

Lineære og ikke-lineære
elementanalyser av undergrunnstunell i
armert betong, med en *multi-level*
assessment tilnæringsmåte

Leif Tore Larsen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Max Hendriks, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

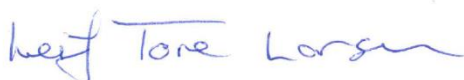
Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avslutning på et 5-årig masterstudium på Bygg- og miljøteknikk på Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet i Trondheim. Oppgaven utgjør 20 ukers arbeid og er skrevet for institutt for konstruksjonsteknikk våren 2015.

Oppgaven bygger på den vitenskapelige rapporten «*How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?*» skrevet av Michael P. Collins og Daniel Kuchama. Numeriske analyser av bjelke BN50 og en modell av en tunell i Toronto undergrunnssystem blir utført, med en såkalt *multi-level assessment* tilnærmingmåte. Alle numeriske beregninger i oppgaven ble utført med TNO DIANA versjon 9.6.

Et av målene med oppgaven, og motivasjonen for valg av tema, var å få en forståelse for lineær og ikke-lineær analyse av armert betong. En stor del av tiden ble brukt til å sette seg inn i materialoppførsel og numerisk analyse av armert betong, samt bruk av TNO DIANA, da dette er tema som delvis eller helt var ukjent for meg før arbeidet med oppgaven startet.

Jeg ønsker å takke veilederen min, professor Max A.N. Hendriks og medveileder Ph.D.-kandidat Morten Engen for verdifulle tilbakemeldinger og hjelp underveis i oppgaveskrivingen. Jeg vil også takke førsteamanuensis Jan Arve Øverli, som også har bistått med hjelp. Til slutt vil jeg takke min kamerat og medstudent Ola Innerdal for gode diskusjoner underveis i prosessen.



Leif Tore Larsen

Trondheim, juni 2015

Sammendrag

Kapasitet av to konstruksjonsdeler i armert betong er funnet ved hjelp av en *multi-level assessment*-framgangsmåte i fire nivå, der lineær (LFEM) og ikke-lineær (NLFEM) elementmetode er brukt. Konstruksjonsdelene er en fritt opplagt bjelke og en modell av en undergrunnstunell, begge uten skjærarmoring. Et av målene i denne oppgaven er å se på fordeler og bakdeler med de ulike beregningsmåtene, samt å øke forståelsen av ikke-lineær analyse av armert betong.

Bakgrunnsteori om elementmetoden, materialmodeller, skjærbrudd og elementtyper er først presentert. Videre følger kapasitetsberegningene av bjelken og tunellen, der lineær analyse med bjelkeelementer først blir anvendt sammen med klassiske analytiske beregninger. Høyeste grad av kompleksitet, og det siste av de fire nivåene, er en NLFEM-analyse med *plane stress*-elementer.

Det er funnet at lineær analyse sammen med bruk av klassiske analytiske beregninger og EC2 er et godt alternativ for kapasitetsberegning av enkle konstruksjonsdeler. Denne framgangsmåten er effektiv med tanke på tid og resultatene er gode sammenlignet med eksperimentene. Men i mer komplekse konstruksjoner kommer denne metoden til kort og NLFEM må brukes. NLFEM av armert betong krever mye av brukeren for å få trygge resultater, siden betong er et sammensatt og komplisert materiale. Avanserte materialmodeller må settes opp, og brukeren må beherske teorien bak NLFEM godt.

Sammenligning av bjelkeelementer og *plane stress*-elementer viser at begge har fordeler og ulemper. Bjelkeelementer er enkle i bruk og gir gode resultater innenfor begrensningene det har. *Plane stress*-elementer har ikke de samme begrensningene som bjelkeelementene, men krever mer tidsbruk.

Abstract

The capacity of two structural components of reinforced concrete is found by using a *multi-level assessment* procedure with four different levels. Linear (LFEM) and non-linear (NLFEM) finite element method is used. The two construction parts are a simply supported beam and a model of an underground tunnel, both without shear reinforcement. One of the objectives of this thesis is to look at the pros and cons of the different calculation methods, as well as to increase the understanding of the use of nonlinear analysis of reinforced concrete.

FEM theory, material models, shear failure and different element types are first presented. Capacity calculations of the beam and the tunnel are then shown, together with classical analytical calculations. The highest degree of complexity, and also the last of the four levels, is a NLFEM analysis with plane stress elements.

It is found that the linear analysis together with classical calculations by hand and EC2 is a good option for capacity calculations of structural components. The procedure is efficient in terms of time consuming, and the results are relatively good compared to the experiments. But in more complex structures the method fall short and nonlinear analysis must be used. NLFEM of reinforced concrete requires a lot of the user to get reliable results, since reinforced concrete is a complex and complicated material. Advanced material models must be set up, and the user must master the theory behind the NLFEM well.

Comparison of beam elements and plane stress elements shows that both have pros and cons. Beam elements are easy to use and performs well within the limits they have. Plane stress elements do not have the same limitations as the beam elements, but it is time consuming to produce a good model.

Innhold

1.	Introduksjon	1
2.	Bakgrunnsteori	4
2.1	LFEM versus NLFEM.....	4
2.2	Løsningsmetode NLFEM	7
2.3	Material	8
2.3.1	Betong i trykk	9
2.3.2	Betong i strekk.....	10
2.3.3	Laterale spenninger og volumetrisk ekspansjon.....	11
2.3.4	Poisson reduksjon	12
2.3.5	Total strain fixed crack - modell	12
2.3.6	Armering.....	14
2.4	Skjærbrudd	15
2.5	Elementtyper	18
2.5.1	Bjelkeelementer	18
2.5.2	<i>Plane stress</i> -elementer.....	19
2.5.3	<i>Interface</i> -elementer	21
2.5.4	<i>Composed</i> -elementer	23
3.	CASE 1 – BJELKE.....	24
3.1	Eksperiment.....	26
3.2	NIVÅ I - Lineær elastisk analyse med bjelkeelementer	26
3.2.1	Pre-prosessering.....	27
3.2.2	Resultater	29
3.2.3	Momentkapasitet.....	29
3.2.4	Skjærkraftkapasitet	31
3.3	NIVÅ II – Lineær elastisk analyse med <i>plane stress</i> - elementer	33
3.3.1	Pre-prosessering.....	33

3.3.2	Resultater	36
3.4	NIVÅ III – Ikke-lineær analyse med bjelkeelementer	36
3.4.1	Pre-prosessering.....	36
3.4.2	Resultater	38
3.5	NIVÅ IV – Ikke-lineær analyse med <i>plane stress</i> – elementer.....	41
3.5.1	Pre-prosessering.....	41
3.5.2	Resultater	42
4.	CASE 2 – UNDERGRUNNSTUNELL.....	47
4.1	Eksperiment.....	47
4.2	NIVÅ I – Lineær elastisk analyse med bjelkeelement.....	49
4.2.1	Pre-prosessering.....	50
4.2.2	Resultater	51
4.2.3	Momentkapasitet.....	52
4.2.4	Skjærkraftkapasitet	54
4.3	NIVÅ II - Lineær elastisk analyse med <i>plane stress</i> – elementer.....	56
4.3.1	Pre-prosessering.....	56
4.3.2	Resultater	57
4.4	NIVÅ III – Ikke-lineær analyse med bjelkeelementer	60
4.4.1	Pre-prosessering.....	60
4.4.2	Resultater	61
4.5	NIVÅ IV – Ikke-lineær analyse med <i>plane stress</i> – elementer.....	63
4.5.1	Pre-prosessering.....	63
4.5.2	Resultater	65
5.	Diskusjon	70
5.1	Oppsummering av resultater.....	70
5.1.1	Nivå I.....	71
5.1.2	Nivå III.....	71
5.1.3	Nivå IV.....	72
5.1.4	<i>Multi-level assessment</i>	72
5.2	Fordeler og ulemper	73
6.	Konklusjon.....	75

7. Videre arbeid.....	77
Referanser	79
VEDLEGG A – <i>Mesh</i> -kvalitet	83
VEDLEGG B – <i>composed line</i> , moment- og skjærkraftdiagram.....	85
VEDLEGG C – Inputfiler CASE 1 NIVÅ III.....	87
.FGC	87
.DAT	88
VEDLEGG D – Inputfiler CASE 1 NIVÅ IV	92
.FGC	92
.DAT	95
VEDLEGG E – Inputfiler CASE 2 NIVÅ III.....	99
.FGC	99
.DAT	103
VEDLEGG F – Inputfiler CASE 2 NIVÅ IV.....	109
.FGC	109
.DAT	119

Figurliste

1-1: Multi-level assessment	2
2-1: Modellering i TNO DIANA	4
2-2: LFEM (a) versus NLFEM (b) (8)	5
2-3: Regular Newton-Raphson (1)	6
2-4: Løsningsmetode TNO DIANA (1)	7
2-5: Lastkontroll (a) og forskyvningskontroll (b)	8
2-6: Typisk trykkurve betong (9) (a) og modell for betong i trykk (b)	9
2-7: Typiske strekkurver for betong (10) og eksponentiell kurve for modell (5)	10
2-8: Biaksiell styrke av betong	11
2-9: Shear retention og rissvidde	13
2-10: Discrete crack (a) og smeared crack (b) (12)	14
2-11: Typisk spenning-tøyning diagram (a) og modell for armering (b)	15
2-12: Foto av opprisset armert betongbjelke (14)	15
2-13: Hovedstrekbrudd (14)	16
2-14: Bøyeskjærbrudd (14)	17
2-15: Skjærstrekbrudd (a) og skjærtrykkbrudd (b) (14)	17
2-16: Bjelkeelement (1)	18
2-17: Plane stress elementer (1)	20
2-18: Vanlige plane stress elementer (1)	20
2-19: Interface elementer (1)	22
2-20: Composed-linje elementer (1)	23
3-1: Fargeskala konturplot for strekk (a) og trykk (b)	25
3-2: Oppsett for eksperiment og geometri av bjelke (4)	25
3-3: Informasjon om armering (4)	26
3-4: Mesh, last og fastholdning, bjelkeelement	28

3-5: Moment- og skjærkraftdiagram, lineær elastisk analyse med bjelkeelementer	28
3-6: σ_x bjelkeelementer	28
3-7: Mesh, last og fastholdning, plane stress - element	34
3-8: Moment- og skjærkraftdiagram lineær el. analyse med plane stress-el.	35
3-9: σ_x i armering, plane stress-elementer	35
3-10: Last-deformasjon kurve for bjelke med bjelkeelementer	39
3-11: $\sigma_{x,\text{maks}}$ i armering	40
3-12: ϵ_3 i steg 65 (a) og 66 (b)	40
3-13: Last-deformasjonskurve nivå III	42
3-14: Riss og konturplot av ϵ_1 laststeg 13, 21, 22, 25, 28 og 29	43
3-15: Riss og konturplot av ϵ_1 laststeg 32, 33, 34 og 40	44
3-16: σ_3 i laststeg 38	45
3-17: ϵ_1 i laststeg 40	46
4-1: Dimensjoner og armering tunell	48
4-2: Resultater eksperiment	49
4-3: Mesh, last og fastholdning, bjelkeelement	50
4-4: Moment- og skjærkraftdiagram lineær el. analyse med bjelkeel.	51
4-5: σ_x (a) og σ_y (b), bjelkeelementer	52
4-6: Beregningsmodell momentkapasitet	52
4-7: Snitt for beregning av skjærkraftkapasitet	54
4-8: Mesh, last og fastholdning, plane stress - element	57
4-9: Node 6969	57
4-10: Moment- og skjærkraftdiagram lin. elastisk analyse med plane stress-el.	58
4-11: σ_x (a) og σ_y (b), bjelkeelementer	59
4-12: Last-deformasjon kurver, analyse i nivå III	61
4-13: $\sigma_{x,\text{maks}}$ i armering. Kurve (a) og konturplot laststeg 90 (b)	62
4-14: ϵ_3 i betongen på trykkside av tverrsnittet, laststeg 90	62
4-15: Last – deformasjonskurve for tunellen i nivå IV	64
4-16: Riss og konturplot av ϵ_1 i laststeg 36, 56, 57, 58 og 59	66

4-17: Riss og konturplot av ε_1 laststeg 62, 64, 88, 89 og 90	67
4-18: ε_3 fra det siste konvergente laststeg, 87	68
4-19: σ_3 i laststeg 90	69
5-1: Oppsummering av resultater	70

Tabelliste

3-1: Parameter i uttrykk for bruddenergi.....	37
3-2: Material-parametere for betongen til analyse av bjelke i nivå III	38
3-3: Verdier til kontorplot	40
3-4: Material-parametere for betongen til analyse av bjelke i nivå IV	41
3-5: Verdier til kontorplot	45
4-1: Material-parametere for betongen til analyse av ramme i nivå III	60
4-2: Verdier til kontorplot	63
4-3: Material-parametere for betongen til analyse av ramme i nivå IV	63
4-4: Verdier til kontorplot	65

1. Introduksjon

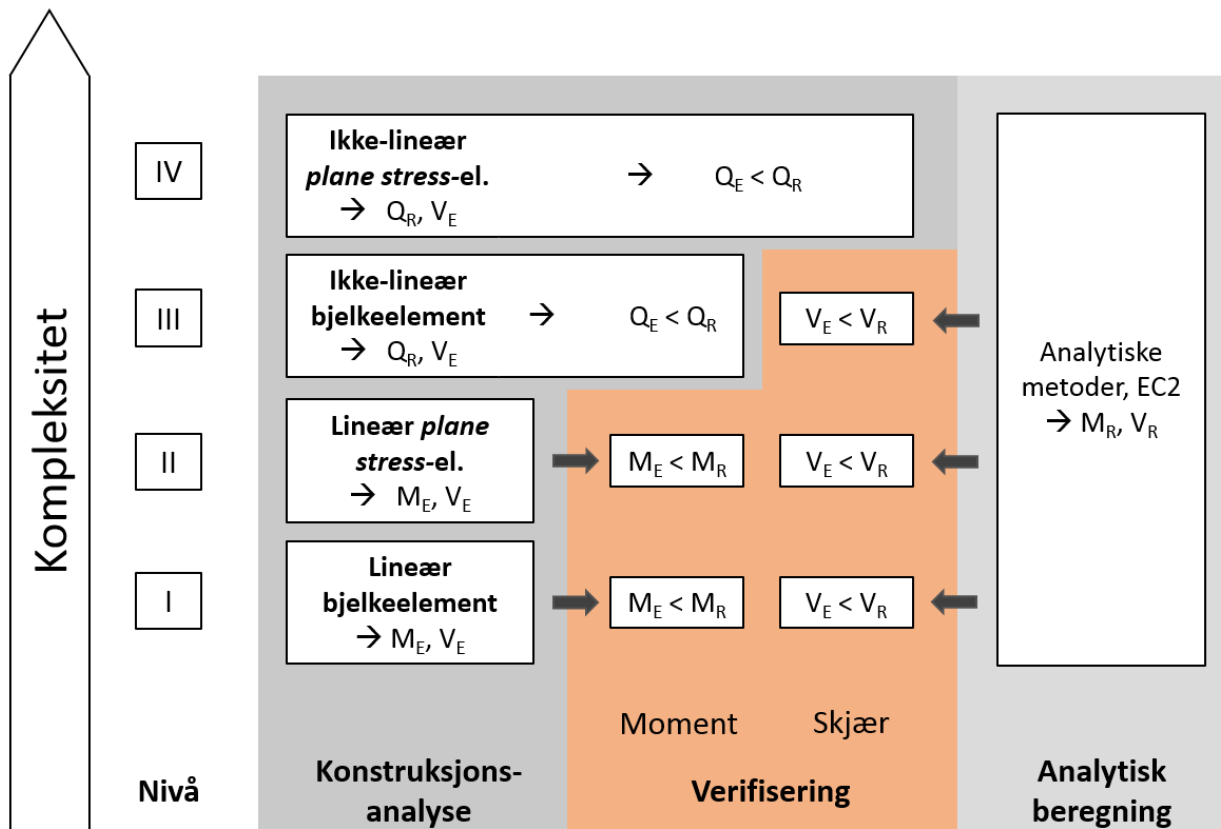
Armert betong er et av de viktigste bygningsmaterialene som brukes i konstruksjoner verden over. Det er en rekke faktorer som gjør dette materialet attraktivt: Økonomi, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet av materialet gjør det etterspurt (3).

Elementmetoden er det kraftige verktøyet som brukes for å beregne kapasitet av armert betongkonstruksjoner. Lineær elementmetode (LFEM) kan brukes til å finne lastfordelingen i konstruksjonene, men må brukes med forsiktighet. Armert betong oppfører seg høyst ikke-lineært og LFEM gir bare et delvis bilde av oppførselen. Det som gjør materialet så utfordrende å forholde seg til, er den sprøe oppførselen, der betongen risser opp. Andre utfordringer er at betong har ulik fasthet i strekk og trykk, og interaksjonen mellom armering og betongen er ikke «rett fram» å modellere. Betongens oppførsel i skjær er noe av det som har vært mye diskutert opp gjennom tiden, og det er fortsatt stor usikkerhet rundt forståelsen av dette. Forvirring rundt skjærkapasitet har vært årsaken til flere ulykker opp gjennom historien. En av disse er ulykkene skjedde i et militærdepot-varehus i Shelby, Ohio i USA. Ulykken skyldtes et uventet skjærbrudd i en av bjelkene i konstruksjonen (4). I de fleste tilfeller er det enda ikke økonomisk forsvarlig å bruke ikke-lineær elementmetode (NLFEM) for dimensjonering av konstruksjoner, men blir ofte brukt for å analysere eksisterende bygg for å fastslå en kapasitet. I mange av disse tilfellene er NLFEM det eneste sterke verktøyet for å bestemme kapasitet med god nok nøyaktighet.

Omfanget av analysene i denne oppgaven vil være akkurat dette: Modellering av eksisterende konstruksjonsdeler og finne kapasitet ved bruk av LFEM og NLFEM. Denne masteroppgaven bygger på den tekniske rapporten «*How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?*», skrevet av Michael P. Collins og Daniel Kuchama, som ble publisert i 1999 (4). Rapporten tar for seg 34 ulike bjelker testet til brudd, der samtlige feilet på grunn av for høy skjærkraft. Den ser også på en modell av en tunell fra Toronto undergrunnssystem som også resulterte i skjærbrudd. I oppgaven skal det finnes kapasitet på bjelke BN50 og undergrunnstunellen ved å bruke en *multi-level assessment (MLA)*. Dette er en framgangsmåte

for å stegvis finne kapasitet på en konstruksjon ved å øke kompleksiteten for hvert «nivå». Metoden er illustrert i Figur 1-1, og de fire ulike nivåene er:

- I. Lineær analyse med bjelkeelementer
- II. Lineær analyse med *plane stress*-elementer
- III. Ikke-lineær analyse med bjelkeelementer
- IV. Ikke-lineær analyse med *plane stress*-elementer



Figur 1-1: Multi-level assessment

Det skal for hvert nivå diskuteres fordeler og bakdelar med metoden som er anvendt. Elementprogrammet som er brukt er TNO DIANA, som er et biprodukt av arbeidene fra fagmiljøet i TNO Building and Construction Research Institute i Delft, Nederland. Rijkswaterstaat i Nederland har utarbeidet retningslinjer, *Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures* (5), som gir anbefalinger for hvordan NLFEM-analyser for armert betong bør utføres. Disse anbefalingene ligger til grunn i mange av valgene som er gjort. Videre i oppgaven er dette

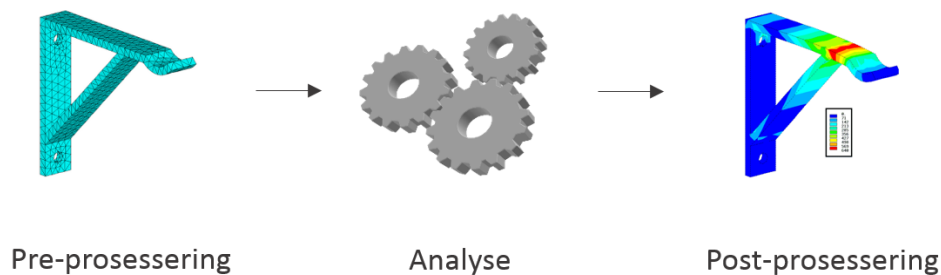
dokumentet kalt «de nederlandske retningslinjene» eller bare «retningslinjene». Retningslinjer av denne typen er med på å styrke NLFEM til bruk i større omfang enn tidligere.

Videre følger en kort gjennomgang av kapitelene i oppgaven: Kapittel 2 tar for seg teori om elementmetoden og løsningsmetoden som er brukt, materialoppførselen til betongen, samt hvordan dette blir modellert. Det inneholder også teori om skjærbrudd og en gjennomgang av elementer som er brukt i elementanalysene. Kapittel 3 omhandler en presentasjon av eksperimentet på bjelken BN50 og *MLA*, der valgene i forkant av elementanalysen er oppgitt og resultater presentert. Kapittel 4 inneholder de samme delene som kapittel 3, men her er det undergrunnstunellen som er studert. Kapittel 5 inneholder en diskusjon av resultater samt fordeler og ulemper med de ulike nivåene i *MLA*. Kapittel 6 presenterer konklusjon og kapittel 7 videre arbeid.

Det er vedlagt seks vedlegg (A – F), der de fire siste er inputfiler fra de ikke-lineære analysene. .FGC- og .DAT-filer, der de mest relevante dataen er gitt.

2. Bakgrunnsteori

Modellering i TNO DIANA består i hovedsak av tre steg: Design av modell og spesifisering av inputdata, kjent som «Pre-prosessering», analyse av modell og vurdering av resultatene fra analysen, vanligvis kalt «post-prosessering». Se Figur 2-1. Dette kapitlet handler om bakgrunnen for valgene som skal gjøres i «pre-prosesseringen», hvordan materialene oppfører seg og hvilke parametere som må velges for å få en riktig beskrivelse av denne oppførselen.



Figur 2-1: Modellering i TNO DIANA

2.1 LFEM versus NLFEM

Elementmetoden er i dag en av de viktigste numeriske hjelpemidlene vi har for å løse problemer som lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger (6). I konstruksjonsteknikk er elementmetoden mye brukt til å løse termiske problemer, vibrasjonsproblemer og styrkeberegning (7). For å bruke dette kraftige verktøyet på en konstruktiv måte, stiller det høye krav til valg av elementtyper og *mesh*. Siden metoden bare gir en tilnærmet løsning, må brukeren ha en idé om forventet resultat av analysen, sammen med en forståelse av konsekvensen av antakelser som er tatt (7). I denne oppgaven er det skilt mellom lineær og ikke-lineær elementmetode.

Lineær elementmetode gir en lineær sammenheng mellom last og deformasjon og brukes mest i problemer med små forskyvninger. Stegene i en slik metode er først å dele geometrien inn i

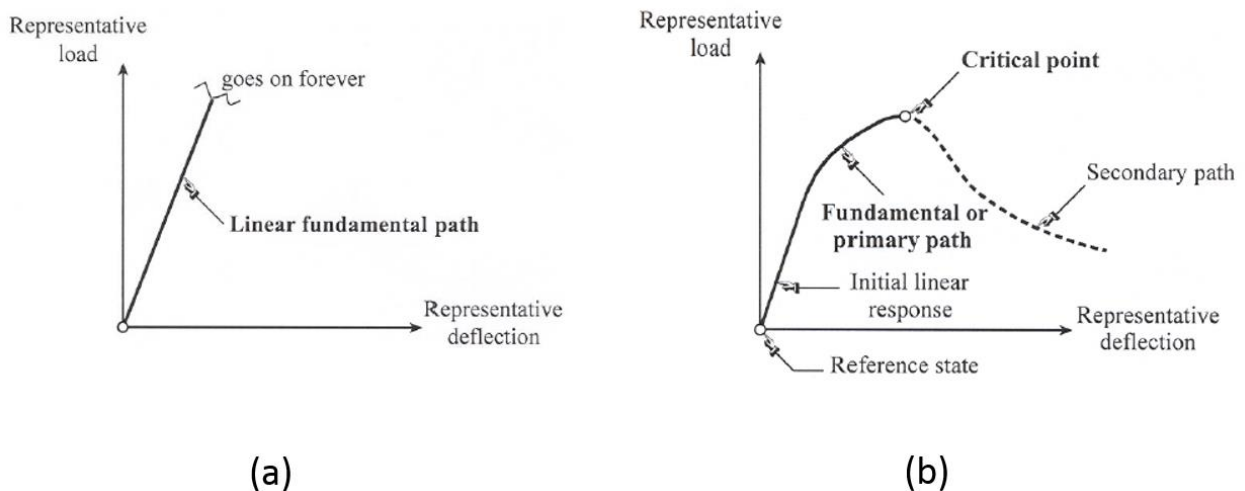
elementer, der oppførselen til elementene blir beskrevet av en stivhetsmatrise (\mathbf{K}). Basert på at indre og ytre krefter skal være like, blir det satt opp et ligningssystem beskrevet av tre matriser:

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{R} \quad (2.1)$$

\mathbf{R} -matrisen beskriver ytre krefter og dermed kan \mathbf{r} løses. \mathbf{r} -matrisen beskriver forskyvning i nodene og gir grunnlaget for beregningen av tøyninger og spenninger i konstruksjonen. I en NLFEM innføres det ikke-lineariteter i for eksempel material eller geometri. \mathbf{K} og \mathbf{R} blir dermed funksjoner av \mathbf{r} og løsningen blir en iterativ prosess der \mathbf{r} blir kalkulert i flere steg (8). Formelen under beskriver denne løsningsmetoden:

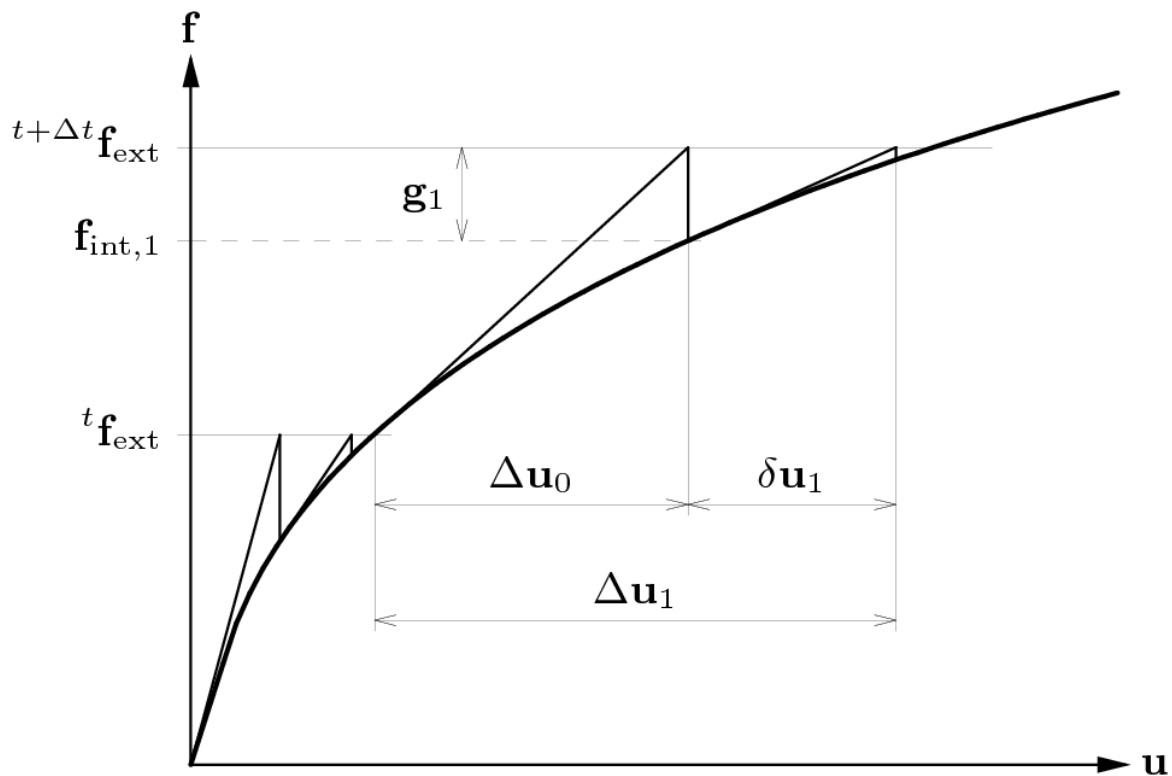
$$\mathbf{K}(\mathbf{r})\mathbf{r} = \mathbf{R}(\mathbf{r}) \quad (2.2)$$

Figur 2-2 illustrer denne forskjellen mellom lineær og ikke-lineær elementmetode. Figuren er hentet fra Kjell Magne Mathisens forelesningsnotater (8) og viser forholdet mellom last og deformasjon i henholdsvis LFEM og NLFEM fra venstre til høyre.



Figur 2-2: LFEM (a) versus NLFEM (b) (8)

Dersom en skal gjennomføre en NLFEM er det anbefalt å starte med en LFEM, samt bruke godt kjente og pålitelige elementer i analysen. Brukeren bør starte med relativt små og enkle modeller og øke kompleksiteten i modellen ved å introdusere ikke-lineariteter etter hvert (7). Dette rådet ble fulgt i hele gjennomføringsfasen av masteroppgaven og resulterte i mye arbeid som ikke direkte er rapportert i denne rapporten.

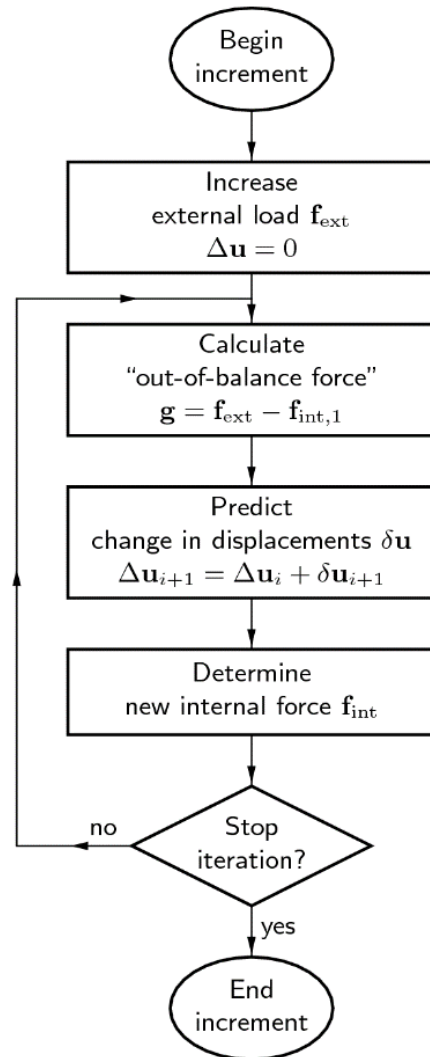


Figur 2-3: Regular Newton-Raphson (1)

2.2 Løsningsmetode NLFEM

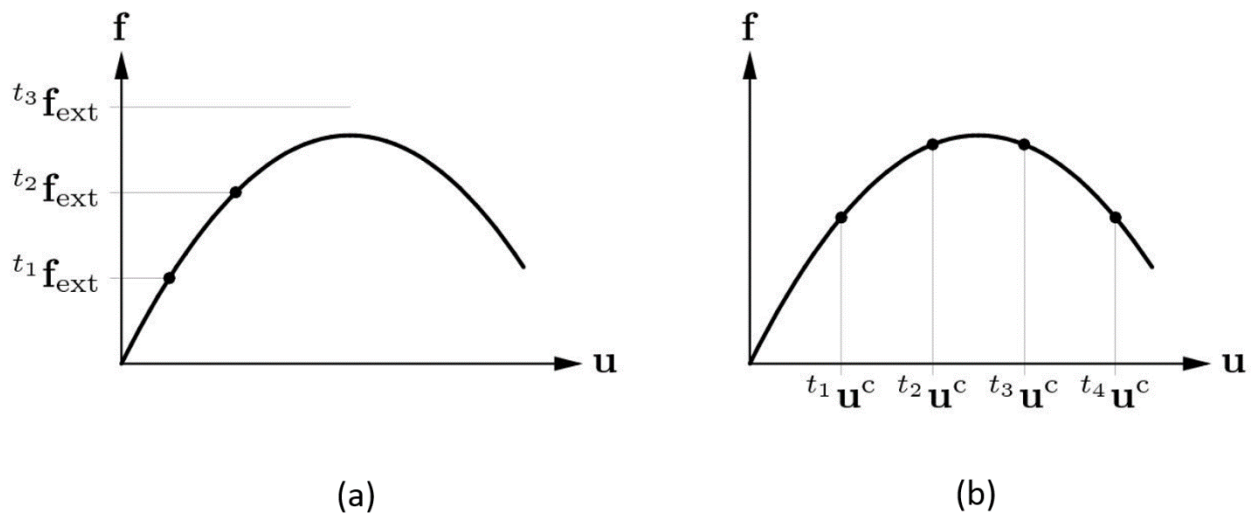
Lineær elementmetode kommer frem til forskyvningen \mathbf{r} ved å invertere \mathbf{K} -matrisen og løse ligningssettet i et steg. I NLFEM varierer stivhetsmatrisen (\mathbf{K}) med forskyvning (\mathbf{r}) og denne løsningsmetoden er ikke mulig. For å finne likevekt mellom indre og ytre krefter brukes det en iterativ prosess. Figur 2-4 til høyre illustrerer dette: En økning i ytre last fører til en ubalanse mellom indre og ytre krefter. En bruker tangentstivheten til å estimere en forskyvning. Ny ytre kraft blir kalkulert basert på denne forskyvningen og sammenlignet med indre kraft. Denne prosessen blir gjentatt til det blir likevekt mellom indre og ytre kraft. Dersom avviket er større enn toleransen ved maksimalt antall iterasjoner rapporterer FEM-programmet at lasttrinnet ikke konvergerer. I TNO DIANA er det flere forskjellige tilgjengelige metoder som man kan velge å bruke. I denne oppgaven er det brukt *Regular Newton-Raphson* - løsningsmetode. I følge manualen (1) konvergerer denne metoden til den endelige løsningen på bare noen få iterasjoner. En ulempe med metoden som gjør at den allikevel blir tidskrevende, er at stivhetsmatrisen må settes opp for hver iterasjon (1). En annen ulempe er at framgangsmåten fort divergerer dersom første anslag er langt fra den endelige løsningen (1). Illustrasjon av hvordan *Regular Newton-Raphson* - løsningsmetode fungerer er vist i Figur 2-3. For å stabilisere konvergens eller senke tidsforbruket på analysen, kan funksjonen *linesearch* brukes (1).

En kan bruke såkalt lastkontrollert (*load control*) eller forskyvningskontrollert (*displacement control*) løsningsmetode. Dersom analysen er forskyvningskontrollert vil det bli lagt til en liten



Figur 2-4: Løsningsmetode TNO DIANA (1)

forskyvning i hvert steg, mens lastkontrollerte analyser øker kraften for hvert steg. I praksis har dette stor innvirkning på resultatene. I mange tilfeller vil ikke lastkontroll gi en eksakt *peak*-last (kapasitet) fordi laststeget er for stort. Dersom analysen nærmer seg kapasitet og tar et litt for stort steg, vil en kraftkontrollert analyse stoppe opp mens forskyvningskontroll vil sørge for at analysen fortsetter. Som Figur 2-5 viser, kan forskyvningskontrollerte analyser registrere nedgang i last for en økende forskyvning, noe som er veldig gunstig ved modellering for å finne kapasitet.



