

Kornelia Hareide Krokeide
Live Frafjord Tungesvik

Verifikasjon av beregningsmetodikk for fiber- og etteroppspente flatdekker

Verification of Calculation Methods for Fiber
Reinforced and Post-Tensioned Flat Slabs

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2022

Kornelia Hareide Krokeide
Live Frafjord Tungesvik

Verifikasjon av beregningsmetodikk for fiber- og etteroppspente flatdekker

Verification of Calculation Methods for Fiber
Reinforced and Post-Tensioned Flat Slabs

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2022

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.22	ANTALL SIDER: 113 + 147
------------------------------------	-------------------	----------------------------

TITTEL:

Verifikasjon av beregningsmetodikk for fiber- og etteroppspente flatdekker

Verification of Calculation Methods for Fiber Reinforced and Post-Tensioned Flat Slabs

UTFØRT AV:

Kornelia Hareide Krokeide
Live Frafjord Tungesvik



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven tar for seg en grundig beskrivelse og evaluering av en forsøksserie som tester ut kombinasjonen fiberarmering og etteroppspente spennkabler. Fire nedskalerte flatdekker i 1/3-skala med ulike armeringsutforming ble testet. Formålet var å se om krav til utforming av spennarmerte flatdekker kunne endres. Det ble undersøkt om avstanden mellom spennarmeringskablene kan økes, og i tillegg om fiberarmering kan erstatte dagens krav til minimumsarmering i betongkonstruksjoner. Videre er det utført en etterberegning av kapasitet for å se om beregningsgrunnlaget stemmer overens med oppførselen til dekkene.

Alle løsningene oppførte seg tilfredsstillende i både bruks- og bruddgrensetilstand. Det som var interessant var at dekket som hverken tilfredsstilte krav til utforming av spennkabler eller minimums stangarmering ga tilstrekkelig kapasitet og sto imot størst last av de fire dekkene. Dette indikerer at dagens dimensjoneringskrav kan endres på.

Etterberegning av kapasitet med bruddlinjeanalyse ga gode resultater. Beregningene ga en god representasjon av kapasiteten sammenlignet med den endelige bruddlasten. Rammeanalysen ga en lavere kapasitet enn bruddlinjeanalysen, noe som var forventet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt ved konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven ble utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Masteroppgaven har pågått i det fjerde og siste semesteret ved en 2-årig master.

Målet med masteroppgaven var å undersøke spennarmert betong kombinert med fiberarmering. Vi ble introdusert for dette konseptet høsten 2021 og synes temaet var spennende da denne kombinasjonen fortsatt er under utvikling.

Vi vil benytte anledningen til å takke veilederen vår, professor Terje Kanstad, for gode råd og veiledning, og ikke minst stort engasjement gjennom oppgaven. Vi er også takknemlig for å ha blitt inkludert på relevante faglige kurs og seminarer gjennom semesteret.

Til slutt vil vi takke hverandre for et godt samarbeid gjennom studietiden og spesielt dette siste semesteret.

Trondheim, juni 2022

Kornelia H. Krokeide

Kornelia Hareide Krokeide

Live F. Tungsвик

Live Frafjord Tungsвик

Sammendrag

Fiberarmering er et felt innen betongkonstruksjoner med stort potensiale. Dagens bruk begrenser seg derimot ofte til ikke-bærende konstruksjoner som plate på mark og sprøytebetong. Det har vært forskning på bruken av fiber i flere år, og i senere år også hvorvidt bruksområdet kan utvides.

En utvikling innen denne forskningen er å kombinere fiberarmering med etteroppspente spennkabler. Kombinasjonen kan gi både tids- og kostnadsbesparelser, samtidig som den bidrar med tilstrekkelig styrke og stivhet til konstruksjonen.

Ved *Virginia Polytechnic and State University* ble det nylig utført en forsøksserie som tester ut denne kombinasjonen. Fire nedskalerte flatdekker i 1/3-skala med ulik armeringutforming ble testet. Formålet var å se om krav til utforming av spennarmerte flatdekker kunne endres. Det ble undersøkt om avstanden mellom spennarmeringskablene kan økes, og i tillegg om fiberarmering kan erstatte dagens krav til minimum stangarmering i betongkonstruksjoner.

Denne oppgaven tar for seg en grundig beskrivelse og evaluering av forsøksserien. Resultatene er undersøkt og sett opp imot både norske og amerikanske krav. Videre er det utført en etterberegning av kapasitet med norske metoder for å se om beregningsgrunnlaget stemmer overens med oppførselen til dekkene.

Alle løsningene oppførte seg tilfredsstillende både i bruks- og bruddgrenstilstand. Det som var interessant var at dekket som hverken tilfredstilte krav til utforming av spennkabler eller minimums stangarmering ga tilstrekkelig kapasitet og sto imot størst last av de fire dekkene. Det indikerer at krav i den norske og amerikanske standarden kan endres på.

Etterberegning av kapasitet med bruddlinjeanalyse ga gode resultater. Beregningen ga en god representasjon av kapasiteten sammenlignet med den endelige bruddlasten. Rammeanalysen ga en lavere kapasitet enn bruddlinjeanalysen, noe som var forventet.

Abstract

Fiber reinforced concrete is a field within concrete structures with big potential. It is however not that widely used and is usually limited to slab on ground and non-bearing structures. During the later years there has been carried out more studies that investigate how to develop its potential.

One solution is to combine fiber reinforced concrete with post-tensioning. The combination can be both time efficient and provide financial savings, as well as it provides enough strength and stiffness to the structure and improves the sustainability.

Virginia Polytechnic and State University recently completed a series of experimental tests that investigated this combination. Four one-third scale models of flats slabs with different reinforcement layout were investigated. One of the main purposes was to see if fiber reinforcement could substitute regular bonded reinforcement, that are required in two-way plates. The second objective was to investigate if a banded tendon layout in both directions in the slab still provides enough capacity to the structure.

This assignment gives a thorough description of the experiment and an evaluation of the test results. The results are controlled up against both European and American Standards. Calculations of the test plates were performed to verify if current methods agree with how the test specimens behaved.

The experiment gave interesting results. All specimens performed satisfactorily in both service- and ultimate limit state. The fiber reinforced slab, that did not satisfy the required design rules for tendon layout or minimum bonded reinforcement behaved very well. This can be an indicator that some requirements in the American and Norwegian Code could be changed.

Calculations using the yield line theory provided a good representation of the capacity of the slabs, compared with the ultimate load. The equivalent frame method resulted in some lower values, which was expected. All specimens had capacity beyond its design strength.

Innhold

1	Introduksjon	1
2	Teori.....	3
2.1	Betong	3
2.2	Flatdekker.....	3
2.3	Etteroppspanning.....	4
2.3.1	Spennkabler.....	7
2.3.2	Lastbalansering	10
2.3.3	Statisk ubestemt system	12
2.3.4	Plassering av spennarmering i flatdekker	13
2.4	Fiberarmering	14
2.5	Gjennomlokking.....	18
3	Forsøk av stålfiberarmerte- og tradisjonellarmerte etteroppspente flatdekker	20
3.1	Introduksjon	20
3.2	Forsøksoppsett.....	26
3.2.1	Oppsett	26
3.2.2	Betong- og armeringskvalitet.....	26
3.2.3	Last.....	30
3.2.4	Instrumentering.....	32
3.2.5	Oppspenningskrefter	35
3.2.6	Kapasitetsberegninger.....	35
3.3	Forsøkseksemplarer.....	35
3.3.1	T1 – Konsentrert-fordelt spennarmeringskabler med normal stangarmering.....	35
3.3.2	T2 – Konsentrert-fordelt spennarmeringskabler med fiberarmering	36

3.3.3	T3 – Konsentrert-konsentrert spennarmeringskabler med normal stangarmering .	37
3.3.4	T4 – Konsentrert-konsentrert spennarmeringskabler med stålfiberarmering	38
3.4	Forsøksresultat	39
3.4.1	Gjennomsnittlig kabelkraft ved oppspenning	40
3.4.2	Deformasjon før lastpåføring.....	42
3.4.3	Riss etter oppspenning og fjerning av forskaling	43
3.4.4	Lastsykluser	44
3.4.5	Gjennomsnittlig kabelkraft ved lastpåføring	45
3.4.6	Oppførsel i bruksgrensetilstand	46
3.4.7	Oppførsel ved dimensjonerende last.....	48
3.4.8	Oppførsel frem til brudd	50
3.4.9	Riss ved bruddlast.....	52
3.5	Sammenligning og diskusjon	61
3.5.1	Konsentrert fordeling av spennkabler sammenlignet med jevnt fordelt.....	61
3.5.2	Fiberarmering sammenlignet slakkarmering	68
4	Dimensjoneringsgrunnlag	76
4.1	Spennarmering	76
4.2	Beregningsmodell for fiberarmert betong etter NB38	79
4.3	Momentkapasitet etter ekvivalent rammemetode	82
4.4	Bruddlinjeteori	83
5	Sammenligning av krav fra ACI 318 opp mot EC2.....	88
5.1	Minimumsarmering.....	88
5.2	Senteravstand	89
5.3	Forspenning.....	89

5.4	Nedbøyning	91
5.5	Sammenligning.....	91
6	Resultat	92
6.1	Resultat for beregning av tap i spennkraft	92
6.2	Bruddlinjeanalyse.....	95
6.3	Rammeanalyse	95
6.4	Utnyttelsesgrad.....	96
7	Diskusjon	97
7.1	Forsøksserien.....	97
7.1.1	Feilkilder	97
7.1.2	Forsøksresultat	98
7.2	Beregningsgrunnlaget.....	99
7.2.1	Spennkreftene – tap i spennkraft.....	99
7.2.2	Rammeanalyse	101
7.2.3	Bruddlinjeteori	102
7.3	Krav i EC2 og ACI 318	104
7.3.1	Minimumsarmering.....	104
7.3.2	Tilleggspenninger.....	105
7.3.3	Avstand mellom kabler	105
7.4	Fra 1/3 skala til prototypen.....	106
7.4.1	Spennvidde.....	106
7.4.2	Fiberorientering.....	106
7.4.3	Nedskalering	107
8	Konklusjon.....	108

9	Forslag til videre arbeid	110
10	Litteraturliste	111
11	Vedleggsliste.....	113

Figurliste

Figur 2-1. Flatdekke med forsterkningsplate og kapitel (3).	3
Figur 2-2. Føroppspent konstruksjon ved oppspenningsbenk(a), før betongen støpes(b) og så kappes kablene(c)(4).	5
Figur 2-3. (a) Etteroppspent bjelke på oppspenningsbenken og (b) etter oppspenning (4).	5
Figur 2-4. Typisk spenning-tøyningskurve for spennstål (3).	7
Figur 2-5. Til venstre spenntau av ulike mengde spenntråder (9) og til høyre en spennkabel (10).8	
Figur 2-6. Kilelås (3).	9
Figur 2-7. Friksjonstap i spennkabler (7).	9
Figur 2-8. Lastbalansering for en spennarmert bjelke med jevnt fordelt last.	11
Figur 2-9. Tvangsmoment for en to-felts bjelke.	12
Figur 2-10. Varianter for plassering av spennarmering i horisontalplanet (3).	13
Figur 2-11. Ulike fibertyper (16).	14
Figur 2-12. Fastning og mykning av fiberbetong (17).	16
Figur 2-13. Prøveoppsett av testing av restbøystrekkfasthet (14).	17
Figur 2-14. Last ved ulike CMOD (14).	17
Figur 2-15. Gjennomlokkingsbrudd (3).	18
Figur 2-16. Jevnt fordelt skjærspenning rundt en søyle er vist til venstre og til høyre overføring av moment fra søyle til plate (3).	19
Figur 3-1. Oversikt over panelene i dekkene.	20
Figur 3-2. Dimensjoner på prototype-dekket.	21
Figur 3-3. Dimensjoner på de nedskalerte dekkene.	21
Figur 3-4. Plassering for spennkabler for T1 og T2.	23
Figur 3-5. Plassering av spennkabler for T3 og T4.	23

Figur 3-6. Kabelprofilen i de ulike retningene.....	27
Figur 3-7. Murblokker på panelet og Whiffle tree loading system.....	30
Figur 3-8. De svingende strengene plassert i feltene er markert rødt.	32
Figur 3-9. Oversikt over strekkklapper. Fra oppe til venstre: strekkklapper underkant T1, overkant for T1 og T3, underkant T3 og til slutt overkant for T2.....	33
Figur 3-10. Oversikt over strekkklappene som målte tøyningene. Fra venstre: strekkklappene på undersiden og på oversiden.....	34
Figur 3-11. Oversikt over deformasjonsmålere.	34
Figur 3-12 . Fra venstre: spennarmering, slakkarmering i undersiden og slakkarmering på oversiden for T1.....	36
Figur 3-13. Fra venstre: spennarmering og slakkarmering på oversiden til T2.....	37
Figur 3-14 . Fra venstre: spennarmering, slakkarmering undersiden og slakkarmering overside for T3.	38
Figur 3-15. Spennarmering for T4.	39
Figur 3-16. Gjennomsnittlig spennkraft i T1.	41
Figur 3-17. Gjennomsnittlig spennkraft for T2.....	41
Figur 3-18. Gjennomsnittlig spennkraft i T3.	42
Figur 3-19. Gjennomsnittlig spennkraft for T4.....	42
Figur 3-20. Riss ved de indre søylene. Dette rissmønsteret oppsto i T4.	44
Figur 3-21. Last-nedbøyning kurver for last i bruksgrensetilstand. Oppe fra venstre: T1, T2, T3 og T4.	46
Figur 3-22. Opprissing av T4 i bruksgrensetilstand.....	47
Figur 3-23. Last-deformasjonskurver for dekkene ved dimensjonerende last.....	49
Figur 3-24. Last-deformasjonskurver i det mest utsatte panelet i hvert dekke ved brudd.....	51
Figur 3-25. Riss på oversiden av T1 ved bruddlast.	53

Figur 3-26. Riss på undersiden av T1 ved bruddlast.	54
Figur 3-27. Riss på oversiden av T2 ved bruddlast.	55
Figur 3-28. Riss på undersiden av T2 ved bruddlast.	56
Figur 3-29. Riss på oversiden av T3 ved bruddlast.	57
Figur 3-30. Riss på undersiden av T3 ved bruddlast.	58
Figur 3-31. Riss på oversiden av T4 ved bruddlast.	59
Figur 3-32. Riss på undersiden av T4 ved bruddlast.	60
Figur 3-33. Last-deformasjonskurver for T1 og T3 ved bruksgrensetilstand.	61
Figur 3-34. Fra oppe til venstre: riss oversiden T1, riss underside T1, riss overside T3 og riss underside T3 ved brudd.	62
Figur 3-35. Fra oppe til venstre: riss oversiden T2, riss undersiden T2, riss oversiden T4 og riss undersiden T4 ved brudd.	66
Figur 3-36. Last-deformasjonskurver for T2 og T4 i brudd.	67
Figur 3-37. Last-deformasjonskurver for T1 og T2 i bruksgrensetilstand.	68
Figur 3-38. Last-deformasjonskurver for T1 og T2 ved brudd.	69
Figur 3-39. Fra venstre oppe: riss overside T2, riss underside T2, riss overside T4 og riss underside T4 ved brudd.	70
Figur 3-40. Last-deformasjonskurver for T3 og T4 ved dimensjonerende last.	72
Figur 3-41. Fra venstre: riss overside T3, riss underside T3, riss overside T4 og riss underside T4 ved brudd.	73
Figur 3-42. Last-deformasjonskurver for T3 og T4 ved bruddlast.	74
Figur 4-1. Lineær antagelse for låsetap.	77
Figur 4-2. Spenning- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning (11).	81
Figur 4-3. Fordeling av momenter i tverretning etter NB33.	82

Figur 4-4. Bruddlinjer for et dreibart opplegg og en fast innspent.	84
Figur 4-5. Bruddlinjer for innspent i begge ender.....	85
Figur 4-6. Antatt bruddlinjemønster.....	87
Figur 6-1. Beregnet låsetap for T1 etter oppspenning.	93
Figur 6-2. Beregnet låsetap for T2 etter oppspenning.	93
Figur 6-3. Beregnet låsetap for T3 etter oppspenning.	94
Figur 6-4. Beregnet låsetap for T4 etter oppspenning.	94
Figur 7-1. Gjennomsnittlig spennkraft for T3 i øst-vest retning umiddelbart etter oppspenning.	100
Figur 7-2. Beregnet momentkapasitet over søylen for T3 ved brudd.	102

Tabelliste

Tabell 3-1. Armering i test-eksemplarer.....	22
Tabell 3-2. Beskrivelse av prototype og prøveeksemplarene.	24
Tabell 3-3. Betongfasthet (middelverdi).	26
Tabell 3-4. Reststrekkfasthet for prøvebjelker med ulik fiberdosering.	29
Tabell 3-5. Betong og armeringsparametre.....	29
Tabell 3-6. Last i bruksgrensetilstand.	31
Tabell 3-7. Last i bruddgrensetilstand.....	31
Tabell 3-8. Påført last.....	31
Tabell 3-9. Lastkapasitet beregnet med bruddlinjeteori i doktorgradsavhandlingen.	35
Tabell 3-10. Oppspenningskrefter i T1.	36
Tabell 3-11. Oppspenningskrefter i T2.	37
Tabell 3-12. Oppspenningskrefter i T3.	38
Tabell 3-13. oppspenningskrefter i T4.	39
Tabell 3-14. Gjennomsnittlig effektiv kabelkraft rett etter oppspenning.....	40
Tabell 3-15. Nedbøyning i panelene etter oppspenning.....	43
Tabell 3-16. Lastsykluser på dekkene.	45
Tabell 3-17. Gjennomsnittlig kabelkraft rett før lastpåføring.....	45
Tabell 3-18. Gjennomsnittlig betongspenning på grunn av kabelkraft.....	45
Tabell 3-19. Oppførsel i bruksgrensetilstand.....	48
Tabell 3-20. Verdier ved bruddgrensetilstand.	50
Tabell 3-21. Verdier ved inelastisk oppførsel,.....	50
Tabell 3-22. Oppførsel ved brudd.	52
Tabell 3-23. Verdier for T1 og T3.	64

Tabell 3-24. Nøkkelverdier for T2 og T4.....	67
Tabell 3-25. Nøkkelverdier for T1 og T2.....	71
Tabell 3-26. Verdier for T3 og T4.	75
Tabell 5-1. ACI 318 Tabell 8.6.2.3 om minimumsarmering	88
Tabell 5-2. Sammenligning av krav i ACI 318 og EC2.	91
Tabell 6-1. Spennkraft ved oppspenning etter låsetap.	92
Tabell 6-2. Spennkraft ved testing.	92
Tabell 6-3. Lastkapasitet beregnet med bruddlinjeanalyse.	95
Tabell 6-4. Rammeanalyse i N-S retning.	95
Tabell 6-5. Rammeanalyse i Ø-V retning.	96
Tabell 6-6. Utnyttelsesgrad ved bruk av bruddlinjeanalyse.....	96
Tabell 6-7. Utnyttelsesgrad ved bruk av rammeanalyse.	96

1 Introduksjon

I et forsøk gjort ved *Virginia Polytechnic and State University* er fire etteroppspente flatdekker med ulik armerings-utforming testet og beskrevet. Testene var ulike ved at de hadde ulik plassering av spennarmeringskabler, og at noen inneholdt tradisjonell armering, og andre stål-fiberarmering. Formålet var å gjøre tester som kan bidra til å endre dimensjoneringskravene til etteroppspente flatdekker. I dag er det krav til både hvordan spennkabler kan plasseres, og minimumsarmering i tillegg til spennarmeringen. Endring i kravene til utforming kan gi slike konstruksjoner et større anvendelsesområde. Det gjør det også enklere for både konstruktører og entreprenører med tanke på dimensjonering og utførelse. Dette kan gi økonomiske besparelser, samt øke effektiviteten på byggeplass.

Fiberarmering har en rissbegrensende effekt, og tar opp strekkspenningene i en opprisset betongkonstruksjon. I tillegg vil bruken av fiber gi store tidsbesparelser for armeringsbindere, noe som sparer byggeplass for tid og penger. I en rekke konstruksjoner er derimot ikke fiberarmering godkjent som armering alene, uten noe form for minimum stangarmering. I dag er fiberarmert betong for det meste brukt i plate på mark og sprøytebetong. Det kreves flere vellykkede forsøk, sammen med grundige beregninger, som verifiserer at fiberbetong også trygt kan brukes i bærende konstruksjoner.

Etteroppspente flatdekker er en gunstig løsning. Flatdekker er en løsning der dekket ligger direkte på søyler, uten bærende bjelker. Dette frigjør plass, og utformingen av frie rom er mer fleksibel. Konstruksjonstypen er dermed svært populær i næringsbygg og større boligkomplekser. Spennarmeringen gir konstruksjonen styrke, slik at tykkelsen kan reduseres. Dette er fordelaktig ved at det gir mindre CO₂-utslipp, da produksjon av sement bidrar til et stort klimagassutslipp. Det gjør også at man kan redusere den totale byggehøyden, da hver enkel etasjeskiller får redusert høyde. Styrken gjør det også mulig med lengre spennvidder.

Etteroppspente fiberarmerte flatdekker er ikke mye brukt i Norge i dag. Kombinasjonen har derimot stort potensiale, da den kan gi besparelser både økonomisk og ha en betydelig miljøgevinst. Forsøket gjort ved universitet i Virginia er dermed svært relevant, og bidrar med videre forskning innenfor dette område. Denne oppgaven vil ta for seg en evaluering av forsøket

og resultatene, samt etterberegne med norske metoder slik at det kan bidra til verifikasjon av beregningsgrunnlag for etteroppspente fiberarmerte flatdekker.

Hovedfokuset i oppgaven har vært å gå gjennom forsøket, beskrive resultatene og evaluere hvorfor de ulike dekkene oppfører seg som de gjør. Videre er det lagt fokus på kapasitetsberegninger i bruddgrenestilstand etter norske metoder for å bedømme om metodikken stemmer.

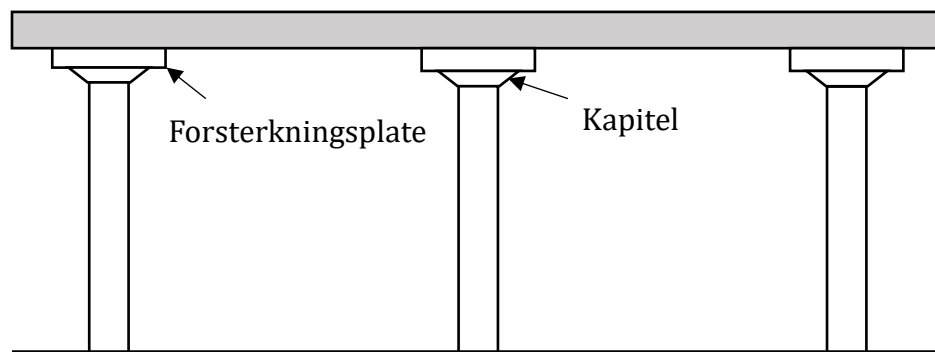
2 Teori

2.1 Betong

Betong er et av verdens mest brukte materialer. Armert betong er svært anvendbart i konstruksjoner, da det lett kan formes, har høy styrke og er bestandig mot ytre påkjennelser. Betongen i seg selv har høy trykkfasthet, men derimot lav strekkfasthet. Stål er et duktilt materiale som tåler godt strekkspenninger (1). Kompositten armert betong gir derfor materialet de egenskapene slik at den kan brukes i momentpåkjente konstruksjoner, og holde krav til styrke og stivhet. Betong har dermed et stort bruksområde, som kan brukes i en rekke konstruksjoner, og tilpasses til et hvert prosjekt. I Norge skal alle betongkonstruksjoner følge krav i henhold til Norsk Standard Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner (EC2) (1).

2.2 Flatdekker

Et flatdekke betegnes som en plate som ligger på søyler uten bærebjelker imellom. Flatdekker egner seg hvor det trengs store åpne areal uten bærende vegger, som parkeringshus, næringsbygg eller lignende. Flatdekker har to hovedformer; med og uten søyleforsterkning. Flatdekker med søyleforsterkning kalles for soppdekke eller pilsdekke, mens de uten kalles bare for flatdekke. En søyleforsterkning består som oftest av et nedsenket felt, forsterkningsplate, og en kapitel under som vist på figur 2-1 (2).



Figur 2-1. Flatdekke med forsterkningsplate og kapitel (3).

I systemer med vertikal last er soppdekker ønskelig da søyleforsterkningen øker stivheten ved søyletoppen og reduserer forskyvninger. Ved å velge plane flatdekker blir det enklere å støpe ut, samt å armere (2). Det er og hensiktsmessig å plassere søylene i et rektangulært mønster (3).

Gjennom de siste årene har flatdekker blitt mer og mer vanlige grunnet sine praktiske egenskaper, men det har blitt observert vesentlige feil i mange konstruksjoner som kommer fra mangel på kunnskap.

I 2004 ble Publikasjon nr. 33 *Flatdekker: Beregninger og konstruktiv utforming* (NB33) fra Norsk Betongforening (NB) gitt ut. Publikasjonen skulle hjelpe norske konstruktører i å prosjektere flatdekker ved å samle allerede publisert litteratur og gi ut en fullstendig håndbok.

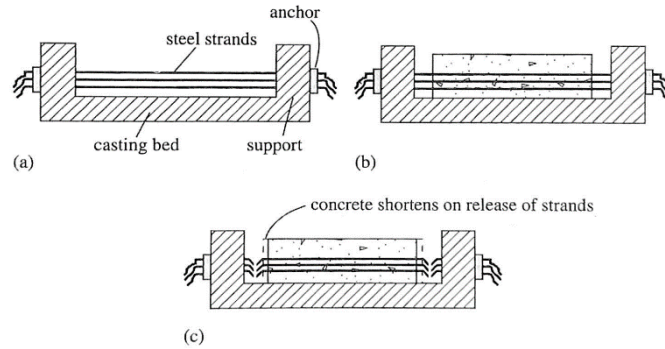
Metoden som NB33 praktiserer, bygges på anerkjente metoder som lineær elastisitetsteori, men avviker fra homogen elastisk tilstand ved forutsetning av last. Med andre ord betyr det at den forutsetter at hele lasten overføres i bøyningmoment som momenter i x- og y-retning. Dette gjør at i likevektsbetingelser forekommer det ikke torsjonsmomenter, og man ser dermed bort ifra torsjon i dekker. Ifølge praktisk bruk av metoden kan NB33 vise til at metoden er tilstrekkelig og at den gir tilfredsstillende resultater (2).

Rundt søylene blir skjærkreftene store og gjennomlokking er en vanlig bruddform for flatdekker. Dette må kompenseres for med enten skjærarmering rundt søylene, eller som vist på figuren over, kapittel rundt søylene. Mer detaljert om gjennomlokking står i kapittel 2.5.

2.3 Etteroppspanning

Spennarmering er en form for armering som strekkes før betongen blir påført belastning. Dette gir en initaltøyning i stålet, som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkspenningen i armeringen, vil sammen med betongen skape friksjon, og en motkraft som gir trykkspenninger i betongen. Dette er gunstig med tanke på betongens evne til å bedre motstå trykkrefter enn strekkrefter. Fordeler med dette er blant annet at det begrenser rissvidder, som igjen kan redusere nedbøyning på grunn av høyere bøyestivhet. Nedbøyningen reduseres også ved at spennarmeringen gir en oppbøyning av konstruksjonen. Når last påføres, vil derfor nedbøyningen utjevne konstruksjonen (3).

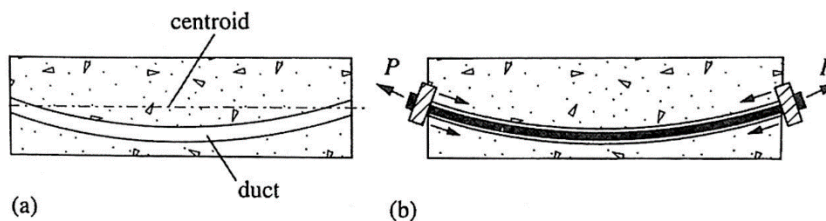
Det finnes ulike typer spennarmering og en skiller mellom føroppspanning og etteroppspanning. Hovedforskjellen er at armering henholdsvis enten spennes opp før eller etter at betongen er støpt. I forspente konstruksjoner er det også direkte kontakt mellom betong og spennstål (3).



Figur 2-2. Førøppspente konstruksjon ved oppspenningsbenk(a), før betongen støpes(b) og så kappes kablene(c)(4).

Figur 2-2 ovenfor viser hvordan førøppspente bjelker blir lagd. Først spennes armeringen opp på en oppspenningsbenk (a). Så støpes betongen rundt armeringen på benken (b). Når betongen har herdet nok til å få en tilstrekkelig trykkapasitet kuttes den oppspente armeringen fra oppspenningsankerene (c) (4).

I etterøppspente konstruksjoner føres spennkablene inn i utsparinger i betongen (3). Som vist i figur 2-3 støpes betongen med utsparingsrør i seg (a). Armeringen kan ligge i utsparingsrørene før betongen støpes eller føres gjennom etterpå. Etter at betongen har herdet spennes spennarmeringen opp (b).



Figur 2-3. (a) Etterøppspent bjelke på oppspenningsbenken og (b) etter oppspenning (4).

Etter at spennarmeringen er spent opp, insjieres ofte utsparingsrørene med en sementmasse for å oppnå heft mellom armeringen og betongen. Da vil tøyningsemdringene til betongen og armeringen i tverrsnittene være kompatible, slik som for førøppspente konstruksjoner. Spennarmerte konstruksjoner kan også være uinsjert og uten heft. Da er utsparingsrørene ferdig montert med spenntau i, og fylt av fettmasse. På grunn av fettmassen blir friksjonen mellom spennstålet og utsparingsrøret så liten at oppspenningstapet reduseres. For plasstøpte plater, flatdekker for

eksempel, insjieres det ikke. For å unngå riss og ta opp store skjærspenninger rundt søylene legges det mange spenntau fordelt utover, istedenfor spennkabler (3).

Etteroppspanning vises å ha en historie helt tilbake til 1860-tallet. Det var likevel ikke før slutten av 1920-tallet at det ble mer aktuelt, da høyfast stål kom på banen. Høyfast stål gjorde metoden mer gunstig med tanke på spenningstapene som oppsto i armeringen, både korttidstap, og langtidstap (5). Etteroppspanning er også mer gunstig enn føroppspent med tanke på at det ikke trengs en oppspenningsbenk. Konstruksjonen kan spennes opp direkte på byggeplass. Etteroppspente kabler kan også legges i kurvatur i konstruksjon, noe som ofte er gunstig for lastbalansering (4). Mer detaljert om lastbalansering står i delkapittel 2.3.2.

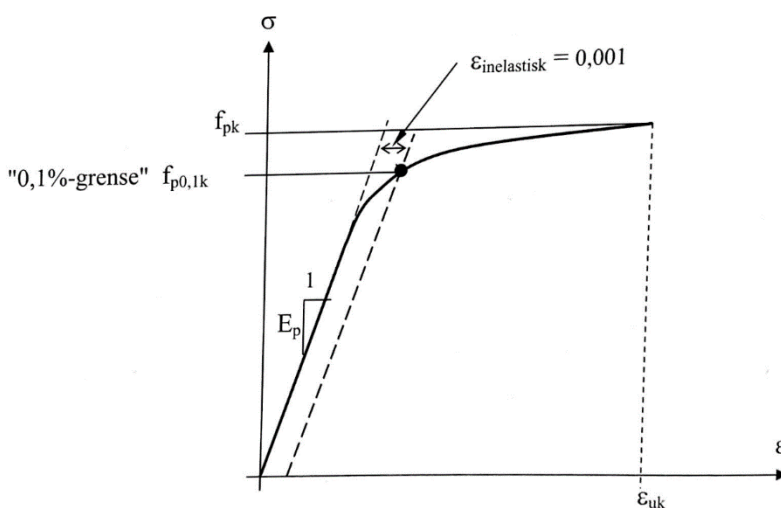
Kombinasjonen med etteroppspanning i flatdekker har blitt mye brukt. Sammen har disse en rekke fordeler som gir gunstige konstruksjoner. Flatdekker har som sagt ikke bærebjelker, og etteroppspanningen reduserer tykkelsen på dekket. Dette gir lettere konstruksjoner samt muligheten å bygge høyere bygninger. Dette gir ikke bare økonomiske besparelser, men også miljømessige, da produksjon av betong gir store klimagassutslipp. Metoden er ofte brukt i næring- og industribygg (5).

I 2001 ble en fullskallatest av et etteroppspent flatdekke på 16x19m gjennomført i forbindelse med en doktorgradsavhandling utført av Steinar Trygstad ved NTNU. Formålet var å undersøke effekten av fordelte og konsentrerte spennkabler i hver sin retning. Det var viktig at det ble gjennomført i fullskala for å unngå «size effect» (6). I materialer som betong vil «size effect» opptre, det vil si endring i den angitte styrken grunnet endret størrelse på testdimensjonene. Dette har en innvirkning når nedskalerte tester skal brukes til å beskrive oppførselen til fullskalakonstruksjoner. Dette er et kjent fenomen som har blitt diskutert siden 1920-tallet (7).

Spennarmerte konstruksjoner har stor styrke, og derfor ofte god nok kapasitet i bruddgrensetilstand. Ved dimensjonering av spennarmerte konstruksjoner er det derfor kravene i bruksgrensetilstanden det ofte må tas hensyn til. Her blir riss og nedbøyning en viktig faktor.

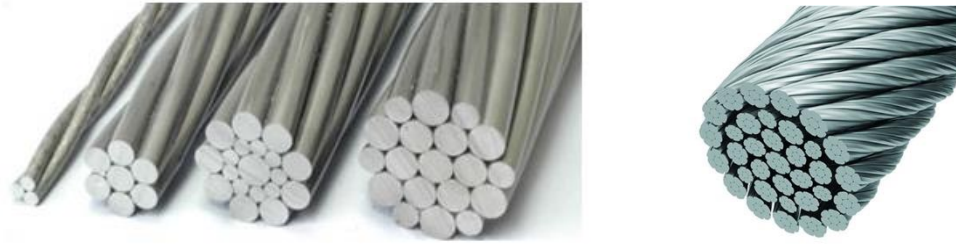
2.3.1 Spennkabler

Stålet som benyttes som spennarmering er av høy fasthet. Det må ha en høy fasthet for å kunne stå imot strekkreftene som påføres når den spennes opp. Stål med slik høy fasthet lages blant annet ut ifra kaldbehandlet høyfast stål. Slikt stål har som regel en karakteristisk fasthet med en 0.1% grense på 1800 N/mm^2 . Spennarmering har nesten tre ganger så høy fasthet som slakkarmering, som har en typisk karakteristisk fasthet på 500 N/mm^2 (4). Denne 0.1%-grensen er den spenningen som gir stålet 0.1% permanent forlengelse (8). På figuren 2-4 ser man en typisk spenning-tøyningskurve for spennstål. Her vises det når stålet avviker fra lineært elastisk oppførsel og videre etter 0.1%-grensen.



Figur 2-4. Typisk spenning-tøyningskurve for spennstål (3).

Spennstål kommer vanligvis i tråder med en diameter på 3mm til 7mm. En tråd i seg selv har ofte ikke nok kapasitet, så flere tråder tvinnes sammen i en heliks form rundt en hovedtråd. Dette danner ett spenntau. Det er vanlig at spenntau tvinnes av fem, syv eller 19 spenntråder. For etteroppspent betong er det vanlig å legge flere spenntau sammen, dette danner spennkabler. Det legges sammen så mange spenntau som det trengs i spennkablene for å få tilstrekkelig strekkapasitet (4). Figur 2-5 viser til venstre spenntau av tre, syv og 19 spenntråder (9), og til venstre vises en spennkabel (10).



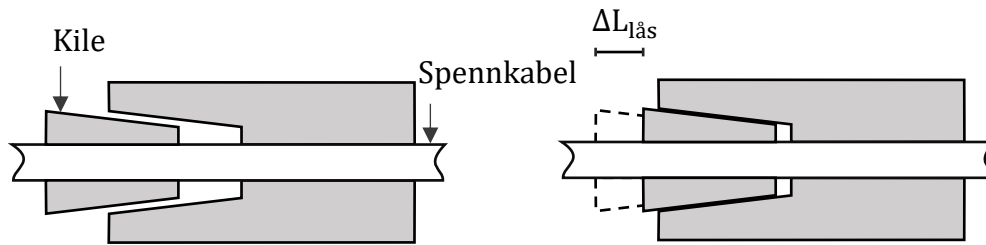
Figur 2-5. Til venstre spenntau av ulike mengde spenntråder (9) og til høyre en spennkabel (10).

Spennkablene spennes opp av en jekk. Jekkekraften må være høyere enn ønsket kraft i kablene. Det oppstår tap fra jekkekraften til spennkablene av forskjellige årsaker. Disse deles inn i tre kategorier, tøyingstap, spenningsendring på grunn av korttidslast og tidsavhengige tap (3).

Tøyingstap oppstår når det ikke er full heft mellom betongen og spennarmeringen. Dette forekommer i hovedsak for etteroppspente konstruksjoner og da før injisering av kabelrør, men også for uinjisert forspenning. Tøyingstap skyldes friksjonstap, låsetap, og temperaturtap (3).

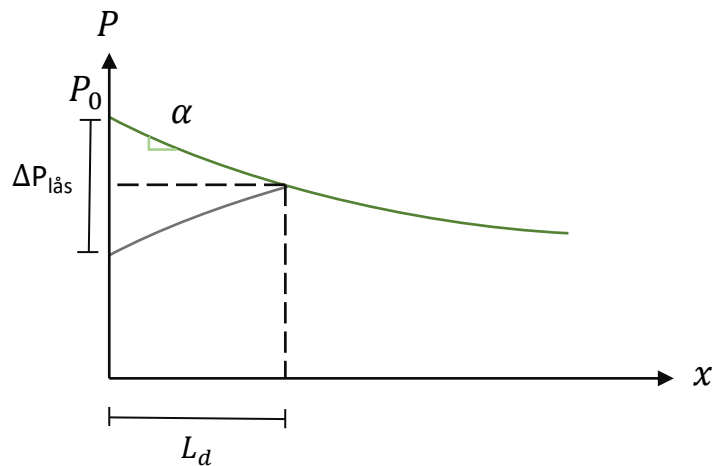
Friksjon oppstår mellom spennstålet og utsparingsrøret når kablene blir lagt med kurvatur. Dette motvirker glidningen til spennstålet og den oppspente kraften reduseres. Friksjonstap oppstår også hos spennkabler som ligger rettlinjert, siden utsparingsrøret ikke er ideelt rett når det monteres. Dette gir en tilleggskrumming som er avhengig av spennstålets lengde (3). Friksjonstapet virker jevnt langs hele lengden til spennkablene. I tillegg til friksjonstap blir spennarmeringen også utsatt for låsetap.

Låsetap oppstår etter at spennkablene har blitt strammet opp og de skal låses fast. De oppspente spennkablene festes ved hjelp av kiler som føres inn mot en utspart del hvor spennkablene ligger. Spennkablene glir før kilene låses inn i forankringen. Denne glidningen benevnes $\Delta L_{lås}$. Den oppspente kraften reduseres av dette tapet som vist på figuren 2-6 under (3):



Figur 2-6. Kilelås (3).

I tilfeller hvor spennkablene blir lagt slik at det ikke oppstår friksjon mellom spennstålet og armeringsrøret, vil låsetapet virke jevnt langs hele lengden til spennkablene. Men for de aller fleste tilfellene blir kablene lagt med kurvatur. Etter en gitt lengde påvirker ikke lenger låsetapet på spennkablene, siden friksjonen som er mellom spennarmeringen og utsparingsrørene motvirker låsetapet. Denne lengden som låsetapet virker på benevnes L_d (11).



Figur 2-7. Friksjonstap i spennkabler (7).

Figur 2-7 viser hvordan spennkraften reduseres i lengden til spennkablene. Spennkablene starter med en jekkraft P_0 og reduseres ved $\Delta P_{lås}$ som virker i lengden L_d . Den grønne linjen viser spennkraften som reduseres langs spennkablene på grunn av friksjon. Spennkraften økes fra starten til lengden L_d og etter det reduseres kraften igjen, da er det bare friksjonen som virker. α er helningen på grafen, hvor stor friksjonstapet er.

Temperaturtap er mer aktuelt for førøppspente konstruksjoner, da tapet oppstår av temperaturforskjellen i stålet før det blir full heft mellom spennstålet og betongen. I herdeprosessen økes temperaturen i betongen og stålet. Spennstålet blir spent opp mellom faste mothold og har da en gitt lengde i starten. Mens temperaturen øker, utvides stålet i hovedsak i lengderetningen og oppspenningen reduseres. Betongen kan ha en høyere starttemperatur enn stålet, men siden de har omtrentlig lik temperaturutvidelseskoeffisient endres ikke spenningene seg i stålet etter avkjøling. Dette spenningsfallet gir et permanent spennkrafttap (3).

Spenningsendring grunnet kortidslast er den andre kategorien. Slike tap oppstår i forspente konstruksjoner når spennkablene kappes på spennbenken. For etterøppspente konstruksjoner kommer slike tap når spennarmeringen spennes opp stykkevis, som ved en fritt frambygg bro (3).

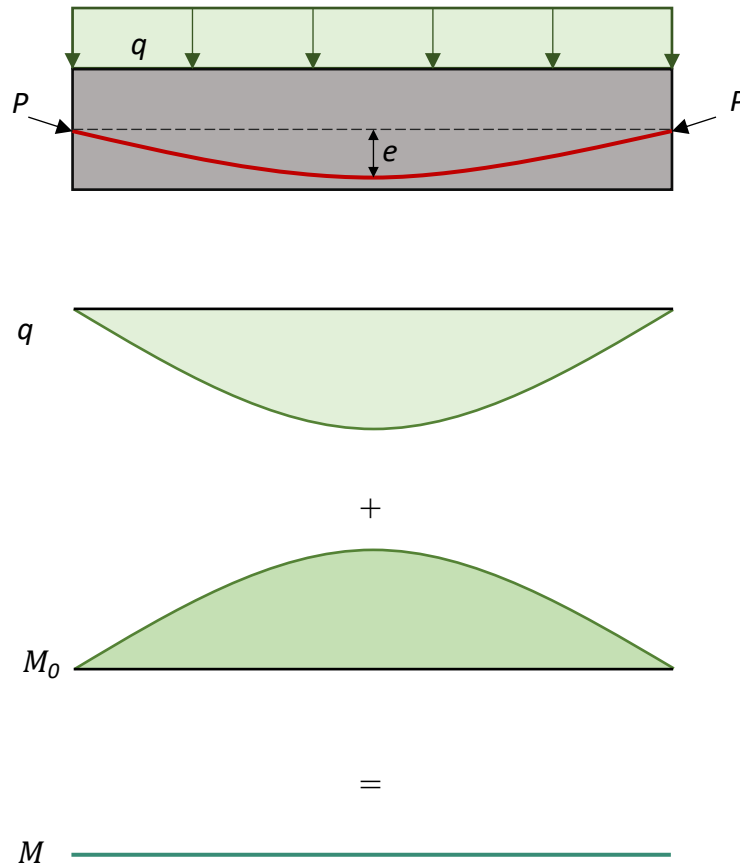
Den siste kategorien for tap av spennkraft er tidsavhengige tap, som skyldes svinn og kryp i betongen, og relaksasjon av spennstålet. Tidsavhengige tap er tap som kommer av konstant påkjenning på betongen og spennstålet. Kryp kommer av at betongen utsettes for trykk over lang tid av laster og egenvekt. Relaksasjon er når spennarmeringen blir utsatt for konstant strekktoyning i hele leveperioden.

Mens kryp og relaksasjon kommer fra ytre påkjenninger, kommer svinn innenifra. Svinntøyninger oppstår fordi vannet i betongen fordampes i herdeprosessen. Etter at betongen har herdet vil det i tillegg oppstå svinntøyninger på grunn av vanntransport gjennom konstruksjonen i løpet av dens leveperiode (3).

2.3.2 Lastbalansering

I 1963 publiserte TY. Lin en artikkel om lastbalansering i etterøppspente betongkonstruksjoner. I artikkelen beskrev og beviste Lin ved forsøk, prinsippet om lastbalansering for statisk ubestemte systemer ved å legge inn spennarmering. Dette viste at det ikke bare var mulig å redusere spenningene i betongen ved å legge spennarmeringen med kurvatur, men også at det er anvendbart og lett å gjennomføre (12).

Ekvivalente krefter er tverrkrefter på betongen som kommer fra spennkablene. Dette kan dras nytte av ved at utformingen av spennkablene kan legges slik at de ekvivalente kreftene motvirker kreftene fra nytte- og egenlasten (3). Figur 2-8 viser hvordan.



Figur 2-8. Lastbalansering for en spennarmert bjelke med jevnt fordelt last.

M_0 som er vist i figur 2-8 kalles primærmomentet. Dette momentet skyldes spennkablernes avstand til tyngdepunktsaksen:

$$M_0 = P \cdot e$$

hvor

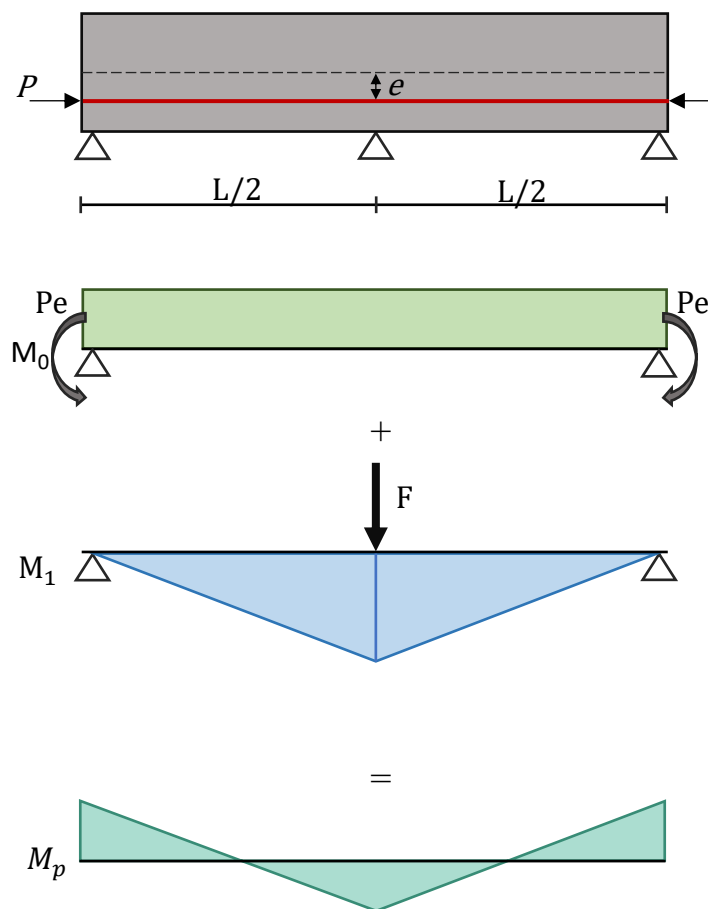
P er oppspenningskraft

e er eksentrisiteten til spennkablene.

Det å legge spennkablene slik at kreftene i betongen minker, og nedbøyningen reduseres, gjør spennarmert betong gunstig i konstruksjoner som krever store spenn med en lav egenvekt. Eksempler på slike konstruksjoner er parkeringshus og broer (6).

2.3.3 Statisk ubestemt system

I statisk ubestemte systemer oppstår det tvangskrefter i konstruksjonen. Disse kreftene gir et moment som kalles sekundærmoment, som virker i tillegg til primærmomentet. En bedre betegnelse for momentet fra tvangskreftene er tvangsmoment. Eksempel på et tvangsmoment er vist i figur 2-9.



Figur 2-9. Tvangsmoment for en to-felts bjelke.

I dette systemet oppstår tvangsmomentet grunnet opplageret i midten. Bjelken blir tvunget tilbake på grunn av dette opplageret. Disse momentene gir et bidrag til det endelige momentet (3):

$$M_p = M_0 + M_1$$

Hvor

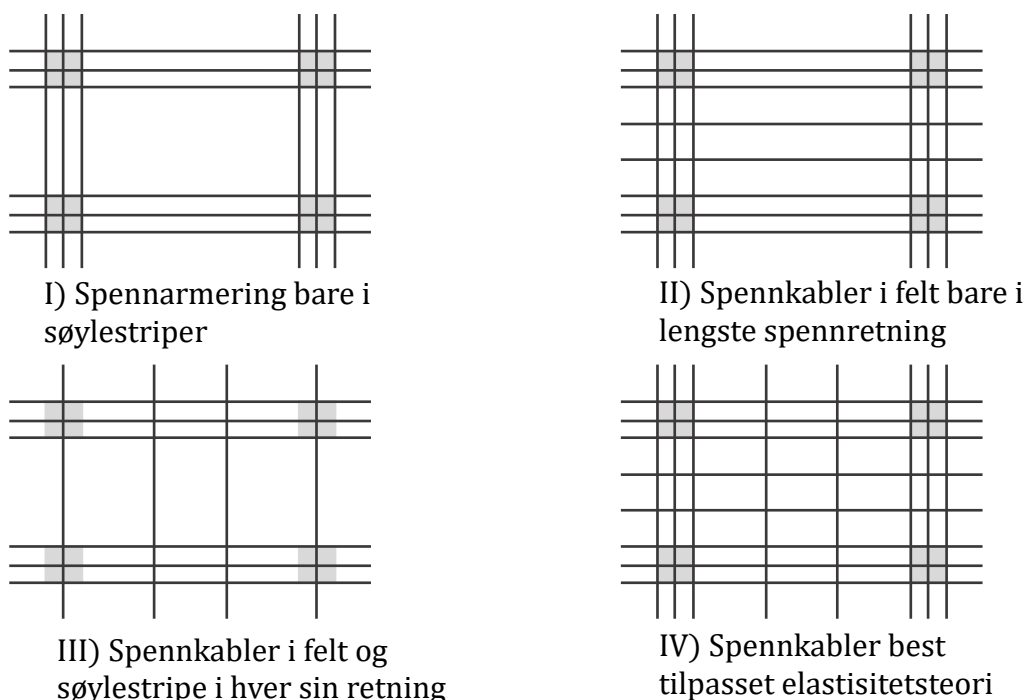
M_0 er primærmoment

M_1 er sekundærmoment.

2.3.4 Plassering av spennarmering i flatdekker

Spennkabler er et gunstig valg av armering i flatdekker da spennarmeringen hjelper å redusere høyden på dekket, gir lengre spenn mellom søylene, færre riss og mindre nedbøyning, som ofte er ønsket (6).

Spennarmeringen kan legges på ulike måter, i figur 2-10 vises det fire måter å legge de på i horisontalplanet. Armeringen burde ligge slik at den tilsvarer momentfordelingen, og da helst fordelt mellom søyle- og feltstripene (3).



Figur 2-10. Varianter for plassering av spennarmering i horisontalplanet (3).


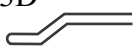
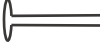

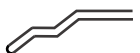





Ved alle måtene ligger spennkablene over søylestripene i minst en retning, hvor momentene som oftest er størst. I variant nr. I) ligger spennkablene bare over søylestripene, som beskrives som den enkleste måte å legge armeringen på. Variantene II) og III) benyttes i tilfeller for dekker med ulike spennvidder. Da legges spennarmeringen slik at den er konsentrert i den lengste retningen (2). I den siste varianten, IV), er kablene lagt sentrert over søylestripene og jevnt fordelt i feltstripene i

begge retninger. Denne metoden er best tilpasset elastisitetsteorien, men da og mest utfordrende å legge siden spennarmeringen krysser hverandre i feltene (3). I tillegg til spennarmeringen skal det legges inn tradisjonell armering (13).

2.4 Fiberarmering

Fiberarmert betong er betong som er armert med små fiber. Fibrene blir tilsatt i den ferdigblandede betongen før utstøping. Det finnes ulike typer fiberarmering, blant annet stålfiber, polymerfiber og ulike komposittfiber, som basalt. Stålfiber er det som er mest brukt i dag (14). I flere tusen år har det blitt tilsatt fiber i materialer for å øke strekkfastheten, som strå i leire for å holde den bedre sammen. Det var derimot ikke før på starten av 1960 tallet at ulike typer fiber i betong ble forsket på og videreutviklet (15).

