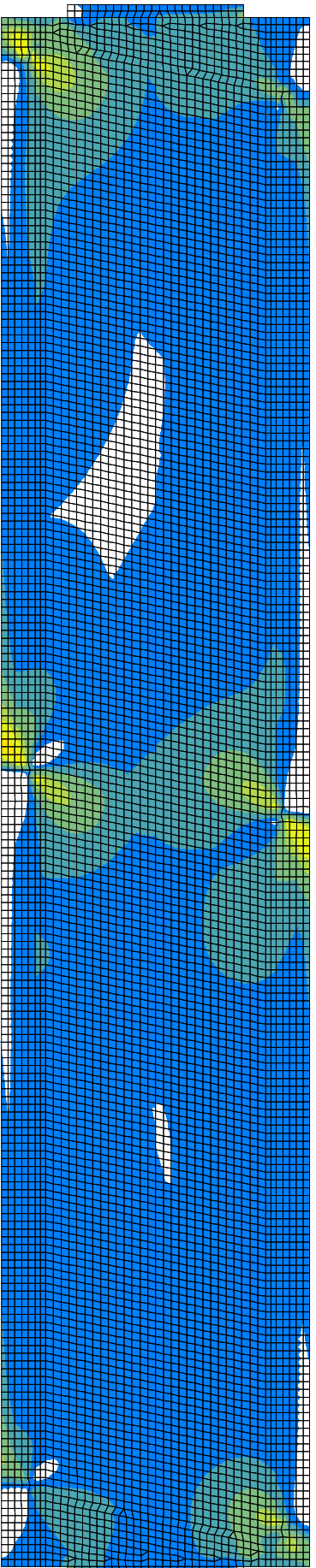
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_y$  ( $N_y^+$ ) - Colour palette - [kN/m]



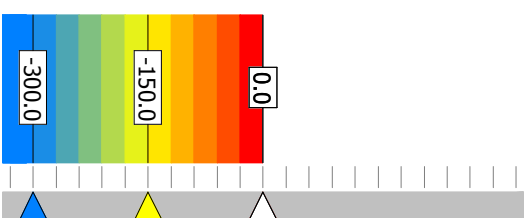
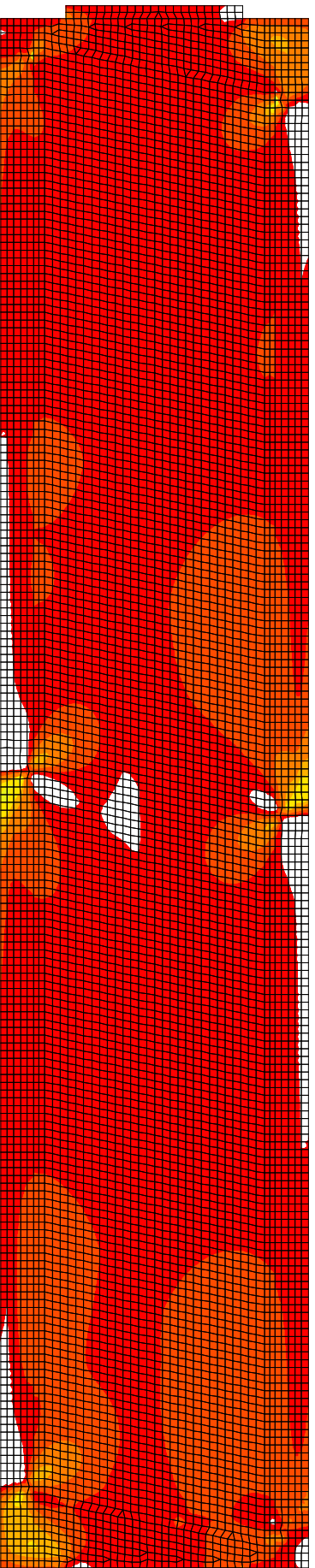
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_y$  ( $N_y^-$ ) - Colour palette - [kN/m]



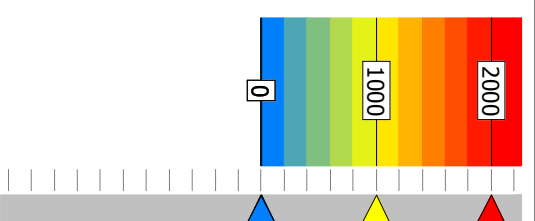
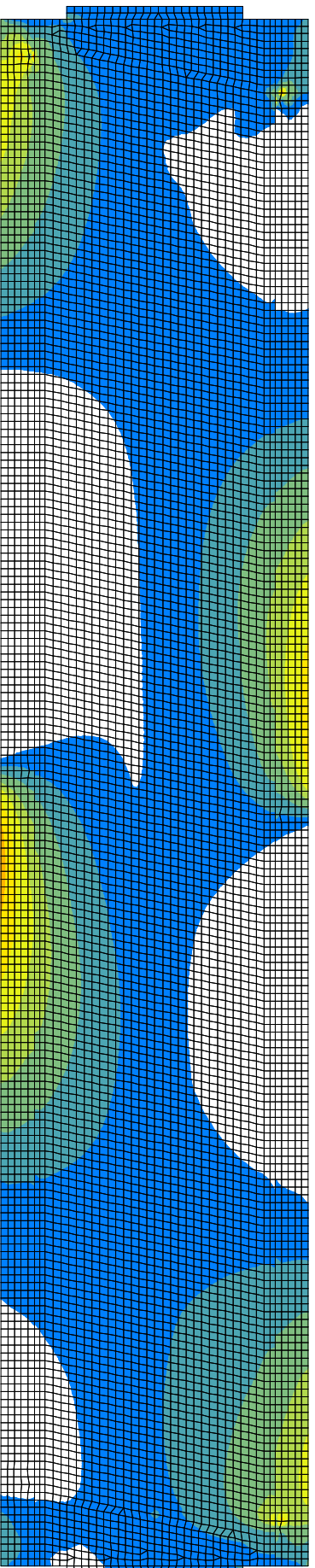
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $M_{x'y'}$  ( $M_{x'y'+}$ ) - Colour palette - [kNm/m]



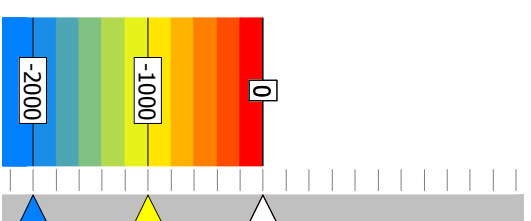
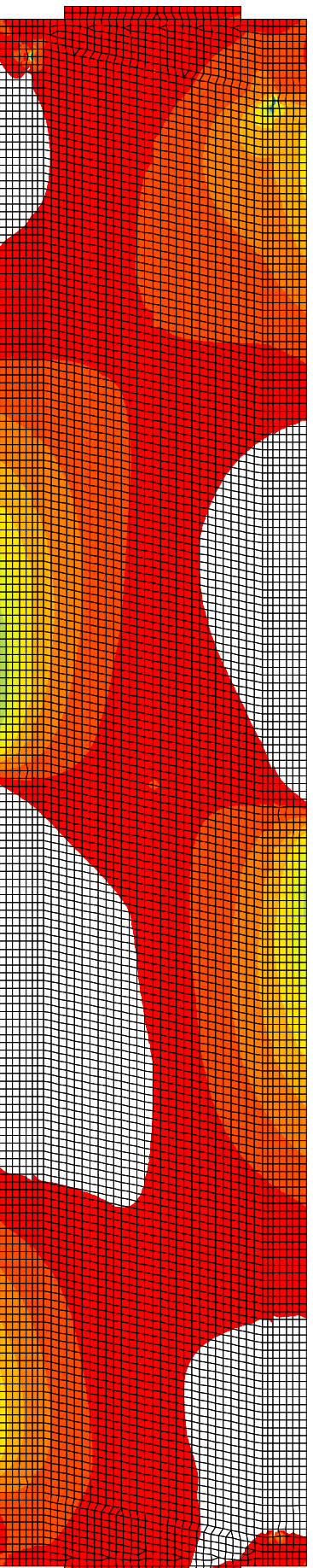
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $M_{x'y'}$  ( $M_{x'y'-}$ ) - Colour palette - [kNm/m]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_{x'y'}$  ( $N_{x'y'+}$ ) - Colour palette - [kN/m]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Shell internal forces -  $N_{x'y'}$  ( $N_{x'y'-}$ ) - Colour palette - [kN/m]



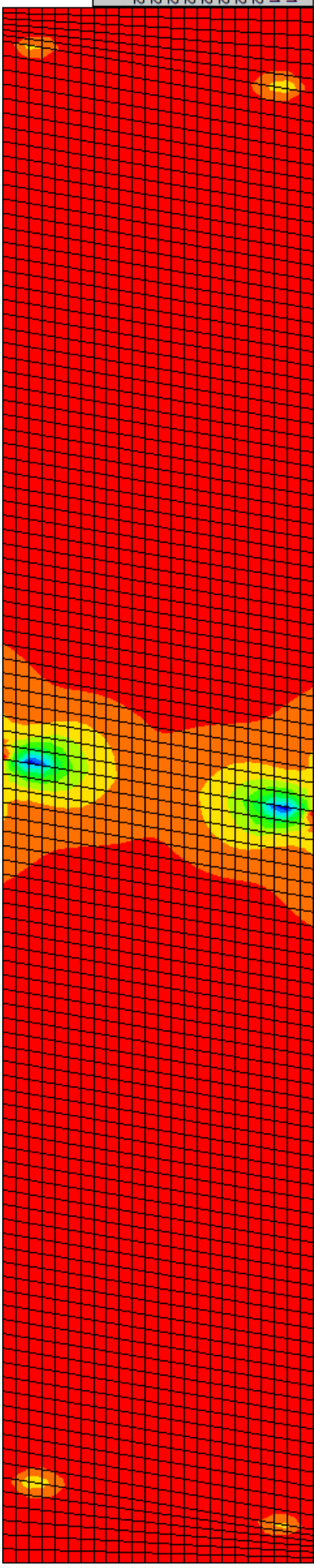
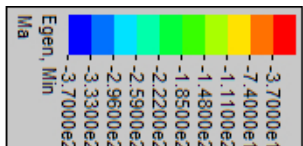
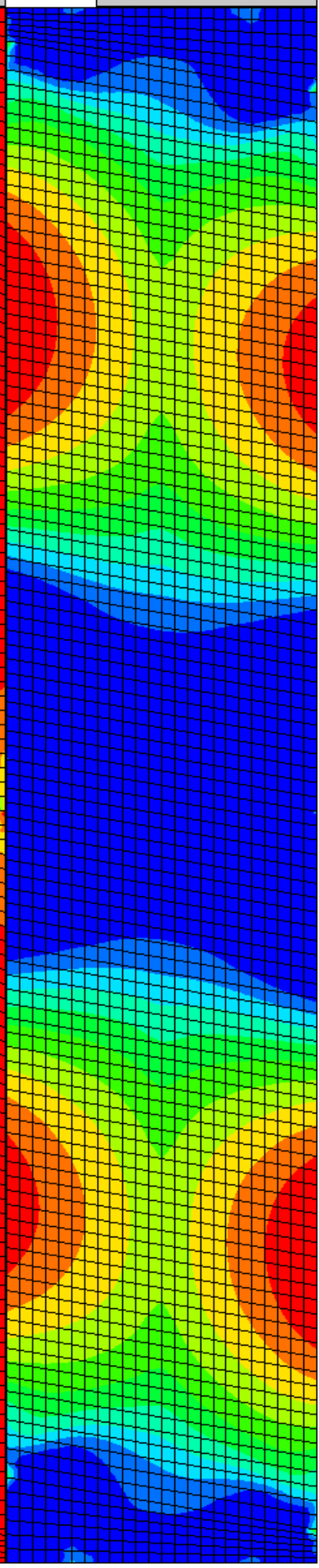
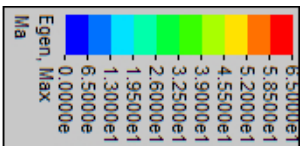