Figur 2-5: Lastkontroll (a) og forskyvningskontroll (b)

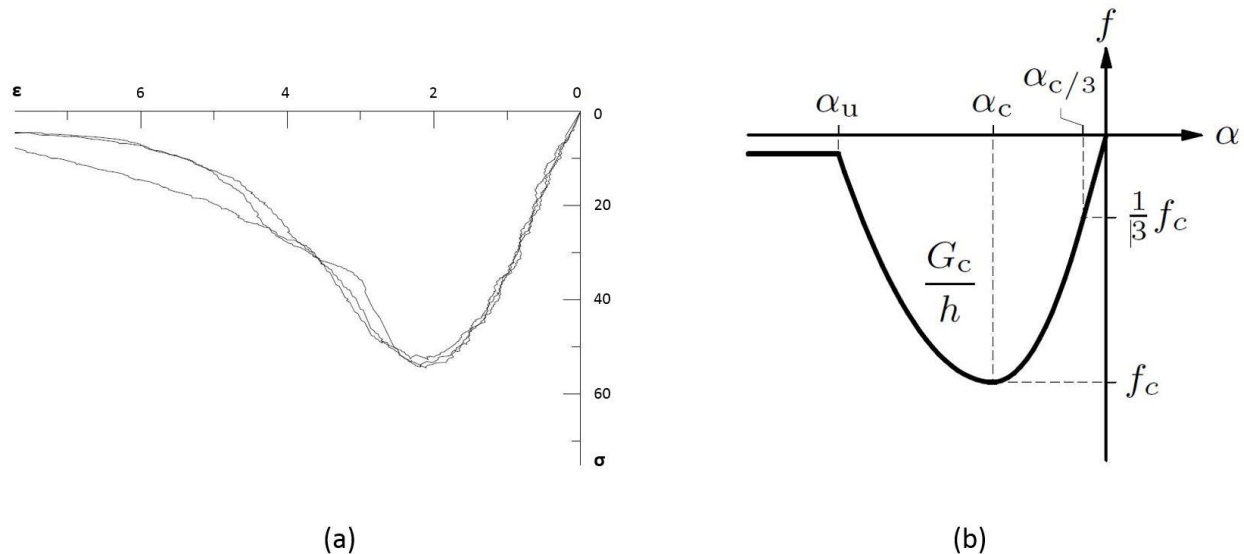
I denne oppgaven er det valgt å bruke lastkontrollert på alle analyser, selv om denne metoden har visse bakdeler. Grunnen til dette er knyttet til eksperimentet på undergrunnstunellen og vil bli drøftet senere.

2.3 Material

I denne delen av bakgrunnsteorien vil den fysiske oppførselen til materialene brukt i denne oppgaven bli forklart. Det vil også bli forklart fortløpende hvordan dette vil bli modellert i TNO DIANA. Først vil det bli gjennomgått betong i trykk og strekk. Deretter følger det teori om laterale spenninger og volumetrisk ekspansjon. Det vil i tillegg bli gitt en innføring i hvordan riss oppstår og blir modellert. Til slutt blir det sett på armeringen.

2.3.1 Betong i trykk

Den viktigste egenskapen til betong er dens evne til å motstå høyt trykk. Betong har en fullstendig ikke-lineær spenning-tøyningsoppførsel i trykk (3) og dette må tas hensyn til når en skal gjøre numeriske analyser av en betongkonstruksjon. Fastheten til betong for trykk er ulik fastheten for strekk, og dette må tas i betraktning når en skal modellere betong. Trykkfastheten kan finnes ved å gjøre en enakset trykktest på sylinder eller terning. En kurve der spenning og tøynings plottes mot hverandre er resultatet av en slik test. En typisk spenning-tøyningskurve for betong i trykk er vist i Figur 2-6 (a). Betong med høy fasthet er sprø, mens betong med lavere fasthet har en relativt seg eller duktil oppførsel (3). Betong med ulike fastheter har allikevel en spenningstopp ved tilnærmet den samme tøyningsen, $\epsilon = 2 \cdot 10^{-3}$ (3).



Figur 2-6: Typisk trykkurve betong (9) (a) og modell for betong i trykk (b)

Når betong blir utsatt for trykk blir det ved et visst spenningsnivå dannet riss mellom tilslag og pasta (3). Betongens spenning-tøyningsdiagram er lineært fram til spenningen når omtrent en tredjedel av flytspenningen. Ved dette nivået vil det dannes nye og større sprekker mellom tilslaget og pastaen. Etter hvert som en nærmer seg flytspenning, vil sprekke bli mer kontinuerlige og danne rissmønster i betongen. Rissene vil ligge mellom de ulike delene av tilslaget. Det er i denne oppgaven brukt en parabolisk kurve for å beskrive trykkoppførselen til

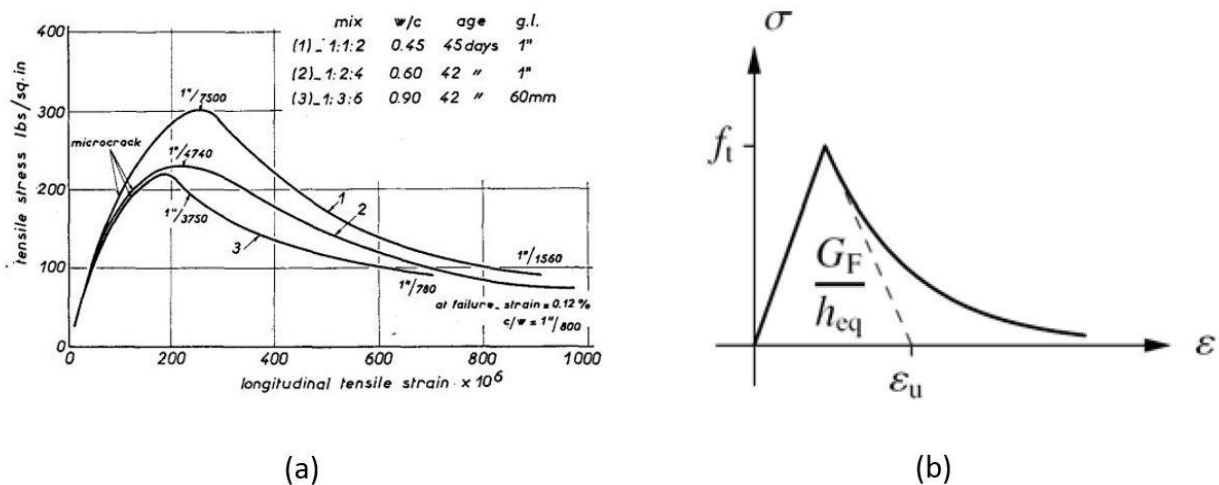
betongen. Se Figur 2-6 (b). I TNO DIANA er brukt en modell for trykk i betong basert på bruddenergi, i samsvar med P.H Feenstra (1). Den paraboliske kurven er beskrevet av tre verdier:

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} \quad (2.3)$$

$$\alpha_c = 5\alpha_{c/3} \quad (2.4)$$

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{hf_c} \quad (2.5)$$

Der den totale bruddenergien for trykk, som har blitt funnet i eksperimenter, varierer fra 10 til 25 Nmm/mm² (1). Arealet over kurven mellom tøyningen α_c og α_u er G_c/h som indikert i Figur 2-6 (b).



Figur 2-7: Typiske strekkurver for betong (10) og eksponentiell kurve for modell (5)

2.3.2 Betong i strekk

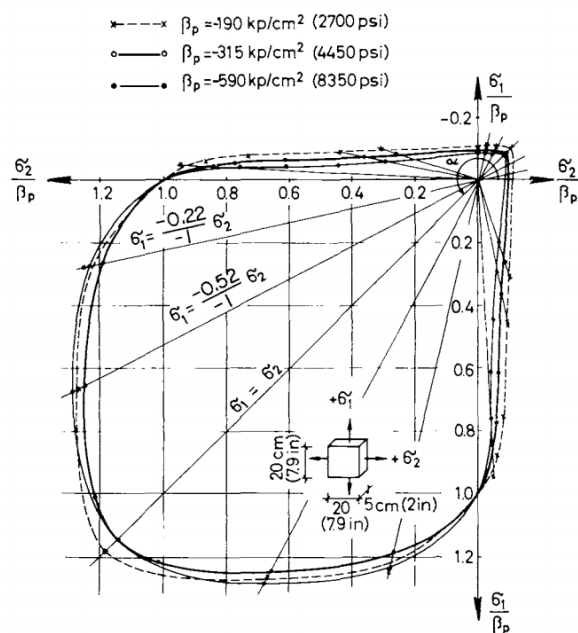
Som tidligere nevnt har betong ulik materialoppførsel i strekk og trykk. Strekkapasiteten til betong er lav i forhold til trykk. Sammenhengen mellom spenning og tøyning i betong som utsettes for strekk vises i Figur 2-7 (a). Betong i strekk vil ha et relativt sprøtt brudd, men som figuren viser har betongen fortsatt kapasitet etter at strekkfasthet er nådd. Kapasiteten vil ved videre

belastning nå null etter hvert som flere riss oppstår. I det strekkapasiteten i armert betongen nås og riss oppstår, vil kreftene overføres til armeringen. I følge de nederlandske retningslinjene bør en eksponentiell *softning*-modell velges, noe som er gjort. Modellen er definert av ϵ_u , *ultimate strain*, og kan ses i Figur 2-7 (b). *Ultimate strain* varierer med bruddenergien (G_F), båndbredde for risset (h_{eq}) og strekkfastheten (f_t):

$$\epsilon_u = \frac{G_F}{h_{eq} \cdot f_t} \quad (2.6)$$

2.3.3 Laterale spenninger og volumetrisk ekspansjon

Det er to effekter som henholdsvis øker og senker styrken på betong. *Lateral confinement* øker styrken, mens *lateral cracking* reduserer styrken. På 1960-tallet ble det gjort forsøk for å finne ut hvordan styrken på betongen endret seg ved såkalt biaksielt trykk i forhold til enaksielt trykk. Eksperimenter viste at styrken på betong kan bli opptil 27% høyere ved isotropisk spenning (biaksielt trykk) sammenlignet med enaksielt trykk (2). Spenninger tilført sideveis på prøven hindrer oppsprekking og dermed øker kapasitet. Resultatene fra denne studien kan ses i Figur 2-8. β_p er enaksial styrke på betongprøve av samme størrelse. Denne effekten kalles *lateral confinement*. Effekten *Lateral cracking* går ut på at betongens trykkstyrke reduseres på grunn av oppsprukket betong med store strekktøyninger vinkelrett på hoved-trykkspenningene (1).



Figur 2-8: Biaksiell styrke av betong

For å ta hensyn til endring av styrken ved et biaksielt trykk, er det i denne oppgaven brukt en modell som tar hensyn til *lateral confinement* og *Lateral cracking*. Økning av styrke ved økning av isotropisk spenning er modellert i henhold til Hsieh-Ting-Chen bruddoverfalte (1). Reduksjon i trykkstyrken på grunn av *lateral cracking* blir modellert ved hjelp av en modell av Vecchio og Collins (1).

Et annet viktig resultat av trykk i betong er volumetrisk ekspansjon. Når en betongprøve er utsatt for økende trykk så vil volumet til prøven, ved et spenningsnivå kalt kritisk spenning, øke i stedet for å fortsette å synke (11). Kupfer, Hilsdorf og Rusch skriver i ACI journal fra 1969 at det minste volumet i betongprøven vil opptre ved omtrent 95 % av bruddspenning (2). Eksperimentene som modelleres i denne oppgaven nærmer seg ikke trykkbrudd i betong, og denne effekten har med stor sannsynlighet lite å si. TNO DIANA tilbyr heller ikke å modellere denne effekten og dette vil bli sett bort i fra videre i oppgaven.

2.3.4 Poisson reduksjon

Tverrkontraksjonstallet eller Poissons tall er et forholdstall mellom vinkelrett og aksial tøyning. Når et material blir utsatt for trykk eller strekk i en retning vil materialet ekspandere eller krympe i de to retningene vinkelrett på kraftretningen. Når betong blir utsatt for riss vil denne effekten ikke lenger være gyldig på samme måte som før. Dette løser TNO DIANA ved å redusere Poissons tall på samme måte som reduksjon av strekkfasthet over riss, altså basert på *damage*.

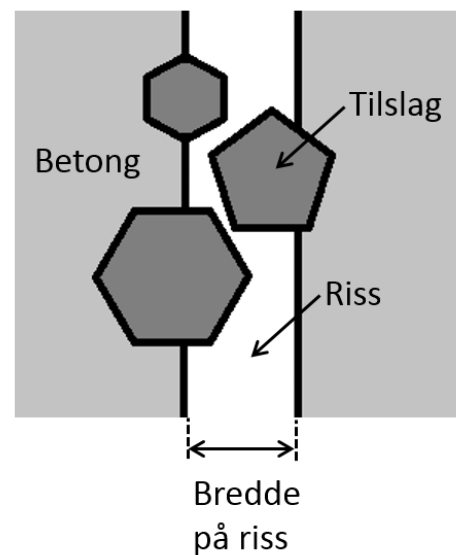
2.3.5 Total strain fixed crack - modell

Som forklart ovenfor oppstår det riss i betongen når den utsettes for krefter. Det er relativt komplisert å beskrive hvordan disse rissene oppstår og hvilke konsekvenser det får for styrke og stivhet i materialet. Det er mange ulike modeller for å beskrive dette fenomenet, for eksempel: *randkine principle stress*, *multi-directional fixed crack*, *total strain rotating crack* og *total strain fixed crack*. De nederlandske retningslinjene (5) foreslår å bruke de to siste nevnte.

Total strain fixed/rotating crack er en konstitutiv modell basert på tøyning som beskriver spenningen som en funksjon av tøyningen (12). I en *fixed crack*-modell vil rissretningen være fast ved rissdannelsen, mens en *rotating crack* vil endre rissretningen etter hovedspenningen. En

bakdel ved å bruke *fixed crack* med fast rissretning er *locking* (5). Det skjer dersom hovedspenningsretningen endres vesentlig etter at risset er dannet. For å opprettholde likevekt i risset etter endring av hovedspenningsretning, vil det dannes skjærspenninger i risset og urealistisk store spenninger kan bygges opp (12). Denne problemstillingen er ikke tilstede i *rotating crack*. Vanligvis vil *rotating crack* gi noe lavere bruddlast enn *fixed crack* siden denne modellen ikke er utsatt for *spurious stress locking*. I denne oppgaven er det likevel valgt å bruke *total strain fixed crack*. En må derfor være observant på at en kan få en overestimering av bruddlasten ved bruk av denne modellen.

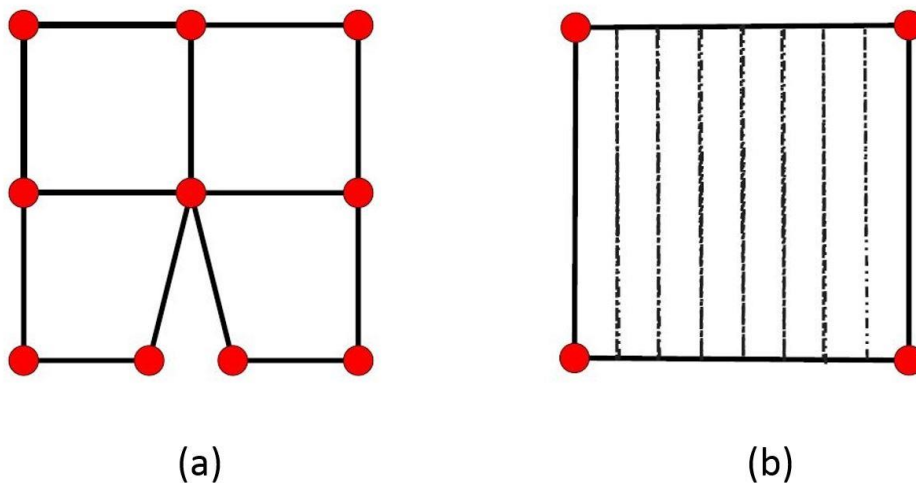
For å bøyte på dette problemet og unngå numeriske problemer er en skjær-stivhetsfaktor β blitt introdusert. Denne verdien varierer mellom 0 og 1 og sier noe om hvor mye skjærkraft som overføres i risset. Denne verdien kalles *shear retention factor*. De nederlandske retningslinjene bekrefter dette, og foreslår å bruke en tilfredsstillende *shear retention* modell ved bruk av *fixed crack* (5). I denne oppgaven er det brukt en *damage-based shear retention*. Denne verdien β varierer med rissvidden ved å senke den for økende rissvidde. Den fysiske tolkningen på denne β -verdien kan være tilslaget i betongen som gir en viss «heft» i betongen så lenge risset er lite. Dersom risset øker i bredde, vil skjærspenningen avta. Figur 2-9 på høyre side illustrerer denne effekten ved at tilslaget i betongen skaper «friksjon» og dermed skjærspenning i risset. Hvor store spenninger som kan overføres parallelt med risset, avhenger i hovedsak av rissvidde og størrelse på tilslag. Denne effekten varierer med type sement og tilslag. Dersom tilslaget er lett og sementen av typen med høy fasthet vil ikke dette skje. I artikkelen «*Sequentially linear analysis of shear critical reinforced concrete beams without shear reinforcement*» (13) skriver forfatterne at en lav verdi for β kan føre til numeriske problemer, mens en høy verdi kan føre til *shear locking*. Dette bekrefter at en



Figur 2-9: Shear retention og rissvidde

bør være observant når en bruker modellen *fixed crack*. *Shear retention* basert på *damage* er mer realistisk enn en konstant verdi for β .

Total strain fixed crack-modellen er også en såkalt *smeared crack*-modell. Det finnes ulike metoder for å implementere risset i modellen, blant annet *smeared crack* og *discrete crack*. Den siste av disse to lager en diskontinuitet (riss) i elementet som en separasjon av en elementkant. Et problem med denne metoden er at det fører til diskontinuitet i konnektiviteten til noden. Dette «løser» *smeared crack* ved å definere et område som er opprisset. Materialstivheten i det «valgte» området reduseres i retning av hovedspenningene og riss oppstår når hovedspenninger eller en kombinasjon av hovedspenninger overgår strekkfastheten til betongen. En illustrasjon av de to modellene for riss er vist i Figur 2-10 under.

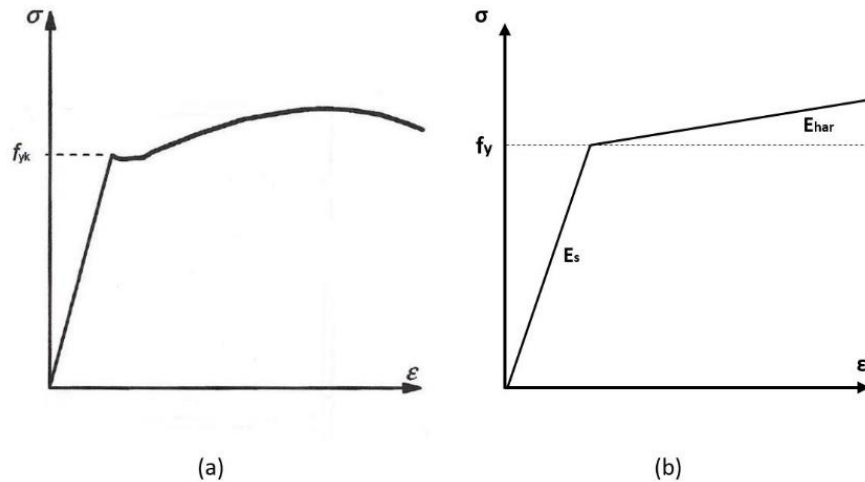


Figur 2-10: Discrete crack (a) og smeared crack (b) (12)

2.3.6 Armering

Vanlig armeringsstål er varmvalset med kammer på overflaten (3). Kammer sørger for heft eller friksjon mellom armering og betong. Spenning-tøyningskurven til stål har på samme måte som for betong en lineær del før den starter å bøye av. Stål har i motsetning til betong lik fasthet i strekk og trykk. Denne fastheten finnes ved å utføre en strekktest av en prøvestav i den stålqualiteten du ønsker å undersøke. Et typisk spenning-tøyningsdiagram for stål kan ses i Figur 2-11 (a). De nederlandske retningslinjene (5) foreslår å bruke en elasto-plastisk materialmodell

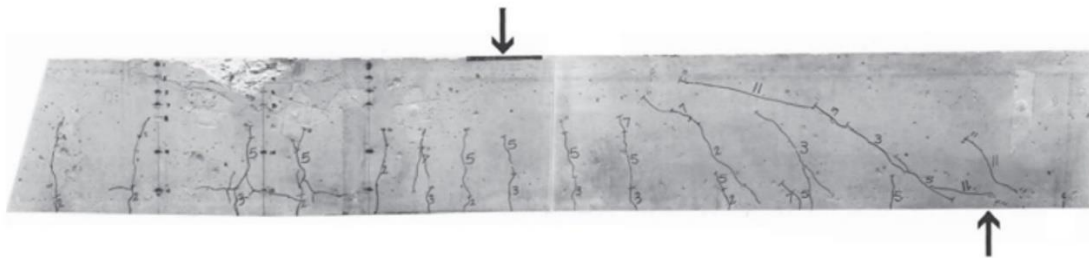
med herding for armeringen. Modellen som er valgt er vist i Figur 2-11, der stivheten etter flytspenningen er E_{har} lik $0,02E_s$ i henhold til retningslinjene.



Figur 2-11: Typisk spenning-tøyning diagram (a) og modell for armering (b)

2.4 Skjærbrudd

Mye av bakgrunnsteorien i dette delkapittelet er hentet fra boken: «*Reinforced concrete: mechanics and design*» (14) av James K. Wight og James G. Macgregor. a/d -forholdet er et vanlig brukt begrep når det snakkes om skjærbrudd. Det betegner forholdet mellom skjærspennet (a) og effektiv høyde (d) som er avstanden fra strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden.

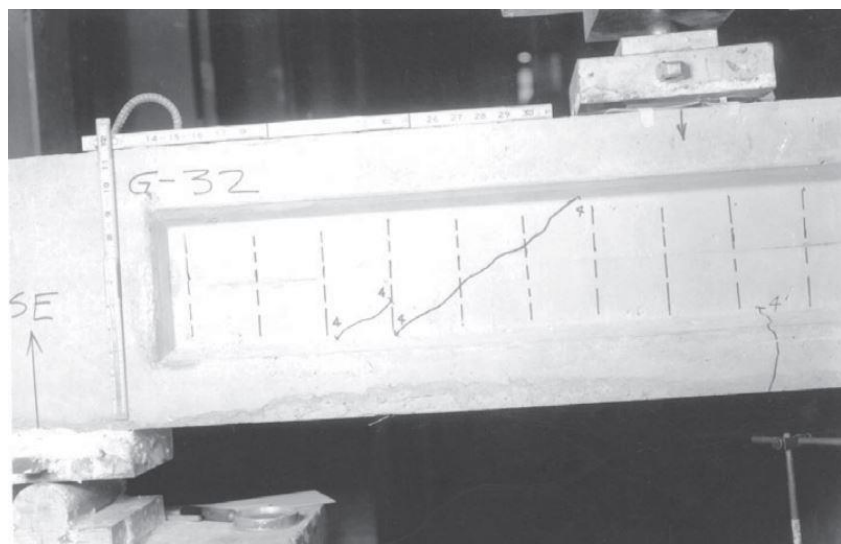


Figur 2-12: Foto av opprisset armert betongbjelke (14)

Hvordan skjærbrudd forekommer varierer sterkt med dimensjonene, geometri, pålasting og egenskapene til konstruksjonsdelen. Derfor finnes det ingen unik måte for å ta høyde for skjærbrudd. Rissmønsteret i en bjelke med lengdearmering, uten skjærarmering, er vist i Figur

2-12. I denne bjelken kan to typer riss ses: vertikale bøyeriss og diagonale skjærriss. Bøyerissene oppstår først, fra bunnen av bjelken, midt på bjelken under lasten. De oppstår først der hvor strekkspenningene i betongen er størst og utvikler seg vertikalt oppover. Nær bjelkeopplegget kan de diagonale rissene ses og disse er et resultat av kombinert skjærkraft og bøyning. Når bøyerisset har oppstått, går strekkspenningene vinkelrett på risset til null og en omfordeling av spenningene oppstår. Skjærbrudd i slanke bjelker uten bøylearmering er ofte sprøtt og dramatisk. Bjelker med lavere a/d -forhold har ofte en mer duktil oppførsel.

I dette avsnittet beskrives et par utvalgte typer skjærbrudd som kan oppstå i en betongbjelke uten skjærarmering. Hovedstrekkbrudd, som vist i Figur 2-13, kan oppstå i tynnvegget I-bjelker med lite a/d -forhold, der skjærspenningene i steget er høyt og bøyespenninger er små. Dette kan skje dersom største hovedspenning overskrider betongens strekkfasthet uten at det har oppstått vertikale bøyeriss (15). For at denne bruddmekanismen skal være aktuell, må bjelken være belastet i skjær og samtidig ha store aksielle krefter, for eksempel ved forspenning. Men i de fleste tilfeller vil bøyeriss oppstå før største hovedspenning overskrider betongens strekkfasthet. Disse sprekkene utvikler seg vertikalt i bjelken og skaper spenningsendringer i bjelken som fører til spenningskonsentrasjoner nær toppen av risset. Dette fører til bøystrekkbrudd og skjærrisset kan strekke seg over bøyerissene, som vist i Figur 2-14. Bøystrekkbrudd har ofte ingen forvarsel og kan karakteriseres som et sprøbrudd.

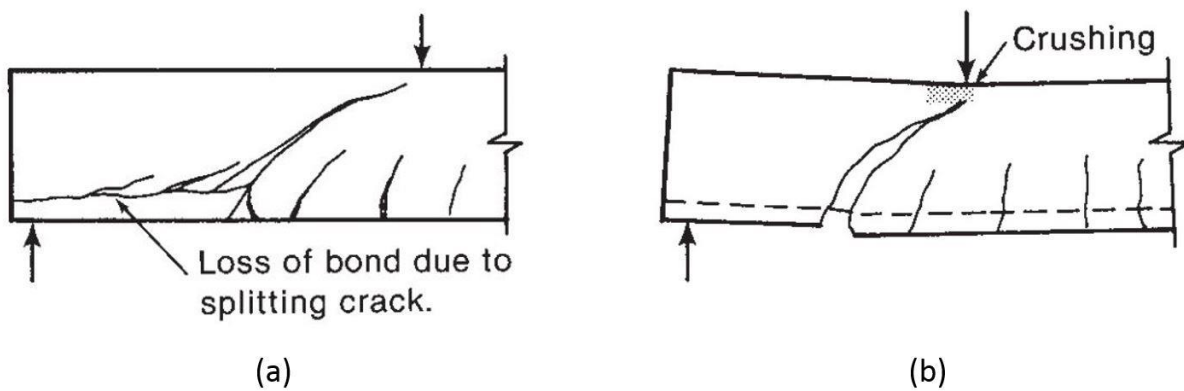


Figur 2-13: Hovedstrekkbrudd (14)



Figur 2-14: Bøyeskjærbrudd (14)

Bjelken som det skal ses på i denne oppgaven har a/d -forhold lik 3 og ligger noe i grenseland mellom lite og mellomstort a/d -forhold. Korte bjelker der a/d -forholdet er mellom 1 og 2,5 kan utvikle et såkalt skjærstrekkbrudd. Se Figur 2-15 (a). Bjelken er fortsatt i stand til å bære økende last og vil framtvinge brudd langs lengdearmeringen forårsaket av *bond failure*, *splitting failure* eller *dowel failure* langs strekkarmeringen. Dersom ikke brudd skjer ved en av disse tre sistnevnte, kan en få knusing av betong i trykksonen over risset. Denne typen brudd kalles skjærtrykkbrudd og er illustrert i Figur 2-15 (b).



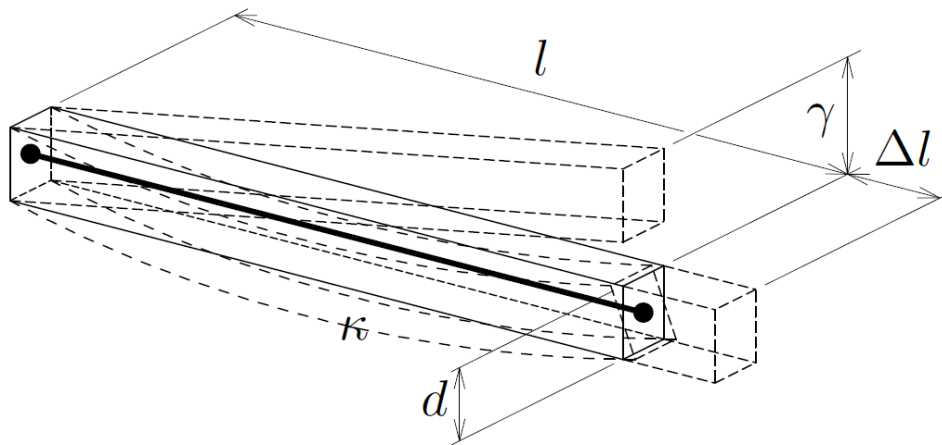
Figur 2-15: Skjærstrekkbrudd (a) og skjærtrykkbrudd (b) (14)

2.5 Elementtyper

I dette kapitlet blir teori om bjelke-, *plane stress*-, *interface*- og *composed*-elementer presentert. Hensikten med dette kapitlet er å få en forståelse av hvilke muligheter og begrensinger de ulike elementene gir. Mye av innholdet i dette kapitlet er hentet fra brukermanualen til TNO DIANA (1) og vil være delvis eller helt gjengivelse fra denne kilden. I tillegg til dette, er valg av elementer og bakgrunnen for valgene i oppgaven forklart.

2.5.1 Bjelkeelementer

For at et element skal kalles bjelkeelement, må det oppfylle betingelsen at høyden og bredden på elementet skal være liten i forhold til lengden. Bjelkeelementer kan beskrive aksialkraft, skjærkraft og moment siden elementet kan ha aksial deformasjon Δl , skjærdeformasjon γ , krumming κ og torsjon. Se Figur 2-16.



Figur 2-16: Bjelkeelement (1)

TNO DIANA tilbyr tre klasser av bjelkeelementer (1) der alle tre klassene er numerisk integrert over bjelkeaksen i lengderetning:

- i. Klasse I – Klassiske bjelkeelement: Direkte integrasjon over tverrsnittet. Dette elementet kan bli brukt i lineære og i geometrisk ikke-lineære analyser.

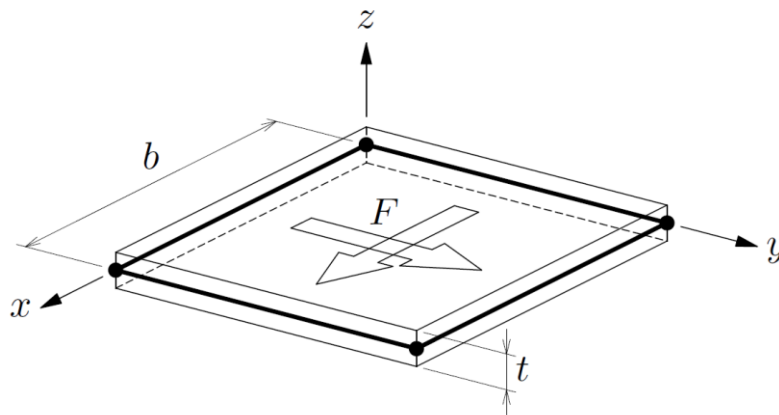
- ii. Klasse II – Klassisk bjelkeelement: Full numerisk integrasjon. Dette elementet kan brukes i lineære, geometrisk ikke-lineære og fysisk ikke-lineære analyser.
- iii. Klasse III – Mindelin bjelkeelement: Fullt numerisk integrasjon. Dette elementet kan brukes i lineære, geometrisk ikke-lineære og fysisk ikke-lineære analyser.

Alle tre klassene åpner for å modellere både i 2D og 3D. De ulike elementene har ulikt antall noder og frihetsgrader som gir ulik nøyaktighet på analysen, men som også øker/senker dataressursbruken. For en lineær analyse har dette lite å si, men ved en ikke-lineær analyse kan dette ha stor betydning for regnetiden. Klasse I og III åpner for skjærdeformasjoner, mens klasse II ikke har denne muligheten. Klasse I har som standard å ikke inkludere skjærdeformasjoner, men kan valgfritt inkludere de dersom dette er ønskelig. Klasse III inkluderer skjærdeformasjoner uansett. Klasse III elementer har dessuten muligheten til å ha kurvet form siden de har mer enn to noder.

I denne oppgaven er det valgt å bruke elementet CL12B i henhold til de nederlandske retningslinjene. Siden vi ønsker å modellere et eksperiment, og ønsker mest mulig realistiske resultater, vil vi inkludere skjærdeformasjoner. Dette tar CL12B hensyn til. Siden det er et klasse III-element har det som tidligere forklart muligheten for kurvet form, noe som også er ønsket. Dette elementet integrerer både over lengderetning og tverrsnittet. I manualen til TNO DIANA spesifiseres det at dette elementet minst trenger 3 integrasjonspunkter, som også er standard (*default*), i lengderetning av elementet. Dette er fulgt i denne oppgaven. Manualen sier for øvrig at flere enn 3 integrasjonspunkter langs elementet kan føre til ukorrekte svar dersom deformasjonen ikke er ren bøyning. Det er brukt 3 punkts Simpson i høyden til elementet.

2.5.2 *Plane stress*-elementer

Disse elementene brukes ofte i såkalte «2D» beregninger der bjelkeelementer ikke blir brukt. Dersom en skal modellere bjelker med hull i, eller bjelker som har spesiell geometri langs lengderetning, er disse elementene brukt. For at det skal være et slikt element må det oppfylle noen betingelser, blant annet må det være plant og flatt. Elementet må også være tynt, det vil si at tykkelsen t må være liten i forhold til dimensjonene b av elementet. Videre må kraften virke i elementets plan, som vist i Figur 2-17.

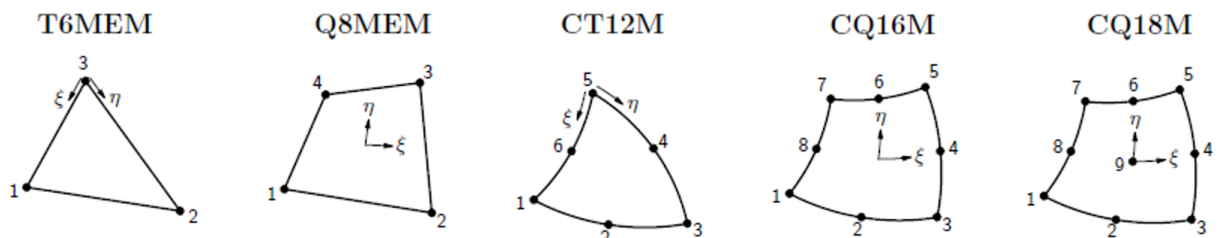


Figur 2-17: Plane stress elementer (1)

En annen karakteristikk av denne typen element er at spenningen i z-retning er null:

$$\sigma_{zz} = 0$$

Dette gjør at disse elementene kun kan brukes i tilfeller der det ikke er bøyning ut av planet, for eksempel vegger eller dype bjelker (1). De vanlige frihetsgradene for *plane stress* elementer er forskyvningene u_x og u_y og de utledede variablene er *Green-Lagrange*-tøyninger, *Cauchy*-spenninger og generaliserte krefter (1). Under, i Figur 2-18, vises et utvalg av de vanlige elementene av typen *plane stress*:



Figur 2-18: Vanlige plane stress elementer (1)

Ifølge de nederlandske retningslinjene skal en for 2D-simuleringer av bjelker velge et firkantet element med åtte noder. Det er derfor valgt å bruke CQ16M som element i *plane stress* –

analysene. Elementet med åtte noder har kvadratisk interpolasjon av forskyvningsfeltet og er bedre rustet enn det lineære elementet siden de er kapable til å beskrive flere deformasjonsmoder og bedre til å beskrive mer komplekse brudd-moder. Som eksempel kan dette elementet beskrive skjærbrudd (5). Lineære elementer med fire noder vil ofte få «locking» og er derfor ikke anbefalt (7). Som standard bruker dette elementet 2x2 integrasjonspunkter. Ifølge retningslinjene bør en bruke full integrasjon og 3x3 når disse elementene er valgt. Dette bør gjøres for å unngå såkalte *spurious modes* når stivheten til elementet blir liten på grunn av omfattende sprekkdannelse (5). 3x3 integrasjonspunkter er derfor brukt gjennomgående i denne oppgaven.

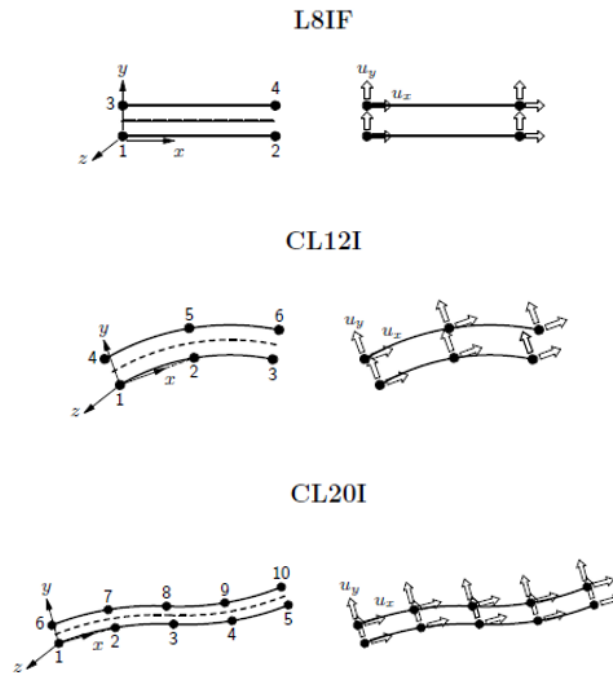
Det er også brukt trekantede CT12M-elementer. Dette elementet har mange av de samme egenskapene som CQ16M, som kvadratisk interpolasjon. Som standard har dette elementet 3 punkts integrasjon. De nederlandske retningslinjene gir her en anbefaling om 7 punkts integrasjon, noe som er fulgt i denne oppgaven. Gauss integrasjon er brukt i begge disse elementene for å beregne spenninger og tøyninger.