Utformingen av fiber kan variere. Noen er rette, mens andre er bøyde og med krokete ender. Fiber med formet ende har vist seg å gi ekstra strekkapasitet, og sikrer bedre heft mellom betongen og fibrene. I Norge blir det anbefalt å bruke fiber med lengde mellom 30-60 mm. Lengde/diameterforholdet bør være i området 50-80. Stålfiberens flytegrense bør være noe høyere enn ved vanlig stålarmring, og over 1000 N/mm^2 (14). Se figur 2-11 for ulike fibertyper (16).

Material	Form	Formet ende		Tverrsnitts-form
Stål	Rett	Kroket	Knapp	Rund
Polypropylen		3D 		
Nylon	Kroket	4D 	Deformert 	Rektangulær 
Glass	Krøllete (Bølge)	5D 		Uregelmessig 
...	Deformert 			

Figur 2-11. Ulike fibertyper (16).

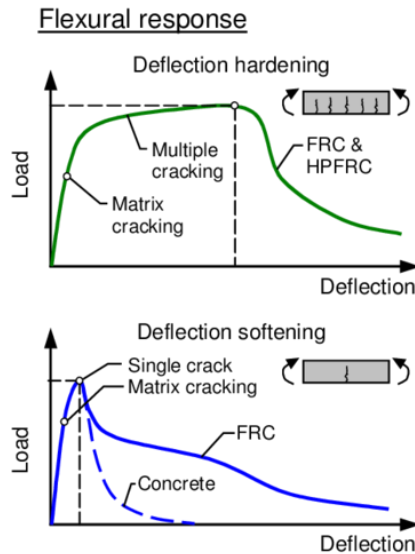
Fiberarmert betong har for det meste vært begrenset til ikke-bærende konstruksjoner som plate på mark og sprøytebetong. Dette er på grunn av manglende standardiserte regelverk, som gjør det

trygt å bruke fiberarmert betong i andre konstruksjoner (17). I 2012 ble det startet et arbeid i Norge for å dekke dette behovet, og i 2020 ble *NB38 Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner* (NB38) publisert av Norsk Betongforening. Denne skal være en veiledning for bruk av fiberarmering i betongkonstruksjoner.

Fiberarmering har flere praktiske fordeler som kan dras nytte av i fremtidige byggeprosjekter. Mye tid blir brukt av jernbindere til å legge og binde sammen den beregnede armeringen. Ved bruk av fiberarmering blir, som nevnt, fiberen tilsatt direkte i betongblandingen. Kostander i forbindelse med forarbeider til utstøping kan dermed reduseres. Flere utradisjonelle utforminger kan også benyttes. Også dimensjoneringsprosessen blir enklere, da fiberarmering ikke tar hensyn til momentsoner, men skal fordels jevnt i hele konstruksjonen.

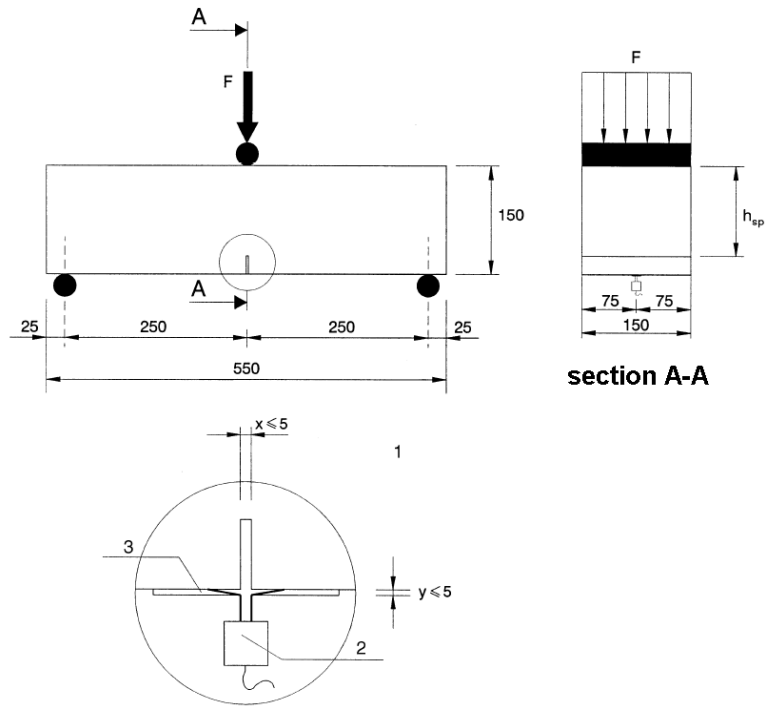
En av ulempene med betong er dens lave strekkfasthet. Ved å tilsette stålfiber kan dette forbedre anvendeligheten betraktelig. Fibrene blir som broer over rissene i betongen, som oppstår som et resultat av strekkbelastningen. Fiber har dermed en rissbegrensende effekt og gir mindre rissvidder. Samtidig gir det bøyestivhet og duktilitet til konstruksjonen i likhet med tradisjonell armering (17). Fiber har også vist seg og hjelpe mot svinn.

Hvordan den fiberarmerte betongen oppfører seg avhenger blant annet av mengde fiber. En høy dosering vil gi den mer stivhet, men vil derimot også gjøre den vanskeligere å støpe ut. Doseringsmengden er dermed avgjørende for betongens kvalitet (14). En lav mengde fiber vil gi en mykende oppførsel, som gjør at betongen ikke tåler mer belastning etter opprissing. Høyere mengder fiber derimot gir en økt fasthet, ved at betongen tåler mer belastning etter riss. I denne tilstanden, som blir kaldt en fastning, oppstår det ofte flere riss enn ved en mykning. Det er når rissene oppstår at fibrene får virke, og tar opp strekkraftene i konstruksjonen. Det er denne effekten som er ønskelig å dra nytte av i fiberarmert betong. For lave fiberdoser vil ikke gi like stor rissbegrensende effekt. Figur 2-12 viser last-deformasjonsoppførsel til hvordan en betongkonstruksjon med mykende effekt oppfører seg og en med fastende effekt (18). Andre faktorer som også spiller inn, er geometrien og orienteringen til fiberen. Fiberen blir bare utnyttet om den ligger parallelt med strekkpåkjenningen (17). Dette er en av ulempene ved bruk av fiber. Utførselen har mye å si for oppførselen, og det er dermed mange usikkerheter i dimensjoneringsprosessen.

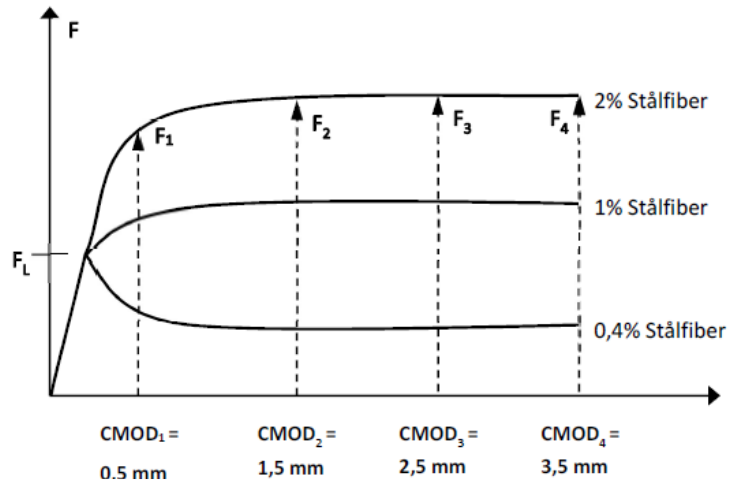


Figur 2-12. Fastning og mykning av fiberbetong (17).

Fibrene virker ved at de har mer styrke etter at materialet har nådd flytegrensen, og har dermed en resttrekkfasthet. Resttrekkfastheten bør være større enn betongens, for å gjøre konstruksjonen duktil. Det er utviklet en standardisert metode som gjør det mulig å teste egenskapene til fiberbetong. NB38 bygger på metodene i NS-EN 14651: *Prøvmåter for betong med metalliske fibre – Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)*. Her beskrives fremgangsmåten for bestemmelse av fiberbetongens restbøyestrekfasthet. Restbøyestrekfasthet er last ved opprissing. Prinsippet er at den aktuelle fiberbetongen som skal brukes i et prosjekt skal testes ved hjelp av 6 utstøpte bjelkeprøver. De seks bjelkene skal ha en dimensjon på 150x150x550mm. Bjelkene skal gjennomgå en 3-punkts bøyetest med et spenn på 500mm. Se figur 2-13 for prøveoppsettet. Alle får et sagt spor i bunn, før belastning. Deretter måles lasten **F** ved økende rissvidde **CMOD** (Crack Mouth Opening Displacement). Fire forhåndsbestemte rissvidder benyttes; 0.5mm, 1.5mm, 2.5mm og 3.5mm, og det avleses hva lasten er ved de fire rissviddene. Standarden gir også sammenhengen mellom nedbøyning og CMOD, da dette er enklere å måle under forsøkene. I denne prosessen antas det uopprisset tverrsnitt og dermed lineær spenningsfordeling, noe som ikke er realistisk da det måles riss. Restbøyestrekfasthetene kan videre brukes ved dimensjonering av fiberbetongen (14). Se figur 2-14 for ulike **CMOD** ved laster.



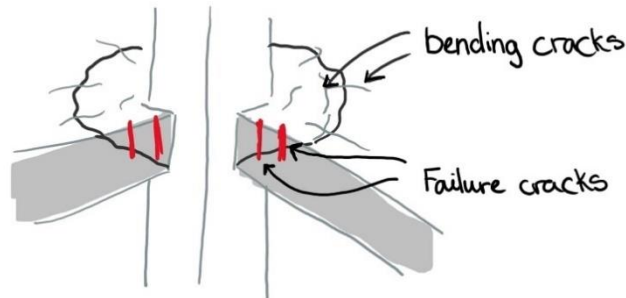
Figur 2-13. Prøveoppsett av testing av restbøyestrekfasthet (14).



Figur 2-14. Last ved ulike CMOD (14).

2.5 Gjennomlokking

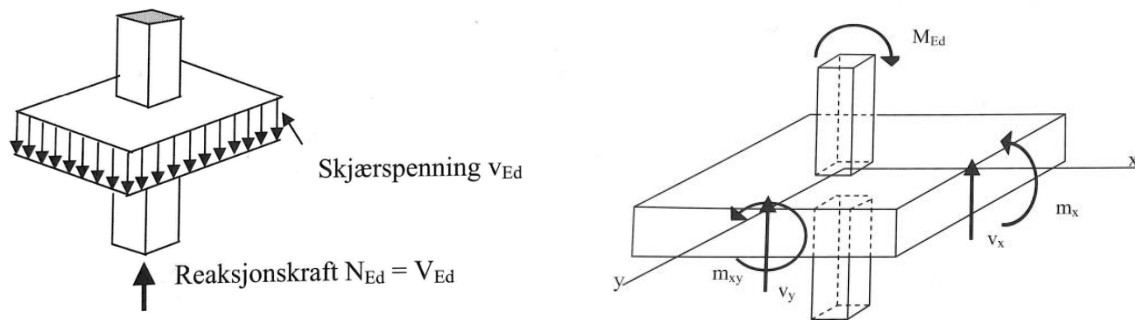
Gjennomlokking er en bruddform som kan oppstå rundt søyler, og oppstår når skjærkreftene er større enn skjærkapasiteten. Gjennomlokking er et gjenkjennelig brudd ved at betongen i et snitt ut ifra en søyle risser opp betongen i dekket. Videre oppstår det riss som skråer seg inn mot søyla og lager kjegleformede bruddstykker. Se figur 2-15.



Figur 2-15. Gjennomlokkingsbrudd (3).

Det finnes ulike metoder for å redusere faren for gjennomlokking. Økt søyleverrsnitt, forsterkningsplater, økt platetykkelse, økt lengdearmringstverrsnitt, økt betongkvalitet og skjærarmring hjelper mot gjennomlokking (3). EC2 inneholder dimensjoneringsregler for lokal skjærarmring i det aktuelle snittet for å øke skjærkapasiteten. Dette kan være i form av bøyer, kroker eller rette stenger.

Ved dimensjonering mot gjennomlokking sjekkes skjærkapasiteten i et kritisk kontrollsnitt et stykke ut ifra søyla. Skjærkreftene i flatdekker oppstår enten fra rent trykk fra søylene som jevnt fordeles rundt det kritiske snittet, eller som en kombinasjon av trykk og ubalansert moment. Dette skaper tilleggspenninger som må tas høyde for i dimensjoneringsprosessen. Kant- og hjørnesøyler er ofte mer utsatt for gjennomlokkingsbrudd, da kontrollsnittet ikke går helt rundt søyla.



Figur 2-16. Jevnt fordelt skjærspenning rundt en søyle er vist til venstre og til høyre overføring av moment fra søyle til plate (3).

Fiberarmering har i senere år vært undersøkt om kan bidra til å øke skjærkapasiteten rundt søyler og dermed faren for gjennomlokking. I et forsøk gjort ved et universitet i Vietnam i 2011 ble 12 fiberarmerte plater med ulike fiberdosering testet opp mot stangarmerte plater for å sjekke kapasiteten mot gjennomlokking. Resultatet var at de fiberarmerte platene fikk et mer duktilt brudd sammenlignet med de stangarmerte, som opplevde sprøere brudd. Etter opprissing viste det seg også at rissviddene ble betraktelig mindre i de fiberarmerte platene, og ble samtidig mindre med økende fibermengde. Dette er i samsvar med tidligere forsøk som viser at fiber har en rissbegrensende effekt i hele betongtverrsnittet og tar opp strekkrefter i flere retninger. Fiber begrenser opprissing både på dekkets overflate, og skrått inn mot søyla (19).

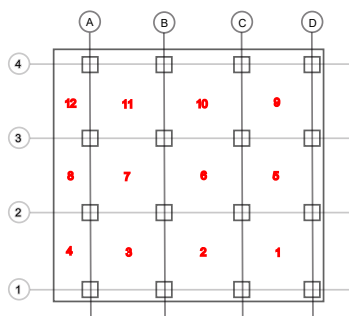
Spennarmering er gunstig i konstruksjoner med tanke på skjærkapasitet. Ved oppspenning påføres betongen trykk, noe som gir konstruksjonen ekstra skjærkapasitet. Spennarmering er dermed en god løsning om det er fare for skjærbrudd, og spennarmerte flatdekker har generelt god kapasitet mot gjennomlokkingsbrudd (3).

3 Forsøk av stålfiberarmerte- og tradisjonellarmerte etteroppspente flatdekker

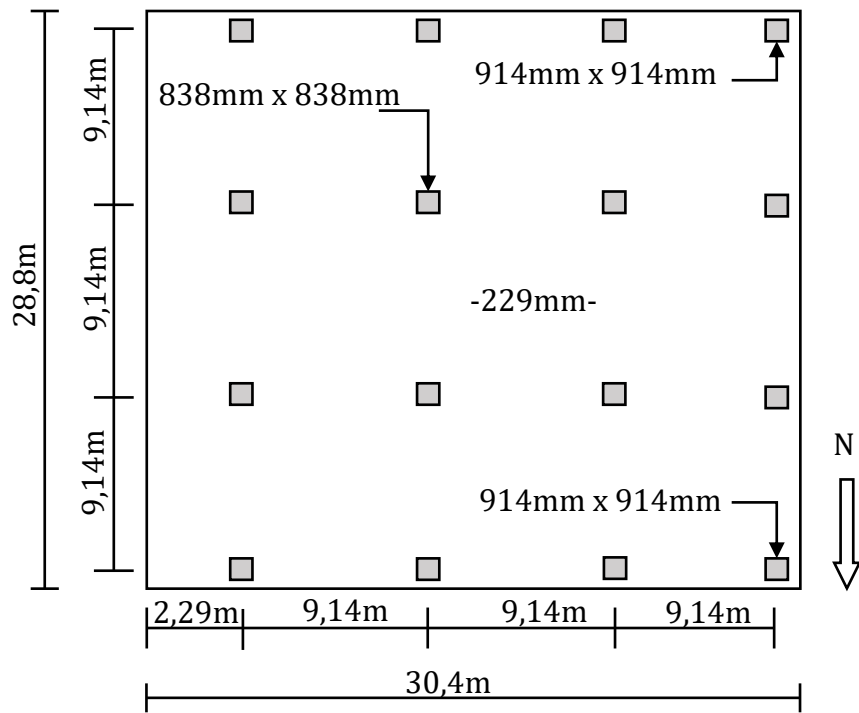
3.1 Introduksjon

I en amerikansk PhD-avhandling fra *Virginia Polytechnic Institute and State University* av Teye O. Ojo er det beskrevet en 1/3-skala forsøksserie av fire flatdekker med kombinasjoner av spennarmering, tradisjonell armering og fiberarmering (20). Forsøkene skulle simulere en prototype av et flatdekke med dimensjoner på 30.4x28.8m (99.8x94.5ft), med frie spenn mellom søylene på 9.14m (30ft). Arbeidet er basert på amerikanske måle-enheter, men er her omgjort til SI-enheter. Det er dermed ikke standardmål og runde tall, som det gjerne er i en norsk betongkonstruksjon.

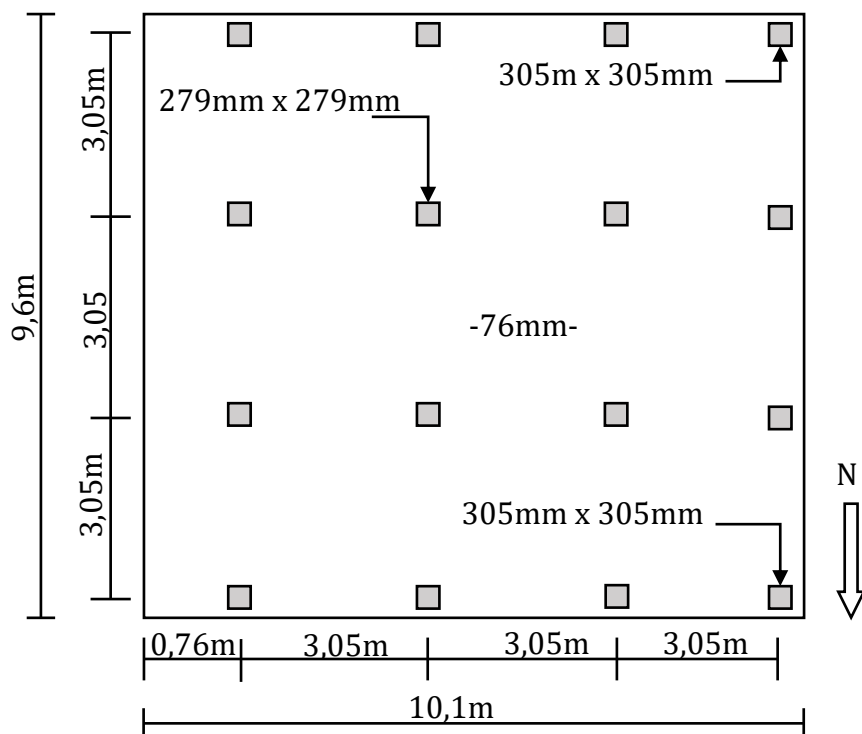
Alle flatdekkene i forsøket hadde lik utforming og randbetingelser. De nedskalerte konstruksjonene fikk dimensjoner på 10.1x9.6m (33.3x31.5ft) og en tykkelse på 7.6cm (3in). De besto av en plate med 16 søyler fordelt på 4 rekker og 4 rader. Den første søyleraden fra venstre startet et stykke inn på plata, slik at det skapte et utkraget overheng. Alle søylene hadde en dimensjon på 279x279mm (11x11in), bortsett fra to hjørnesøyler som var 304x304mm (12x12in). Disse var større enn de andre søylene for å unngå gjennomlokking. Aksesystemet til dekket gikk gjennom søylene. Aksene i x-retning ble nummerert 1, 2, 3 og 4 nedenfra og opp, mens aksene i y-retning var A, B, C og D. De frie områdene mellom søylene ble i oppgaven beskrevet som paneler. Se figur 3-1. Det ble i alt 12 paneler, hvor 9 av dem var kvadratiske på 3.05x3.05m (10x10ft), og de 3 siste var de som var en del av overhenget. Disse var 3.05x76.2cm (10ftx2ft6in). Figur 3-2 og 3-3 viser dimensjonene på prototypen og de nedskalerte dekkene.



Figur 3-1. Oversikt over panelene i dekkene.



Figur 3-2. Dimensjoner på prototype-dekket.

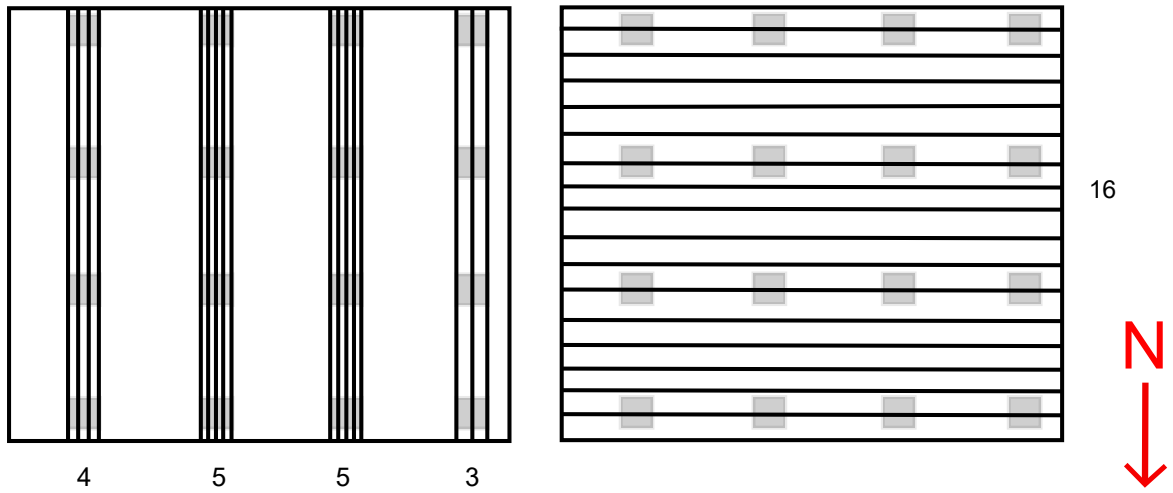


Figur 3-3. Dimensjoner på de nedskalerte dekkene.

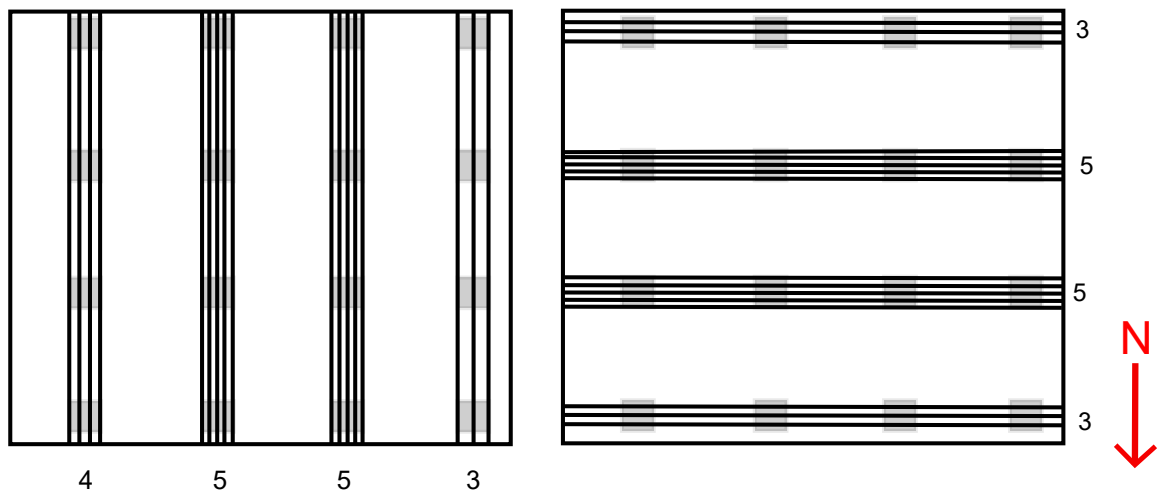
Oppgaven beskrev fire tester, som besto av ulike armeringsløsninger. Her var plasseringen til spennkablene en viktig faktor. Det andre var om det var tilsatt fiberarmering eller ikke. De fire testene ble omtalt som T1, T2, T3 og T4. Alle fire dekkene ble armert med etteroppspente uinjiserte spennkabler. De to første, T1 og T2, hadde lik utforming av spennkabler. Her lå spennkablene konsentrert over søylene i retning nord til sør (N-S) og jevnt fordelt i retning øst til vest (Ø-V). T3 og T4 hadde også lik utforming av spennkabler. Her var kablene konsentrert over søylene i begge retninger. Figurene 3-4 og 3-5 viser fordelingen av spennarmeringen i de ulike dekkene. I retning N-S var det til sammen 17 kabler, mens i retning Ø-V var det 16. De konsentrerte kablene ble fordelt med fem kabler over de indre søylene og tre over de ytre. I retning N-S over søyleraden med overhenget lå det fire kabler. For å fremstille bidraget stålfiberen gjør i betongen, ble T2 og T4 fiberarmert, mens T1 og T3 hadde tradisjonell stangarmering. Dette ga grunnlag for å gjøre flere sammenligninger med de ulike armeringsløsningene. Tabell 3-1 viser armeringsinnholdet til de ulike eksemplarene og tabell 3-2 gir en oppsummering av geometrien til dekkene.

Tabell 3-1. Armering i test-eksemplarer.

Eksempel	Spennarmering	Annen armering
T1	Konsentrert i en retning (N-S) Fordelt i en retning (Ø-V)	Stangarmering i moment- topper
T2	Konsentrert i en retning (N-S) Fordelt i en retning (Ø-V)	Fiberarmering
		Stangarmering i moment- topper (C2, C3)
T3	Konsentrert i begge retninger	Stangarmering i moment- topper
T4	Konsentrert i begge retninger	Fiberarmering



Figur 3-4. Plassering for spennkabler for T1 og T2.



Figur 3-5. Plassering av spennkabler for T3 og T4.

Tabell 3-2. Beskrivelse av prototype og prøveeksemplarene.

Beskrivelse	Prototype	T1	T2	T3	T4
Kabelfordeling		Konsentrert-fordelt		Konsentrert-konsentrert	
Dimensjon [m]	30.4 x 28.8	10.1 x 9.6	10.1 x 9.6	10.13 x 9.6	10.13 x 9.6
Tykkelse [mm]	228.6	76.2	76.2	76.2	76.2
Overhengslengde [m]	2.29	0.76	0.76	0.76	0.76
Panelstørrelse [m]	9.14	3.05	3.05	3.05	3.05
Indre/endesøyler [mm]	838.2 x 838.2	279.4 x 279.4	279.4 x 279.4	279.4 x 279.4	279.4 x 279.4
Ytre hjørnesøyler [mm]	914.4x 914.4	304.8 x 304.8	304.8 x 304.8	304.8 x 304.8	304.8 x 304.8
Søylehøyde [m]	3.05	0.46	0.46	0.46	0.46
Antall søyler	16	16	16	16	16
Antall paneler	12	12	12	12	12

Plate T2 ble testet ved en tidligere anledning, i forbindelse med en masteroppgave fra samme universitet. Denne oppgaven, av Joshua T. Rosenthal, beskriver forsøket og resultatene til T2, men de blir diskutert og sammenlignet med de andre platene i avhandlingen til Ojo (21). T2 hadde i tillegg til fiberarmering, tradisjonell stangarmering over søyle C2 og C3, etter minstearmeringskrav fra den amerikanske standarden for å sammenligne oppførselen i de negative momentsonene i plata.

Oppgaven brukte den amerikanske standarden fra *American Concrete Institute 318 Building Code* (ACI 318) som grunnlag (22). Her stilles det krav til tradisjonell armering i sonene som gir størst moment. I standarden omtales det både som størst positivt og negativt moment. Dette er om

konstruksjonen henholdsvis krummer opp eller ned. Begge typene vil gi strekk i konstruksjonen og trenger armering. I dette forsøket ville de største negative momentene oppstå over søylene. De største positive momentet ville oppstå i spennene, med strekk på undersiden av flatdekket. I platene T2 og T4 ble fiber lagt for å se om det kunne bidra med tilstrekkelig duktilitet istedenfor den tradisjonelle stangarmeringen.

Standarden stiller også krav til maksimal avstand mellom spennkabler i minst én retning. ACI 318-19 punkt 8.7.2.3 sier at etteroppspente plater med jevnt fordelt last ikke skal ha større avstand mellom kablene enn $8h$ eller $5ft$ ($1.5m$) i minst én retning. T3 og T4 var dermed ikke godkjent ifølge reglene. Det var dermed et ønske å se om kabler konsentrert i begge retninger kunne gi nok kapasitet til konstruksjonen.

Et annet krav som stilles til to-veis plater er største tillatte strekkspenninger i konstruksjonen. Kravet er maks $6\sqrt{f'c}$, der $f'c$ er gitt i psi. Dette er undersøkt i den amerikanske avhandlingen, men ikke behandlet i denne oppgaven.

Formålet med forsøket ble dermed å se om testene kunne gi grunnlag for endringer i den amerikanske standarden, som vil gjøre dimensjonering av etteroppspente flatdekker enklere. Det ene målet var å se om konsentrerte spennkabler i begge retninger kan gi nok kapasitet, slik at kravet om maksimal avstand mellom kabler i minst en retning kan endres. Det andre målet var å undersøke om stålfiber tilførte tilstrekkelig med duktilitet til konstruksjonen slik at kravet om minstarmering i fiberarmerte konstruksjoner kan fjernes. Endringer i ACI 318 kan endre allsidigheten til etteroppspente flatdekker med tanke på utførelse, oppførelse, økonomi og utvidelse av bruksområde.

3.2 Forsøksoppsett

3.2.1 Oppsett

Det ble brukt prefabrikkerte søyler som ble plassert på sokler. Dette ga tilstrekkelig med rom under platene, da det skulle monteres et lastsystem på undersiden. Fullskala prototypen var et flatdekke med søyler med en høyde på 3.05m (10ft), både over og under dekket. Dette gjorde den fast innspent i begge retninger. Forsøksdekkene var derimot leddet med dybler mellom soklene og søylene. For å gjenskape stivheten i de nedskalerte dekkene ble det bestemt at stivheten måtte være 1/27 av stivheten til prototypen. Høyden på søylene, målt fra senter av dekket, måtte dermed være 30 cm (15in).

3.2.2 Betong- og armeringskvalitet

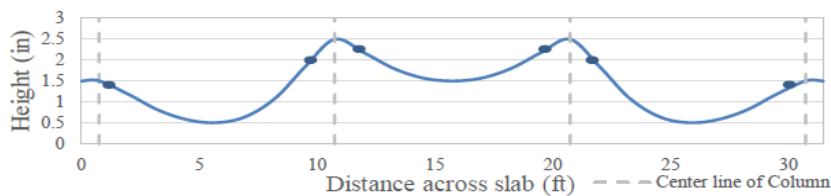
Alle dekkene ble dimensjonert for samme betongkvalitet, det som i Norge tilsvarer en betong med fasthetsklasse B35. For hver lastebil med ferdigblandet betong ble det utført kvalitetskontroll med synkmål, for å sjekke den reelle betongkvaliteten. Godtatt synkmål var 13cm (5in). Testene som ikke tilfredstilte kravet, ble enten tilsatt vann eller vannreducerende tilsetningsstoffer for å oppnå ønsket konsistens. Fra samme betongbiler ble det også støpt ut sylindere, prismer og bjelker for å teste trykkfastheten, gjøre kryp og svinn-tester, og bjelketester til bøyefastheten. Tabell 3-3 viser middelverdien av betongfastheten til dekkene ved 28 dager og på testdagen. Her er det en viss variasjon, og betongkvalitetene viste seg å være noe større enn det den ble dimensjonert for.

Tabell 3-3. Betongfasthet (middelverdi).

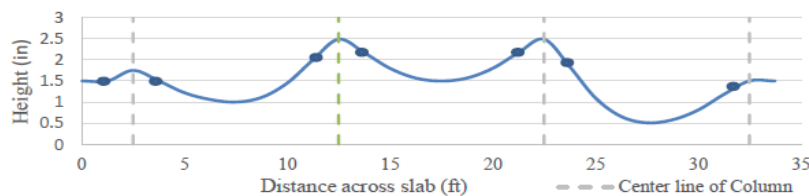
Dekke	Lastebil	28-dagers fasthet [N/mm ²]		Fasthet på testdag [N/mm ²]	
T1	Bil 1	42	39	44	39
	Bil 2	36		34	
T2	Bil 1	54	53	53	53
	Bil 2	51		53	
T3	Bil 1	40	41	40	41
	Bil 2	41		41	
T4	Bil 1	43	43	43	43
	Bil 2	42		42	

Spennkablene hadde en kvalitet på 250 ksi, noe som tilsvarer 1723 MPa. Kablene i testene var nedskalert og hadde et tverrsnittsareal på 37mm^2 (0.058in^2) og en diameter på 7.9mm (5/16in). Diameteren til kablene i prototypen var 13mm (1/2in), som ga et tverrsnittsareal på 99mm^2 (0.153in^2). Kablene ble plassert i plastrør som ble injisert med fettmasse. Fettmassens formål var å redusere friksjon, og å beskytte stålet mot korrosjon.

Kabelprofilen i dekkene ble dimensjonert for å balansere ut 60% av egenvekten. Se figur 3-6. De lå dermed i en parabelform med ulike eksentrisiteter over dekkets lengde. Kabelens topppunkter lå over de indre søylene, med en effektiv høyde fra overkant av betong til senter av kabel på 13mm (0.5in). Infleksjonspunktet til parabelen lå 1/12 av spennvidden til hver side av søylene. I midtspennet ble den effektive høyden 64mm (2.5in). Kabelprofilen fulgte dermed det antatte momentdiagrammet. Alle spennkablene ble plassert ut med korrekte høyder før støping, og ble prioritert over den tradisjonelle armeringen. De 16 kablene som lå Ø-V retning ble prioritert der det oppsto konflikter. Overdekningen var ikke mulig å direkte skalere ned til 1/3. Kabelprofilen på figur 3-6 viser overdekningen til kabelprofilen langs dekket. Over søylene var overdekningen 12.7mm (0.5in). I feltene lå de nede i dekket med overdekning 63.5cm (2.5in) i N-S retning i sidepanelene og 38.9mm (1.5in) i midtpanelene. I Ø-V retning var overdekningen i det ene panelet 25.4mm (1in).



a) Typical N-S (Banded) Direction Tendon Profile with Inflection point at 1/12th span



b) Typical E-W (Uniform) Direction Tendon Profile with Inflection point at 1/12th span

Figur 3-6. Kabelprofilen i de ulike retningene.

Den tradisjonelle stangarmeringen besto av D5 stenger, som er armeringsjern med en diameter på 6mm (0.252 in), og et tverrsnittsareal på 32mm² (0.05in²). Den karakteristiske flytespenningen til stålet var på 438MPa (70ksi). I prøver gjort i forkant av testene, viste denne seg å være noe høyere. Her viste flytespenningen seg å være 565 MPa (82ksi) og den ultimate styrken var på 643 MPa (92ksi). Platene som var armert med tradisjonell armering, hadde mengder beregnet fra minste-armeringskravene i ACI 318. I dekke T1 ble det bare plassert ut separate stenger i momentsonene, mens i dekke T3 ble det plassert ut sveisede armeringsnett. Den totale mengden var derimot den samme slik at det ga grunnlag for direkte sammenligning. I prototypen brukes det armering av kvalitet 414MPa (60ksi). Tabell 3-5 gir en oppsummering av betong og armeringskvalitetene brukt i forsøkene.

I begge de fiberarmerte dekkene ble det brukt Bekaert RC-80/30-BP stålfiber. Dette er 30mm lange fiber med krokete ender, der 80 er forholdet mellom lengde og diameter. Fiberne ble tilsatt i betongblandingen før utstøping og det ble brukt en dosering på 50 kg/m³. Målet var å finne en optimal doseringsmengde som kunne ta over for minste-armeringen som kreves av ACI 318, i de største momentsonene. Siden kravene til minste-armering er større i de negative momentsonene enn i de positive, var dette dimensjonerende. I konstruksjonen var dette over søylene. Metoden som ble brukt var basert på å anta ren strekkapasitet, der stålfiberen skulle erstatte minimumsarmeringen helt. Et tverrsnitt av dekket som tilsvarte bredden til søyla c , pluss 1.5 ganger høyden h av dekket til hver side, ble brukt som grunnlag. Ved å anta at armeringen her går til flyt, kan man finne kraften armeringen gir i dette tverrsnittet, og deretter hvilken spenning fiberen må erstatte for å ha samme kapasitet.

$$\sigma_{fiber} = \frac{A_{s.min} \cdot f_y}{h(c + 3h)}$$

Seks bjelker med ulik doseringsmengde på 30- 50- og 70 kg/m³ ble støpt ut i forkant av forsøket. Alle bjelkene gjennomgikk en tre-punkts bjelketest i henhold til NS-EN14651, der reststrekkfasthetene ved ulike rissvidder ble registrert. Middelerdien av reststrekkfastheten for seks bjelker ved 3.5 mm rissvidde, $f_r:4$, som lå nærest spenningen fra den minimumsarmeringen, ble dimensjonerende for fiberdoseringen. I tabell 3-4 er verdiene for strekkstrekkfastheten gitt for prøvebjelkene.

$$f_{R4} = \frac{\sigma_{fiber}}{0.4 \cdot 0.85}$$

Tabell 3-4. Resttrekkfasthet for prøvebjelker med ulik fiberdosering.

Gjennomsnitt av 6 bjelker	f_L [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,2}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	$f_{R,4}$ [N/mm ²]
30kg/m ³ RC-80/30-BP	5.66	4.09	5.40	5.27	4.63
50kg/m ³ RC-80/30-BP	5.60	5.23	6.86	6.46	5.48
70kg/m ³ RC-80/30-BP	5.58	8.19	8.12	7.29	6.23

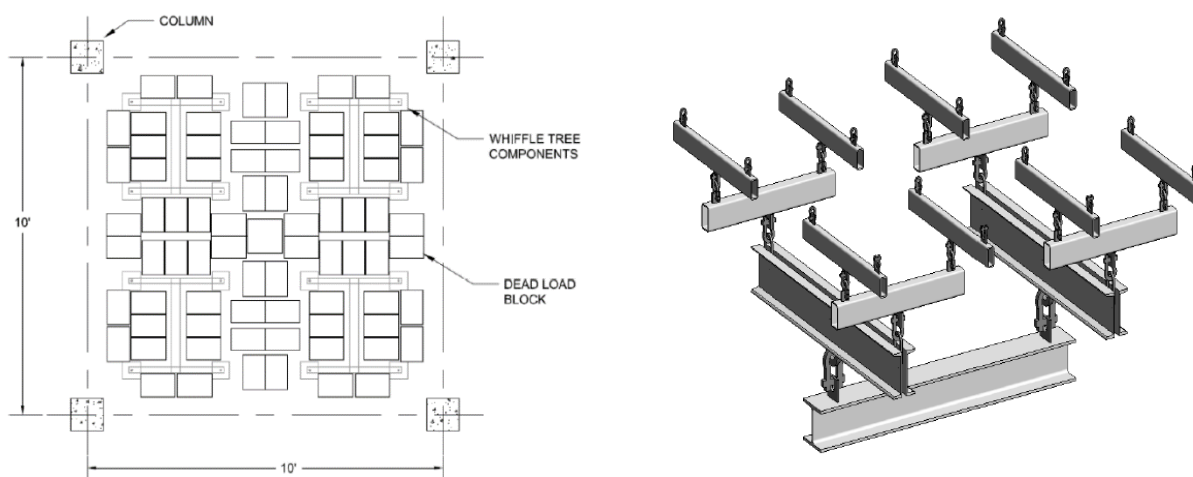
Tabell 3-5. Betong og armeringsparametre.

Betong- og armeringsparametre	Prototype	T1	T2	T3	T4
Betongkvalitet [N/mm ²]	35	39	53	41	43
Maks tilslagsstørrelse [mm]	29	10	10	10	10
Dim.flytegrense armering [N/mm ²]	414	483	483	483	483
Spennstålets fasthet [MPa]	1863	1724	1724	1724	1724
Effektiv spennkraft [kN]	-	40	40	40	40
Kabelstørrelse Ø [mm]	13	8	8	8	8
Tverrsnittareal én kabel [mm ²]	99	37	37	37	37
Stangarmering Ø [mm]	13	6	6	6	6
Antall kabler i N-S retning	51	17	17	17	17
Antall kabler i Ø-V retning	48	16	16	16	16
Fiber [$\frac{L}{d} / L$]	-	-	Bekaert RC-80/30-BP	-	Bekaert RC-80/30-BP
Fiberdose [kg/m ³]	-	-	50	-	50

3.2.3 Last

For å tilfredsstille kravene som ble stilt til modell-likhet måtte reduksjonen av egenvekten etter nedskaleringen kompenseres for. Tykkelsen på flatdekket ble redusert fra 228.6mm (9in) til 76.2mm (3in). Disse 152mm (6in), som tilsvarte 3.5kN/m^2 , ble kompensert for med å bruke murblokker. Murblokkene ble plassert på toppen av plata i alle paneler før kablene ble spent opp. Plasseringen gjorde at den tilnærmet kunne simulere en jevnt fordelt last. Til sammen ga dette en last på 3kN/m^2 . De resterende 0.5kN/m^2 av egenvekten ble påført av lastsystemet.

Den påførte lasten ble påført med et system som kalles *Whiffle tree loading system*. Dette systemet baserer seg på å omgjøre én punktlast til 16 punktlaster fordelt utover i hvert panel i dekket. Det skulle simulere en jevnt fordelt last og var tilpasset forsøket. Forarbeidet til dette systemet ble gjort i et upublisert masterprosjekt av Inerkar, K. A. (2018) *Design of loading system and preliminary analysis of one-third test scale model of a post-tensioned flat plate*. Systemet består av fire nivåer med hulprofil, doble i-profil og h-profil av stål som henger under dekket. Se figur 3-7.



Figur 3-7. Murblokker på panelet og Whiffle tree loading system.

Platene ble dimensjonert for laster både ved brudd- og bruksgrensetilstand, se tabell 3-6 og 3-7. I bruddgrensetilstand ble egenvekten multiplisert med en faktor på 1.2. I tillegg til egenvekten av dekket og den kompenserte egenvekten, ble forsøksdekkene belastet med en last som skulle tilsvare permanente laster (*Superimposed deadload SDL*) som også fikk en lastfaktor på 1.2. Nyttelasten ble multiplisert med en lastfaktor på 1.6.

Egenvekt **G** er lasten fra dekket selv. Kompensert egenvekt **G_K** er fra murblokkene. Superimposed deadload **SDL** og nyttelast **Q** ble påført av lastsystemet.

Tabell 3-6. Last i bruksgrensetilstand.

Last	[psf]	[kN/m ²]
Egenvekt G	37.5	1.80
Kompensert egenvekt G_K	72.5	3.47
Superimposed deadload SDL	20.0	0.96
Nyttelast Q	24.0	1.15
Brukgrenselast (G + G_K + SDL + Q)	154	7.38

Tabell 3-7. Last i bruddgrensetilstand.

Last	[psf]	[kN/m ²]
Egenvekt 1.2G	45.0	2.15
Kompensert egenvekt 1.2G_K	87.0	4.17
Superimposed deadload 1.2SDL	24.0	1.15
Nyttelast 1.6Q	38.4	1.84
Dimensjonerende bruddgrenselast (1.2G+1.2G_K+1.2SDL+1.6Q)	194	9.31

Påført last er det som påføres konstruksjonen av lastsystemet. I den amerikanske avhandlingen henvises det mest til påført last. Denne oppgaven vil derimot ta for seg total last, som inkluderer egenvekten av dekket og murblokkene.

Tabell 3-8. Påført last.

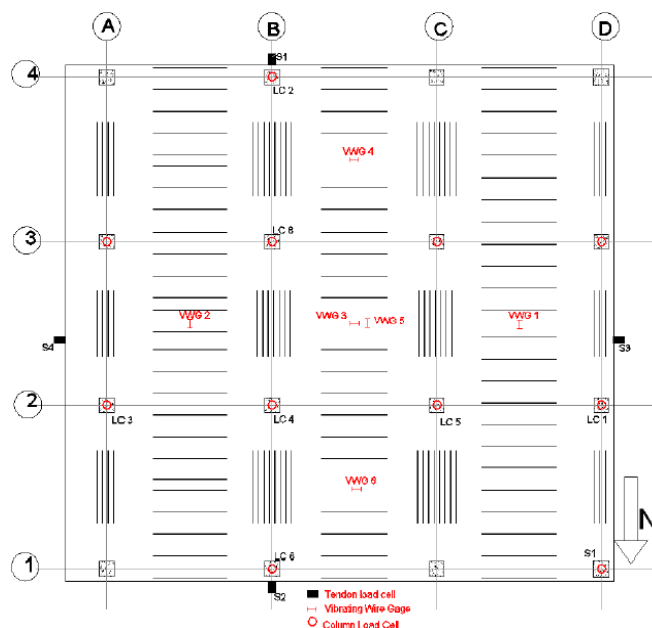
Påført last	[psf]	[kN/m ²]
Påført bruksgrenselast (SDL + Q)	44.0	2.11
Påført bruddgrenselast (1.2SDL+1.6Q)	84.4	4.04

Dekkene ble utsatt for lastpåføring i sykluser. Lasten i syklusene ble påført med trinn på 0.23kN/m^2 (5psf). For hvert lasttrinn ble det tatt målinger av riss, reaksjoner ved søylene, økning i spenning i spennkablene, nedbøyning og tøyninger i armeringen. Platene ble totalt avlastet før en ny lastsyklus startet. Først ble det påført sykluser til bruksgrenselasten ble nådd. Etter dette ble det påført sykluser helt til bruddgrenselast og til brudd inntraff. Alle dekkene ble utsatt for ulike sykluser.

3.2.4 Instrumentering

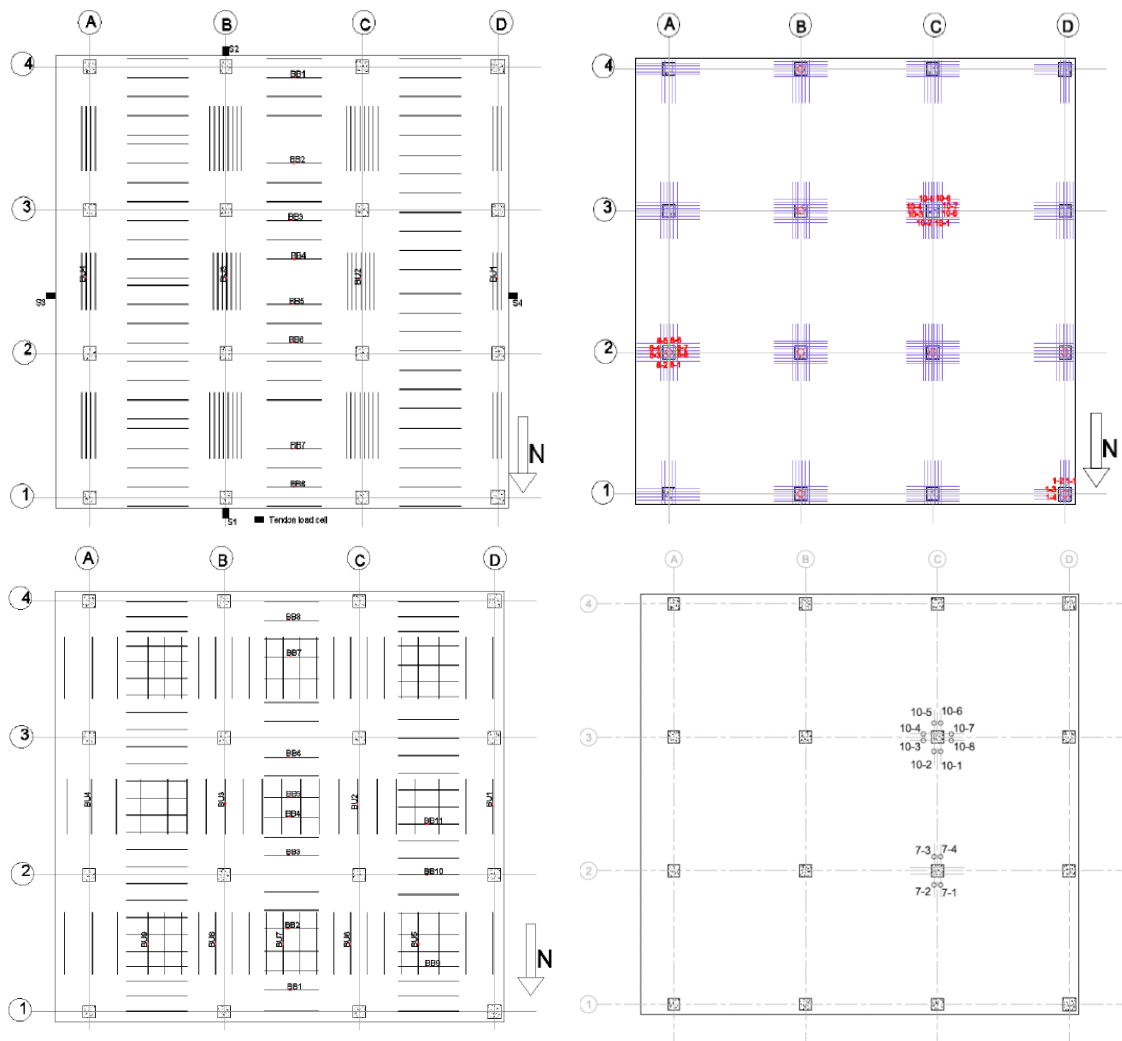
Sensorer ble plassert på platene for å samle inn data om oppførselen både under og etter forsøket. De fleste ble plassert på de samme stedene for alle platene, men på grunn av ulik utforming av armering ble det noe variasjon.

Lastceller ble plassert på den aktive og passive enden av spennkablene for å lese av spenningen i spennkablene. Ved å måle på ulike tidspunkter er det mulig å finne ut hvor mye tap det ble i jekkraften, og endring i spenning underveis i forsøket. De ble plassert på én kabel i hver retning. Det var også lastsensorer under et utvalg av søylene for å lese av reaksjonen under testforsøket. Disse dataene er ikke behandlet i denne oppgaven. I midten av betongkonstruksjonen ble det innebygd svingende strenger for å lese av tøyningen i betongen. Dette ble ikke brukt i de resterende testene da de ga ingen nyttig data i T1. Figur 3-8 viser plasseringen for de svingende strengene.



Figur 3-8. De svingende strengene plassert i feltene er markert rødt.

Det ble festet 32 strekkklapper (tøynings-målere) på stangarmeringen, slik at tøyningen i armeringen kunne avleses. 12 ble festet til armeringen i bunn, og de resterende 20 ble festet til armeringen i topp. Her ble det valgt ut tre søyler der tøyningene i topparmeringen skulle registreres. En midt-søyle, en hjørne-søyle og en kant-søyle. I dekke T2 ble det bare festet målere i overkantarmeringen til to søyler, da det bare lå tradisjonell armering rundt disse søylene. Dekke T4 hadde ingen stangarmeringer å feste strekkklappene på, da den var fiberarmert. Figur 3-9 viser plasseringene.



Figur 3-9. Oversikt over strekkklapper. Fra oppe til venstre: strekkklapper underkant T1, overkant for T1 og T3, underkant T3 og til slutt overkant for T2.

Tøyningene på overflaten av betongen ble også registret med strekkklapper. Alle platene fikk samme plassering. Strekkklappene ble lagt langs hele spennet i begge retninger. På oversiden var

det 19 strekkklapper, disse ble plassert langs søylene. På undersiden ble de plassert i midtfeltet. Her var det 13 strekkklapper. Figur 3-10 gir en oversikt over strekkklappene.