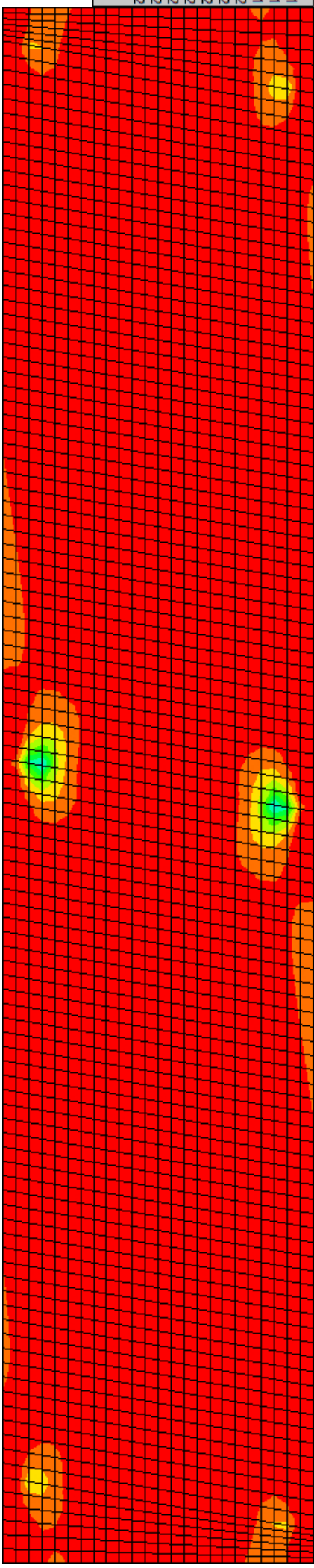
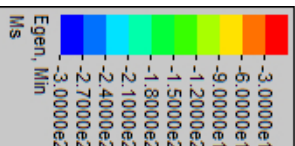
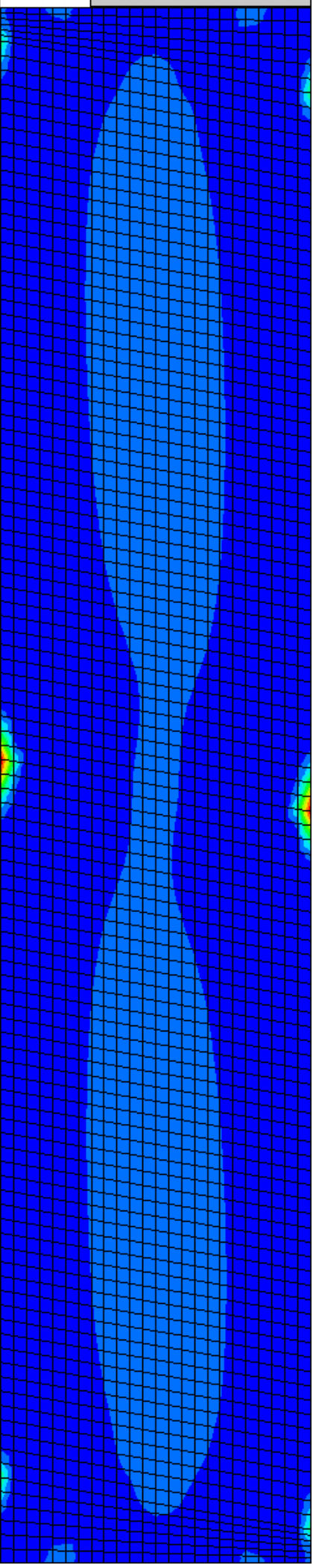
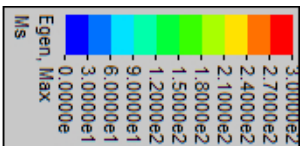
# Vedlegg C

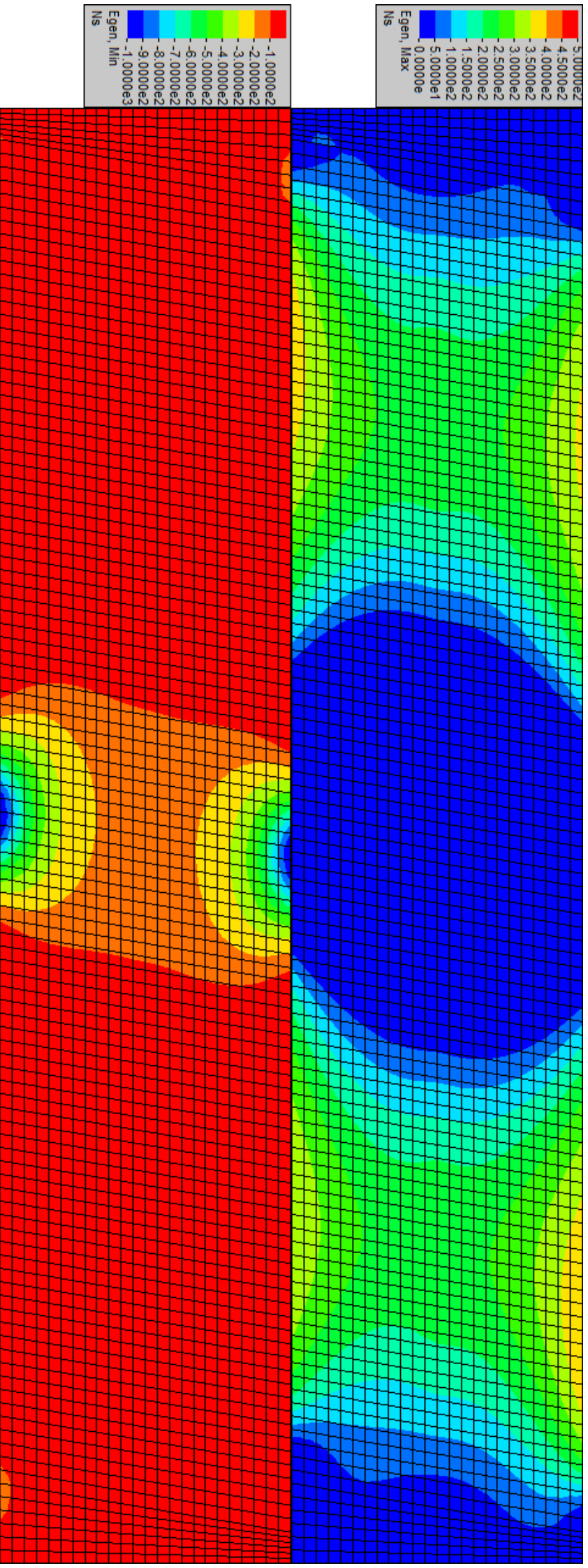
*Plot av krefter i platen fra Brigade Standard*

## **Innhold (24 plot)**

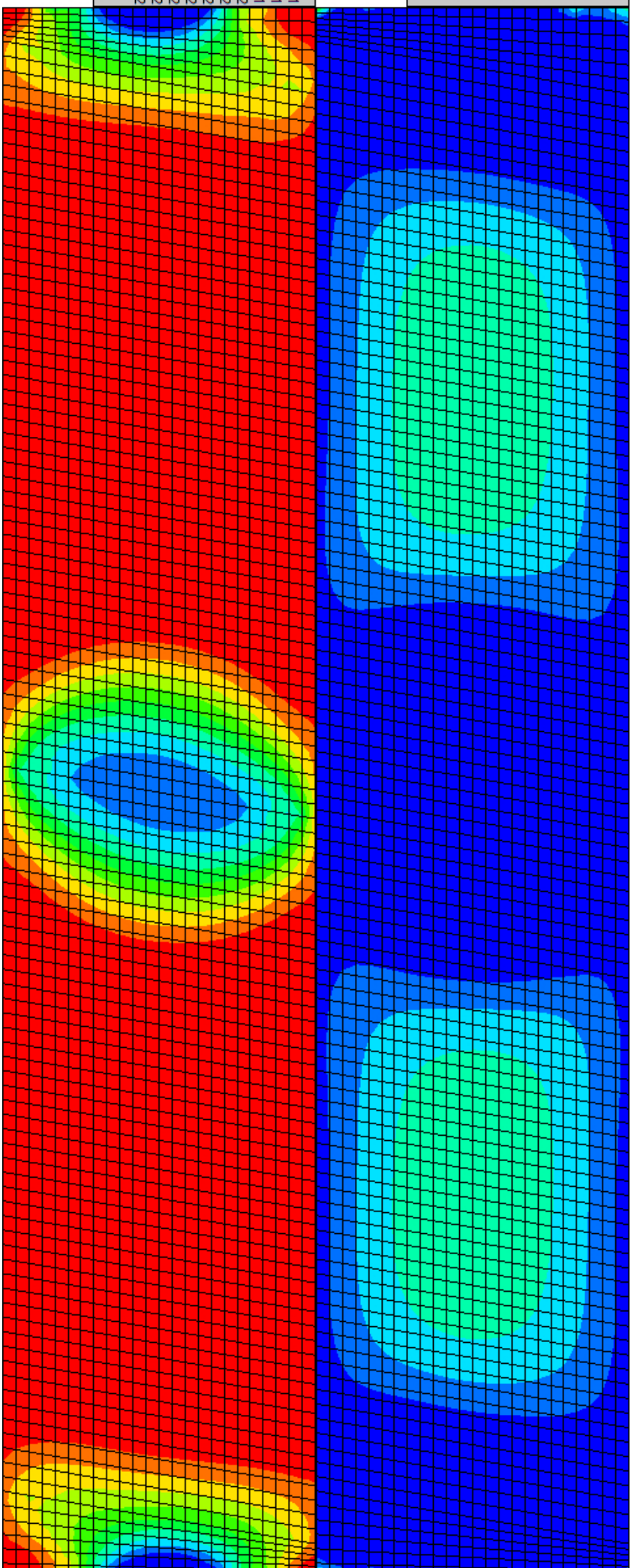
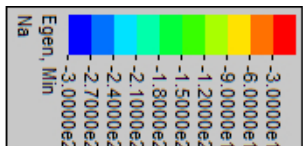
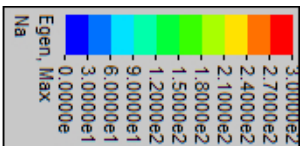
- Kun permanente laster (12 plot)
  - Ma, maks og min.
  - Ms, maks og min.
  - Ns, maks og min.
  - Na, maks og min.
  - Tsa, maks og min.
  - Vas, maks og min.
- ULS (C) STR/GEO (12 plot)
  - Ma, maks og min.
  - Ms, maks og min.
  - Ns, maks og min.
  - Na, maks og min.
  - Tsa, maks og min.
  - Vas, maks og min.