2.5.3 *Interface*-elementer

Det er tre familier av *interface* - elementer i TNO DIANA (1): *Structural interfaces*, *contact elements* og *fluid - structure interfaces*. I denne oppgaven er den første av disse interessant. En *structural interface*, eller en konstruksjons - *interface* som jeg fra nå av kaller den, brukes til å beskrive interaksjonen mellom overflater, linjer eller punkter. Typiske bruksområder for dette elementet kan være diskret oppsprekking, *bond-slip* langs armering eller friksjon mellom overflater. Med tanke på form og konnektivet er det fire forskjellige konstruksjons - *interface* - elementer:

- i. Mellom noder
- ii. Mellom linjer (*truss*-elementer, bjelkeelementer, kanter på 2D og skallelementer)
- iii. Mellom linje og volumelement (i en 3D konfigurasjon)
- iv. Mellom plan (mellom to overflater av 3D-elementer)

I denne oppgaven skal det brukes *interface* i *plane-stress* for å modellere kontakten mellom stål og betong i opplagspunktene og lastplatene. Det er derfor interessant å se på *interface* mellom linjer. Tre forskjellige slike elementer er vist i Figur 2-19 under:



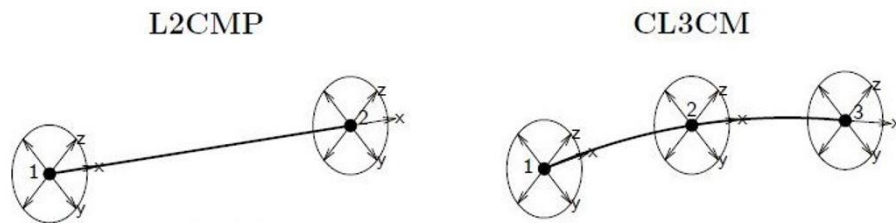
Figur 2-19: Interface elementer (1)

Dersom ikke opplegget eller overgangen mellom stål og betong skal studeres i detalj, er det ønskelig at spenningskonsentrasjoner blir redusert. Dette kan gjøres med et *interface*-element. Betong og stål har ulike materialparametere og vil oppføre seg ulikt under belastning. I en overflate mellom betong og stål kan det for eksempel oppstå et problem der det ene materialet får store tøyninger på grunn av last som fører til enorme spenninger i det andre materialet. En kan derfor sette på et friksjonsfritt *interface*-element mellom disse flatene for å unngå slike problemer. CL12I er dermed valgt som *interface*-element for å sikre kompatibilitet med *plane stress*-elementet CQ16M. Dersom dette elementet blir brukt, må det defineres en tangentiell og en normal stivhet (K_t og K_n).

2.5.4 Composed-elementer

Bruksområdet til *composed*-elementer ligger først og fremst i post-prosesseringen, det vil si i analyseringen av resultatene fra analysen. Det er to typer av disse elementene: *composed* linje og *composed* overflate. I denne oppgaven brukes bare den første av disse, så det fokuseres på denne. To ulike elementer av denne typen er vist i Figur 2-20.

I en *composed* linje blir lokale krefter og bøyemomenter i et tverrsnitt beregnet med en linje definert av *composed* linje som referanse. Måten dette blir gjort på er at *Cauchy*-spenning og interne krefter i det regulære elementet blir integrert over tverrsnittet. Alle typer regulære elementer og *embedded* armering bidrar til tverrsnittets krefter og momenter. *Composed*-elementer har ingen mekaniske egenskaper som stivhet eller masse.



Figur 2-20: Composed-linje elementer (1)

Når disse linjeelementene brukes, må det spesifiseres en z-akse, siden de ikke har noe unikt elementplan. I tillegg må det spesifiseres en tykkelse som bestemmer hvor stort tverrsnitt som skal integreres over.

3. CASE 1 – BJELKE

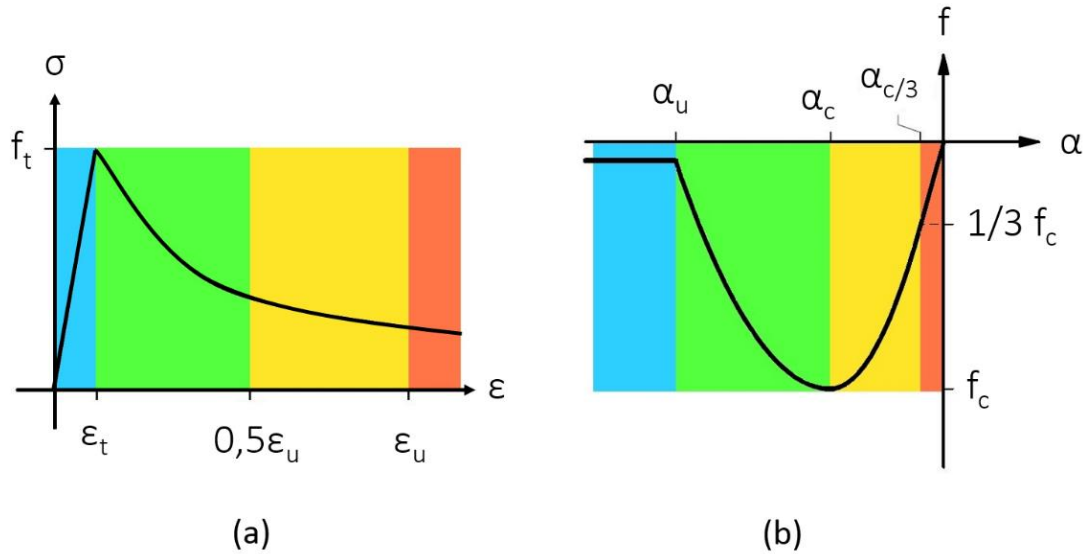
Dette kapittelet tar for seg kapasitetsberegninger av bjelke BN50 fra rapporten «*How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?*» (4). Innledningsvis presenteres eksperimentet og parametere som skal brukes i analysen av bjelken. Framgangsmåten *multi-level assessment* med fire nivå, som er forklart i kapittel 1, vil bli brukt og fortløpende resultater presentert. For hvert nivå vil pre-prosessering og resultater bli rapportert. Hensikten med dette kapittelet, er å finne en god elementmodell som kan ligge som basis for analysene av undergrunnstunellen, som skal studeres i neste kapittel.

Det er flere grunner til at de lineære analysene i nivå I og II er gjort. For det første får vi en indikasjon på at den foreløpige modellen oppfører seg som forventet, med tanke på opplagerbetingelser og laster. Armeringsspenningene viser også om armeringen er implementert på en riktig måte.

I de ikke-lineære analysene er det rapportert last-deformasjonskurve, spenning i armering og konturplot av tøyninger og spenninger i betongen, for å underbygge resultatene det blir konkludert med. Fargeskala som er brukt i konturplottene i dette kapittelet er vist i Figur 3-1 under.

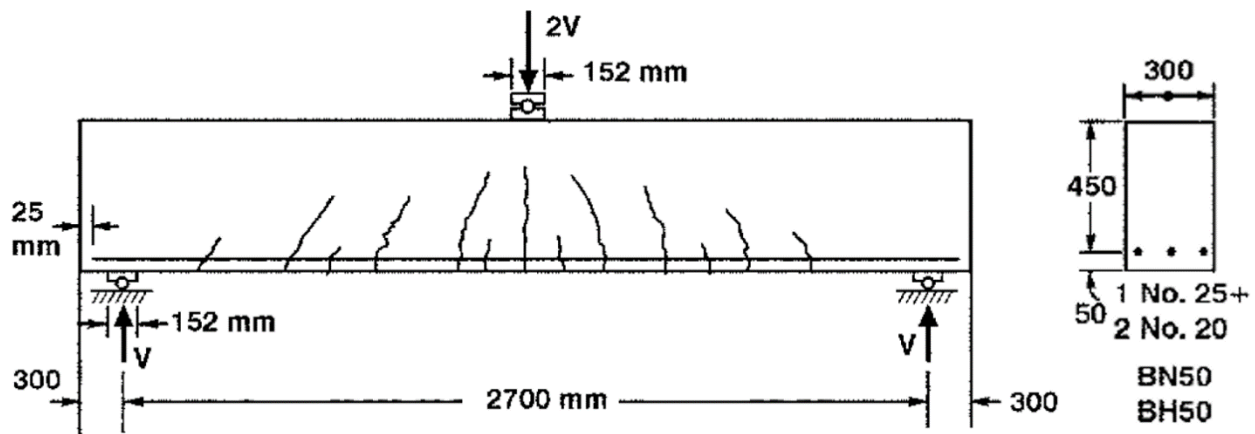
Forklaring til symboler i resultatene i kapittel 3 og 4:

ϵ_1	Hovedstrekktøyning
ϵ_3	Hovedtrykktøyning
σ_1	Hovedstrekkspenning
σ_3	Hovedtrykkspenning
σ_x	Spenning i horisontalretning
σ_y	Spenning i vertikalretning



Figur 3-1: Fargeskala konturplot for strekk (a) og trykk (b)

Mye av innholdet i denne delen av oppgaven bygger på modeller og valg som er omtalt i kapittel 2. Bakgrunnsteori. Det er derfor forventet at leseren har lest dette. Mange av opplysningene i nivå I gjelder for de andre nivåene også. For å unngå for mange gjentakelser, er disse ikke nevnt mer enn en gang. Opplysningene som kommer fram i kapittelet som omhandler eksperimentet er ikke gjentatt, men verdier som er beregnet eller antatt blir forklart. Nivå III og nivå IV bygger på henholdsvis nivå I og nivå II, og mange av opplysningene er ikke gjentatt: Lineære materialegenskaper, elementer, mesh, lastplassering, densitet, plassering av armering og opplagerbetingelser er typisk informasjon som ikke er nevnt mer enn en gang.



Figur 3-2: Oppsett for eksperiment og geometri av bjelke (4)

3.1 Eksperiment

I «ACI journal» fra juli-august 1999 (4) ble det testet 34 fritt opplagte bjelker med punktlast på midten. Bjelke BN50, som skal undersøkes, har tverrsnittsdimensjoner og armering som vist i Figur 3-2. I bjelken er det lagt inn armering med to ulike stålqualiteter og diameter. Totalt areal for armering er 1100 mm². Avstanden mellom oppleggene i eksperimentet er 2700 mm. Betongen som ble brukt inneholdt tilslag med maksimal tilslagsstørrelse på 10 mm, og hadde en sylindertykkstyrke på

$$f'_c = 37,2 \text{ MPa}$$

I oppgaven antas det at betongens sylindertykkfasthet, f'_c , gir et godt estimat for betongens middelvei av sylindertykkfasthet, f_{cm} . Se Figur 3-2 for geometri og eksperimentoppsett. Areal og flytspenning for armeringen som er brukt i bjelken, blir oppgitt i Figur 3-3.

Bar	No. 30	No. 25	No. 20	No. 15	No. 10	#3
Area (mm ²)	700	500	300	200	100	71
f_y (MPa)	550	486	475	483	522	508

Figur 3-3: Informasjon om armering (4)

Eksperimentet på bjelken viste at en punktlast på 264 kN gav skjærbrudd. Kraft-forskyvningskurve er ikke rapportert, og det er oppgitt svært lite informasjon om årsaken til bruddet.

3.2 NIVÅ I - Lineær elastisk analyse med bjelkeelementer

I dette første nivået skal det brukes en relativt enkel lineær elastisk analyse med bjelkeelementer. I dette delkapittelet vil elementmodellen bli presentert og resultater oppgitt. For å komme fram til en kapasitet på bjelken, skal det gjøres analytiske beregninger av moment- og skjærkraftkapasitet.

3.2.1 Pre-prosessering

For å gjøre en lineær elastisk analyse med TNO DIANA, må Youngs modul og Poissons tall spesifiseres som materialegenskaper for betongen. Den nederlandske retningslinjene (5) henviser til en forenklet formel for Youngs modul i Eurokode 2 som kan brukes. Utregning av denne er vist i under. Retningslinjene gir også verdien 0,15 for Poissons tall. Selv om EC2 anbefaler en verdi på 0,2, er det valgt å holde seg til de nederlandske retningslinjene.

$$E_{cm} = 0,85E_{c0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,3} = 27\,733,5 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

der

$$E_{c0} = 22000 \text{ MPa}$$

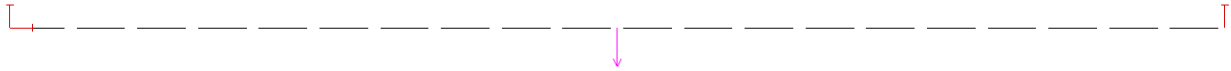
$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

I tillegg må densiteten til materialet legges inn for å få korrekt egenlast. Retningslinjene foreslår en tetthet på betong med armering for tilfeller hvor dette ikke er oppgitt:

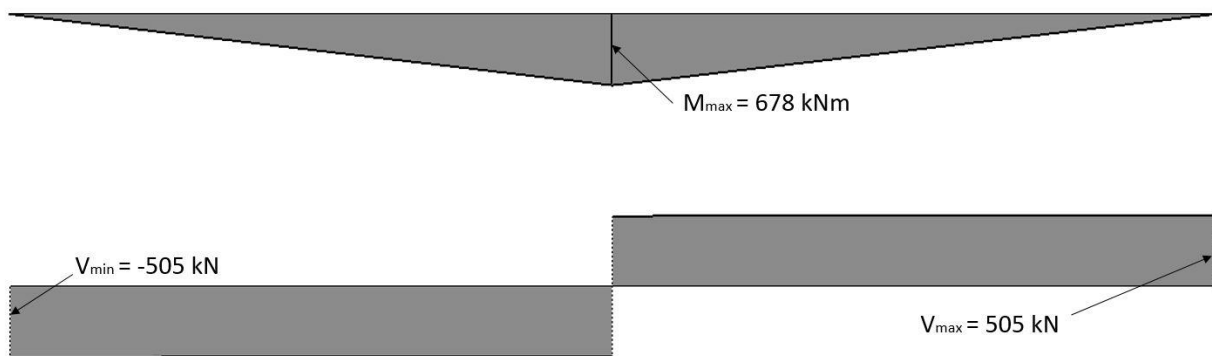
$$\rho_{betong} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

Elementet som ble brukt i analysen var CL12B, som er et klasse III Mindelin-element. Bakgrunnen for dette valget gis i kapittel 2.5.1 som beskriver elementene brukt i oppgaven. Mehs, last og fastholdning er som i Figur 3-4 under. Venstre ende av bjelken har fastholdning i x- og y-retning, og høyre ende har fastholdning i y-retning. Det er valgt å bruke et *mesh* med 20 elementer. Dette kan ses i figuren der de svarte linjene viser forskjellige elementer. Lasten består av en punktlast som virker på midten av bjelken, og egenvekt som virker fordelt over hele lengden. Egenvekt er ikke inkludert i denne figuren. Armeringen er lagt inn i modellen som *embedded*, og kan ses i Figur

3-6. At armeringen er inkludert, vil ha minimal betydning på den lineære analysen. I alle analyser i oppgaven er det antatt at armeringen har en elastisitetsmodul på 200 000 MPa, siden annet ikke er spesifisert.



Figur 3-4: Mesh, last og fastholdning, bjelkeelement



Figur 3-5: Moment- og skjærkraftdiagram, lineær elastisk analyse med bjelkeelementer



Figur 3-6: σ_x bjelkeelementer

3.2.2 Resultater

Den lineære analysen gav en nedbøyning på 4,79 mm, ved å påføre en last på 1000 kN. Momentdiagrammet som vises i Figur 3-5, viser tydelig at punktlasten er dominerende. Skjærkraftdiagrammet i Figur 3-5, viser en svak økning ut mot ytterkantene av bjelken. Figur 3-6 viser armeringsspenningene der verdiene er oppgitt i MPa. Konturplottet viser maksimal spenning på midten av bjelkelengden, noe som viser at armeringen er implementert på en korrekt måte. Siden lineær analyse bare gir forholdet mellom deformasjon og last, må det gjøres analytiske beregninger for å finne kapasitet på bjelken.

3.2.3 Momentkapasitet

Beregningene er basert på formelverk og eksempler gitt i «Betongkonstruksjoner» av Svein Ivar Sørensen (3) samt NS-EN 1992-1-1 (16).

Eurokoden gir følgende beregningsforutsetninger for momentkapasitet (3):

- i. Full heft mellom betong og armering
- ii. Naviers hypotese gyldig
- iii. Spennings- og tøyningsegenskaper etter EC2 3.2.7
- iv. Det ses bort fra betongens strekkfasthet

I denne oppgaven er hensikten å gjenskape eksperimentet som er gjort i rapporten til Collins et.al (4), og få en kapasitet på bjelken som er mest mulig reell. Det ses derfor bort fra sikkerhetsfaktorer, og det brukes gjennomsnittsverdier for materialfasthetene. En setter derfor:

$$\gamma_c = 1$$

$$\gamma_s = 1$$

$$\alpha_{cc} = 1$$

γ_c Materialfaktor for betong

γ_s Materialfaktor for stål

α_{cc} Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på trykkfastheten, samt ugunstige virkninger som er en følge av måten lasten påføres.

Siden bjelken har ulik stålqualität på armeringen, velges det konservativt den dårligste. Flytetøyning for armeringsstålet (3):

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{475}{200\,000} = 0,00238 \quad (3.2)$$

E_s Elastisitetsmodul armering

Balansert armeringstverrsnitt bestemmes (3):

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00238} = 0,60 \quad (3.3)$$

$$A_{s,b} = 0,8 \cdot \frac{f_{cm}}{f_y} \cdot bd \cdot \alpha_b = 0,8 \cdot \frac{37,2}{475} \cdot 300 \cdot 450 \cdot 0,60 = 5074,86 \text{ mm}^2 \quad (3.4)$$

$$A_s < A_{s,b} \rightarrow \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

α Relativ trykksonehøyde

ε_{cu} Tøyningsgrense for trykk i betongen

ε_y Flytetøyning for armeringsstål

A_s Areal av lengdearmering

b Tverrsnittsbredde

d Effektiv tykkelse av tverrsnitt

Siden tverrsnittet er underarmert, brukes regnereglene for underarmert betong:

$$\alpha = \frac{f_y \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cm} \cdot b d} = \frac{475 \text{MPa} \cdot 1100 \text{mm}^2}{0,8 \cdot 37,2 \text{MPa} \cdot 300 \text{mm} \cdot 450 \text{mm}} = 0,130 \quad (3.5)$$

Dermed kan vi sette inn i formel for momentkapasitet (M_R) for betongens trykksone:

$$M_R = 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot f_{cm} \cdot b d^2 \quad (3.6)$$

$$M_R = 0,8 \cdot 0,13 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,13) \cdot 37,2 \text{MPa} \cdot 300 \text{mm} \cdot (450 \text{mm})^2$$

$$M_R = 222,8 \text{ kNm}$$

Maksimalt moment virker midt på bjelken og er $FL/4$. Det gir en maksimal punktlast på grunn av moment:

$$F_{max, M} = 4 \cdot \frac{222,8 \text{ kNm}}{2,7 \text{ m}} = 330,07 \text{ kN}$$

3.2.4 Skjærkraftkapasitet

NS-EN 1992-1-1 6.2.2(1) gir regneregler for å finne skjærkapasitet uten skjærarmoring. Under vil beregning av skjærkapasitet for bjelken bli gjennomgått. På samme måte som for utregningene av momentkapasitet, neglisjeres virkningen av sikkerhetsfaktorer for å få et resultat mest mulig i samsvar med virkeligheten.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,66 < 2 \quad (3.7)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{1100 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm}} = 8,15 \cdot 10^{-3} < 0,02 \quad (3.8)$$

A_{sl} Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen med en forankringslengde $\geq (l_{bd} + d)$ forbi det betraktete snittet.

b_w er den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen

Det er ingen aksialkraft fra laster eller forspenning i bjelken så

$$\sigma_{cp} = \frac{N_E}{A_c} = 0 \quad (3.9)$$

N_{Ed} er aksialkraften i tverrsnittet fra laster og forspenning

A_c er arealet av betongtverrsnittet

Fra det nasjonale tillegget NA.6.2.2(1) finner vi

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,15}{1} = 0,15 \quad (3.10)$$

Dermed kan skjærkapasiteten beregnes:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.11)$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,15 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 8,15 \cdot 10^{-3} \cdot 37,2 \text{ MPa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} \quad (3.12)$$

$$V_{Rd,c} = 105,23 \text{ kN}$$

Med en minsteverdi

$$V_{Rd,c} = \left[\left(0,035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.13)$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(0,035 \cdot 1,66^{\frac{3}{2}} \cdot 37,2^{\frac{1}{2}} \right) \right] 300 \cdot 450 = 62,01 \text{ kN}$$

Skjærkraften som virker i bjelken er på $F/2$. Dette gir en maksimal punktlast pga. skjær:

$$F_{max, V} = 2 \cdot 105,23 \text{ kN} = 210,46 \text{ kN}$$

Der kravet til minstearming ikke er oppfylt, gir Eurokoden (EC2) tilleggsregler for kapasitet. Se kapittel 12.1(1) i EC 2 (16). Minstearming $A_{s,min}$ er ifølge EC2 9.2.1(1) $175,5 \text{ mm}^2$, så kravet til minstearming er dekket. For at beregningene skal gjelde, må bjelken ha et minimum av strekkarming.

3.3 NIVÅ II – Lineær elastisk analyse med *plane stress* - elementer

Videre skal det gjøres en lineær elastisk analyse med en annen type elementer, såkalte *plane stress* - elementer. På samme måte som i nivå I, må det gjøres analytiske beregninger for å komme fram til kapasitet.

3.3.1 Pre-prosessering

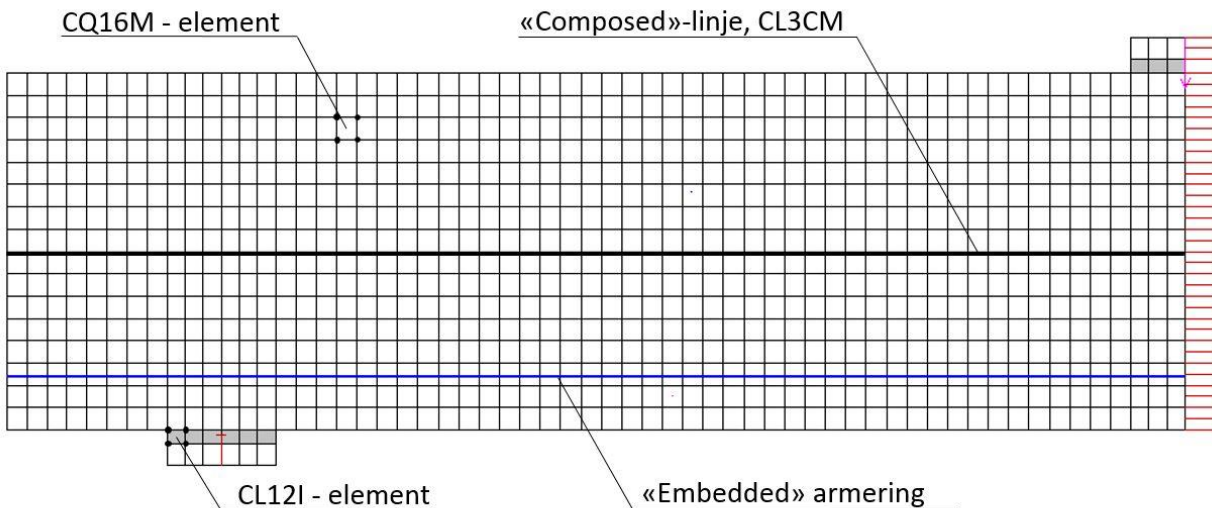
Lineære materialegenskaper for betong og armering er de samme som forrige modell. Meshet som er utarbeidet for dette nivået er vist i Figur 3-7, der også fastholdning, last, armering er indikert. Det er valgt å bruke en symmetrisk modell, med symmetrilinje om midtsnittet i bjelken. Det ble først kjørt analyser på en bjelke med full lengde, men modellen hadde vanskeligheter for å oppnå konvergens i stegene i de ikke-lineære analysene. Dette kan skyldes at modellen var identisk på høyre og venstre side av punktlasten. Dersom det tilføres en svakhet på en av sidene, eller modellerer bare halve bjelken, vil det bli «enklere» for TNO DIANA å bestemme hvor bruddet

skal skje. For å fordele kreftene i opplegg og lastangrepspunkt er det lagt inn stålplater. Disse stålplatene har en tykkelse på 30 mm og har materialegenskaper som gitt under:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,3$$

Etter at det symmetriske *meshet* var utarbeidet, ble den testet i TNO DIANAs egen kvalitetssjekker, «*LABEL MESH QUALITY*». Alle elementene i modellen ble godkjent, se vedlegg A



Figur 3-7: Mesh, last og fastholdning, plane stress - element

I denne modellen er det valgt å bruke det firkantede elementet CQ16M. For å unngå numeriske problemer er det satt på *interface*-element, CL12I, som sørger for friksjonsfri overflate mellom betongen og stålplatene. I TNO DIANA spesifiseres to parametere ved bruk av *interface*-element: Normal og tangentiell stivhet, vist under.

$$k_n = 20 \text{ N/mm}$$

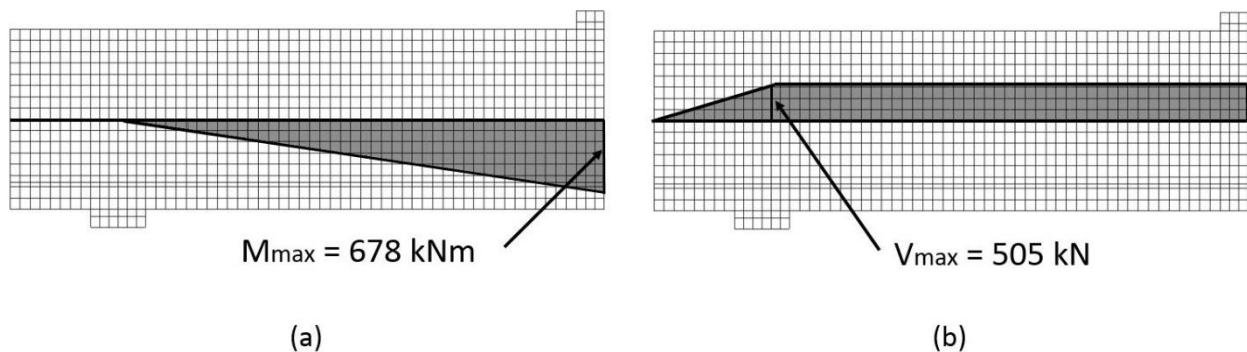
$$k_t = 0,00002 \text{ N/mm}$$

Den lave tangentielle stivheten sørger for at overflaten mellom materialene oppfører seg friksjonsfritt.

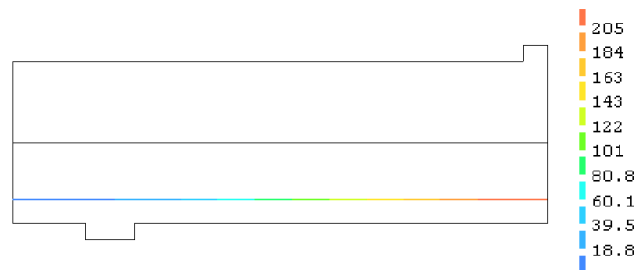
For å få TNO DIANA til å beregne moment- og skjærkraftdiagram, er det i modellen satt på en *composed line* analysene med *plane stress*-elementer. Teori om de ulike elementene og bakgrunn for hvorfor de er valgt, finnes i kapittel 2.5, som omhandler elementtyper. I kapittel 2.5.5 i de nederlandske retningslinjene, er det gitt en maksimumsstørrelse på elementet. Denne størrelsen er for bjelker i 2D-analyser, gitt av:

$$\min\left(\frac{L}{50}, \frac{h}{5}\right) = \min\left(\frac{2700\text{mm}}{50}, \frac{500\text{mm}}{5}\right) = 54\text{ mm} \quad (3.14)$$

Elementene i modellen har høyde og bredde på omtrent 30 mm, altså godt innenfor maksimumskravet til de nederlandske retningslinjene. Full integrasjon er dessuten brukt.



Figur 3-8: Moment- og skjærkraftdiagram lineær el. analyse med plane stress-el.



Figur 3-9: σ_x i armering, plane stress-elementer

3.3.2 Resultater

Analysen gir en nedbøyning på 5,43 mm ved en punktlast lik 1000. Nedbøyningen er hentet ut fra noden der punktlasten angriper. Moment- og skjærkraftdiagram som er hentet fra *composed line* er vist i Figur 3-8. Armeringsspenningene i Figur 3-9 indikerer at armeringen er implementert på en korrekt måte. Siden analysen gir den samme moment- og skjærkraftfordelingen som i nivå I blir det ingen endring i kapasitet på bjelken, og resultatet er det samme.

3.4 NIVÅ III – Ikke-lineær analyse med bjelkeelementer

I dette delkapittelet blir modellen fra nivå I i kapittel 3.2 bygget videre på og ikke-lineariteter blir innført. I forhold til en lineær analyse er denne modellen mer komplisert. Det skal spesifiseres en rekke flere parametere som beskriver oppførselen til materialet. Tolking av de oppnådde resultatene er ikke lenger «rett fram».

3.4.1 Pre-prosessering

Som sagt bygger denne modellen på analysen gjort i nivå I: Mesh, elementer, last, fastholdning og lineære materialegenskaper er fullstendig identisk. Nå skal samme modell bli bygget videre med en *fixed, smeared crack* modell for betong basert på total tøyning. Det ble brukt eksponentiell *softning* for betong i strekk og parabolisk diagram i trykk. *Lateral confinement*, *lateral cracking reduction* og poissonreduksjon er brukt. Variabel *shear retention* basert på *damage* er også inkludert i modellen, der det i TNO DIANA skal spesifiseres seks nye parametere for materialmodellen til betong. Under følger formler for disse verdiene i henhold til retningslinjene (5) og en oppsummering er gitt i Tabell 3-2. Bruddenergi for strekk blir gitt ved:

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (3.15)$$

Der G_{F0} varierer med maksimal tilslagsstørrelse i henhold til Tabell 3-1 under. Videre må bruddenergi for trykk, G_C , spesifiseres. Denne er gitt i formel (3.16). Det skal også oppgis fastheten i strekk for betongen, f_{ctm} . Denne kan beregnes ved å bruke formel (3.17).

Tabell 3-1: Parameter i uttrykk for bruddenergi

D_{\max} (mm)	G_{F0} (Nmm/mm ²)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

$$G_C = 250 \cdot G_F \quad (3.16)$$

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} \quad (3.17)$$

der

$$f_{ck} = f_{cm} - \Delta f \quad (3.18)$$

$$f_{ctk0,m} = 1,4 \text{MPa} \quad (3.19)$$

$$f_{ck0} = 10 \text{MPa} \quad (3.20)$$

Det skal også bestemmes båndbredde på oppsprekningen. I retningslinjene (5) er det gitt forslag til hvordan denne avstanden skal finnes: For rektangulære elementer der oppsprekningen skjer diagonalt, er et godt estimat for båndbredde lik

$$\sqrt{2}h \cdot 1,5 \approx 2h \quad (3.21)$$

Dersom oppsprekningen skjer langs en av kantene på elementet, blir båndbredden lik lengden på sidekanten. Tabell 3-2 oppsummerer material-parameterne for betong som er brukt i denne analysen, med unntak av de lineære parameterne. Materialmodellen for armeringen, som er en

elasto-plastisk modell med herding, er forklart i kapittel 2.3.6. Analysen er last-kontrollert med laststeg på 5 kN, der maksimalt antall iterasjoner er 100. Det er brukt funksjonen *linesearch* for å bedre konvergens, og en toleranse på kraft lik 1% og 0,01% på energi er konvergenskriterier.

Tabell 3-2: Material-parametere for betongen til analyse av bjelke i nivå III

Modell	<i>Total strain fixed crack</i>
Bruddenergi for strekk	$G_F = 0,0660 \text{ Nmm/mm}^2$
Bruddenergi for trykk	$G_C = 16,492 \text{ Nmm/mm}^2$
Strekkkapasitet betong	$f_{ctm} = 2,86 \text{ MPa}$
Trykkfasthet betong	$f_{cm} = 37,2 \text{ MPa}$
Båndbredde for riss	$b = 135 \text{ mm}$
Minimum reduksjonsfaktor på trykkfasthet pga. lateral sprekkdannelse	$\beta_{\sigma}^{min} = 0,4$

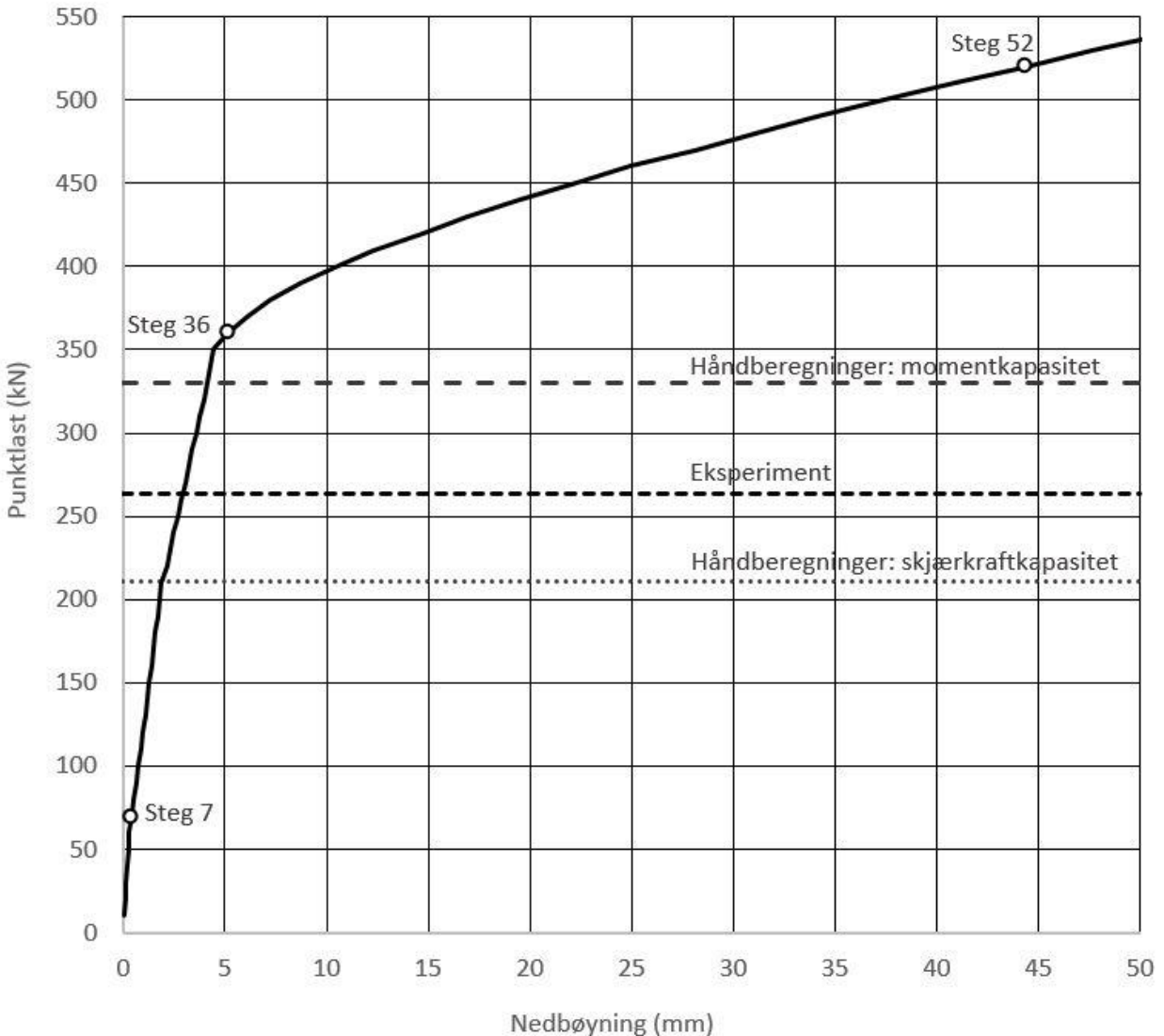
3.4.2 Resultater

Analysen resulterte i en last-deformasjonskurve som vist i Figur 3-10. I kurven er også resultatene fra analytiske beregninger av moment- og skjærkraftkapasiteten, samt bruddlasten til eksperimentet vist. I laststeg 7 er de første rissene på grunn av bøyning synlig. De initiale bøyerissene oppstår som forventet midt på bjelkesnittet i underkant av tverrsnittet der strekkspenningene er størst. Videre pålastes bjelken opp til en last på omtrent 360 kN, der armeringen har tangert flytspenningen. Dette skjer ved laststeg 36, indikert som «steg 36» i figuren. Som det kan ses i figuren endrer stivheten seg drastisk rundt dette laststeget, siden armeringen starter å flyte. Dette er omtrent 9% over momentkapasiteten fra analytiske beregningene, som gir et godt signal korrelasjon med håndberegningene av momentkapasiteten.