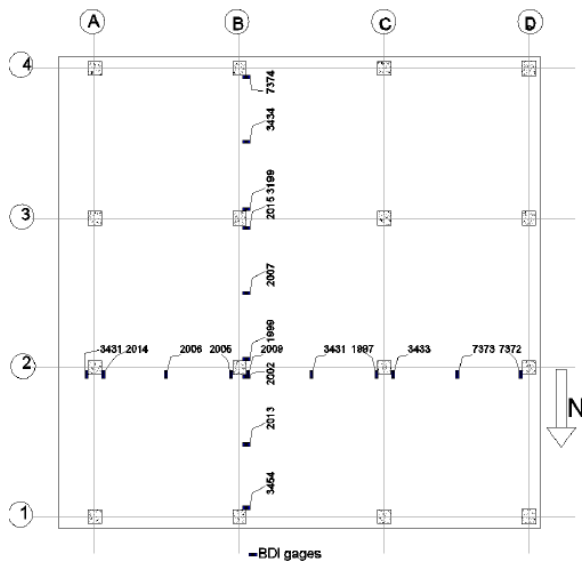


Figure 3.21- Layout of BDI Gages on Top of Slab

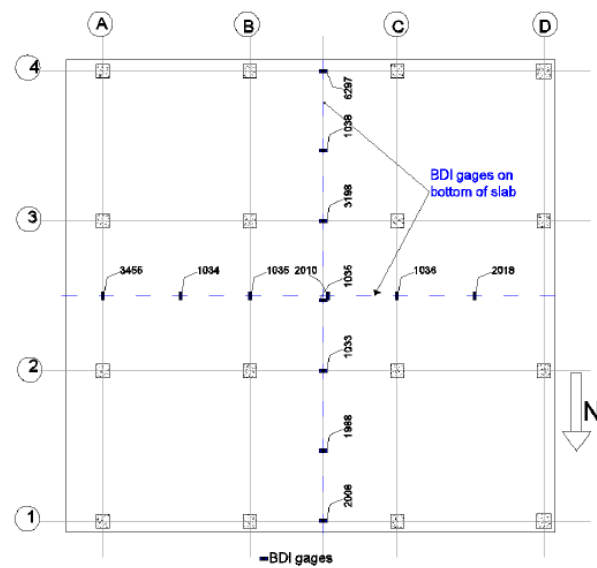
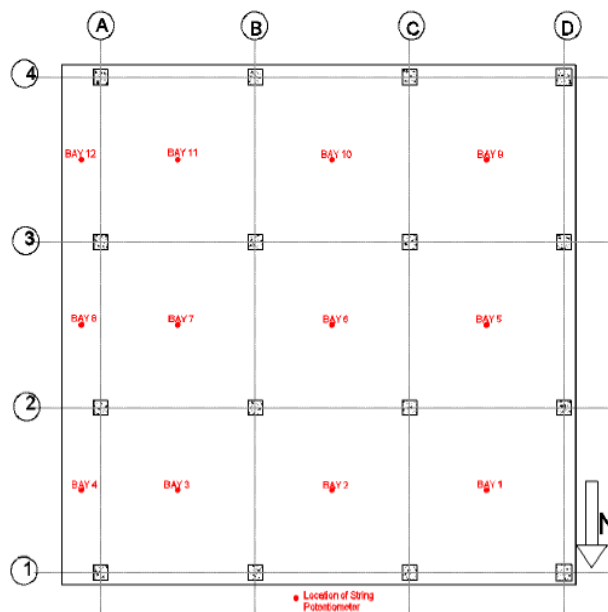


Figure 3.22- Layout of BDI Gages on Bottom of Slab

Figur 3-10. Oversikt over strekkklappene som målte tøyningene. Fra venstre: strekkklappene på undersiden og på oversiden.

Midt i hvert felt ble det også plassert deformasjonsmålere (LVDT) som leste nedbøyningen i panelene. Deformasjonsmålere kan måle lineær posisjon og er vist i figur 3-11.



Figur 3-11. Oversikt over deformasjonsmålere.

3.2.5 Oppspenningskrefter

Oppspenningen startet åtte dager etter utstøpning. Da hadde betongen oppnådd stor nok fasthet. Kravet var en betongfasthet på minst 20MPa (3000 psi). Kablene ble spent opp på samme måte for alle dekkene. Først ble kablene fra nord til sør spent, i den nordre enden. Deretter de som gikk fra øst til vest, i den østre enden. Grunnet lengre spenn for spennkablene Ø-V ble det forventet et større tap, og de ble påført en større oppspenningskraft som kompensering. Oppspenningsprosessen tok totalt to dager. Etter dette var det trygt å fjerne rammen rundt, og lastsystemet ble påført.

3.2.6 Kapasitetsberegninger

Lastkapasiteten til dekkene ble beregnet ved hjelp av bruddlinjeanalyse. Her ble det tatt utgangspunkt i den eksisterende armeringsmengden. Materialeegenskapene som ble brukt for spennkrefter, betongkvalitet og stålqualität var de som ble målt i forsøket. Lastkapasiteten er gitt i tabell 3-9.

Tabell 3-9. Lastkapasitet beregnet med bruddlinjeteori i doktorgradsavhandlingen.

	T1	T2	T3	T4
Lastkapasitet [kN/m ²]	12.0	11.6	11.5	12.4

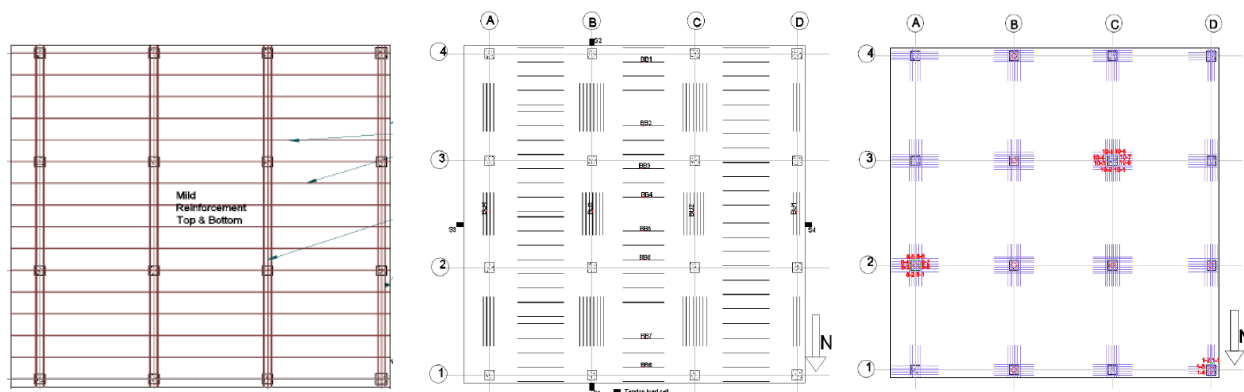
3.3 Forsøkseksemplarer

3.3.1 T1 – Konsentrert-fordelt spennarmeringskabler med normal stangarmering

Formålet med T1 var å ha en plate som referanse. Denne plata var godkjent etter dagens krav til armering og utforming i ACI 318. Ved å sammenligne oppførselen til denne plata opp mot de andre, kan det tydeligere synliggjøres hvordan de alternative armeringsløsningene også kan møte dagens krav til styrke og stivhet.

Dekke T1 var armert med etteroppspente spennkabler jevnt fordelt i Ø-V retning, og konsentrert over søylene i retning N-S. I den fordelte retningen var det 16 kabler, jevnt spredt med mellomrom på 61 cm (2ft). De konsentrerte kablene, som lå over søylene, hadde en senteravstand på 10.2cm (4in) og besto av 17 kabler. Over de indre søylene var det 5 kabler, 4 over søylene på overhengen, og 3 over de ytre søylene, som vist på figur 3-3.

I tillegg til spennarmeringen var plate T1 armert med minimumsarmering i henhold til ACI 318 punkt 8.6.2.3 i begge retninger. Her stilles det krav til armering i de positive og negative momentsonene. Armeringen besto av 6 mm diameter stenger. I underkant av dekket lå armeringen i feltene mellom søylene. Disse lå da konsentrert langs søylestripene i N-S retning, og spredt i Ø-V retning. Over søylene lå armeringen konsentrert i begge retninger. Se figur 3-12.



Figur 3-12 . Fra venstre: spennarmering, slakkarmering i undersiden og slakkarmering på oversiden for T1.

Oppspenningskreftene er gitt i tabell 3-10.

Tabell 3-10. Oppspenningskrefter i T1.

Oppspenningskraft	[kN]	[kip]
N-S	48.0	10.8
Ø-V	48.3	10.9

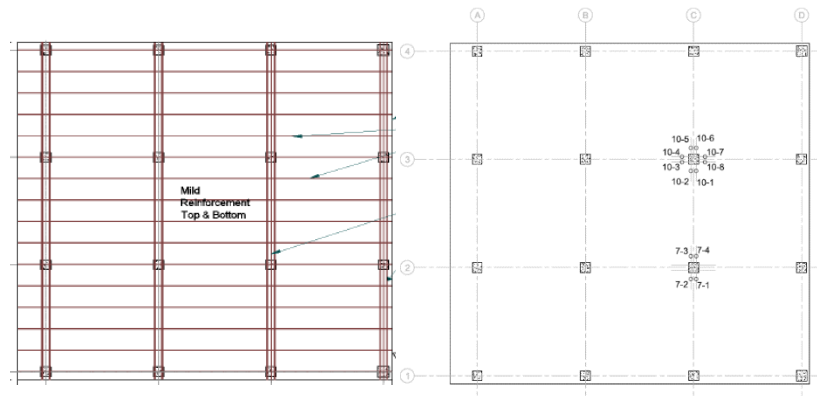
3.3.2 T2 – Konsentrert-fordelt spennarmeringskabler med fiberarmering

Dekke T2 var et etteroppent fiberarmert flatdekke. I dette eksemplaret ble den tradisjonelle armeringen i moment-toppsonene erstattet med stålfiberarmering. Hensikten var dermed å finne ut om denne erstatningen ga tilfredsstillende resultater ved påføring av de samme lastene som for T1. Siden fiberen blir blandet inn i den ustøpte betongen, virker den over hele konstruksjonen, kontra konsentrert i de områdene som velges å armeres ved tradisjonell armering.

T2 ble som nevnt, testet ved en tidligere anledning. Alle resultatene er beskrevet i denne oppgaven. Forsøket skal være tilnærmet likt det som er gjort av Ojo.

Spennkablene lå likt i T2 som i T1; jevnt fordelt i Ø-V retning og konsentrert over søylen i N-S retning. T2 hadde noe tradisjonell armering. Over søyle C2 og C3, hvor det var negativt moment, ble det lagt armering etter minstekravene i ACI 318. Dette var for å sammenligne de med oppførselen over søyle B2 og B3, for å se forskjellen mellom de ulike armeringsvalgene.

Fiberen som ble brukt besto av Bekaert RC-80/30-BP. Det ble brukt en dosering på 50kg/m³. Fiberen ble blandet inn i betongen før dekket ble støpt. Figur 3-13 viser plasseringen av spenn- og slakkarmeringen.



Figur 3-13. Fra venstre: spennarmering og slakkarmering på oversiden til T2.

Oppspenningskreftene er gitt i tabell 3-11.

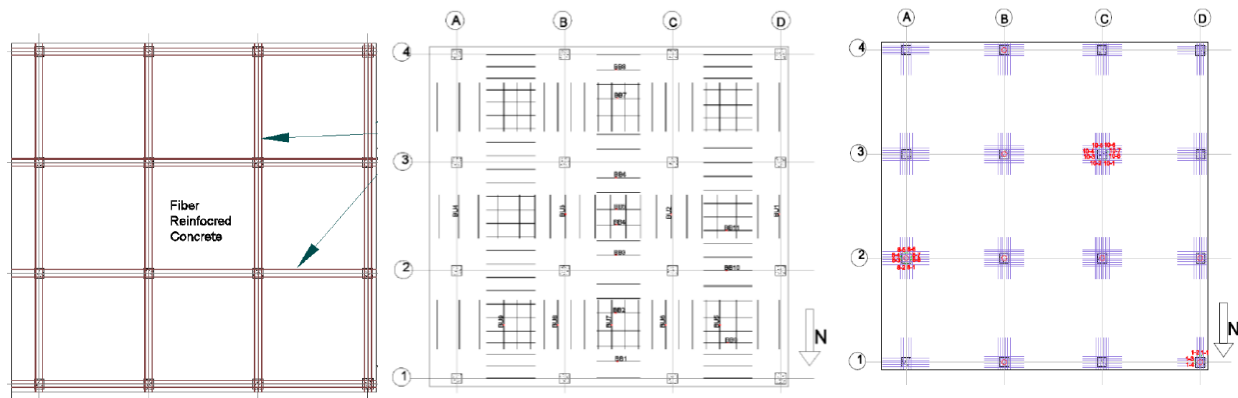
Tabell 3-11. Oppspenningskrefter i T2.

Oppspenningskraft	[kN]	[kip]
N-S	47.6	10.7
Ø-V	48.5	10.9

3.3.3 T3 – Konsentrert-konsentrert spennarmeringskabler med normal stangarmering

Formålet med plate T3 var å undersøke effekten av plasseringen til spennarmeringen og maks senteravstand. I henhold til punkt 8.7.2.3 kreves det at i minst én retning må kablene ligge med en senteravstand på mindre eller lik $8h$ eller $5ft$ ($1.52m$). Ved å ha lik mengde armering som T1, både spenn- og slakkarmering, ga det grunnlag for å direkte kunne undersøke betydningen av plasseringen til spennarmeringen og muligheten å fjerne kravet om maks senteravstand.

Testplate T3 hadde spennkablene liggende konsentrert over søylene i begge regninger som vist i figur 3-14. På grunn av lik plassering av kablene oppstod det konflikt ved de fire indre søylene mellom kablene i de to retningene. Kablene i Ø-V måtte legges under kablene i N-S, det resulterte i at mindre av egenvekten ble balansert i denne retningen i forhold til T1. Dekket hadde lik mengde slakkarmering i toppen og bunnen som T1, som var minstekravet fra ACI 318. Armeringsmengden var lik, men det ble brukt sveisede armeringsnett i feltene istedenfor stenger som i T1. Se figur 3-14 for armeringsoversikten.



Figur 3-14 . Fra venstre: spennarmering, slakkarmering undersiden og slakkarming overside for T3.

Oppspenningskreftene er gitt i tabell 3-12.

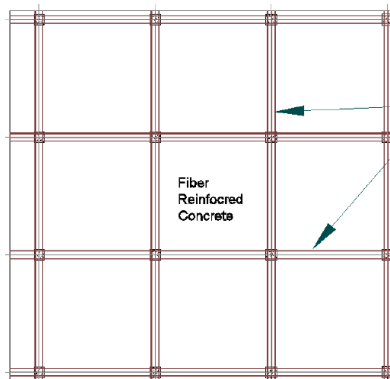
Tabell 3-12. Oppspenningskrefter i T3.

Oppspenningskraft	[kN]	[kip]
N-S	48	10.78
Ø-V	49	10.93

3.3.4 T4 – Konsentrert-konsentrert spennarmeringskabler med stålfiberarmering

T4 hadde samme fordeling av spennkabler som T3, se figur 3-15. Her lå også kablene konsentrert i begge retninger. T4 inneholdt stålfiberarmering istedenfor tradisjonell stangarmering. Fibertypen var som tidligere nevnt Bekaert RC-80/30-BP med doseringsmengden 50kg/m^3 , likt som for T2.

Grunnet lik fordeling av spennkabler som T3 ble det mulig å direkte kunne sammenligne bidraget fra fiberen kontra tradisjonell armering. Her var det interessant å se om fiberarmeringen ga tilstrekkelig duktilitet, også i de største momentsonene, som var over søylene og i spennet.



Figur 3-15. Spennarmering for T4.

Oppspenningskreftene er gitt i tabell 3-13.

Tabell 3-13. oppspenningskrefter i T4.

Oppspenningskraft	[kN]	[kip]
N-S	47.6	10.7
Ø-V	48.5	10.9

3.4 Forsøksresultat

I dette kapittelet presenteres resultatene og oppførselen til de ulike dekkene. Noen av figurene er tatt direkte fra avhandlingene for å gjengi resultatene korrekt. Det skal være referert til hvor de er hentet fra med figurnummer slik at de kan finnes igjen.

Det er brukt amerikanske måleenheter ved behandling av forsøket slik at det kan være vanskelig å lese de direkte. Det vil dermed være forklaring med noen nøkkelverdier og hva de er i SI-enhet. Der det er mulig er det også tatt med de amerikanske verdiene slik at det enklere kan finnes igjen i doktorgradsavhandlingen.

3.4.1 Gjennomsnittlig kabelkraft ved oppspenning

Etter oppspenning ble det tatt målinger av spenningen i kablene i den aktive og passive enden. Her ble det endring i kraft på grunn av låsetap og friksjon. Kraften langs spennkablene ble funnet ved å bruke friksjons- og tilleggskrumning. Disse ble funnet i et tidligere forsøk gjort med samme oppspenning som testdekkene, og friksjonskoeffisienten ble bestemt til 0.12 og tilleggskrumningen til 0.0009/ft. Kraften langs kabelen var derimot ikke konstant, noe som var forventet. Det ble regnet ut en gjennomsnittlig kabelkraft i spennkablene etter oppspenning. Se tabell 3-14 for verdiene for gjennomsnittlig kabelkraft i de ulike dekkene og retningene.

Tabell 3-14. Gjennomsnittlig effektiv kabelkraft rett etter oppspenning.

Eksemplar	N-S		Ø-V	
	kN	kip	kN	kip
T1	44.1	9.92	44.2	9.93
T2	42.3	9.50	41.6	9.34
T3	44.1	9.92	44.5	10.0
T4	45.4	10.2	44.5	10.0

Figurene 3-16 til 3-19 viser fordelingen av spennkreftene langs dekkene og er hentet fra doktorgradsavhandlingen. X-aksen viser per 5ft som er 1.52m. I N-S retning er den totale lengden 10.2m (33.3ft). I Ø-V retningen er den totale lengden 9.6m (31.5ft). Spennkabelkrafta som er gitt på y-aksen viser kraft per 0.5 kip som tilsvarer 2.22kN. 9.5kip = 42.3kN og 11kip = 48.9kN.

I T1 viste friksjonskoeffisienten seg å være 0.17 og ikke 0.12 som antatt. Friksjonen var større i den aktive oppspennings-enden, noe som førte til et høyere tap her. Låsetapet var fra 0 til 3mm (1/8in) i de ulike kablene. Den endelige kraften viste seg å være større i den passive enden. Dette var antagelig fordi kabelen var kort.

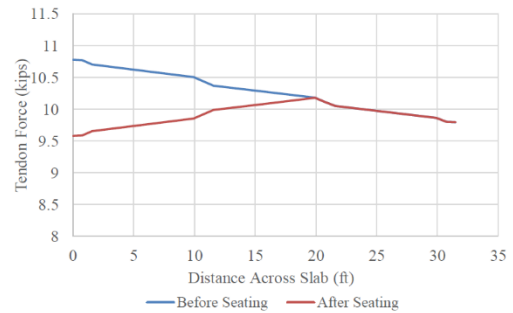
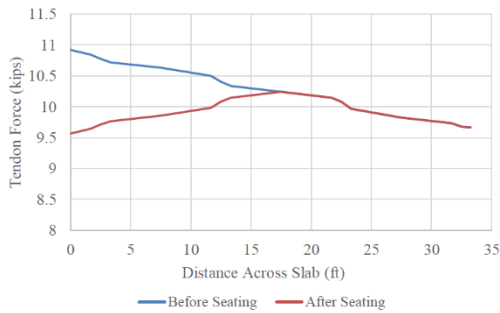


Figure 4.1-Average Force Distribution in Uniform Tendon (E-W) immediately after Stressing Figure 4.2-Average Force Distribution in Banded Tendon (N-S) Immediately after Stressing

Figur 3-16. Gjennomsnittlig spennkraft i T1.

T2 hadde låsetap på 1.5 til 2.5 mm (1/16in-3/32in). Her var den største kabelkraften i de aktive endene.

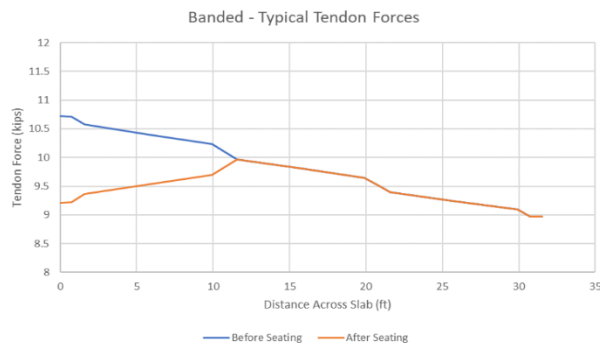


Figure 41. Typical Banded Tendon Forces at Stressing

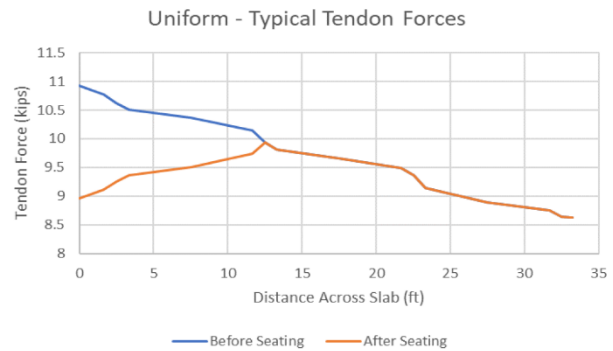


Figure 42. Typical Uniform Tendon Forces at Stressing

Figur 3-17. Gjennomsnittlig spennkraft for T2.

Den målte gjennomsnittlige forlengelsen i T3 var på 0.1% mindre enn den forventede forlengelsen. De målte låsetapene varierte fra 2mm til 3mm (1/16in-1/8in). Det ble observert at spennkreftene var større i den passive enden.

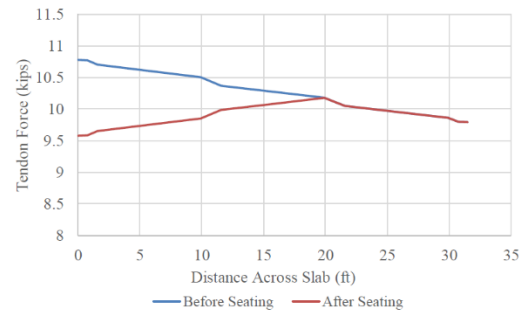
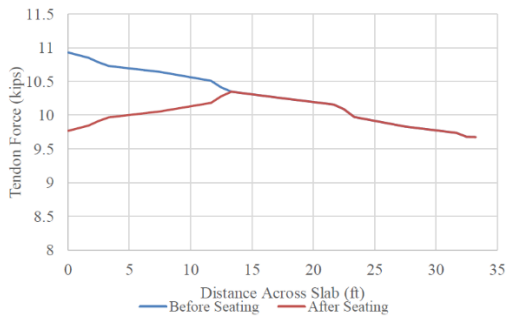


Figure 5.1-Average Force Distribution in Banded Tendon (E-W) immediately after Stressing

Figure 5.2-Average Force Distribution in Banded Tendon (N-S) immediately after Stressing

Figur 3-18. Gjennomsnittlig spennkraft i T3.

Den målte gjennomsnittlige forlengelsen i T4 var på 1.4% mer enn den forventede forlengelsen. De målte låsetapene varierte fra 0mm til 2mm (0in-1/16in). Spennkraften var størst i de aktive endene.

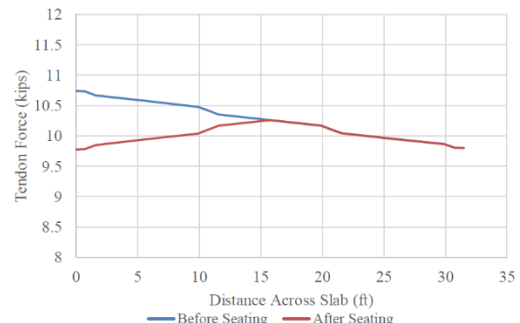
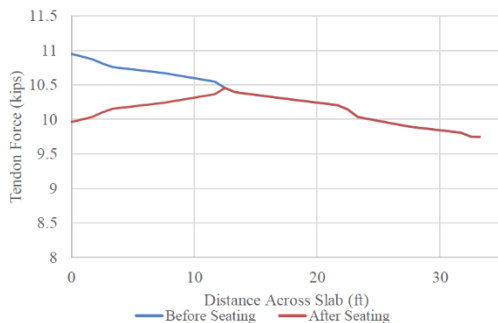


Figure 6.1-Average Force Distribution in Banded Tendon (E-W) immediately after Stressing

Figure 6.2-Average Force Distribution in Banded Tendon (N-S) immediately after Stressing

Figur 3-19. Gjennomsnittlig spennkraft for T4.

3.4.2 Deformasjon før lastpåføring

Deformasjonen ble målt både etter oppspenning og etter forskalingsstøttene ble fjernet. Da virket bare egenvekten på konstruksjonen i tillegg til den kompenserte egenvekten. Alle dekkene opplevde en krumning ved oppspenning. Ved fjerning av forskalingsstøttene gikk denne krumningen bort og dekkene opplevde en liten nedbøyning i de fleste panelene. Overhengspanelene fikk minst deformasjon, dette var panel 4, 8 og 12. Alle dekkene oppførte seg svært likt.

Tabell 3-15. Nedbøyning i panelene etter oppspenning.

Eksemplar	T1	T2	T3	T4
Panel	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	3.2 (1/8in)	3.2	3.2	4 (5/32in)
2	3.2	1.6	3.2	3.2
3	3.2	3.2	3.2	4
4	0.8 (1/32in)	1.6	0.8	0.8
5	1.6 (1/16in)	3.2	1.6	3.2
6	1.6	3.2	2.4	1.6
7	3.2	3.2	3.2	3.2
8	0	0	0.8	0
9	2.4 (3/32in)	4.8 (3/16in)	3.2	3.2
10	3.2	3.2	3.2	2.4
11	3.2	4.8	4.8	2.4
12	0	0	0	1.6

Den amerikanske standarden stiller videre krav til nedbøyning kun grunnet nyttelast. Verdiene i tabell 3-15 er dermed ikke medtatt i last-deformasjonskurvene i de kommende kapitlene. For total deformasjon må verdien fra denne tabellen summeres med deformasjonen presentert i de kommende resultatene.

3.4.3 Riss etter oppspenning og fjerning av forskaling

Alle dekkene ble sjekket for riss både etter oppspenning og etter fjerning av forskalingsstøtter. Det etablerte seg bare riss på oversiden, på alle fire dekkene. Dette var over de fire indre søylene der momentet var størst. De oppsto allerede da kablene ble oppspent, og ble noe større da forskalingsstøttene ble tatt bort. Rissene var derimot svært små (< 0.1mm). I dekke T4 etablerte det seg bare over tre av de indre søylene. Figur 3-20 under viser opprissing ved T4.

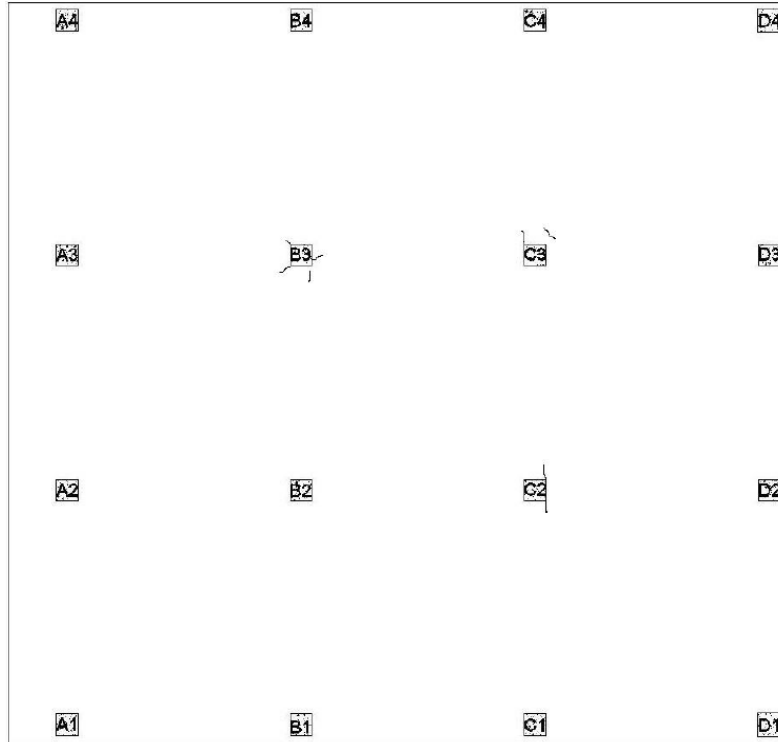


Figure 6.5-Crack Map after Complete Removal of Formwork

Figur 3-20. Riss ved de indre søylene. Dette rissmønsteret oppsto i T4.

3.4.4 Lastsykluser

Dekkene ble belastet med last i flere sykluser, der lasten ble økt noe for hver syklus. Dette foregikk over 2-3 dager og vises i tabell 3-16.

På den første dagen av testing av T1 ble det gjort en feil med datasystemet. Istedenfor å påføre en last med trinn på 0.24kN/m^2 (5psf) om gangen, ble verdien multiplisert med en faktor på ti, noe som førte til at dekket fikk en belastning med trinn på 2.4kN/m^2 (50psf). Totallasten havnet på 4.8kN/m^2 (100psf) før det ble oppdaget, og plata ble avlastet. Med egenvekt ble dette 10.1kN/m^2 (210psf). Da hadde det allerede etablert seg riss på undersiden. Videre fortsatte forsøket med riktig størrelse på lasttrinnene.

T2 ble testet utover tre dager og gjennomførte flere lastpåføringer enn de andre platene. Da T4 skulle testes til brudd, stoppet testen da den påførte lasten nådde 9.77kN/m^2 (204psf), med

egenvekt ble det 15.0kN/m² (314psf), grunnet mangel på olje i hydraulikkpumpen. Dette førte til at T4 ble utsatt for en ekstra lastsyklus enn planlagt.

Tabell 3-16. Lastsykluser på dekkene.

Lastsykluser	Dag 1	Dag 2	Dag 3
T1	3	3 + brudd	-
T2	3	3	1 + brudd
T3	2	3 + brudd	-
T4	2	4 + brudd	-

3.4.5 Gjennomsnittlig kabelkraft ved lastpåføring

Den gjennomsnittlige kabelkraften ble målt ved lastpåføring. Ved å måle kraften ved oppspenning og ved lastpåføringsdagen var det en indikasjon på tapet i kabelkraften mellom de to dagene. Alle dekkene opplevde et tap i spennkraften på 4-5kN. ACI 318 punkt 8.6.2.1 stiller krav til minste trykkspenninger på konstruksjonen som følger av oppspenningskreftene. Denne må være minst 0.86MPa. Betongspenningen ble målt ved å ta kraften av fem kabler i tverrsnittet til ett panel. Kraften i T2 ble litt for lav til å møte dette kravet. Tabellene 3-17 og 3-18 gir verdier for gjennomsnittlig spennkrefter rett før lastpåføring og gjennomsnittlig betongspenninger.

Tabell 3-17. Gjennomsnittlig kabelkraft rett før lastpåføring.

Eksemplar	N-S		Ø-V	
	kN	kip	kN	kip
T1	40.5	9.10	40.5	9.06
T2	39.1	8.80	38.6	8.67
T3	40.2	9.04	40.5	9.11
T4	41.2	9.25	41.6	9.35

Tabell 3-18. Gjennomsnittlig betongspenning på grunn av kabelkraft.

Eksemplar	N-S		Ø-V	
	MPa	psi	MPa	psi
T1	0.87	126	0.87	126
T2	0.84	122	0.83	120
T3	0.87	126	0.87	126
T4	0.89	129	0.90	130

3.4.6 Oppførsel i bruksgrensetilstand

Den totale lasten i bruksgrensetilstand var 7.38kN/m^2 (154psf). Dekkene viste en elastisk oppførsel ved påføring av last i bruksgrensetilstand. Alle gikk tilbake til sin opprinnelige tilstand ved avlastning. Det var ingen synlig rotasjon av søylene. Tøyningene i armeringen var små, og den gikk ikke til flyt noe steder. Det ble heller ikke noe betydelig høyere spenning i spennarmeringen.

Figur 3-21 viser påført last i bruksgrensetilstand, som vil si 2.11kN/m^2 (44psf) påført last. Egenvekten er ikke medtatt i kurvene, men utgjør ytterligere 5.27kN/m^2 (110 psf). X-aksene viser hver $0.02\text{in} = 0.51\text{mm}$, opptil $0.10\text{in} = 2.54\text{mm}$. Y-aksene viser hver $5\text{psf} = 0.24\text{kN/m}^2$.

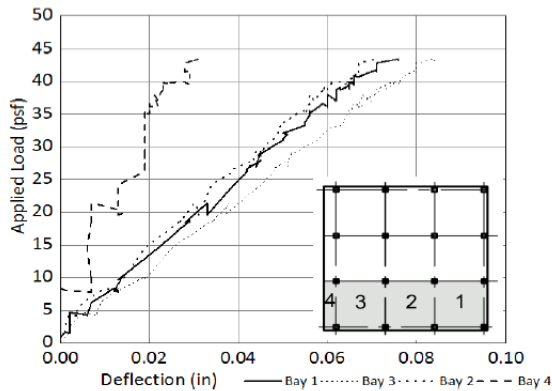


Figure 4.9a-Service Load Deflection of Bays 1-4

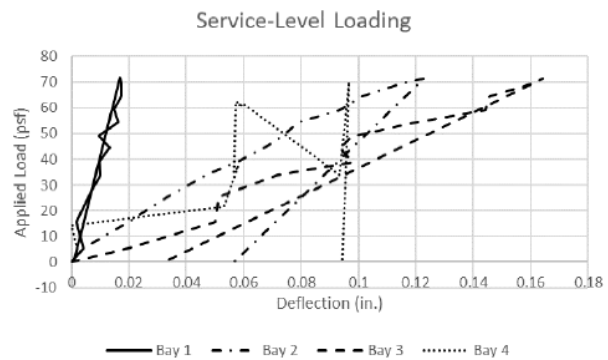


Figure 53. Load-Deflection at Service-Level Part 1

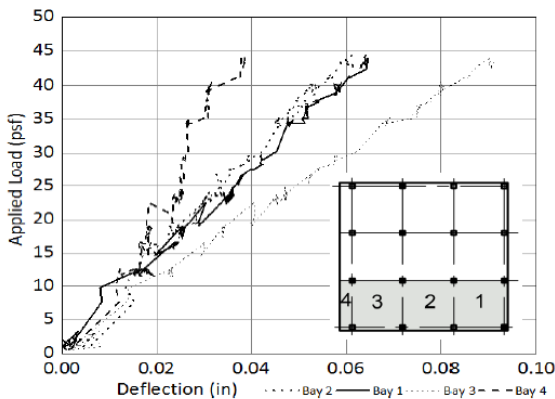


Figure 5.7a-Service Load Deflection of Bays 1-4

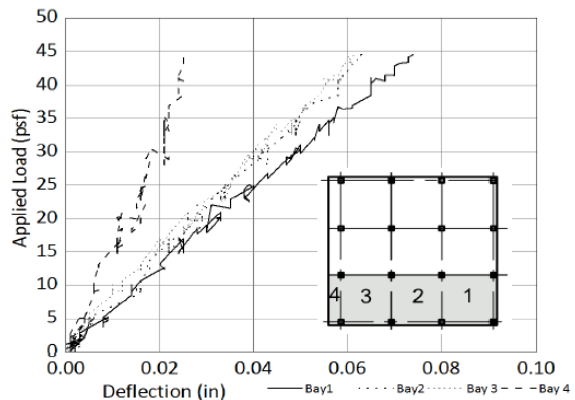


Figure 6.7a-Service Load Deflection of Bays 1-4

Figur 3-21. Last-nedbøyning kurver for last i bruksgrensetilstand. Oppe fra venstre: T1, T2, T3 og T4.

For alle platene utviklet rissene på oversiden seg noe større, rundt de fire indre søylene, ved påføring av last i bruksgrensetilstand. I tabell 3-19 viser de største karakteristiske rissåpningene

som oppsto. Her ble det dermed noe større tøyninger, både i betongen og i armeringen, men ikke av særlig betydning. Dekke T2 hadde tradisjonell armering over to innersøyler, disse fikk noe mindre riss enn de med bare fiberarmering. Tøyningene ble også noe større på undersiden av dekket i spennene, der de største positive momentsonene var. Det oppsto derimot ikke riss på undersiden av dekkene.

De ytre panelene opplevde en noe større deformasjon, enn de indre. De indre fikk en fastholding av konstruksjonen rundt. Nedbøyningene var derimot små og innenfor ACI 318 sin grense på $L/360$ som ble 8.48mm for de kvadratiske panelene. Overhengspanelene sin grense var på 4.24 mm. De største deformasjonene og rissviddene vises i tabell 3-19.

Alle dekkene holdt krav til oppførsel i bruksgrensetilstand.

Figur 3-22 viser opprissing i T4 rundt de fire indre søylene som utviklet seg i bruksgrensetilstand. De utviklet seg likt i alle fire dekkene.

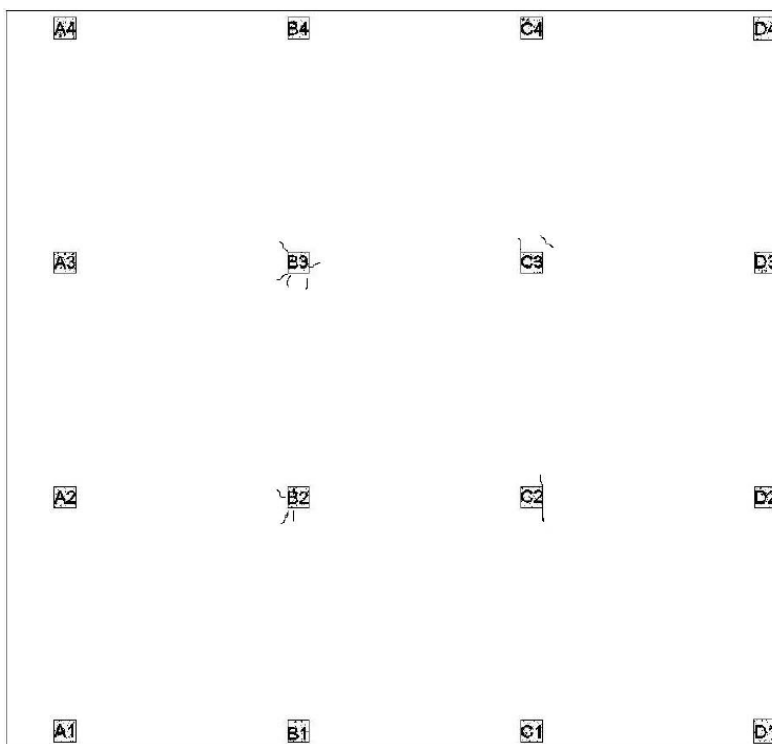


Figure 6.8-Crack Map at Service Level Load

Figur 3-22. Opprissing av T4 i bruksgrensetilstand.

Tabell 3-19. Oppførsel i bruksgrensetilstand.

Oppførsel i bruksgrensetilstand	T1	T2	T3	T4
Maks nedbøyning	2.16 mm (0.085in)	1.85 mm (0.073in)	2.29 mm (0.09in)	1.73 mm (0.068in)
Maks nedbøyning i panel	3	4	3	1
Maks karakteristisk rissåpning	0.25 mm (0.010in)	0.25 mm (0.010in)	0.20 mm (0.0079in)	0.10 mm (0.004in)

3.4.7 Oppførsel ved dimensjonerende last

Dekkene ble videre påført last til de nådde den dimensjonerende lasten på 9.31 kN/m² (194psf). Dette var 1.2 ganger egenvekten og 1.6 ganger nyttelasten. Ved dimensjonerende last var det fortsatt små nedbøyninger. Nedbøyningene i de indre panelene var fortsatt litt lavere enn i de ytre. Det var ikke noe betydelig økning i spenningen i spennkablene.

De største tøyningene oppsto over søylene i de negative momentsonene. Det var derimot små tøyninger i armeringen i dekke T1 og T3, som hadde stangarmering over søylene. Det oppsto ikke flyt i armeringen ved dimensjonerende last.

Rissene rundt de fire indre søylene på oversiden utviklet seg noe videre på alle dekkene. Rissene på undersiden begynte også å formere seg. I dekke T1 etablerte to tynne riss seg langs hele dekket i de ytre feltstripene i retning N-S. I dekke T2 og T3 begynte også rissene på undersiden å formere seg, men etablerte seg ikke med fulle lengder. T4 fikk først noe som lignet bruddlinjer på undersiden etter den dimensjonerende lasten var nådd.

Figur 3-23 viser last-deformasjonskurvene ved dimensjonerende last som er 4.04kN/m² (84.4psf) av påført last. Total last blir 9.31kN/m² (194psf). X-aksen viser nedbøyningen hver 0.05in=1.27mm.

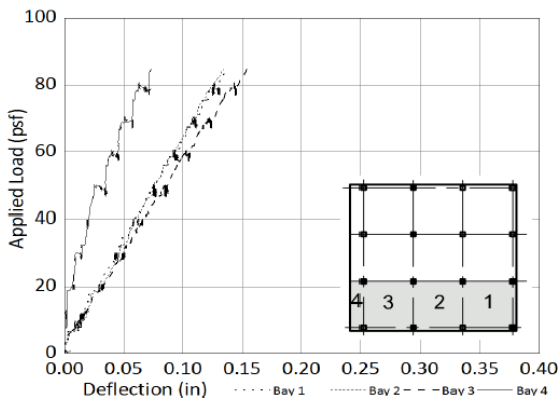


Figure 4.15a-Load-Deflection at Factored Load for Bays 1 - 4

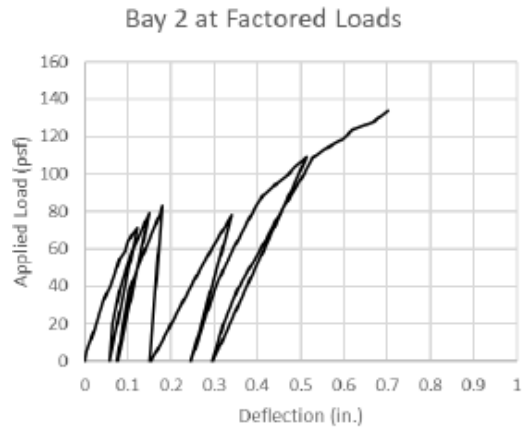


Figure 61. Load-Deflection at Factored Loads Part 1

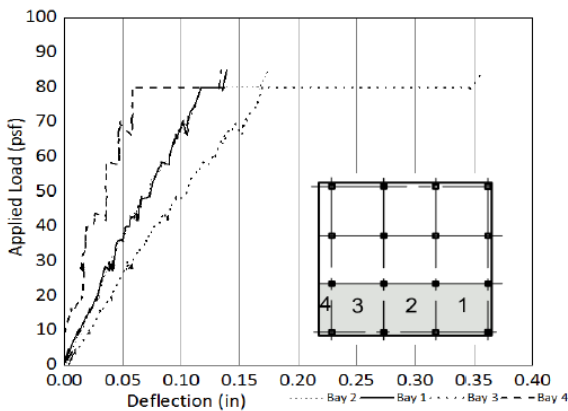


Figure 5.13a-Load-Deflection at Factored Load for Bays 1 - 4

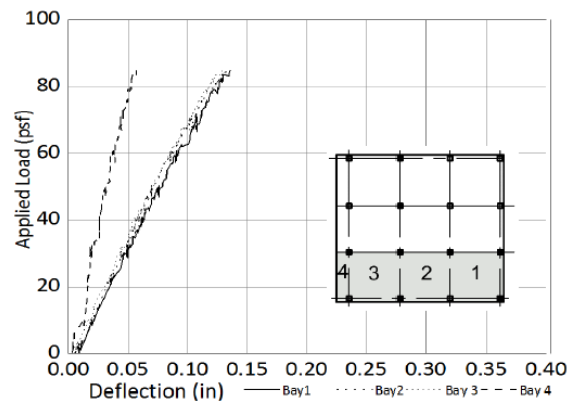


Figure 6.13a-Load-Deflection at Factored Load for Bays 1 - 4

Figur 3-23. Last-deformasjonskurver for dekkene ved dimensjonerende last.

Dekke T2, som ble testet ved en tidligere anledning, fikk en større betongfasthet og mindre spennkrefter enn det den originalt var dimensjonert for. For å kompensere for dette ble den dimensjonerende lasten noe oppjustert. For plate T2 ble dermed den dimensjonerende lasten 11.4 kN/m^2 (238psf). Verdiene i tabell 3-20 under viser derimot oppførsel ved samme dimensjonerende last som for de andre dekkene for å være mer sammenlignbare.

Tabell 3-20. Verdier ved bruddgrensetilstand.

Oppførsel i bruddgrensetilstand	T1	T2	T3	T4
Maks nedbøyning	4.06 mm	5.08 mm	9.14 mm	3.50 mm
Maks nedbøyning i panel	11	1	3	11
Maks rissåpning overside	0.25 mm	0.30 mm	0.20 mm	0.15 mm
Last ved riss på underside	9.21 kN/m ²	9.10 kN/m ²	9.10 kN/m ²	11.5 kN/m ²
Maks rissåpning underside ved 9.31 kN/m ²	0.50 mm	0.30 mm	0.40 mm	-

3.4.8 Oppførsel frem til brudd

Dekkene begynte å oppføre seg inelastisk først etter de hadde nådd den dimensjonerende lasten. Ved avlastning etter dette gikk de ikke tilbake til sitt opprinnelige utgangspunkt. Ved videre belastning begynte spenningen i spennkablene også å øke. I dekke T1 og T2 med fordelte og konsentrerte kabler, viste det stor forskjell i spenningsøkningen i de to retningene. Generelt opplevde de fordelte kablene lavere spenning. Kablene i retning Ø-V opplevde også lavere spenning enn de i N-S for T3 og T4. Se tabell 3-21.

Tabell 3-21. Verdier ved inelastisk oppførsel.

		T1	T2	T3	T4
Last ved inelastisk oppførsel		10.1 kN/m ²	9.82 kN/m ²	10.1 kN/m ²	11.0 kN/m ²
Last ved spenningsøkning i spennkabler		11.0 kN/m ²	10.5 kN/m ²	11.0 kN/m ²	12.9 kN/m ²
Total spenningsøkning (ved brudd)	N-S	241 MPa	166 MPa	220 MPa	186 MPa
	Ø-V	117 MPa	30 MPa	172 MPa	97 MPa

Alle dekkene oppførte seg svært duktilt ved videre påføring av last. Nedbøyningene var svært store da brudd inntraff, noe som er ønskelig i en betongkonstruksjon. Figur 3-24 under viser last-deformasjonskurvene i de mest utsatte panelene i hvert dekke. Den viser henholdsvis T1, T2, T3

og T4 fra øverst til venstre. Alle dekkene, utenom T2, når en påført last på over 200psf (9.58kN/m²). Se tabell 3-22 for nøkkelverdier i det dekkene gikk til brudd.

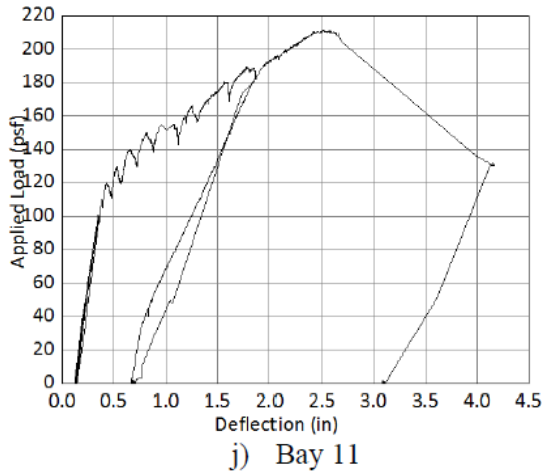


Figure 4.25 cont'd- Load Deflection at Ultimate Load

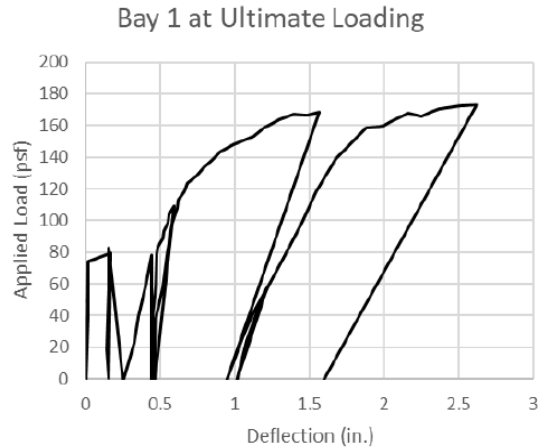


Figure 69. Load-Deflection at Ultimate Loading Part 1

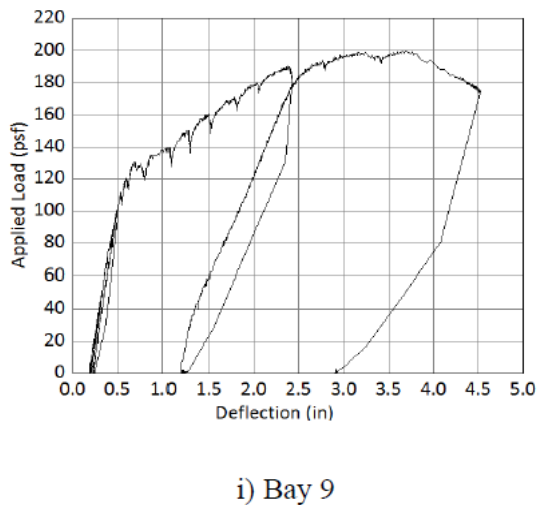


Figure 5.23 Cont'd- Load Deflection at Ultimate Load

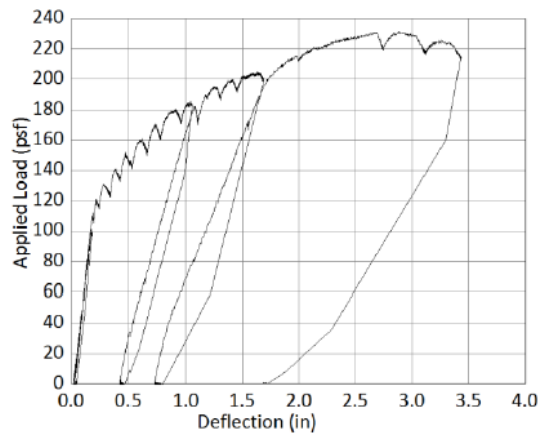


Figure 6.21-Load Deflection at Ultimate Load

Figur 3-24. Last-deformasjonskurver i det mest utsatte panelet i hvert dekke ved brudd.

T1 gikk til brudd på grunn av en kombinasjon av gjennomllocking og manglende momentoverføring over søyle B4, som ga større deformasjoner i de nærliggende panelene 10, 11 og 12. Etter avlastning var det panel 11 som hadde størst nedbøyning.

Plate T2 ble ikke kjørt helt til brudd på grunn av sikkerhetsmessige årsaker. Bruddformen kom derimot frem ved videre belastning. For stort moment gjorde at rissene på undersiden etablerte seg

over hele lengden og ble relativt store. Det gjorde at det oppsto betongknusing i trykksonen på oversiden av rissene mellom søylene B3 og B4, på grunn av for høyt bøyemoment.

T3 fikk et bøyingsbrudd i panel 9 som førte til betydelige deformasjoner. Fra tidligere belastning ble det varige deformasjoner på dekket. På grunn av de store deformasjonene førte det til at de ytre søylene ble utsatt for mer rotasjon.

T4 gikk til brudd på grunn av betongknusing trykksonen i de positive momentsonene, i rissene mellom panel 1 og panel 2.

Tabell 3-22. Oppførsel ved brudd.