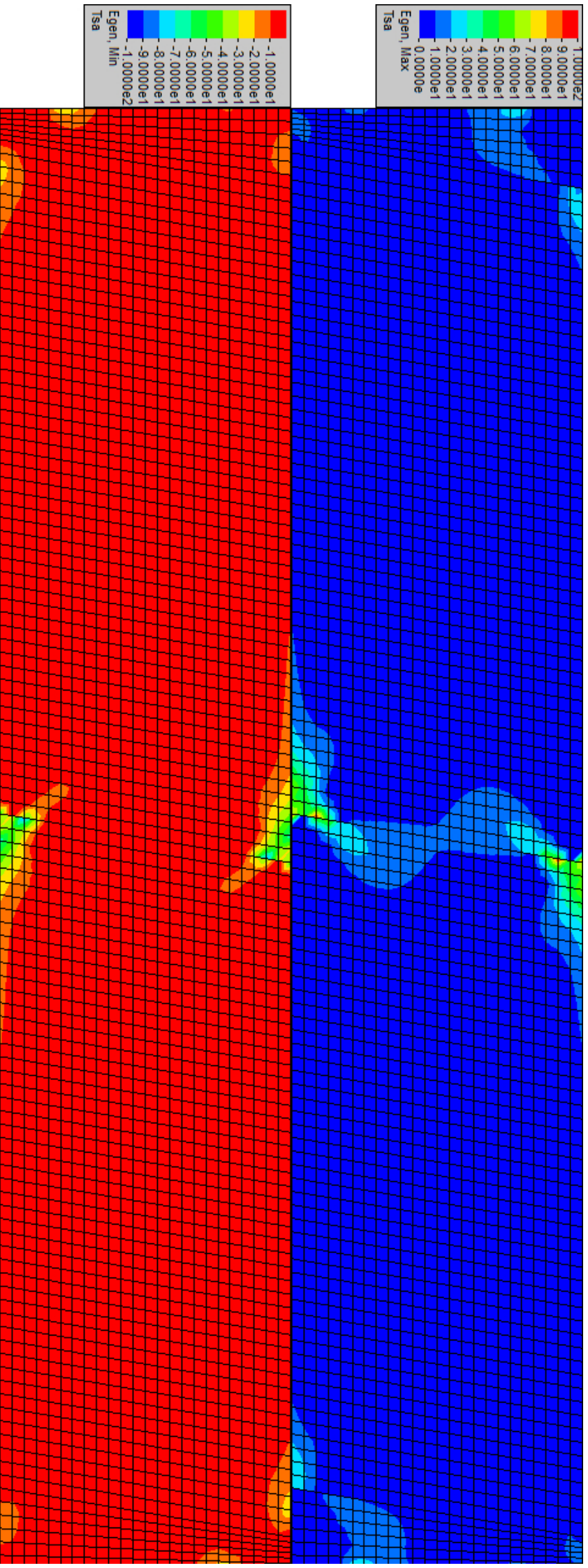


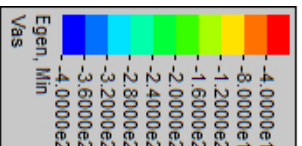
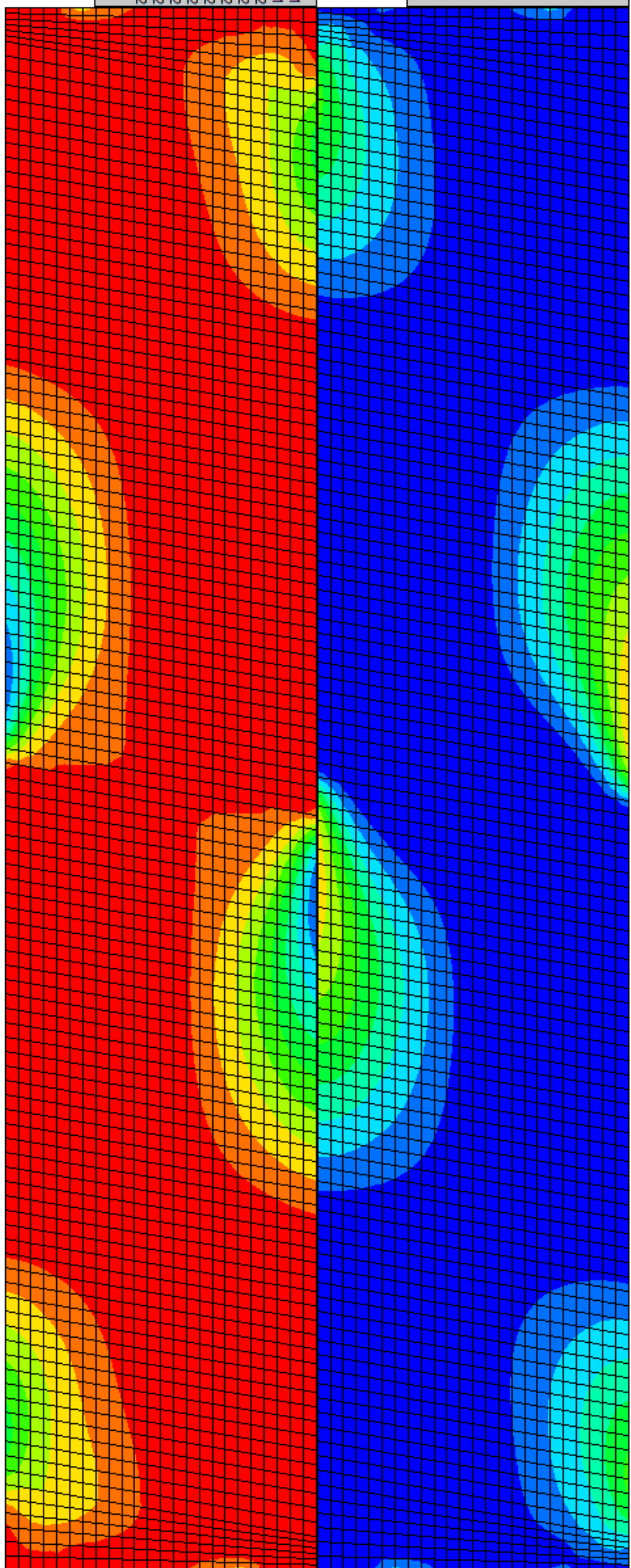
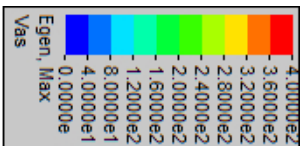


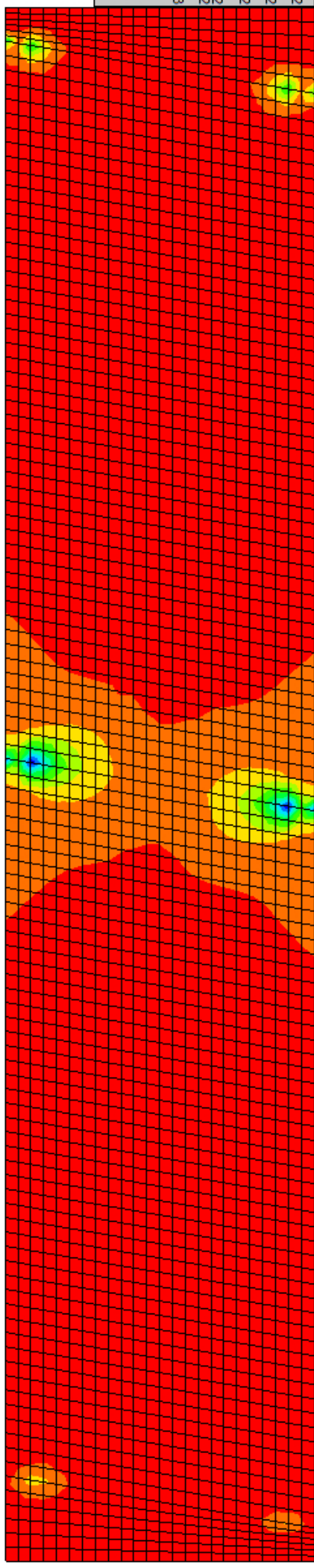
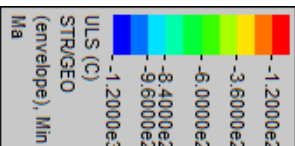
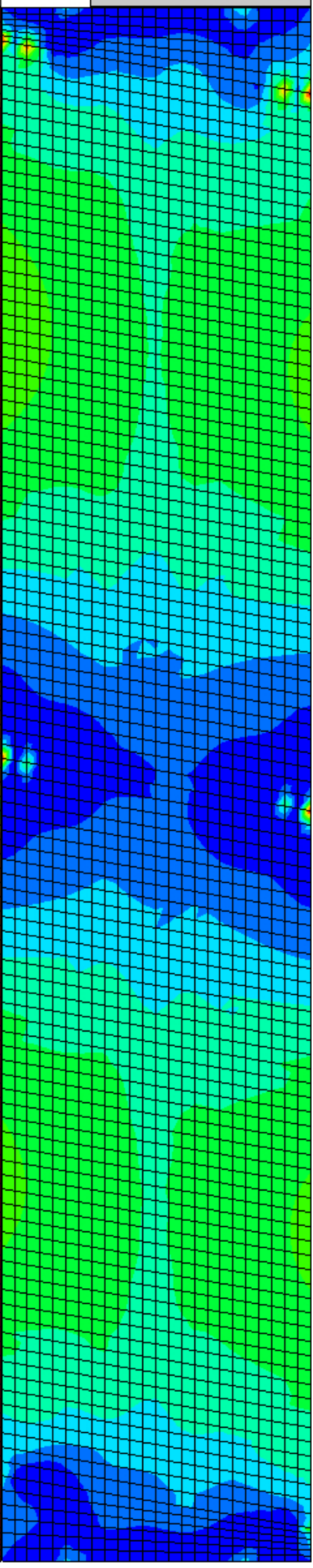
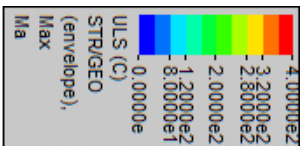


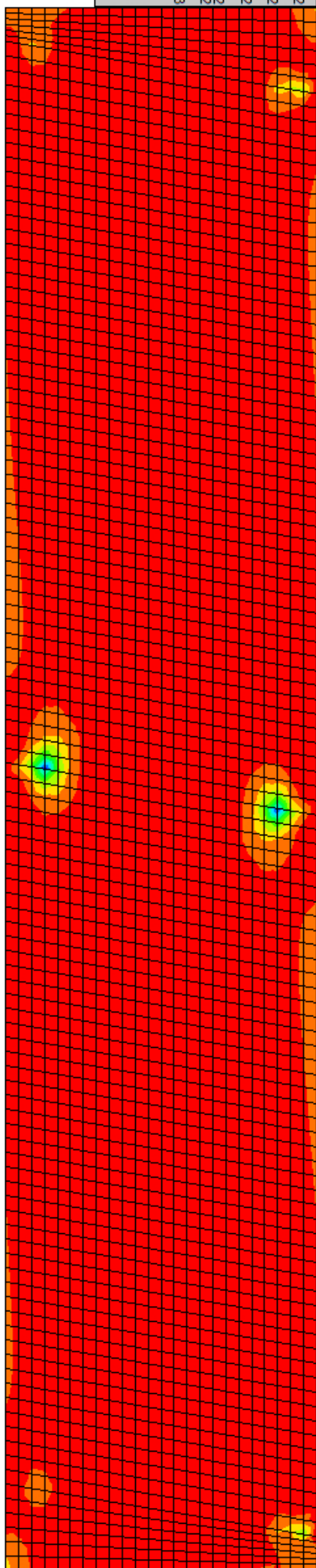
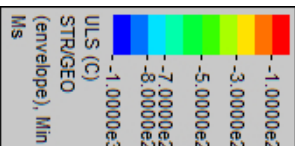
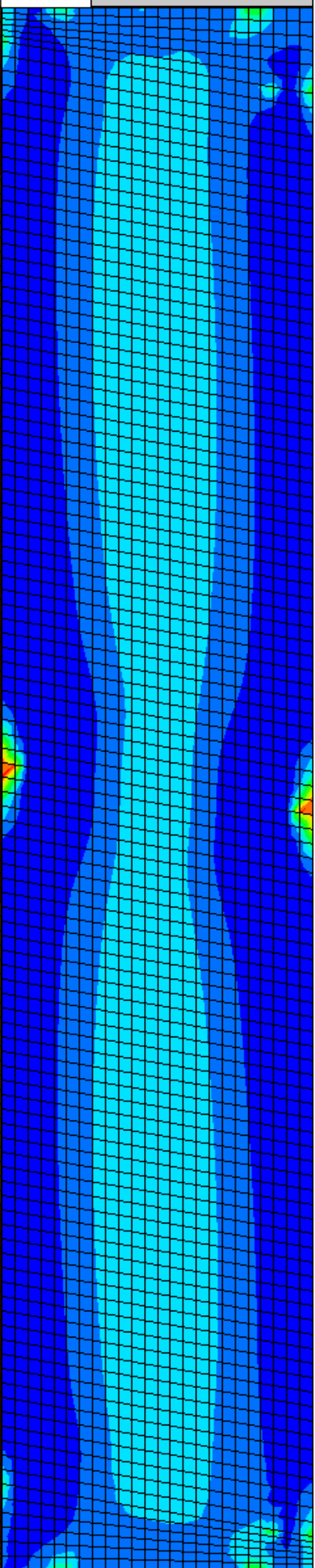
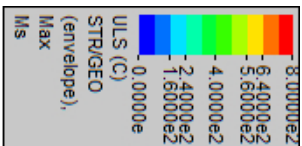