Etter flytning i armering fortsetter kurven langt ut over realistisk kapasitet. Et fornuftig bruddkriterie kan være at armeringen når strekkfastheten, og bjelken kollapser. Det er ikke oppgitt noe strekkfasthet i dokumentet som beskriver eksperimentet (4), men litteratursøket i startfasen av arbeidet med denne oppgaven, resulterte i en masteroppgave som kan gi oss et overslag av hva fastheten til armeringen kan være. I masteroppgaven til Sasha Kuzmanovic (17) er eksperimentet med undergrunnstunellen gjort rede for, og spenning-tøyningskurvene for

armeringen er vedlagt. Dette gir et anslag på 700 MPa som strekkfasthet på armeringen i bjelken. Det er stor sannsynlighet for at dette kan være noe feil, men det velges denne verdien for å kunne sette en kapasitet på bjelken.

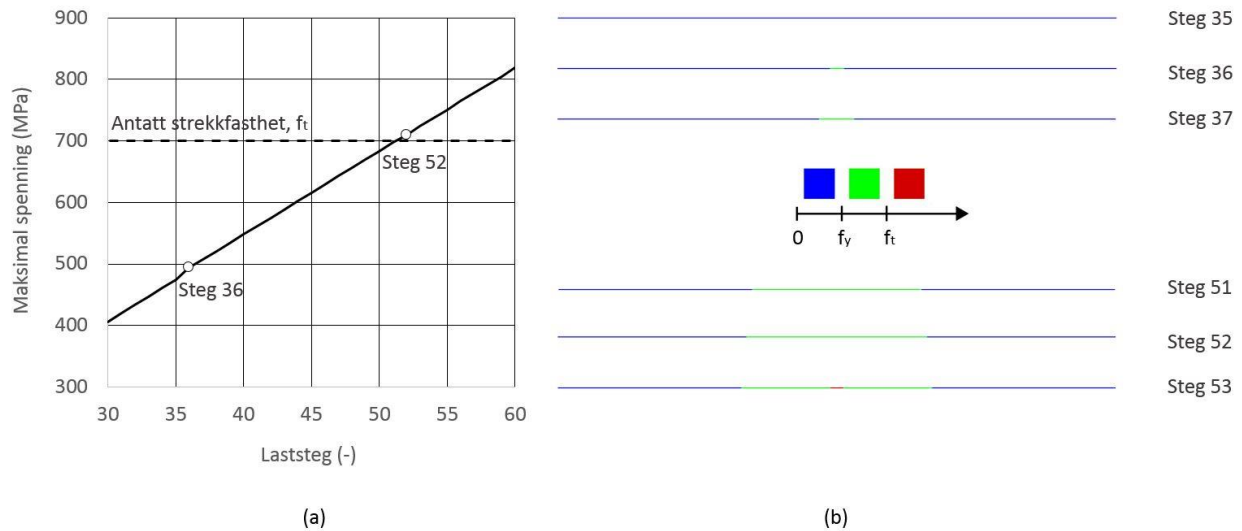
Siste laststeg før «brudd» er steg 51, der armering NO20 når spenning på 697 MPa.



Figur 3-10: Last-deformasjonskurve for bjelke med bjelkeelementer

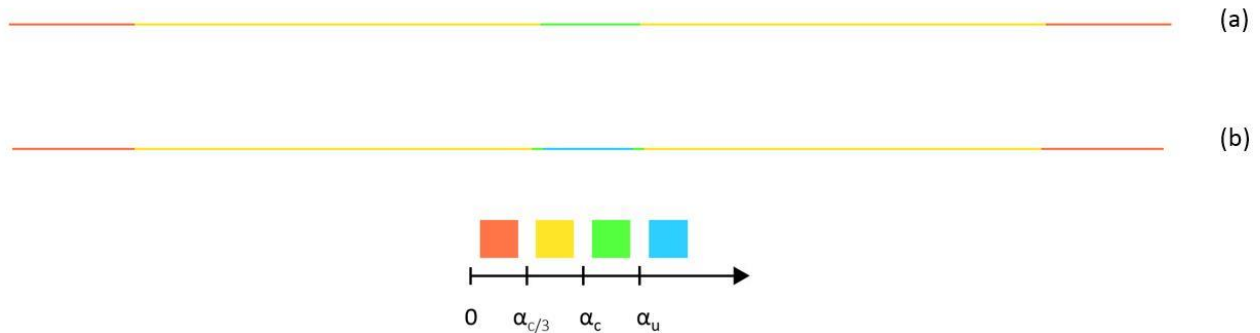
Figur 3-11 (a) viser en relativt lineær økning i maksimal spenningen i armeringen i laststeg 30 til 60. Høyre side av figuren viser konturplott av spenningen i noen utvalgte laststeg. I steg 52 er spenningen høyere enn den antatte strekkfastheten til armeringen, og i virkeligheten vil dette mest sannsynlig føre til brudd. Dersom antakelsen om brudd er riktig, vil maksimal last på bjelken

være lik 520 kN. Figur 3-11 (b) viser også konturplott av spenningene i armeringen i to ulike intervall rundt flytning og brudd.



Figur 3-11: $\sigma_{x,maks}$ i armering

Knusing av betongen skjer ikke før punktlasten når en kraft på 660 kN. I praksis vil ikke dette bruddet oppstå siden armeringen allerede har fått brudd ved en last på 520 kN. Som Figur 3-12 viser, ville et eventuelt trykkbrudd oppstått i steg 66 der hovedtrykkøyingene er større enn α_u .



Figur 3-12: ϵ_3 i steg 65 (a) og 66 (b)

Tabell 3-3: Verdier til kontorplot

$\alpha_{c/3}$	$-4,47 \cdot 10^{-4}$
α_c	$-2,24 \cdot 10^{-3}$
α_u	$-7,16 \cdot 10^{-3}$

Beregnete verdier for kontorplottene, se Figur 3-1, er vist i Tabell 3-1. Disse verdiene definerer kurven som er vist i kapittel 2.3.1 og er oppgitt for å lettere kunne tolke resultatene fra NLFEM-analysen.

3.5 NIVÅ IV – Ikke-lineær analyse med *plane stress* – elementer

Det siste og «høyeste» nivået i denne oppgaven er ikke-lineær analyse med *plane stress* elementer. Modellen fra nivå II vil bli brukt og tilført ikke-lineariteter. I motsetning til bjelkeelementer, kan disse elementene modellere skjærbrudd og forhåpentligvis vil disse elementene gi et mer realistisk bilde av bruddet i bjelken.

3.5.1 Pre-prosessering

Denne modellen er basert på analysen gjort i nivå II: Mesh, elementer, last, fastholdning og lineære materialeegenskaper er fullstendig identisk. Nå skal samme modell bli bygget videre med en *fixed, smeared crack* modell for betong basert på total tøyning på samme måte som i nivå III. Materialmodellen for betong er identisk med dette nivået, med unntak av båndbredden. Disse materialparameterne oppsummeres i Tabell 3-4 under.

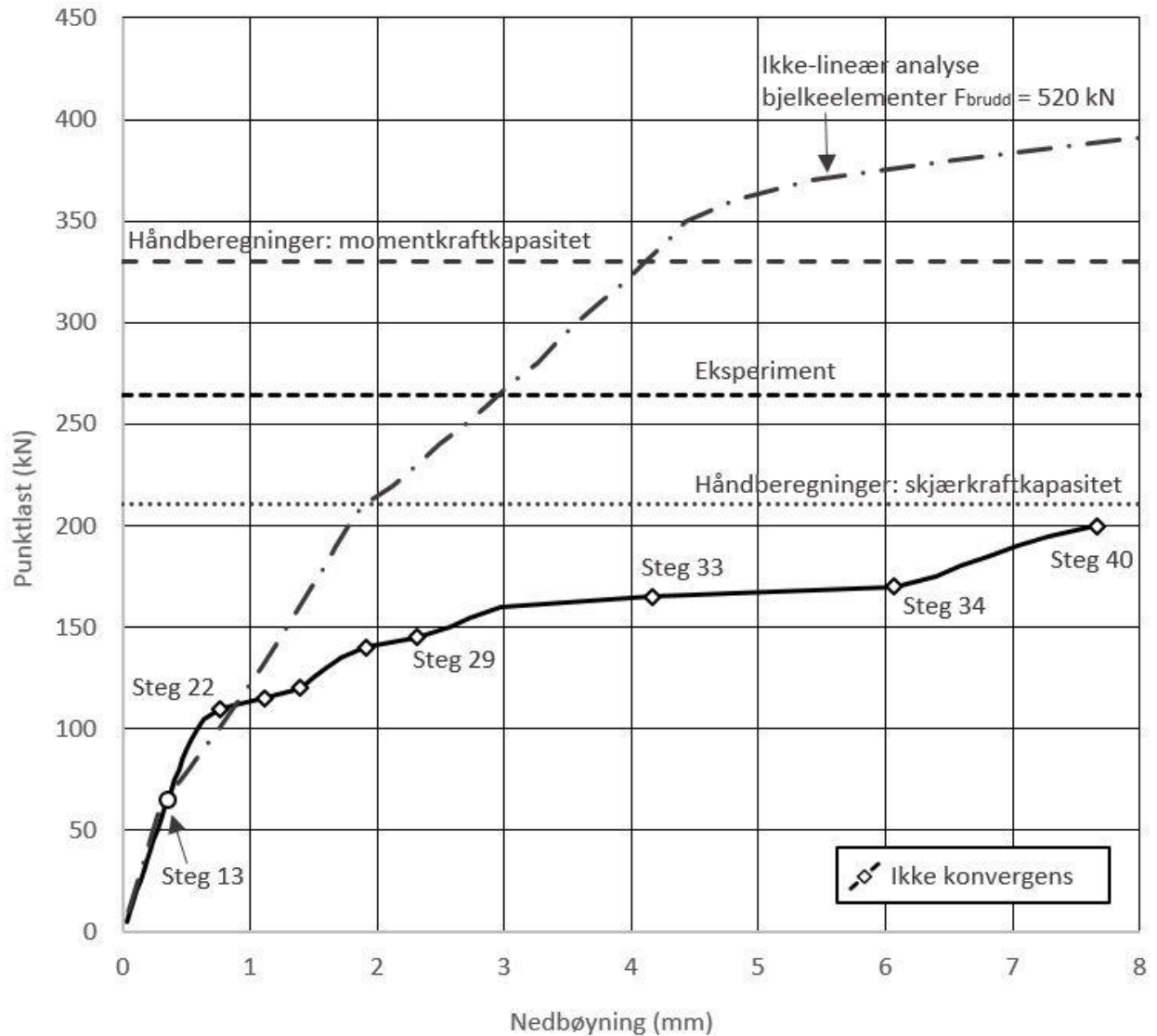
Tabell 3-4: Material-parametere for betongen til analyse av bjelke i nivå IV

Modell	Total strain fixed crack
Bruddenergi for strekk	$G_F = 0,0660 \text{ Nmm/mm}^2$
Bruddenergi for trykk	$G_C = 16,492 \text{ Nmm/mm}^2$
Strekkapasitet betong	$f_{ctm} = 2,86 \text{ MPa}$
Trykkfasthet betong	$f_{cm} = 37,2 \text{ MPa}$
Båndbredde for riss	$b = 30 \text{ mm}$
Minimum reduksjonsfaktor på trykkfasthet pga. lateral sprekkdannelse	$\beta_{\sigma}^{min} = 0,4$

Analysen er lastkontrollert og har laststeg på 2,5 kN, der maksimalt antall iterasjoner er 100 som før. *Linesearch* er fortsatt i bruk, og konvergenskriteriene er de samme som nivå III. Det er brukt full integrasjon på elementet CQ16M. Som forklart i nivå II er det brukt *interface* - elementer mellom betong og stål (opplegg og lastplate) for å unngå konvergensproblemer i størst mulig grad.

3.5.2 Resultater

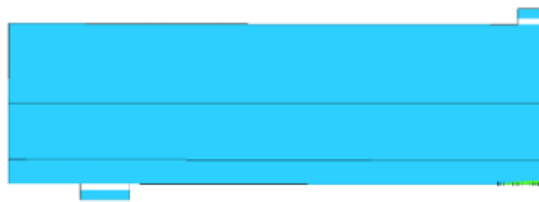
Linjen som er heltrukket i Figur 3-13 viser sammenhengen mellom last og deformasjon i analysen av den fritt opplagte bjelken i nivå IV. Diagrammet viser også bruddlasten fra eksperimentet, resultatene fra de analytiske beregningene, og kurven fra analysen i nivå III, ikke-lineær analyse med bjelkeelementer.



Figur 3-13: Last-deformasjonskurve nivå III

Det var flere laststeg i analysen som ikke konvergente som et resultat av konvergenzkriteriet som er satt. Stegene som ikke konvergente er vist som punkter i figuren under. Initiale bøyeriss oppstår

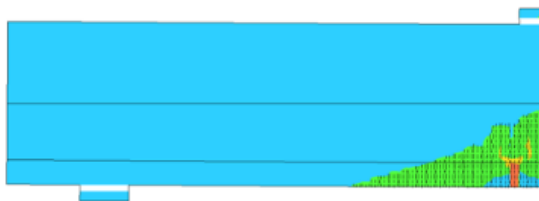
i laststeg 13, der strekkfastheten til betongen overskrides. Som forventet skjer dette først der hvor strekkspenningen er størst, under lasten i nedre kant av bjelken.



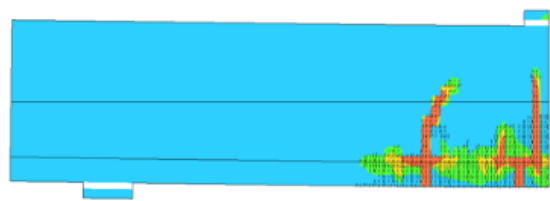
(a) Steg 13



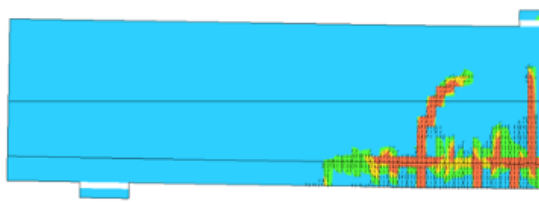
(b) Steg 21



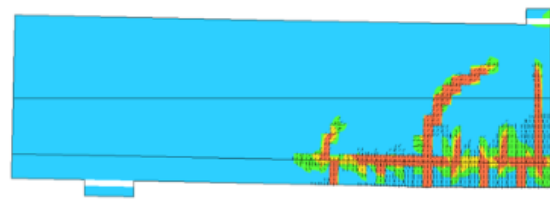
(c) Steg 22



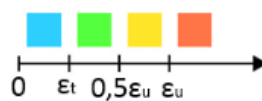
(d) Steg 25



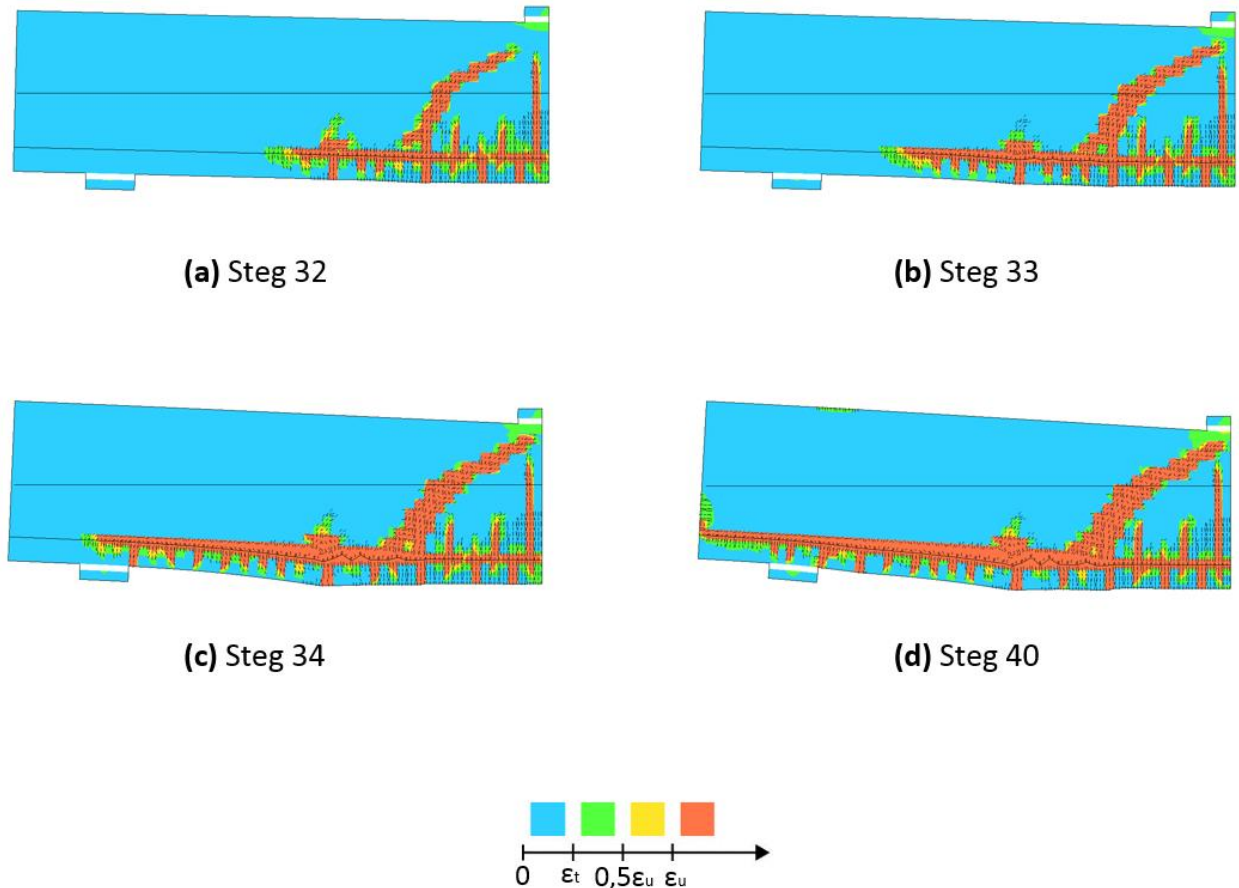
(c) Steg 28



(d) Steg 29



Figur 3-14: Riss og konturplot av ϵ_1 laststeg 13, 21, 22, 25, 28 og 29



Figur 3-15: Riss og konturplot av ϵ_1 laststeg 32, 33, 34 og 40

Laststeg 22 er første steg der analysen ikke konvergerer. Dette skjer ved en last på 110 kN. I dette laststeget overgår tøyningen ϵ_u , som er definert i kapittel 2.3.2, og det oppstår et stort riss fra nedre kant av bjelken. Plasseringen av dette risset er ikke helt som forventet, da det ikke oppstår der hvor strekkspenningene i betongen er størst, altså midt på bjelken. Grunnen til at risset oppstår her og ikke i midtsnittet, kan være på grunn av lastplaten i overkant av bjelken. Lasten virker ikke i et punkt midt på bjelken, men kreftene blir fordelt ved hjelp av denne lastplaten. Laststeg 23 og 24 konvergerer heller ikke, men i disse stegene utvikles flere store riss i betongen som kan være forklaringen på dårlig konvergens. I Figur 3-14 og Figur 3-15 er riss og konturplot av tøyningene i hovedspenningsretning vist, og en kan følge utviklingen fra steg til steg. Fargeskala for konturplottet er illustrert i Figur 3-1 i starten av kapittelet og Tabell 3-5 viser tøyningsverdiene.

Tabell 3-5: Verdier til kontorplot

ϵ_t	$1,03 \cdot 10^{-4}$
$0,5 \cdot \epsilon_u$	$3,85 \cdot 10^{-4}$
ϵ_u	$7,69 \cdot 10^{-4}$
$\alpha_c/3$	$-4,47 \cdot 10^{-4}$
α_c	$-2,24 \cdot 10^{-3}$
α_u	-0,024

Fra steg 25 utvikles det et stort riss som bøyer seg inn over bøyerissene. Det kan se ut som om dette er starten på et såkalt bøyeskjærbrudd, som forklart i kapittel 2.4. I laststeg 33 har dette diagonale risset utviklet seg helt opp til lastplaten. Som forklart i kapittel 2.4 er bøyeskjærbrudd ofte sprøe og uten forvarsel. Som Figur 3-14 og Figur 3-15 viser, utvikler risset seg over mange laststeg og bruddet oppfører seg ikke som et typisk sprøbrudd. Som forklart i teorikapittelet kan det i bjelker med a/d-forhold mellom 1 og 2,5 oppstå situasjoner der konstruksjonsdelen kan bære økende last etter at risset har oppstått, og vil feile i såkalte skjærstrekk- eller skjærtrykkbrudd. Skjærstrekkbrudd i bjelker med lite a/d-forhold får gjerne brudd langs armering på grunn av *splitting failure*, heftbrudd i armeringen, eller skjærbrudd i armeringen. I denne analysen er de to siste bruddene nevnt her neglisjert, da full heft i armering og *embedded* armering er lagt inn. Dette kan være en av grunnene til at analysen fortsetter så langt som den gjør.

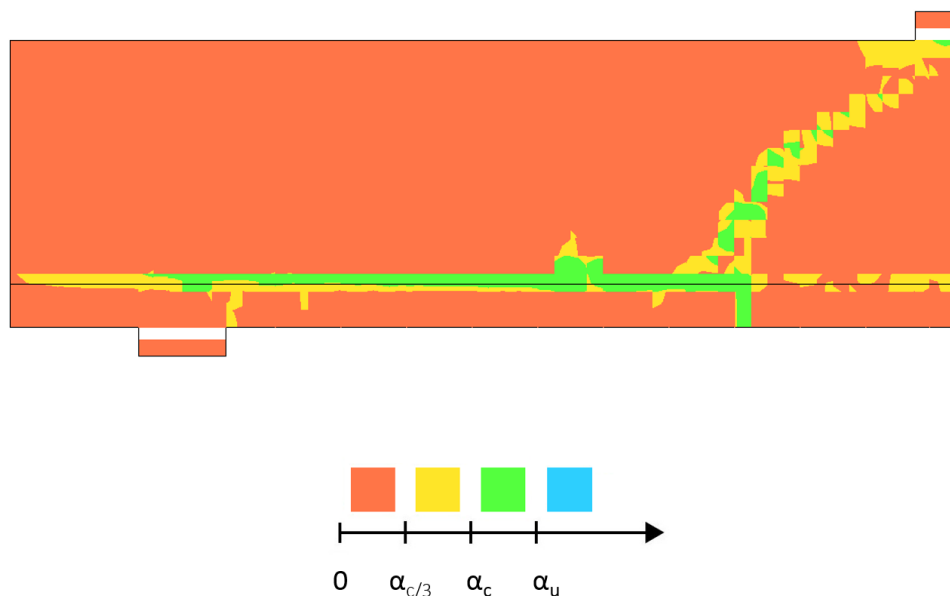
**Figur 3-16: σ_3 i laststeg 38**

Analysen stopper etter laststeg 40 ved en nedbøyning på nærmere 8 mm og en last på 200 kN. Fra laststeg 29 til 40 utvikles mange nye riss langs strekkarmeringen, noe som styrker antakelsene

om at dette kan være et skjærstrekkbrudd. Dette kan også være forklaringen på dårlig konvergens i laststeg 33 og 34. Analysen stoppet på grunn av divergens, og ville muligens har fortsatt noe dersom det hadde blitt brukt mindre laststeg eller forskyvningskontrollert analyse. Siden den er lastkontrollert, kan det være mer utfordrende å finne eksakt bruddlast som forklart i kapittel 2.2.

Hvordan er kreftene overført fra punktlasten og ned i opplegget, selv om bjelken har et stort gjennomgående diagonalriss? For å finne svar på dette er det sett på hovedtrykkspenningene i et høyt laststeg. Figur 3-16 viser hovedtrykkspenningene i bjelken i laststeg 38 og viser tydelig overføring av trykkspenninger som en «trykkstav» inne i bjelken.

For å utelukke at flytning i armering kan ha noe med bruddårsaken er det sett på armeringsspenningene. Den største spenningen som opptrer i armeringen under pålastning er 321 MPa, noe som er langt under flytspenning. Trykkbrudd i betong kan også føre til brudd. Figur 3-17 viser hovedtrykkspenningene i bjelken i laststeg 40. Ingen tøyninger tangerer α_u , men det er tydelig mye som skjer langs diagonalrisset og armeringen. Det konkluderes med at trykkbrudd i betongen ikke er en fare i dette laststeget. Lasten i det siste konvergente laststeget tilsvarer en punktlast på 195 kN og antas som skjærkapasiteten til bjelken i nivå IV.



Figur 3-17: ϵ_1 i laststeg 40

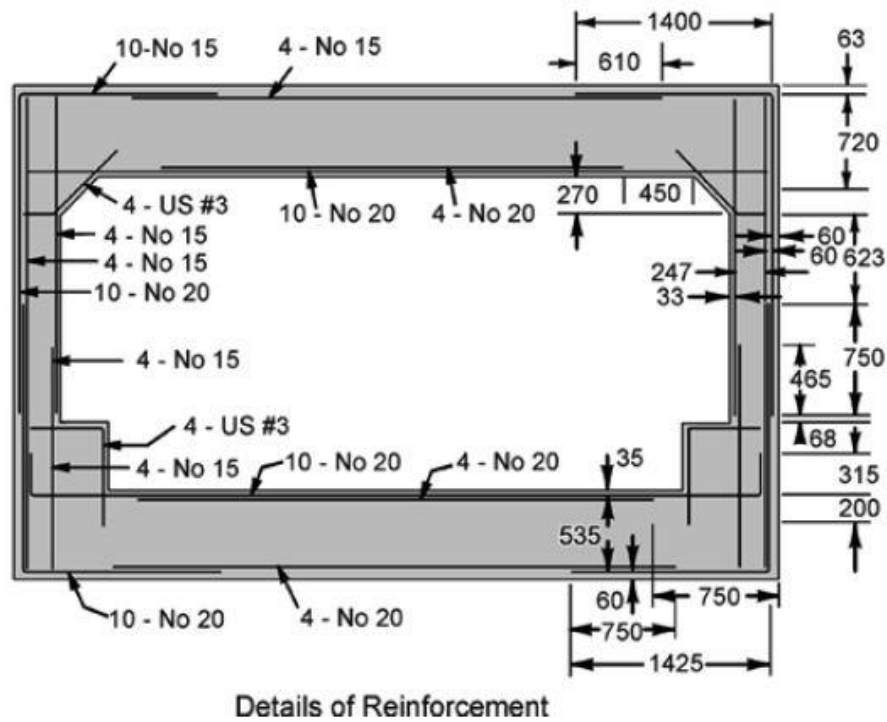
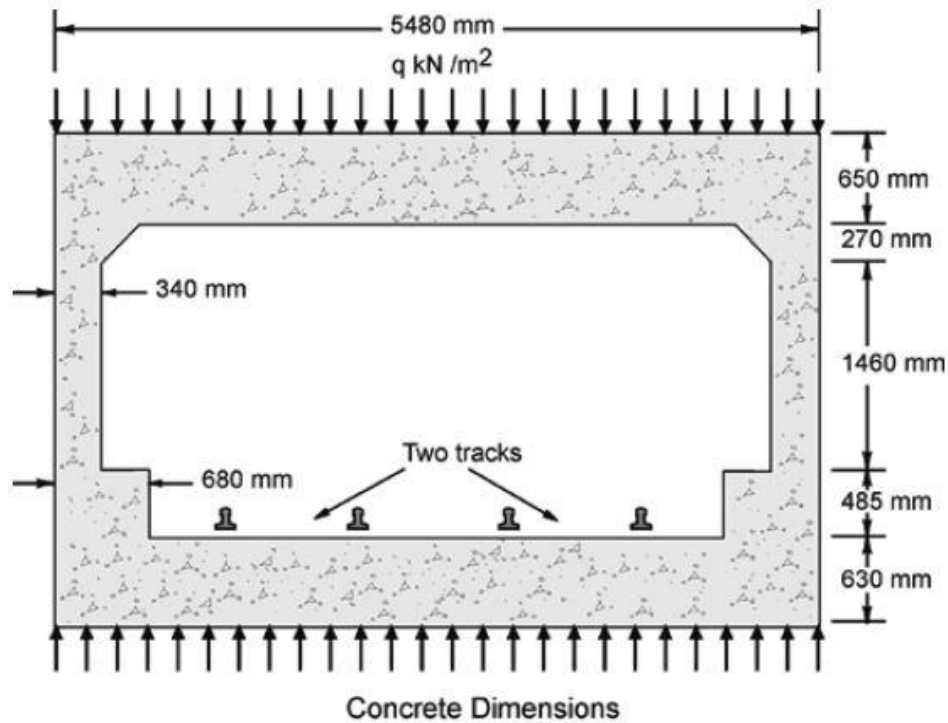
4. CASE 2 – UNDERGRUNNSTUNELL

Under planlegging av utbyggingen av Toronto undergrunnssystem kom det bekymringsmeldinger angående skjærkapasiteten til konstruksjonen. For å få tak i eksperimentelle data direkte, ble det laget en 46% skalamodelle av tunnelen og testet i et eksperiment. Dette er beskrevet i rapporten skrevet av Michael P. Collins og Daniel Kuchma (4). Også i denne delen av oppgaven skal kapasitet av tunnelmodellen bli funnet basert på en stegvis *multi-level assessment*. Som i kapittel 3 består den av fire nivå. Materialmodellene for betongen, armeringen og stålplatene i de ulike nivåene er de samme som i forrige kapittel, selv om verdiene er tilpasset eksperimentet av tunnelen. Det antas derfor at leseren har satt seg inn i modellene som er brukt i kapittel 3.

4.1 Eksperiment

Modellen som ble testet i eksperimentet har dimensjoner som vist i Figur 4-1 og den inneholdt ingen skjærarmering. Modellen som ble laget har en dybde inn i planet på 960 mm og ble testet liggende. Sju sett med jekker var satt på for å simulere en fordelt last på topp- og bunnbjelken. Jekkene skulle simulere last fra jordfyll over, egenvekt og eventuelle laster på toppen av jorden.

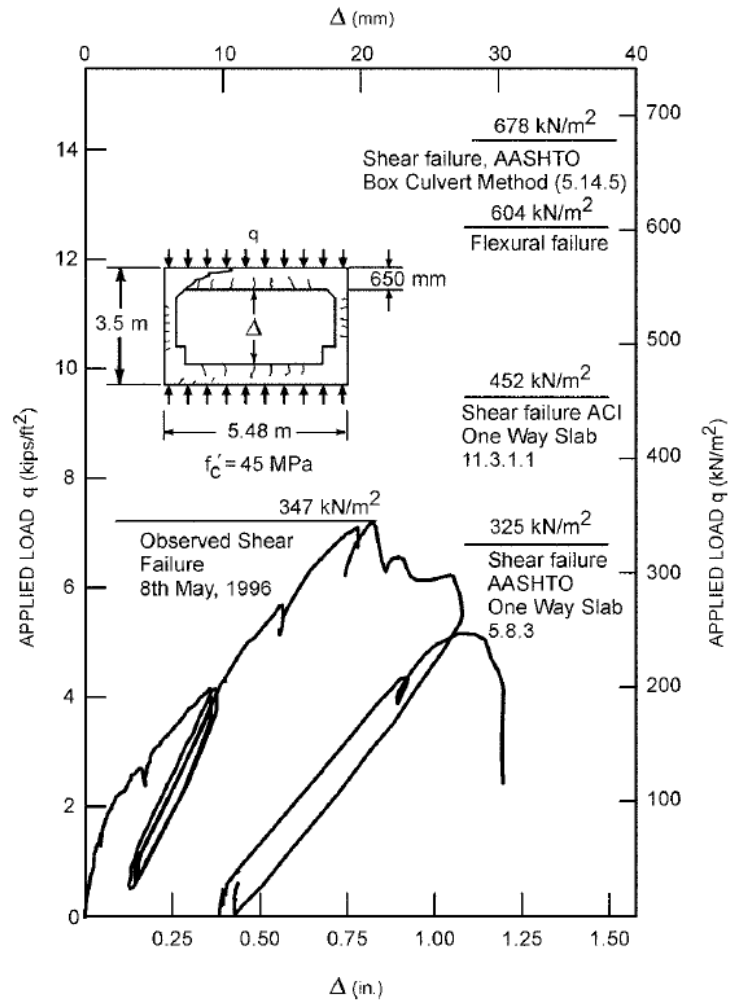
Det er brukt tre forskjellige armeringstyper. NO15 og NO20 har flytspenning på henholdsvis 460 MPa og 490 MPa, men strekkfasthet (ultimate strength) er ikke rapportert. I litteraturstudiet i startfasen av arbeidet med denne oppgaven, ble det funnet en masteroppgave som har beskrevet dette forsøket. Denne masteroppgaven oppgir en strekkfasthet på 646 MPa og 700 MPa, på henholdsvis NO15 og NO20. Masteroppgaven fra Sasha Kuzmanovic (17) oppgir også informasjon om den siste armeringstypen: US#3. Denne har en strekkfasthet på 778 MPa. Flytspenningen til US#3 er noe vanskelig å tolke ut ifra «*How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?*», men antas å være 508 MPa som oppgitt i figur 6 i samme rapporten. Armeringen er plassert som vist i Figur 4-1.



Figur 4-1: Dimensjoner og armering tunell

Betongen som ble brukt hadde en sylinter-trykkfasthet på 45 MPa, som antas å være et godt estimat for gjennomsnitt av trykkfastheten til betongen. Maksimal tilslagsstørrelse er dessuten 10 mm.

rapporten (4) understreker at konstruksjonen gikk til et sprøtt skjærbrudd i øvre hjørne til venstre, ved en last på 347 kN/m². Største rissvidde ved brudd var bare 0,15 mm og største tøyning i armering var målt til bare $2,15 \cdot 10^{-3}$. Last-deformasjonskurve fra forsøket blir vist i Figur 4-2. Her er det også rapportert andre verdier som er verdt å merke seg. Bøyekapasiteten oppgis for eksempel til å være 604 kN/m². Deformasjonen ble målt som endring i avstand mellom topp- og bunnbjelken. Dette kan ses i Figur 4-2.



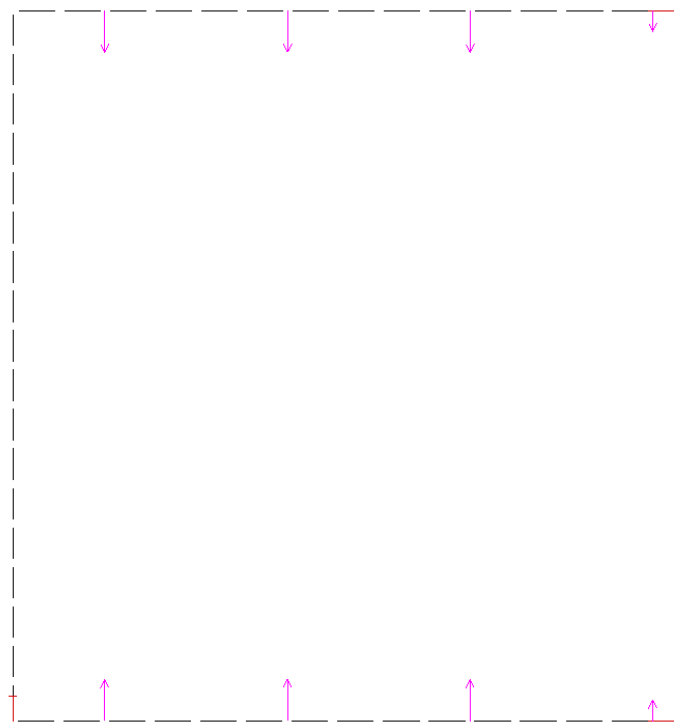
Figur 4-2: Resultater eksperiment

4.2 NIVÅ I – Lineær elastisk analyse med bjelkeelement

I dette kapittelet vil maksimal last på rammen bli beregnet basert på lineær elastisk analyse på samme måte som nivå I i kapittel 3. Dette kapittelet inneholder også analytisk beregning av moment- og skjærkraftkapasitet. De analytiske beregningene som blir gjort vil ta utgangspunkt i at bruddet skjer i samme konstruksjonsdel som i eksperimentet.