Oppførsel ved brudd	T1	T2	T3	T4
Dimensjonerende last	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²
Bruddlast	15.5 kN/m ² (323.7psf)	13.5 kN/m ² (282psf)	15.0 kN/m ² (312.3psf)	16.5 kN/m ² (343.9psf)
Bruddform	Gjennomlokking	Betongknusing*	Bøyingsbrudd	Betongknusing*
Maks rissvidde	0.30 mm	0.34 mm	0.20 mm	0.15 mm
Deformasjon ved brudd	104 mm	66.0 mm	114 mm	86.4 mm
Varig deformasjon etter avlastning	78.8 mm	40.7 mm	73.7 mm	43.2 mm

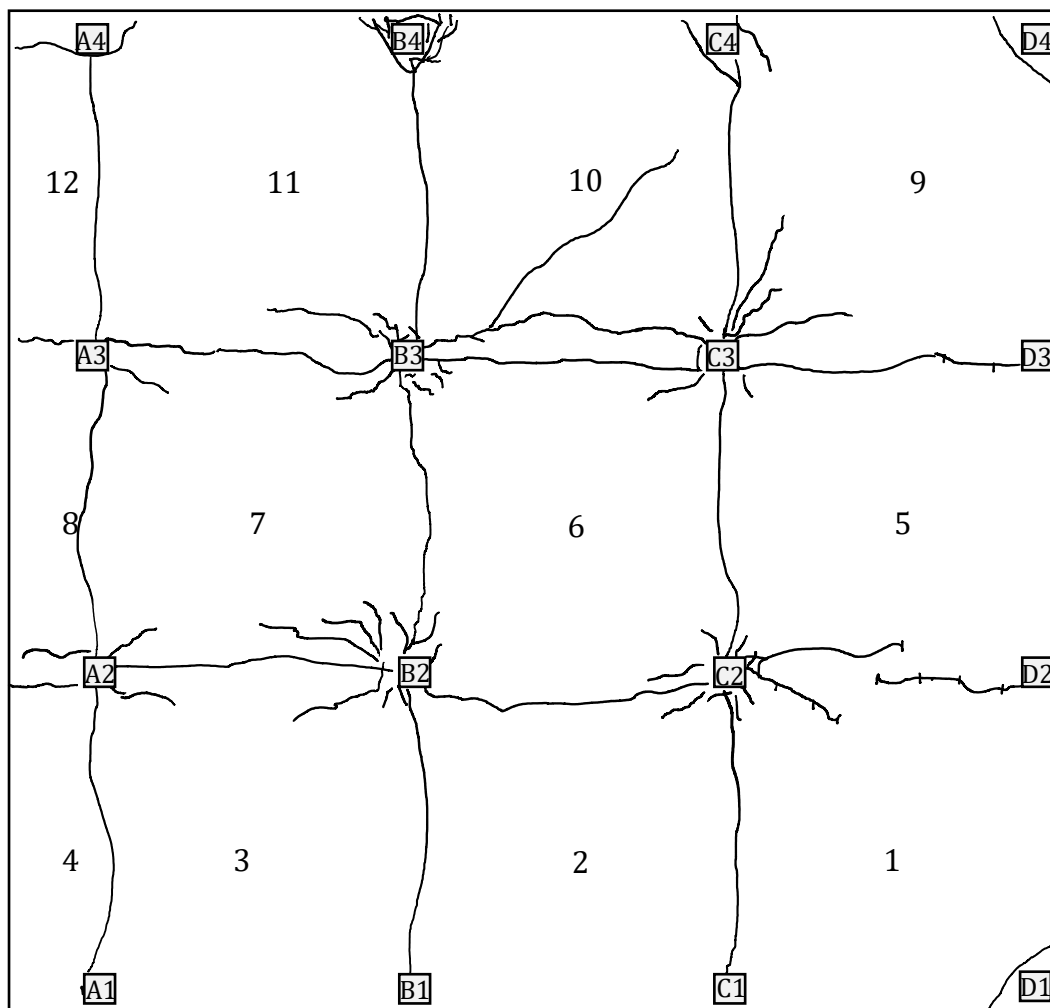
*Betongknusing i trykksonen grunnet bøyning, ikke sprøbrudd.

3.4.9 Riss ved bruddlast

Ved bruddlast formerte det samme bruddlinjemønsteret seg i alle dekkene. Forskjellen var hvor langt de hadde etablert seg. Noen av dekkene opplevde også ekstra opprissing. Figurene 3-25 til 3-32 visualiserer rissene til dekkene på oversiden og undersiden ved brudd.

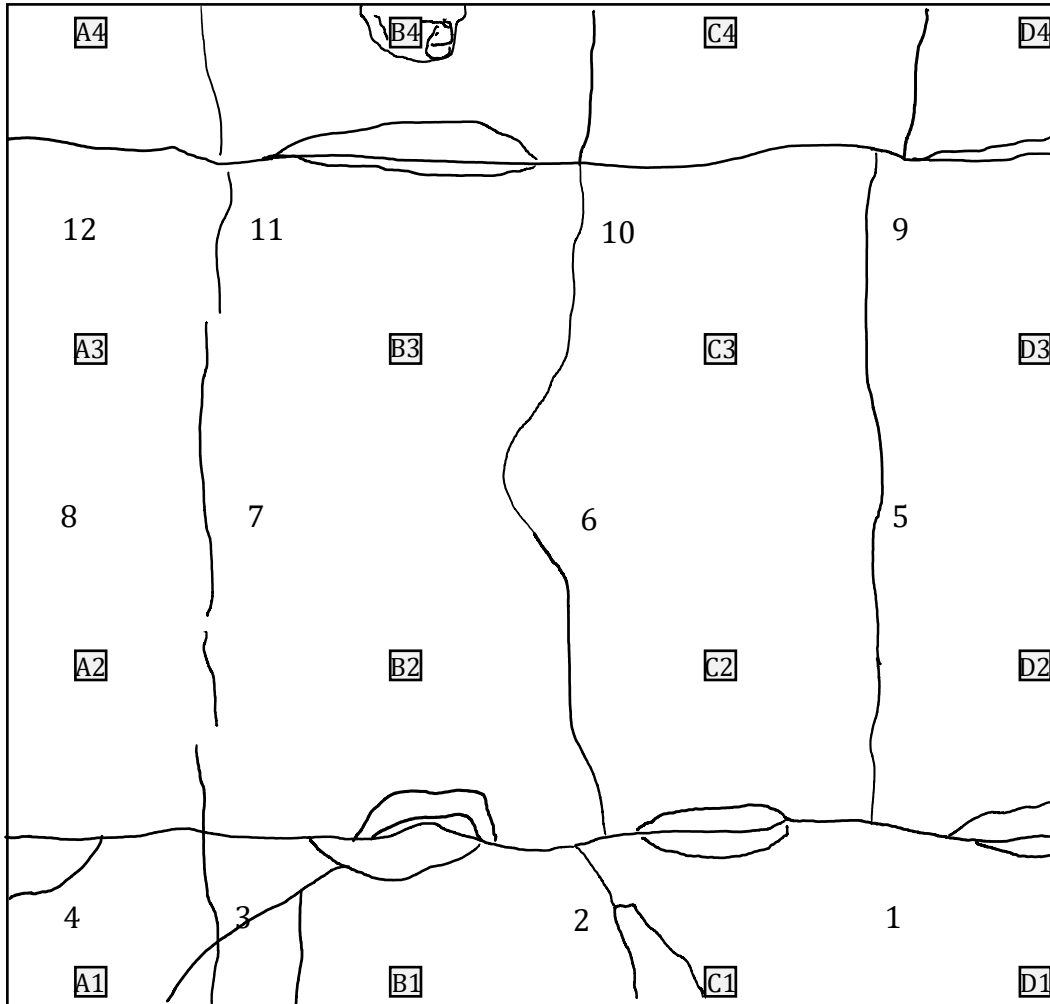
For T1 etablerte rissene rundt de fire indre søylene seg på oversiden betraktelig mye lenger ut i panelene. Det oppsto også noen riss over de to indre søylene langs overhenget. Disse hadde også

etablert seg tidligere under feilbelastning, og ble dermed større ved videre belastning. Bruddlinjene langs søylestripene ble etablert fullt ut. Gjennomlokking i søyle B4 var svært tydelig, både på over- og undersiden. Det var også tegn til gjennomlokking rundt søyle A4, C4, D4 og D1.



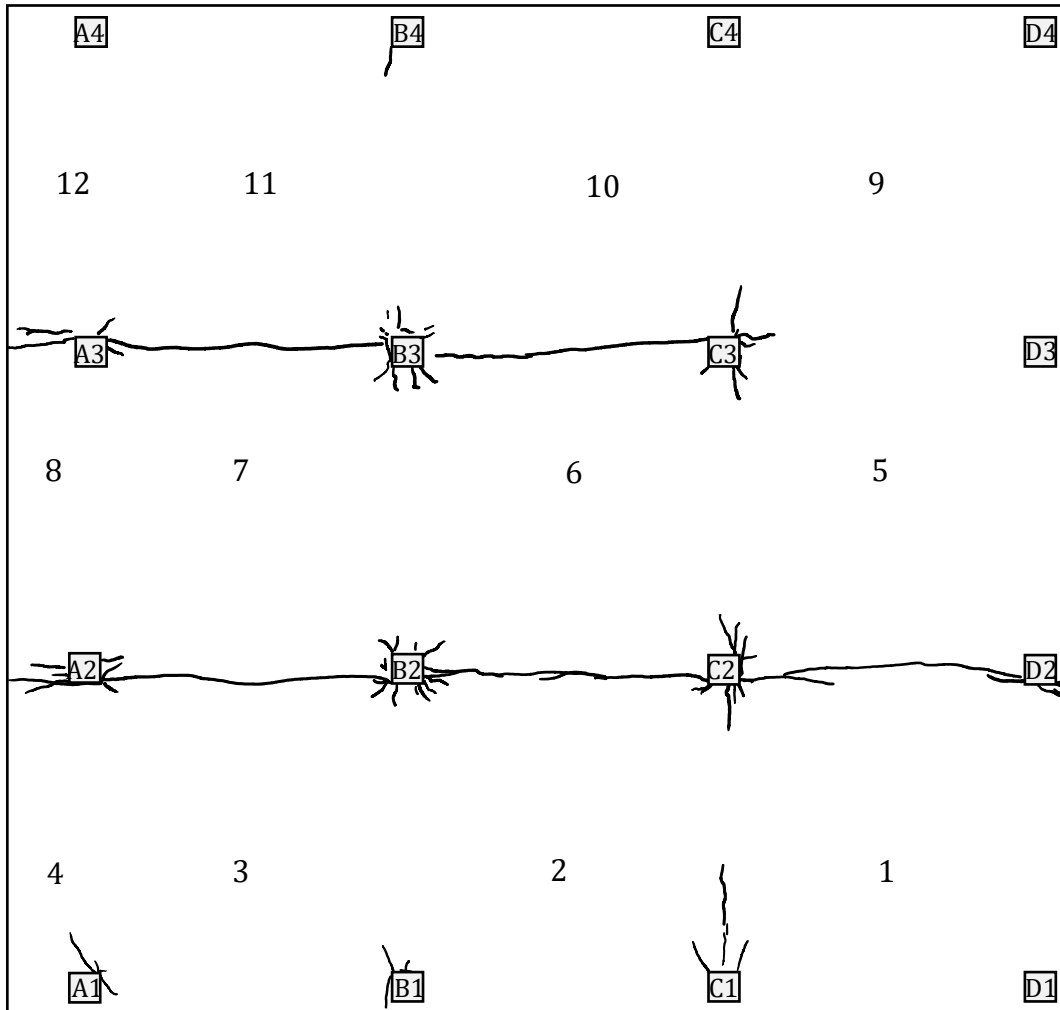
Figur 3-25. Riss på oversiden av T1 ved bruddlast.

På undersiden av T1 oppsto det to lange riss som strakte seg over hele dekket på tvers av den konsentrerte armeringen i N-S retning. Disse oppsto mellom akse 1 og 2, og akse 3 og 4, og i midtspennet. For rissene mellom akse 1 og 2 var åpningen på rissene 0.5mm. Det oppstod også flere riss mellom akse A og B, og C og D. Ved avlastning lukket rissene seg.



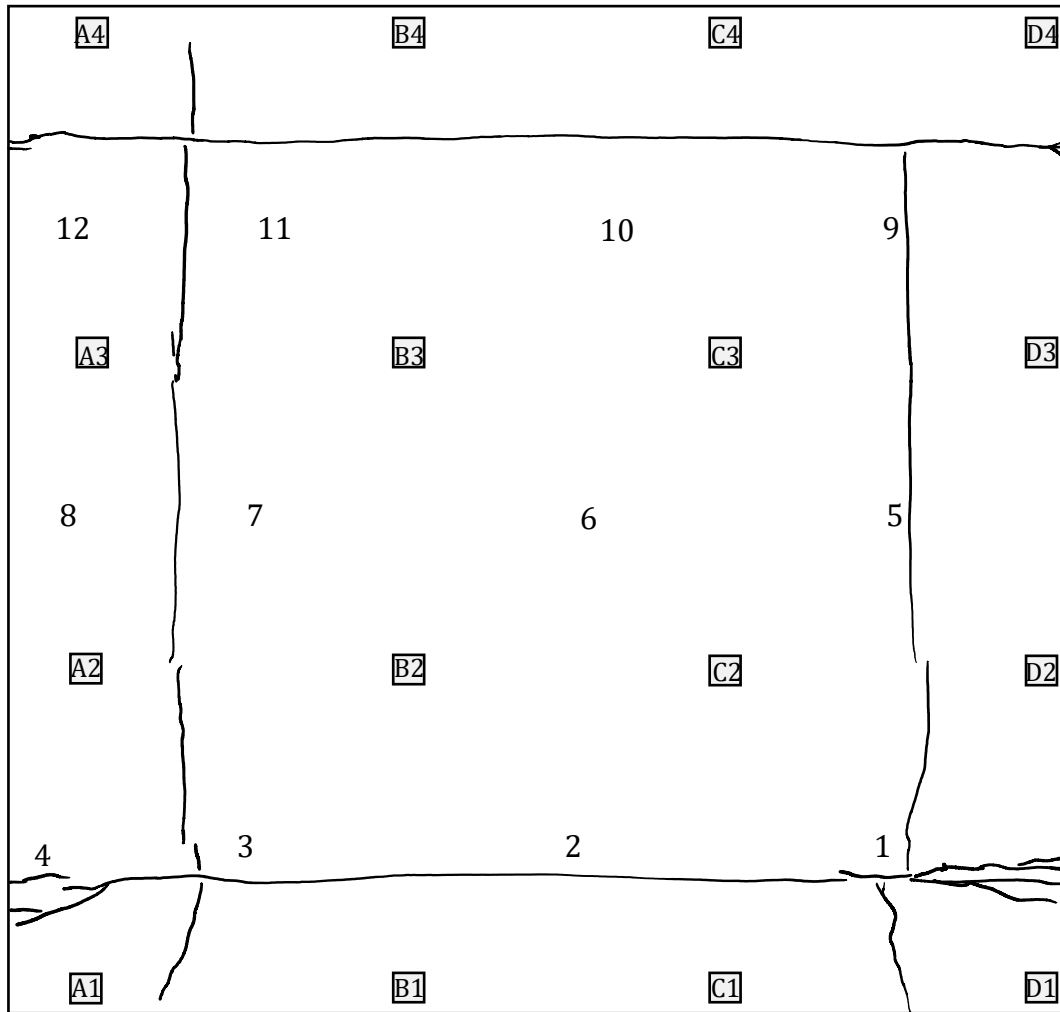
Figur 3-26. Riss på undersiden av T1 ved bruddlast.

Rissene på oversiden for T2 strakte seg gjennom søylestripene 2 og 3. Det oppsto også riss rundt yttersøylene A1, B1, C1 og B4, men ingen gjennomgående riss. Det ble ikke etablert langsgående riss i N-S retning, men opprissing startet i søylestripe C.



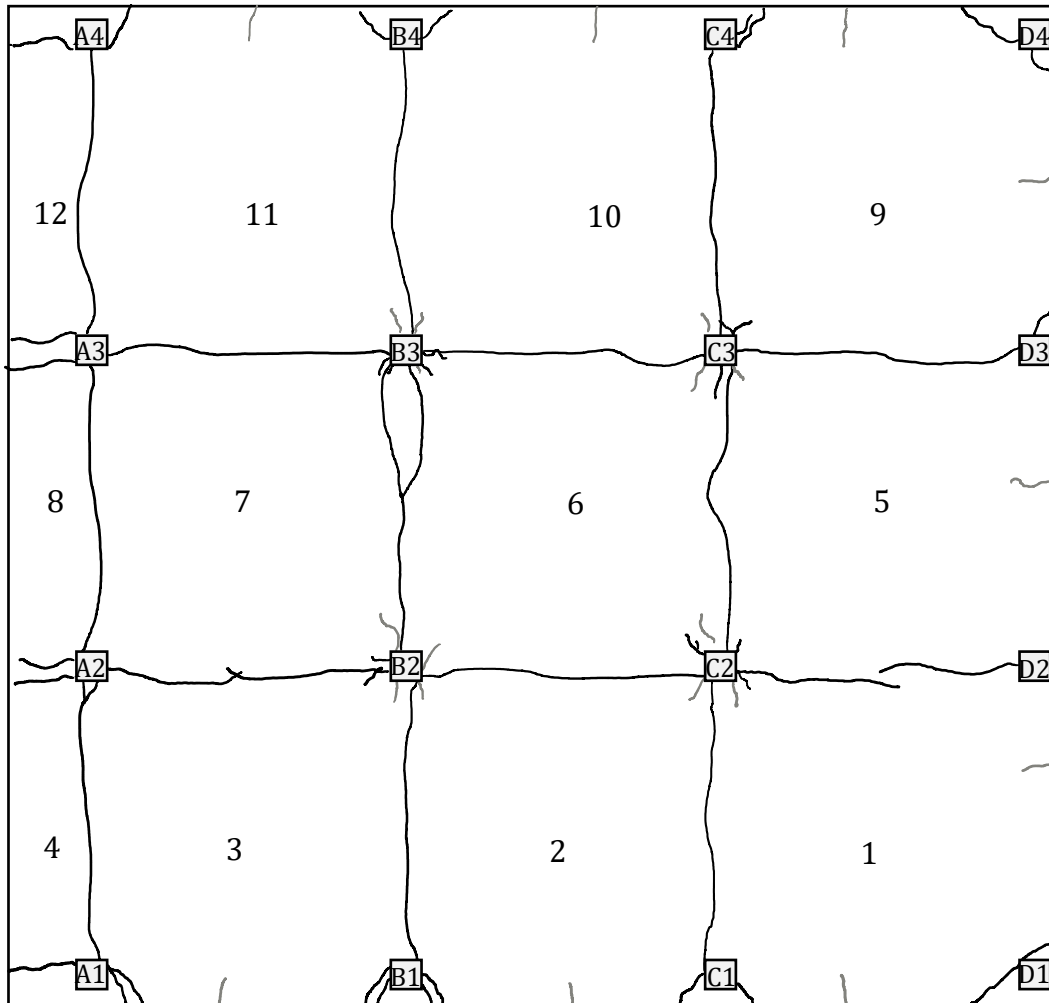
Figur 3-27. Riss på oversiden av T2 ved bruddlast.

På undersiden av T2 ble det dannet to gjennomgående riss mellom aksene 1 og 2, og aksene 3 og 4. Risset gjennom akse 3 og 4 ble målt til å være rundt 5mm bredt. Det oppsto også riss mellom aksene A og B, og aksene C og D.



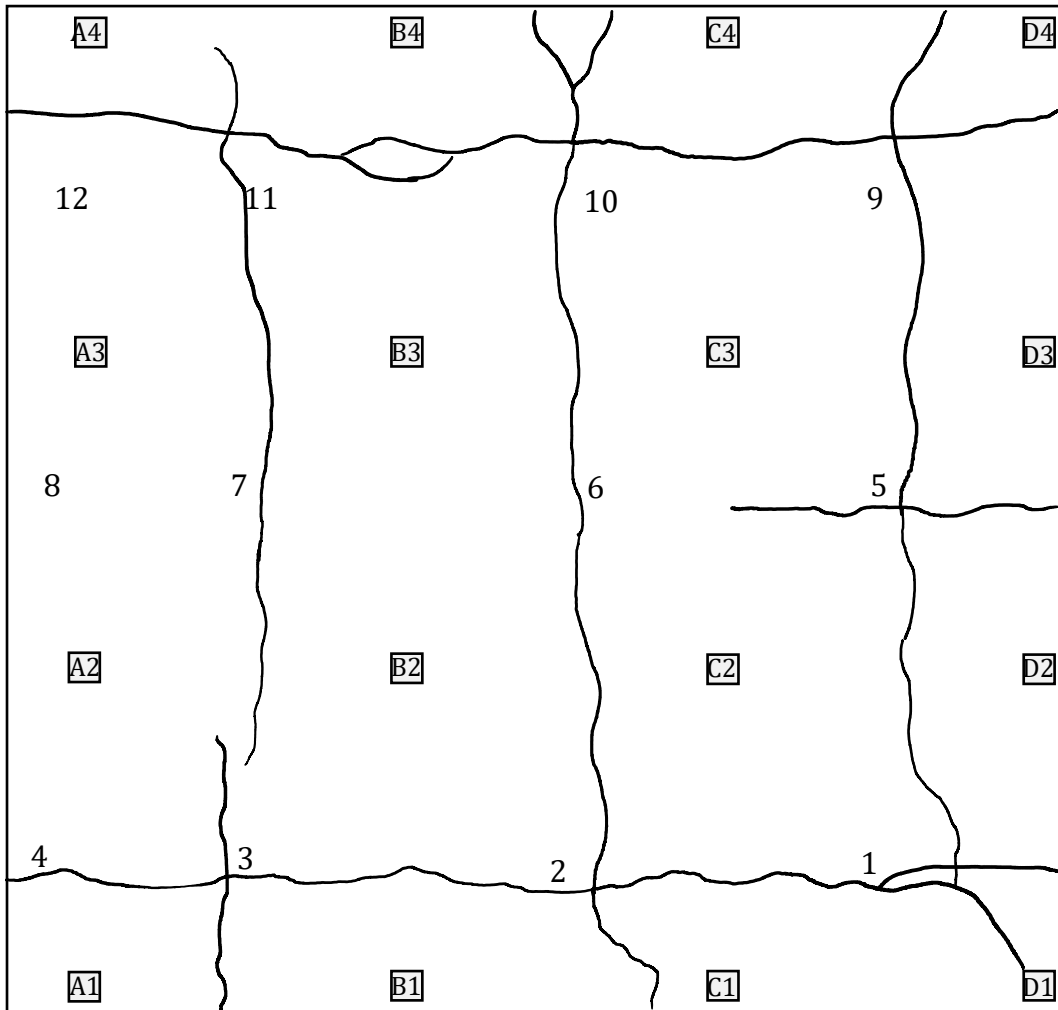
Figur 3-28. Riss på undersiden av T2 ved bruddlast.

Oversiden til T3 hadde diagonalriss rundt de ytre søylene, som kunne indikere gjennomløkkingsbrudd. I tillegg til riss rundt de indre søylene som for de andre platene, var rissene etablert langs hele dekket i alle søylestripene. Det var også små riss på enden, rundt hele dekket, som trolig har oppstått fra svinn under herdingen av betongen.



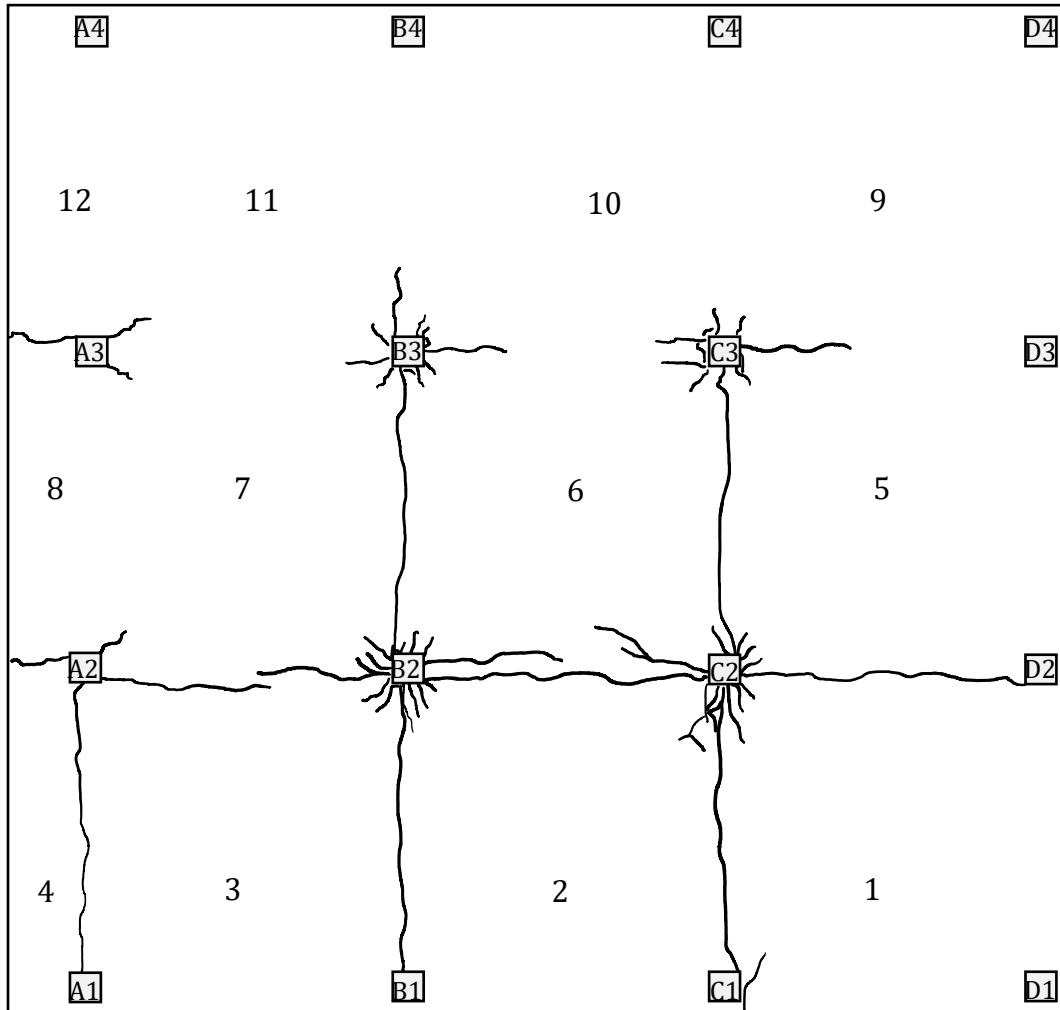
Figur 3-29. Riss på oversiden av T3 ved bruddlast.

På undersiden til T3 etablerte rissene seg mellom akse 1 og 2, og 3 og 4 i N-S retning, og mellom akse A-B, B-C og C-D i Ø-V retning. Etter avlastning ble det målt maksimal rissåpning på 0.3mm (0.012in) på risset som strakte seg mellom aksene 3 og 4. Et riss mellom akse 2 og 3 begynte også å formere seg, slik at T3 nesten fikk etablert alle bruddlinjene.



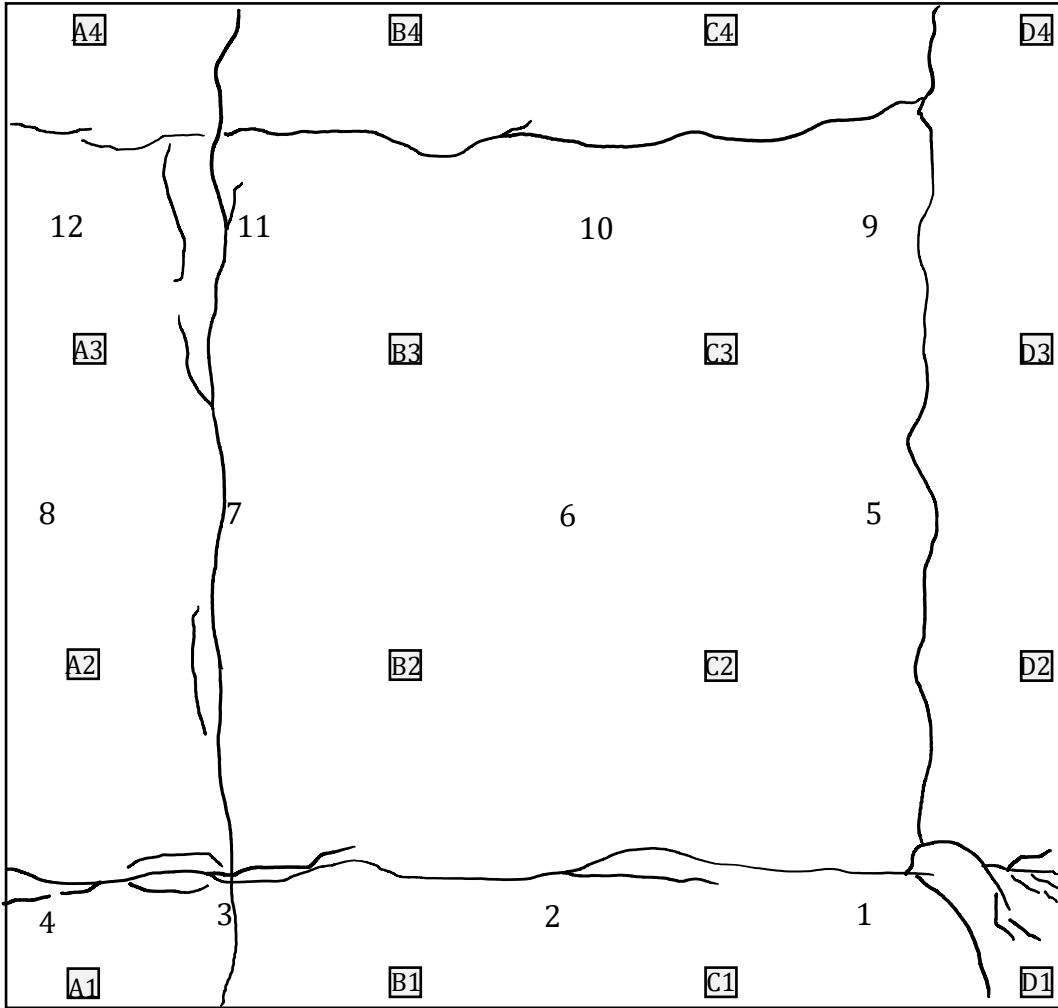
Figur 3-30. Riss på undersiden av T3 ved bruddlast.

På oversiden for T4 dannet det seg riss i søylestripene A, B og C, men det ble ikke etablert over hele lengden til dekket. Det gjorde det derimot i den andre retningen, gjennom søylestripe 2. Rissene rundt de fire indre søylene ble noe forlenget. Et diagonalt riss etablerte seg rundt søyle C1.



Figur 3-31. Riss på oversiden av T4 ved bruddlast.

Rissene på undersiden var i midten av spennene og strakte seg i midtfeltet på de ytre panelene. T4 tålte høyest last før riss etablerte seg på undersiden. Ikke lenge før plata gikk til brudd, ble åpningen på risset mellom akse 1 og 2 målt til å være rundt 2-3mm.



Figur 3-32. Riss på undersiden av T4 ved bruddlast.

3.5 Sammenligning og diskusjon

3.5.1 Konsentrert fordeling av spennkabler sammenlignet med jevnt fordelt

Sammenligning av T1 og T3 – Hvilke betydninger har plasseringen av spennarmeringen

T1 og T3 hadde samme mengde stangarmering. Forskjellen var plasseringen av spennarmeringskablene. Som nevnt tidligere måtte kablene som kom i konflikt med hverandre i de to retningene i T3 legges noe lavere enn i T1. Dette gjorde at kapasiteten var forventet å være noe mindre i T3. Det viste seg derimot at dekkene oppførte seg svært likt.

Før belastningen var det bare riss over de fire indre søylene på både T1 og T3. Da virket bare oppspenningskreftene og egenvekten. Rissene var svært små og oppsto på oversiden av dekkene. Her hadde plasseringen av kabler ikke noe særlig betydning.

Ved avlastning av last i bruksgrensetilstand gikk begge dekkene tilbake til sin opprinnelige tilstand, og viste en elastisk oppførsel. Dette vises også på last-deformasjonskurvene, da de befinner seg i det lineære området, se figur 3-33. Her oppfører også de to dekkene seg svært likt, kabelutformingen har ikke stor betydning.

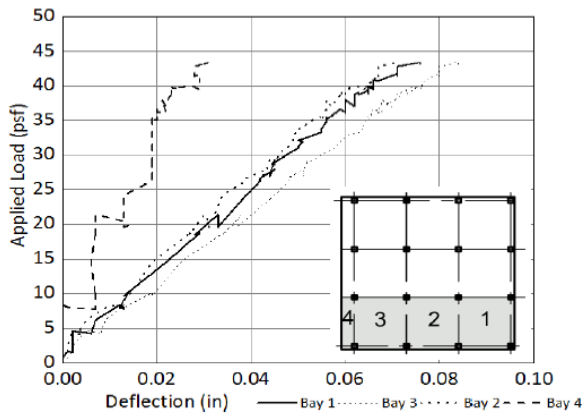


Figure 4.9a-Service Load Deflection of Bays 1-4

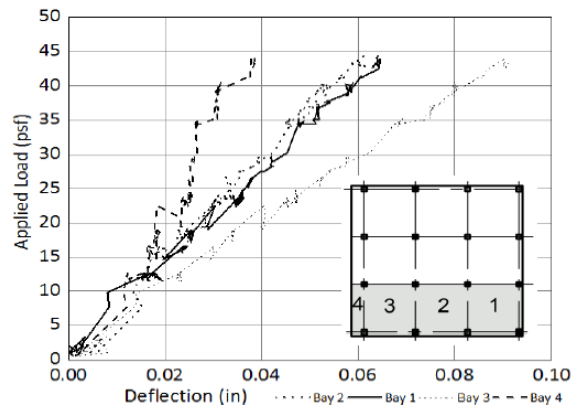


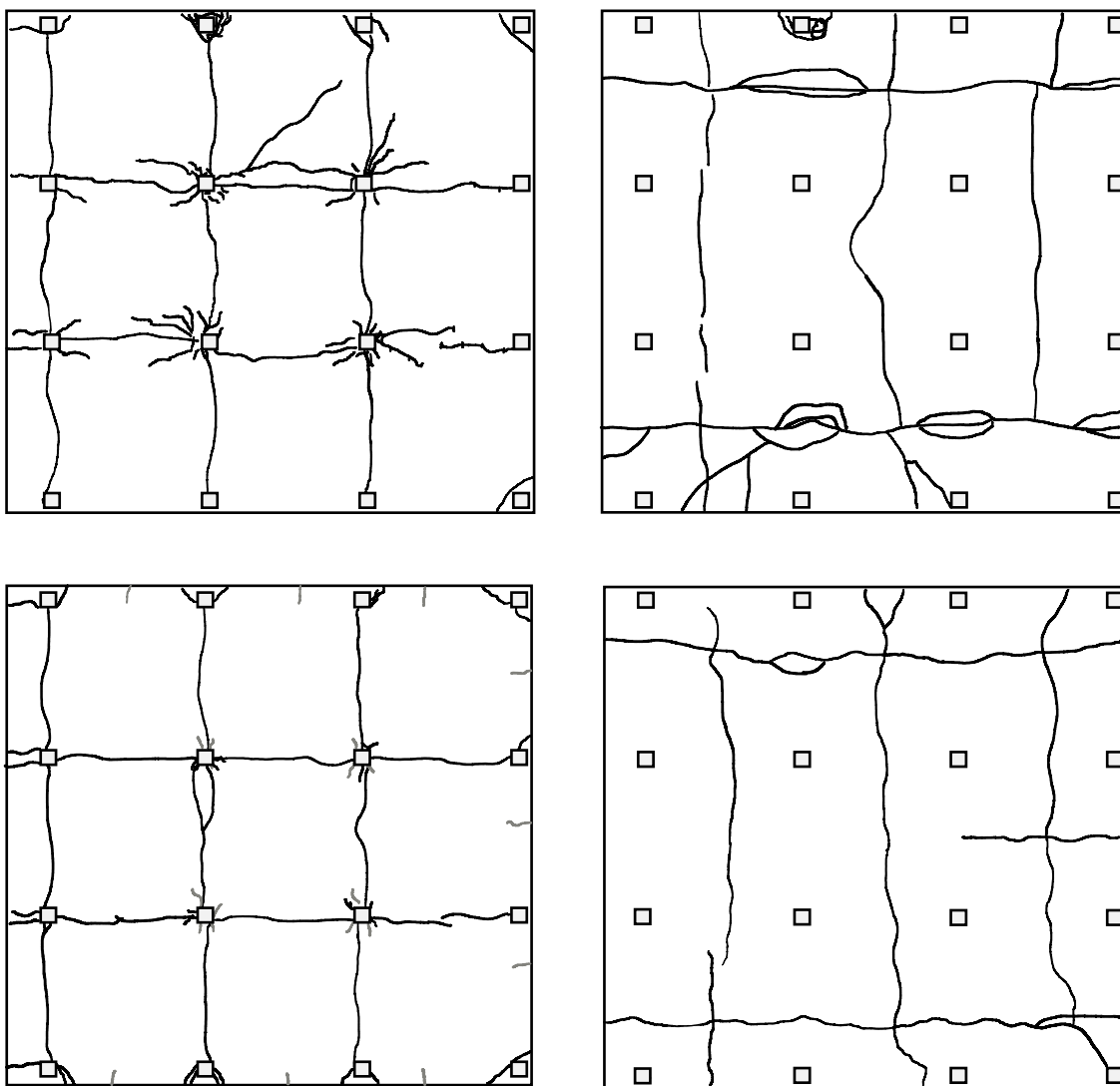
Figure 5.7a-Service Load Deflection of Bays 1-4

Figur 3-33. Last-deformasjonskurver for T1 og T3 ved bruksgrensetilstand.

Videre var det tydelige likheter mellom riss-mønstrene til T1 og T3. Ved mer belastning oppsto det flere riss på oversiden på begge dekkene. De allerede etablerte rissene strakte seg noe lenger ut i panelene. Riss på undersiden oppsto like før dekkene ble belastet til den dimensjonerende lasten. T1 risset opp på undersiden ved en last på 9.21 kN/m^2 og T3 ved 9.10 kN/m^2 . Nedbøyningen før

risset var på 3.86 mm og 4.04 mm for T1 og T3. De viste en svært lik oppførsel, og indikerer med det at også den konsentrerte løsningen gir tilstrekkelig kapasitet.

Det som var interessant var hvordan rissene utviklet seg ved mer påføring av last. Rissene etablerte seg med fulle lengder på langs og tvers av begge dekkene. Dette var som antatt, da det var her de største momentene ville oppstå. Det viser at begge armeringsløsningene tar opp krefter i begge retninger, og de oppfører seg som to-veis plater. Figur 3-34 viser rissmønstrene ved brudd.



Figur 3-34. Fra oppe til venstre: riss oversiden T1, riss underside T1, riss overside T3 og riss underside T3 ved brudd.

Ved brudd oppstod det flere riss på plate T1. På oversiden, rundt de fire indre søylene strekte rissene seg betydelig mye lenger ut i panelene enn det de gjorde i T3. Dette var riss som kan antyde

gjennomløkningsbrudd. Her har de konsentrerte kablene i T3 trolig gitt en ekstra trykkapasitet rundt de indre søylene, som virket gunstig mot gjennomløkking. Dette gjorde at gjennomløkking ikke var avgjørende for T3. Det oppsto derimot diagonale riss rundt kantsøylene på oversiden av begge dekkene. Kantsøylene får mindre trykkapasitet fra spennkablene da de ligger helt ved kanten, og det kritiske snittet er mindre. Her er det større fare for gjennomløkking.

Slakkarmeringen kan ha hatt en større rissbegrensende effekt i T3 enn i T1. Rissviddene nær midtpartiene var mindre hos T3 enn hos T1. Mest sannsynlig kom dette av at slakkarmeringen var plassert noe annerledes i de to dekkene. I T3 lå den plassert i begge retninger, i form av armeringsnett, over hele panelene. I T1 ble slakkarmeringen lagt mer konsentrert, i form av enkeltstenger, og bare i én retning. Se kapittel 3.3.1 og 3.3.3 for de ulike armeringsutformingene.

Ved brudd ble det målt økninger av spenning i spennarmeringen. I både T1 og T3 ble det størst økning i kablene som lå i N-S retning, som lå konsentrert i begge dekkene. De fordelte kablene i T1 opplevde en mindre økning, trolig fordi kraften ble fordelt over en større bredde. Generelt var også rissene på undersiden som åpnet seg vinkelrett på kablene i N-S retning større, og ga dermed større spenninger. Det interessante her var at kablene som lå i Ø-V retning i T3 fikk en lav spenningsøkning, selv om disse også lå konsentrert. Det kan ha noe med at dekket er noe kortere i N-S retning, og tok opp lasten i større grad enn i Ø-V retning.

T1 sin bruddform var en kombinasjon av skjær og mislykket momentoverføring ved søyle B4, som førte til betydelige nedbøyninger i de nærliggende panelene rundt søylen. T3 gikk til brudd på grunn av bøyning forårsaket av moment i panel 9, og trykk i trykksonen førte til noe betongknusing. Til slutt var det T1 som opplevde en høyere endelig bruddlast. Det skiller likevel bare 0.4 kN/m^2 mellom de to dekkene. Noe som indikerer at de ikke har en særdeles ulik kapasitet. Beregninger på forhånd med bruddlinjeteori ga også nokså lik kapasitet, der T1 og T3 var beregnet til henholdsvis 12.0 kN/m^2 og 11.5 kN/m^2 .

Som oppsummering oppførte begge seg nokså likt gjennom testingen, se tabell 3-23 for nøkkelverdier. De konsentrerte kablene i T3 viste seg å gi tilstrekkelig med kapasitet, og oppførte seg ikke særlig ulikt fra T1. Dette er interessant, da avstanden mellom spennkablene er dobbel så stor som kravet i ACI 318. Grunnen er trolig at kreftene fordeler seg utover i dekket med en antatt

vinkel på 45 grader, og klarer dermed å oppnå god nok kapasitet i mesteparten av konstruksjonen. Dette kan gi grunnlag for at dette kravet kan mildes, noe som føres til enklere utførelse og prosjektering av etteroppspente flatdekker.

Tabell 3-23. Verdier for T1 og T3.

	T1	T3
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruksgrensetilstand	0.25 mm	0.20 mm
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruddgrensetilstand	0.30 mm	0.20 mm
Last ved første riss på undersiden	9.21 kN/m ²	9.10 kN/m ²
Nedbøyning rett før første riss	3.86 mm	4.04 mm
Dimensjonert last	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²
Kap. fra bruddlinjeanalyse	12.0 kN/m ²	11.5 kN/m ²
Bruddlast	15.4 kN/m ²	15.0 kN/m ²

Sammenligning av T2 og T4 – Hvilke betydninger har plasseringen av spennarmeringen

T2 og T4 var de fiberarmerte platene. Disse hadde også ulik plassering av spennarmeringskabler. Her var det interessant å se om de ga de samme resultatene som i sammenligningen mellom T1 og T3.

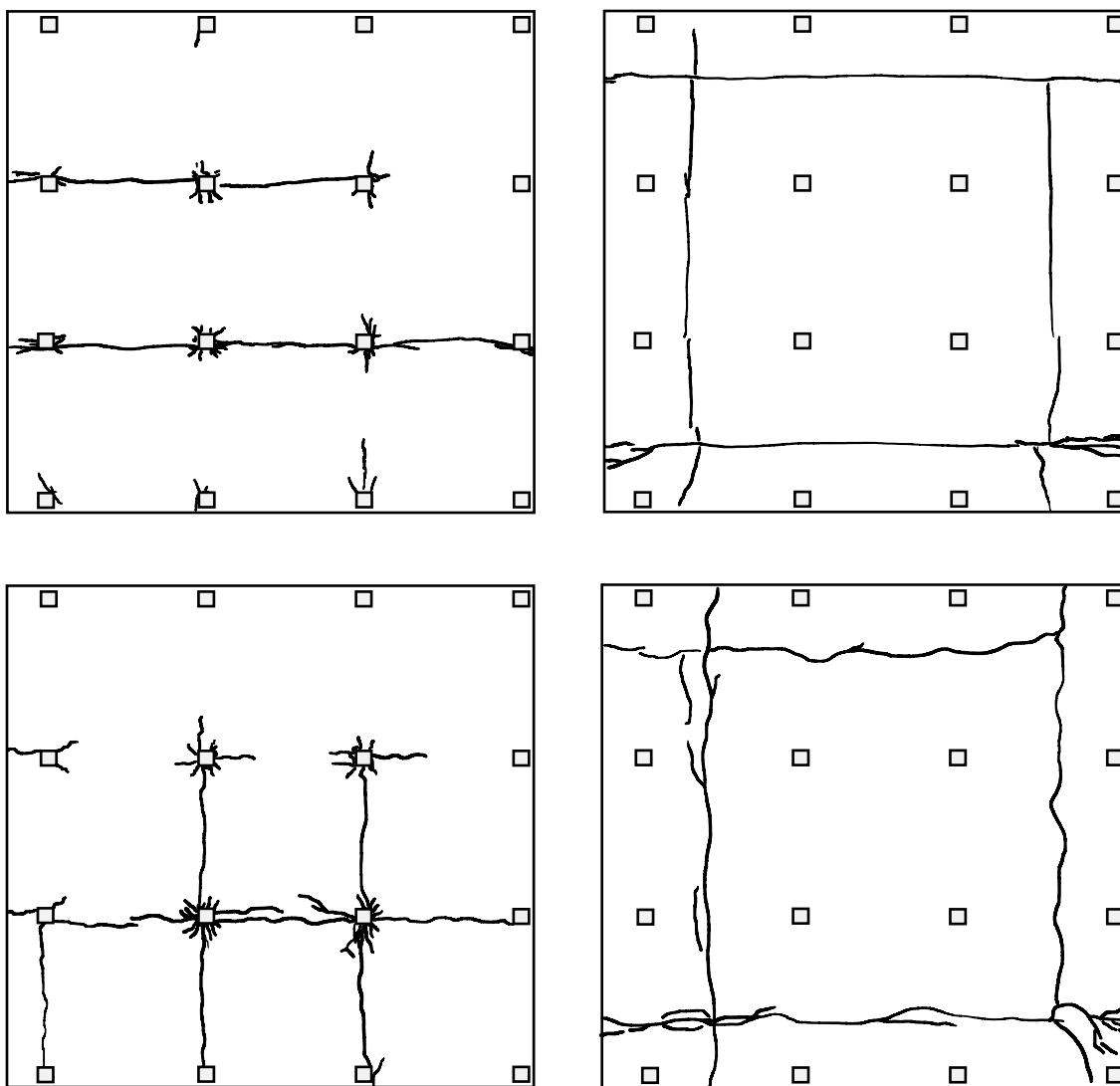
Som nevnt tidligere oppførte dekkene seg svært likt i starten av forsøket. Det viste seg at ved oppspenning, og videre ved påføring av last til bruksgrenselast, hadde ikke armeringsutformingen noe særlig stor betydning. Begge dekkene oppførte akseptabelt.

Det var ingen tydelig forskjell i målt nedbøyning mellom T2 og T4. Noen paneler hadde større deformasjoner enn andre i begge dekkene, og nedbøyningen var tilnærmet identisk etter fjerning av forskalingsstøttene. Oppførselen til dekkene ved lastpåføring var også lik med tanke på nedbøyning. T4 oppførte seg derimot noe stivere, og fikk ikke like mye nedbøyning i alle panelene som T2.

Ved last i bruksgrensetilstand hadde T2 større rissåpninger og flere riss enn T4 ved de indre søylene. Som tidligere antatt, bekrefter disse rissene at de konsentrerte spennkablene gir en ekstra kapasitet mot gjennomløkking. Ved videre belastning hadde T4 mindre nedbøyning og bedre risskontroll enn T2.

Rissene som etablerte seg på oversiden av dekkene ved bruddlast var interessante. Her var det vanskelig å tolke hvilken løsning som faktisk ga best resultater. I T2 etablerte rissene seg hovedsakelig i Ø-V retning, og var ikke like tydelige i N-V retning. Dette kan indikere at de fordelte kablene som lå i Ø-V retning ga størst kapasitet. I T4 derimot, etablerte rissene seg i begge retninger. Rissene hadde også en større åpning nærme midtpanelene og smalere ved søylestripene hvor spennarmeringen lå. Ingen av de hadde like etablerte riss som i dekkene T1 og T3. Her kan det være fiberarmeringen som har hatt en rissbegrensende effekt for begge platene, noe som indikerer at fiberen oppfører seg som forventet, og ønsket, i en fiberarmert betongkonstruksjon. Grunnet sikkerhetsmessige årsaker ved testing av T2, ble ikke dekket kjørt til det nådde sin endelige bruddlast. Dette kan være en årsak til at rissene ikke fikk muligheten til å utvikle seg fullstendig, og gjør det vanskelig å direkte sammenligne bruddmønsteret mellom de to. Rissmønstrene er vist i figur 3-35.

På undersiden var rissmønstrene likere for begge dekkene. Det var derimot ulikt når det inntraff. De tre andre dekkene fikk riss på undersiden da lasten nådde cirka 9.5 kN/m^2 . T4 nådde en mye høyere last, og risset oppsto rundt 11.5 kN/m^2 . Dette indikerer en meget god kapasitet, og dekket kunne motstå en høyere last enn det den var dimensjonert for. Kombinasjonen med fiberarmering og konsentrerte kabler virker dermed svært gunstig.



Figur 3-35. Fra oppe til venstre: riss oversiden T2, riss undersiden T2, riss oversiden T4 og riss undersiden T4 ved brudd.

Spenningsøkningen i spennarmeringen i T2 og T4 var mye lavere enn hos T1 og T3. Spesielt i Ø-V retning. Kablene som lå N-S ble utsatt for større spenninger på grunn av store riss på undersiden som lå vinkelrett på kablene. Dette førte til at kablene ble forlenget. Spenningsøkningen i spennarmeringen startet ved 11.0 kN/m^2 i T2. I T4 ble det først en betydelig økning da lasten var på 12.9 kN/m^2 .

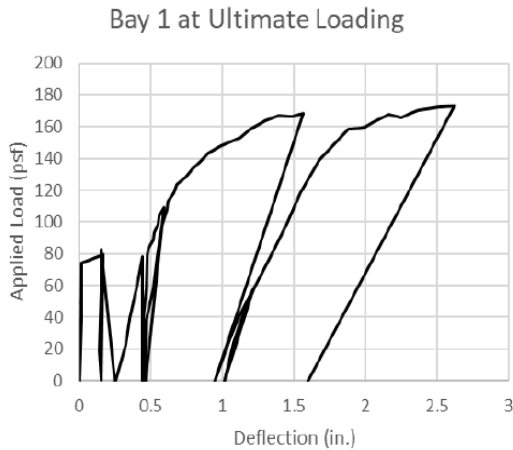
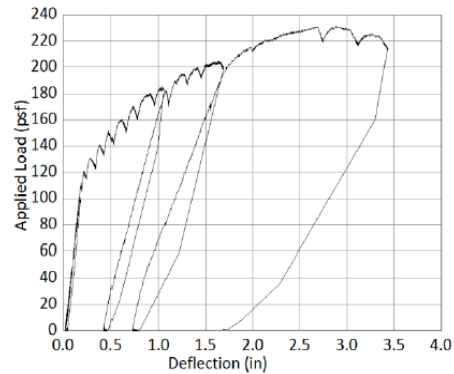


Figure 69. Load-Deflection at Ultimate Loading Part 1



a) Bay 1

Figure 6.21-Load Deflection at Ultimate Load

Figur 3-36. Last-deformasjonskurver for T2 og T4 i brudd.

Betongknusing var observert i trykksonene for begge testene. De fikk store deformasjoner og oppførte seg også duktilt inntil brudd, se figur 3-36 for last og deformasjonskurver. Duktiliteten til dekkene viser at fiberarmerte ettoppspente flatdekker kan være gunstige med tanke på forvarsel før brudd. T4 hadde en høyere bruddlast enn alle de fire dekke. Dette er interessant, da den utfordrer kravene til både avstand og minimums stangarmering. I denne sammenligningen var det heller ikke noe særlig tegn til at en løsning med konsentrerte kabler i to retninger skal gi lavere kapasitet enn med fordelt i en retning. Tvert imot viste det seg at løsningen er god og har tilstrekkelig med kapasitet utover det den er dimensjonert for. Nøkkelværdier til T2 og T4 er gitt i tabell 3-24.

Tabell 3-24. Nøkkelværdier for T2 og T4.