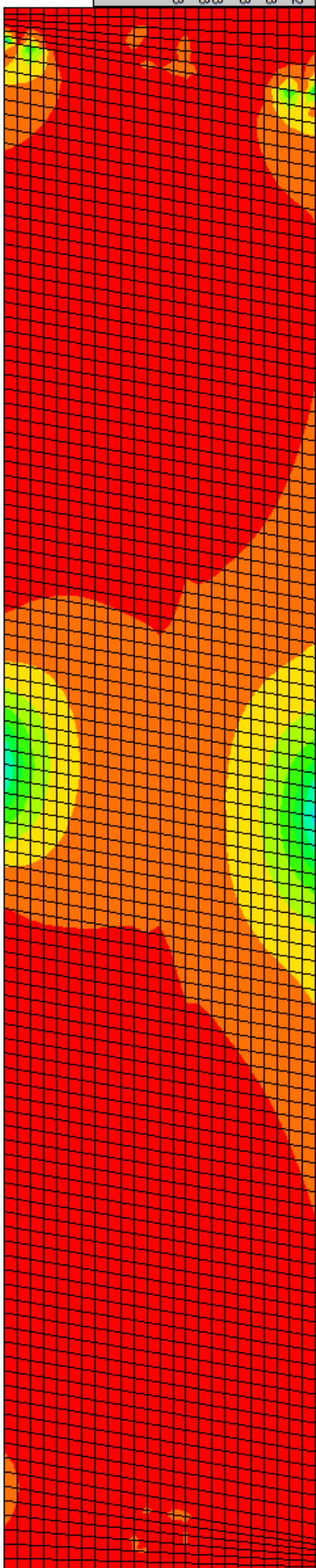
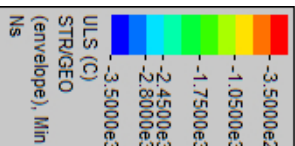
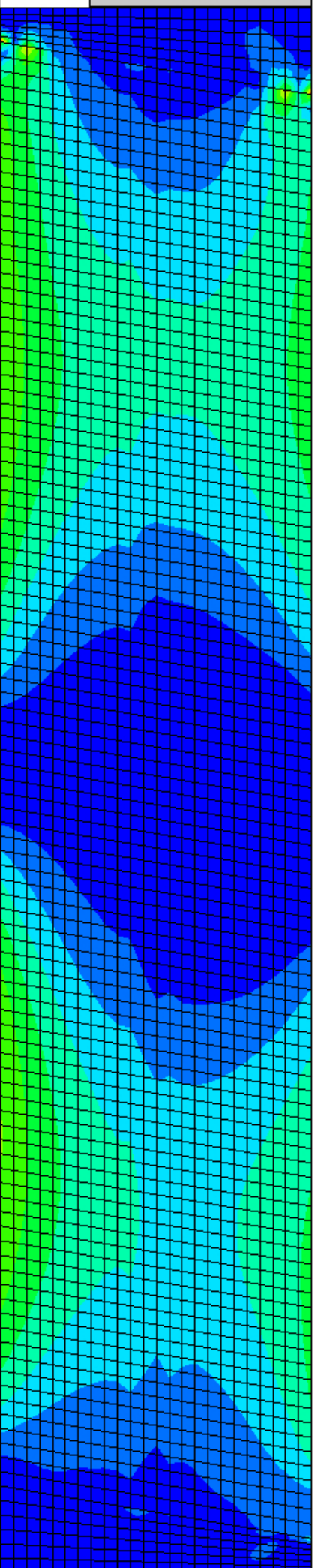
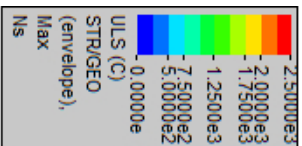


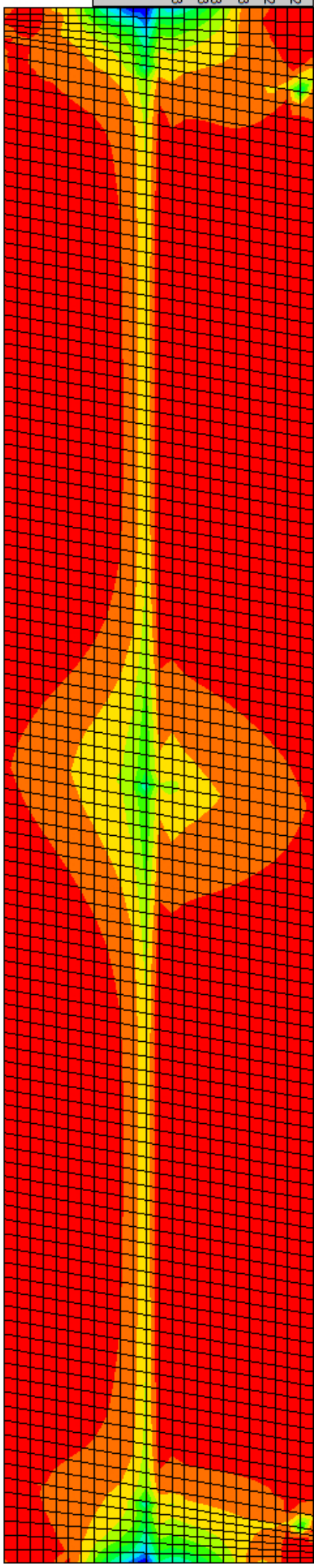
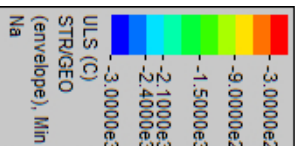
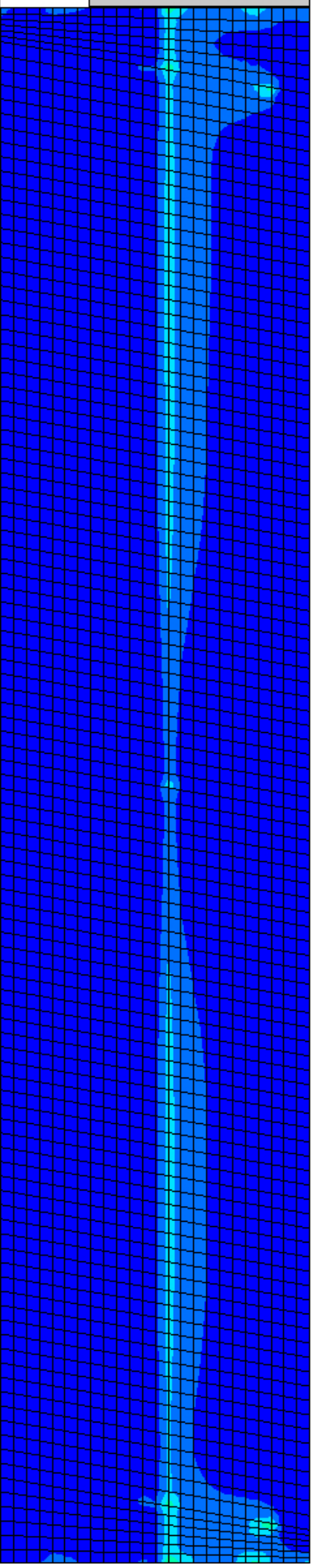
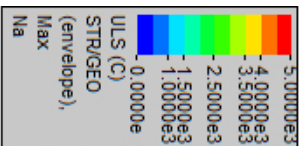


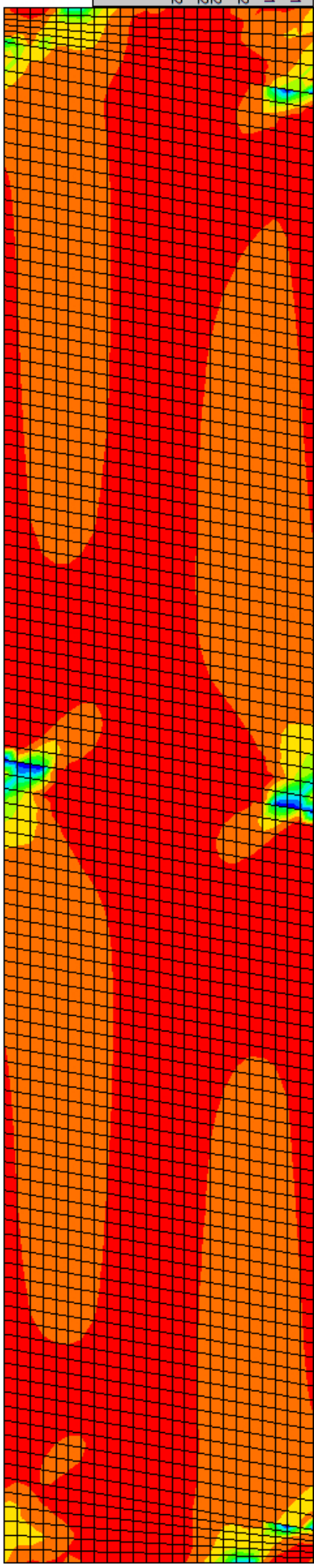
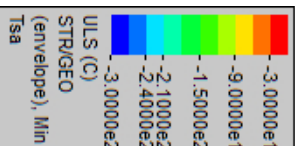
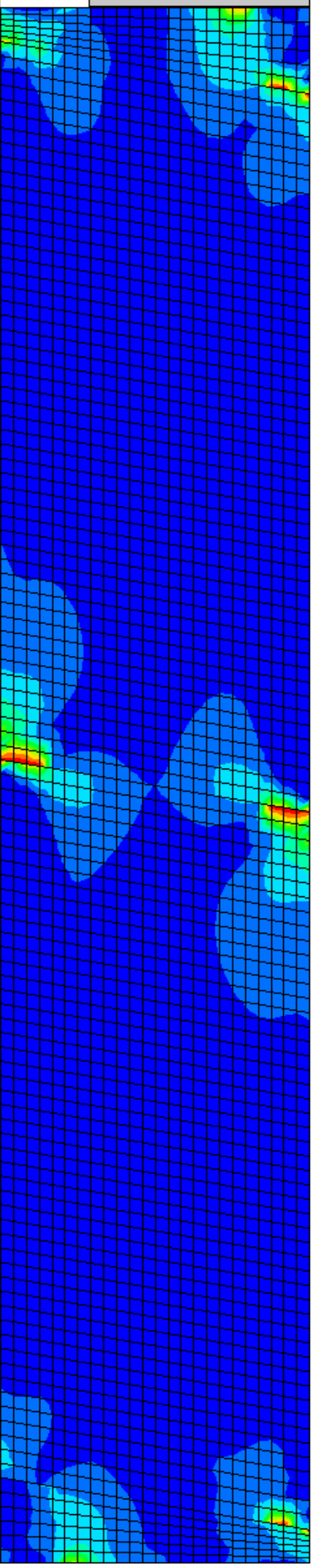
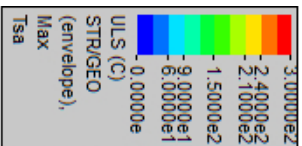