4.2.1 Pre-prosessering

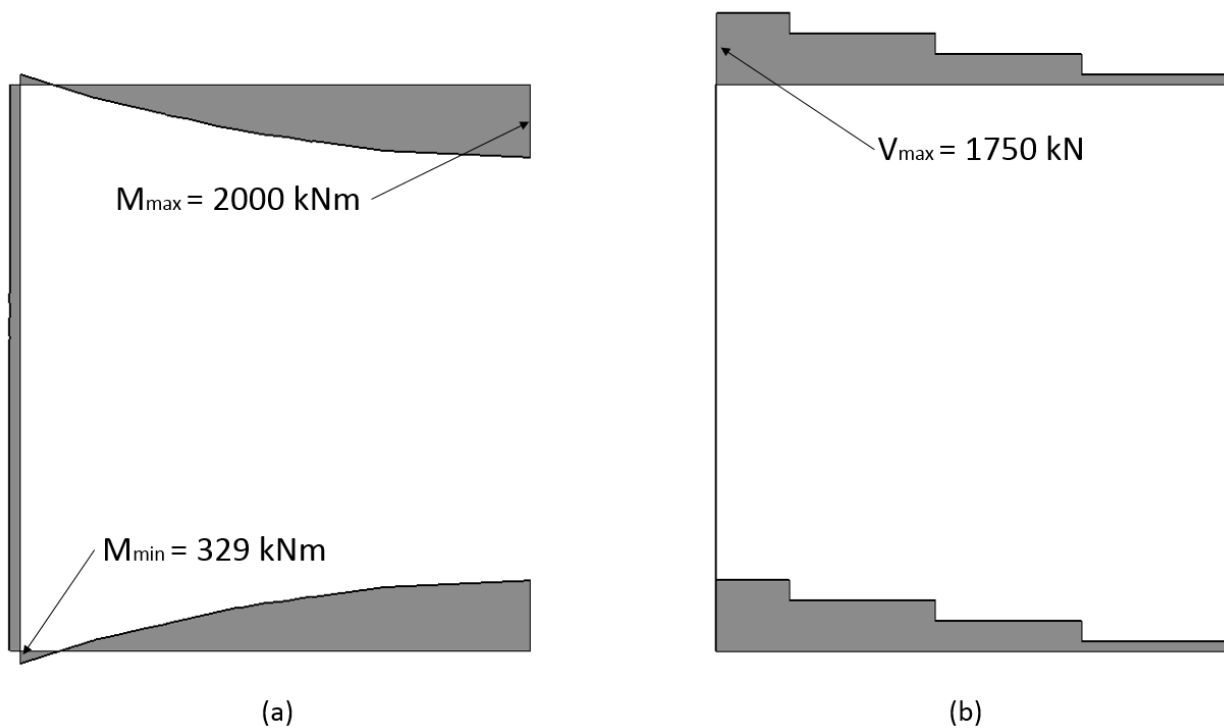
Dersom man bruker den forenklede formelen (3.1) i kapittel 3.2.1 blir elastisitetsmodulen 29 363,3 MPa. Poissons tall er fortsatt det samme som tidligere, $\nu = 0,15$. Konstruksjonsdelen er *meshet* med bjelkeelementet CL12B, vist i Figur 4-3. Den samme figuren viser opplagerbetingelser og last som er satt på konstruksjonen. Legg merke til at det er blitt valgt å modellere rammen som et symmetriproblem, der bare venstre halvdel av rammen er med i modellen. Siden eksperimentet ble gjort på en liggende ramme skal ikke egenvekt inkluderes. Det er også gjort forenklinger i hvordan armeringen er lagt inn (se Figur 4-5 under). Diagonal armering i hjørnet av rammen er ikke tatt med i bjelkeelementmodellen. Armeringen er fortsatt lagt inn som *embedded* med Youngs modul lik 200 000 MPa, og kan ses i Figur 4-5. Lastene som er satt på har en intensitet på 500 kN, noe som tilsvarer en fordelt last på 665,3 kN/m² på topp- og bunnbjelken.



Figur 4-3: Mesh, last og fastholdning, bjelkeelement

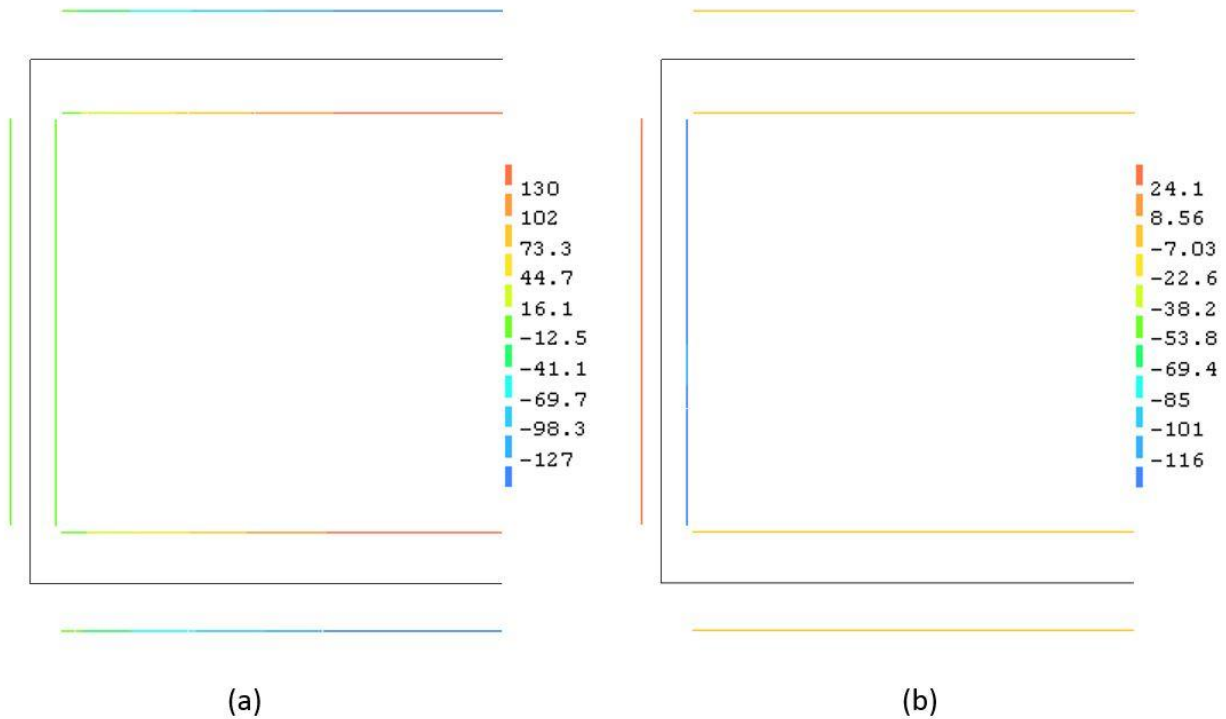
4.2.2 Resultater

For å finne deformasjonen blir forskyvningen i øvre og nedre node lengst til høyre i modellen lagt sammen. Dette gav en deformasjon på 16.2 mm. Moment- og skjærkraftdiagrammene blir som vist i Figur 4-4 under.



Figur 4-4: Moment- og skjærkraftdiagram lineær el. analyse med bjelkeel.

Armeringsspenningene som opptrer i bjelken er vist i to konturplot i Figur 4-5, både horisontal- og vertikal retning. Plottet viser at maksimal spenning virker i strekksonen i topp- og bunnbjelken, som er indikert med mørk oransje farge. Konstant spenning i den vertikale armeringen i Figur 4-5 (b) er også korrekt. Det kan konkluderes med at armeringen er implementert på en riktig måte.



Figur 4-5: σ_x (a) og σ_y (b), bjelkeelementer

4.2.3 Momentkapasitet

På samme måte som i nivå I i CASE 1 - BJELKE i kapittel 3.2, tidligere i oppgaven, bruker vi analytiske beregninger for å finne kapasitet på rammen. Spenningene i armeringen i Figur 4-5 viser at et eventuelt momentbrudd på grunn av flyt i armering vil skje i midtsnittet i topp- eller bunnbjelken, dersom konstruksjonsdelen er normalarmert. Beregningene er basert på antagelsene og forutsetninger som er gjort i kapittel 3.2.3.



Figur 4-6: Beregningsmodell momentkapasitet

Som det kan ses i Figur 4-1 har bjelken lengdearmringing i både topp og bunn av tverrsnittet. Dermed består momentkapasiteten av to bidrag: kapasitet fra kraftpar (S2 og T) og resterende armering (S1) + trykksone. Se Figur 4-6.

$$M_{R,kraftpar} = T \cdot h' = S_2 \cdot h' \quad (4.1)$$

$$M_{R,kraftpar} = (800\text{mm}^2 \cdot 460\text{MPa}) \cdot 552\text{mm} = 203 \text{ kNm}$$

Flytetøyningen for armeringen med lavest fasthet og balansert armeringstverrsnitt må bestemmes:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{460}{200\,000} = 0,00230$$

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00230} = 0,603$$

$$A_{s,b} = 0,8 \cdot \frac{f_{cm}}{f_y} \cdot bd \cdot \alpha_b = 0,8 \cdot \frac{45}{460} \cdot 960 \cdot 615 \cdot 0,603 = 27\,880,46 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s,b} \rightarrow \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

Trykksonehøyden for tverrsnittet gir grunnlaget for å beregne momentkapasiteten. Total momentkapasitet blir da summen av begge bidragene.

$$\alpha = \frac{f_y \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cm} \cdot bd} = \frac{460\text{MPa} \cdot 3400\text{mm}^2}{0,8 \cdot 45\text{MPa} \cdot 960\text{mm} \cdot 615\text{mm}} = 0,074$$

$$M_{R,trykksone} = 0,8 \cdot 0,074 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,074) \cdot 45\text{MPa} \cdot 960\text{mm} \cdot (615\text{mm})^2$$

$$M_{R,trykksone} = 934 \text{ kNm}$$

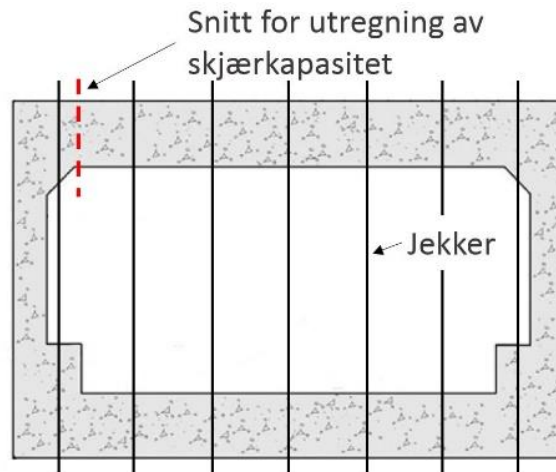
$$M_{Tot,topp} = M_{R,kraftpar} + M_{R,trykksone} = 1\,137 \text{ kNm}$$

Lineær analyse gav et maksimalt moment på 2 000 kNm, ved en fordelt last q lik 665,3 kN/m² (se Figur 4-4 (a)). Dermed kan vi regne ut bruddlast for momentkapasiteten vi har funnet:

$$q_{brudd,moment} = 665,3 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{1137 \text{ kNm}}{2000 \text{ kNm}} = 378,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2.4 Skjærkraftkapasitet

Eksperimentet som ble gjort på den nedskalerte modellen av tunnelen viser at bruddet oppstår på grunn av for stor skjærkraft i øvre bjelke. Snittet for kapasitetsberegning vises i Figur 4-7 der bruddet i eksperimentet gikk. Det er derfor gjort en enkel kapasitetsberegning av denne bjelken med hensyn på skjærkraften som oppstår. Det er på samme måte som i kapittel 3.2.4 brukt eurokoden (16) og formelverket som er gitt under kapittel 6.2.2 (EC).



Figur 4-7: Snitt for beregning av skjærkraftkapasitet

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{615}} = 1,57 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{4200 \text{ mm}^2}{960 \text{ mm} \cdot 615 \text{ mm}} = 7,11 \cdot 10^{-3} < 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{1} = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{76300}{650 \cdot 960} = 0,12$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,15 \cdot 1,57 \cdot (100 \cdot 7,11 \cdot 10^{-3} \cdot 45 \text{MPa})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 960 \text{mm} \cdot 615 \text{mm}$$

$$V_{Rd,c} = 441,40 \text{ kN}$$

Med en minsteverdi

$$V_{Rd,c} = \left[\left(0,035 \cdot 1,57^{\frac{3}{2}} \cdot 45^{\frac{1}{2}} \right) + 0,3 \cdot 0,12 \right] 960 \cdot 615 = 272,69 \text{ kN}$$

Lineær analyse gav en skjærkraft i det aktuelle snittet på 1250 kN ved en last q lik 665,3 kN/m² (se Figur 4-4 (b)). Dermed blir maksimal last på grunn av skjærkapasitet:

$$q_{brudd,skjær} = 665,3 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{441,40 \text{ kNm}}{1250 \text{ kNm}} = 234,9 \text{ kN/m}^2$$

Der kravet til minstearming ikke er oppfylt gir Eurokoden (EC2) tilleggsregler for kapasitet. Se kapittel 12.1(1) i EC 2 (16). Minstearming $A_{s,min}$ er ifølge EC2 9.2.1(1) 886,6 mm², så kravet til minstearming er dekket. For at beregningene skal gjelde må bjelken ha et minimum av strekkarming.

4.3 NIVÅ II - Lineær elastisk analyse med *plane stress* – elementer

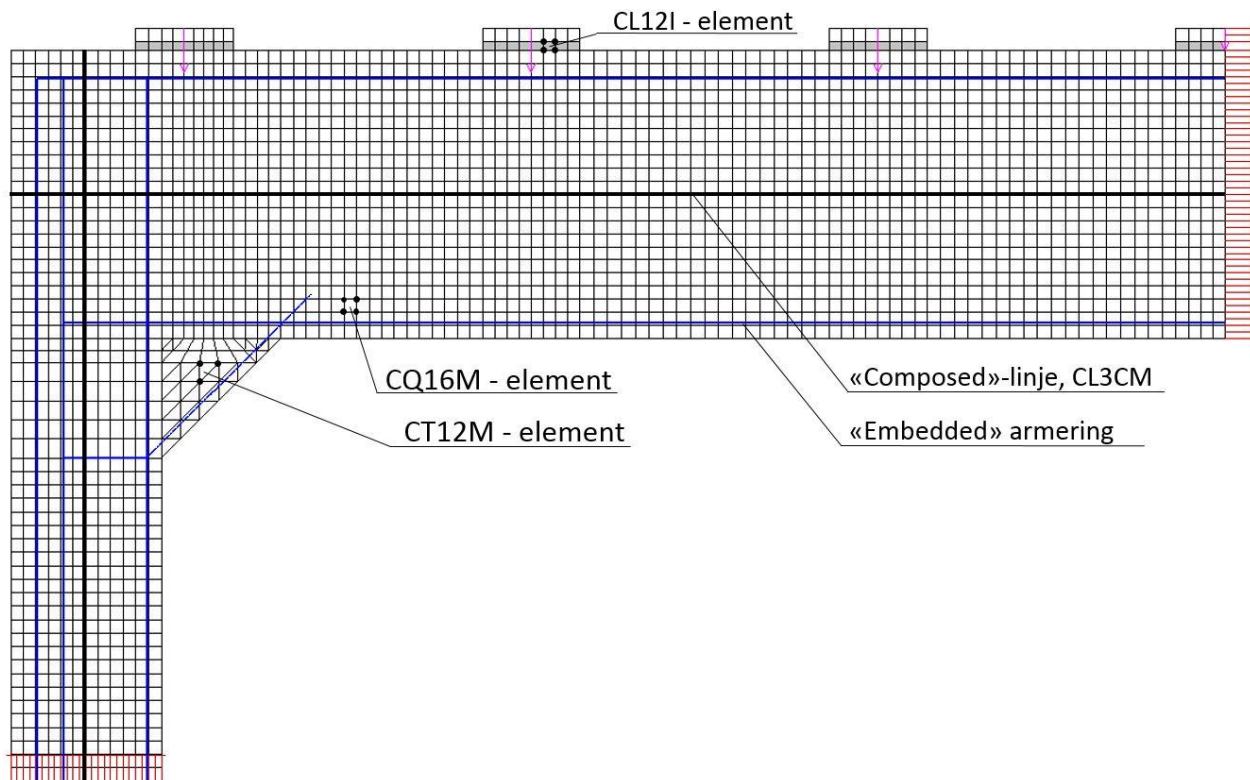
Det har også blitt utarbeidet en *plane stress* modell av undergrunnstunellen, i likhet med bjelken i kapittel 3. Pre-prosesseringen og resultater av analysen vil bli presentert under, samt analytiske beregninger av moment- og skjærkapasitet.

4.3.1 Pre-prosessering

Lineære materialegenskaper for betong og armering er de samme som forrige modell og materialmodellen for stålplatene (opplegg og lastplater) er gitt i kapittel 3.3.1. Modellen har blitt modellert med symmetri om to akser og kan ses i Figur 4-8 under. Som figuren viser er det satt på fastholdning i horisontal retning på den vertikale symmetriaksen i toppbjelken, og vertikal fastholdning i den horisontale symmetriaksen i tunellveggen. Kreftene som skal simulere jekkene er indikert med rosa farge. Siden bruddet i eksperimentet oppstod i øvre hjørne til venstre ble det valgt å bare modellere denne fjerdedelen av konstruksjonen. Dette ble gjort for å bedre konvergens i de ikke-lineære analysene, samt redusere jobben med å lage element-*meshet*. Elementene som er valgt er nøyaktig de samme som i kapittel 3.3. I tillegg til disse elementene er det brukt trekantede CT12M-elementer i «vuten», det vil si i overgangsledet mellom søyle og bjelke der tverrsnittene utvider seg. Det er brukt full integrasjon på alle *plane stress*-elementer. Maksimal elementstørrelse er også her regnet ut med utgangspunkt i formel (3.14):

$$\min\left(\frac{L}{50}, \frac{h}{5}\right) = \min\left(\frac{2740\text{mm}}{50}, \frac{650\text{mm}}{5}\right) = 54.8 \text{ mm}$$

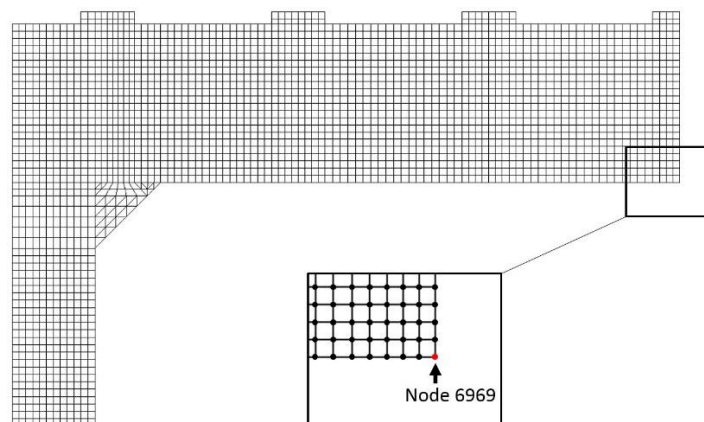
Elementene har omtrent 30 mm bredde og høyde, noe som er godt innenfor maksimalstørrelsen som er anbefalt i de nederlandske retningslinjene. Etter at *meshet* var utarbeidet ble den testet i TNO DIANAs egen kvalitetssjekker, «*LABEL MESH QUALITY*». Alle elementene i modellen ble godkjent, se vedlegg A.



Figur 4-8: Mesh, last og fastholdning, plane stress - element

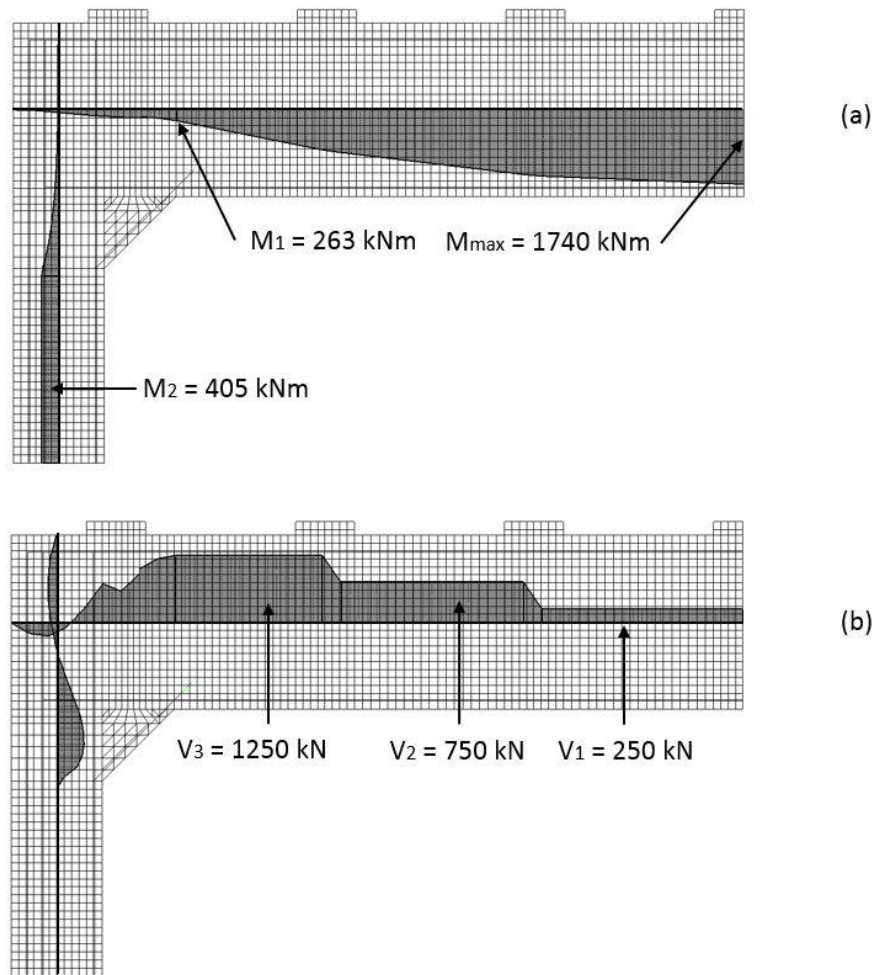
4.3.2 Resultater

Siden denne modellen er dobbeltsymmetrisk, og bare toppbjelken er en del av analysen, blir det vanskelig å måle endring i avstand mellom topp- og bunnbjelken. Derfor estimeres deformasjonen ved å multiplisere forskyvningen i node 6969 med to. Dette er en forenkling og vil ikke gi nøyaktig svar, men antas som tilstrekkelig. Se Figur 4-9 for plassering av denne noden.



Figur 4-9: Node 6969

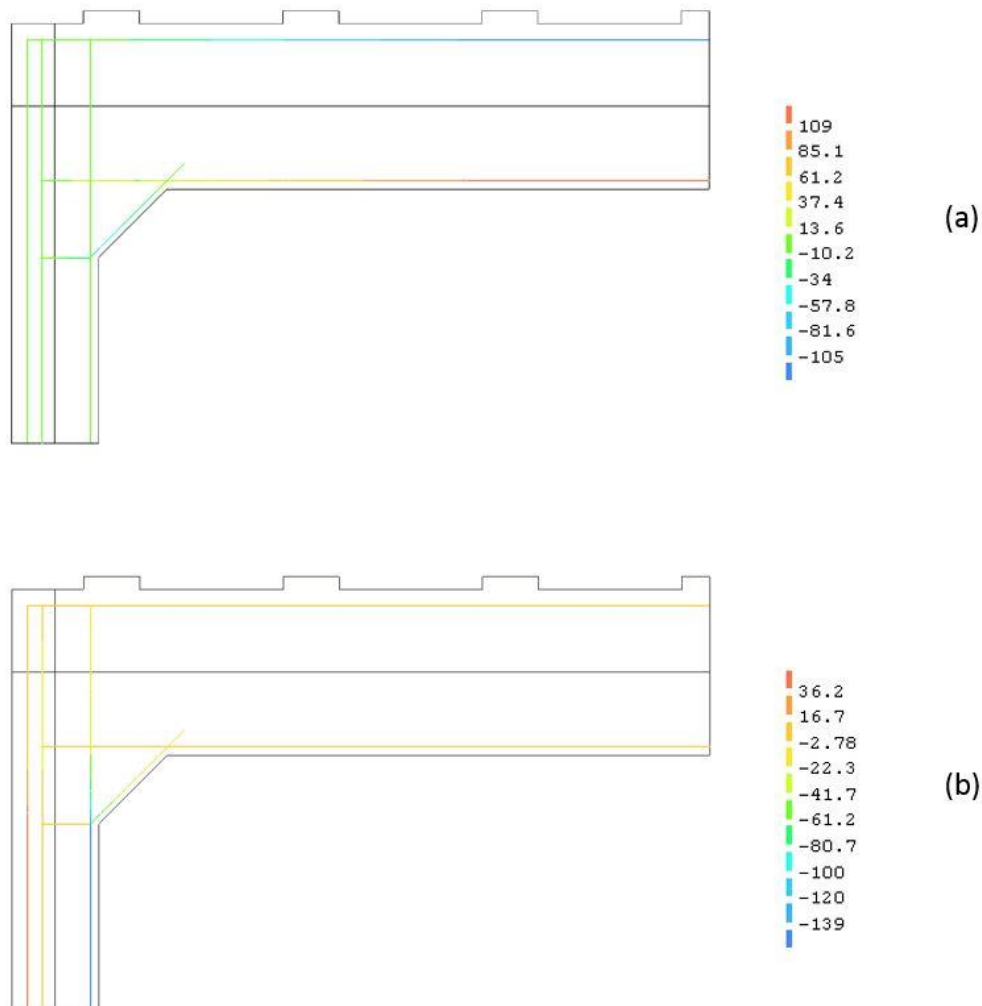
Dersom denne forenklingen blir tatt i bruk får vi en total forskyvning på 13,2 mm. Momentfordeling og skjærkraftfordeling blir som vist i Figur 4-10. Det må bemerkes for leseren at momentet og skjærkraften innerst i hjørnet nødvendigvis ikke er helt korrekt. Se vedlegg B for diskusjon rundt problemet som oppstår med *composed line*. Dette er en såkalt D-region, hvor D står for *discontinuity* (diskontinuitet) eller *disturbed* (forstyrret), som ofte er noe vanskelige å analysere lastvirkning i. Det er vanlig å anta at D-regioner strekker seg omtrent en tverrsnittshøyde hver vei fra konsentrerte laster eller brå endringer i tverrsnitt.



Figur 4-10: Moment- og skjærkraftdiagram lin. elastisk analyse med plane stress-el.

Maksimalt moment forekommer i midtsnittet i øvre «bjelke», og har en intensitet på 1740 kNm, 87% av momentet som ble kalkulert i nivå I i kapittel 4.2.3. Momentet i søylen (tunellveggen) er vesentlig mindre enn i bjelken og ligger på 405 kNm, 123% av momentet i søylen i forrige nivå (nivå I). Skjærkraften øker som antatt stegvis for hver kraft som blir satt på, og når en maksimal

verdi på 1250 kN. Skjærkraftfordelingen fram til hjørnet er den samme som i nivå I. Figur 4-11 viser armeringsspenningene i horisontal og vertikal retning. Spenningene, som samsvarer godt med momentdiagrammet, indikerer at armeringen er implementert på en korrekt måte.



Figur 4-11: σ_x (a) og σ_y (b), bjelkeelementer

Moment- og skjærkapasitet fra analytiske beregninger blir som under. Utrekningene er vist i detalj i nivå I i kapittel 3.2.

$$q_{brudd,moment} = 665,3 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{1137 \text{ kNm}}{1740 \text{ kNm}} = 434,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{brudd,skjær} = 665,3 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{441,40 \text{ kNm}}{1250 \text{ kNm}} = 234,9 \text{ kN/m}^2$$

4.4 NIVÅ III – Ikke-lineær analyse med bjelkeelementer

I dette delkapittelet blir modellen fra nivå I i kapittel 4.2 bygget videre på samme måte som det ble gjort i kapittel 3.4. Under bil pre-prosessering og resultater for dette nivået bli presentert og sammenlignet med eksperiment.

4.4.1 Pre-prosessering

Mesh, elementer, last, fastholdning og lineære materialegenskaper er fullstendig identisk med analysen i nivå I. Nå skal samme modell bli bygget videre med en *fixed, smeared crack* modell for betong basert på total tøyning. Det ble brukt eksponentiell *softning* for betong i strekk og parabolisk diagram i trykk. *Lateral confinement, lateral cracking reduction* og poissonreduksjon er brukt. Variabel *shear retention* basert på *damage* er også inkludert i modellen. Materialmodellen for armeringen, som er en elasto-plastisk modell med herding, er forklart i kapittel 2.3.6. Tabell 4-1 viser de nye material-parameterne for betongen som er brukt i denne analysen.

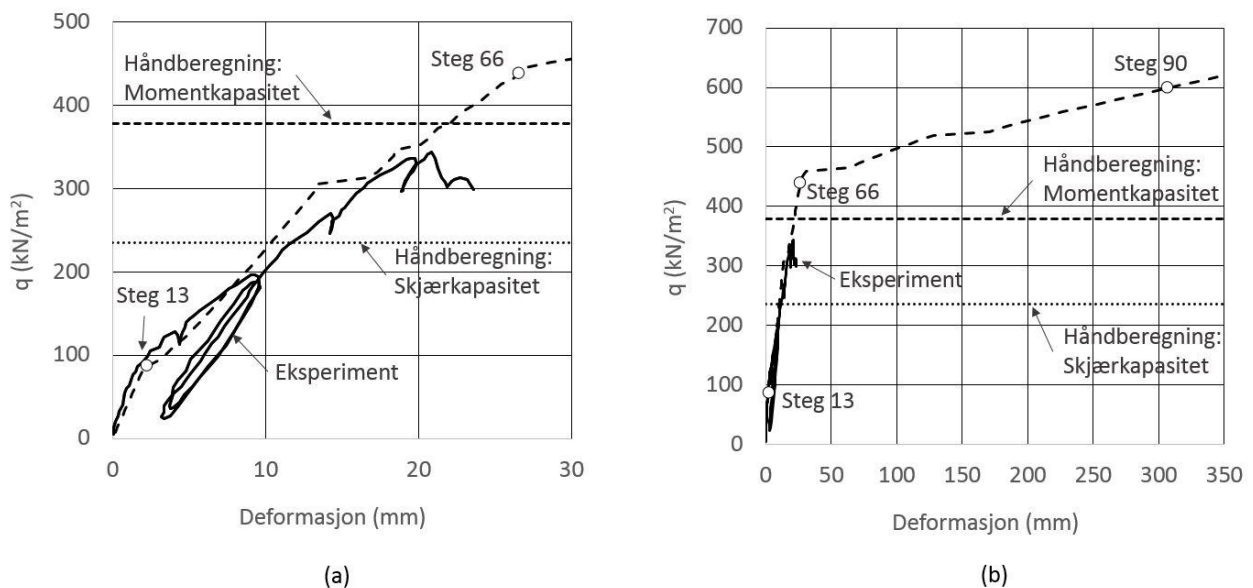
Tabell 4-1: Material-parametere for betongen til analyse av ramme i nivå III

Modell	<i>Total strain fixed crack</i>
Bruddenergi for strekk	$G_F = 0,07537 \text{ Nmm/mm}^2$
Bruddenergi for trykk	$G_C = 18,84 \text{ Nmm/mm}^2$
Strekkkapasitet betong	$f_{ctm} = 3,3491 \text{ MPa}$
Trykkfasthet betong	$f_{cm} = 45 \text{ MPa}$
Båndbredde for riss	$b = 195 \text{ mm}$
Minimum reduksjonsfaktor på trykkfasthet pga. lateral sprekkdannelse	$\beta_{\sigma}^{min} = 0,4$

Analysen er lastkontrollert med 100 laststeg opp til maksimal verdi, det vil si 6,66 kN/m² per laststeg. Maksimalt antall iterasjoner er 100. Det er valgt en lastkontrollert analyse for å simulere eksperimentet på best mulig måte, og funksjonen *linsearch* er også her brukt. Krafttoleranse på 1% og 0,01% for energi er lagt inn som konvergenskriterier.

4.4.2 Resultater

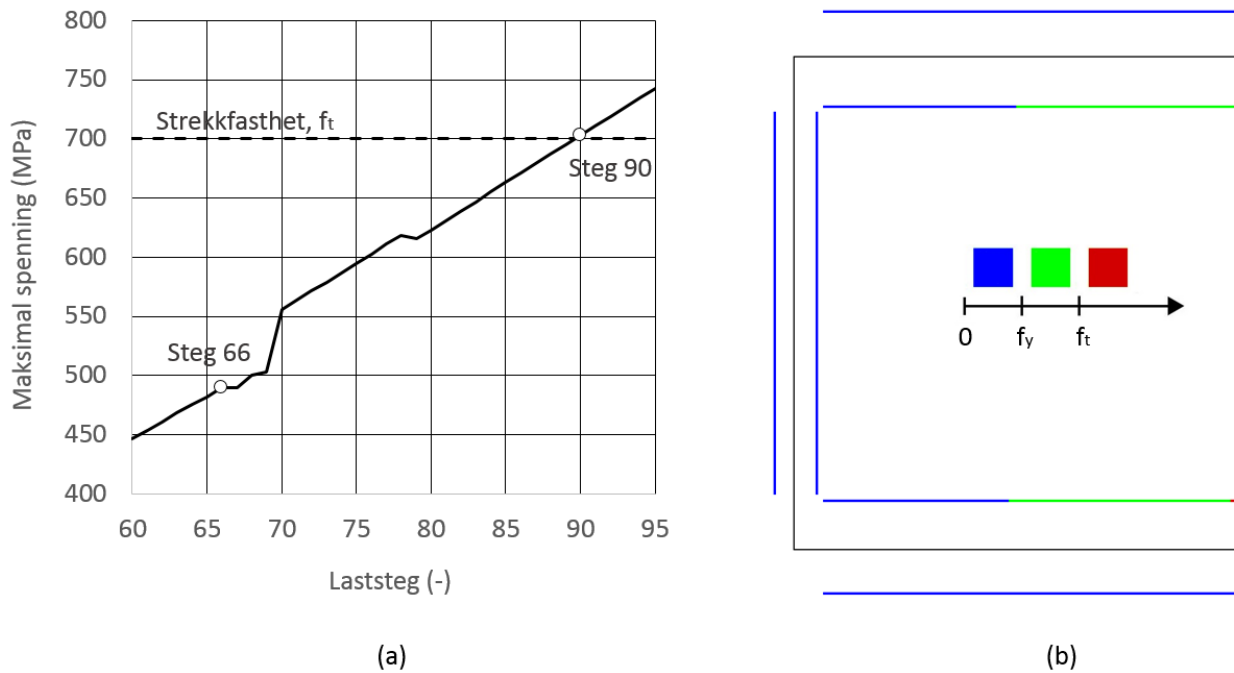
Under følger resultatene fra analysen i nivå III. Figur 4-12 (a) viser last plottet mot deformasjon, der den stiplede linjen viser NLFEM-analysen. Moment- og skjærkapasitet fra nivå I, samt eksperimentet er vist i diagrammet. Kurven som beskriver analysen er som forventet lineær fram til første riss oppstår. I steg 13 oppstår det riss på grunn av bøyning av bunnbjelken og stigningstallet avtar. I laststeget etter kan de første rissene i toppbjelken ses. De initiale bøyerissene utvikles først der de største strekkraftene virker, på strekkside av topp- og bunnbjelken i midtsnittet av rammen. I steg 66 starter armeringen i både topp- og bunnbjelken å flyte, og kurven flater vesentlig mer ut. Dette skjer ved en last på omtrent 16% høyere enn momentkapasiteten i de analytiske beregningene. Kurven som beskriver last-deformasjon av analysen følger kurven til eksperimentet godt, selv om det er små avvik.