	T2	T4
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruksgrensetilstand	0.24 mm	0.10 mm
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruddgrensetilstand	0.34 mm	0.15 mm
Last ved første riss på undersiden	9.10 kN/m ²	11.5 kN/m ²
Nedbøyning rett før første riss	5.00 mm	3.38 mm
Dimensjonert last	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²
Kap. fra bruddlinjeanalyse	11.6 kN/m ²	12.4 kN/m ²
Bruddlast	13.6 kN/m ²	16.4 kN/m ²

3.5.2 Fiberarmering sammenlignet slakkarmering

Sammenligning av T1 og T2 – Hvor stort er bidraget fra fiberarmeringen

T1 og T2 hadde lik plassering av spennarmeringskabler. T1 var i tillegg armert med stangarmering og T2 med fiber. I denne sammenligningen kan det dermed bli tydeligere hvilket bidrag fiberarmeringen gjorde kontra den tradisjonelle armeringen. Som nevnt ble ikke dekket T2 kjørt helt til brudd, som T1, så dette er en feilkilde å ta i betraktning. T1 ble også belastet ved en feil til 10.1 kN/m^2 den første dagen, da det egentlig var meningen å påføre last opp til 7.2 kN/m^2 . Dette gjorde at rissene på undersiden allerede hadde etablert seg.

Ved oppspenning oppsto det riss på oversiden hos begge dekkene. Rissene etablerte seg noe lengre i T1 enn i T2. Rissviddene i T2 var også noe mindre. Dette får frem at fibrene har en rissbegrensende effekt som antatt. Ved videre påføring av last i bruksgrensetilstand utviklet disse rissene seg på begge dekkene. Her også fikk T2 noe mindre rissvidder enn T1.

Begge dekkene oppførte seg også nokså likt da det kom til nedbøyning. De viste en elastisk oppførsel. Last-nedbøyningskurvene i figur 3-37 var nokså like med lineær oppførsel i starten.

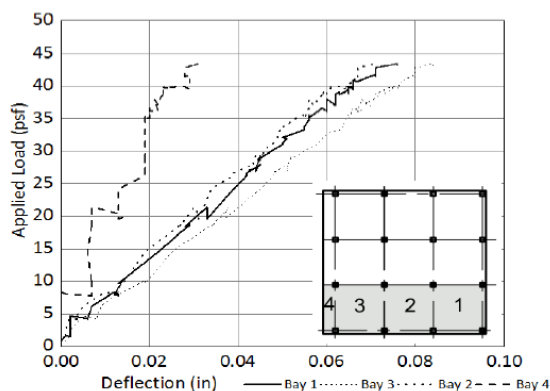


Figure 4.9a-Service Load Deflection of Bays 1-4

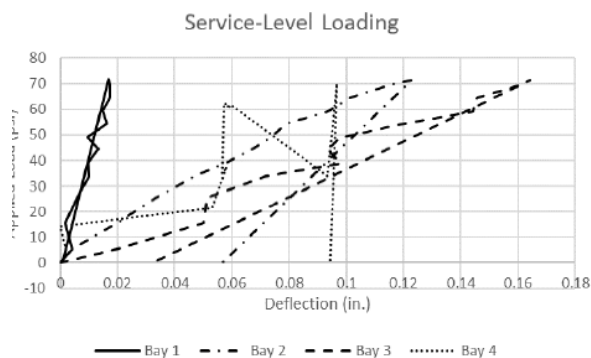


Figure 53. Load-Deflection at Service-Level Part 1

Figur 3-37. Last-deformasjonskurver for T1 og T2 i bruksgrensetilstand.

Ved videre belastning til dimensjonerende last begynte det også å oppstå riss på undersiden av dekkene. Dette skjedde ved en relativ lik last, rett over 9 kN/m^2 for begge dekkene. Både det stangarmerte og fiberarmerte dekket viste med andre ord en forholdsvis lik duktilitet.

Spenningsøkningen i spennarmeringen startet først etter den dimensjonerende lasten var nådd. Begge dekkene opplevde at de fordelte kablene fikk lavere spenningsøkning enn de konsentrerte. Ved samme belastning på 13.6kN/m^2 derimot, var det T1 som opplevde størst spenninger i N-S retning. T2 fikk generelt veldig lave spenninger, men igjen, ble ikke like mye belastet som T1. Det virket som om fiberen ikke hadde stor innvirkning på spenningsøkningen.

Til slutt når dekkene nærmet seg bruddlast, oppsto det flere diagonale riss rundt søylene i T1 enn hos T2. Dette kan indikere at fibre gir et bidrag til kapasiteten i forbindelsen mellom søylene og dekket. Og som nevnt tidligere skal fiber gi et bidrag til gjennomlokkingskapasiteten. På begge dekkene formet det seg bruddlinjer i mønsteret som antatt. I T2 fikk de ikke mulighet til å etablere seg helt ut, men som sagt nådde ikke den heller sin endelige bruddform. T1 fikk flere riss utenom bruddlinjene, enn det T2 gjorde. En av fiberarmeringens fordel skal være at den begrenser riss på tidlig stadium, og utvikler en rest-kapasitet etter opprissing. Resultatene ved testing av T2 kan bekrefte dette. T2 hadde generelt færre riss og evnen til å tåle stor lastpåføring. Begge dekkene viste stor duktilitet ved at de fikk store nedbøyninger før brudd. Figur 3-38 viser last-deformasjonskurvene til T1 og T2 ved brudd. Rissene ved brudd er vist i figur 3-39.

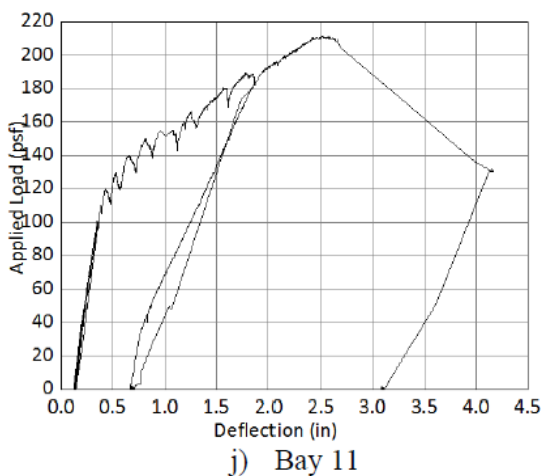


Figure 4.25 cont'd- Load Deflection at Ultimate Load

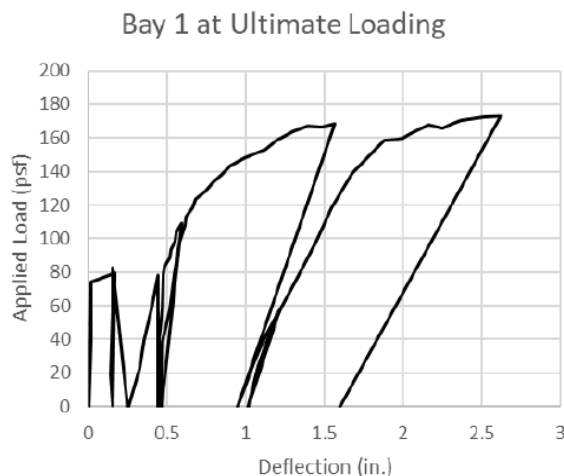
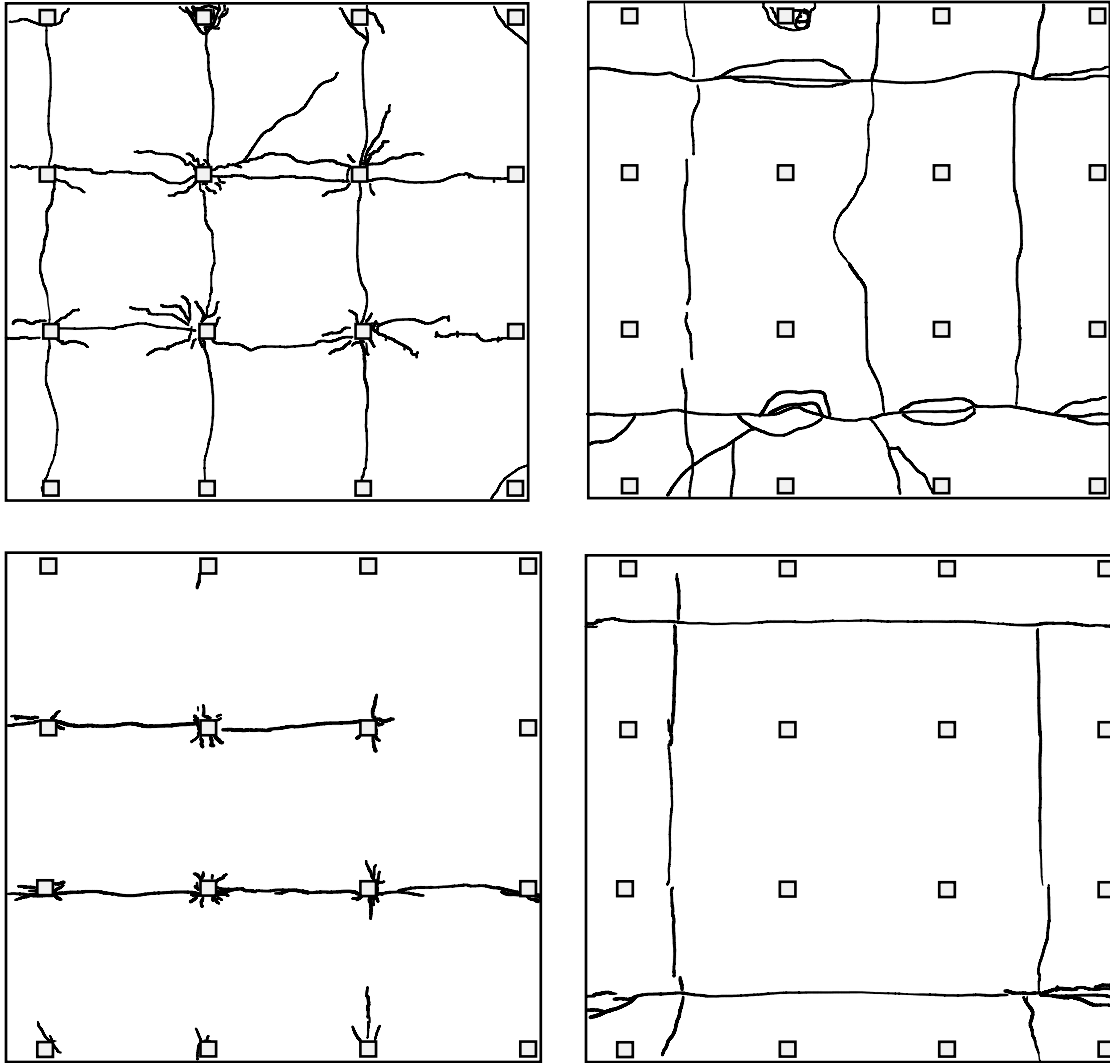


Figure 69. Load-Deflection at Ultimate Loading Part 1

Figur 3-38. Last-deformasjonskurver for T1 og T2 ved brudd.



Figur 3-39. Fra venstre opppe: riss overside T2, riss underside T2, riss overside T4 og riss underside T4 ved brudd.

I denne sammenligningen kan det se ut som at både den stangarmerte og den fiberarmerte løsningen var god. Begge to holdt krav til styrke og stivhet i henhold til ACI 318 ved dimensjonerende last. At T2 oppførte seg relativt likt T1, som holdt alle krav, kan indikere at det er mulighet å erstatte den tradisjonelle armeringen til fordel for fiberarmering. De små rissviddene indikerer at fiberarmering har en fordel for konstruksjonen i bruksgrensetilstand. Videre viser den duktile oppførselen og evnen til å stå imot last at den også gir nok styrke i bruddgrensetilstand. Det hadde vært interessant å se hvor mye mer last T2 hadde tålt, da fiberarmering er kjent for å tilføre konstruksjonen en rest-strekkfasthet etter opprissing, og trolig hadde T2 mer kapasitet enn

testen tilsa. Bruddmønsteret kan indikere det samme. Tabell 3-25 viser noen av nøkkelverdiene til de to dekkene i forsøket.

Tabell 3-25. Nøkkelverdier for T1 og T2.

	T1	T2
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruksgrensetilstand	0.25 mm	0.24 mm
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruddgrensetilstand	0.30 mm	0.34 mm
Last ved første riss på undersiden	9.21 kN/m ²	9.10 kN/m ²
Nedbøyning rett før første riss	3.86 mm	5.00 mm
Dimensjonerende last	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²
Kap. fra bruddlinjeanalyse	12.0 kN/m ²	11.6 kN/m ²
Bruddlast	15.4 kN/m ²	13.6 kN/m ²

Sammenligning av T3 og T4 – Hvor stort er bidraget fra fiberarmeringen

T3 og T4 hadde konsentrerte kabler i begge retningene. Forskjellen her var at T3 var tradisjonelt armert og T4 fiberarmert.

Nedbøyningen grunnet egenvekten var nokså lik for begge dekkene, men ved oppspenning krummet flere paneler seg i T4 enn i T3.

I bruksgrensetilstand oppførte de seg igjen nokså likt, men jevnt over ga T4 litt bedre resultater. Begge var innenfor det lineære område og bare få riss etablerte seg på oversiden. Ved videre belastning viste det seg også at T4 hadde generelt færre riss og mindre rissvidder enn T3, som viser fiberens rissbegrensende effekt.

Første risset på undersiden inntraff ved en lavere last i dekke T3 enn T4. Siden begge hadde lik utforming av spennarmeringskablene kan dette indikere at det var fiberen som ga T4 den ekstra kapasiteten til å stå imot last. Da det første risset på undersiden av T3 kom frem, gikk oppførselen fra lineær til en platåregion. Dette er vist i figur 3-40. En slik oppførsel kom ikke frem hos T4 da

det første risset kom. T4 viste høyere stivhet etter å ha nådd den dimensjonerende lasten. Noe som kan indikere at fibrene som lå jevnt fordelt i dekket økte motstandsmomentet i tverrsnittet.

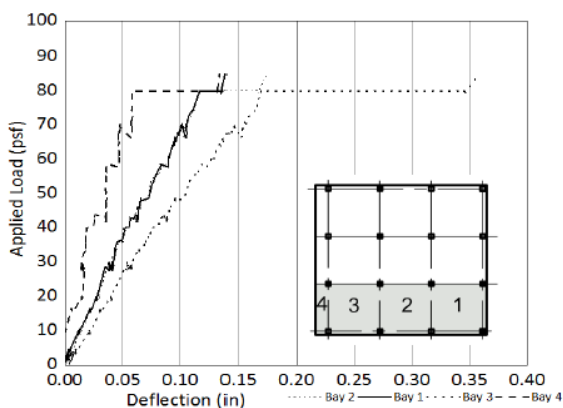


Figure 5.13a-Load-Deflection at Factored Load for Bays 1 - 4

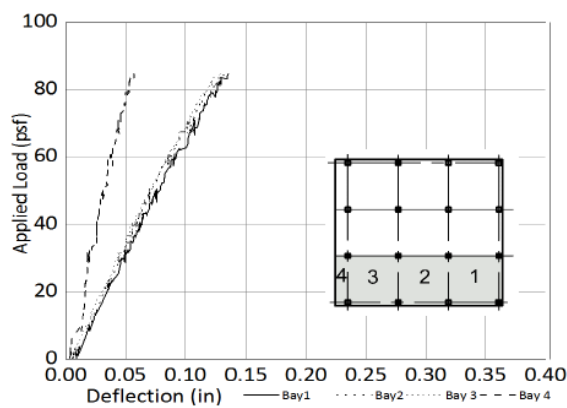
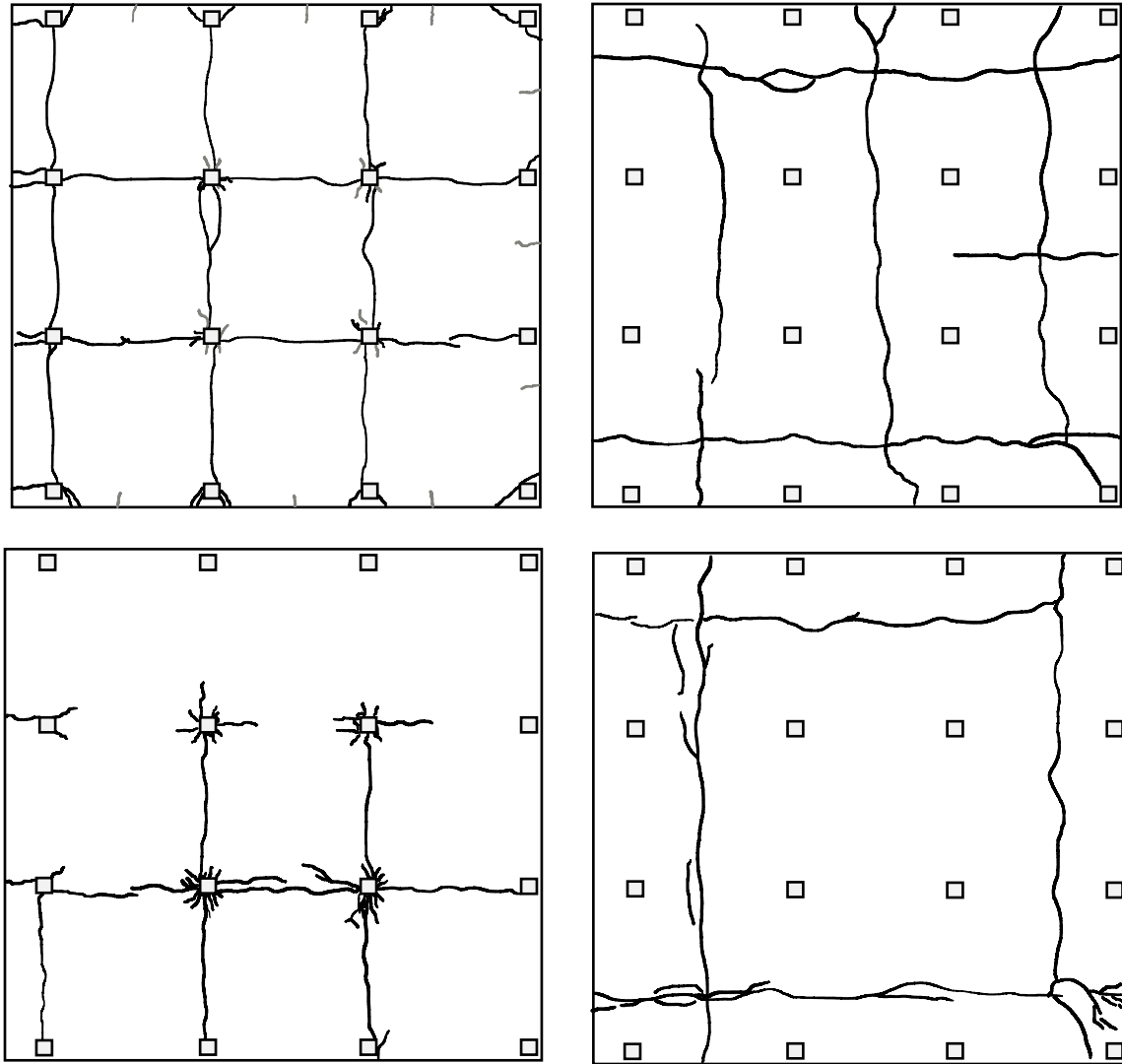


Figure 6.13a-Load-Deflection at Factored Load for Bays 1 - 4

Figur 3-40. Last-deformasjonskurver for T3 og T4 ved dimensjonerende last.

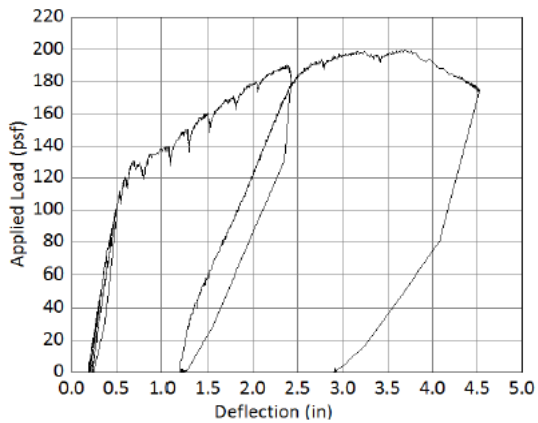
Rissmønstrene som er vist i figur 3-41 var nokså like for begge dekkene med riss i begge retninger. Det var derimot vesentlig færre riss hos T4 enn hos T3. Det oppsto diagonale riss rundt de ytre søylene i T3. Disse viste seg ikke i T4, og kan igjen anta relativt god gjennomlokkingskapasitet til det fiberarmerte dekket. Begge dekkene hadde også konsentrerte kabler i begge retninger, og ved de andre sammenligningene har dette også vist seg å gi en bedre gjennomlokkingskapasitet. Ingen av dekkene gikk dermed til brudd på grunn av gjennomlokking.

Rissene på undersiden til T4 hadde mindre rissåpninger. På oversiden var rissene lengre hos T3 enn hos T4. Dette viser seg i begge sammenligningene mellom dekkene med fiber, og tradisjonell armering. Bruddlinjene etablerte seg ikke fullt ut i de fiberarmerte platene.



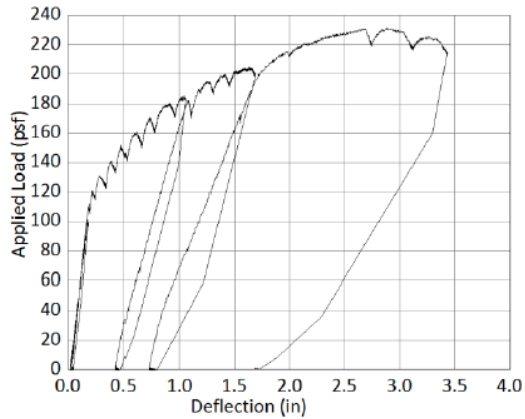
Figur 3-41. Fra venstre: riss overside T3, riss underside T3, riss overside T4 og riss underside T4 ved brudd.

Det ble det målt høyere spenninger i spennkablene hos T3 enn for T4, og for begge ble det målt høyest økning i kablene i N-S retning. Trolig hadde T4 lavere spenninger på grunn av at fiberen tok opp mer av spenningene i strekksonen enn det armeringsnettet klarte. T3 som gikk til brudd først av disse to dekkene, fikk også spenningsøkning i spennkablene først. Begge oppførte seg duktilt ved videre lastpåføring, med nokså stor nedbøyning før brudd inntraff, se figur 3-42. T4 endte med en høyere bruddlast enn T3.



i) Bay 9

Figure 5.23 Cont'd- Load Deflection at Ultimate Load



a) Bay 1

Figure 6.21-Load Deflection at Ultimate Load

Figur 3-42. Last-deformasjonskurver for T3 og T4 ved bruddlast.

Da brudd inntraff oppnådde T4 den høyeste lasten av alle i forsøksserien. I last-deformasjon kurven til T4 vist i figur 3-42 kan de små droppene indikere at det er reststrekkfastheten til fiberen som bidrar til ekstra kapasitet.

Denne sammenligningen er interessant, da plate T4 som både inneholdt fiber og hadde konsentrerte kabler egentlig ikke er godkjent etter den amerikanske standarden og ikke ville vært tillatt å bygge i dag. Likevel ga denne løsningen svært gode resultater og holder krav til oppførsel i både bruks- og bruddgrensetilstand. Den konsentrerte løsningen bidrar med tilstrekkelig styrke til konstruksjonen, og viser ikke tegn til å være dårligere enn dagens løsning med fordelte kabler i en retning. Fiberen får godt frem sin evne til å ta opp strekkspenninger allerede ved lav belastning. Rissviddene er mindre, samtidig som skjær- og momentkapasiteten er god. Se nøkkelverdier for T3 og T4 i tabell 3-26.

Tabell 3-26. Verdier for T3 og T4.

	T3	T4
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruksgrensetilstand	0.20mm	0.10 mm
Maksimal karakteristisk rissvidde i bruddgrensetilstand	0.20 mm	0.15 mm
Last ved første riss på undersiden	9.10 kN/m ²	11.5 kN/m ²
Nedbøyning rett før første riss	4.04 mm	3.38 mm
Dimensjonerende last	9.31 kN/m ²	9.31 kN/m ²
Kap. fra bruddlinjeanalyse	11.6 kN/m ²	12.4 kN/m ²
Bruddlast	14.8 kN/m ²	16.4 kN/m ²

4 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapitlet vil dimensjoneringsgrunnlaget som ble brukt for etterberegning av flatdekkene etter norske metoder bli presentert.

4.1 Spennarmering

Beregning for spennarmeringen er gjort etter metoder fra EC2. Den maksimale tillatte oppspenningskraften som påføres en spennkabel regnes i henhold til 5.10.2.1 (19) i EC2.

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (4.1)$$

Hvor

A_p er spennarmeringens tverrareal

$\sigma_{p,max}$ er største spenning påført kabelen = $\min \{k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$.

I henhold til NA.5.10.2.1 anbefales det å sette faktorene lik $k_1 = 0,8$ og $k_2 = 0,9$.

For å få frem den effektive spennkraften må tapene regnes ut og trekkes ifra. Tapet i spennkraften som skyldes friksjon regnes etter 5.10.5.2 (1) i EC2.

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta \cdot kx)}) \quad (4.2)$$

Hvor

θ er sum av vinkelendringene på spennkablene over en avstand x

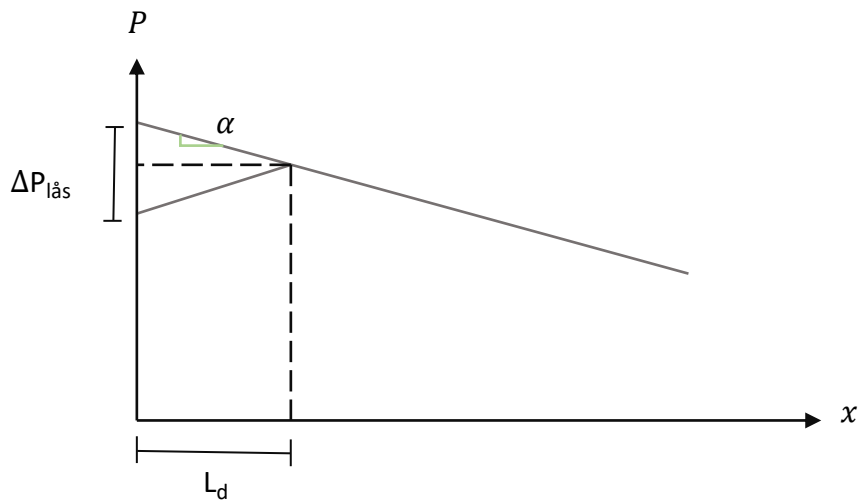
μ er friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelkanalen

k er utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler (per lengdeenhet)

x er avstanden langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max} (kraften i den aktive enden under oppspenning).

Verdier for friksjonskoeffisienten velges ut ifra tabell 5.1 i EC2. For den utilsiktede vinkelendringen anbefaler 5.10.5.2 (3) i EC2 å sette verdien $0,005 < k < 0,01$ per meter, da europeiske teknisk godkjenning ikke har angitt noe data (1).

I henhold til EC2 punkt 5.10.5.3 (2), skal verdier for inntrekk av låsekilene være gitt i den europeiske tekniske godkjenningen. Lengden låsetapet virker på, kan regnes ut ved å anta lineær endring av kraften i spennkablene langs hele.



Figur 4-1. Lineær antagelse for låsetap.

Ut ifra figur 4-1 kan man sette opp en energibalansering (11):

$$\Delta L_{lås} \cdot E_p \cdot A_p = L_d \cdot \alpha \cdot L_d \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \quad (4.3)$$

Hvor

$\Delta L_{lås}$ er glidningen av stålet

E_p er dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul

A_p er spennarmerings tverrareal

L_d er lengden til låsetapet

α er stigningstallet.

Stigningstallet til låsetapet settes lik $\Delta P_\mu/L$. Ved å snu på formel 4.3 blir L_d løst ut (11).

$$L_d = \sqrt{\frac{\Delta L_{l\ddot{a}s} \cdot E_p \cdot A_p}{\frac{\Delta P_\mu}{L}}} \quad (4.4)$$

Låsetapet regnes ut ved å balansere energien som blir frigitt fra glidningen av spennkablene (11).

$$\Delta L_{l\ddot{a}s} \cdot E_p \cdot A_p = \frac{\Delta P_{l\ddot{a}s}}{2} \cdot L_d \quad (4.5)$$

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} = \frac{2 \cdot \Delta L_{l\ddot{a}s} \cdot E_p \cdot A_p}{L_d} \quad (4.6)$$

I bruddgrenseberegninger for forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft må en ta i betraktning at deformasjonene vil øke spenningen i kablene. Hvor det ikke foretas detaljerte beregninger på dette kan en ifølge 5.10.8 (2) i EC2 sette disse spenningene lik gitt verdi fra det nasjonale tillegget. NA.5.10.8 gir verdien for tilleggsspenninger som blir brukt i Norge.

$$\Delta \sigma_{p,ULS} = 100 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

Tidsavhengige tap på spennkablene må regnes med for å finne den effektive spennkraften på testdagen. En forenklet metode tar for seg svinntøyninger, relaksasjon og kryp. Metoden er hentet fra 5.10.6 (2) i EC2.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} \quad (4.8)$$

Hvor

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ er absoluttverdien av spenningsendringen i spennkablene forårsaket av kryp, svinn og relaksasjon ved posisjon x på tidspunkt t .

ε_{cs} er beregnede svinntøyningen etter 3.1.4 (6) uttrykt som absolutt verdi

E_p er elastisitetsmodulen for spennstål

$\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdien for spenningsendringen i spennkabelen som skyldes relaksasjon
 $\varphi(t, t_0)$ er kryptallet på tidspunkt t og forutsatt lastpåføring på tidspunkt t_0
 $\sigma_{c,QP}$ er spenningen i betongen ved spennkablene forårsaket av egenvekt og
 initiell forspenning og andre tilnærmet permanente påvirkninger, der det er aktuelt
 A_p er arealet av alle spennkablene ved posisjon x
 A_c er arealet av betongtverrsnittet
 I_c er betongtverrsnittets arealtrehetsmoment
 z_{cp} er avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene.

Den opptredende spennkraften ved testdagen i hver kabel blir da:

$$P = P_{max} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{l\ddot{a}s} - \Delta P_{c+s+r} + (\Delta\sigma_{p,ULS} \cdot A_p) \quad (4.9)$$

Spennkraften kan ikke overskride den initielle forspenningskraften som er utledet slik i punkt 5.10.3.

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} \quad (4.10)$$

Hvor

σ_{pm0} er spenningen i spennkabel umiddelbart etter oppspenning = $\min \{k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$.

I henhold til NA.5.10.3(2) anbefales det å sette faktorene lik $k_1 = 0,75$ og $k_2 = 0,85$.

4.2 Beregningsmodell for fiberarmert betong etter NB38

Norsk Betongforening sin publikasjon NB 38 inneholder beregningsregler for dimensjonering av fiberbetong.

Etter opprissing skal fibrene gi betongen en ekstra strekkapasitet. Denne reststrekkfastheten er ønskelig å identifisere, og bruke i dimensjoneringen. Før bruk av fiberbetong må det dermed bestemmes restbøyestrekfastheten. Måling av restbøyestrekfastheter foregår gjennom en tre-punkts bøyetest. Minimums seks prøvestykker med standardiserte bjelker av den aktuelle fiberbetongen må testes. Lasten, $F_{R,i}$, påføres og registreres ved fire forhåndsbestemte rissvidder. Disse rissviddene kalles *Crack Mouth Opening Displacement* (CMOD), og måles ved 0.5mm, 1.5mm, 2.5mm og 3.5mm. Siden rissvidde er vanskelig å måle registreres nedbøyningen, δ . CMOD og nedbøyning har sammenheng:

$$CMOD = \frac{(\delta - 0.04)}{0.85} \quad (4.11)$$

Restbøyestrekfasthetene $f_{R,i}$ kan finnes ved antagelse om lineære spenningsfordeling over tverrsnittshøyden. Det blir i alt fire restbøyestrekfastheter for hver bjelke. Den midlere verdien brukes videre. Karakteristisk verdi kan også bestemmes fra forsøkene.

$$M_{R,i} = F_{R,i} \cdot \frac{L}{4} \quad (4.12)$$

$$f_{R,i} = \frac{6M_{R,i}}{bh^2} \quad (4.13)$$

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s \quad (4.14)$$

s er standardavviket fra prøveserien

$k = 1.7$ ved bruk av tre-punkts bøyetest.

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0.6 \cdot f_{R,1m}) \quad (4.15)$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0.6 \cdot f_{R,3m}) \quad (4.16)$$

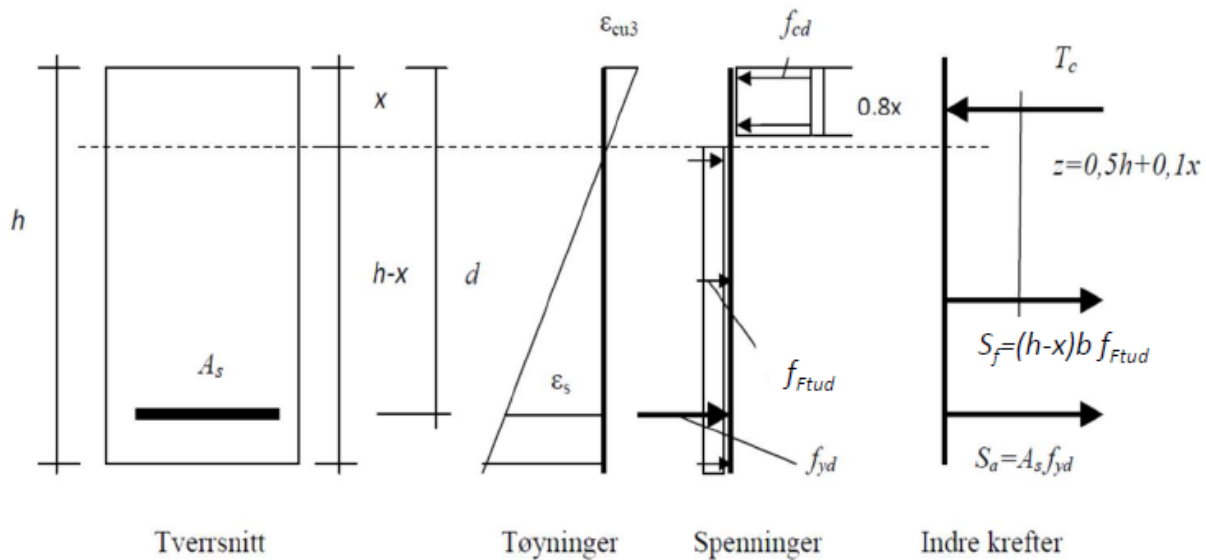
Videre brukes ulike verdier for dimensjonering i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

$$f_{Ftsk} = 0.45 \cdot f_{R,1kber} \quad (4.17)$$

$$f_{Ftuk} = 0.37 \cdot f_{R,3kber} \quad (4.18)$$

I denne studien er ikke materialfaktorer medtatt i beregningene, og f_{Ftuk} brukes videre istedenfor f_{Ftud} .

Siden fibrene virker i hele tverrsnittet, har strekkresultanten fra fiberbidraget angrepspunkt høyere oppe i tverrsnittet ved påført bøyemoment. Strekkresultanten fra annen armering tas også med i beregningen, og kan summeres som enkeltstående bidrag. Trykksonehøyden bestemmes med aksiell likevekt. Momentkapasiteten finnes deretter ved likevekt om trykkresultantens angrepspunkt.



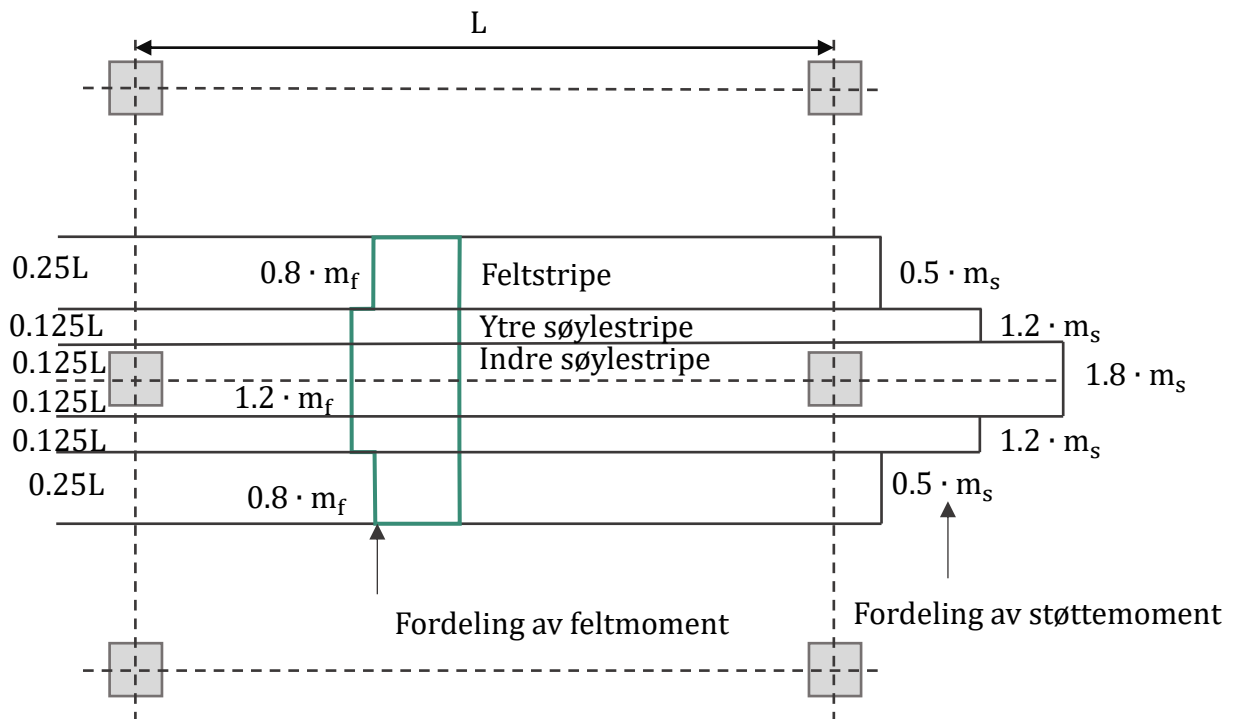
Figur 4-2. Spenning- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning (11).

$$T_c = S_f + S_p \quad (4.19)$$

$$M_{Rd} = S_f(0.5h + 0.1x) \quad (4.20)$$

4.3 Momentkapasitet etter ekvivalent rammemetode

Ekvivalent rammeanalyse er en beregningsmetode som kan brukes på flatdekker, hvor en ser på dekket i to retninger, lengde- og tverretning. Dekket inndeles i rammer som består av søyler og platetverrsnitt innenfor et areal som avgrenses av fire tilstøtende opplegg, dvs. senterlinjene mellom søylene. I EC2 deles det inn i søyle- og feltstriper, ved lastberegning skal hele bredden regnes med. Figuren nedenfor viser inndelingen av søyle- og feltstripene:



Figur 4-3. Fordeling av momenter i tverretning etter NB33.

For å finne det totale påførte momentet som virker på hele bredden anvendes formelen A1. i NB33:

$$M_x = k_g \cdot g \cdot l_y \cdot l_x^2 + k_q \cdot q \cdot l_y \cdot l_x^2 \quad (4.21)$$

hvor

k_g er momentkoeffisient for egenvekt

k_q er momentkoeffisient for påført last

q er påførte last

g er egenvekt

l_x er lengden i x-retning

l_y er lengden i y-retning.

Momentkoeffisientene er hentet fra den tyske tabellboken Durchlaufträger - Einflusslinien, Momentenlinien, Schnittgrößen (23).

Momentkapasiteten summes fra bidragene fra spennarmering, slakkarmering og fiberarmering. Formelen for momentbidraget fra fiber er en forenklet metode fra NB33(14).

$$M_{Rd.slakk} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (4.22)$$

$$M_{Rd.spenn} = S_p \cdot (d - 0.4x) \quad (4.23)$$

$$M_{Rd.fiber} = S_f \cdot (0.5h + 0.1x) \quad (4.24)$$

hvor

A_s er tverrsnittsareal av armering

f_{yd} er armeringens dimensjonerende flytegrense

z er innvendig momentarm

S_p er strekkraft i spennarmering

d er effektiv tykkelse av tverrsnitt

S_f er reststrekkfastheten

b er bredden

t er tykkelsen.

4.4 Bruddlinjeteori

Bruddlinjeteori er en plastisk analysemetode der kapasiteten regnes ut med antagelse om at det dannes kinematiske bruddmekanismer i form av linjer i konstruksjonen. I disse linjene antar man

at armeringen går til flyt, og det dannes dermed stive platedeler som kan rotere om hverandre (24). Bruddlinjemønsteret velges ut ifra erfaring og tidligere forsøk av bruddformer.

Teorien bruker prinsippet om virtuelt arbeid, hvor man tar i betraktning både indre og ytre arbeid. På grunn av likevekt i den påførte lasten og momentet som oppstår i bruddlinjene, settes summen av de to arbeidene likt 0 (24). Ytre arbeid, A_y , uttrykkes som lastintensitet, q , multiplisert med en virtuell nedbøyning, w . Indre arbeid defineres som moment, md , multiplisert med rotasjon, θ . Ved bruk av bruddlinjeteori blir det indre arbeidet dermed produktet av momentkapasiteten langs en bruddlinje og rotasjonen som oppstår. Lengden av bruddlinjen må dermed også tas i betraktning (3).

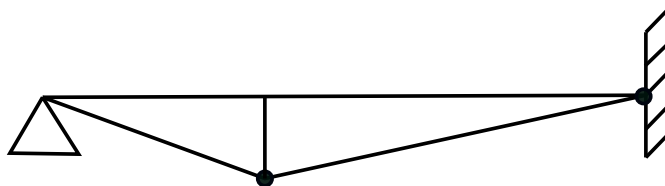
$$A_y = q \cdot w \quad (4.25)$$

$$A_y = q \int_A w dA = q \cdot V \quad (4.26)$$

$$A_i = md \cdot \theta \cdot L \quad (4.27)$$

For flatdekkene i forsøksserien er lastkapasiteten beregnet ut ifra de gjeldene dimensjonene og armeringen. Siden dekket har flere spenn i begge retninger, vil det oppstå ulike bruddmønstre i de ulike panelene. Et kant-panel vil oppføre seg som fritt opplagt langs kanten, og fast innspent langs de nærliggende panelene. Langs ytterkantene vil det ikke oppstå noen bruddlinjer, da plata allerede kan dreie fritt her. I den retningen det aktuelle panelet ligger imellom to panel, vil det oppføre seg som fast innspent i begge ender. Det ytre arbeidet vil være det samme for alle panel.

Indre arbeid med et dreibart opplegg og en fast innspent.



Figur 4-4. Bruddlinjer for et dreibart opplegg og en fast innspent.

$$Ay = q \cdot V = q \cdot \frac{Lx \cdot Ly \cdot w}{2} \quad (4.28)$$

$$Ai = md \cdot l \cdot \theta \quad (4.29)$$

$$Ai = \left(md \cdot Ly \cdot \left(\frac{\frac{w}{2}}{0.4Lx} + \frac{\frac{w}{2}}{0.6Lx} \right) \right) + \left(md' \cdot Ly \cdot \frac{\frac{w}{2}}{0.6Lx} \right) \quad (4.30)$$

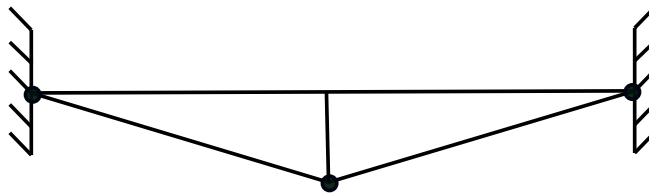
$$Ai = \frac{25 \cdot md \cdot w \cdot Ly}{12 \cdot Lx} + \frac{5 \cdot md' \cdot w \cdot Ly}{6 \cdot Lx} \quad (4.31)$$

$$Ai = \left(\frac{25}{12} md + \frac{5}{6} md' \right) \frac{w \cdot Ly}{Lx} \quad (4.32)$$

$$Ay = Ai \quad (4.33)$$

$$q = \left(\frac{25}{12} md + \frac{5}{6} md' \right) \frac{2}{Lx^2} \quad (4.34)$$

Fast innspent i begge ender.



Figur 4-5. Bruddlinjer for innspent i begge ender.

$$Ay = q \cdot V = q \cdot \frac{Lx \cdot Ly \cdot w}{2} \quad (4.35)$$

$$Ai = md \cdot l \cdot \theta \quad (4.36)$$

$$Ai = \left(md \cdot Lx \cdot \left(\frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} + \frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} \right) \right) + 2 \cdot \left(md' \cdot Lx \cdot \frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} \right) \quad (4.37)$$

$$A_i = (2md + 2md') \frac{w \cdot Lx}{Ly} \quad (4.38)$$

Utrykkene settes lik hverandre og gir formel for lastkapasitet q .

$$A_y = A_i \quad (4.39)$$

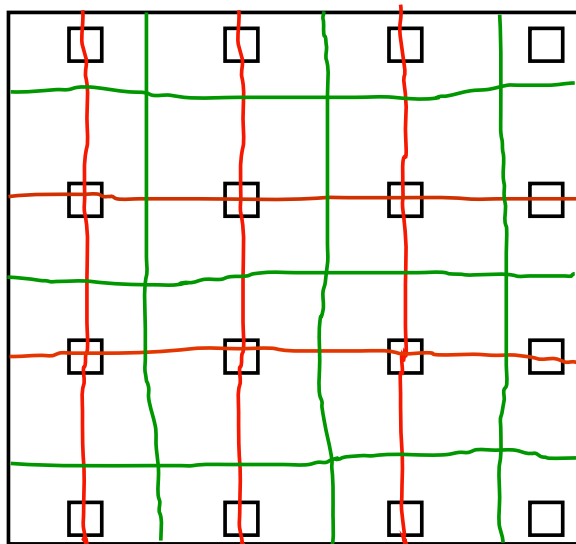
$$q = (2md + 2md') \frac{2}{Ly^2} \quad (4.40)$$

I en armert betongkonstruksjon kan momentkapasiteten finnes med antagelsen om at armeringen går til flyt. Dermed kan lastintensiteten beregnes ut ved å sette de to ligningene for arbeid lik hverandre. Metoden er en øvre grense metode noe som gjør at om det brukes ukorrekte bruddformer, vil beregningene gi for stor lastkapasitet enn det som er realiteten. Flere bruddformer bør dermed undersøkes, der den som gir lavest verdi velges.

Fordelen med metoden er at den baserer seg på full utnyttelse av stålet. Dette vil gi mindre armeringsmengder enn ved andre, elastiske analyser. Bruddlinjeteori gir dermed ofte mer økonomiske konstruksjoner. Metoden kan bare brukes i bruddgrensetilstand, og egne metoder for beregning av nedbøyning og riss må benyttes for å sikre konstruksjonen i bruksgrensetilstand (3). En annen fordel er at når det dannes flyteledd i konstruksjonen, kan en statisk ubestemt konstruksjon gå over til en statisk bestemt konstruksjon og gir den dermed momentomlagring ved kjente steder.

Bruddlinjeteori gir konstante verdier for momentkapasitet over hele plata, med utgangspunkt i bruddlinjene. Kapasiteten utenfor bruddlinjene er ukjent. Metoden sier heller ikke noe om skjærkapasitet. Skjærkapasitet kan være et problem rundt søylene i et flatdekke.

Det antatte bruddlinjemønsteret som er brukt i beregning av flatdekkene er gitt i figur 4-6. Dette er basert på momentdiagrammet til en tre-felts bjelke med en utkraget del på enden. Beregningene baserer seg panel 10, som også vil være det samme som 2, 3 og 11. De grønne linjene viser bruddlinjene i underkant av dekket og de røde viser bruddlinje i overkant av dekket.



Figur 4-6. Antatt bruddlinjemønster.

5 Sammenligning av krav fra ACI 318 opp mot EC2

Den amerikanske doktorgradsavhandlingen brukes den amerikanske standarden ACI 318 som dimensjoneringsgrunnlag. I Norge brukes Eurokode 2 som dimensjoneringsgrunnlag for betongkonstruksjoner. For å se hvordan det amerikanske forsøket oppfører seg i forhold til norske krav, er det gjort en sammenligning av kravene i ACI 318 og EC2.

5.1 Minimumsarmering

ACI 318 har egne krav om minimum stangarmering i spennarmerte flatdekker. Den amerikanske standarden stiller ulike krav for positivt og negativt moment, noe som ikke blir tatt hensyn til i EC2. ACI 318 tabell 8.6.2.3 gir minstearmeringskravet i spennarmerte flatdekker, i tillegg til en øvre grense for strekkspenning, f_t , i de ulike momentsonene, se tabell 5-1. Her er kravet for minimumsarmering over søylene dimensjonerende, noe som begrenses av arealet til betongkonstruksjonen.

EC 2 9.3.1.1. (1) gir kravet for minste og største armeringsmengde for plater. Minimumsarmering i plater er det samme som for bjelker. Kravet er gitt i punkt 9.2.1.1 (1). Her blir både betongarealet, karakteristisk strekkfasthet til stål og betongens middelvei av aksialstrekkfasthet tatt i betraktning.

Tabell 5-1. ACI 318 Tabell 8.6.2.3 om minimumsarmering

Region	Kalkulert f_t etter alle tap, psi	$A_{s,min}$, in ²
Positive moment	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$	Ikke nødvendig
	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$
Negative moment ved søyler	$f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$

EC2 9.2.1.1 (1):

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.1)$$

5.2 Senteravstand

ACI 318 punkt 8.7.2.3 gir krav til senteravstand for spennarmerte flatdekker med jevnt fordelt last og kabler som er jevnt fordelt i minst en retning. Maksimal senteravstand skal ikke overskride 8h eller 1.52m (5ft).

EC2 stiller ikke krav til maksimal avstand mellom spennkabler.

5.3 Forspenning

Det stilles krav til maksimale tillatte spenninger i spennkablene både under oppspenning og direkte etter oppspenning. Begge verdiene begrenses av spennstålets strekkfasthet og flytespenningsgrensen.

Tillatte spenninger i spennkablene under oppspenning

ACI 318 Tabell 20.3.2.5.1:

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8 \cdot f_{pu}, \quad 0.94 \cdot f_{py}) \quad (5.1)$$

f_{pu} = Spennstålets strekkgrense

f_{py} = Spennstålets flytespenningsgrense

EC2 5.10.2.1:

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8 \cdot f_{pk}, \quad 0.9 \cdot f_{p0,1k}) \quad (5.2)$$

f_{pk} = Spennstålets karakteristiske strekkgrense

$f_{p0,1k}$ = Spennstålets karakteristiske 0.1%-strekkgrense

Tillatte spenninger i spennkablene direkte etter oppspenning

ACI 318 Tabell 20.3.2.5.1:

$$\sigma_{mp0} = 0.70 \cdot f_{pu} \quad (5.3)$$

EC2 5.10.3:

$$\sigma_{mp0} = \min(0.75 \cdot f_{pk}, \quad 0.85 \cdot f_{p0,1k}) \quad (5.4)$$

Virkning av forspenning i bruddgrensetilstand

De uninjiserte spennkablene er bare forankret i endesonene. Ved belastningen av konstruksjonen vil kablene bli forlenget. Under bøyning vil det dermed oppstå friksjon mellom kablene og betongen. Friksjonene gir en noe høyere kraft i kablene, som øker spenningen. Denne spenningen legges til den totale spennkrafta ved dimensjonering for brudd.

EC2 5.10.8 gir tillegget som en direkte verdi som kan multipliseres med armeringsarealet og legges til spennkrafta.

$$\Delta\sigma = 100MPa \quad (5.5)$$

ACI 318 tabell 20.3.2.4.1 stiller krav til beregning av denne tilleggsspenningen, der den maksimale spenningen i spennkablene kan være det minste av:

$$f_{ps} = f_{se} + 10ksi (69 MPa) + \frac{f'_c}{300\rho} \quad (5.6)$$

$$f_{ps} = f_{se} + 30ksi (207MPa) \quad (5.7)$$

f_{py}

f_{ps} = spenning i spennarmering ved bøyning

f_{se} = effektiv spenning i spennkabler med tap

f'_c = betongfasthet

ρ = Armeringsforhold

$$\rho = \frac{A_{ps}}{L \cdot d} \quad (5.8)$$

f_y = Spennstålets flytespenningsgrense.