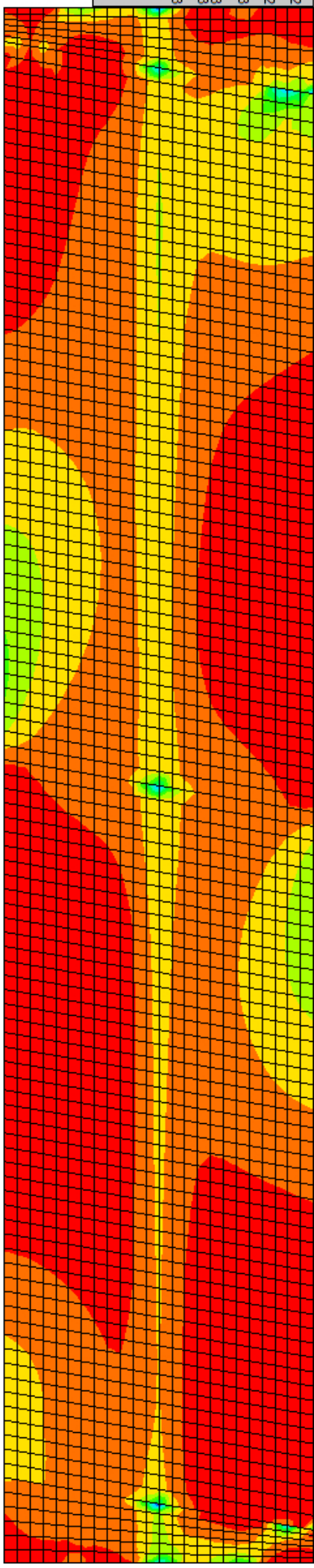
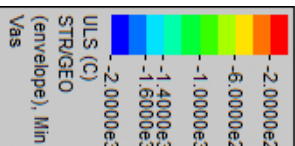
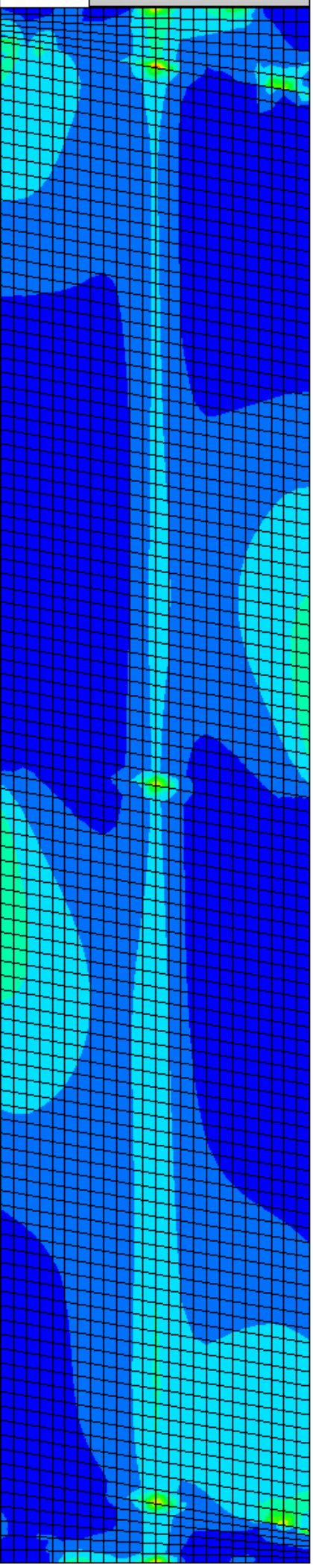
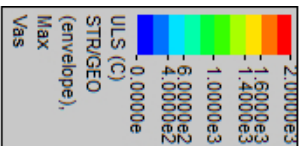












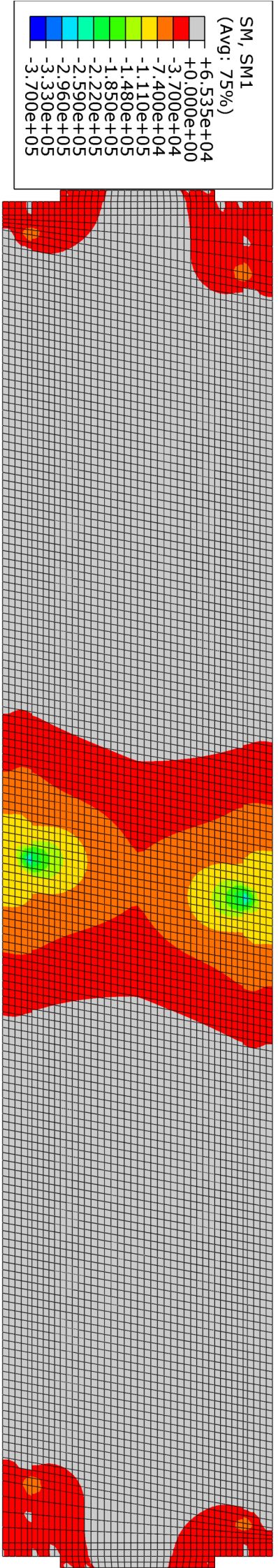
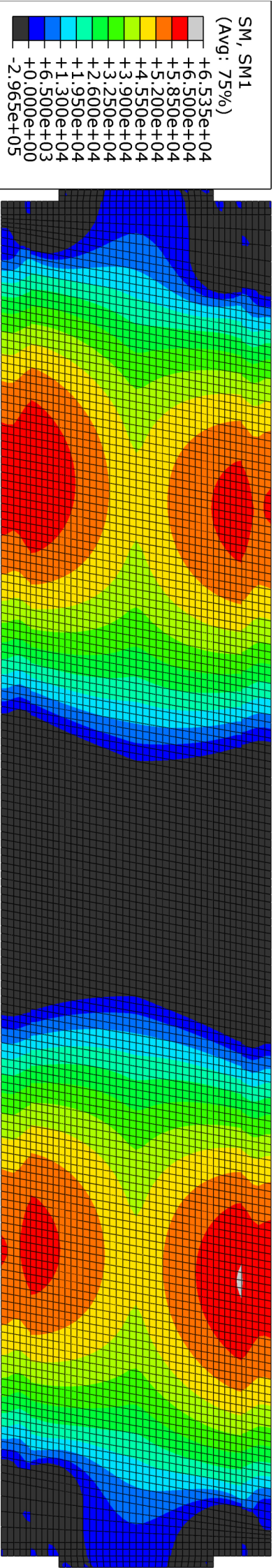


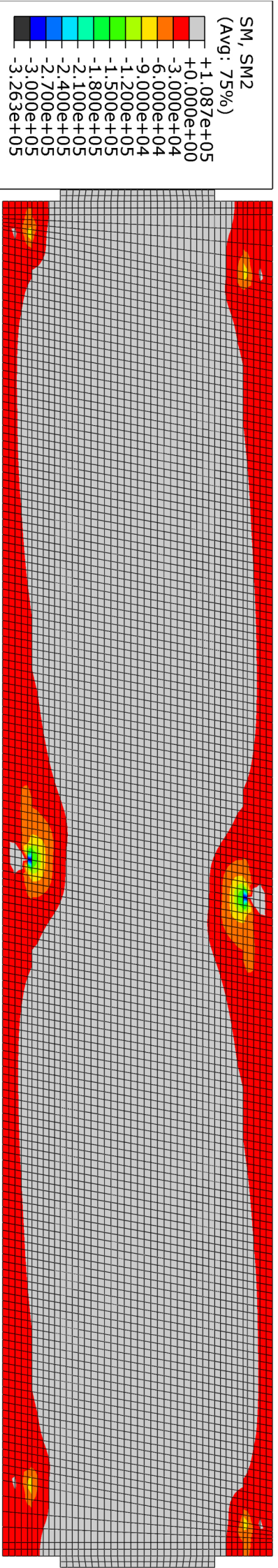
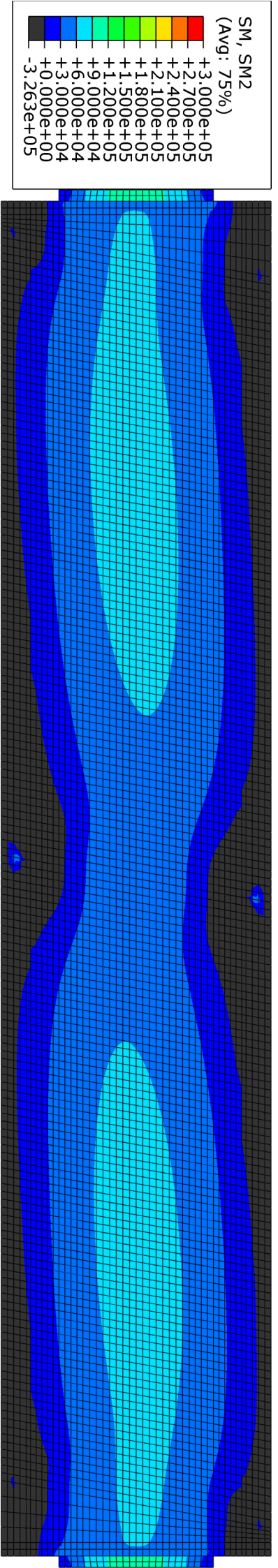
# Vedlegg D

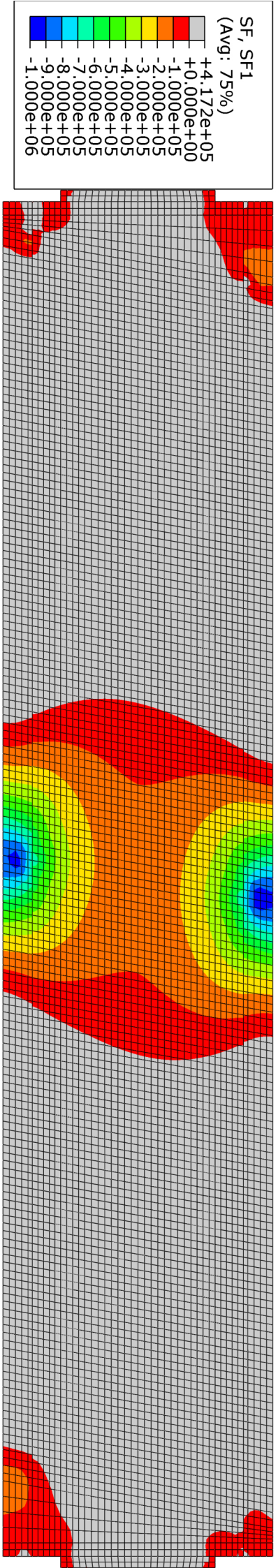
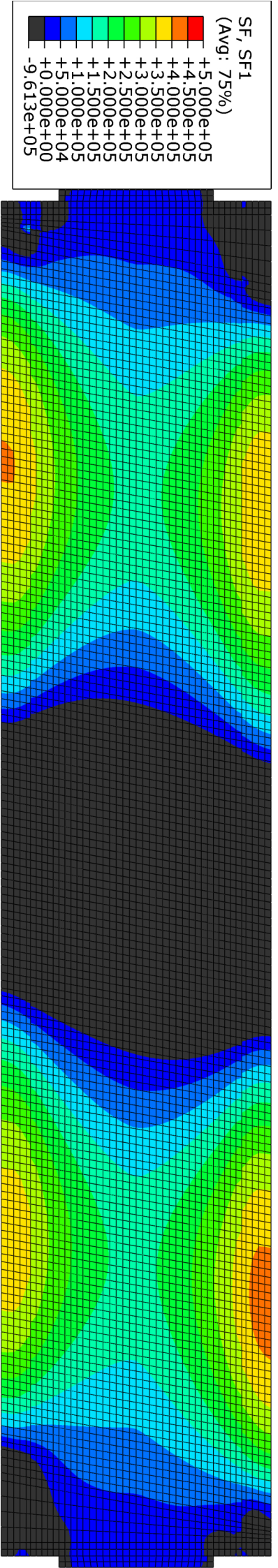
## *Plot av krefter i platen fra Brigade Plus*