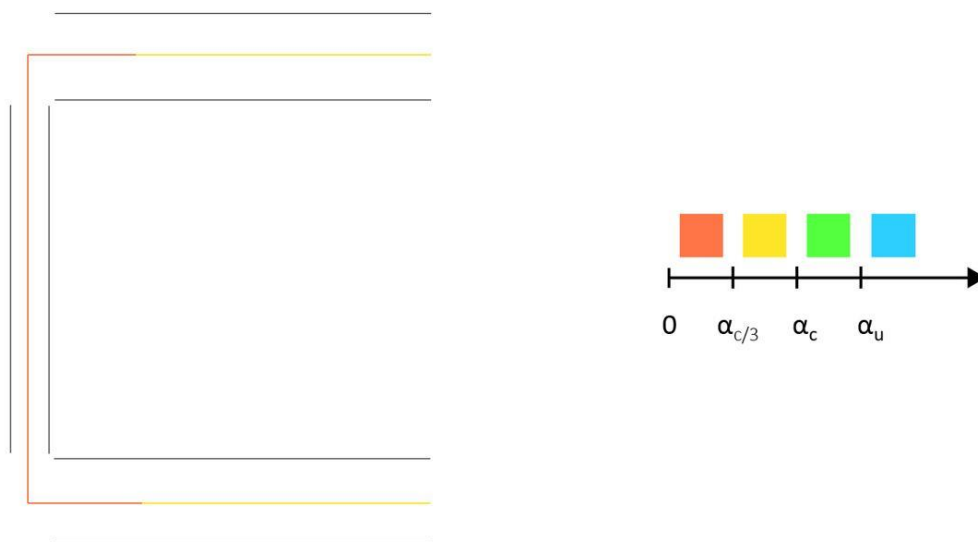
Figur 4-12: Last-deformasjon kurver, analyse i nivå III

I Figur 4-12 (b) er flere laststeg inkludert i plottet, og en ser at maksimal last ligger på omtrent 600 kN/m² der spenningen når strekkfastheten. Figur 4-13 (b) viser konturplot av spenningene i horisontal retning i steg 90, der rød farge indikerer spenning høyere enn strekkfastheten. Figur 4-13 (a) viser kurve der maksimale spenninger i armeringen er plottet mot laststeg. Der ses det tydelig at spenningen i steg 90 er høyere enn strekkfastheten. Denne kapasiteten er vesentlig

høyere enn eksperimentet som har en topp på 347 kN/m². Dette er forventet siden bjelkeelementene ikke kan simulere skjærbruddet som oppstår i eksperimentet. Spenningene i Figur 4-13 (a) er hentet fra strekkarmeringen på bunnbjelken, som er den delen av konstruksjonen som har høyest spenning mellom laststeg 60 til 95.



Figur 4-13: $\sigma_{x,maks}$ i armering. Kurve (a) og konturplot laststeg 90 (b)



Figur 4-14: ϵ_3 i betongen på trykkside av tverrsnittet, laststeg 90

Hovedtrykktøyningene i betongen fra analysen viser ingen antydning til knusing av betongen (trykkbrudd). Som Figur 4-14 viser er alle hovedtrykktøyningene mindre enn verdien α_c . Beregnede verdier for kontorplottene til betongen, se Figur 3-1, er vist i Tabell 4-2.

Tabell 4-2: Verdier til kontorplot

$\alpha_{c/3}$	$-5,11 \cdot 10^{-4}$
α_c	$-2,55 \cdot 10^{-3}$
α_u	$-5,77 \cdot 10^{-3}$

4.5 NIVÅ IV – Ikke-lineær analyse med *plane stress* – elementer

I dette siste og mest avanserte nivået, brukes elementene *plane stress* i en modell som bygger på modellen i nivå II. I motsetning til bjelkeelementene, kan *plane stress*-elementer simulere skjærbrudd. Ifølge rapporten som beskriver eksperimentet på tunellen, er det denne type brudd som oppstår. Det er forventet at denne analysen skal gi mer realistiske resultater enn nivå III. Pre-prosessering og resultater vil bli presentert under.

4.5.1 Pre-prosessering

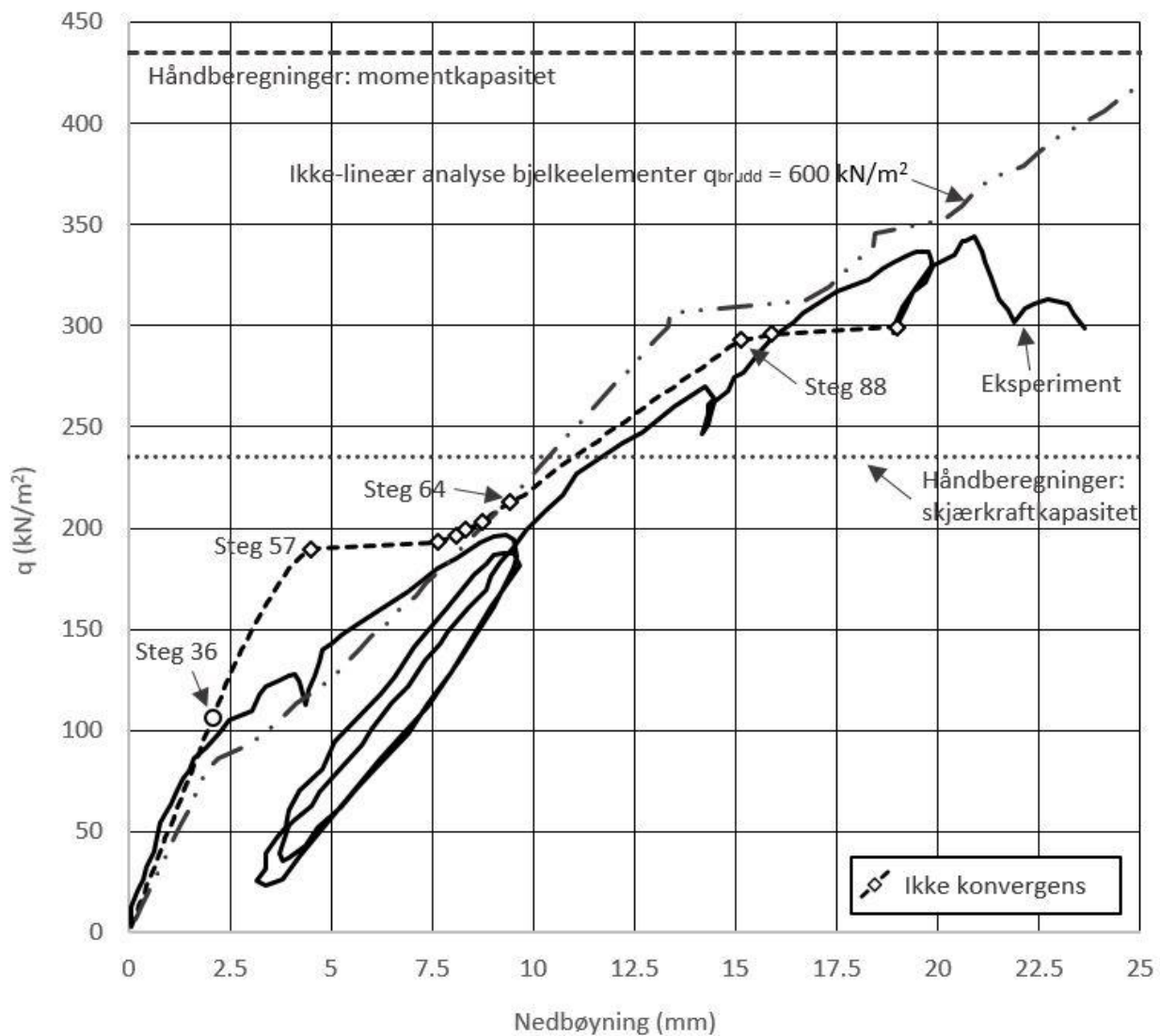
Denne modellen er basert på analysen gjort i nivå II: Mesh, elementer, last, fastholdning og lineære materialeegenskaper er fullstendig identisk. Nå skal samme modell bli bygget videre med en *fixed, smeared crack* modell for betong basert på total tøyning på samme måte som i nivå III.

Tabell 4-3: Material-parametere for betongen til analyse av ramme i nivå IV

Modell	<i>Total strain fixed crack</i>
Bruddenergi for strekk	$G_F = 0,07537 \text{ Nmm/mm}^2$
Bruddenergi for trykk	$G_C = 18,84 \text{ Nmm/mm}^2$
Strekkapasitet betong	$f_{ctm} = 3,3491 \text{ MPa}$
Trykkfasthet betong	$f_{cm} = 45 \text{ MPa}$
Båndbredde for riss	$b = 30 \text{ mm}$
Minimum reduksjonsfaktor på trykkfasthet pga. lateral sprekkdannelse	$\beta_{\sigma}^{min} = 0,4$

Materialmodellen for betong er identisk med dette nivået, med unntak av båndbredden. Materialelegenskapene for betongen oppsummeres i Tabell 4-3. Armeringen er modellert med en elasto-plastisk modell med herding, er forklart i kapittel 2.3.6.

Laststegene er på 0,5% av maksimal last, altså $3,33 \text{ kN/m}^2$, der maksimalt antall iterasjoner er 100 som før. *Linesearch* er fortsatt i bruk og konvergenzkriteriene er de samme som nivå III. Det er brukt full integrasjon på elementene CQ16M og CT12M som utgjør hovedparten av modellen. Som forklart i nivå II er det brukt *interface* - elementer mellom betong og lastplater av stål. Dette er brukt for å unngå konvergensproblematikk.



Figur 4-15: Last – deformasjonskurve for tunellen i nivå IV

4.5.2 Resultater

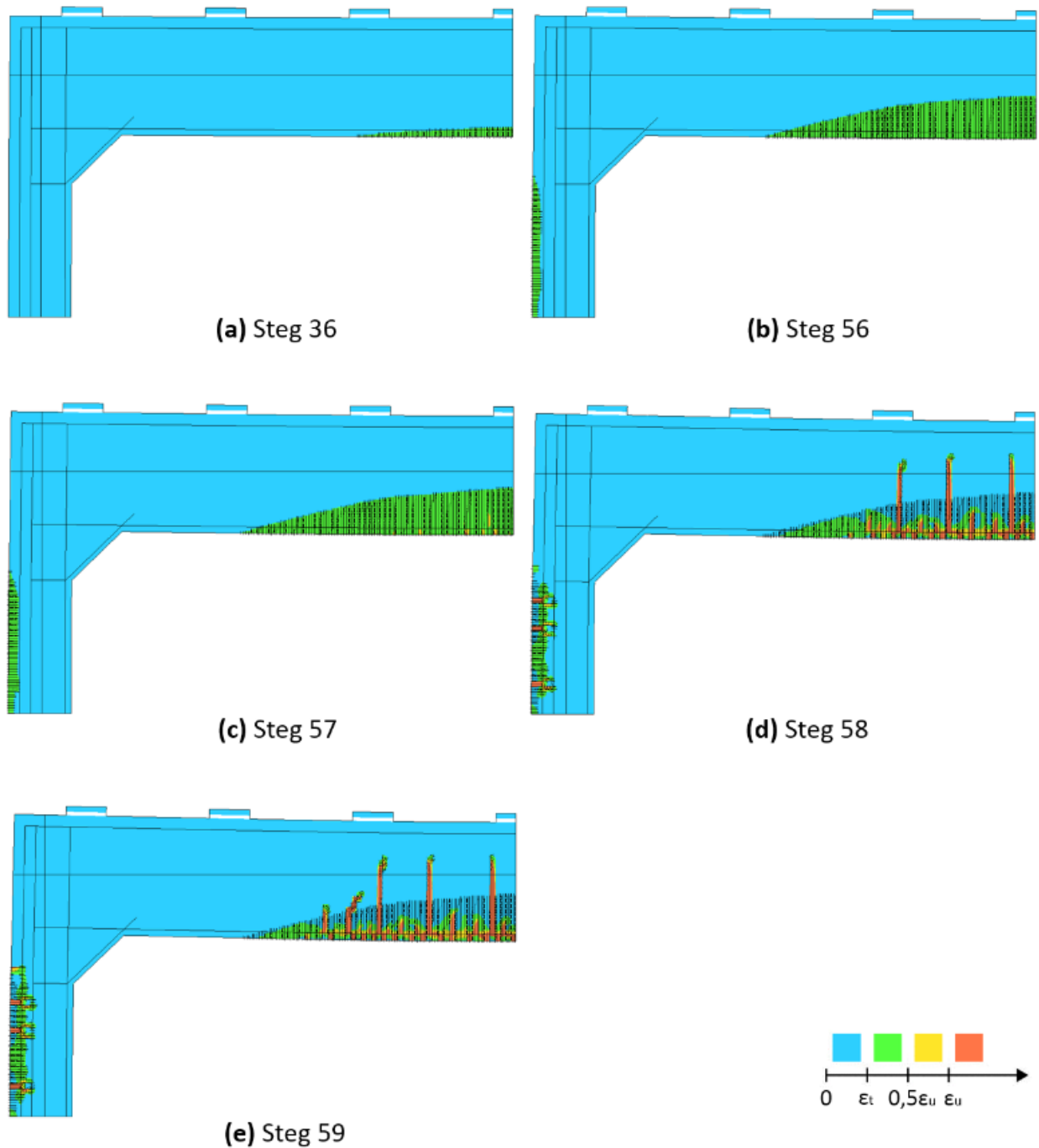
Figur 4-15 viser last – deformasjonskurven for analysen i nivå IV. Kurven, som er jevnt stiplede, følger eksperimentet godt i den lineære delen og første bøyeriss oppstår i steg 36, indikert i figuren. Plasseringen på første riss ser ut til å være riktig, men kurven bøyer ikke av på samme måte som i eksperimentet. Rissene er plassert helt til høyre i FEM-modellen, det vil si midt på toppbjelken. Her opptrer de største strekkspenningene, så plasseringen på rissene er som forventet. Kurven fortsetter opp til rundt 190 kN/m², der store bøyeriss oppstår. Maksimal kapasitet nås ved en last på 299 kN/m², der analysen stopper. Dette er omtrent 86% av kapasiteten i eksperimentet, som har en maksimal last på 347 kN/m².

Som Figur 4-15 viser er det 9 steg som ikke konvergerer. Fra laststeg 57 til 64 utvikles det mange store bøyeriss som kan forklare dårlig konvergens. De tre siste punktene før brudd, 88 til 90, konvergerer heller ikke. Grunnen til dette kan være at analysen nærmer seg brudd og økning i ikke-lineariteter. Dette kan man se i Figur 4-16 og Figur 4-17, der man tydelig kan se utviklingen av riss fra steg til steg. Fra steg 57 til 58 oppstår det en meget rask utvikling av store bøyeriss midt på toppbjelken. Fra dette laststeget og fram til laststeg 89 øker riss i både antall og størrelse. Fra steg 89 til 90 oppstår det store forandringer: Et markant diagonalriss fra hjørnet og opp mot oppleggene dannes. På samme måte som i CASE 1 – BJELKE nivå IV, kan dette se ut som et bøyeskjærbrudd. Etter laststeg 90 kommer det feilmelding om at analysen divergerer. Dette kan tyde på at bruddlasten er nådd. Analysen fortsetter ikke siden den er lastkontrollert. Dersom det hadde blitt brukt forskyvningskontroll kunne analysen muligens fortsatt noe og vist et tydeligere brydd. Som forklart tidligere er det mer utfordrende å fange opp brudd med lastkontroll.

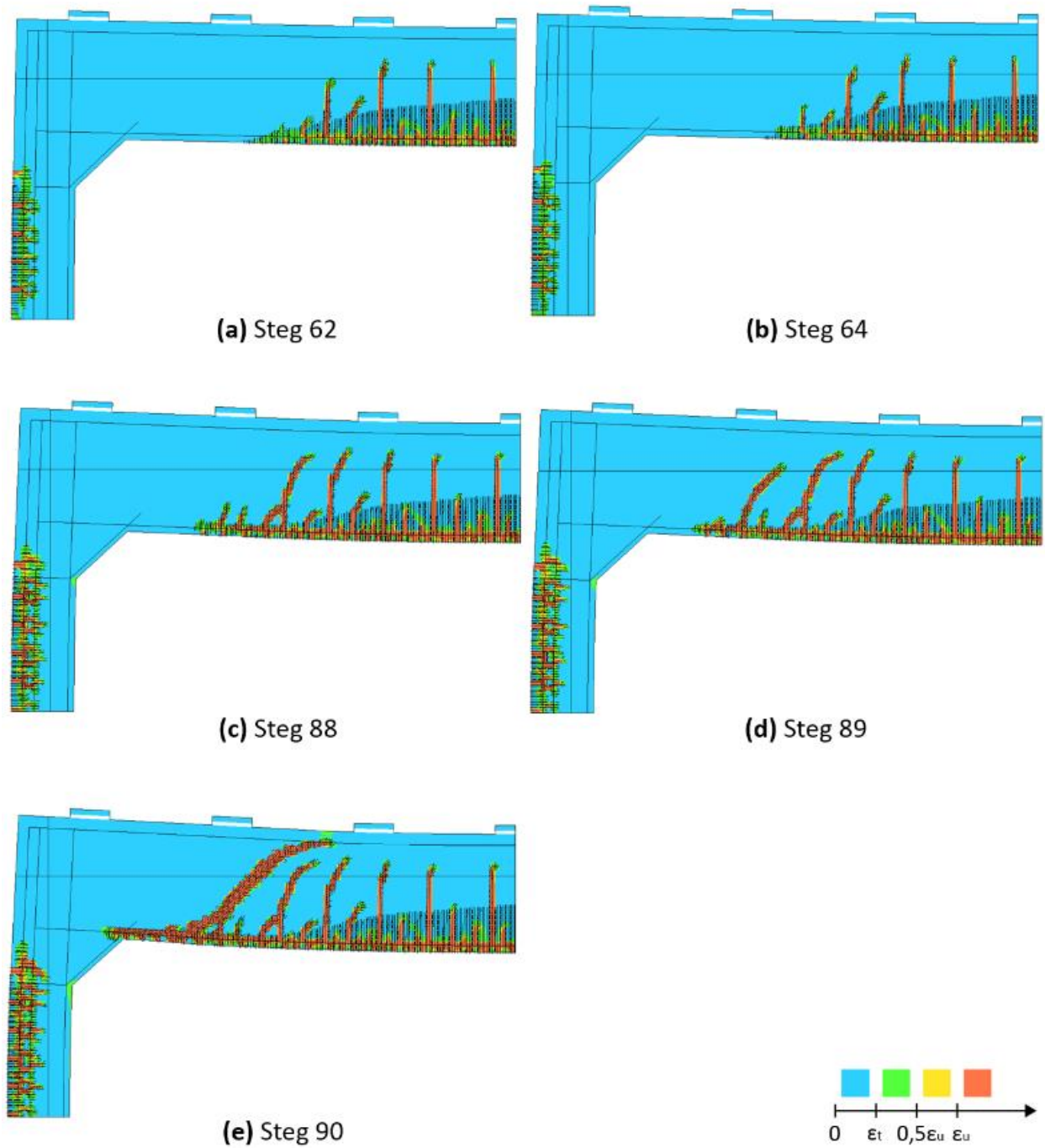
Tabell 4-4: Verdier til kontorplot

ϵ_t	$1,14 \cdot 10^{-4}$
$0,5 \cdot \epsilon_u$	$3,75 \cdot 10^{-4}$
ϵ_u	$7,5 \cdot 10^{-4}$
$\alpha_{c/3}$	$-5,11 \cdot 10^{-4}$
α_c	$-2,55 \cdot 10^{-3}$
α_u	-0,023

Beregnete verdier for kontorplottene er vist i Tabell 4-2. Figur 3-1 i kapittel 3 viser hvordan fargeskalaen er definert i materialmodellen for både trykk og strekk i betongen.

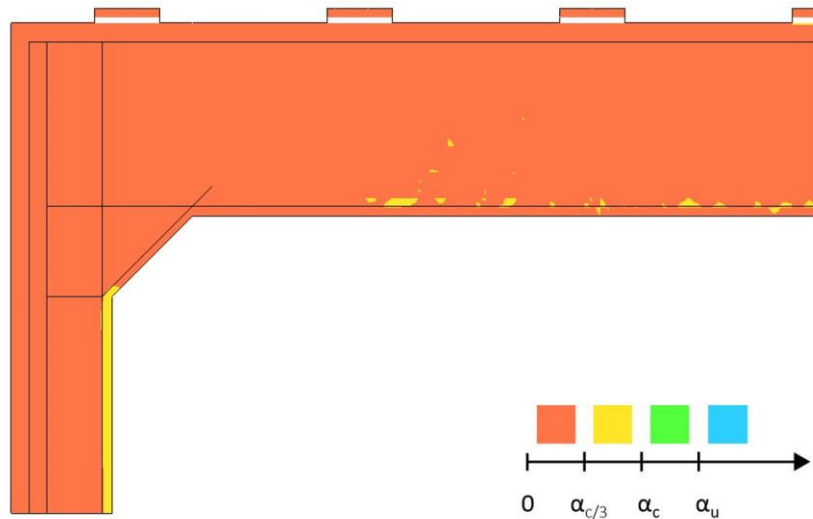


Figur 4-16: Riss og kontorplot av ϵ_1 i laststeg 36, 56, 57, 58 og 59



Figur 4-17: Riss og konturplot av ϵ_1 laststeg 62, 64, 88, 89 og 90

Deformasjonen fra laststeg 88 til 90, samt det tydelige skjærrisset i konturplottet, gir god grunn til å anta at et bøyeskjærbrudd oppstår her. Denne typen brudd er ofte sprøtt, som analysen viser.

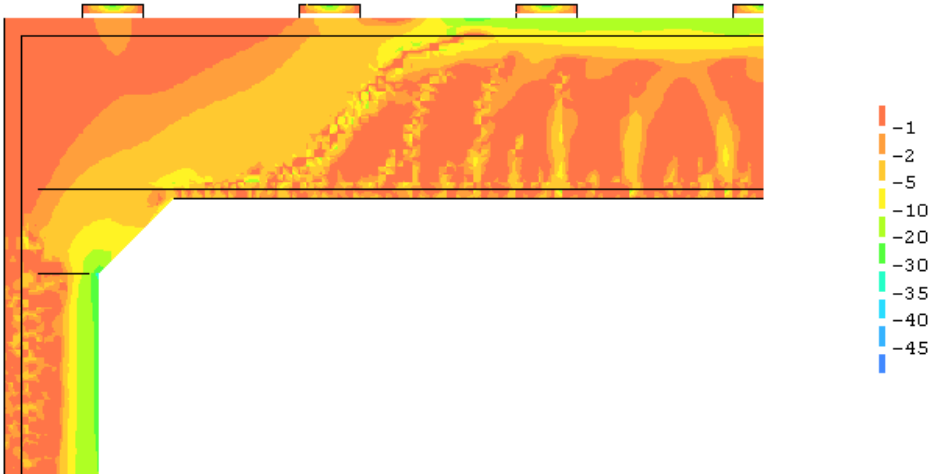


Figur 4-18: ϵ_3 fra det siste konvergente laststeg, 87

For å utelukke andre bruddårsaker blir det sett på armeringsspenningene og trykktøyningene i betongen. Den maksimale registrerte spenning i armeringen er 301 MPa, noe som er vesentlig mindre enn flytspenningen. Denne spenningen oppstår i strekkarmeringen i nedre kant av toppbjelken. Armeringen i den vertikale delen av modellen (tunellvegg) har en maksimal spenning på 204 MPa. Bøyebrudd på grunn av brudd i armering er dermed utelukket. Dersom vi ser på hovedtrykktøyningene fra laststeg 87 i Figur 4-18, ser vi tydelig at det ikke er fare for trykkbrudd i betongen ved dette lastnivået.

Figur 4-19 viser trykkreftene i konstruksjonsdelen i laststeg 90. Trykksonene i toppbjelke og tunellvegg viser tydelig spenninger godt under trykkfastheten. Det ser også ut som om konsentrerte trykkspenninger virker i en «trykkstav» diagonalt fra den ene trykksonen til den andre.

Det antas at kapasiteten på tunnelen nås ved laststeg 87, som er det siste konvergente laststeget. Lasten i dette steget tilsvarer en fordelt last på 289 kN/m².



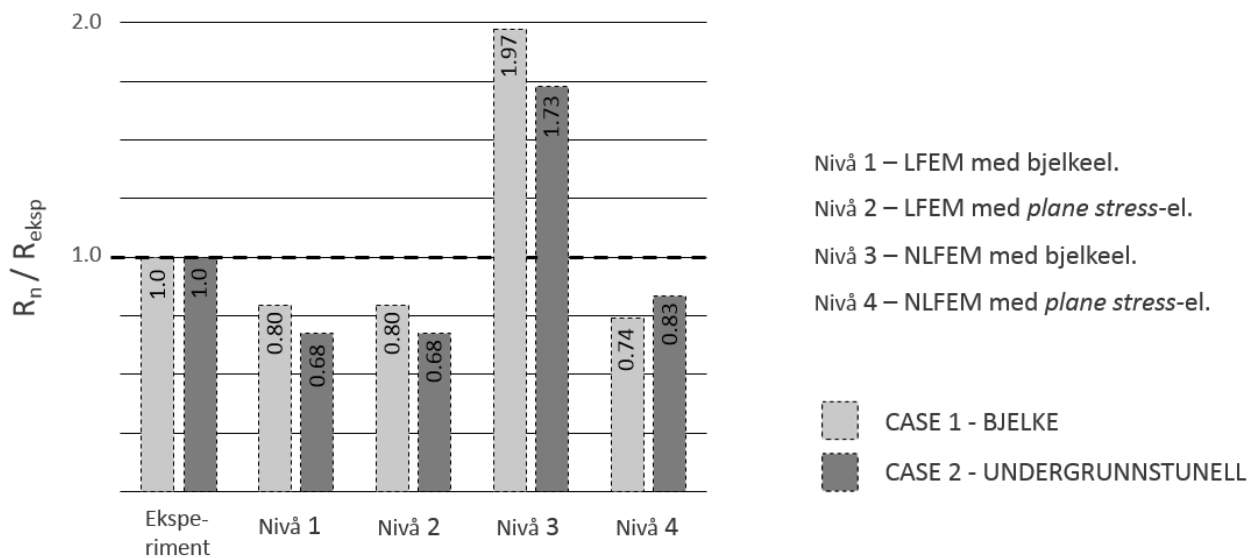
Figur 4-19: σ_3 i laststeg 90

5. Diskusjon

Hovedmålet med denne oppgaven er å finne kapasitet på to ulike konstruksjonsdeler ved økende nivå av kompleksitet og diskutere fordeler og ulemper med de forskjellige metodene. Før fordeler og ulemper blir diskutert, skal en oppsummering av resultatene presenteres.

5.1 Oppsummering av resultater

I arbeidet ble det gjort mange analyser i TNO DIANA, men det ble valgt ut åtte som skulle brukes i denne rapporten: Fire av dem var lineære og de fire andre ikke-lineære. Halvparten av analysene ble utført med enkle bjelkeelementer, og resten med *plane stress*-elementer. De lineære analysene gir bare forholdet mellom last og deformasjon, og dermed må kapasitet beregnes med analytiske beregninger. Figur 5-1 gir en oppsummering av forholdene mellom kapasitet (R_n) og eksperiment (R_{eksp}) for hvert nivå i CASE 1 – BJELKE og CASE 2 – UNDERGRUNNSTUNELL.



Figur 5-1: Oppsummering av resultater

De mørke stolpene i diagrammet viser resultater fra CASE 2, mens de lysegrå viser CASE 1. Det er godt samsvar mellom analysene i de to casene i forhold til eksperimentet. Nivå I, II og IV viser en kapasitet som ligger godt under eksperimentene, mens nivå III er nærmere 200% av bruddlastene.

5.1.1 Nivå I

Beregningene i nivå I gir en kapasitet på 80% og 68% av eksperimentet i henholdsvis case 1 og 2. Disse verdiene er basert på analytiske beregninger, der skjærkraftkapasitet var dimensjonerende. Det er vanskelig å si akkurat hvorfor skjærkraftkapasiteten underestimerer eksperimentene, siden kapasitetsberegningene i Eurokoden (EC2) delvis bygger på empiri. Sammenligning mellom momentkapasiteten fra analytiske beregninger og ikke-lineær analyse med bjelkeelementer (nivå III), som viser bøyebrydd, viser at beregningene ligger 9% - 16% lavere. Dette gjelder dersom det blir antatt at bøyebrydd oppstår ved flytning i armeringen, et bryddkriterium som ikke er brukt i denne oppgaven. Grunnen til at analytisk beregning underestimerer kapasitet kan være relatert til antakelser i beregningen, se kapittel 3.2.3. For eksempel er strekkapasiteten til betong neglisjert. De analytiske beregningene av CASE 1 - BJELKE korrelerte bedre med eksperimentet, enn CASE 2 - UNDERGRUNNSTUNELL. Det er vanskelig å si noe sikkert om hvorfor det er slik, men det er knyttet stor usikkerhet til den analytiske skjærkapasiteten til tunellen, siden beregningene er svært enkle. Beregningene gjelder for et valgt snitt, selv om tverrsnittet til tunellen er komplisert. Det burde kanskje vært kalkulert kapasitet i flere snitt for å sammenligne resultatene?

5.1.2 Nivå III

Resultatene i nivå 2 er identiske med nivå 1, siden begge nivåene tar for seg lineære analyser som kun gir lastvirkning. Det neste steget, nivå III, tar for seg ikke-lineær FEM med bjelkeelementer. Begge analysene i case 3 viser bøyebrydd, der bryddårsaken er for høye spenninger i armering. Resultatene til disse analysene viser en kraftig overestimering i forhold til eksperimentene, og gir en kapasitet på 173% og 197% av bryddlasten i eksperimentene, på henholdsvis tunell og bjelke. Det kan se ut som om den ikke-lineære analysen er veldig unøyaktig. Forklaringen ligger i hvilke elementer som er brukt. Som det tidligere er nevnt kan ikke bjelkeelementer modellere skjærbrydd, og kapasiteten som rapporteres tar utgangspunkt i bøyebrydd med brydd i armering.

Siden analysene viste bøyebrydd og eksperimentene skjærbrydd, blir en sammenligning mindre interessant.

En sak som er verdt å trekke fram er bryddkriteriet i bjelkeeksempelen, som var basert på en antatt strekkfasthet på armering. Det er stor usikkerhet knyttet til denne verdien, og resultatet må tas med en «klype salt». Som det vises i Figur 1-1, må skjærkapasitet sjekkes ved analytisk beregning i nivå 3. Resultatet hadde da blitt nøyaktig det samme som nivå 1 og 2. Det ble valgt å gjøre det slik for å få tydeliggjør at bjelkeelementer ikke kan simulere skjærbrydd.

5.1.3 Nivå IV

Det siste og mest kompliserte nivået gir en underestimert resultat for begge analyser, bjelke og tunell. Det er rimelig at det er korrelasjon mellom nøyaktigheten til resultatene i disse to analysene, siden modellene er identiske. Analysen for bjelken viser skjærbrydd ved en punktlast lik 74% av bryddlasten i eksperimentet. Tunellanalysen gir det mest korrekte resultatet på 83% av bryddlast. Det kan være flere grunner til at disse analysene ikke gir brydd ved nøyaktig den samme lasten som eksperimentene. De nederlandske retningslinjene (5) sier dette om ikke-lineær elementmetode: «*Nonlinear finite element analyses have intrinsic model and user factors that influence the results of the analysis*». Som retningslinjene nevner, er det mange faktorer som avhenger av brukeren av programvaren. Det kan oppstå feil i oppsett av modell (modelleringsfeil), diskretiseringsfeil, manipuleringsfeil eller tolkingsfeil (7). Betong er et komplisert material å beskrive, og noe modelleringsfeil er vanskelig å unngå. Modelleringsfeil handler om usikkerhet i geometri, last og materialegenskaper (7). Resultatene er for eksempel veldig sensitive for valg av rissmodell (for eks. *fixed* eller *rotating*), noe som er erfart i løpet av arbeidet med denne oppgaven. Tolkingsfeil blir også en aktuell problemstilling, siden det må en vurdering til for å bestemme når bryddet oppstår. Modellen som ble brukt i nivå IV kan for eksempel ikke feile på grunn av såkalt heftbrydd (*bond failure*), siden det er antatt full heft i armeringen.

5.1.4 Multi-level assessment

Dersom man bruker framgangsmåten *multi-level assessment* for å stegvis finne kapasitet for en konstruksjonsdel med økende grad av kompleksitet, som i denne masteroppgaven, er det

forventet å finne et bedre og bedre resultat for hvert nivå. Har vi bekreftet eller avkreftet denne hypotesen i denne oppgaven? Dersom det bare blir sett på resultatene i Figur 5-1 kan det se ut som om hypotesen er avkreftet, siden resultatet for CASE 1 – BJELKE blir «dårligere». CASE 1 – BJELKE går fra 80% av eksperiment i nivå I til 74% i nivå IV. CASE 2 – UNDERGRUNNSTUNELL har derimot en forbedring fra 68% til 83%. Men hva om det ikke hadde blitt utført eksperiment på undergrunnstunellen? Det hadde da vært vanskelig å funnet ut hvor bruddet hadde oppstått, og de analytiske beregningene ville vært tidskrevende og vanskelig. Det er her potensialet til NLFEM kommer til sin rett. Med NLFEM kunne det med relativt god presisjon estimert kapasitet på tunellen. Dette skal det bli sett mer på videre i diskusjonen og det skal drøftes positive og negative sider med de ulike beregningsmetodene vi har brukt i denne masteroppgaven.

5.2 Fordeler og ulemper

Det er flere fordeler med beregningsmetoden som ble anvendt i nivå I og II. For det første kreves det lite av brukeren for å få brukbare resultater. I en lineær analyse trengs det kun å spesifiseres elastisitetmodul og tverrkontraksjon. Analysemetoden er også veldig gunstig med tanke på tids- og dataressursbruk. Men dersom det oppstår mer komplekse problemer, kommer man fort «til kort». Det kreves analytiske beregninger for å fastslå kapasitet. Analytiske beregninger har visse begrensninger og bygger i tillegg på mange antakelser.

Det tredje nivået i oppgaven hadde resultater med størst avvik fra eksperimentet. Grunnen til dette er tidligere diskutert. Men som Figur 4-12 viser, følger analyseresultatet eksperimentet godt fram til eksperimentet går i brudd. Initiale bøyeriss og stivhetsreduksjon i last-deformasjonskurvene i analysene samsvarer godt med eksperimentene. En annen fordel med å bruke ikke-lineær analyse med bjelkeelementer, er at analytiske beregninger ikke er nødvendig for å bestemme kapasitet, så lenge det er snakk om bøyebrydd. I mange tilfeller hvor hensikten er dimensjonering, blir det satt inn skjærarming i henhold til EC2, slik at skjær ikke blir dimensjonerende. I dette dimensjoneringstilfellet kan kapasitet fra NLFEM-analysen med bjelkeelementer brukes, så lenge kapasiteten er lavere enn skjærkapasiteten. En stor «bakdel» og utfordring med denne metoden er den ikke-lineære analysen. Pre-prosesseringen med oppsett av materialmodeller er komplisert og tidskrevende. Som det ble nevnt i forrige delkapittel

avhenger resultatet i stor grad av brukeren og hvordan han/hun velger å sette opp elementmodellen. Det er i tillegg større muligheter for tolkingsfeil ved bruk av denne metoden. Det konkluderes derfor med at metoden i nivå III produserer gode resultater, men det er en betydelig kostnad i form av komplisert pre-prosessering.

Det siste nivået med *plane stress*-elementer har mange av de samme positive og negative sider som nivå III. Det skal likevel trekkes fram noen unike egenskaper som er verdt å merke seg. NLFEM med *plane stress*-elementer er veldig tidskrevende og bruker mye dataressurser dersom modellen er stor. Element-*mesh* må designes av brukeren, materialmodellen er utfordrende å sette opp og post-prosesseringen er avhengig av god forståelse for ikke-lineær elementmetode. Likevel er denne metoden uvurderlig i noen spesielle situasjoner. Metoden være svært nyttig dersom eksisterende konstruksjoner skal kapasitetssjekkes. Dersom man bruker enklere modeller blir resultatet av analysen begrenset. Dette med tanke på at viktige fenomen i betongen neglisjeres. Ved bruk av lineær FEM blir for eksempel rissdannelse i betong neglisjert. En analyse med *plane stress*-elementer kan dessuten brukes for å analysere skjærkritiske konstruksjonsdeler, noe analyse med bjelkeelementer ikke åpner for.