5.4 Nedbøyning

ACI 318 tabell 24.2.2 gir krav om maksimal tillatt nedbøyning for ulike bygningsdeler. Dekket i forsøket går under kategorien *gulv som ikke står på eller er koblet sammen til ikke-strukturelle elementer som trolig vil bli skadet av store deformasjoner* og største tillatt nedbøyning er gitt som spennvidden/360. I ACI 318 er kravet for deformasjon basert på nyttelast i bruksgrensetilstand.

I EC2 7.4.1 (4) er kravet om maksimal tillatt nedbøyning det samme for bjelker, plater og utkragede konstruksjoner. Dekket blir ansett som en konstruksjon med kombinasjon av tilnærmet permanente laster får da som nedbøyningskrav innenfor spennvidden/ 250. Det er dermed en forskjell i de to standardene for hvilke laster som skal med i vurdering om nedbøyningen er innenfor kravet.

5.5 Sammenligning

Tabell 5-2 gir en oversikt over kravene fra ACI 318 og EC2, og hvilke verdier de gir for testeksemplarene.

Tabell 5-2. Sammenligning av krav i ACI 318 og EC2.

Krav	ACI 318	EC2
Minimumsarmering	174 mm ²	332 mm ²
Senteravstand	8h < 1.52 m	-
Maks spenning i spennkabel under oppspenning	1370 MPa	1370 MPa
Maks spenning i spennkabel direkte etter oppspenning	1207 MPa	1293 MPa
Tilleggspenninger	207 MPa	100 MPa
Nedbøyning	8.47 mm	12.2 mm

6 Resultat

Dette kapittelet viser resultatene fra beregningene etter de norske metodene. De vil også sammenlignes opp mot resultatene og beregningene i den amerikanske avhandlingen.

I beregningene er det ikke medtatt last- og materialfaktorer for å se nærmere på hvilke resultater metoden gir.

6.1 Resultat for beregning av tap i spennkraft

Tabell 6-1 viser kraften i spennkablene ved oppspenning etter låsetap, beregnet med norsk beregningsmetode og målt i forsøket.

Tabell 6-1. Spennkraft ved oppspenning etter låsetap.

Spennkraft	Beregnet		Målt	
	N-S	Ø-V	N-S	Ø-V
T1	44.7 kN	45.2 kN	44.1 kN	44.2 kN
T2	44.9 kN	45.9 kN	42.3 kN	41.6 kN
T3	44.6 kN	45.5 kN	44.1 kN	44.5 kN
T4	45.8 kN	46.8 kN	44.5 kN	45.4 kN

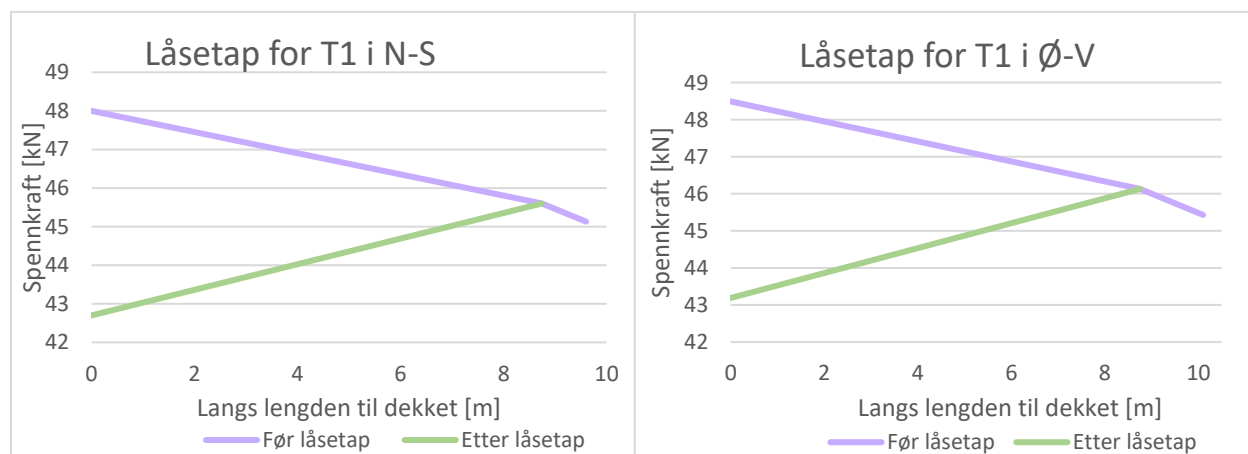
Tabell 6-2 gir den beregnede spennkraften ved testing, som inkluderer tidsavhengige tap og kraften i kablene etter tap ved belastning av dekkene.

Tabell 6-2. Spennkraft ved testing.

Spennkraft	Beregnet		Målt	
	N-S	Ø-V	N-S	Ø-V
T1	40.2 kN	40.8 kN	40.5 kN	40.3 kN
T2	40.5 kN	41.4 kN	39.1 kN	38.6 kN
T3	40.1 kN	41.0 kN	40.2 kN	40.5 kN
T4	41.3 kN	42.3 kN	41.2 kN	41.6 kN

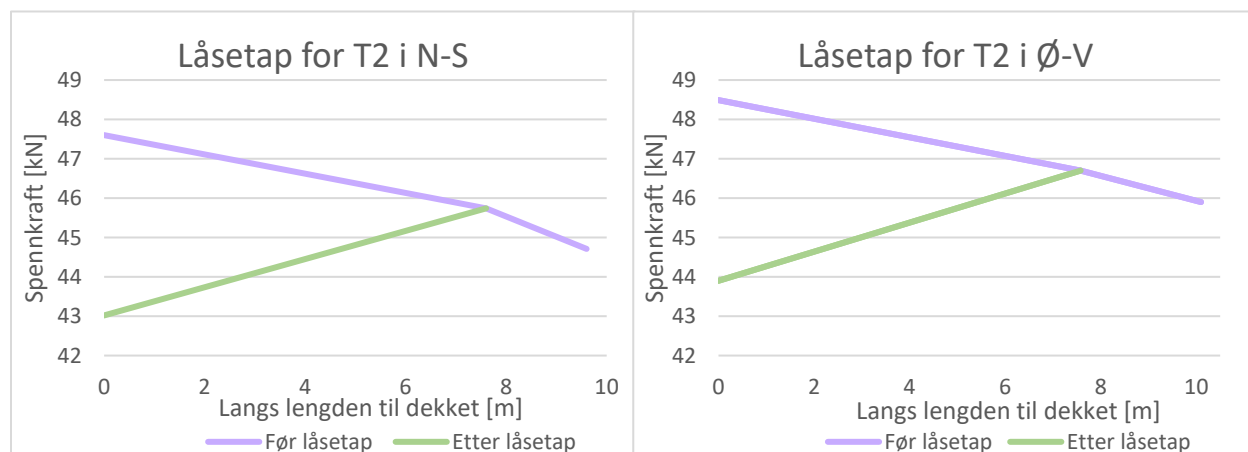
Låsetap rett etter oppspenning er presentert i figurene 6-1 til 6-4. Den lilla linjen viser jekkekraften som blir redusert av friksjonen i rørene til de etteroppspente kablene. Den grønne linjen viser låsetapet ved den aktive enden, 0m, og hvor langt langs spennkablene låsetapet virker. Lengden friksjonstapet virker varierer fra dekke til dekke.

For T1 virker låsetapet i N-S retning frem til 8.60m og frem til 8.75m i Ø-V retning av den totale lengden.



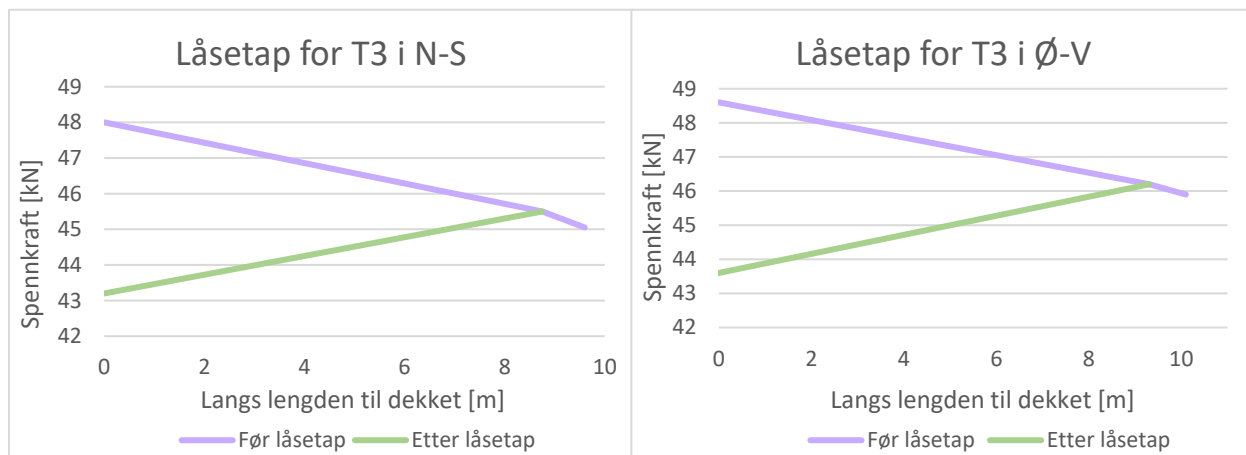
Figur 6-1. Beregnet låsetap for T1 etter oppspenning.

For T2 virker låsetapet frem til 7.60m i N-S retning og 7.58m i Ø-V retning av den totale lengden.



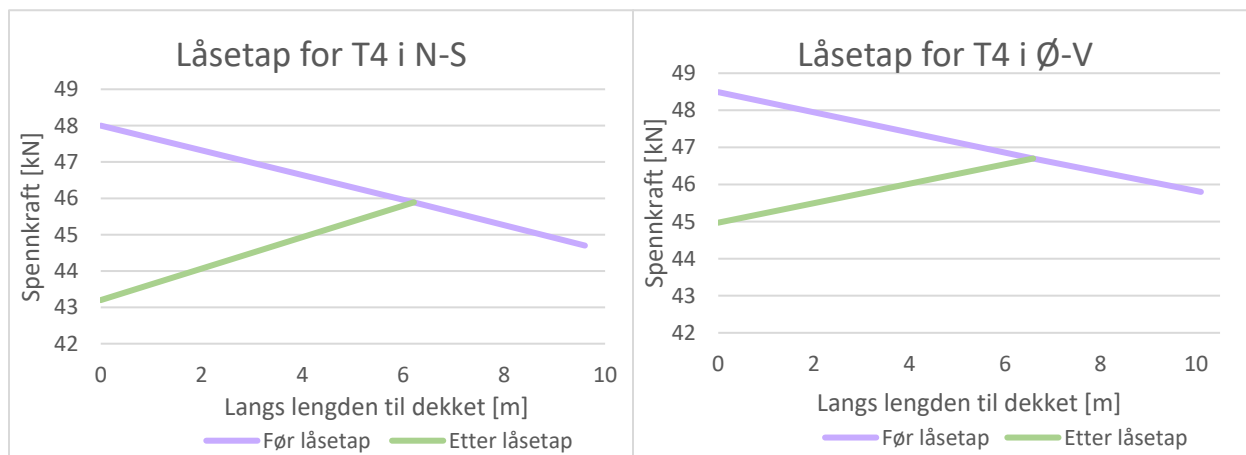
Figur 6-2. Beregnet låsetap for T2 etter oppspenning.

For T3 virker låsetapet frem til 8.75m i N-S retning, og frem til 9.31m i Ø-V retning av den totale lengden.



Figur 6-3. Beregnet låsetap for T3 etter oppspenning.

For T4 virker låsetapet frem til 6.21m i N-S retning, og frem til 6.59m i Ø-V retning av den totale lengden.



Figur 6-4. Beregnet låsetap for T4 etter oppspenning.

6.2 Bruddlinjeanalyse

Tabell 6-3 gir lastkapasitet utregnet med bruddlinjeanalyse både etter norsk metode og fra doktorgradsavhandlingen, samt bruddlasten til de ulike dekkene målt fra forsøket.

Tabell 6-3. Lastkapasitet beregnet med bruddlinjeanalyse.

Lastkapasitet, Bruddlinjeanalyse	Beregnet	Doktorgradsavhandlingen	Bruddlast
T1	10.8 kN/m ²	12.0 kN/m ² (250psf)	15.4 kN/m ² (321psf)
T2	13.4 kN/m ²	11.6 kN/m ² (243psf)	13.5 kN/m ² (282psf)
T3	10.1 kN/m ²	11.5 kN/m ² (241psf)	14.8 kN/m ² (310psf)
T4	13.1 kN/m ²	12.4 kN/m ² (258psf)	16.5 kN/m ² (344psf)

6.3 Rammeanalyse

Momentkapasiteten ble beregnet ut fra mengde armering i de aktuelle panelene. Momentet som førte til brudd, bruddmomentet, er beregnet med rammeanalyse hvor den totale lasten som førte til at dekkene gikk til brudd ble anvendt. Tabellene 6-4 og 6-5 under viser de totale momentkapasitetene og bruddmomentene for alle dekkene i hver av retningene over støttene og i feltene.

Tabell 6-4. Rammeanalyse i N-S retning.

Rammeanalyse N-S	Momentkapasitet		Bruddmoment	
	Støtte	Felt	Støtte	Felt
T1	17.9 kNm	19.6 kNm	44.0 kNm	35.0 kNm
T2	19.7 kNm	19.7 kNm	38.3 kNm	30.4 kNm
T3	18.8 kNm	17.9 kNm	42.4 kNm	33.7 kNm
T4	19.4 kNm	19.4 kNm	46.7 kNm	37.1 kNm

Tabell 6-5. Rammeanalyse i Ø-V retning.

Rammeanalyse Ø-V	Momentkapasitet		Bruddmoment	
	Støtte	Felt	Støtte	Felt
T1	20.7 kNm	18.1 kNm	44.4 kNm	34.3 kNm
T2	20.0 kNm	20.0 kNm	38.7 kNm	29.7 kNm
T3	20.8 kNm	18.2 kNm	40.4 kNm	34.3 kNm
T4	19.7 kNm	19.7 kNm	44.6 kNm	37.7 kNm

6.4 Utnyttelsesgrad

Utnyttelsesgraden er funnet ved å dividere bruddlasten på kapasiteten beregnet med norske metoder. Tabell 6-6 gir utnyttelsesgraden ved bruk av bruddlinjeanalyse.

Tabell 6-6. Utnyttelsesgrad ved bruk av bruddlinjeanalyse.

Eksemplar	Bruddlast/Bruddlinjekapasitet
T1	1.42
T2	1.01
T3	1.47
T4	1.26

Tabell 6-7 gir utnyttelsesgraden til dekkene fra rammemetoden som er funnet ved å dividere bruddmomentet på beregnet kapasitet. Metoden viser høye utnyttelsesgrader.

Tabell 6-7. Utnyttelsesgrad ved bruk av rammeanalyse.

Eksemplar	N-S		Ø-V	
	Støtte	Felt	Støtte	Felt
T1	2.45	1.78	2.15	1.90
T2	1.95	1.55	1.94	1.49
T3	2.26	1.88	1.94	1.89
T4	2.41	1.91	2.27	1.92

7 Diskusjon

7.1 Forsøksserien

Forsøksserien ga generelt gode resultater for alle dekkene. Alle oppførte seg svært likt og det var dermed vanskelig å skille oppførselen til de ulike løsningene. For å bekrefte hypotesen om at det er mulig å endre kravene til dagens utforming er dette tilfredsstillende. På en annen side er det vanskelig å komme med en endelig konklusjon, da det kan være at ulempene ved løsningene ikke kom tydelig nok frem ved den gitte dimensjoneringen.

7.1.1 Feilkilder

Det var ulike feilkilder i forsøksserien. De fleste er allerede gjort rede for tidligere i oppgaven. Feilkildene påvirket forsøket og dermed forsøksresultatet.

Feilbelastningen på dekke T1 var uheldig, da det var denne som skulle være referanseplata. Det at den ble belastet til 4.8kN/m^2 (100psf) allerede ved første belastning gjorde at ulike verdier ikke ble registret til rett tidspunkt. Dekket måtte bli avlastet og belastet på ny. De nye registreringene kan ikke betraktes som helt korrekte, da konstruksjonen allerede bar preg av feiltagelsen, blant annet riss som allerede hadde etablert seg på undersiden.

Selv om dekkene var dimensjonert med det samme grunnlaget oppsto det likevel forskjeller. Spesielt ved testing av T2, som ble utført ved en tidligere anledning, ble det ulikheter i et par av faktorene. Blant annet var betongkvaliteten mye høyere i denne plata. Dette gjør den sterkere, og kan dermed motstå mer belastning. For å kompensere for dette ble den dimensjonerende lasten endret underveis i forsøket, og ble gjort om fra 9.31 kN/m^2 til 11.4 kN/m^2 . Dette gjorde at ved sammenligning av resultatene for alle dekkene, ble det usikkert om det ble mest korrekt å sammenligne T2 med sin nye dimensjonerende last, eller opp mot det de andre var dimensjonert for. Det ble valgt å bruke resultatene ved 9.31 kN/m^2 som for de andre dekkene, slik at sammenligningsgrunnlaget ble mest likt. Ved den nye dimensjonerende lasten ble resultatene for rissvidder og nedbøyning i T2 så store at det ikke ble riktig å sammenligne med de andre resultatene. Den nye dimensjonerende lasten gjorde dermed at T2 ikke kom like godt ut i forsøksserien.

T2 ble heller ikke kjørt helt til brudd som de andre ble, og det blir derfor ikke mulig å sammenligne den endelige bruddlasten med hverandre. Dette var dumt da beregningene tilsa at T2 hadde gode forutsetninger og trolig hadde tålt mer belastning. Det hadde vært interessant å se om T2 hadde tålt høyere belastning enn T4.

Forsøksserien blir utført over flere år. Det første dekket som ble testet var T2, og testen ble utført 9.mai 2019 i forbindelse med masteroppgaven til Rosenthal. Videre ble de resterende dekkene testet av Ojo med noen måneders mellomrom. Det siste dekket ble testet 20. oktober 2020. Underveis i et slik prosjekt forekommer det alltid små endringer. Litt av oppsettet og hvilke resultater som er medtatt varierer dermed noe i de ulike forsøkene. Slike forskjeller kan være med på å endre sammenligningsgrunnlaget.

I et reelt prosjekt kan det derimot alltid forekomme uventede situasjoner som gjør at det ikke blir utført akkurat som planlagt. Et forsøk med noen feilkilder kan dermed være mer likt et ekte byggeprosjekt, og det er viktig å være klar over at feilkilder kan oppstå. Likevel skal forsøk være så nøyaktig så mulig for å få frem korrekte resultater. Det er disse resultatene konklusjonene baserer seg på, og når svaret skal gi grunnlag til å endre krav til utførelse, er det viktig at de er så nøyaktig så mulig.

7.1.2 Forsøksresultat

Forsøksresultatene er hovedsakelig sammenlignet og diskutert i kapittel 3.4. Her kommer det noen punkter med behov for videre diskusjon.

Nedbøyning

Nedbøyningen på grunn av egenvekten er vist i tabell 3-15. Videre er de neste nedbøyningen målt ved å ikke inkludere egenvekten. Altså videre nedbøyningen er bare basert på påført last. Ifølge ACI 318 er nedbøyningskravet i bruksgrensetilstand basert på kun nyttelasten. I EC2 er nedbøyningskravet basert på total last. Dette gjør at det er noe forskjell i kravene. EC2 har nemlig et nedbøyningskrav på 3.73 mm større enn ACI 318, se tabell 5-2. Den største nedbøyningen som oppsto på grunn av egenvekt var 4.8 mm, i et par panel. De fleste panelene overstiger derimot ikke 4 mm nedbøyning på grunn av egenvekten. Ingen av dekkene har nedbøyning som er over 3 mm i bruksgrensetilstand. Dette vil si at ingen overskrider ACI 318 eller EC2 sine krav på henholdsvis 8.47 mm og 12.2 mm. De ulike måtene å evaluere nedbøyningen på har gjort det litt annerledes å

se forsøksresultatene opp imot norske krav. Heldigvis er det gjort flere målinger og grundig dokumentering i løpet av forsøket slik at det har vært mulig å vurdere det opp imot krav fra EC2.

Bruksgrensetilstand

For fiberarmert betong er oppførselen i bruksgrensetilstand interessant. Begrensing av riss som er en av fiberens viktigste funksjoner bør komme tydelig frem her. Fiberen blir aktivert når det oppstår strekkspenninger og riss betongen. Oppførselen i bruksgrense var svært lik for alle dekkene i forsøksserien. Selv om dekkenes største karakteristiske riss var omtrent like store, var det generelt mindre rissvidder i de fiberarmerte dekkene. Siden fiber ikke er godkjent som armering alene i dagens standarder kan det å først bevise at den har en gunstig effekt i bruksgrensetilstand bidra til å utvide bruken. Det gjør denne forsøksserien.

7.2 Beregningsgrunnlaget

Beregningene som er gjort for å bestemme kapasiteten til de ulike dekkene i doktorgradsavhandlingen, er gjort ved bruk av faktiske verdier som kom frem ved forsøket. Dette inkluderer betongfasthet, oppspenningskraft og flytegrense til stålet.

For å sammenligne metodene er det dermed brukt de samme verdiene når det er gjort en etterberegning med norske metoder. Dette er gjort for å få frem forskjeller med metoden.

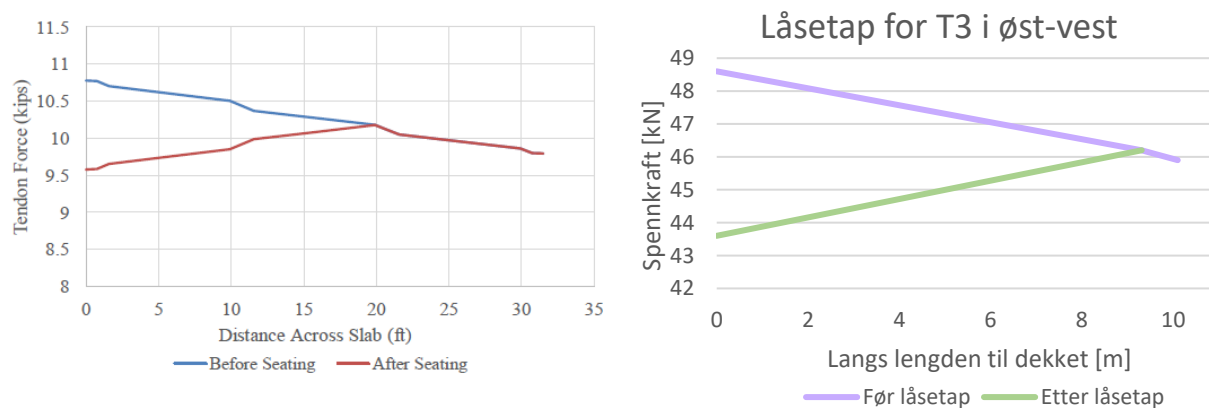
Ved en dimensjoneringsprosess av en rådgivende ingeniør ville det bli brukt verdier ut ifra karakteristiske materialeegenskaper som skulle brukes i det aktuelle prosjektet. Det viktigste er at en konstruksjon ikke oppfører seg utover det den er dimensjonert for. Det ville dermed vært interessant om det ble brukt normal dimensjoneringsmetode ved etterberegning, for å se hvor mye mer enn det dekkene er dimensjonert for de tåler. Likevel ville dette ikke sett på metoden, men trolig heller gitt en indikasjon på hvor mye sikkerhetsmarginer det ligger i de karakteristiske materialverdiene. Denne studien var å se nærmere på metodene som brukes ved kapasitetsberegning, og om de gir en korrekt representasjon.

7.2.1 Spennkreftene – tap i spennkraft

Den effektive spennkraften ble beregnet ved å trekke ifra friksjonstap, låsetap og tidsavhengige tap. Den effektive spennkraften målt fra forsøksserien og den beregnede spennkraften var omtrentlig lik hverandre for de fleste dekkene, noe som er tilfredsstillende og indikerer at

metodene i EC2 representerer kreftene på en god måte. Friksjonskoeffisienten og tilleggskrumingen som ble brukt i beregningene ble hentet fra EC2 og var de samme for alle dekkene.

Låsetapet ble beregnet ut ifra glidningen som ble målt i forsøksserien. Det ble beregnet at den passive enden hadde en høyere kapasitet enn den aktive enden for alle dekkene. Dette stemte overens for T1 og T3, mens for T2 og T4 ble det målt at den aktive enden var størst. Lengden låsetapet virker på, på kablene ble beregnet til å være lengre enn det som ble funnet ved forsøksserien for alle dekkene. Låsetapene funnet fra forsøksserien virket til omtrent halve lengden av spennkablene, men for de beregnede låsetapene virket de på godt over halve lengden. På grunn av kurvaturen til spennkablene, virket trolig ikke låsetapet lineært som antatt i beregningene. Det er mer realistisk at friksjonen er størst i starten og avtar videre langs lengden. Forskjellen mellom målt og beregnet låsetap er vist i figur 7-1.



Figur 7-1. Gjennomsnittlig spennkraft for T3 i øst-vest retning umiddelbart etter oppspenning.

Det at spennkraften var størst i den aktive enden for T2 og T4 kommer nok låseglidningen var mindre i disse dekkene noe som ga lavere friksjons- og langtidstap.

Den effektive spennkraften ble ulik i retningene Ø-V og N-S for dekkene. Dette var fordi i Ø-V retning var spennkablene lengre grunnet den utkragete delen. Oppspenningskraften ble dermed justert høyere for å kompensere for lengden. Kompenseringen påvirket også friksjonstapet som er avhengig lengden. Den effektive spennkraften ble likevel beregnet til å være høyere i Ø-V retning

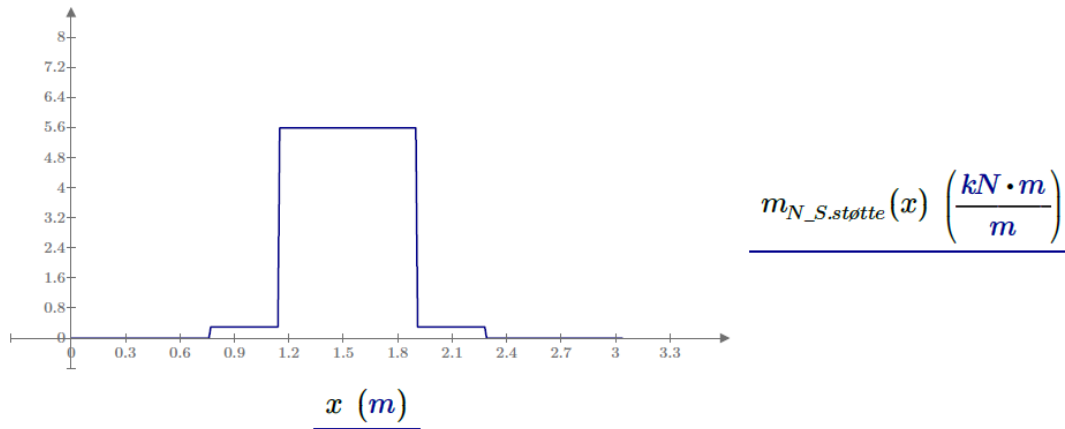
enn det som ble målt til i forsøket. Her kan den utkragede delen sin påvirkning av friksjonen ikke ha komt tydelig nok med i beregningene og dermed overvurdert kabelkrafta.

7.2.2 Rammeanalyse

Dekkene hadde høye utnyttelsesgrader fra rammeanalysen. Det vil si at dekkene gikk til brudd på grunn av et bøyemoment som større enn kapasiteten som ble beregnet. Momentkapasiteten var høyest i Ø-V retning for alle testene. T2 var det dekket som hadde lavest utnyttelsesgrad i både feltet og over støtten, og hadde i underkant av 2.0. Avlest fra tabellene 6-4 og 6-5 ser en at momentkapasiteten til T4 og T2 var lik over støtte og i felt for hver retning. Dette var forventet da mengde spennarmering og fiberarmering var lik i begge snittene. For T1 og T3 var mengde slakkarmering forskjellig over støttene og i feltene og dette ga ulike momentkapasiteter. Det var også forskjell mellom kapasitetene i Ø-V retning og N-S retning. Dette kom av som tidligere nevnt ulik effektiv spennkraft.

Slik rammeanalysen ble benyttet i beregningene så ble momentkapasiteten kalkulert ut ifra den eksisterende armeringen i dekkene. Dette ga ulike momentkapasiteter avhengig av hvilken stripe som ble beregnet. Armeringen ble plassert for å ta opp de største momentene. Det vil si at det var lagt inn mer armering i søylestripene enn i feltstripene, som førte til en høyere beregnet kapasitet.

Ved bruk av rammeanalysen fordeles kapasiteten i ulike striper. I beregningene ble det dermed regnet kapasitet ut ifra hvor armeringen fysisk ble plassert i disse stripene. Dette førte til at de konsentrerte spennkablene bare ga kapasitet i de indre og ytre søylestripene, og ikke i feltstripene over støttene. For dekke T3 som også hadde konsentrert slakkarmering, ble dette et problem. Ifølge metoden ble momentkapasitet i denne stripen lik null. Dette er visualisert i figur 7-2. Dette gjorde metoden ugyldig, siden den baserer seg på at det virker et moment over hele panelet som skal fordeles i de ulike stripene. I stedet for å beregne momentkapasitetene i de ulike stripene, ble det heller brukt total kapasitet for hele støttemomentet og feltmomentet i panelene.



Figur 7-2. Beregnet momentkapasitet over søylen for T3 ved brudd.

Det var forventet at rammeanalysen skulle gi en lavere kapasitet enn det som dekket faktisk tålte i testingen, da metoden er en nedre grense metode, som er på den sikre siden. I rammeanalysen ble T2 beregnet til å ha høyest kapasitet i N-S retning, mens i Ø-V retning hadde begge dekkene med slakkarmering høyere kapasitet enn T2. Dette var trolig på grunn av at det var plassert mer slakkarmering i denne retningen. Det var T4 som tålte størst belastning før brudd i forsøksserien.

Det ble gjort antagelser og forenklinger i beregningene. Det ble bare regnet kapasitet i én stripe langs hele dekket, i hver retning. Dette ble gjort da det ble antatt lik mengde armering for alle panelene, da dette var en god tilnærming. Det var antatt at det var de ytre panelene som var dimensjonerende, og derfor var beregningene basert på kapasiteten her. Det ble likevel foretatt sjekk av kapasitetene i de indre panelene for sammenligning.

Rammeanalyse ga kanskje ikke et gjennomsnittlig helhetlig bilde av momentkapasiteten, men ga en god tilnærming av fordelingen av momentene over kritiske snitt som over de indre søyletoppe og for felt i ytterpanelene.

7.2.3 Bruddlinjeteori

Lastkapasiteten ble etterberegnet ved hjelp av bruddlinjeteori. En bruddlinjeanalyse er også gjennomført i oppgaven til Rosenthal og Ojo. Her er det brukt litt andre metoder enn det som er gjort ved etterberegning etter norske metoder.

For det første viste det seg at bruddlinjene som oppsto i alle dekkene var de samme som antatt i beregningene (figur 4-6). Disse var i momenttoppene i både overkant og underkant av dekket. Dette viser at utgangspunktet for beregningene er korrekt.

I bruddlinjeanalysene som er utført er det sett på panel 10, som er et kantpanel. Det oppstår ikke noen bruddlinjer langs kanten på dekkene da oppleggene er fritt opplagt og allerede kan dreie fritt. Det ser ikke ut til at dette er tatt hensyn til i Ojo sine beregninger. Det er heller ikke her tatt hensyn til at det er ulik armeringsmengde i de ulike retningene. Ojo sine beregninger går ut ifra at det samme bruddlinjene oppstår i både x- og y-retning, og bruker samme momentkapasitet for begge retningene. I etterberegningen er det valgt å se på antall armeringsstenger og spennkabler som ligger i det aktuelle panelet, og de ulike retningene. Dette er for å finne kapasiteten gitt av det faktiske armeringarealet, da det gir en bedre representasjon av kreftene.

Ojo og Rosenthal har brukt verdier som er målt under forsøket. Det vil si verdier for betongkvalitet, stålqualität og oppspenningskrefter. Dette gjør at det er en direkte sjekk av metoden, da verdiene som brukes er korrekte. Ved etterberegningen var det et ønske å sjekke om norske beregningsmetoder stemmer overens med oppførselen til dekkene. Bruddlinjeanalysen bruker dermed for det meste beregningsgrunnlag etter krav fra EC2. Det er dermed brukt beregnet spennkrefter etter EC2 for å sjekke om dette kan representere spennkreftene på god nok måte. For å gjøre det mer presist, ble det også tatt hensyn til spennkreftene i de ulike retningene, da denne varierte noe. Det er det ikke gjort i beregningene til Ojo eller Rosenthal.

For å finne lastkapasiteten til T2 og T4 er det brukt metoder fra NB38 for å finne momentkapasiteter til de fiberarmerte dekkene, som baserer seg på restbøyestrekfastheter. Disse er lagt sammen med kapasiteten som spennarmeringen gir. Ojo og Rosenthal har funnet kapasiteten til de fiberarmerte dekkene ved å utføre en 4-punkts bjelketest med eksemplarer som var både fiber- og spennarmert (Appendix F, Ojo). Denne metoden skal gi en representasjon av det aktuelle kapasiteten i dekkene. Likevel er dette ikke en aktuell metode å bruke ved dimensjonering av fiberarmerte dekker. Ønsket med å etterberegne med norske metoder, var å se om det var mulig å bruke generelle metoder som kan brukes uten å gjøre for mange forsøk av den aktuelle konstruksjonen i forkant. I dag stilles det fortsatt krav å utføre en tre-punkts bjelketest etter norsk metode for å finne restbøyestrekfastheten til fiberarmert betong. Det stilles derimot ikke krav til

utførelse av kapasitetskontroll av prøvestykker ved kombinasjonen av fiber- og spennarmering. For at bruken fiberarmering skal bli større er det viktig at det er gode, enkle metoder som er gjennomførbare, men samtidig gir en korrekt representasjon av konstruksjonen.

Bruddlinjeteori er som tidligere nevnt en plastisk beregningsmetode og gir en generell verdi for maksimal last for hele panelet. Det er en øvre grense metode, som generelt gir større kapasiteter enn ved elastisk beregning. Det er noe forskjell i kapasitetene som er beregnet etter norsk metode og den som er gjort i doktorgradsavhandlingen. Dette kapitlet har kommentert noen av forskjellene på beregningsmetodene, noe som trolig er grunnen til ulike verdier. Tabell 6-3 viser resultatene fra de ulike beregningene. Det som er interessant er at for de stangarmerte dekkene er norsk beregningsmetode noe mer konservativ, og får lavere verdier. For de fiberarmerte dekkene er derimot den amerikanske metoden mest konservativ. Det kan som nevnt være på grunn av ulik måte å inkludere bidraget fra fiberen på, og det er trolig det som har gitt utslag. Ved bruk av restbøyestrekfastheter kan det se ut som om momentkapasiteten blir noe høyere, og kan dermed gi inntrykk av at fiberbidraget blir overvurdert noe, da disse fikk lavest utnyttelsesgrad.

Begge metodene gir derimot lavere kapasitet enn det dekkene faktisk tåler, noe som er bra og kreves av en god metode. Ingen materialfaktorer er medtatt i beregningene og dette vil også gi en ekstra sikkerhetsfaktor. I dekke T2 er kapasiteten nærest den faktiske bruddlasten, gjerne noe for nær. Dette er ikke ønskelig. Som nevnt tidligere er denne derimot ikke kjørt til brudd og kunne trolig tålt mer.

7.3 Krav i EC2 og ACI 318

7.3.1 Minimumsarmering

Kravet om minimumsarmeringen er høyere i den norske standarden enn i den amerikanske. I denne forsøksserien ble fiberdoseringsbasert basert på å erstatte minimumsarmeringen helt, som forklart i kapittel 3.2.2. I Norge ville denne metoden ført til en større mengde fiber. Som nevnt tidligere kan fiberdoseringen påvirke fiberbetongen i stor grad, og hvordan den oppfører seg. For store mengder blir ugunstig og kan føre til opphoping av fiber, i stedet for at den blir jevnt fordelt i hele tverrsnittet. Tabell 3-4 viser forskjellen på restbøyestrekfasthet ved doserings på 30- 50- og 70-kg/m³. Ved å erstatte kravet til minimumsarmering etter norske krav i metoden som er brukt i

forsøket, trengs det at resttrekkfastheten er på 7.9 N/mm^2 . I dette forsøket ville dermed 70 kg/m^3 blitt brukt. Dette kunne ha endret hele resultatet, og kan indikere at denne metoden å bestemme fiberdosering ikke alltid er gunstig. I dette forsøket ble fiberdosering innenfor en normal anbefalt doseringsmengde, men det bør heller finnes en veiledning på hvilke egenskaper ulike doseringsmengder gir. I dette forsøket funket 50 kg/m^3 bra. Flere forsøk bør utføres for å bekrefte oppførselen til de ulike doseringene slik at det kan de kan brukes med trygghet.

7.3.2 Tilleggspenninger

Etter norsk standard skal det ved dimensjonering i bruddgrensetilstand legges til en økning av spenning i spennstålet på 100 MPa ved dimensjonering av etteroppspente spennkabler i bruddgrensetilstand. Dette er for å ta med effekten av tøyning når kablene blir forlenget ved bøyning. I ACI 318 brukes det høyere verdier for denne økningen og det er tillatt å legge til 207 MPa .

Opp til den dimensjonerende lasten var nådd var spenningene nokså uendret, men økte ved videre belastning. Dette kom av at rissene på undersiden ble større. De største spenningene oppsto der rissene var normalt på spennkablene. Resultatene fra forsøket viser ulike verdier for denne økningen både på de ulike dekkene og de ulike retningene. I N-S retning oppnådde alle dekkene en økning på over godt over 100 MPa , og noen over 200 MPa . Dette viser at EC2 sitt krav er konservativt. I Ø-V retning ble de noe lavere, noe som kan indikere at det meste av lasten blir båret i N-S retning. Generelt viste de stangarmerte dekkene lik oppførsel her og ga høye spenninger, noe som kan indikere at kravet om tilleggspenning i kablene i tradisjonell- og spennarmerte konstruksjoner kan økes.

7.3.3 Avstand mellom kabler

I dagens norske standard er det ikke noe krav om maks senteravstand mellom spennkabler i minst én retning. Den amerikanske standarden er mer utfyllende når det gjelder dimensjonering av spennarmert betong, og har dette kravet. Det er likevel en vanlig praksis i Norge å legge spennkablene konsentrert over søylene i en retning og jevnt fordelt i den andre.

Ut ifra resultatene i denne forsøksserien kan det se ut som dette kravet i ACI 318 ikke er nødvendig, og konsentrerte kabler i to retninger kan også gi god nok kapasitet. Det er derimot risikabelt å

endre dette kravet basert på én vellykket forsøksserie. Det kan derimot gi en indikasjon på at om det benyttes grundige beregninger som kan bevise god nok kapasitet, er det ikke nødvendig med et krav som begrenser konstruktørens valg til utformingen av spennkabler. Geometrien i dekkene i forsøksserien var derimot veldig enkle, og panelene var kvadratiske. Det gir også grunnlag for at det trengs mer testing på andre geometrier om dette kravet kan endres med sikkerhet.

7.4 Fra 1/3 skala til prototypen

Forsøksserien var nedskalerte prøveeksemplarer av en prototype som er tre ganger større. Hvor godt disse 1/3-skala dekkene representerer prototypen kan diskuteres.

7.4.1 Spennvidde

Spennene i prototypen er 9 meter, og i forsøksserien er de 3 meter. I forsøksserien ble om maks senteravstand mellom spennkabler i én retning på 1.52 meter overskredet med det dobbelte, i dekkene med konsentrerte kabler i begge retninger. Resultatene fra forsøket tilsa derimot at løsningen var svært god og oppførte seg tilfredsstillende. I et dekke der spennvidden er 9 meter, er det mer usikkert om denne løsningen hadde oppført seg like bra som forsøkene tilsa. Forklaringen på hvorfor den konsentrerte løsningen var god var at kreftene etablerte seg utover i dekket med en vinkel på 45 grader fra forankringene og ga tilstrekkelig kapasitet til hele dekket. Når avstanden mellom kablene øker, vil også avstanden til kraften har klart å fordele seg å gi jevnt fordel last også være lenger, og kanskje ikke virke på like stor del av dekket som for de nedskalerte.

7.4.2 Fiberorientering

I de nedskalerte dekkene var også tykkelsen på plata redusert fra 228 mm til 76 mm. Denne reduksjonen kan ha noe å si for fiberorienteringen. For at fiberarmeringen skal ta opp krefter i alle retninger må den også ligge i alle retninger jevnt over i hele konstruksjonen. Det stilles dermed krav til utførelse av støpning av fiberbetong, slik at fibre fordeles godt nok ut i hele dekket. Det reduserte dekket kan ha ført til at fibre ble trykt sammen i større grad og virket mer i planet. Dette kan indikere at ved en fullskala prototype vil det være større rom for at fibre spres i alle retninger. Dette kan dermed tale for at et i prototypen vil fibre kunne bidratt i enda større grad til kapasitet mot gjennomlokking og begrenning av skjær-riss. Denne observasjonen er interessant da den indikerer at fiberarmering kan være gunstigere ved bruk i større konstruksjoner.

I prøveserien ble også fiberlengden nedskalert. I fiberarmerte konstruksjoner brukes det som regel noe lenger fibertyper enn 30 mm som ble brukt her. Dette kan både ha fordeler og ulemper. Som nevnt er fiberorientering svært viktig, og for mye, eller for lange fiber, øker sjansen for at fiberen vikler seg inn i hverandre og skaper soner oppsamlede masser av fiber. Da vil den ikke virke gunstig eller ta opp krefter slik som antatt. Lenger fiber kan derimot også ha en bedre effekt, ved at den har mer material å strekke seg over og begrenser riss bedre.

7.4.3 Nedskalering

Som tidligere nevnt har nedskalerte tester problemer med å fremstille oppførselen til prototypen da forholdet mellom dimensjonene og styrken til testen ikke er lineær. De nedskalerte testene må justeres for å kompensere for «size effect».

I forsøksserien kompenseres blant annet den reduserte egenvekten ved at det legges på murblokker. I doktorgradsavhandlingen til Trygstad kommenteres det på at fullskalatester burde gjennomføres mer, da det er vanskelig å skalere ned betongkonstruksjoner med en pålitelig mengde armering, betongkvalitet, tykkelse og laster rundt søyler. I tillegg gir fullskalatester mer realistiske resultater for skjærkapasitet, tøyning i armeringen og langtidsdeformasjoner. Forsøksserien i denne oppgaven kan ha gitt korrekte resultater, men en fullskala test kunne med fordel blitt gjennomført for å få frem aspekter som de nedskalerte dekkene ikke fikk registrert.

Det er også viktig å tenke på hvilke fordeler og ulemper de ulike dekkene ville hatt i et ekte bygg. I store bygg skal det ofte inn med kabelføringer og ulike utsparinger. Risikoen for å kutte en kabel ved utsparinger i gulv er stor når det ligger kabler jevnt fordelt i hele dekket. Med dette i baktanke er den konsentrerte løsningen svært gunstig med tanke på praktiske formål på byggeplass. Det oppstår svært ofte situasjoner som må løses der og da, og utformingen kan gi mer rom for menneskelige feil. Kombinasjonen med konsentrerte kabler og fiber kan også gi økonomisk gevinst da det kan være tidsbesparende både for rådgivende og utførende.

8 Konklusjon

De fire dekkene T1, T2, T3 og T4 med ulike armeringsløsninger oppførte seg nokså likt i både bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. Det var ikke før dekkene ble videre belastet til brudd av det kom synligere forskjeller. Forsøksserien skulle undersøke om det var mulig å endre krav i den amerikanske standarden som kunne forenkle dimensjoneringsprosessen og utførelsen av spennarmerte flatdekker. De viktigste punktene var om det var mulig å plassere konsentrerte spennarmeringskabler i to retninger, og om det var mulig å erstatte minimumskravet for stangarmering med fiberarmering. Samtidig skulle krav til styrke og stivhet tilfredsstilles.

Testresultatene viste at de fiberarmerte dekkene oppførte seg svært tilfredsstillende. Det ble ikke observert riss på undersiden i bruksgrensetilstand, og det oppsto færre riss på oversiden enn hos de stangarmerte. Dette viser at fiber har en rissbegrensende effekt som antatt. Duktiliteten var også svært god, noe som kan indikere at fiber kan erstatte den tradisjonelle armeringen.

Den konsentrerte løsningen viste seg også å gi tilstrekkelig kapasitet, noe som kan indikere at kraften fra oppspenningen brer seg ut og oppnår kapasitet i hele dekket relativt fort. Kombinasjonen med konsentrerte kabler og fiberarmering i dekke T4 oppførte seg dermed svært bra. T4 sto imot den høyeste lasten av alle dekkene i testen, samtidig som den hadde høy duktilitet og begrenset med riss. Testen viste også at kombinasjonen var gunstig mot gjennomlokking. Ut ifra denne forsøksserien kan der dermed se ut til at det er mulig å endre kravene om maksimal avstand mellom kabler og at minimums stangarmering kan erstattes av fiber. Konklusjonen er derimot bare basert på ett vellykket forsøk og det trengs mer grunnlag som kan bekrefte denne løsningen.

Bruddlinjene etablerte seg som antatt. Etterberegning av kapasitet med bruddlinjeanalyse ga gode resultater for de stangarmerte dekkene. Beregningen ga en god representasjon av kapasiteten og ga en utnyttelsesgrad på over 1.4 sammenlignet med den endelige bruddlasten. For de fiberarmerte dekkene ble kapasiteten noe høyere, men de fikk derimot noe lavere utnyttelsesgrad, som kan indikere at beregningsmetodene for fiberbidraget kan ha blitt overvurdert. Alle dekkene hadde derimot større kapasitet enn det som var beregnet.

Rammeanalysen ga en lavere kapasitet enn bruddlinjeanalysen, noe som var forventet. Metoden baserer seg på å beregne kapasitet direkte ut ifra armeringen i søyle- og feltstripene. Dette ble problematisk for dekkene med konsentrerte spennkabler, som ga null kapasitet i feltstripen nær søylen. Rammeanalysen kunne dermed ikke anvendes korrekt. Momentkapasiteten måtte beregnes og sammenlignes over hele støttene og i feltene istedenfor i stripene som metoden tilsier. Utnyttelsesgraden til T4 i rammeanalysen ble blant de høyeste, som bekrefter at denne metoden er på den sikre side.

9 Forslag til videre arbeid

Ved utarbeidelse av oppgaven dukket det opp flere punkter som kunne vært interessant å undersøke videre.

I denne oppgaven ble metodene for spennkraft og last- og momentkapasitet etterberegnet etter norske metoder. Videre kunne det vært interessant å undersøke hvordan EC2 sine beregninger for nedbøyning og skjærkrefter stemte overens med dekkenes oppførsel. Det burde også blitt utført FE-analyser for å sjekke spenningene i konstruksjonen.

Det var vanskelig å tydelig få frem hva som skilte kapasiteten til de ulike fordelingene av spennkabler. Det kunne vært interessant å utføre grundigere beregninger på konserterte kabler, for å se nærmere på hvordan denne løsningen oppnådde så god kapasitet som resultatene viste.

Til slutt burde det også blitt utført mer testing med fiber i bærende konstruksjoner. Det kreves mange forsøk og grundige beregninger slik at beregningsmetoden kan verifiseres. Dette var bare ett vellykket forsøk. For å gi grunnlag til å endre krav i standarder må det mer testing til, slik at en kan med sikkerhet vise til at oppførselen stemmer som antatt.

10 Litteraturliste

1. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Norsk Standard;
2. Norsk betongforening. Flatdekker: Beregning og konstruktiv utforming [Internett]. 2004 s. 100. (Publikasjon nr.33). Tilgjengelig på: <https://betong.net/wp-content/uploads/NB-Publikasjon-nr.-33.pdf>
3. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2. utg., 3. oppl. Bergen: Fagbokforl; 2017. 470 s.
4. O'Brien E. Reinforced and prestressed concrete design to EC2: the complete process. 2nd ed. London: Spon Press; 2012. IX, 524.
5. Aalami BO. Critical Milestones in Development of Post-Tensioned Buildings. Products&Practice spotlight. oktober 2007;5.
6. Trygstad S. Structural Behaviour of Post Tensioned Concrete Structures: Flat Slab. Slabs on Ground [Internett] [Doktor ingeniør avhandling]. 279. [Trondheim]: Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi; 2001 [sisert 12. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/231137>
7. Sabnis G, Mirza S. Size Effects in Model Concretes? ASCE J Struct Div. 1. juni 1979;105:1007–20.
8. Johansen H. Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer [Internett]. Statens vegvesen; 2017 jan s. 74. Report No.: Nr. 668. Tilgjengelig på: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2569768/SVV%20rapport%20%20668%20Beregningsveiledning%20for%20etteroppspente%20betongbruer.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
9. Bare strand | Prestressing steel strand | Products | Special Steel Wire Division | SUMITOMO ELECTRIC Connect with Innovation [Internett]. Sumitomo. [sisert 7. juni 2022]. Tilgjengelig på: <https://global-sei.com/steel-wire/products/strand/bare.html>
10. FLEXPACK SERIES - High-load surface steel cable by Redaelli | ArchiExpo [Internett]. archiexpo. [sisert 7. juni 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.archiexpo.com/prod/redaelli/product-61094-1654218.html>
11. Kanstad T. Nonlinear analysis considering timedependent deformations and capacity of reinforced and prestressed concrete [Doktor ingeniør avhandling]. [Trondheim]: Norges tekniske høgskole; 1990.
12. Lin TY. Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures. Journal Proceedings. No. 60-36. 1. juni 1963;
13. fib. Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst&Sohn; 2013.

14. Norsk betongforening. Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner. 2020 s. 98. (Publikasjon nr.38).
15. Historic development of Fibre Reinforced Concrete [Internett]. Concrete Technology Weblog. 2008 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://caementitium.wordpress.com/2008/01/24/historic-development-of-fibre-reinforced-concrete/>
16. Marcalikova Z, Cajka R, Bilek V, Bujdos D, Sucharda O. Determination of Mechanical Characteristics for Fiber-Reinforced Concrete with Straight and Hooked Fibers. Crystals. 25. juni 2020;10(6):545.
17. Löfgren I. Fibre-reinforced concrete for industrial construction: a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis. Göteborg: Chalmers Univ. of Technology; 2005. (Doktorsavhandlingar vid Chalmers Tekniska Högskola).
18. Khanlou A. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs | Elsevier Enhanced Reader. 2016 [sitert 10. mai 2022]; Tilgjengelig på: <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/S0141029616000924?token=B14DF51974F1EDAF707169A013F9407D91E84E9DFDD60E325FE985FC93B35F94199BDD9D840A1A64865663CF06F296B3&originRegion=eu-west-1&originCreation=20220510080733>
19. Nguyen-Minh L, Rovňák M, Tran-Quoc T, Nguyenkim K. Punching Shear Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Slabs. Procedia Eng. 2011;14:1830–7.
20. Ojo TO. PERFORMANCE OF STEEL FIBER REINFORCED AND CONVENTIONALLY REINFORCED POST-TENSIONED FLAT PLATES. 22. juli 2021;391.
21. Rosenthal JT. STRENGTH AND PERFORMANCE OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE POST-TENSIONED FLAT PLATES. 28. juni 2019;228.
22. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). American Concrete Institute; 2020.
23. Zellerer E. Durchlaufträger - Einflusslinien, Momentenlinien, Schnittgrößen. 2.durchges. edition. Berlin: Ernst & Sohn; 1975. 380 s.
24. Johansen KW. Bruddlinieteorier. København; 1943.