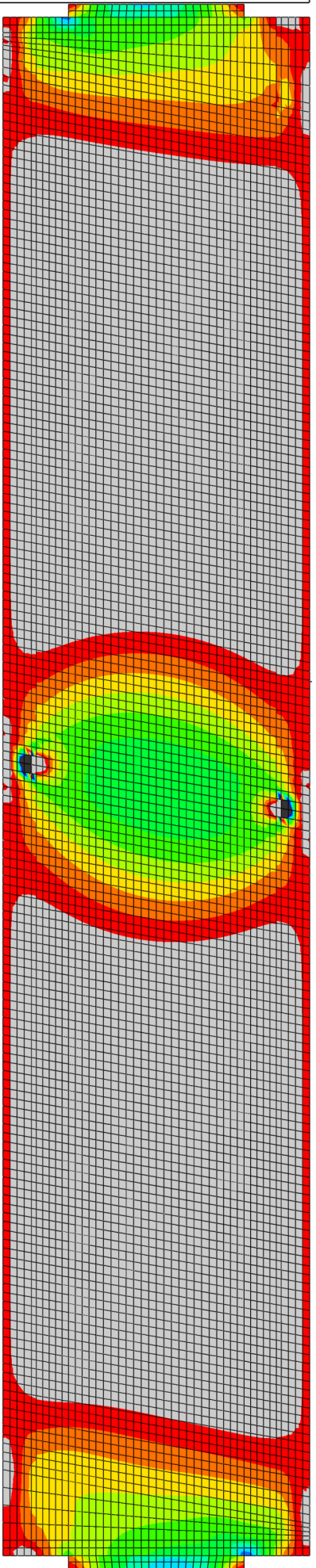
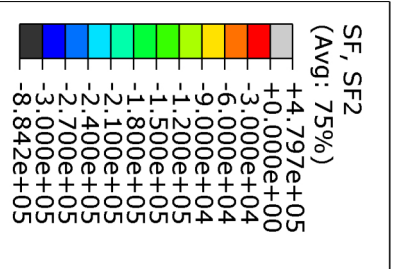
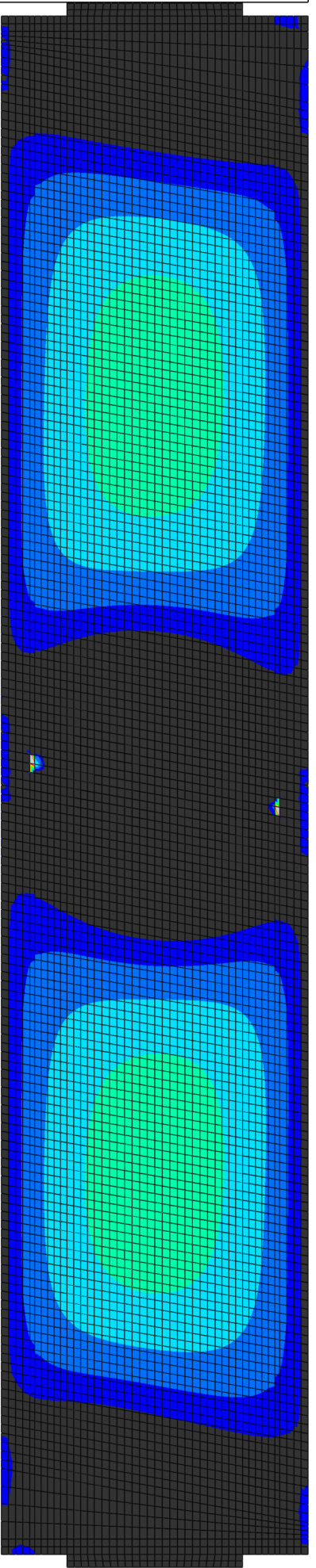
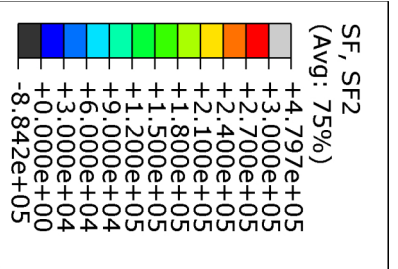
### **Innhold (24 plot)**

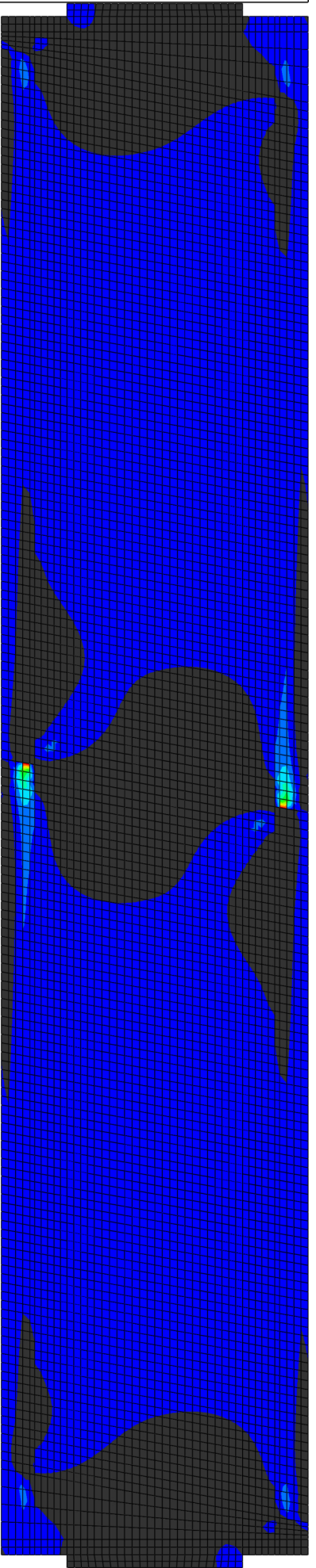
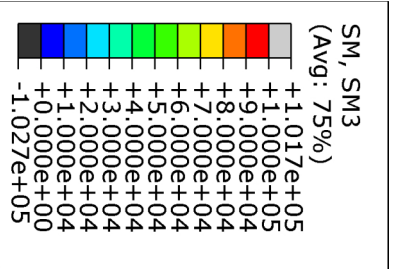
- Kun permanente laster (12 plot)
  - SM1, maks og min.
  - SM2, maks og min.
  - SF1, maks og min.
  - SF2, maks og min.
  - SM3, maks og min.
  - SF3, maks og min.
- ULS (C) STR/GEO (12 plot)
  - SM1, maks og min.
  - SM2, maks og min.
  - SF1, maks og min.
  - SF2, maks og min.
  - SM3, maks og min.
  - SF3, maks og min.



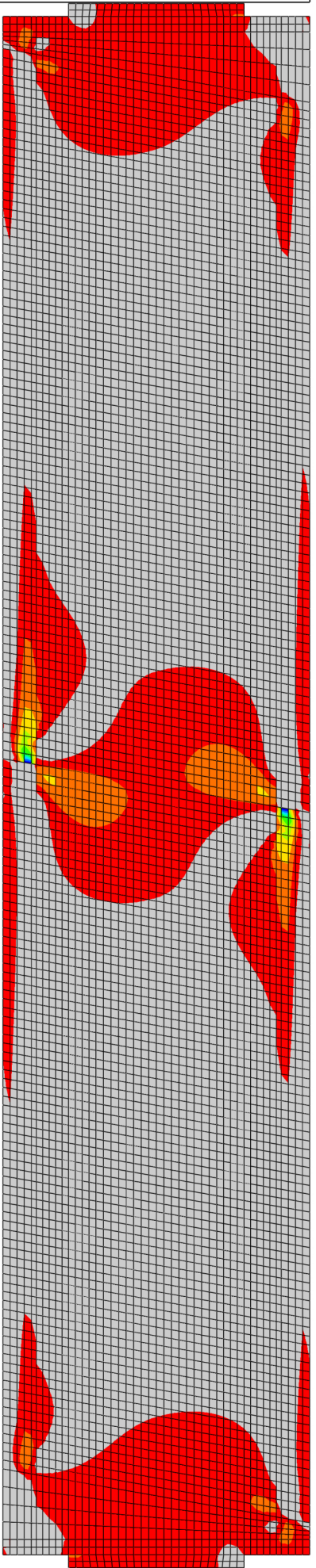
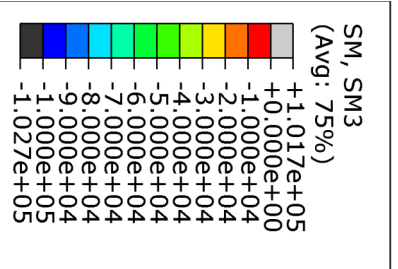






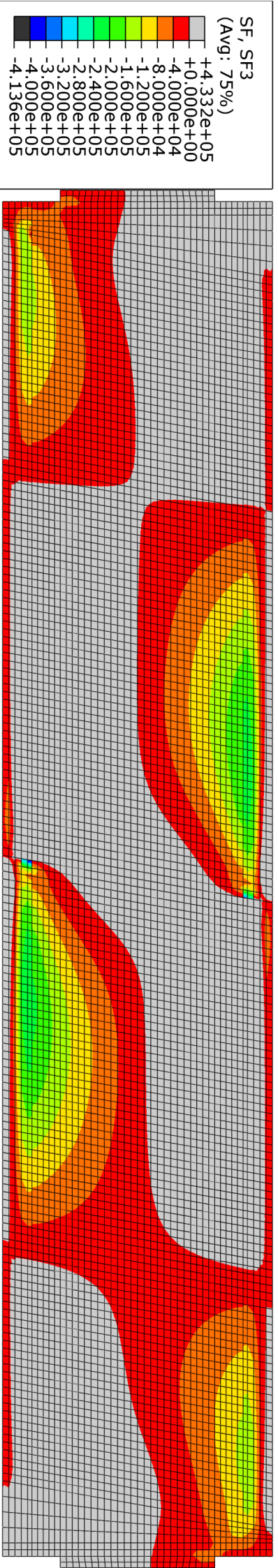
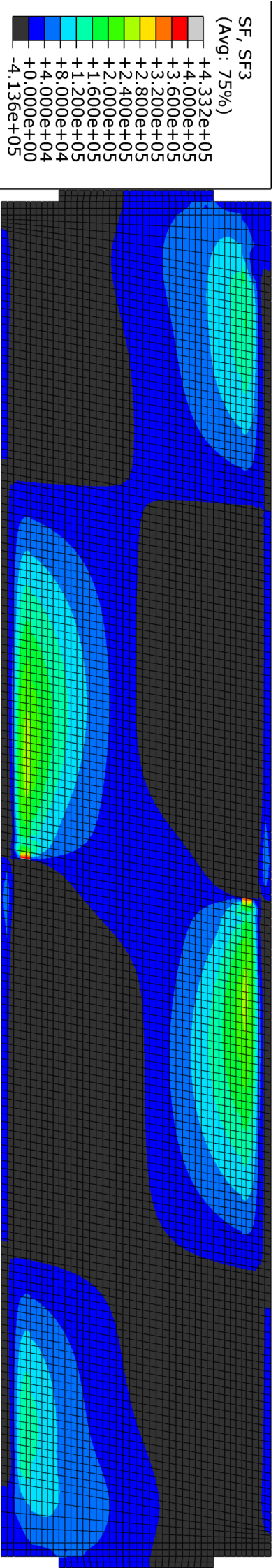