6. Konklusjon

Det er sett på fordeler og ulemper med de ulike beregningsmetodene som er brukt. I dette kapittelet vil konkluderende bemerkninger bli presentert.

- En enkel og effektiv metode for å bestemme lastvirkningene i konstruksjonsdeler er lineær FEM. Det kreves lite av brukeren ved tolkning av resultater, og det er få parametere som skal spesifiseres i modellen. Eksterne beregninger må gjøres i tillegg for å finne kapasitet.
- Ikke-lineær FEM av armert betong krever mye av brukeren både i pre-prosesseringen og tolking av resultater. For å få brukbare resultater må det brukes kompliserte materialmodeller og god kunnskap om teorien bak ikke-lineær FEM kreves. I tillegg må det vises stor forsiktighet i behandling av resultatene, da små endringer i *input* kan gi store utslag.
- Bjelkeelementer er effektive i bruk og gir god respons når resultater sammenlignes med eksperiment. Initialt stigningstall på last-deformasjonsplottet og punkt for første riss i de ikke-lineære analysene og eksperiment samsvarer godt. Sammenligning mellom analyse med bjelkeelementer og analytiske beregninger av momentkapasitet viste også godt samsvar. Ulempen med disse elementene er at de ikke kan reprodusere eksperiment med skjærbrudd.
- *Plane stress*-elementer krever mer av brukeren med tanke på å utarbeide et godt *mesh*. Dette kan være tidkrevende og utfordrende. I motsetning til bjelkeelementene kan disse elementene modellere skjærbrudd og dersom det arbeides med kompliserte geometrier er disse elementene velegnet.
- Det er utfordrende å reprodusere eksperiment med skjærbrudd med NLFEM. Disse bruddene er ofte sprø og vanskelig å gjenskape da materialoppførselen til betong er svært komplisert.

- Lastkontrollert analyse er dårlig egnet for å «finne» bruddlast, siden analysen ikke kan fortsette dersom maksimallast er nådd. Det anbefales å bruke forskyvningskontroll dersom det er mulig.

7. Videre arbeid

- Analysene i denne oppgaven er todimensjonale. En naturlig fortsettelse av oppgaven hadde vært å gjøre noen tredimensjonale analyser for å se om det ble enda bedre korrelasjon mellom analyse og eksperiment.
- *Mesh*-sensitivitet burde blitt studert i større grad. De *meshene* som har blitt brukt er fine og kanskje kunne det vært mulig å brukt grovere mesh, uten at det hadde fått konsekvenser for resultatene. Et grovere mesh ville senket dataressursbruken.
- En videre studie kunne også sett på flere typer elementer i de to-dimensjonale analysene.
- Det er gjort mange antakelser i materialmodellen for betong i denne oppgaven. Det kunne blitt studert om modellen *Total strain rotating crack* hadde gitt bedre resultater.
- Alle analysene er rettet mot å gjenskape eksperimenter som resulterer i skjærbrudd. En videre studie burde sett på hvordan beregningsmetodene samsvarer med andre bruddmoder, for eksempel bøyebrydd med brudd i armering.

Referanser

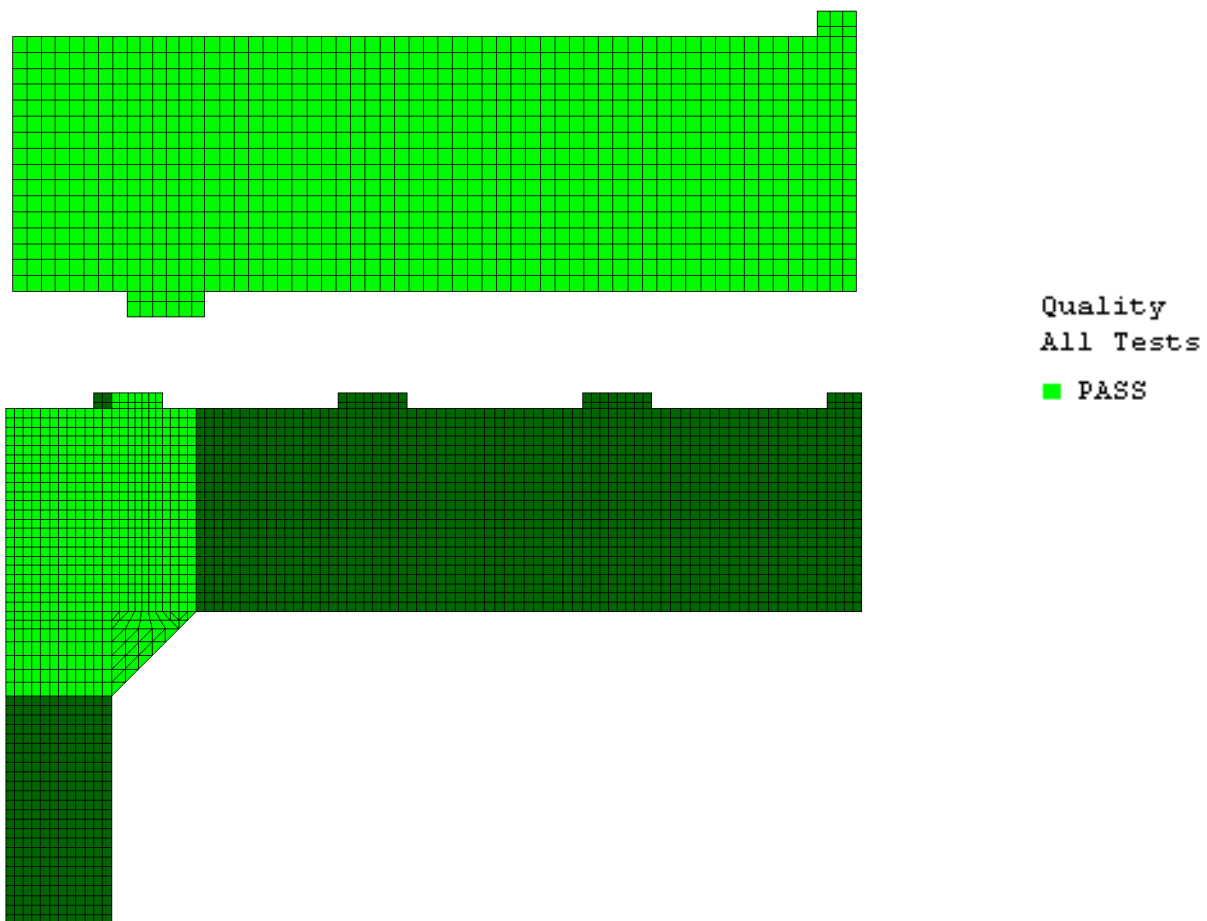
- [1] DIANA T. User's manual. 2014;9.6 edition.
- [2] HELMUT KUPFER HKH, RUSCH aH. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. ACI. 1969.
- [3] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag; 2012.
- [4] M. P. Collins DK. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? ACI Structural Journal. 1999;97(3):527-8.
- [5] Rijkswaterstaat. Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures. 2012.
- [6] Bell K. Elementmetoden: Store Norske Leksikon; 2009. Available from: <https://snl.no/elementmetoden>.
- [7] Mathisen KM. Forelesningsnotater i TKT4192 Elementmetoden i styrkeanalyse. 2014.
- [8] Mathisen KM. Forelesningsnotater i TKT4197 Ikkelineære elementanalyser. 2014.
- [9] Thomas Jaeger PM. Reinforced Concrete Slab Shear Prediction Competition: Experiments. ACI Structural Journal. 2009.
- [10] R. H. Evans MSM. Microcracking and Stress-Strain Curves for Concrete in Tension. Leeds, Great Britain: University of Leeds, 1968.

-
- [11] Surendra P. Shah sc. Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete. ACI. 1968.
- [12] Claus TTB. Non-Linear Finite Element Analysis of Shear Critical Reinforced Concrete Beams. Delft: DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY; 2009.
- [13] A.T. Slobbe MANH, J.G. Rots. Sequentially linear analysis of shear critical reinforced concrete beams without shear reinforcement. Finite Elements in Analysis and Design. 2011;0.
- [14] James K. Wight JGM. Reinforced concrete mechanics & design. 6 ed: Pearson; 2009.
- [15] Engen M. Sammenligning av metoder for skjærdimensjonering av betong. Trondheim: NTNU; 2012.
- [16] Norge S. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Lysaker: Standard Norge; 1992.
- [17] Kuzmanovic S. An Investigation of the Shear Design of a Reinforced Concrete Box Structure. Toronto: University of Toronto; 1998.

Vedlegg

VEDLEGG A – *Mesh*-kvalitet

Funksjonen *VIEW OPTIONS COLOUR QUALITY* kan brukes som en sjekk for å finne ut om *meshet* har god nok kvalitet. Dette er en innebygd funksjon i iDiana som har som mål å teste om elementet avviker betraktelig fra et teoretisk ideelt element. Kvalitetstesten inkluderer vinkler, størrelsesforholdet, plassering av noden midt på elementsiden for høyere ordens elementer og skjevhet (1). Under følger et fargeplot av begge *plane stress*-elementmeshene som har blitt brukt i oppgaven. Grønn farge indikerer at *meshet* har bestått testen.

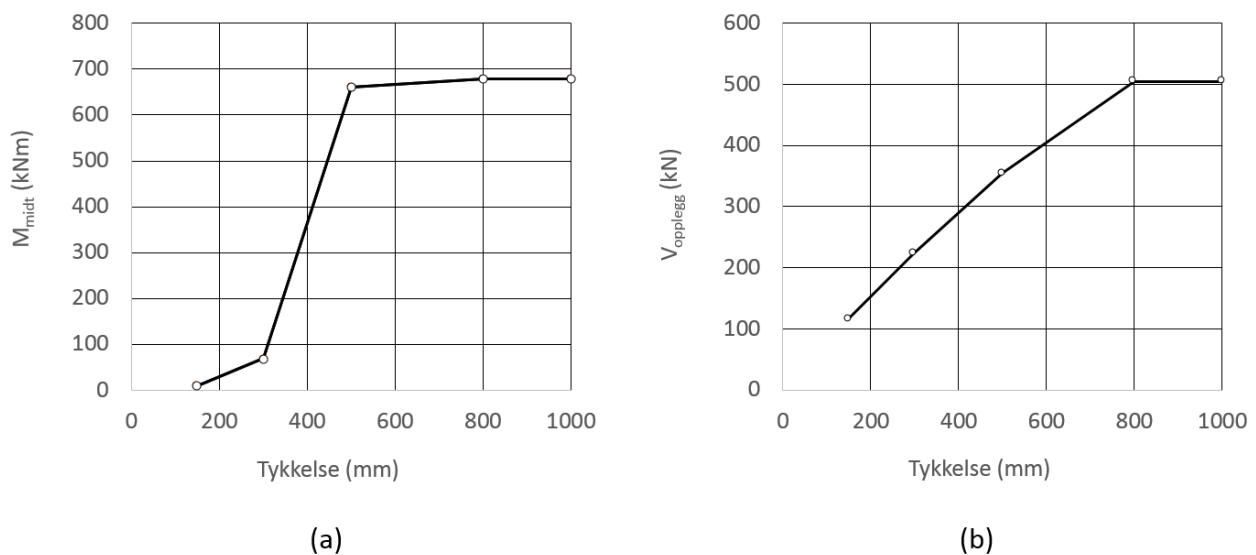


Figur A1: Mesh kvalitet

VEDLEGG B – *composed line*, moment- og skjærkraftdiagram

Composed line brukes for å beregne moment- og skjærkraftdiagram i analyser som bruker *plane stress*-elementer. Det har i arbeidet med denne oppgaven vært mye forvirring rundt hvordan denne fungerer. For å bruke *composed line* må to ting spesifiseres: z-retning og tykkelse. Denne tykkelsen skal avgjøre hvor stort område rundt linjen som skal tas med i beregningen. Diana forklarer dette i manualen på denne måten: *Tykkelsen av et composed line-linjeelement bestemmer hvilke noder av det strukturelle elementet som blir inkludert i beregningen av moment og skjærkraft: Et element vil bare bli med i beregningen dersom noden er plassert inne i tykkelsen i radial retning. Dersom du ikke spesifiserer tykkelse vil DIANA forutsette at linjeelementet kan strekke seg uendelig utover i radial retning (1).*

I arbeidet ble moment og skjærkraft feil dersom halve tverrsnittshøyden ble satt som tykkelse på *composed line*. Dette burde vært en tilstrekkelig tykkelse. Ved å prøve og feile viste det seg at tykkelsen på denne linjen måtte økes mye for at moment og skjærkraft skulle bli korrekt. Figur A1-1 under illustrere problemstillingen.



Figur B1 – Moment (a) og Skjærkraft (b)

Det viste seg at det var vanskelig å finne en sammenheng mellom denne tykkelsen og hvor mange noder som ble tatt med i beregningen av moment og skjærkraft. I figur A1-1 over stabiliserer momentet seg ved en tykkelse på mellom 500 og 800 mm, mens skjærkraften stabiliserte seg på omtrent 800 mm. Grunnen til dette er ukjent for forfatteren av denne oppgaven.

VEDLEGG C – Inputfiler CASE 1 NIVÅ III

.FGC

```
! FILE CLOSE; NO
! UTILITY SETUP DIRECTORY "C:\Diana\BEAM_A1\DISP_C\FI\BETA 0.01"
FEMGEN BJELKE
PROPERTY FE-PROG DIANA STRUCT_2D ; YES
UTILITY SETUP UNITS LENGTH MILLIMETER
UTILITY SETUP UNITS MASS KILOGRAM
UTILITY SETUP UNITS FORCE NEWTON
UTILITY SETUP UNITS TIME SECOND
UTILITY SETUP UNITS TEMP KELVIN
UTILITY SETUP UNDO ON
UTILITY SETUP BINSET OFF
MESHING OPTIONS CHECK STRUCTURED OFF
UTILITY SETUP OPTIONS ANALYSIS SOLVER-COMMAND MeshEdit
!##### DEFINERE PUNKTER
GEOMETRY POINT COORD P1 0 0
GEOMETRY POINT COORD P2 2700 0
GEOMETRY POINT COORD P3 1350 0
EYE FRAME
!##### DEFINERE LINJER
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P1 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P3 P2
!##### OPPLAGERBET OG LAST
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO1 P1 X Y
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO2 P2 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO1 1 P3 -1000000 Y
PROPERTY LOADS GRAVITY GRAV ALL -9.81 Y
!##### MATERIAL OG PHYSICAL
PROPERTY MATERIAL BETONG ELASTIC ISOTROP 27733.5 0.15
PROPERTY MATERIAL BETONG MASS DENSITY 2.5E-6 0
PROPERTY MATERIAL BETONG STATNONL CONCBRIT TOTCRKFI EXPONE PARABO CNFCRV VECCHI
REDCRV VC1993 DAMAGE POISRE 2.86 0.066 135 37.2 16.492 0.4
PROPERTY PHYSICAL PH1 GEOMETRY BEAM CLASSIII PREDEFIN RECTAN 500 300
PROPERTY ATTACH L1 BETONG PH1
PROPERTY ATTACH L2 BETONG PH1
!##### MESH
MESHING TYPES ALL CL12B
MESHING DIVISION ELSIZE ALL 45
```

```

MESHING GENERATE
VIEW OPTIONS SHRINK MESH
VIEW MESH
!##### PUNKTER, ARMERING
GEOMETRY POINT COORD P4 0 -200
GEOMETRY POINT COORD P5 2700 -200
!##### DEFINERE "SECTION"
REINFORCE BAR SECTION RE1 P4 P5
REINFORCE BAR SECTION RE2 P4 P5
!##### DEFINERE "BAR"
REINFORCE BAR RBAR1 RE1
REINFORCE BAR RBAR2 RE2
!##### DEFINERE MATERIALET OG
PHYSICAL TIL ARMERINGEN
PROPERTY MATERIAL ARM_25 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_20 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_20 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO20.DAT"
PROPERTY MATERIAL ARM_25 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO25.DAT"
PROPERTY PHYSICAL PH2 GEOMETRY REINFORC BAR 500
PROPERTY PHYSICAL PH3 GEOMETRY REINFORC BAR 600
PROPERTY ATTACH RBAR1 ARM_25 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR2 ARM_20 PH3

```

.DAT

```

: Diana Datafile written for Diana 9.6
FEMGEN MODEL   : BJELKE
ANALYSIS TYPE  : Structural 2D
'UNITS'
LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER KELVIN
FORCE N
'MODEL'
GRAVAC -9.81000
GRAVDI 2
'COORDINATES' DI=2
  1  0.000000E+00  0.000000E+00
  2  4.500000E+01  0.000000E+00
-----
 60  2.655000E+03  0.000000E+00
 61  2.700000E+03  0.000000E+00
'ELEMENTS'

```

SET L1

CONNECTIVITY

1 CL12B 1 2 3 4
2 CL12B 4 5 6 7
3 CL12B 7 8 9 10
4 CL12B 10 11 12 13
5 CL12B 13 14 15 16
6 CL12B 16 17 18 19
7 CL12B 19 20 21 22
8 CL12B 22 23 24 25
9 CL12B 25 26 27 28
10 CL12B 28 29 30 31

MATERIAL 1

GEOMETRY 1

SET L2

CONNECTIVITY

11 CL12B 31 32 33 34
12 CL12B 34 35 36 37
13 CL12B 37 38 39 40
14 CL12B 40 41 42 43
15 CL12B 43 44 45 46
16 CL12B 46 47 48 49
17 CL12B 49 50 51 52
18 CL12B 52 53 54 55
19 CL12B 55 56 57 58
20 CL12B 58 59 60 61

MATERIAL 1

GEOMETRY 1

'REINFORCEMENTS'

SET RBAR1

LOCATI

3 BAR

LINE	0.000000E+00	-2.000000E+02	0.000000E+00
	2.700000E+03	-2.000000E+02	0.000000E+00

MATERIAL 2

GEOMETRY 2

SET RBAR2

LOCATI

4 BAR

LINE	0.000000E+00	-2.000000E+02	0.000000E+00
	2.700000E+03	-2.000000E+02	0.000000E+00

MATERIAL 3

GEOMETRY 3

'MATERIALS'

```
1 NAME  BETONG
  YOUNG  2.77335E+04
  POISON 1.50000E-01
  DENSIT  2.50000E-06
  TOTCRK  FIXED
  TENCRV  EXPONE
  TENSTR  2.86000E+00
  GF1     6.60000E-02
  CRACKB  1.35000E+02
  COMCRV  PARABO
  COMSTR  3.72000E+01
  GC      1.64920E+01
  CNFCRV  VECCHI
  REDCRV  VC1993
  REDMIN  4.00000E-01
  SHRCRV  DAMAGE
  POIRED  DAMAGE
2 NAME  ARM_25
  YOUNG  2.00000E+05
  YIELD  VMISES
  HARDEN  WORK
  HARDIA 486 0 4486 1
3 NAME  ARM_20
  YOUNG  2.00000E+05
  YIELD  VMISES
  HARDEN  WORK
  HARDIA 475 0 4475 1
'GEOMETRY'
1 NAME  PH1
  RECTAN 5.00000E+02  3.00000E+02
2 NAME  PH2
  CROSSE 5.00000E+02
3 NAME  PH3
  CROSSE 6.00000E+02
'SUPPORTS'
NAME SET_1
/1/ TR  1
/1 61/ TR  2
'LOADS'
CASE 1
NODAL
  31 FORCE 2 -0.100000E+07
WEIGHT
'DIRECTIONS'
```

```
1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00
2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00
3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00
'END'
```

VEDLEGG D – Inputfiler CASE 1 NIVÅ IV

.FGC

```

! FILE CLOSE; NO
! UTILITY SETUP DIRECTORY "C:\Diana\BEAM_A1\DISP_C\FI\BETA 0.01"
FEMGEN BJELKE
PROPERTY FE-PROG DIANA STRUCT_2D ; YES
UTILITY SETUP UNITS LENGTH MILLIMETER
UTILITY SETUP UNITS MASS KILOGRAM
UTILITY SETUP UNITS FORCE NEWTON
UTILITY SETUP UNITS TIME SECOND
UTILITY SETUP UNITS TEMP KELVIN
UTILITY SETUP UNDO ON
UTILITY SETUP BINSET OFF
MESHING OPTIONS CHECK STRUCTURED OFF
UTILITY SETUP OPTIONS ANALYSIS SOLVER-COMMAND MeshEdit
DRAWING DISPLAY
!##### DEFINERE PUNKTER
GEOMETRY POINT COORD P1 0 500
GEOMETRY POINT COORD P2 1574 500
GEOMETRY POINT COORD P3 1650 500
GEOMETRY POINT COORD P8 376 0
GEOMETRY POINT COORD P9 224 0
GEOMETRY POINT COORD P10 0 0
GEOMETRY POINT COORD P11 1574 550
GEOMETRY POINT COORD P12 1650 550
GEOMETRY POINT COORD P15 224 -50
GEOMETRY POINT COORD P16 376 -50
GEOMETRY POINT COORD P18 300 -50
GEOMETRY POINT COORD P20 224 500
GEOMETRY POINT COORD P21 376 500
GEOMETRY POINT COORD P22 1574 0
GEOMETRY POINT COORD P23 1650 0
GEOMETRY POINT COORD P26 376 -20
GEOMETRY POINT COORD P27 224 -20
GEOMETRY POINT COORD P30 1650 520
GEOMETRY POINT COORD P31 1574 520
GEOMETRY POINT COORD P32 0 75
GEOMETRY POINT COORD P33 1650 75
!##### DEFINERE PUNKTER til composed
line
GEOMETRY POINT COORD P34 0 250

```

```
GEOMETRY POINT COORD P35 1650 250
!##### DEFINERE linje til composed line
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1001 P34 P35
!##### DEFINERE koordinatsystem for
composed line
GEOMETRY POINT COORD P36 0 250 4
CONSTRUCT COORDSYS RECTANG P34 P36 P35
PROPERTY ATTACH L1001 CS1
!##### DEFINERE OVERFLATER
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S1 P1 P20 P9 P10
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S2 P20 P21 P8 P9
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S3 P26 P16 +P18 P15 P27
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S4 P9 P8 P26 P27
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S5 P21 P2 P22 P8
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S6 P2 P3 P23 P22
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S7 P11 P12 P30 P31
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S8 P31 P30 P3 P2
!##### MATERIAL, DENSITET OG TYKKELSE
PÅ BETONG
PROPERTY MATERIAL BETONG ELASTIC ISOTROP 27733.5 0.15
PROPERTY MATERIAL BETONG MASS DENSITY 2.5E-6 0
PROPERTY MATERIAL BETONG STATNONL CONCBRIT TOTCRKFI EXPONE PARABO CNFCRV VECCHI
REDCRV VC1993 DAMAGE POISRE 2.86 0.066 30 37.2 16.492 0.4
PROPERTY ATTACH S1 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S2 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S5 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S6 MATERIAL BETONG
PROPERTY PHYSICAL PH1 GEOMETRY PLANSTRS THREGULR 300
PROPERTY ATTACH S1 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S2 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S5 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S6 PHYSICAL PH1
!##### MATERIAL OG TYKKELSE PÅ STÅL
PROPERTY MATERIAL STAAL ELASTIC ISOTROP 210000 0.3
PROPERTY MATERIAL STAAL MASS DENSITY 0
PROPERTY ATTACH S3 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S7 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S3 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S7 PHYSICAL PH1
PROPERTY MATERIAL INT ELASTIC INTERFAC 20 0.00002
PROPERTY PHYSICAL PHINT GEOMETRY INTERFAC LINE MEMBRA 300
PROPERTY ATTACH S4 INT PHINT
PROPERTY ATTACH S8 INT PHINT
!##### MESHING av composed line
MESHING TYPES L1001 CL3CM
MESHING DIVISION L1001 110
!##### MESHING
MESHING TYPES S1 CQ16M
```

MESHING TYPES S2 CQ16M
MESHING TYPES S3 CQ16M
MESHING TYPES S5 CQ16M
MESHING TYPES S6 CQ16M
MESHING TYPES S7 CQ16M
MESHING TYPES S4 IL33 CL12I BASE L8
MESHING TYPES S8 IL33 CL12I BASE L19
MESHING DIVISION L1 16
MESHING DIVISION L2 32
MESHING DIVISION L3 16
MESHING DIVISION L4 32
MESHING DIVISION L5 12
MESHING DIVISION L6 32
MESHING DIVISION L7 12
MESHING DIVISION L8 12
MESHING DIVISION L9 2
MESHING DIVISION L10 6
MESHING DIVISION L11 6
MESHING DIVISION L12 2
MESHING DIVISION L14 1
MESHING DIVISION L15 1
MESHING DIVISION L16 84
MESHING DIVISION L17 32
MESHING DIVISION L18 84
MESHING DIVISION L19 6
MESHING DIVISION L20 32
MESHING DIVISION L21 6
MESHING DIVISION L22 6
MESHING DIVISION L23 2
MESHING DIVISION L24 6
MESHING DIVISION L25 2
MESHING DIVISION L26 1
MESHING DIVISION L27 1

EYE FRAME

MESH GENERATE

!##### ARMERING

REINFORCE BAR SECTION RE1 P32 P33

REINFORCE BAR SECTION RE2 P32 P33

REINFORCE BAR RBAR1 RE1

REINFORCE BAR RBAR2 RE2

!##### DEFINERE MATERIALET OG

PHYSICAL TIL ARMERINGEN

PROPERTY MATERIAL ARM_25 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""

PROPERTY MATERIAL ARM_20 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""

PROPERTY MATERIAL ARM_20 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO20.DAT"

PROPERTY MATERIAL ARM_25 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO25.DAT"

PROPERTY PHYSICAL PH2 GEOMETRY REINFORC BAR 500

PROPERTY PHYSICAL PH3 GEOMETRY REINFORC BAR 600


```

PROPERTY ATTACH RBAR1 ARM_25 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR2 ARM_20 PH3
##### DEFINERE PHYSICAL TIL
COMPOSED LINE
PROPERTY PHYSICAL PH4 GEOMETRY COMPLINE 1000
PROPERTY ATTACH L1001 PHYSICAL PH4
##### OPPLAGERBETINGELSER OG LAST
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT P18 Y
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L20 X
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L26 X
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L23 X
PROPERTY LOADS FORCE LO1 1 P12 -500000 Y
PROPERTY LOADS GRAVITY GRAV ALL -9.81 Y

```

.DAT

```

: Diana Datafile written for Diana 9.6
FEMGEN MODEL   : BJELKE
ANALYSIS TYPE  : Structural 2D
'UNITS'
LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER KELVIN
FORCE N
'MODEL'
GRAVAC -9.81000
GRAVDI 2
'COORDINATES' DI=2
  1  0.000000E+00  2.500000E+02
  2  1.650000E+02  2.500000E+02
-----
3044  1.612000E+03  5.200000E+02
3045  1.637333E+03  5.200000E+02
'ELEMENTS'
SET L1001
CONNECTIVITY
  1 CL3CM 1 2 3
  2 CL3CM 3 4 5
  3 CL3CM 5 6 7
  4 CL3CM 7 8 9
  5 CL3CM 9 10 11
GEOMETRY 6
SET S1
CONNECTIVITY
  6 CQ16M 12 165 13 174 22 182 21 173
  7 CQ16M 13 166 14 175 23 183 22 174

```

 132 CQ16M 153 426 154 435 163 443 162 434
 133 CQ16M 154 427 155 436 164 444 163 435
 MATERIAL 1
 GEOMETRY 1
 DATA 1

SET S8
 CONNECTIVITY
 965 CL12I 2880 2931 2879 3035 3045 3034
 966 CL12I 2879 2930 2878 3034 3044 3033
 967 CL12I 2878 2929 819 3033 3043 3032
 MATERIAL 3
 GEOMETRY 2
 'REINFORCEMENTS'
 SET RBAR1
 LOCATI
 3 BAR
 LINE 0.000000E+00 7.500000E+01 0.000000E+00
 1.650000E+03 7.500000E+01 0.000000E+00

MATERIAL 4
 GEOMETRY 3
 SET RBAR2
 LOCATI
 4 BAR
 LINE 0.000000E+00 7.500000E+01 0.000000E+00
 1.650000E+03 7.500000E+01 0.000000E+00

MATERIAL 5
 GEOMETRY 4
 'MATERIALS'
 1 NAME BETONG
 YOUNG 2.77335E+04
 POISON 1.50000E-01
 DENSIT 2.50000E-06
 TOTCRK FIXED
 TENCRCV EXPONE
 TENSTR 2.86000E+00
 GF1 6.60000E-02
 CRACKB 3.00000E+01
 COMCRV PARABO
 COMSTR 3.72000E+01
 GC 1.64920E+01
 CNFCRV VECCHI
 REDCRV VC1993
 REDMIN 4.00000E-01
 SHRCRV DAMAGE
 POIRED DAMAGE
 2 NAME STAAL

```
YOUNG 2.10000E+05
POISON 3.00000E-01
DENSIT 0.00000E+00
3 NAME INT
DSTIF 2.00000E+01 2.00000E-05
4 NAME ARM_25
YOUNG 2.00000E+05
YIELD VMISES
HARDEN WORK
HARDIA 486 0 4486 1
5 NAME ARM_20
YOUNG 2.00000E+05
YIELD VMISES
HARDEN WORK
HARDIA 475 0 4475 1
'GEOMETRY'
1 NAME PH1
THICK 3.00000E+02
2 NAME PHINT
THICK 3.00000E+02
CONFIG MEMBRA
3 NAME PH2
CROSSE 5.00000E+02
4 NAME PH3
CROSSE 6.00000E+02
5 NAME PH4
THICK 1.00000E+03
6 THICK 1.00000E+03
ZAXIS 0.00000E+00 0.00000E+00 1.00000E+00
'DATA'
1 NINTEG 3 3
'SUPPORTS'
NAME SET_1
/ 2880 2883 2886 2889 2892 2895 2898 2901 2904 2907 2910 2913 2916
2919 2922 2925 2928 2934 2940 2946 2952 2958 2964 2970 2976 2982
2988 2994 3000 3006 3012 3018 3024 3031 3035 3042 / TR 1
/ 755 / TR 2
'LOADS'
CASE 1
NODAL
3031 FORCE 2 -500000
WEIGHT
'DIRECTIONS'
1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00
2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00
3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00
'END'
```


VEDLEGG E – Inputfiler CASE 2 NIVÅ III

.FGC

```
! FILE CLOSE; NO
! UTILITY SETUP DIRECTORY "C:\Diana\BEAM_A1\DISP_C\FI\BETA 0.01"
FEMGEN RAMME
PROPERTY FE-PROG DIANA STRUCT_2D ; YES
UTILITY SETUP UNITS LENGTH MILLIMETER
UTILITY SETUP UNITS MASS KILOGRAM
UTILITY SETUP UNITS FORCE NEWTON
UTILITY SETUP UNITS TIME SECOND
UTILITY SETUP UNITS TEMP KELVIN
UTILITY SETUP UNDO ON
UTILITY SETUP BINSET OFF
MESHING OPTIONS CHECK STRUCTURED OFF
UTILITY SETUP OPTIONS ANALYSIS SOLVER-COMMAND MeshEdit
DRAWING DISPLAY
!##### DEFINERE PUNKTER
GEOMETRY POINT COORD P1 2570 2855
GEOMETRY POINT COORD P5 2202.85714285714 2855
GEOMETRY POINT COORD P6 1835.71428571429 2855
GEOMETRY POINT COORD P7 1468.5714285714300 2855
GEOMETRY POINT COORD P8 1101.42857142857 2855
GEOMETRY POINT COORD P9 734.285714285714 2855
GEOMETRY POINT COORD P10 367.142857142857 2855
GEOMETRY POINT COORD P2 0 2855
GEOMETRY POINT COORD P3 0 0
GEOMETRY POINT COORD P11 367.142857142857 0
GEOMETRY POINT COORD P12 734.285714285714 0
GEOMETRY POINT COORD P13 1101.42857142857 0
GEOMETRY POINT COORD P14 1468.57142857143 0
GEOMETRY POINT COORD P15 1835.71428571429 0
GEOMETRY POINT COORD P16 2202.85714285714 0
GEOMETRY POINT COORD P4 2570 0
!##### DEFINERE LINJER
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P1 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P5 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L3 P6 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L4 P7 P8
```

GEOMETRY LINE STRAIGHT L5 P8 P9
GEOMETRY LINE STRAIGHT L6 P9 P10
GEOMETRY LINE STRAIGHT L7 P10 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L8 P2 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L9 P3 P11
GEOMETRY LINE STRAIGHT L10 P11 P12
GEOMETRY LINE STRAIGHT L11 P12 P13
GEOMETRY LINE STRAIGHT L12 P13 P14
GEOMETRY LINE STRAIGHT L13 P14 P15
GEOMETRY LINE STRAIGHT L14 P15 P16
GEOMETRY LINE STRAIGHT L15 P16 P4

MATERIAL OG PHYSICAL
PROPERTY MATERIAL BETONG ELASTIC ISOTROP 29363.3 0.15
PROPERTY MATERIAL BETONG STATNONL CONCBRIT TOTCRKFI EXPONE PARABO CNFCRV VECCHI
REDCRV VC1993 DAMAGE POISRE 3.3491 0.07537 195 45 18.84 0.4
PROPERTY ATTACH ALL MATERIAL BETONG
PROPERTY PHYSICAL BBJELKE GEOMETRY BEAM CLASSIII PREDEFIN RECTAN 630 960
PROPERTY PHYSICAL SBJELKE GEOMETRY BEAM CLASSIII PREDEFIN RECTAN 340 960
PROPERTY PHYSICAL TBJELKE GEOMETRY BEAM CLASSIII PREDEFIN RECTAN 650 960
PROPERTY ATTACH L1 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L2 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L3 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L4 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L5 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L6 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L7 PHYSICAL TBJELKE
PROPERTY ATTACH L8 PHYSICAL SBJELKE
PROPERTY ATTACH L9 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L10 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L11 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L12 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L13 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L14 PHYSICAL BBJELKE
PROPERTY ATTACH L15 PHYSICAL BBJELKE

MESHING
MESHING TYPES ALL CL12B
MESHING DIVISION L1 6
MESHING DIVISION L2 6
MESHING DIVISION L3 6
MESHING DIVISION L4 6
MESHING DIVISION L5 6
MESHING DIVISION L6 6
MESHING DIVISION L7 6
MESHING DIVISION L8 54

MESHING DIVISION L9 6
MESHING DIVISION L10 6
MESHING DIVISION L11 6
MESHING DIVISION L12 6
MESHING DIVISION L13 6
MESHING DIVISION L14 6
MESHING DIVISION L15 6
MESH GENERATE
VIEW OPTIONS SHRINK MESH
VIEW MESH
EYE FRAME

OPPLAGERBETINGELSER OG LAST

PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT P3 Y
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT P1 X RZ
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT P4 X RZ
PROPERTY LOADS FORCE LO1 1 P10 -500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO2 1 P8 -500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO3 1 P6 -500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO4 1 P1 -250000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO5 1 P11 500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO6 1 P13 500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO7 1 P15 500000 Y
PROPERTY LOADS FORCE LO8 1 P4 250000 Y

DEFINERE PUNKT FOR ARMERING

GEOMETRY POINT COORD P17 2570 2565
GEOMETRY POINT COORD P18 890 2565
GEOMETRY POINT COORD P19 137 2530
GEOMETRY POINT COORD P20 170 2565
GEOMETRY POINT COORD P21 137 1333
GEOMETRY POINT COORD P22 137 868
GEOMETRY POINT COORD P23 170 280
GEOMETRY POINT COORD P24 137 315
GEOMETRY POINT COORD P25 580 280
GEOMETRY POINT COORD P26 2570 280
GEOMETRY POINT COORD P27 2570 3117
GEOMETRY POINT COORD P28 1290 3117
GEOMETRY POINT COORD P29 680 3117
GEOMETRY POINT COORD P30 170 3117
GEOMETRY POINT COORD P31 -110 1632
GEOMETRY POINT COORD P32 -110 882
GEOMETRY POINT COORD P33 170 -255
GEOMETRY POINT COORD P34 565 -255
GEOMETRY POINT COORD P35 1315 -255

GEOMETRY POINT COORD P36 2570 -255
GEOMETRY POINT COORD P37 -110 2530
GEOMETRY POINT COORD P38 -110 315

DEFINERE SECTION

REINFORCE BAR SECTION RE1 P17 P20
REINFORCE BAR SECTION RE2 P17 P18
REINFORCE BAR SECTION RE3 P19 P22
REINFORCE BAR SECTION RE4 P21 P24
REINFORCE BAR SECTION RE5 P23 P26
REINFORCE BAR SECTION RE6 P25 P26
REINFORCE BAR SECTION RE7 P27 P29
REINFORCE BAR SECTION RE8 P28 P30
REINFORCE BAR SECTION RE9 P37 P38
REINFORCE BAR SECTION RE10 P37 P32
REINFORCE BAR SECTION RE11 P31 P38
REINFORCE BAR SECTION RE12 P33 P35
REINFORCE BAR SECTION RE13 P34 P36