11 Vedleggsliste

Vedlegg A - Beregninger bruddlinjeanalyse

Vedlegg B - Beregninger rammeanalyse for T1

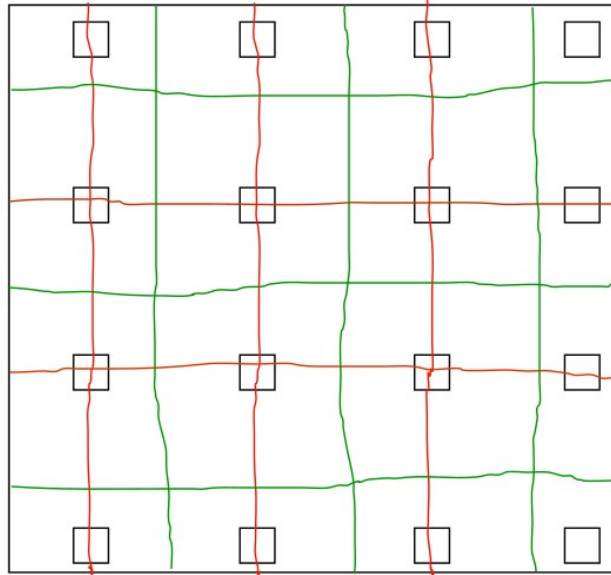
Vedlegg C – Beregninger rammeanalyse for T2

Vedlegg D - Beregninger rammeanalyse for T3

Vedlegg E – Beregninger rammeanalyse for T4

Bruddlinjeanalyse

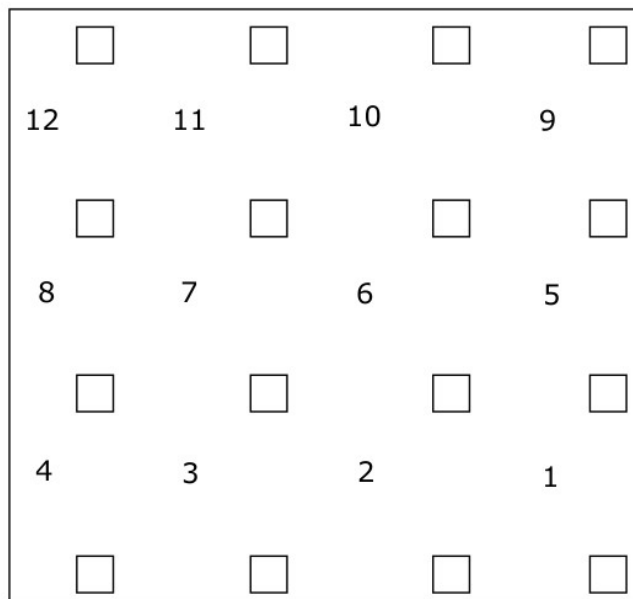
Bruddlinjemønsteret på flatdekket



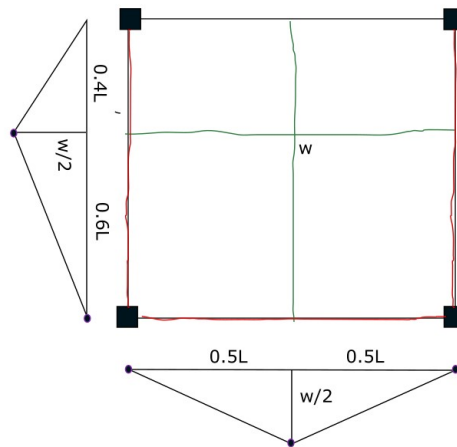
■ Bruddlinjer i underkant av dekket

■ Bruddlinjer i overkant av dekket

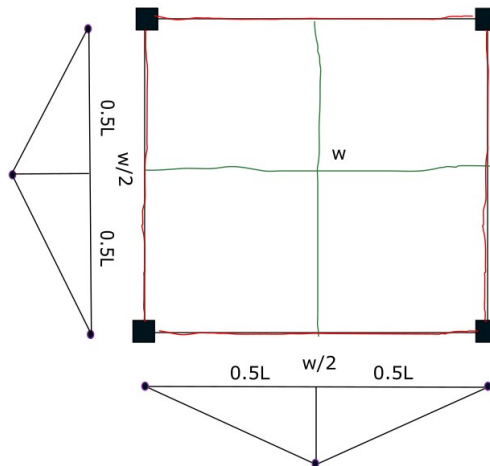
Panel-inndeling



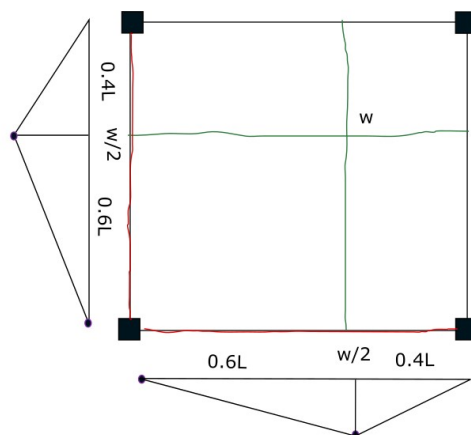
**Bruddlinjemønstre i kantpanel
Panel 2, 3, 10 og 11**



**Bruddlinje mønster i midtpanel
Panel 6**



**Bruddlinjemønstre i hjørnepanel
Panel 1 og 9**



Dimensjoner

$$Lx := 120 \text{ in} = 3.048 \text{ m} \quad Ly := Lx$$

Lengde dekke

$$h := 3 \text{ in} = 76.2 \text{ mm}$$

Tykkelse dekke

$$B := 1 \text{ m}$$

1m platebredde

$$d_p := 2.49 \text{ in} = 63.246 \text{ mm}$$

Effektiv dybde til spennarm.

$$d_1 := 2.49 \text{ in} = 63.246 \text{ mm}$$

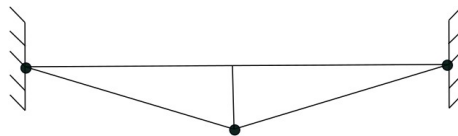
Effektiv dybde til underkantarm.

$$d_2 := 1.5 \text{ in} = 38.1 \text{ mm}$$

Effektiv dybde til overkantarm.

Arbeidsetninger: Indre arbeid = ytre arbeid

For paneler innspent i begge sider



$$Ay = q \cdot V = q \cdot \frac{Lx \cdot Ly \cdot w}{2}$$

$$Ai = md \cdot l \cdot \theta$$

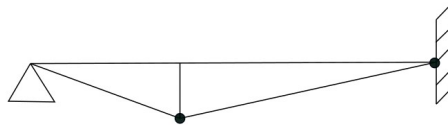
$$Ai = \left(md \cdot Lx \cdot \left(\frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} + \frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} \right) \right) + 2 \cdot \left(md' \cdot Lx \cdot \frac{\frac{w}{2}}{0.5Ly} \right)$$

$$Ai = (2md + 2md') \frac{w \cdot Lx}{Ly}$$

$$Ay = Ai$$

$$q = (2md + 2md') \frac{2}{Ly^2}$$

For paneler med innspenning og fri rotasjon om ett opplager



$$A_y = q \cdot V = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y \cdot w}{2}$$

$$A_i = m d \cdot l \cdot \theta$$

$$A_i = \left(m d \cdot L_y \cdot \left(\frac{\frac{w}{2}}{0.4L_x} + \frac{\frac{w}{2}}{0.6L_x} \right) \right) + \left(m d' \cdot L_y \cdot \frac{\frac{w}{2}}{0.6L_x} \right)$$

$$A_i = \frac{25 \cdot m d \cdot w \cdot L_y}{12 \cdot L_x} + \frac{5 \cdot m d' \cdot w \cdot L_y}{6 \cdot L_x}$$

$$A_i = \left(\frac{25}{12} m d + \frac{5}{6} m d' \right) \frac{w \cdot L_y}{L_x}$$

$$A_y = A_i$$

$$q = \left(\frac{25}{12} m d + \frac{5}{6} m d' \right) \frac{2}{L_x^2}$$

For kantpaneler blir kapasitetsuttrykket:

$$q = \left(\left(\frac{25}{12} m d \cdot x + \frac{5}{6} m d' \cdot x \right) + (2 \cdot m d \cdot y + 2 \cdot m d' \cdot y) \right) \cdot \frac{2}{L^2}$$

Plate T1**Panel 10**Materialverdier

$$f_{ck} := 39 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens fasthet

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{N}{mm^2}$$

Slakkarmeringsens flytgrense

$$f_{pk} := 1724 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets 0.1%-grense

$$A_{ps} := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal 1 kabel

$$A_s := 0.05 \text{ in}^2 = 32.258 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal slakkarmering

$$S_{P,x} := 44.5 \text{ kN}$$

Jekkraft med tap

$$S_{P,y} := 44.0 \text{ kN}$$

X-retningTrykksonehøyder

$$x_1 := \frac{(8 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (5 \cdot S_{P.x})}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Lx} = 3.874 \text{ mm}$$

$$x_2 := \frac{(7 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (5 \cdot S_{P.x})}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Lx} = 3.682 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$Mu_{underkant.x} := (S_{P.x} \cdot 5 \cdot (d_p - 0.4 x_1)) + (f_{yk} \cdot 8 \cdot A_s \cdot (d_1 - 0.4 x_1)) = 22.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{overkant.x} := (S_{P.x} \cdot 5 \cdot (d_p - 0.4 x_2)) + (f_{yk} \cdot 7 \cdot A_s \cdot (d_2 - 0.4 x_2)) = 18.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet per meter

$$mu_{underkant.x} := \frac{Mu_{underkant.x}}{Lx} = 7.457 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$mu_{overkant.x} := \frac{Mu_{overkant.x}}{Lx} = 6.043 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Y-retningTrykksonehøyder

$$x_1 := \frac{(6 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (S_{P,y} \cdot 6)}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Ly} = 3.927 \text{ mm}$$

$$x_2 := \frac{(9 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (S_{P,y} \cdot 6)}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Ly} = 4.502 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$Mu_{underkant.y} := (S_{P,y} \cdot 6 (d_p - 0.4 x_1)) + (f_{yk} \cdot 6 \cdot A_s \cdot (d_1 - 0.4 x_1)) = 23.031 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{overkant.y} := (S_{P,y} \cdot 6 (d_p - 0.4 x_2)) + (f_{yk} \cdot 9 \cdot A_s \cdot (d_2 - 0.4 x_2)) = 22.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet per m

$$mu_{underkant.y} := \frac{Mu_{underkant.y}}{Ly} = 7.556 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$mu_{overkant.y} := \frac{Mu_{overkant.y}}{Ly} = 7.277 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Lastkapasitet

$$q := \left(\left(\frac{25}{12} \cdot Mu_{underkant.x} + \frac{5}{6} Mu_{overkant.x} \right) + (2 \cdot Mu_{underkant.y} + 2 \cdot Mu_{overkant.y}) \right) \cdot \frac{2}{Lx^2} = 32.964 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{T1} := \frac{q}{Lx} = 10.815 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Plate T2**Panel 10**Materialverdier

$$f_{ck} := 53 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens fasthet

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{N}{mm^2}$$

Slakkarmeringsens flytgrense

$$f_{pk} := 1724 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets 0.1%-grense

$$A_{ps} := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal 1 kabel

$$A_s := 0.05 \text{ in}^2 = 32.258 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal slakkarmering

$$S_{P,x} := 45.2 \text{ kN}$$

Jekkraft med tap

$$S_{P,y} := 44.2 \text{ kN}$$

Midlere strekkfastheter

$$f_{R1} := 1150 \text{ psi} = 7.929 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R2} := 1228 \text{ psi} = 8.467 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R3} := 1065 \text{ psi} = 7.343 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R4} := 903 \text{ psi} = 6.226 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier etter NB38

$$f_{R1.ber} := 0.6 \cdot f_{R1} = 4.757 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R3.ber} := 0.6 \cdot f_{R3} = 4.406 \frac{N}{mm^2}$$

For beregning i bruddgransetilstand

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R3.ber} = 1.63 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1.63 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 1.63 \frac{N}{mm^2}$$

X-retningMomentkapasitet

$$x := \frac{(h \cdot Lx \cdot f_{Ftuk}) + S_{P.x} \cdot 5}{Lx (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 4.505 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$z := 0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x = 38.551 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$S_f := (h - x) \cdot Lx \cdot f_{Ftuk} = 356.225 \text{ kN}$$

Strekraft fra fiber

$$M_{Rd.f} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) = 13.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra fiber

$$M_{Rd.P} := 5 \cdot S_{P.x} \cdot (d_p - 0.4 \cdot x) = 13.886 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra spennarmeringen

$$M_x := M_{Rd.f} + M_{Rd.P} = 27.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i panel

$$m_x := \frac{M_x}{Lx} = 9.061 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment per meter

Y-retningMomentkapasitet

$$x := \frac{(h \cdot Lx \cdot f_{Ftuk}) + S_{P.y} \cdot 5}{Lx (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 4.468 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$z := 0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x = 38.547 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$S_f := (h - x) \cdot Lx \cdot f_{Ftuk} = 356.41 \text{ kN}$$

Strekraft fra fiber

$$M_{Rd.f} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) = 13.738 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra fiber

$$M_{Rd.P} := 5 \cdot S_{P.y} \cdot (d_p - 0.4 \cdot x) = 13.582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra spennarmeringen

$$M_y := M_{Rd.f} + M_{Rd.P} = 27.321 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i panel

$$m_y := \frac{M_y}{L_y} = 8.964 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment per meter

Lastkapasitet

$$q_{T2} := \left(\left(\frac{25}{12} \cdot m_x + \frac{5}{6} m_x \right) + (2 \cdot m_y + 2 \cdot m_y) \right) \cdot \frac{2}{Lx^2} = 13.408 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Plate T3**Panel 10**Materialverdier

$$f_{ck} := 41 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens fasthet

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{N}{mm^2}$$

Slakkarmeringsens flytgrense

$$f_{pk} := 1724 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets 0.1%-grense

$$A_{ps} := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal 1 kabel

$$A_s := 0.05 \text{ in}^2 = 32.258 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal slakkarmering

$$S_{P,x} := 44.8 \text{ kN}$$

Jekkraft med tap

$$S_{p,y} := 43.9 \text{ kN}$$

X-retningTrykksonehøyder

$$x_1 := \frac{(8 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (5 \cdot S_{P.x})}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Lx} = 3.7 \text{ mm}$$

$$x_2 := \frac{(7 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (S_{P.x} \cdot 5)}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Lx} = 3.518 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$Mu_{\text{underkant.x}} := (S_{P.x} \cdot 5 (d_p - 0.4 x_1)) + (f_{yk} \cdot 8 \cdot A_s \cdot (d_1 - 0.4 x_1)) = 22.847 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{\text{overkant.x}} := (S_{P.x} \cdot 5 (d_p - 0.4 x_2)) + (f_{yk} \cdot 7 \cdot A_s \cdot (d_2 - 0.4 x_2)) = 18.536 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet per meter

$$mu_{\text{underkant.x}} := \frac{Mu_{\text{underkant.x}}}{Lx} = 7.496 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$mu_{\text{overkant.x}} := \frac{Mu_{\text{overkant.x}}}{Lx} = 6.081 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Y-retningTrykksonehøyder

$$x_1 := \frac{(7 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (S_{P,y} \cdot 5)}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Ly} = 3.488 \text{ mm}$$

$$x_2 := \frac{(9 \cdot A_s \cdot f_{yk}) + (S_{P,y} \cdot 5)}{f_{ck} \cdot 0.8 \cdot Ly} = 3.852 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$Mu_{\text{underkant.y}} := (S_{P,y} \cdot 5 (d_p - 0.4 x_1)) + (f_{yk} \cdot 6 \cdot A_s \cdot (d_1 - 0.4 x_1)) = 20.437 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{\text{overkant.y}} := (S_{P,y} \cdot 5 (d_p - 0.4 x_2)) + (f_{yk} \cdot 9 \cdot A_s \cdot (d_2 - 0.4 x_2)) = 19.638 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet per meter

$$mu_{\text{underkant.y}} := \frac{Mu_{\text{underkant.y}}}{Ly} = 6.705 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$mu_{\text{overkant.y}} := \frac{Mu_{\text{overkant.y}}}{Ly} = 6.443 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Lastkapasitet

$$q := \left(\left(\frac{25}{12} \cdot Mu_{\text{underkant.x}} + \frac{5}{6} Mu_{\text{overkant.x}} \right) + (2 \cdot Mu_{\text{underkant.y}} + 2 \cdot Mu_{\text{overkant.y}}) \right) \cdot \frac{2}{Lx^2} = 30.827 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{T3} := \frac{q}{Lx} = 10.114 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Plate T4Materialverdier

$$f_{ck} := 43 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens fasthet

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{N}{mm^2}$$

Slakkarmeringsens flytgrense

$$f_{pk} := 1724 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Spennstålets 0.1%-grense

$$A_{ps} := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal 1 kabel

$$A_s := 0.05 \text{ in}^2 = 32.258 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal slakkarmering

$$S_{P,x} := 46.1 \text{ kN}$$

Jekkraft med tap

$$S_{P,y} := 45.1 \text{ kN}$$

Midlere strekkfastheter

$$f_{R1} := 1068 \text{ psi} = 7.364 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R2} := 1125 \text{ psi} = 7.757 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R3} := 1004 \text{ psi} = 6.922 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R4} := 846 \text{ psi} = 5.833 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier etter NB38

$$f_{R1.ber} := 0.6 \cdot f_{R1} = 4.418 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R3.ber} := 0.6 \cdot f_{R3} = 4.153 \frac{N}{mm^2}$$

For beregning i bruddgransetilstand

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R3.ber} = 1.537 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1.537 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 1.537 \frac{N}{mm^2}$$

X-retningMomentkapasitet

$$x := \frac{(h \cdot Lx \cdot f_{Ftuk}) + S_{P.x} \cdot 5}{Lx (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 5.363 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$z := 0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x = 38.636 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$S_f := (h - x) \cdot Lx \cdot f_{Ftuk} = 331.804 \text{ kN}$$

Strekraft fra fiber

$$M_{Rd.f} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) = 12.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra fiber

$$M_{Rd.P} := 5 \cdot S_{P.x} \cdot (d_p - 0.4 x) = 14.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra spennarmeringen

$$M_x := M_{Rd.f} + M_{Rd.P} = 26.903 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i panel

$$m_x := \frac{M_x}{Lx} = 8.827 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment per meter

Y-retningMomentkapasitet

$$x := \frac{(h \cdot Lx \cdot f_{Ftuk}) + S_{P.y} \cdot 5}{Lx (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 5.317 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$z := 0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x = 38.632 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$S_f := (h - x) \cdot Lx \cdot f_{Ftuk} = 332.018 \text{ kN}$$

Strekraft fra fiber

$$M_{Rd.f} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) = 12.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra fiber

$$M_{Rd.P} := 5 \cdot S_{P.y} \cdot (d_p - 0.4 x) = 13.782 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra spennarmeringen

$$M_y := M_{Rd.f} + M_{Rd.P} = 26.609 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i panel

$$m_y := \frac{M_y}{Lx} = 8.73 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment per meter

Lastkapasitet

$$q_{T4} := \left(\left(\frac{25}{12} \cdot m_x + \frac{5}{6} m_x \right) + (2 \cdot m_y + 2 \cdot m_y) \right) \cdot \frac{2}{Lx^2} = 13.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sammenligning

Resultat

$$q_{T1} = 10.815 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{T2} = 13.408 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{T3} = 10.114 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{T4} = 13.06 \frac{kN}{m^2}$$

Resultater fra Ojo

Table 8.1: Ultimate Strength Comparison

Specimen	Yield Line (psf)	ACI, 1.2D + 1.6L (psf)	Test Failure Load (psf)	Test/Yield line	Test/ ACI
T1	250	197.4	321	1.28	1.63
T3	241	197.4	310	1.29	1.57
T4	258	197.4	344	1.31	1.74

	Yield Line	ACI	Bruddlast
T1	250 <i>psf</i> = 11.97 $\frac{kN}{m^2}$	197 <i>psf</i> = 9.432 $\frac{kN}{m^2}$	$q_{brudd.T1} := 321 \text{ psf} = 15.37 \frac{kN}{m^2}$
T2	243 <i>psf</i> = 11.635 $\frac{kN}{m^2}$	197 <i>psf</i> = 9.432 $\frac{kN}{m^2}$	$q_{brudd.T2} := 282 \text{ psf} = 13.502 \frac{kN}{m^2}$
T3	241 <i>psf</i> = 11.539 $\frac{kN}{m^2}$	197 <i>psf</i> = 9.432 $\frac{kN}{m^2}$	$q_{brudd.T3} := 310 \text{ psf} = 14.843 \frac{kN}{m^2}$
T4	258 <i>psf</i> = 12.353 $\frac{kN}{m^2}$	197 <i>psf</i> = 9.432 $\frac{kN}{m^2}$	$q_{brudd.T4} := 344 \text{ psf} = 16.471 \frac{kN}{m^2}$

Utnyttelsesgrad

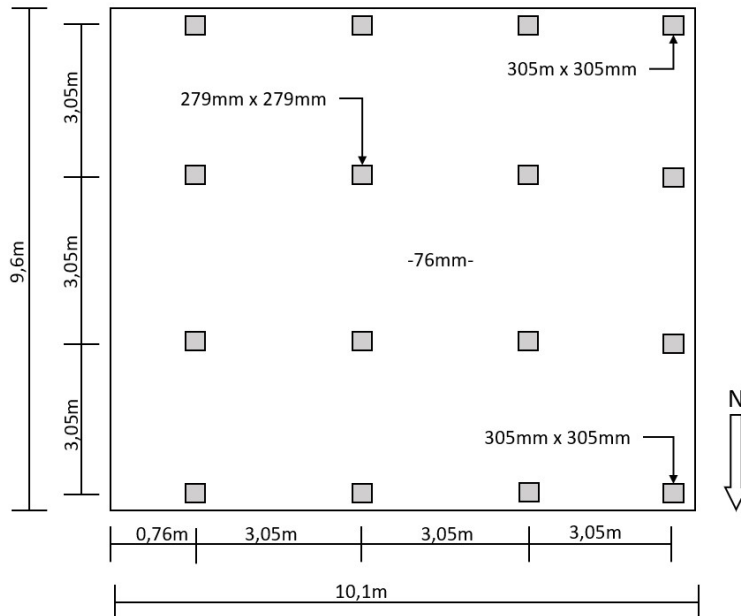
$$\frac{q_{brudd.T1}}{q_{T1}} = 1.421$$

$$\frac{q_{brudd.T2}}{q_{T2}} = 1.007$$

$$\frac{q_{brudd.T3}}{q_{T3}} = 1.468$$

$$\frac{q_{brudd.T4}}{q_{T4}} = 1.261$$

**Fordelte spennkabler i Ø-V retning og konsentrert i N-S retning.
Tradisjonelt armering i tillegg.**



Geometri

$$B := 10.1 \text{ m} = 10100 \text{ mm}$$

Lengde dekke i Ø-V retning

$$L := 9.6 \text{ m} = 9600 \text{ mm}$$

Lengde dekke i N-S retning

$$b := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

Lengde av panelene

$$l := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

$$t := 76 \text{ mm} = 0.076 \text{ m}$$

Tykkelse dekke

$$l_{utkrager} := 0.76 \text{ m}$$

Lengde utkraget del

Betong

$$f_{ck} := 5629 \text{ psi} = 38.811 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens fasthet

$$E_{cm} := 34.5 \text{ GPa} = (3.45 \cdot 10^4) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul

Armering

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmeringens flytgrense

$$\phi := 6 \text{ mm}$$

Slakkarmering diameter

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en slakkarmering

$$\varnothing_p := 7.94 \text{ mm}$$

Spennkabel diameter

$$A_p := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en spennkabel

$$P_{\text{spennkraft.N}_S} := 10.8 \text{ kip} = 48.041 \text{ kN}$$

Jekkraft i N-S retning

$$P_{\text{spennkraft.}\varnothing_V} := 10.9 \text{ kip} = 48.486 \text{ kN}$$

Jekkraft i \varnothing -V retning

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul til spennstålet

$$f_{pk} := 1723.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets 0.1% grense

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for armeringstål

$$E_p = (1.95 \cdot 10^5) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for spennstål

$$d := 3 \text{ in} - 0.5 \text{ in} = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mean}} := d - \frac{\varnothing_p}{2} = 59.53 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse

Oversikt over slakkarmering og spennarmering i begge retninger

$$A_{p.\emptyset_V} := \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 2.5 \\ 1.25 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 37.419 \\ 37.419 \\ 37.419 \\ 93.548 \\ 46.774 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Innersøyle
yttersøyle
felt.i.søyle
søyle
felt

$$A_{s.\emptyset_V} := \begin{bmatrix} 9 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \\ 2 \end{bmatrix} A_s = \begin{bmatrix} 254.469 \\ 0 \\ 0 \\ 56.549 \\ 56.549 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{p.N_S} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S} := \begin{bmatrix} 6 \\ 0 \\ 0 \\ 6 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 169.646 \\ 0 \\ 0 \\ 169.646 \\ 28.274 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$n_{p.N_S} := \frac{A_{p.N_S}}{A_p} \quad n_{p.\emptyset_V} := \frac{A_{p.\emptyset_V}}{A_p}$$

Antall spennkabler i hver stripe i rammemetoden

$$S_{s.N_S} := A_{s.N_S} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 95.913 \\ 0 \\ 0 \\ 95.913 \\ 15.985 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Strekraft for slakkarmeringen

$$S_{s.\emptyset_V} := A_{s.\emptyset_V} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 143.869 \\ 0 \\ 0 \\ 31.971 \\ 31.971 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennarmering

$$\sigma_{p.max} := 0.9 \cdot f_{p0.1k} = (1.35 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC2. 5.10.2.1 (5.41)

$$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.379 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bruker minste verdi

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p.max} = 51.599 \text{ kN}$$

Største oppspenningskraft

Friksjonsap

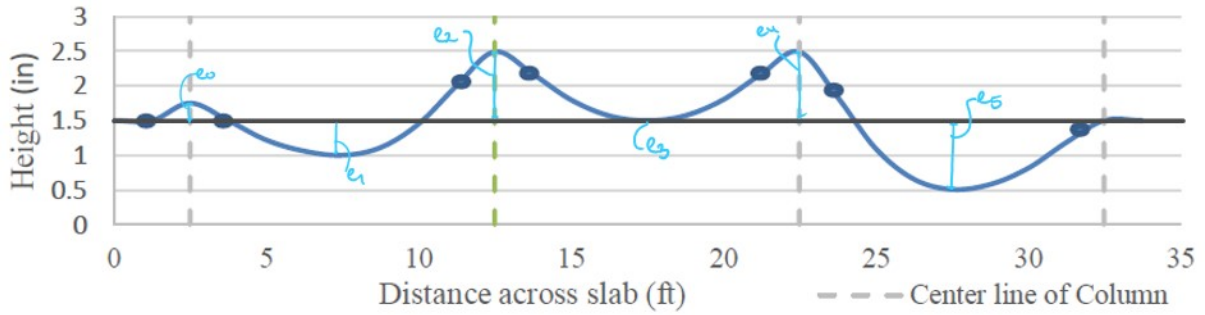
Friksjonkoeffisient EC2 tab. 5.1

$$\mu := 0.19$$

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Tilleggskrumning

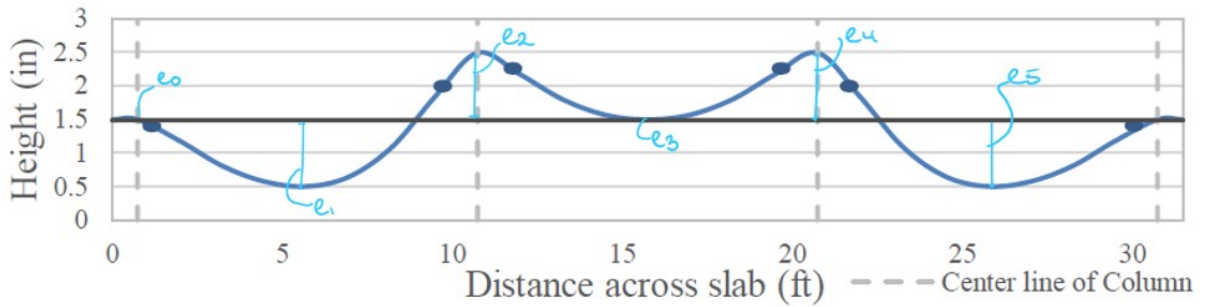
Ø-V retning



$$e_{eks.\text{Ø}_V} := \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.5 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

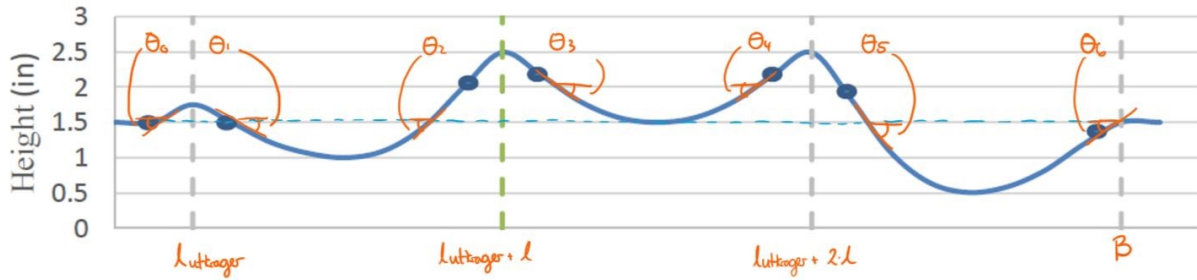
N-S retning



$$e_{eks.N_S} := \begin{bmatrix} 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

Vinkelendring på kabel for Ø-V (fordelt)



$l_{utkrager} = 0.76 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad B = 10.1 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots B$

$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Parabelformet gir funksjonen y for kurven: $y = ax^2 + bx + c$

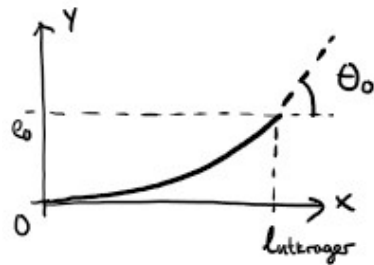
For $x=0$: $y=c=0 \quad \rightarrow \frac{dy}{dx} = 2 \cdot ax + b$

For $x=0$: $\frac{dy}{dx} = b = 0$

For første vinkelen, $x = l_{utkrager}$:

$y = a \cdot l_{utkrager}^2 + 0 + 0 = e_0$

som gir $a = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2}$

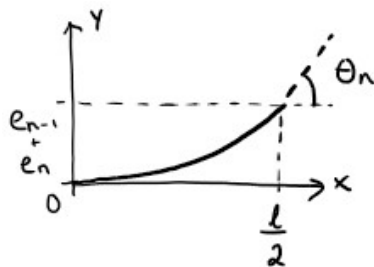


$\rightarrow \theta_0(l_{utkrager}) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2} \cdot l_{utkrager}$

For de andre vinklene, $x = \frac{l}{2}$:

$y = a \cdot \frac{l^2}{4} + 0 + 0 = e_{n-1} + e_n$

som gir $a = \frac{4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2}$



$\rightarrow \theta_n\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot 4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2} \cdot \frac{l}{2}$

Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.\emptyset_{V_0}}}{l_{utkrager}} = 0.017$$

$$\theta_4 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_4}} + e_{eks.\emptyset_{V_5}} \right)}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_0}} + e_{eks.\emptyset_{V_1}} \right)}{l} = 0.025$$

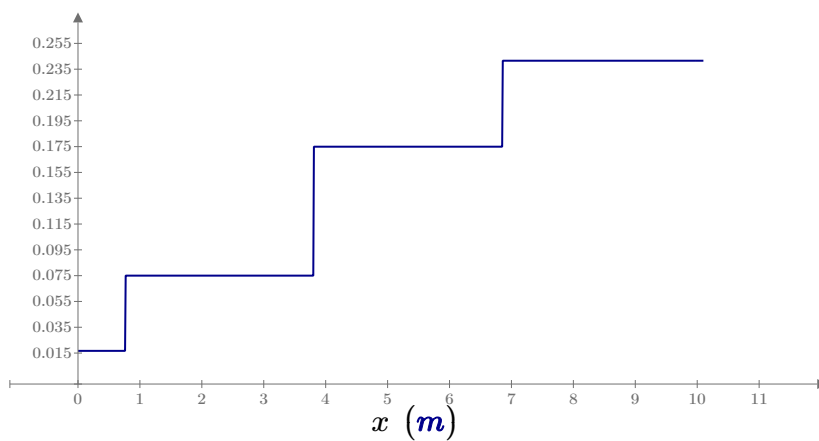
$$\theta_5 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_6 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

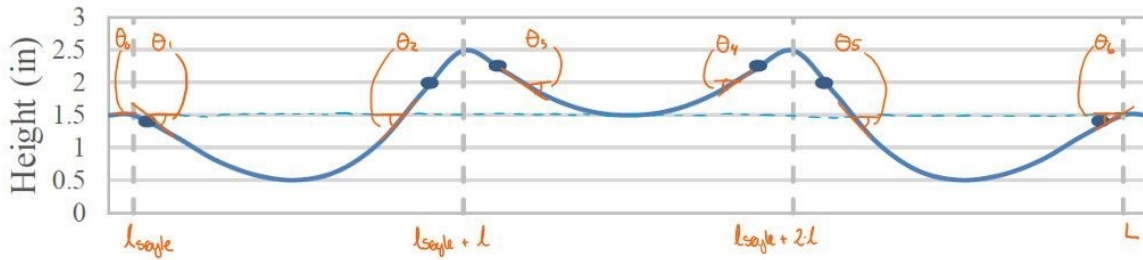
$$\theta_3 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_3}} + e_{eks.\emptyset_{V_4}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_{\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq B \end{cases}$$



$\theta_{\emptyset_V}(x)$

Vinkelendring på kabel for N-S (konsentrert)



$$l_{søyle} := \frac{(L - 3 \cdot l)}{2} = 0.225 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad L = 9.6 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots L$$

$$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$$

Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.N_S_0}}{l_{søyle}} = 0$$

$$\theta_4 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_4} + e_{eks.N_S_5} \right)}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_0} + e_{eks.N_S_1} \right)}{l} = 0.033$$

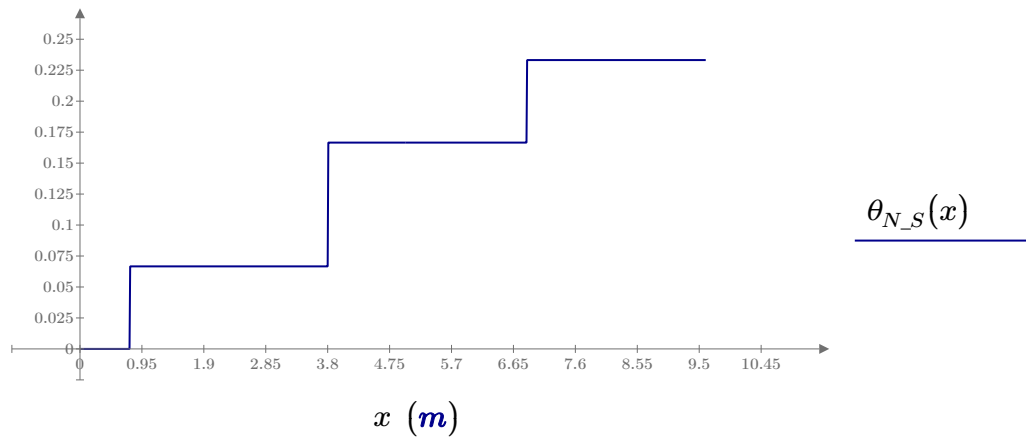
$$\theta_5 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_6 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3} \right)}{l} = 0.033$$

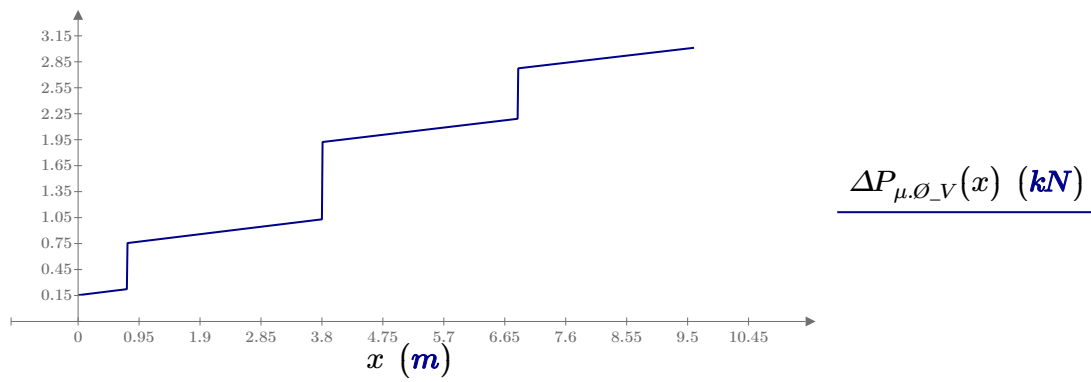
$$\theta_3 := \frac{4 \left(e_{eks.N_S_3} + e_{eks.N_S_4} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_{N_S}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \text{ m} \leq x \leq l_{utkrager} & \theta_0 \\ \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) & \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 \\ \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) & \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 \\ \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq L & \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 \end{cases}$$



Friksjonstap i Ø-V retning

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x) := P_{spennkraft, \emptyset_V} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{\emptyset_V}(x) + k \cdot x))})$$



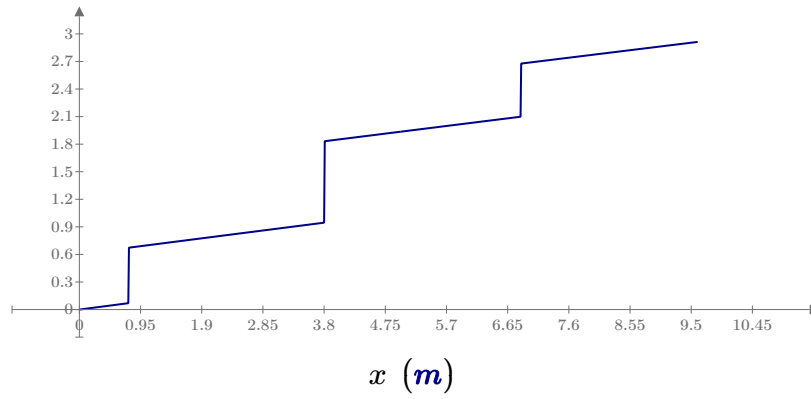
$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_start} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(0 \text{ m}) = 0.154 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_midt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(l) = 0.962 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_slutt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(B) = 3.055 \text{ kN}$$

Friksjonstap i N-S retning

$$\Delta P_{\mu.N.S}(x) := P_{spennkraft.N.S} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{N.S}(x) + k \cdot x)})})$$



$$\underline{\Delta P_{\mu.N.S}(x) \text{ (kN)}}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_start} := \Delta P_{\mu.N.S}(0 \text{ m}) = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_midt} := \Delta P_{\mu.N.S}(l) = 0.878 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_slutt} := \Delta P_{\mu.N.S}(L) = 2.913 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft EC2 5.10.3

$$\sigma_{pm0} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.293 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{pm0} := 0.85 \cdot f_{p0.1k} = (1.275 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Den minste veriden av σ_{pm0} .

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 47.71 \text{ kN}$$

Spennkraften kan ikke overskride P_{m0} .

LåsetapLåsetap i Ø-V

$$B = 10.1 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{\emptyset_V}(x) := \frac{\theta_{\emptyset_V}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$\alpha_{\emptyset_V}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x)}{B}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

$$x_{L.m.\emptyset_V} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{\emptyset_V}(B)}} = 8.751 \text{ m} < B = 10.1 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.\emptyset_V} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.\emptyset_V}} = 5.295 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Låsetap i N-S

$$L = 9.6 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{N_S}(x) := \frac{\theta_{N_S}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$\alpha_{N_S}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, N_S}(x)}{L}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

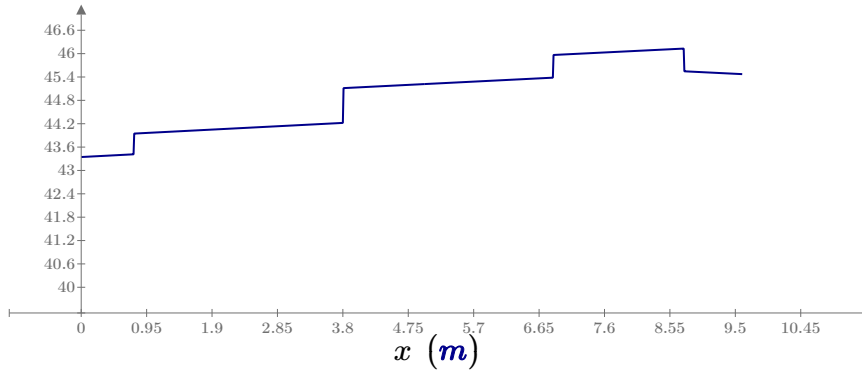
$$x_{L.m.N_S} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{N_S}(L)}} = 8.738 \text{ m} < L = 9.6 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.N_S} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.N_S}} = 5.302 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Spennkraft i Ø-V

$$P_{p,\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x \leq x_{L.m.\emptyset_V} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{laas.\emptyset_V} + \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.\emptyset_V} < x \leq B \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \end{cases}$$



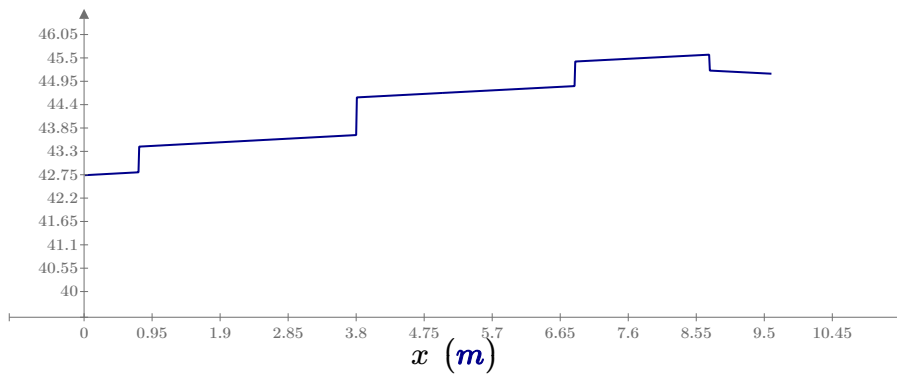
$P_{p,\emptyset_V}(x)$ (kN)

$$P_{p,\emptyset_V.midt} := P_{p,\emptyset_V}\left(\frac{B}{2}\right) = 45.224 \text{ kN}$$

Spennkraft med låsetap per spennkabel

Spennkraft i N-S

$$P_{p,N_S}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 < x \leq x_{L.m.N_S} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{laas.N_S} + \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.N_S} < x \leq L \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \end{cases}$$



$P_{p,N_S}(x)$ (kN)

$$P_{p,N_S.midt} := P_{p,N_S}\left(\frac{L}{2}\right) = 44.657 \text{ kN}$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksjon

$$h := t$$

$$n_p := 5$$

$$A_c := b \cdot h = (2.318 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_s \cdot 5 = 141.372 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.sp} := A_p \cdot n_p = 187.096 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.797$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d_{mean}}{A_c + \eta \cdot A_s} = 38.076 \text{ mm}$$

$$P_0 := \frac{(P_{spennkraft.N_S} + P_{spennkraft.O_V})}{2} \cdot n_p = 241.316 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.652$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_p) = 231974 \text{ mm}^2$$

$$e := d_{mean} - \frac{h}{2} = 21.53 \text{ mm}$$

I høyde med spennarmeringen.

$$y := e$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.117 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.u.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -2.041 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{trykk})$$

$$y := \frac{-h}{2}$$

$$\sigma_{c.o.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 0.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{strekk})$$

Svinn

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = (6.252 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 74.152 \text{ mm}$$

$$t := 42$$

Betongens alder ved testing

$$t_s := 3$$

Betongens alder ved
uttørkings-svinnet, døgnAutogen svinntøyning

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.726$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 7.203 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 5.232 \cdot 10^{-5}$$

Svinntøyning ved uttørring

Antar en fuktighet på 40%:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.46\% = 0.0046$$

Tabell 3.2

$$k_h := 1$$

Tabell 3.9

$$\beta_{ds,t,ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.003$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.003$$

Relaksasjon

Antar klasse 1 i relaksjonsklasser:

$$\rho_{1000} := 8$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.74$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 42.048 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 2.439$$

$$\varphi_{t,t0} := 2.3$$

Figur.3.1 EC2. for N klasse C35, innendørs

$$\sigma_{c.QP} := \sigma_{c.o.k}$$

$$z_{cp} := e = 21.53 \text{ mm}$$

Spenningsendring grunnet kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c.QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0}) = 592.31 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2 5.10.6 (2)}$$

$$P_{p.langtid} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{n_p} \cdot A_p = 4.433 \text{ kN}$$

Reduksjon i en spennkabel

For forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Tillegg fra EC2 5.10.8 (2)

$$\Delta\sigma := 100 \text{ MPa}$$

$$P_{p.N_S.midt} = 44.657 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma \cdot A_p = 3.742 \text{ kN}$$

$$P_{p.\emptyset_V.midt} = 45.224 \text{ kN}$$

Endelig spennkraft i begge retninger

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V.midt} - P_{p.langtid} = 40.791 \text{ kN}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S.midt} - P_{p.langtid} = 40.225 \text{ kN}$$

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 44.533 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 43.967 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

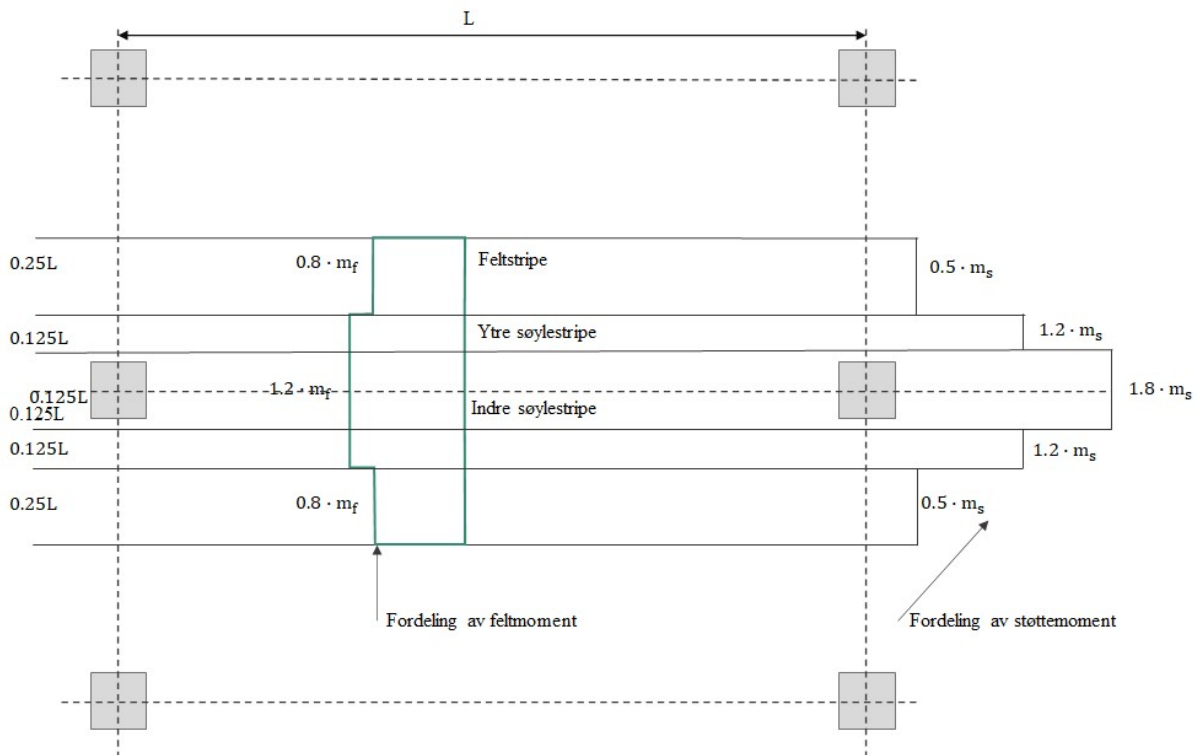
Effektiv spennkraft i begge retninger og striper

$$S_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_{p.\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 44.533 \\ 44.533 \\ 44.533 \\ 111.333 \\ 55.666 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad S_{p.N_S} := P_{p.N_S} \cdot n_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 219.833 \\ 0 \\ 0 \\ 219.833 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{p.\emptyset_V.tot} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_p = 222.666 \text{ kN}$$

$$S_{p.N_S.tot} := P_{p.N_S} \cdot n_p = 219.833 \text{ kN}$$

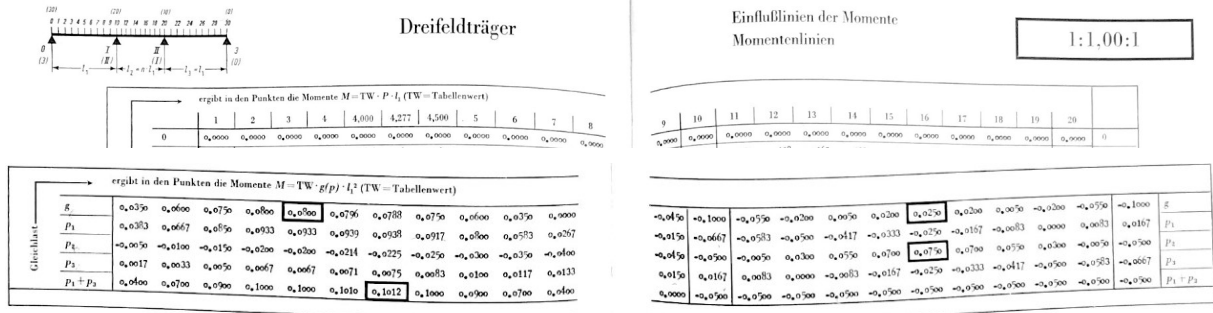
Ekvivalent rammeanalyse



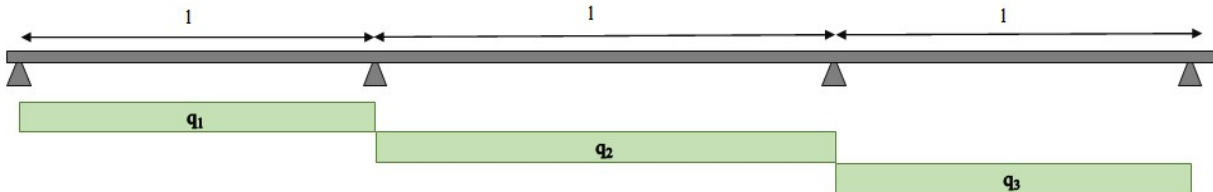
$$l_x := l = 3.05 \text{ m} \quad l_y := l = 3.05 \text{ m}$$

$$z := 0.95 \cdot d_{mean} = 56.554 \text{ mm}$$

Antar lik z for alle paneler.