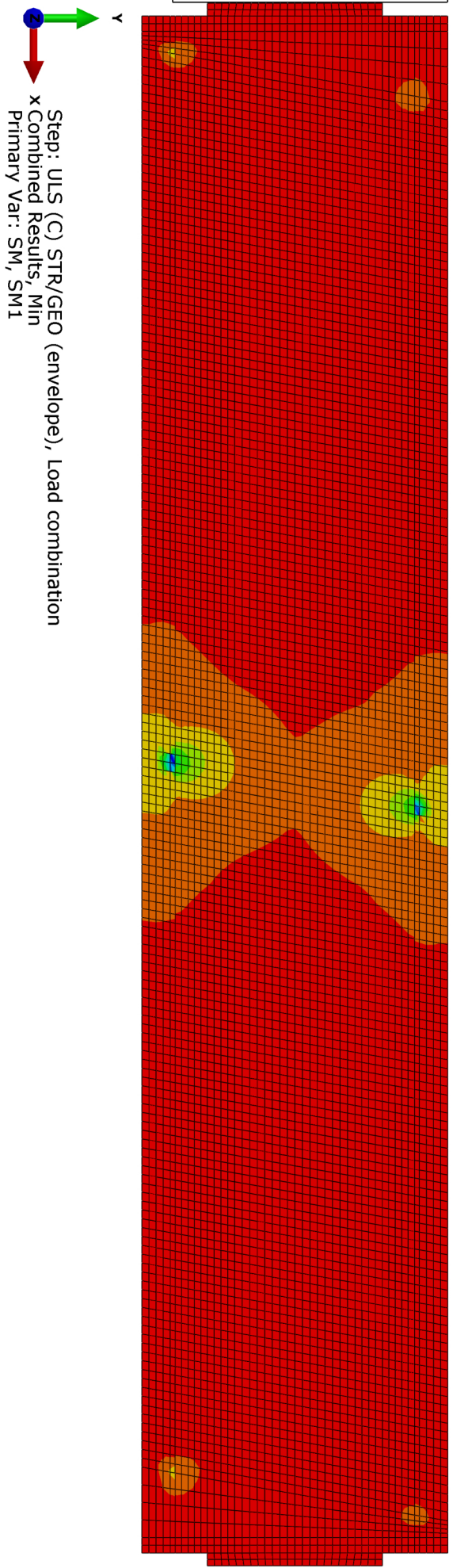
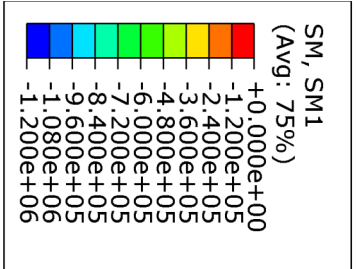
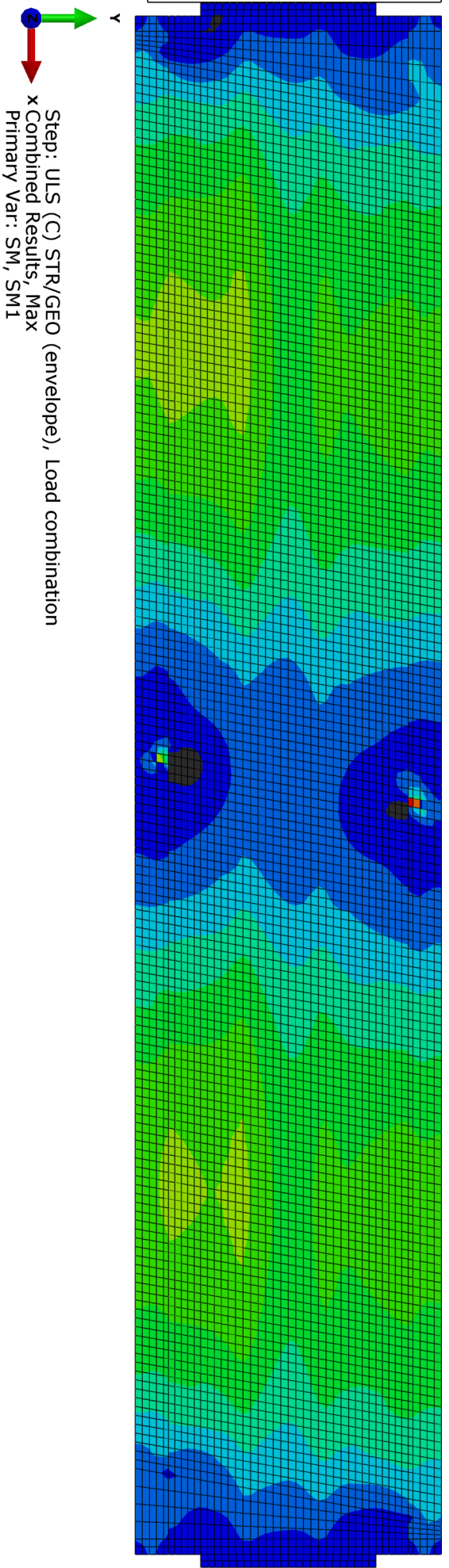
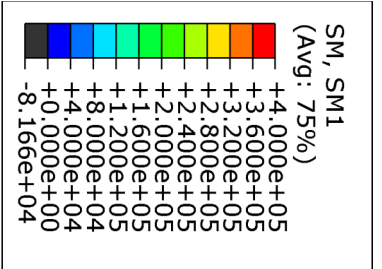
Step: Egen, Load combination  
x Combined Results, Max  
Primary Var: SM, SM3

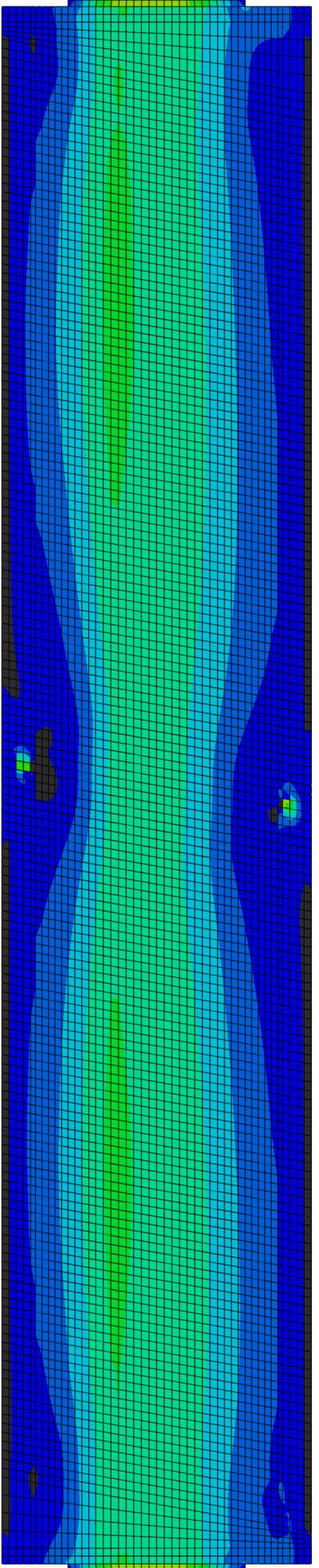
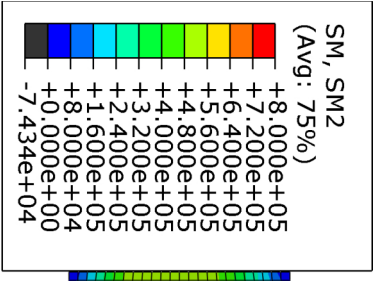


Step: Egen, Load combination  
x Combined Results, Min  
Primary Var: SM, SM3

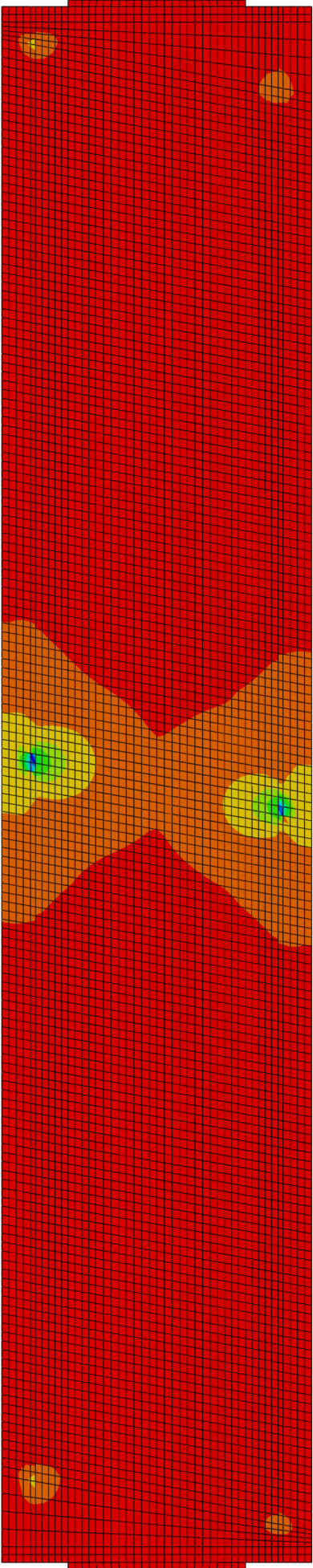
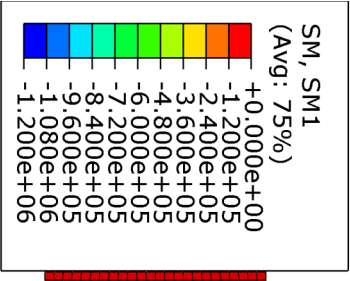




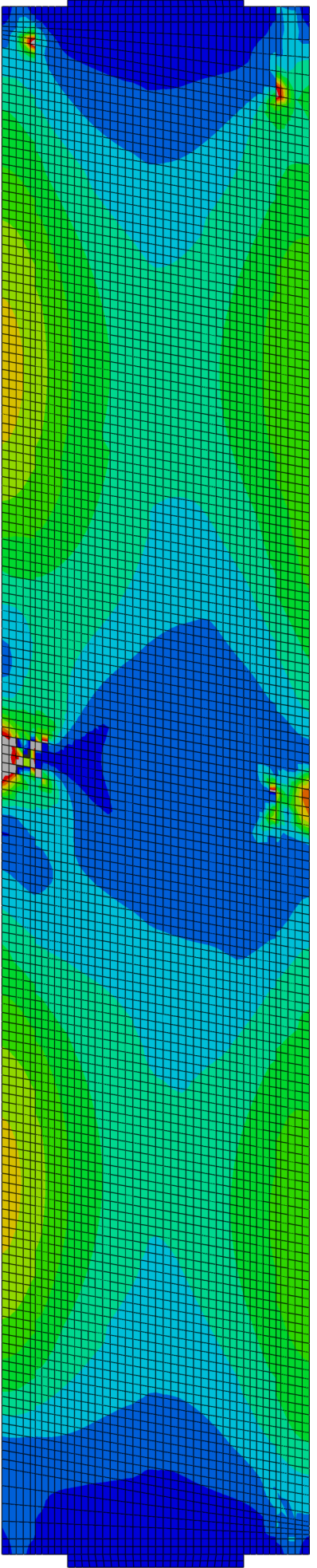
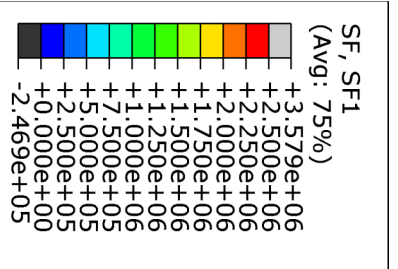




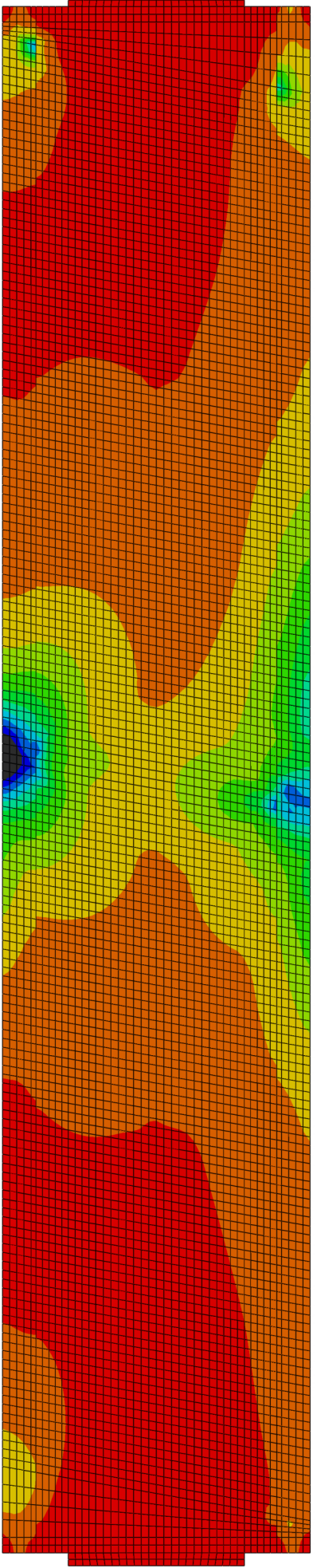
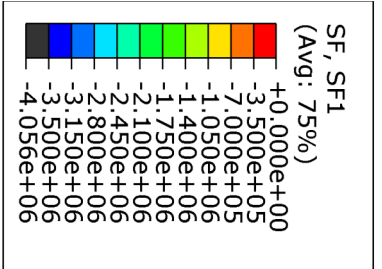
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
 x Combined Results, Max  
 Primary Var: SM, SM2