DEFINERE "BAR"

REINFORCE BAR RBAR1 RE1
REINFORCE BAR RBAR2 RE2
REINFORCE BAR RBAR3 RE3
REINFORCE BAR RBAR4 RE4
REINFORCE BAR RBAR5 RE5
REINFORCE BAR RBAR6 RE6
REINFORCE BAR RBAR7 RE7
REINFORCE BAR RBAR8 RE8
REINFORCE BAR RBAR9 RE9
REINFORCE BAR RBAR10 RE10
REINFORCE BAR RBAR11 RE11
REINFORCE BAR RBAR12 RE12
REINFORCE BAR RBAR13 RE13

DEFINERE MATERIALET OG

PHYSICAL TIL ARMERINGEN

PROPERTY MATERIAL ARM_15 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_20 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_15 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO15.DAT"
PROPERTY MATERIAL ARM_20 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO20.DAT"
PROPERTY PHYSICAL PH1 GEOMETRY REINFORC BAR 1200
PROPERTY PHYSICAL PH2 GEOMETRY REINFORC BAR 3000
PROPERTY PHYSICAL PH3 GEOMETRY REINFORC BAR 800
PROPERTY PHYSICAL PH4 GEOMETRY REINFORC BAR 2000
PROPERTY ATTACH RBAR1 ARM_20 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR2 ARM_20 PH1
PROPERTY ATTACH RBAR3 ARM_15 PH3

PROPERTY ATTACH RBAR4 ARM_15 PH3
PROPERTY ATTACH RBAR5 ARM_20 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR6 ARM_20 PH1
PROPERTY ATTACH RBAR7 ARM_15 PH3
PROPERTY ATTACH RBAR8 ARM_15 PH4
PROPERTY ATTACH RBAR9 ARM_15 PH3
PROPERTY ATTACH RBAR10 ARM_20 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR11 ARM_20 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR12 ARM_20 PH2
PROPERTY ATTACH RBAR13 ARM_20 PH1

.DAT

: Diana Datafile written for Diana 9.6
FEMGEN MODEL : RAMME
ANALYSIS TYPE : Structural 2D
'UNITS'
LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER KELVIN
FORCE N
'COORDINATES' DI=2
1 2.570000E+03 2.855000E+03
2 2.508810E+03 2.855000E+03

138 2.508810E+03 0.000000E+00
139 2.570000E+03 0.000000E+00
'ELEMENTS'
SET L1
CONNECTIVITY
1 CL12B 1 2 3 4
2 CL12B 4 5 6 7
MATERIAL 1
GEOMETRY 3

SET L15
CONNECTIVITY
45 CL12B 133 134 135 136
46 CL12B 136 137 138 139
MATERIAL 1
GEOMETRY 1
'REINFORCEMENTS'
SET RBAR1
LOCATI
14 BAR
LINE 2.570000E+03 2.565000E+03 0.000000E+00

1.700000E+02 2.565000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 5
SET RBAR2
LOCATI
15 BAR
LINE 2.570000E+03 2.565000E+03 0.000000E+00
8.900000E+02 2.565000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 4
SET RBAR3
LOCATI
16 BAR
LINE 1.370000E+02 2.530000E+03 0.000000E+00
1.370000E+02 8.680000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 2
GEOMETRY 6
SET RBAR4
LOCATI
17 BAR
LINE 1.370000E+02 1.333000E+03 0.000000E+00
1.370000E+02 3.150000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 2
GEOMETRY 6
SET RBAR5
LOCATI
18 BAR
LINE 1.700000E+02 2.800000E+02 0.000000E+00
2.570000E+03 2.800000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 5
SET RBAR6
LOCATI
19 BAR
LINE 5.800000E+02 2.800000E+02 0.000000E+00
2.570000E+03 2.800000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 4
SET RBAR7
LOCATI
20 BAR
LINE 2.570000E+03 3.117000E+03 0.000000E+00
6.800000E+02 3.117000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 2
GEOMETRY 6
SET RBAR8
LOCATI
21 BAR

```
LINE 1.290000E+03 3.117000E+03 0.000000E+00
      1.700000E+02 3.117000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 2
GEOMETRY 7
SET RBAR9
LOCATI
22 BAR
LINE -1.100000E+02 2.530000E+03 0.000000E+00
      -1.100000E+02 3.150000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 2
GEOMETRY 6
SET RBAR10
LOCATI
23 BAR
LINE -1.100000E+02 2.530000E+03 0.000000E+00
      -1.100000E+02 8.820000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 5
SET RBAR11
LOCATI
24 BAR
LINE -1.100000E+02 1.632000E+03 0.000000E+00
      -1.100000E+02 3.150000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 5
SET RBAR12
LOCATI
25 BAR
LINE 1.700000E+02 -2.550000E+02 0.000000E+00
      1.315000E+03 -2.550000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 5
SET RBAR13
LOCATI
26 BAR
LINE 5.650000E+02 -2.550000E+02 0.000000E+00
      2.570000E+03 -2.550000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 3
GEOMETRY 4
'MATERIALS'
1 NAME BETONG
YOUNG 2.93633E+04
POISON 1.50000E-01
TOTCRK FIXED
TENCRV EXPONE
TENSTR 3.34910E+00
GF1 7.53700E-02
CRACKB 1.95000E+02
```

```
COMCRV  PARABO
COMSTR  4.50000E+01
GC      1.88400E+01
CNFCRV  VECCHI
REDCRV  VC1993
REDMIN  4.00000E-01
SHRCRV  DAMAGE
POIRED  DAMAGE
2 NAME  ARM_15
YOUNG  2.00000E+05
YIELD  VMISES
HARDEN  WORK
HARDIA 460 0 4460 1
3 NAME  ARM_20
YOUNG  2.00000E+05
YIELD  VMISES
HARDEN  WORK
HARDIA 490 0 4490 1
'GEOMETRY'
1 NAME  BBJELKE
RECTAN 6.30000E+02  9.60000E+02
2 NAME  SBJELKE
RECTAN 3.40000E+02  9.60000E+02
3 NAME  TBJELKE
RECTAN 6.50000E+02  9.60000E+02
4 NAME  PH1
CROSSE 1.20000E+03
5 NAME  PH2
CROSSE 3.00000E+03
6 NAME  PH3
CROSSE 8.00000E+02
7 NAME  PH4
CROSSE 2.00000E+03
'SUPPORTS'
NAME SET_1
/ 1 139 / TR  1
/ 97 / TR  2
/ 1 139 / RO  3
'LOADS'
CASE 1
NODAL
37 FORCE 2 -0.500000E+06
25 FORCE 2 -0.500000E+06
13 FORCE 2 -0.500000E+06
1 FORCE 2 -0.250000E+06
103 FORCE 2 0.500000E+06
115 FORCE 2 0.500000E+06
127 FORCE 2 0.500000E+06
```

139 FORCE 2 0.250000E+06

'DIRECTIONS'

1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00

2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00

3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00

'END'

VEDLEGG F – Inputfiler CASE 2 NIVÅ IV

.FGC

```
! FILE CLOSE; NO
! UTILITY SETUP DIRECTORY "C:\Diana\BEAM_A1\DISP_C\FI\BETA 0.01"
FEMGEN RAMME
PROPERTY FE-PROG DIANA STRUCT_2D ; YES
UTILITY SETUP UNITS LENGTH MILLIMETER
UTILITY SETUP UNITS MASS KILOGRAM
UTILITY SETUP UNITS FORCE NEWTON
UTILITY SETUP UNITS TIME SECOND
UTILITY SETUP UNITS TEMP KELVIN
UTILITY SETUP UNDO ON
UTILITY SETUP BINSET OFF
MESHING OPTIONS CHECK STRUCTURED OFF
UTILITY SETUP OPTIONS ANALYSIS SOLVER-COMMAND MeshEdit
DRAWING DISPLAY
!##### DEFINERE PUNKTER
GEOMETRY POINT COORD P1 0 0
GEOMETRY POINT COORD P2 340 0
GEOMETRY POINT COORD P3 340 730
GEOMETRY POINT COORD P4 610 1000
GEOMETRY POINT COORD P5 2740 1000
GEOMETRY POINT COORD P6 2740 1650
GEOMETRY POINT COORD P7 0 1650
GEOMETRY POINT COORD P8 340 1000
GEOMETRY POINT COORD P9 281.4285714 1000
GEOMETRY POINT COORD P10 501.4285714 1000
GEOMETRY POINT COORD P11 1064.285714 1000
GEOMETRY POINT COORD P12 1284.285714 1000
GEOMETRY POINT COORD P13 1847.142857 1000
GEOMETRY POINT COORD P14 2067.142857 1000
GEOMETRY POINT COORD P15 2630 1000
GEOMETRY POINT COORD P16 2630 1650
GEOMETRY POINT COORD P17 2067.142857 1650
GEOMETRY POINT COORD P18 1847.142857 1650
GEOMETRY POINT COORD P19 1284.285714 1650
GEOMETRY POINT COORD P20 1064.285714 1650
GEOMETRY POINT COORD P21 610 1650
GEOMETRY POINT COORD P22 501.4285714 1650
GEOMETRY POINT COORD P23 281.4285714 1650
GEOMETRY POINT COORD P24 340 1650
```

GEOMETRY POINT COORD P25 0 1000
GEOMETRY POINT COORD P26 0 730
GEOMETRY POINT COORD P27 501.4285714 1670
GEOMETRY POINT COORD P28 501.4285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P29 281.4285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P30 281.4285714 1670
GEOMETRY POINT COORD P31 1284.285714 1670
GEOMETRY POINT COORD P32 1284.285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P33 1064.285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P34 1064.285714 1670
GEOMETRY POINT COORD P35 2067.142857 1670
GEOMETRY POINT COORD P36 2067.142857 1700
GEOMETRY POINT COORD P37 1847.142857 1700
GEOMETRY POINT COORD P38 1847.142857 1670
GEOMETRY POINT COORD P39 2740 1670
GEOMETRY POINT COORD P40 2740 1700
GEOMETRY POINT COORD P41 2630 1700
GEOMETRY POINT COORD P42 2630 1670
GEOMETRY POINT COORD P43 391.4285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P44 1174.285714 1700
GEOMETRY POINT COORD P45 1957.142857 1700
GEOMETRY POINT COORD P47 281.4285714 730
GEOMETRY POINT COORD P48 281.4285714 0
GEOMETRY POINT COORD P49 340 1670
GEOMETRY POINT COORD P50 340 1700
GEOMETRY POINT COORD P51 391.4285714 1670
GEOMETRY POINT COORD P52 391.4285714 1650
GEOMETRY POINT COORD P53 391.4285714 1000
GEOMETRY POINT COORD P54 555 945
GEOMETRY POINT COORD P55 340 945
GEOMETRY POINT COORD P56 281.4285714 945
GEOMETRY POINT COORD P57 0 945
DEFINERE PUNKTER til composed
line
GEOMETRY POINT COORD P58 0 1325
GEOMETRY POINT COORD P59 2740 1325
GEOMETRY POINT COORD P60 170 1650
GEOMETRY POINT COORD P61 170 0
DEFINERE linje til composed line
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1001 P58 P59
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1002 P60 P61
DEFINERE koordinatsystem for
composed line
GEOMETRY POINT COORD P62 0 1325 1
CONSTRUCT COORDSYS RECTANG P58 P62 P59
PROPERTY ATTACH L1001 CS1
GEOMETRY POINT COORD P63 170 0 1
CONSTRUCT COORDSYS RECTANG P60 P63 P61

PROPERTY ATTACH L1002 CS2
EYE FRAME

DEFINERE LINJER

GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P7 P25
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P23 P9
GEOMETRY LINE STRAIGHT L3 P24 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L4 P52 P53
GEOMETRY LINE STRAIGHT L5 P22 P10
GEOMETRY LINE STRAIGHT L6 P21 P4
GEOMETRY LINE STRAIGHT L7 P20 P11
GEOMETRY LINE STRAIGHT L8 P19 P12
GEOMETRY LINE STRAIGHT L9 P18 P13
GEOMETRY LINE STRAIGHT L10 P17 P14
GEOMETRY LINE STRAIGHT L11 P16 P15
GEOMETRY LINE STRAIGHT L12 P6 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L13 P25 P57
GEOMETRY LINE STRAIGHT L14 P9 P56
GEOMETRY LINE STRAIGHT L15 P8 P55
GEOMETRY LINE STRAIGHT L16 P53 P55
GEOMETRY LINE STRAIGHT L17 P10 P54
GEOMETRY LINE STRAIGHT L18 P4 P54
GEOMETRY LINE STRAIGHT L19 P57 P26
GEOMETRY LINE STRAIGHT L20 P56 P47
GEOMETRY LINE STRAIGHT L21 P55 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L22 P54 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L23 P26 P1
GEOMETRY LINE STRAIGHT L24 P47 P48
GEOMETRY LINE STRAIGHT L25 P3 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L26 P1 P48
GEOMETRY LINE STRAIGHT L27 P26 P47
GEOMETRY LINE STRAIGHT L28 P57 P56
GEOMETRY LINE STRAIGHT L29 P25 P9
GEOMETRY LINE STRAIGHT L30 P7 P23
GEOMETRY LINE STRAIGHT L31 P48 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L32 P47 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L33 P56 P55
GEOMETRY LINE STRAIGHT L34 P9 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L35 P23 P24
GEOMETRY LINE STRAIGHT L36 P50 P43
GEOMETRY LINE STRAIGHT L37 P49 P51
GEOMETRY LINE STRAIGHT L38 P24 P52
GEOMETRY LINE STRAIGHT L39 P8 P53
GEOMETRY LINE STRAIGHT L40 P55 P54
GEOMETRY LINE STRAIGHT L41 P43 P28
GEOMETRY LINE STRAIGHT L42 P51 P27
GEOMETRY LINE STRAIGHT L43 P52 P22
GEOMETRY LINE STRAIGHT L44 P53 P10
GEOMETRY LINE STRAIGHT L45 P22 P21

GEOMETRY LINE STRAIGHT L46 P10 P4
GEOMETRY LINE STRAIGHT L47 P21 P20
GEOMETRY LINE STRAIGHT L48 P4 P11
GEOMETRY LINE STRAIGHT L49 P33 P44
GEOMETRY LINE STRAIGHT L50 P44 P32
GEOMETRY LINE STRAIGHT L51 P34 P31
GEOMETRY LINE STRAIGHT L52 P20 P19
GEOMETRY LINE STRAIGHT L53 P11 P12
GEOMETRY LINE STRAIGHT L54 P19 P18
GEOMETRY LINE STRAIGHT L55 P12 P13
GEOMETRY LINE STRAIGHT L56 P37 P45
GEOMETRY LINE STRAIGHT L57 P45 P36
GEOMETRY LINE STRAIGHT L58 P38 P35
GEOMETRY LINE STRAIGHT L59 P18 P17
GEOMETRY LINE STRAIGHT L60 P13 P14
GEOMETRY LINE STRAIGHT L61 P17 P16
GEOMETRY LINE STRAIGHT L62 P14 P15
GEOMETRY LINE STRAIGHT L63 P41 P40
GEOMETRY LINE STRAIGHT L64 P42 P39
GEOMETRY LINE STRAIGHT L65 P16 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L66 P15 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L67 P23 P30
GEOMETRY LINE STRAIGHT L68 P24 P49
GEOMETRY LINE STRAIGHT L69 P52 P51
GEOMETRY LINE STRAIGHT L70 P22 P27
GEOMETRY LINE STRAIGHT L71 P30 P29
GEOMETRY LINE STRAIGHT L72 P49 P50
GEOMETRY LINE STRAIGHT L73 P51 P43
GEOMETRY LINE STRAIGHT L74 P27 P28
GEOMETRY LINE STRAIGHT L75 P20 P34
GEOMETRY LINE STRAIGHT L76 P19 P31
GEOMETRY LINE STRAIGHT L77 P34 P33
GEOMETRY LINE STRAIGHT L78 P31 P32
GEOMETRY LINE STRAIGHT L79 P16 P42
GEOMETRY LINE STRAIGHT L80 P6 P39
GEOMETRY LINE STRAIGHT L81 P42 P41
GEOMETRY LINE STRAIGHT L82 P39 P40
GEOMETRY LINE STRAIGHT L83 P30 P49
GEOMETRY LINE STRAIGHT L84 P29 P50
GEOMETRY LINE STRAIGHT L85 P18 P38
GEOMETRY LINE STRAIGHT L86 P17 P35
GEOMETRY LINE STRAIGHT L87 P38 P37
GEOMETRY LINE STRAIGHT L88 P35 P36

!##### DEFINERE OVERFLATER

GEOMETRY SURFACE 4POINTS S1 p1 p48 p47 p26
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S2 p25 p9 p56 p57
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S3 p7 P23 P9 P25
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S4 p23 p24 p8 p9

GEOMETRY SURFACE 4POINTS S5 p24 p52 p53 p8
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S6 p22 p21 p4 p10
GEOMETRY SURFACE 3POINTS S7 P8 P53 P55
GEOMETRY SURFACE 3POINTS S8 P10 P4 P54
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S9 p4 p11 p20 p21
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S10 p11 p12 p19 p20
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S11 p12 p13 p18 p19
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S12 p13 p14 p17 p18
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S13 p14 p15 p16 p17
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S14 p15 p5 p6 p16
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S15 p23 p24 p49 p30
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S16 p30 p49 p50 p29
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S17 p20 p19 p31 p34
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S18 p34 p31 p32 +p44 p33
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S19 p18 p17 p35 p38
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S20 p38 p35 p36 +p45 p37
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S21 p16 p6 p39 p42
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S22 p42 p39 p40 p41
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S23 p9 p8 p55 p56
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S24 p48 p2 p3 p47
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S25 p50 p43 p51 p49
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S26 p43 p28 p27 p51
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S27 p49 p51 p52 p24
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S28 p51 p27 p22 p52
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S29 p52 p22 p10 p53
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S30 P53 P10 P54 P55
GEOMETRY SURFACE 3POINTS S31 P55 P54 P3
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S32 P56 P55 P3 P47
GEOMETRY SURFACE 4POINTS S33 P57 P56 P47 P26

!##### MESHING

MESHING TYPES S1 CQ16M
MESHING TYPES S2 CQ16M
MESHING TYPES S3 CQ16M
MESHING TYPES S4 CQ16M
MESHING TYPES S5 CQ16M
MESHING TYPES S6 CQ16M
MESHING TYPES S7 CT12M
MESHING TYPES S8 CT12M
MESHING TYPES S9 CQ16M
MESHING TYPES S10 CQ16M
MESHING TYPES S11 CQ16M
MESHING TYPES S12 CQ16M
MESHING TYPES S13 CQ16M
MESHING TYPES S14 CQ16M
MESHING TYPES S16 CQ16M
MESHING TYPES S18 CQ16M
MESHING TYPES S20 CQ16M
MESHING TYPES S22 CQ16M

MESHING TYPES S23 CQ16M
MESHING TYPES S24 CQ16M
MESHING TYPES S25 CQ16M
MESHING TYPES S26 CQ16M
MESHING TYPES S29 CQ16M
MESHING TYPES S30 CQ16M
MESHING TYPES S31 CT12M
MESHING TYPES S32 CQ16M
MESHING TYPES S33 CQ16M
MESHING DIVISION L1 44
MESHING DIVISION L2 44
MESHING DIVISION L3 44
MESHING DIVISION L4 44
MESHING DIVISION L5 44
MESHING DIVISION L6 44
MESHING DIVISION L7 44
MESHING DIVISION L8 44
MESHING DIVISION L9 44
MESHING DIVISION L10 44
MESHING DIVISION L11 44
MESHING DIVISION L12 44
MESHING DIVISION L13 4
MESHING DIVISION L14 4
MESHING DIVISION L15 4
MESHING DIVISION L16 4
MESHING DIVISION L17 4
MESHING DIVISION L18 4
MESHING DIVISION L19 10
MESHING DIVISION L20 10
MESHING DIVISION L21 10
MESHING DIVISION L22 10
MESHING DIVISION L23 48
MESHING DIVISION L24 48
MESHING DIVISION L25 48
MESHING DIVISION L26 20
MESHING DIVISION L27 20
MESHING DIVISION L28 20
MESHING DIVISION L29 20
MESHING DIVISION L30 20
MESHING DIVISION L31 4
MESHING DIVISION L32 4
MESHING DIVISION L33 4
MESHING DIVISION L34 4
MESHING DIVISION L35 4
MESHING DIVISION L36 4
MESHING DIVISION L37 4
MESHING DIVISION L38 4
MESHING DIVISION L39 4

MESHING DIVISION L40 10
MESHING DIVISION L41 10
MESHING DIVISION L42 10
MESHING DIVISION L43 10
MESHING DIVISION L44 10
MESHING DIVISION L45 8
MESHING DIVISION L46 8
MESHING DIVISION L47 32
MESHING DIVISION L48 32
MESHING DIVISION L49 8
MESHING DIVISION L50 8
MESHING DIVISION L51 16
MESHING DIVISION L52 16
MESHING DIVISION L53 16
MESHING DIVISION L54 36
MESHING DIVISION L55 36
MESHING DIVISION L56 8
MESHING DIVISION L57 8
MESHING DIVISION L58 16
MESHING DIVISION L59 16
MESHING DIVISION L60 16
MESHING DIVISION L61 36
MESHING DIVISION L62 36
MESHING DIVISION L63 8
MESHING DIVISION L64 8
MESHING DIVISION L65 8
MESHING DIVISION L66 8
MESHING DIVISION L71 2
MESHING DIVISION L72 2
MESHING DIVISION L73 2
MESHING DIVISION L74 2
MESHING DIVISION L77 2
MESHING DIVISION L78 2
MESHING DIVISION L81 2
MESHING DIVISION L82 2
MESHING DIVISION L83 4
MESHING DIVISION L84 4
MESHING DIVISION L87 2
MESHING DIVISION L88 2

MESHING INTERFACE

MESHING TYPES S15 IL33 CL12I BASE L35
MESHING TYPES S17 IL33 CL12I BASE L52
MESHING TYPES S19 IL33 CL12I BASE L59
MESHING TYPES S21 IL33 CL12I BASE L65
MESHING TYPES S27 IL33 CL12I BASE L38
MESHING TYPES S28 IL33 CL12I BASE L43
MESHING DIVISION L80 1
MESHING DIVISION L79 1

MESHING DIVISION L85 1
MESHING DIVISION L86 1
MESHING DIVISION L75 1
MESHING DIVISION L76 1
MESHING DIVISION L67 1
MESHING DIVISION L68 1
MESHING DIVISION L69 1
MESHING DIVISION L70 1
MESHING av composed line
MESHING TYPES L1001 CL3CM
MESHING DIVISION L1001 90
MESHING TYPES L1002 CL3CM
MESHING DIVISION L1002 56
MESHING GENERATE
VIEW MESH
MATERIAL, DENSITET OG TYKKELSE
PÅ BETONG
PROPERTY MATERIAL BETONG ELASTIC ISOTROP 29363.3 0.15
PROPERTY MATERIAL BETONG STATNONL CONCBRIT TOTCRKFI EXPONE PARABO CNFCRV VECCHI
REDCRV VC1993 DAMAGE POISRE 3.3491 0.07537 30 45 18.84 0.4
PROPERTY ATTACH S1 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S2 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S3 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S4 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S5 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S6 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S7 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S8 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S9 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S10 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S11 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S12 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S13 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S14 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S23 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S24 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S29 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S30 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S31 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S32 MATERIAL BETONG
PROPERTY ATTACH S33 MATERIAL BETONG
PROPERTY PHYSICAL PH1 GEOMETRY PLANSTRS THREGULR 960
PROPERTY ATTACH S1 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S2 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S3 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S4 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S5 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S6 PHYSICAL PH1

PROPERTY ATTACH S7 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S8 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S9 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S10 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S11 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S12 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S13 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S14 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S23 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S24 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S29 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S30 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S31 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S32 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S33 PHYSICAL PH1

!##### MATERIAL OG TYKKELSE STÅL

PROPERTY MATERIAL STAAL ELASTIC ISOTROP 2.1E5 0.3
PROPERTY ATTACH S16 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S25 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S26 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S18 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S20 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S22 MATERIAL STAAL
PROPERTY ATTACH S16 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S25 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S26 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S18 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S20 PHYSICAL PH1
PROPERTY ATTACH S22 PHYSICAL PH1

!##### MATERIAL OG PHYSICAL PÅ
INTERFACE

PROPERTY MATERIAL INT ELASTIC INTERFAC 20 0.00002
PROPERTY PHYSICAL PHINT GEOMETRY INTERFAC LINE MEMBRA 960
PROPERTY ATTACH S15 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S17 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S19 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S21 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S27 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S28 MATERIAL INT
PROPERTY ATTACH S15 PHYSICAL PHINT
PROPERTY ATTACH S17 PHYSICAL PHINT
PROPERTY ATTACH S19 PHYSICAL PHINT
PROPERTY ATTACH S21 PHYSICAL PHINT
PROPERTY ATTACH S27 PHYSICAL PHINT
PROPERTY ATTACH S28 PHYSICAL PHINT

!##### DEFINERE PUNKT FOR ARMERING

GEOMETRY POINT COORD P101 60 1587
GEOMETRY POINT COORD P102 120 1587

GEOMETRY POINT COORD P103 307 1587
GEOMETRY POINT COORD P104 850 1587
GEOMETRY POINT COORD P105 1460 1587
GEOMETRY POINT COORD P106 2740 1587
GEOMETRY POINT COORD P107 2740 1035
GEOMETRY POINT COORD P108 1060 1035
GEOMETRY POINT COORD P109 677 1100
GEOMETRY POINT COORD P110 307 730
GEOMETRY POINT COORD P111 307 0
GEOMETRY POINT COORD P112 120 0
GEOMETRY POINT COORD P113 60 0
GEOMETRY POINT COORD P114 60 107
GEOMETRY POINT COORD P115 120 730
GEOMETRY POINT COORD P116 120 1035

!##### DEFINERE SECTION

REINFORCE BAR SECTION RE1 P101 P105
REINFORCE BAR SECTION RE2 P104 P106
REINFORCE BAR SECTION RE3 P107 P108
REINFORCE BAR SECTION RE4 P107 P116
REINFORCE BAR SECTION RE5 P109 P110
REINFORCE BAR SECTION RE6 P110 P115
REINFORCE BAR SECTION RE7 P103 P111
REINFORCE BAR SECTION RE8 P112 P102
REINFORCE BAR SECTION RE9 P113 P114
REINFORCE BAR SECTION RE10 P113 P101

!##### DEFINERE "BAR"

REINFORCE BAR RBAR1 RE1
REINFORCE BAR RBAR2 RE2
REINFORCE BAR RBAR3 RE3
REINFORCE BAR RBAR4 RE4
REINFORCE BAR RBAR5 RE5
REINFORCE BAR RBAR6 RE6
REINFORCE BAR RBAR7 RE7
REINFORCE BAR RBAR8 RE8
REINFORCE BAR RBAR9 RE9
REINFORCE BAR RBAR10 RE10

!##### DEFINERE MATERIALET OG

PHYSICAL TIL ARMERINGEN

PROPERTY MATERIAL ARM_15 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_20 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
PROPERTY MATERIAL ARM_3 ELASTIC REINFORC BOND 200000 ""
! PROPERTY MATERIAL ARM_15 STATNONL REINFORC VMISES NONE 460
! PROPERTY MATERIAL ARM_20 STATNONL REINFORC VMISES NONE 490
! PROPERTY MATERIAL ARM_3 STATNONL REINFORC VMISES NONE 508
PROPERTY MATERIAL ARM_15 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO15.DAT"
PROPERTY MATERIAL ARM_20 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO20.DAT"
PROPERTY MATERIAL ARM_3 STATNONL REINFORC VMISES WHARDEN NOCOMBIN "NO3.DAT"
PROPERTY PHYSICAL PH11 GEOMETRY REINFORC BAR 2000

PROPERTY PHYSICAL PH12 GEOMETRY REINFORC BAR 800
 PROPERTY PHYSICAL PH13 GEOMETRY REINFORC BAR 1200
 PROPERTY PHYSICAL PH14 GEOMETRY REINFORC BAR 3000
 PROPERTY PHYSICAL PH15 GEOMETRY REINFORC BAR 284
 PROPERTY ATTACH RBAR1 ARM_15 PH12
 PROPERTY ATTACH RBAR2 ARM_15 PH11
 PROPERTY ATTACH RBAR3 ARM_20 PH13
 PROPERTY ATTACH RBAR4 ARM_20 PH14
 PROPERTY ATTACH RBAR5 ARM_3 PH15
 PROPERTY ATTACH RBAR6 ARM_3 PH15
 PROPERTY ATTACH RBAR7 ARM_15 PH12
 PROPERTY ATTACH RBAR8 ARM_15 PH12
 PROPERTY ATTACH RBAR9 ARM_20 PH14
 PROPERTY ATTACH RBAR10 ARM_20 PH14

!##### DEFINERE PHYSICAL TIL
 COMPOSED LINE

PROPERTY PHYSICAL PH4 GEOMETRY COMPLINE 1000
 PROPERTY ATTACH L1001 PHYSICAL PH4
 PROPERTY PHYSICAL PH4 GEOMETRY COMPLINE 1000
 PROPERTY ATTACH L1002 PHYSICAL PH4

!##### OPPLAGERBETINGELSER OG LAST

PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L12 1
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L80 1
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L82 1
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L26 2
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L31 2
 PROPERTY LOADS FORCE LO1 1 P43 -500000 Y
 PROPERTY LOADS FORCE LO2 1 P44 -500000 Y
 PROPERTY LOADS FORCE LO3 1 P45 -500000 Y
 PROPERTY LOADS FORCE LO4 1 P40 -250000 Y

.DAT

: Diana Datafile written for Diana 9.6
 FEMGEN MODEL : RAMME
 ANALYSIS TYPE : Structural 2D
 'UNITS'
 LENGTH MM
 TIME SEC
 TEMPER KELVIN
 FORCE N
 'COORDINATES' DI=2
 1 0.000000E+00 1.325000E+03
 2 3.044444E+01 1.325000E+03

8080 2.251429E+02 7.515000E+02

8081 2.532857E+02 7.515000E+02

'ELEMENTS'

SET L1001

CONNECTIVITY

1 CL3CM 1 2 3

2 CL3CM 3 4 5

3 CL3CM 5 6 7

43 CL3CM 85 86 87

44 CL3CM 87 88 89

45 CL3CM 89 90 91

GEOMETRY 9

SET L1002

CONNECTIVITY

46 CL3CM 92 93 94

47 CL3CM 94 95 96

72 CL3CM 144 145 146

73 CL3CM 146 147 148

GEOMETRY 10

SET S1

CONNECTIVITY

74 CQ16M 149 424 150 435 161 445 160 434

75 CQ16M 150 425 151 436 162 446 161 435

312 CQ16M 410 915 411 926 422 936 421 925

313 CQ16M 411 916 412 927 423 937 422 926

MATERIAL 1

GEOMETRY 1

DATA 1

SET S32

CONNECTIVITY

2581 CQ16M 970 7366 7361 7935 7927 7936 7926 7934

2590 CQ16M 7933 7949 7884 7924 7417 7515 7416 7951

MATERIAL 1

GEOMETRY 1

DATA 1

SET S33

CONNECTIVITY

2591 CQ16M 960 1013 961 7993 7953 8002 7952 7992

2639 CQ16M 7990 8070 7991 8081 422 936 421 8080

2640 CQ16M 7991 8071 7932 7950 423 937 422 8081

MATERIAL 1

GEOMETRY 1

DATA 1

'REINFORCEMENTS'

SET RBAR1

LOCATI

11 BAR

LINE	6.000000E+01	1.587000E+03	0.000000E+00
	1.460000E+03	1.587000E+03	0.000000E+00

MATERIAL 4

GEOMETRY 4

SET RBAR2

LOCATI

12 BAR

LINE	8.500000E+02	1.587000E+03	0.000000E+00
	2.740000E+03	1.587000E+03	0.000000E+00

MATERIAL 4

GEOMETRY 3

SET RBAR3

LOCATI

13 BAR

LINE	2.740000E+03	1.035000E+03	0.000000E+00
	1.060000E+03	1.035000E+03	0.000000E+00

MATERIAL 5

GEOMETRY 5

SET RBAR4

LOCATI

14 BAR

LINE	2.740000E+03	1.035000E+03	0.000000E+00
	1.200000E+02	1.035000E+03	0.000000E+00

MATERIAL 5

GEOMETRY 6

SET RBAR5

LOCATI

15 BAR

LINE	6.770000E+02	1.100000E+03	0.000000E+00
	3.070000E+02	7.300000E+02	0.000000E+00

MATERIAL 6

GEOMETRY 7

SET RBAR6

LOCATI

16 BAR

```

LINE 3.070000E+02 7.300000E+02 0.000000E+00
      1.200000E+02 7.300000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 6
GEOMETRY 7
SET RBAR7
LOCATI
17 BAR
LINE 3.070000E+02 1.587000E+03 0.000000E+00
      3.070000E+02 0.000000E+00 0.000000E+00
MATERIAL 4
GEOMETRY 4
SET RBAR8
LOCATI
18 BAR
LINE 1.200000E+02 0.000000E+00 0.000000E+00
      1.200000E+02 1.587000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 4
GEOMETRY 4
SET RBAR9
LOCATI
19 BAR
LINE 6.000000E+01 0.000000E+00 0.000000E+00
      6.000000E+01 1.070000E+02 0.000000E+00
MATERIAL 5
GEOMETRY 6
SET RBAR10
LOCATI
20 BAR
LINE 6.000000E+01 0.000000E+00 0.000000E+00
      6.000000E+01 1.587000E+03 0.000000E+00
MATERIAL 5
GEOMETRY 6
'MATERIALS'
1 NAME BETONG
YOUNG 2.93633E+04
POISON 1.50000E-01
TOTCRK FIXED
TENCRV EXPONE
TENSTR 3.34910E+00
GF1 7.53700E-02
CRACKB 3.00000E+01
COMCRV PARABO
COMSTR 4.50000E+01
GC 1.88400E+01

```

CNFCRV VECCHI
REDCRV VC1993
REDMIN 4.00000E-01
SHRCRV DAMAGE
POIRED DAMAGE
2 NAME STAAL
YOUNG 2.10000E+05
POISON 3.00000E-01
3 NAME INT
DSTIF 2.00000E+01 2.00000E-05
4 NAME ARM_15
YOUNG 2.00000E+05
YIELD VMISES
HARDEN WORK
HARDIA 460 0 4460 1
5 NAME ARM_20
YOUNG 2.00000E+05
YIELD VMISES
HARDEN WORK
HARDIA 490 0 4490 1
6 NAME ARM_3
YOUNG 2.00000E+05
YIELD VMISES
HARDEN WORK
HARDIA 508 0 4508 1
'GEOMETRY'
1 NAME PH1
THICK 9.60000E+02
2 NAME PHINT
THICK 9.60000E+02
CONFIG MEMBRA
3 NAME PH11
CROSSE 2.00000E+03
4 NAME PH12
CROSSE 8.00000E+02
5 NAME PH13
CROSSE 1.20000E+03
6 NAME PH14
CROSSE 3.00000E+03
7 NAME PH15
CROSSE 2.84000E+02
8 NAME PH4
THICK 1.00000E+03
9 THICK 1.00000E+03

```
ZAXIS 0.00000E+00 0.00000E+00 1.00000E+00
10 THICK 1.00000E+03
ZAXIS 0.00000E+00 -1.00000E+00 0.00000E-00
'DATA'
1 NINTEG 3 3
2 NINTEG 7
'SUPPORTS'
NAME SET_1
/ 6969 6973 6977 6981 6985 6989 6993 6997 7001 7005 7009 7013 7017
7021 7025 7029 7033 7037 7041 7045 7049 7053 7057 7065 7073 7081
7089 7097 7105 7113 7121 7129 7137 7145 7153 7161 7169 7177 7185
7193 7201 7209 7217 7225 7233 7341 7350 7355 / TR 1
/ 149-159 424-433 7368 7369 7418 7419 / TR 2
'LOADS'
CASE 1
NODAL
7517 FORCE 2 -0.500000E+06
7272 FORCE 2 -0.500000E+06
7315 FORCE 2 -0.500000E+06
7350 FORCE 2 -0.250000E+06
'DIRECTIONS'
1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00
2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00
3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00
'END'
```