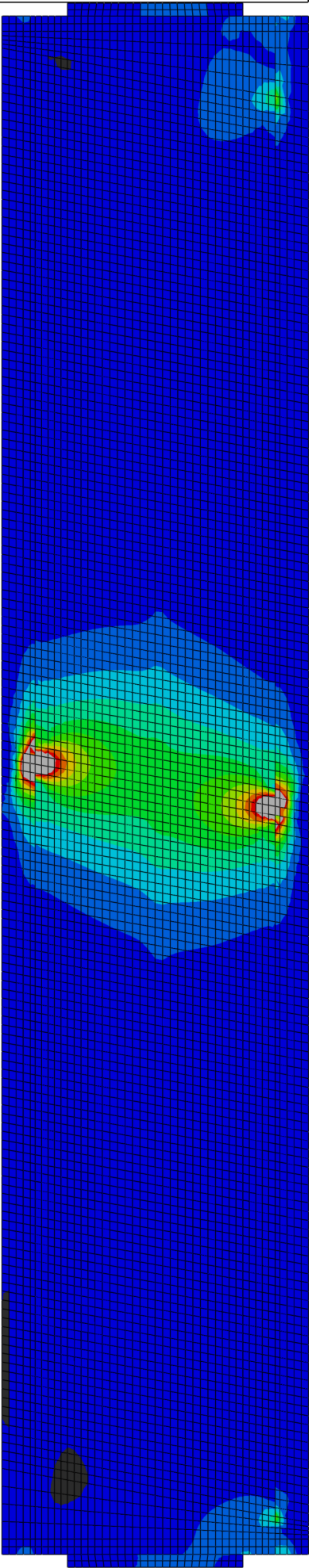
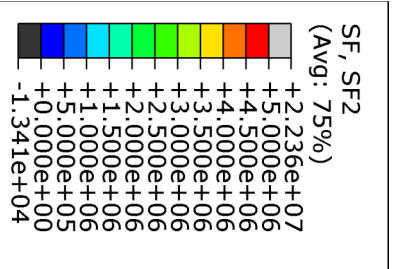
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
 x Combined Results, Min  
 Primary Var: SM, SM1



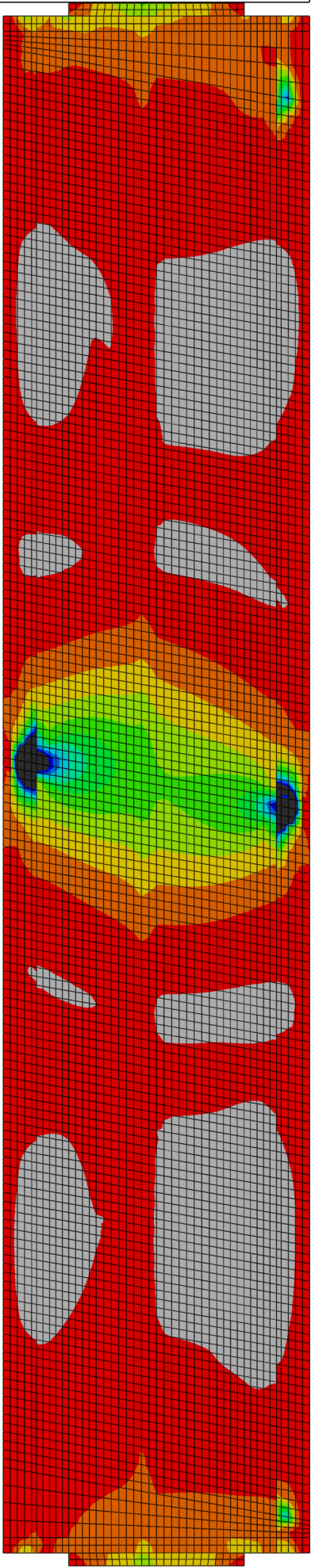
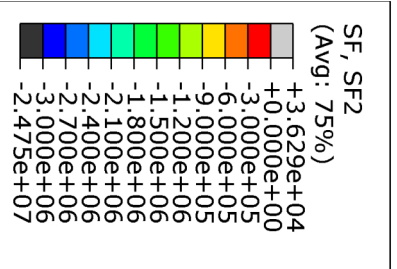
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
 x Combined Results, Max  
 Primary Var: SF, SF1



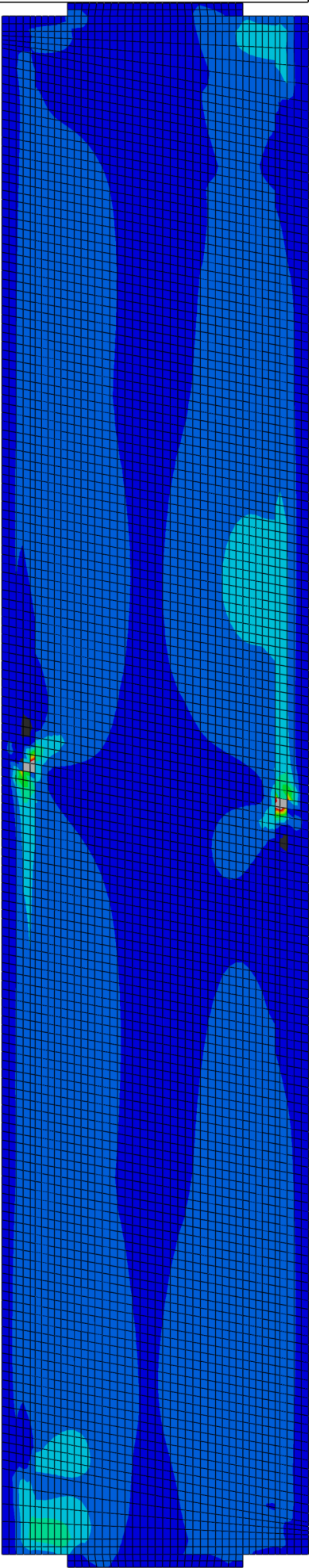
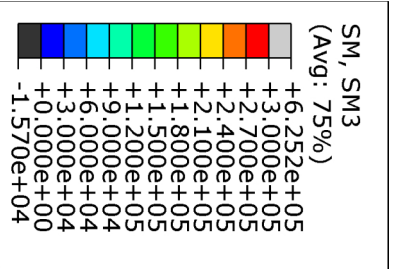
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
 x Combined Results, Min  
 Primary Var: SF, SF1



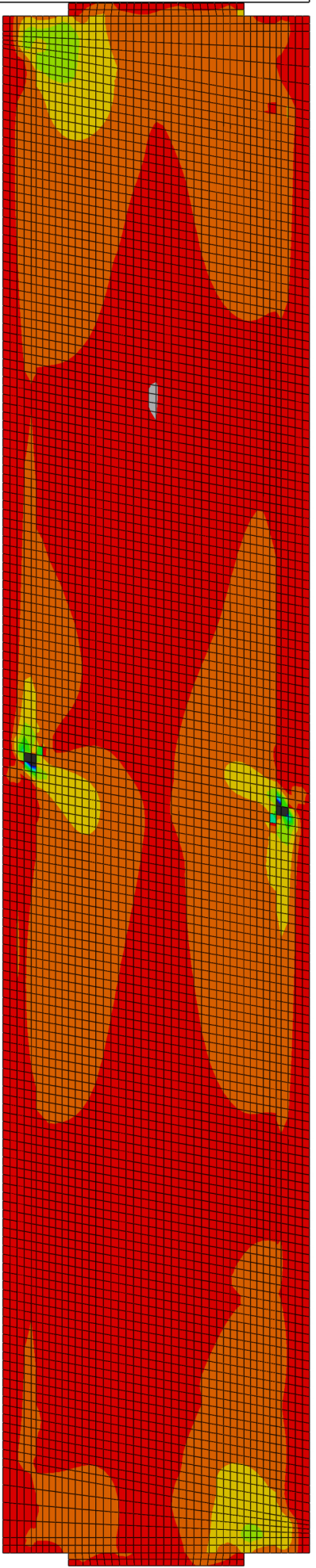
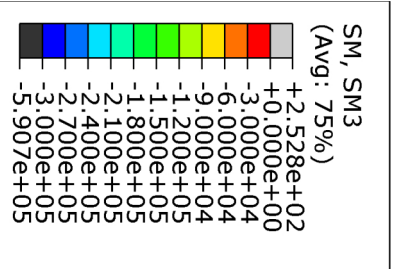
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Max  
Primary Var: SF, SF2



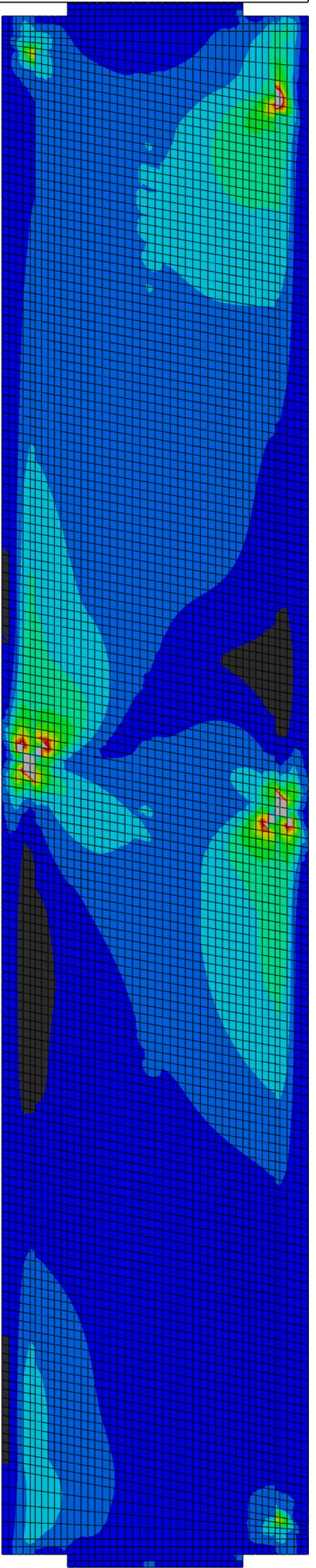
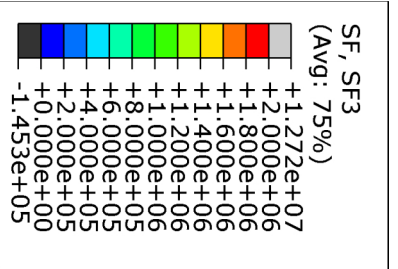
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Min  
Primary Var: SF, SF2



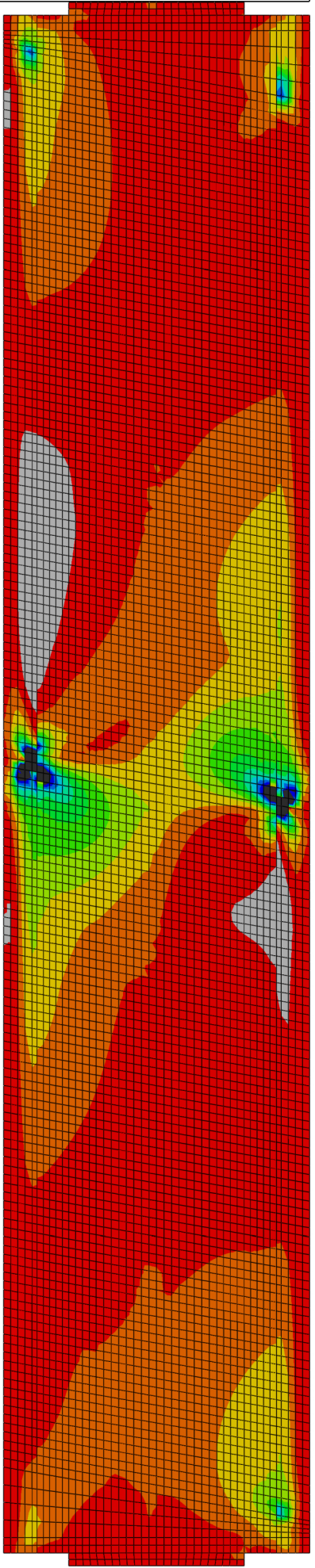
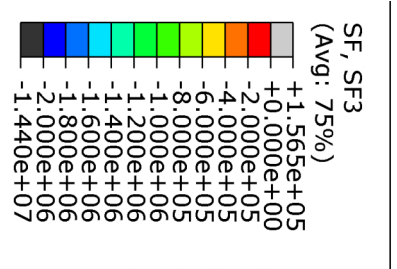
Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Max  
Primary Var: SM, SM3



Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Min  
Primary Var: SM, SM3



Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Max  
Primary Var: SF, SF3



Step: ULS (C) STR/GEO (envelope), Load combination  
x Combined Results, Min  
Primary Var: SF, SF3