$k_{g.4} := 0.080$	$k_{g.10} := -0.100$	$k_{g.15} := 0.0250$	$k_{g.20} := -0.100$
$k_{p1.4} := 0.0933$	$k_{q.10} := -0.100$	$k_{p1.15} := -0.0250$	$k_{q.20} := -0.100$
$k_{p2.4} := -0.0200$	$k_{p1.10} := -0.0667$	$k_{p2.15} := 0.0750$	$k_{p1.20} := 0.0167$
$k_{p3.4} := 0.0067$	$k_{p2.10} := -0.0500$	$k_{p3.15} := -0.0250$	$k_{p2.20} := -0.0500$
	$k_{p3.10} := 0.0167$		$k_{p3.20} := -0.0667$



Tvangsmoment

Ser på hvert panel, forenkler hvert panel til fritt opplagte bjelker med parabelformet spennarmring og utkraget panel som fast innspent.

$$q = \frac{8 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{panel} = \frac{8 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2} \qquad q = \frac{2 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{utkrager} = \frac{2 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2}$$

I N-S

Utkrager:

$e_{m.0.N_S} := e_{eks.N_S0} = 0 \text{ m}$ Eksentrisitet for panelet

$q_{fsp.p0.N_S} := \frac{2 \cdot S_p \cdot N_S \cdot tot \cdot e_{m.0.N_S}}{l_{utkrager}^2} = 0 \frac{kN}{m}$ Last fra oppspenning i panelet

Panel 1:

$$e_{m.1.N_S} := \frac{e_{eks.N_S0}}{2} + e_{eks.N_S1} + \frac{e_{eks.N_S2}}{2} = 0.038 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.N_S} := \frac{8 \cdot S_p \cdot N_S \cdot tot \cdot e_{m.1.N_S}}{l^2} = 7.203 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.N_S} := \frac{e_{eks.N_S2}}{2} + e_{eks.N_S3} + \frac{e_{eks.N_S4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.2.N_S}}{l^2} = 4.802 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.N_S} := \frac{e_{eks.N_S4}}{2} + e_{eks.N_S5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

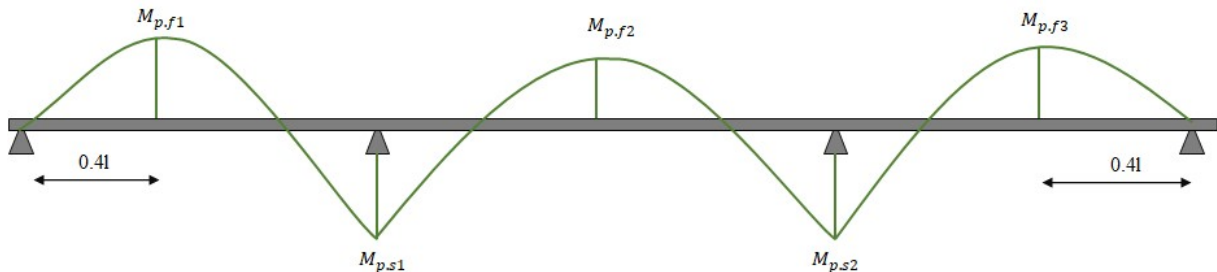
$$q_{fsp.p3.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.3.N_S}}{l^2} = 7.203 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := \frac{q_{fsp.p1.N_S} + q_{fsp.p2.N_S} + q_{fsp.p3.N_S}}{3} = 6.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := q_{fsp.N_S} - 0.15 \cdot q_{fsp.N_S} = 5.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

Tvangsmomenter i feltene og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.N_S} := \frac{q_{fsp.p0.N_S}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.4}) = 5.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.10}) = -5.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.15}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.20}) = -5.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p1.4}) = 5.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment

$$M_{0.N_S} := S_{p.N_S.tot} \cdot e_{eks.N_S} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.584 \\ 5.584 \\ 0 \\ 5.584 \\ 5.584 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

0
+ i felt
- i støtte
+ i felt
- i støtte
+ i felt

$$\begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp.felt.1.N_S} := M_{p.f1.N_S} = 5.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra forspenning

$$M_{fp.støtte.1.N_S} := M_{p.s1.N_S} = -5.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.1.N_S} := M_{fp.felt.1.N_S} - M_{0.N_S1} = 0.223 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment i felt i panel}$$

$$M_{tvang.støtte.1.N_S} := M_{fp.støtte.1.N_S} - (-M_{0.N_S2}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment over støtte}$$

Felt 2:

$$M_{fp.felt.2.N_S} := M_{p.f2.N_S} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.2.N_S} := M_{p.s2.N_S} = -5.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.2.N_S} := M_{fp.felt.2.N_S} - M_{0.N_S3} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.støtte.2.N_S} := M_{fp.støtte.2.N_S} - (-M_{0.N_S4}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp.felt.3.N_S} := M_{p.f3.N_S} = 5.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.3.N_S} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.3.N_S} := M_{fp.felt.3.N_S} - M_{0.N_S5} = 0.223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

I Ø-V

Utkrager:

$$e_{m.0.\emptyset_V} := e_{eks.\emptyset_V_0} = 0.006 \text{ m}$$

$$q_{fosp.p0.\emptyset_V} := \frac{2 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.0.\emptyset_V}}{l_{utkrager}^2} = 4.896 \frac{kN}{m}$$

Panel 1:

$$e_{m.1.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_0}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_1} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} = 0.029 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.1.\emptyset_V}}{l^2} = 5.472 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_3} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.2.\emptyset_V}}{l^2} = 4.864 \frac{kN}{m}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

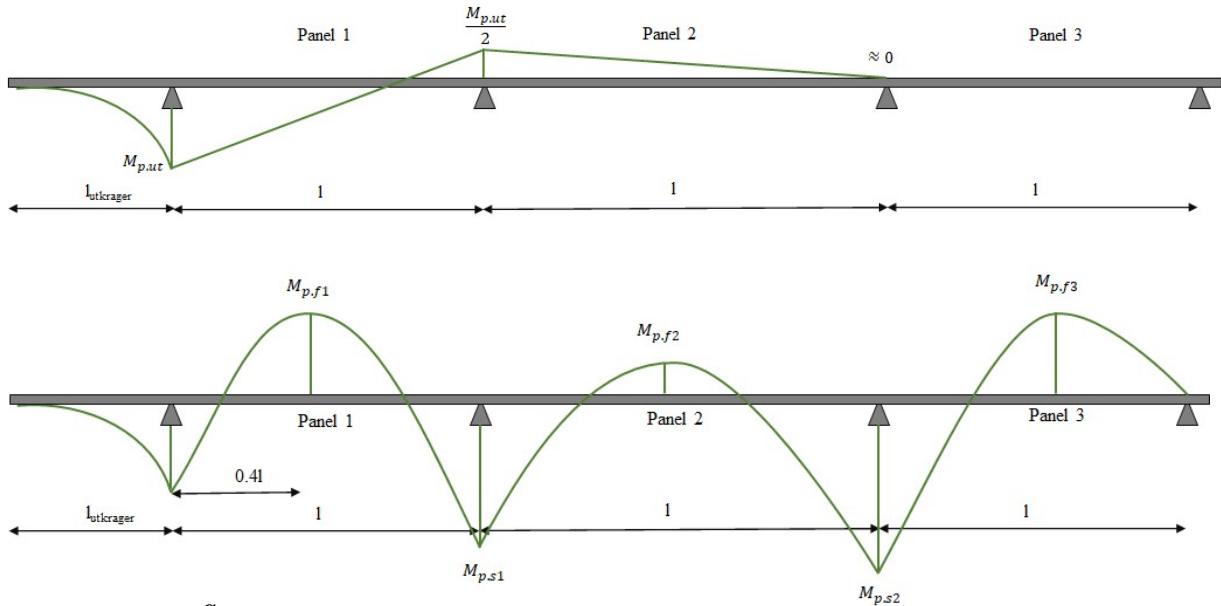
$$q_{fsp.p3.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.3.\emptyset_V}}{l^2} = 7.296 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := \frac{q_{fsp.p1.\emptyset_V} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} + q_{fsp.p3.\emptyset_V}}{3} = 5.877 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := q_{fsp.\emptyset_V} + 0.15 \cdot q_{fsp.\emptyset_V} = 6.759 \frac{kN}{m}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

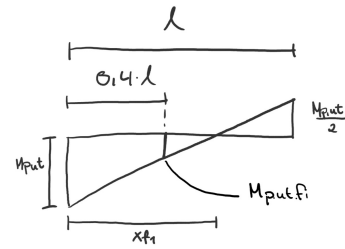
Tvangsmoment i felt og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.\emptyset_V} := \frac{q_{fjorsp.p0.\emptyset_V}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 1.414 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$x_{f1} := \left| \frac{l \cdot M_{p.ut.\emptyset_V}}{M_{p.ut.\emptyset_V} + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2}} \right| = 2.033 \text{ m} \quad 0.4 \cdot l = 1.22 \text{ m}$$

$$M_{p.ut.\emptyset_V.f1} := \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{x_{f1}} \cdot (x_{f1} - 0.4 \cdot l) = 0.566 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$M_{p.f1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4}) - M_{p.ut.\emptyset_V.f1} = 3.733 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.s1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.10}) - \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2} = -5.231 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.f2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.15}) + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{4} = 0.778 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.s2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.20}) + 0 = -5.939 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.f3.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4}) = 5.768 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Primærmoment

$$M_{0,\emptyset_V} := S_{p,\emptyset_V,tot} \cdot e_{eks,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 1.414 \\ 2.828 \\ 5.656 \\ 0 \\ 5.656 \\ 5.656 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp,felt.1,\emptyset_V} := M_{p,f1,\emptyset_V} = 3.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} := M_{p,s1,\emptyset_V} = -5.231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.1,\emptyset_V} := M_{fp,felt.1,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_1} = 0.905 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.1,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_2}) = 0.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 2:

$$M_{fp,felt.2,\emptyset_V} := M_{p,f2,\emptyset_V} = 0.778 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} := M_{p,s2,\emptyset_V} = -5.939 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.2,\emptyset_V} := M_{fp,felt.2,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_3} = 0.778 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.2,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_4}) = -0.283 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp,felt.3,\emptyset_V} := M_{p,f3,\emptyset_V} = 5.768 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.3,\emptyset_V} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.3,\emptyset_V} := M_{fp,felt.3,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_5} = 0.113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende last i henhold til NB33

$$q_{ojo.tot} := 323.7 \text{ psf} = 15.499 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Totallast som førte til brudd i forsøket.

N-S

$$M_{Ed.felt.1.N_S} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.N_S}) = 34.956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.N_S} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.1.N_S} = -43.974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.N_S} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.2.N_S} = -43.974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.N_S} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.felt.2.N_S} = 10.994 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ø-V

$$M_{Ed.felt.1.Ø_V} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.Ø_V}) = 34.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.Ø_V} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.1.Ø_V}) = -44.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.Ø_V} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.2.Ø_V}) = -43.691 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.Ø_V} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.2.Ø_V}) = 10.216 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hvordan fordelingen av momentet vil bli i felt og over støtte i panel 1 etter NB33

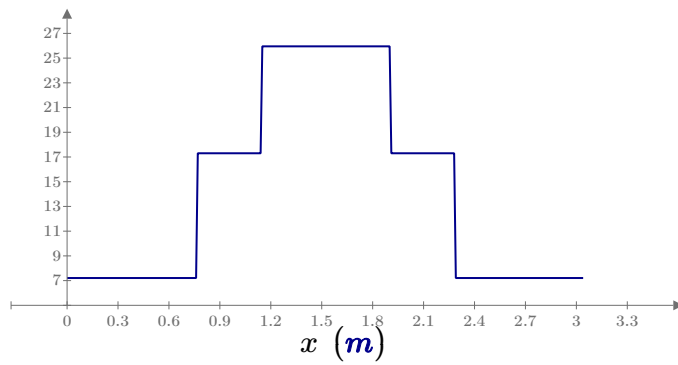
I N-S

$$m_{Ed.N_S.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.N_S}}{l} = -14.418 \frac{kN \cdot m}{m}$$

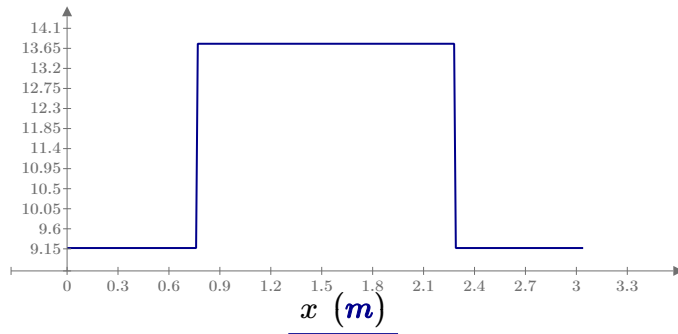
$$m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.8 \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$

$$m_{N_S.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.N_S}}{l} = 11.461 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0.5 l) = 25.952 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0.375 l) = 17.301 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0 l) = 7.209 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.s\oyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 13.753 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 9.169 \frac{kN \cdot m}{m}$$

I Ø-V

$$m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} := \frac{M_{Ed.st\oette.1.Ø.V}}{l} = -14.557 \frac{kN \cdot m}{m}$$

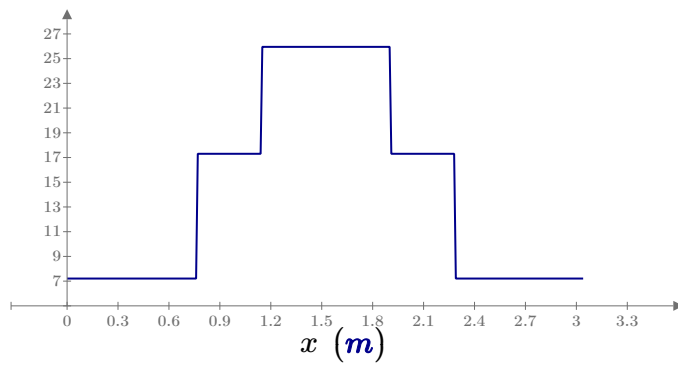
$$m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1}(x) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 0.5 \right. \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.8 \right. \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 0.5 \right. \end{array} \right\|$$

Absoluttverdi

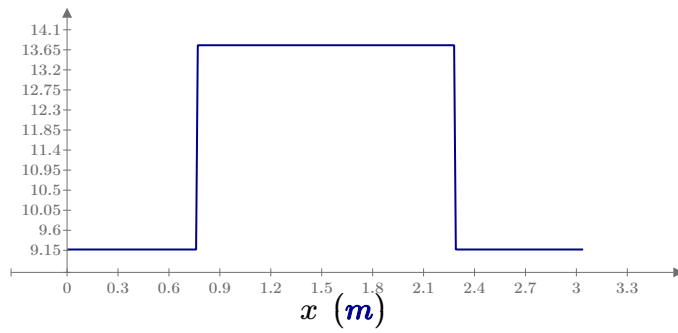
$$m_{Ø.V.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.Ø.V}}{l} = 11.237 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases}$$

Absoluttverdi



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$\underline{m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 25.952 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 17.301 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 7.209 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 13.753 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 9.169 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Trykksonehøyder

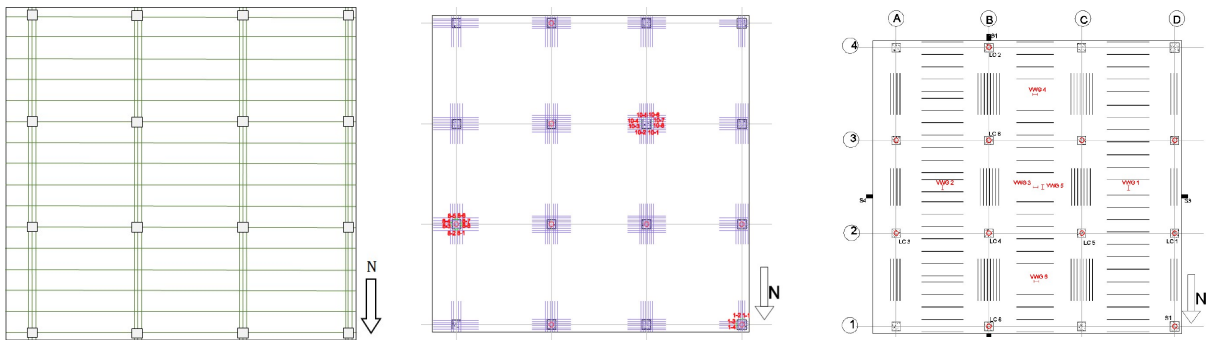
$$b := \frac{l}{2} = 1.525 \text{ m}$$

Antar halve trykksonen

$$x_{N_S} := \frac{S_{p.N_S} + S_{s.N_S}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 6.668 \\ 0 \\ 0 \\ 6.668 \\ 0.338 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$x_{\emptyset_V} := \frac{S_{p.\emptyset_V} + S_{s.\emptyset_V}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 3.979 \\ 0.941 \\ 0.941 \\ 3.027 \\ 1.851 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Momentberegning for N-S retning



Regner ut momentkapasiteten fra armeringen i de ulike feltene for panel 2-3 og deler på koeffisienten for de ulike feltene.

$$S_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 219.833 \\ 0 \\ 0 \\ 219.833 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

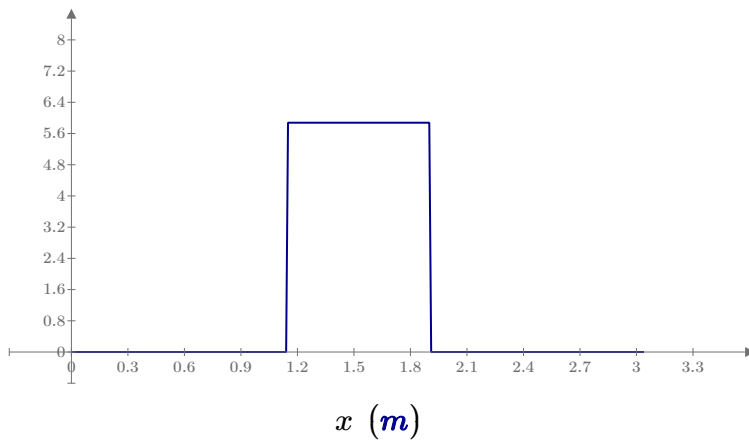
$$\begin{aligned} A_{s.N_S,inner} &:= A_{s.N_S0} = 169.646 \text{ mm}^2 \\ A_{s.N_S,ytter} &:= A_{s.N_S1} = 0 \text{ mm}^2 \\ A_{s.N_S,felt.s} &:= A_{s.N_S2} = 0 \text{ mm}^2 \\ A_{s.N_S,s\oyle} &:= A_{s.N_S3} = 169.646 \text{ mm}^2 \\ A_{s.N_S,felt} &:= A_{s.N_S4} = 28.274 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{N_S.st\oette}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.inner} + S_{p.N_S_0} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_0}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) \right) \right\| \end{cases}$$

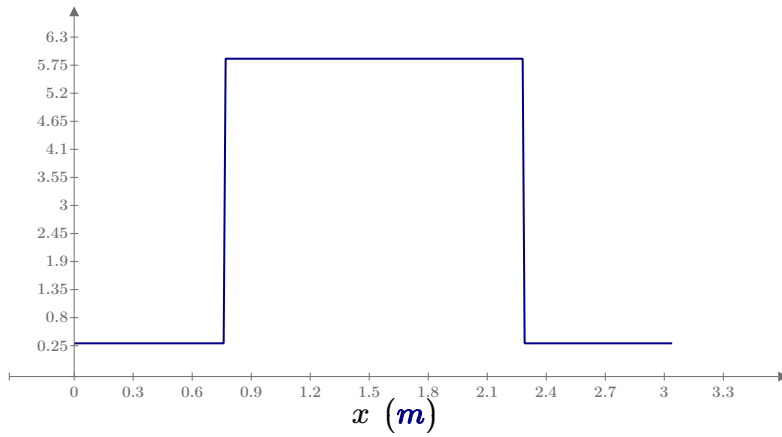
$$M_{N_S.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.s\oyle} + S_{p.N_S_3} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_3}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) \right) \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{N_S.felt}(x) := \frac{M_{N_S.felt}(x)}{l} \qquad m_{N_S.st\oette}(x) := \frac{M_{N_S.st\oette}(x)}{l}$$



$$m_{N_S.st\oette}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{N,S,felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N,S,indre} := m_{N,S,st\ddot{o}tte}(0.5 l) = 5.877 \frac{kN \cdot m}{m}$$

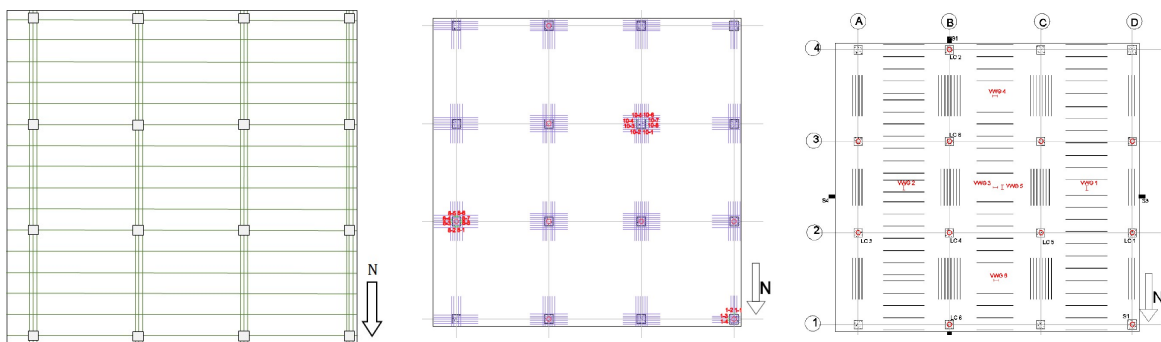
$$m_{N,S,ytre} := m_{N,S,st\ddot{o}tte}(0.375 l) = 0 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.s} := m_{N,S,st\ddot{o}tte}(0 l) = 0 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,s\ddot{o}yle.f} := m_{N,S,felt}(0.5 l) = 5.877 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.f} := m_{N,S,felt}(0 l) = 0.296 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment for Ø-V retning



$$S_{p,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 44.533 \\ 44.533 \\ 44.533 \\ 111.333 \\ 55.666 \end{bmatrix} kN$$

$$A_{s,\emptyset_V,indre} := A_{s,\emptyset_V_0} = 254.469 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,ytre} := A_{s,\emptyset_V_1} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,felt.s} := A_{s,\emptyset_V_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,s\ddot{o}yle} := A_{s,\emptyset_V_3} = 56.549 \text{ mm}^2$$

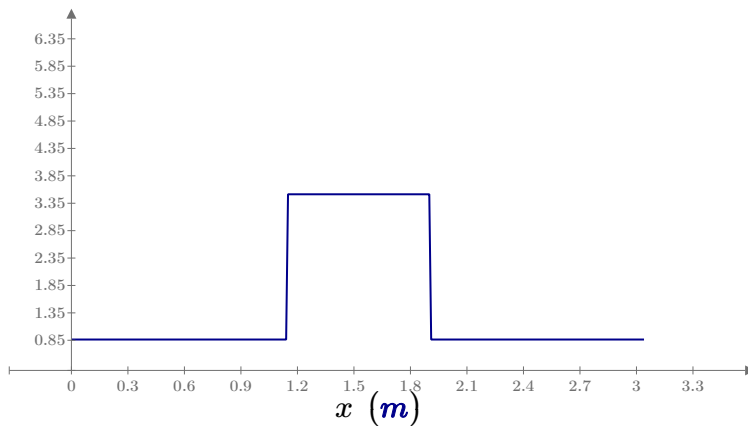
$$A_{s,\emptyset_V,felt} := A_{s,\emptyset_V_4} = 56.549 \text{ mm}^2$$

$$M_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.inner} + S_{p.\emptyset_{V_0}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_0}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) \right) \right\| \end{cases}$$

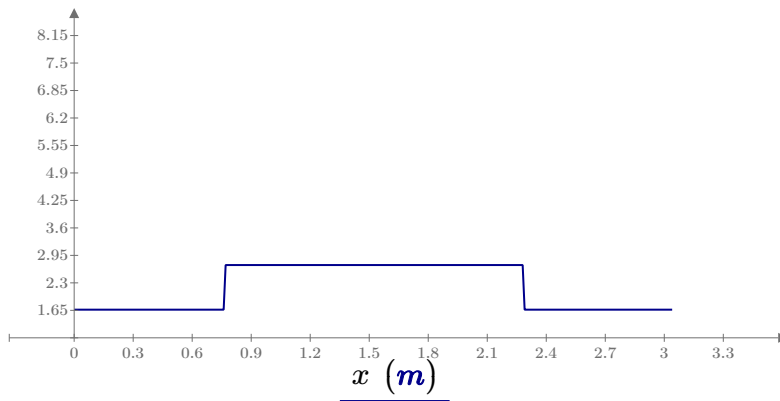
$$M_{\emptyset_V.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.s\oyle} + S_{p.\emptyset_{V_3}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_3}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) \right) \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{\emptyset_V.felt}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.felt}(x)}{l} \qquad m_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.st\oette}(x)}{l}$$



$$m_{\emptyset_V.st\oette}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{\emptyset_V.felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{\emptyset_V.indre} := m_{\emptyset_V.st\otilde{otte}}(0.5 \text{ l}) = 3.514 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.ytre} := m_{\emptyset_V.st\otilde{otte}}(0.375 \text{ l}) = 0.864 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.s} := m_{\emptyset_V.st\otilde{otte}}(0 \text{ l}) = 0.864 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.s\otilde{øyle.f}} := m_{\emptyset_V.felt}(0.5 \text{ l}) = 2.722 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0 \text{ l}) = 1.666 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Kapasitet hvor armeringen virker over hele dekketIN-S

$$S_{p.N.S.støtte} := S_{p.N.S_0} + 2 \cdot S_{p.N.S_1} + 2 \cdot S_{p.N.S_2}$$

$$S_{p.N.S.felt} := S_{p.N.S_3} + 2 \cdot S_{p.N.S_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.N.S.støtte} := A_{s.N.S_0} + 2 \cdot A_{s.N.S_1} + 2 \cdot A_{s.N.S_2}$$

$$A_{s.N.S.felt} := A_{s.N.S_3} + 2 \cdot A_{s.N.S_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.N.S.støtte} := S_{s.N.S_0} + 2 \cdot S_{s.N.S_1} + 2 \cdot S_{s.N.S_2}$$

$$S_{s.N.S.felt} := S_{s.N.S_3} + 2 \cdot S_{s.N.S_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{N.S.støtte} := \frac{S_{p.N.S.støtte} + S_{s.N.S.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 6.668 \text{ mm}$$

Total trykksone

$$x_{N.S.felt} := \frac{S_{p.N.S.felt} + S_{s.N.S.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 7.344 \text{ mm}$$

IØ-V

$$S_{p.Ø.V.støtte} := S_{p.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_2}$$

$$S_{p.Ø.V.felt} := S_{p.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.Ø.V.støtte} := A_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_2}$$

$$A_{s.Ø.V.felt} := A_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.Ø.V.støtte} := S_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_2}$$

$$S_{s.Ø.V.felt} := S_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{Ø.V.støtte} := \frac{S_{p.Ø.V.støtte} + S_{s.Ø.V.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 7.74 \text{ mm}$$

Total trykksone

$$x_{Ø.V.felt} := \frac{S_{p.Ø.V.felt} + S_{s.Ø.V.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 6.73 \text{ mm}$$

Total momentkapasitet

$$M_{Rd.støtte.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.støtte} + S_{p.N.S.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.støtte}) = 17.924 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.felt} + S_{p.N.S.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.felt}) = 19.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.støtte} + S_{p.Ø.V.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.støtte}) = 20.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.felt} + S_{p.Ø.V.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.felt}) = 18.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SammenligningBruddmoment fra testKapasitet beregnet fra armeringen

Panel 1:

$$|M_{Ed.støtte.1.N_S}| = 43.974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.N_S} = 17.924 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.N_S}| = 34.956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N_S} = 19.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}| = 44.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø_V} = 20.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.Ø_V}| = 34.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø_V} = 18.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Panel 2 som er indre panel:

$$|M_{Ed.støtte.2.N_S}| = 43.974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.N_S}| = 10.994 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}| = 43.691 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.Ø_V}| = 10.216 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

UtnyttelsePanel 1

$$U_{støtte.N_S} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.453$$

$$U_{støtte.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 2.145$$

$$U_{felt.N_S} := \frac{|M_{Ed.felt.1.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 1.777$$

$$U_{felt.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.felt.1.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 1.896$$

Panel 2

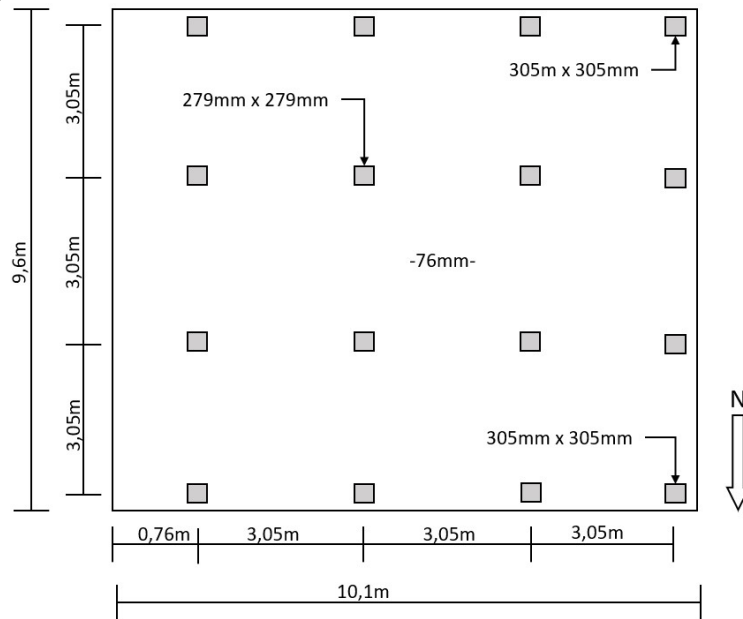
$$U_{støtte.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.453$$

$$U_{støtte.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 2.11$$

$$U_{felt.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 0.559$$

$$U_{felt.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 0.565$$

Fordelt spennkabler i Ø-V retning og sentrert i N-S retning. Fiberarmering i tillegg.



Geometri

$$B := 10.1 \text{ m} = 10100 \text{ mm}$$

Lengde dekke i Ø-V retning

$$L := 9.6 \text{ m} = 9600 \text{ mm}$$

Lengde dekke i N-S retning

$$b := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

Lengde av panelene

$$l := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

$$t := 76 \text{ mm} = 0.076 \text{ m}$$

Tykkelse dekke

$$l_{utkrager} := 0.76 \text{ m}$$

Lengde utkraget del

Betong

$$f_{ck} := 7663 \text{ psi} = 52.835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens fasthet

$$E_{cm} := 37.5 \text{ GPa} = 37500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul

Armering

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmeringens flytgrense

$$\phi := 6 \text{ mm}$$

Slakkarmering diameter

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en slakkarmering

$$\varnothing_p := 7.94 \text{ mm}$$

Spennkabel diameter

$$A_p := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en spennkabel

$$P_{\text{spennkraft.N}_S} := 10.7 \text{ kip} = 47.596 \text{ kN}$$

Jekkraft i N-S retning

$$P_{\text{spennkraft.}\varnothing_V} := 10.9 \text{ kip} = 48.486 \text{ kN}$$

Jekkraft i \varnothing -V retning

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul til spennstålet

$$f_{pk} := 1723.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets 0.1% grense

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for armeringstål

$$E_p = (1.95 \cdot 10^5) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for spennstål

$$d := 3 \text{ in} - 0.5 \text{ in} = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mean}} := d - \frac{\varnothing_p}{2} = 59.53 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse

Oversikt over slakkarmering og spennarmering i begge retninger

$$A_{p.\emptyset_V} := \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 2.5 \\ 1.25 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 37.419 \\ 37.419 \\ 37.419 \\ 93.548 \\ 46.774 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Innersøyle
yttersøyle
felt.i.søyle
søyle
felt

$$A_{s.\emptyset_V} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{p.N_S} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$n_{p.N_S} := \frac{A_{p.N_S}}{A_p} \quad n_{p.\emptyset_V} := \frac{A_{p.\emptyset_V}}{A_p}$$

Antall spennkabler i hver stripe i rammemetoden

$$S_{s.N_S} := A_{s.N_S} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Strekraft for slakkarmeringen

$$S_{s.\emptyset_V} := A_{s.\emptyset_V} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennarmering

$$\sigma_{p.max} := 0.9 \cdot f_{p0.1k} = (1.35 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC2. 5.10.2.1 (5.41)

$$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.379 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bruker minste verdi

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p.max} = 51.599 \text{ kN}$$

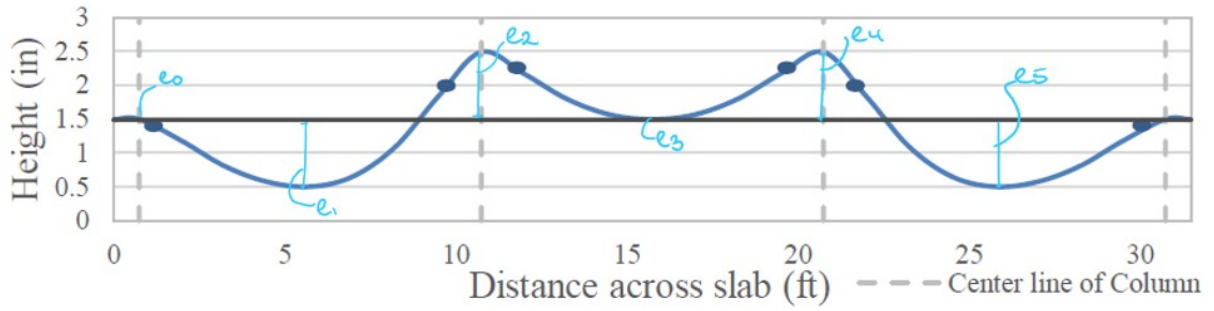
Største oppspenningskraft

Friksjonsap

$\mu := 0.19$
 $k := 0.01 \text{ m}^{-1}$

Friksjonkoeffisient EC2 tab. 5.1
 Tilleggskrumning

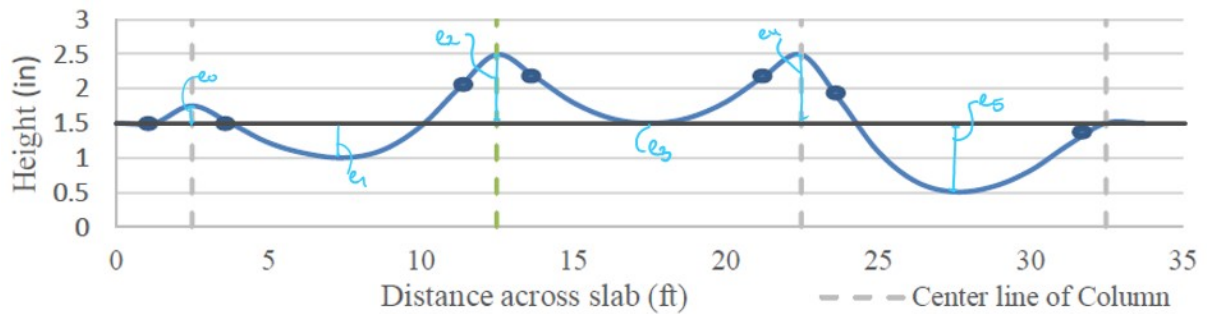
N-S retning



$$e_{eks.N_S} := \begin{bmatrix} 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

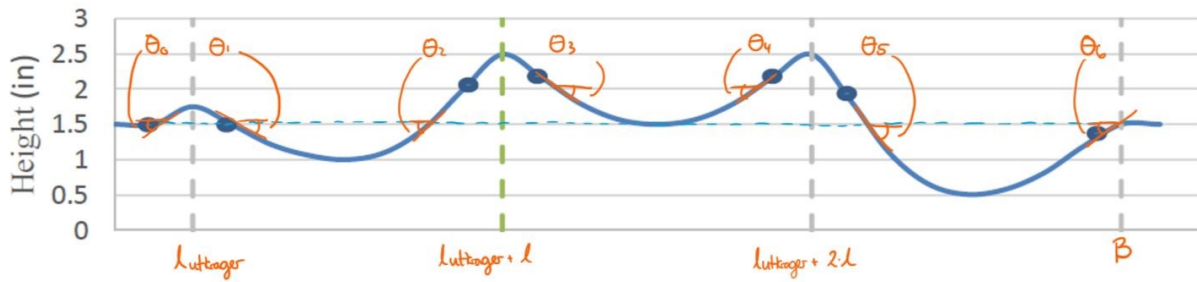
Ø-V retning



$$e_{eks.Ø_V} := \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.5 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

Vinkelendring på kabel for Ø-V (fordelt)



$l_{utkrager} = 0.76 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad B = 10.1 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots B$

$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Parabelformet gir funksjonen y for kurven: $y = ax^2 + bx + c$

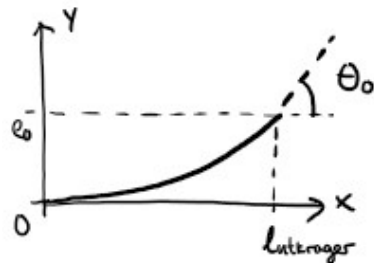
For $x=0$: $y=c=0 \quad \rightarrow \frac{dy}{dx} = 2 \cdot ax + b$

For $x=0$: $\frac{dy}{dx} = b = 0$

For første vinkelen, $x = l_{utkrager}$:

$y = a \cdot l_{utkrager}^2 + 0 + 0 = e_0$

som gir $a = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2}$



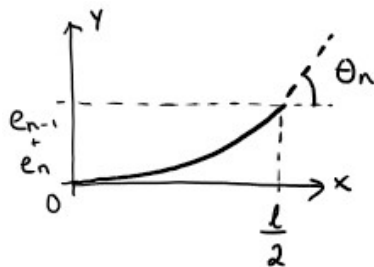
$\rightarrow \theta_0(l_{utkrager}) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2} \cdot l_{utkrager}$

For de andre vinklene, $x = \frac{l}{2}$:

$y = a \cdot \frac{l^2}{4} + 0 + 0 = e_{n-1} + e_n$

som gir $a = \frac{4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2}$

$\rightarrow \theta_n\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot 4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2} \cdot \frac{l}{2}$



Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.\emptyset_{V_0}}}{l_{utkrager}} = 0.017$$

$$\theta_4 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_4}} + e_{eks.\emptyset_{V_5}} \right)}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_0}} + e_{eks.\emptyset_{V_1}} \right)}{l} = 0.025$$

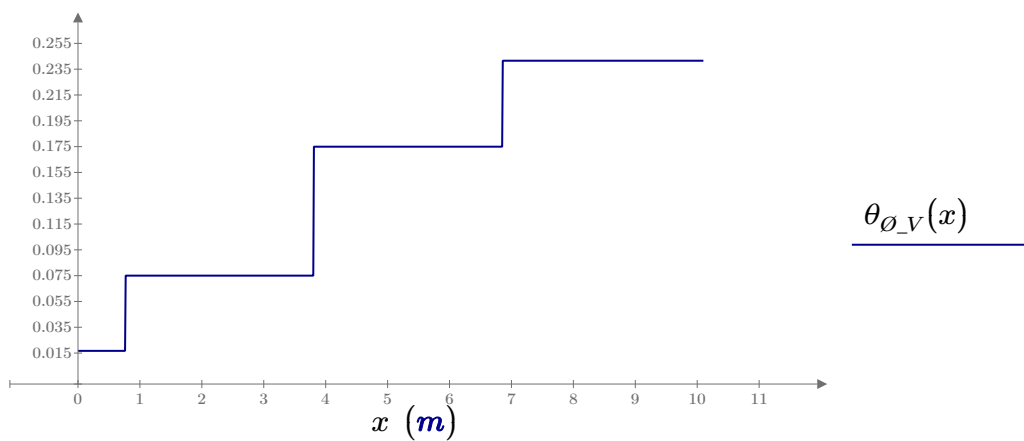
$$\theta_5 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

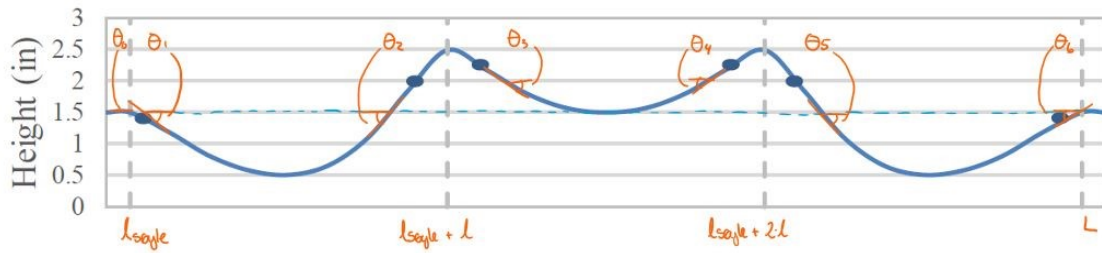
$$\theta_6 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_3 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_3}} + e_{eks.\emptyset_{V_4}} \right)}{l} = 0.033$$

$$\theta_{\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq B \end{cases}$$



Vinkelendring på kabel for N-S (konsentrert)



$$l_{søyle} := \frac{(L - 3 \cdot l)}{2} = 0.225 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad L = 9.6 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots L$$

$$\theta(x) = \tan^{-1} \left(\frac{dy}{dx} \right)$$

Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.N_S_0}}{l_{søyle}} = 0$$

$$\theta_4 := \frac{4 (e_{eks.N_S_4} + e_{eks.N_S_5})}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 (e_{eks.N_S_0} + e_{eks.N_S_1})}{l} = 0.033$$

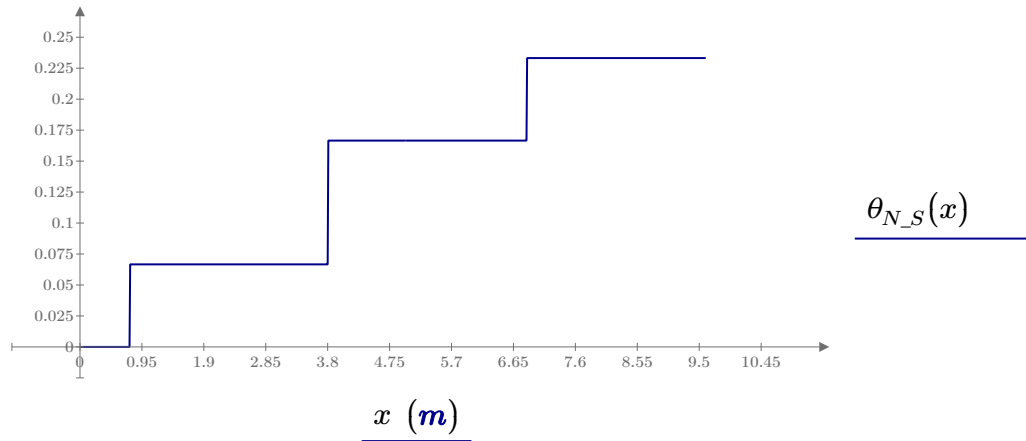
$$\theta_5 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_6 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

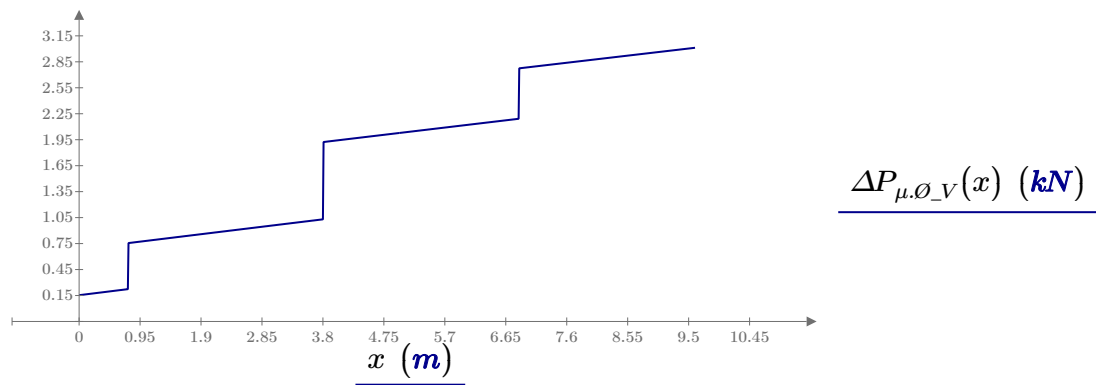
$$\theta_3 := \frac{4 (e_{eks.N_S_3} + e_{eks.N_S_4})}{l} = 0.033$$

$$\theta_{N_S}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \text{ m} \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq L \end{cases}$$



Friksjonstap i \emptyset -V retning

$$\Delta P_{\mu.\emptyset.V}(x) := P_{spennkraft.\emptyset.V} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{\emptyset.V}(x) + k \cdot x))})$$



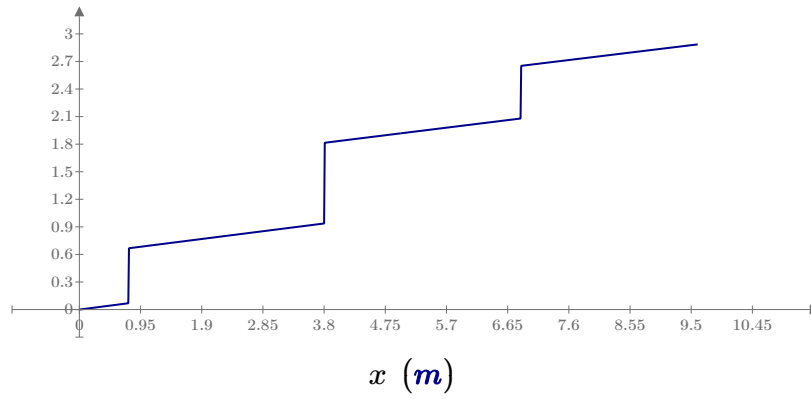
$$\Delta P_{\mu.\emptyset.V_start} := \Delta P_{\mu.\emptyset.V}(0 \text{ m}) = 0.154 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.\emptyset.V_midt} := \Delta P_{\mu.\emptyset.V}(l) = 0.962 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.\emptyset.V_slutt} := \Delta P_{\mu.\emptyset.V}(B) = 3.055 \text{ kN}$$

Friksjonstap i N-S retning

$$\Delta P_{\mu.N.S}(x) := P_{spennkraft.N.S} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{N.S}(x) + k \cdot x)})}$$



$$\underline{\Delta P_{\mu.N.S}(x) \text{ (kN)}}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_start} := \Delta P_{\mu.N.S}(0 \text{ m}) = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_midt} := \Delta P_{\mu.N.S}(l) = 0.87 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_slutt} := \Delta P_{\mu.N.S}(L) = 2.886 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft EC2 5.10.3

$$\sigma_{pm0} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.293 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{pm0} := 0.85 \cdot f_{p0.1k} = (1.275 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Den minste veriden av σ_{pm0} .

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 47.71 \text{ kN}$$

Spennkraften kan ikke overskride P_{m0} .

LåsetapLåsetap i Ø-V

$$B = 10.1 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{\emptyset_V}(x) := \frac{\theta_{\emptyset_V}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{3}{32} \text{ in} = 2.381 \text{ mm}$$

Låsegledning

$$\alpha_{\emptyset_V}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x)}{B}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

$$x_{L.m.\emptyset_V} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{\emptyset_V}(B)}} = 7.579 \text{ m} < B = 10.1 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.\emptyset_V} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.\emptyset_V}} = 4.585 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Låsetap i N-S

$$L = 9.6 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{N_S}(x) := \frac{\theta_{N_S}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{3}{32} \text{ in} = 2.381 \text{ mm}$$

Låsegledning

$$\alpha_{N_S}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, N_S}(x)}{L}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

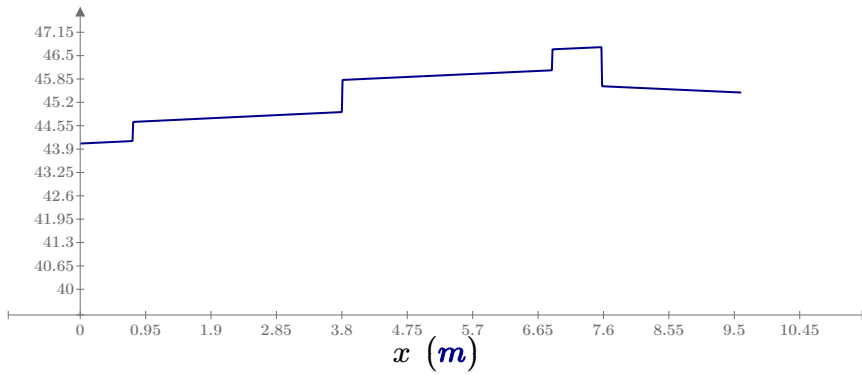
$$x_{L.m.N_S} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{N_S}(L)}} = 7.603 \text{ m} < L = 9.6 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.N_S} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.N_S}} = 4.571 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Spennkraft i Ø-V

$$P_{p,\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x \leq x_{L.m.\emptyset_V} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{laas.\emptyset_V} + \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.\emptyset_V} < x \leq B \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \end{cases}$$



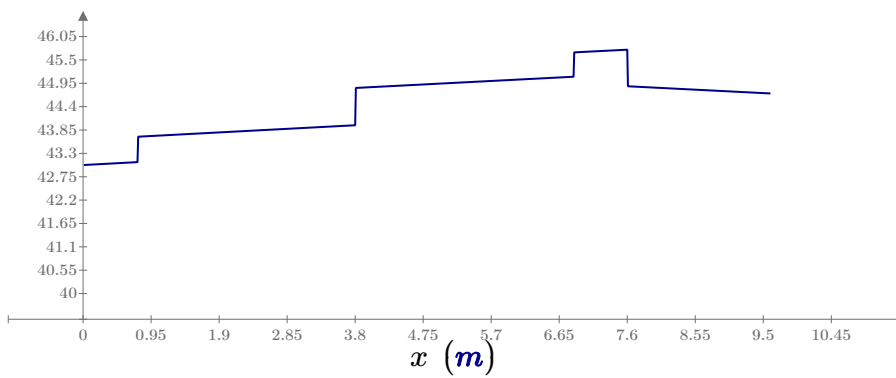
$P_{p,\emptyset_V}(x)$ (kN)

$$P_{p,\emptyset_V.midt} := P_{p,\emptyset_V}\left(\frac{L}{2}\right) = 45.911 \text{ kN}$$

Spennkraft med låsetap per spennkabel

Spennkraft i N-S

$$P_{p,N_S}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 < x \leq x_{L.m.N_S} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{laas.N_S} + \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.N_S} < x \leq L \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \end{cases}$$



$P_{p,N_S}(x)$ (kN)

$$P_{p,N_S.midt} := P_{p,N_S}\left(\frac{L}{2}\right) = 44.927 \text{ kN}$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksjon

$$h := t$$

$$n_p := 5$$

$$A_c := b \cdot h = (2.318 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_s \cdot 5 = 141.372 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.sp} := A_p \cdot n_p = 187.096 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.333$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d_{mean}}{A_c + \eta \cdot A_s} = 38.07 \text{ mm}$$

$$P_0 := \frac{(P_{spennkraft.N_S} + P_{spennkraft.O_V})}{2} \cdot n_p = 240.204 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.2$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_p) = 231957 \text{ mm}^2$$

$$e := d_{mean} - \frac{h}{2} = 21.53 \text{ mm}$$

I høyde med spennarmeringen.

$$y := e$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.u.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -2.032 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{trykk})$$

$$y := \frac{-h}{2}$$

$$\sigma_{c.o.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 0.724 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{strekk})$$

Svinn

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = (6.252 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 74.152 \text{ mm}$$

$$t := 42$$

Betongens alder ved testing

$$t_s := 3$$

Betongens alder ved
uttørkings-svinnet, døgnAutogen svinntøyning

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.726$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 1.071 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 7.779 \cdot 10^{-5}$$

Svinntøyning ved uttørring

Antar en fuktighet på 40%:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.46\% = 0.0046$$

Tabell 3.2

$$k_h := 1$$

Tabell 3.9

$$\beta_{ds,t,ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.003$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.003$$

Relaksasjon

Antar klasse 1 i relaksjonsklasser:

$$\rho_{1000} := 8$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.74$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 42.048 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 2.439$$

$$\varphi_{t,t0} := 2.3$$

Figur.3.1 EC2. for N klasse C35, innendørs

$$\sigma_{c.QP} := \sigma_{c.o.k}$$

$$z_{cp} := e = 21.53 \text{ mm}$$

Spenningsendring grunnet kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c.QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})} = 596.7 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2 5.10.6 (2)}$$

$$P_{p.langtid} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{n_p} \cdot A_p = 4.466 \text{ kN}$$

Reduksjon i en spennkabel

For forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Tillegg fra EC2 5.10.8 (2)

$$\Delta\sigma := 100 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma \cdot A_p = 3.742 \text{ kN}$$

Endelig spennkraft i begge retninger

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V.midt} - P_{p.langtid} = 41.446 \text{ kN}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S.midt} - P_{p.langtid} = 40.461 \text{ kN}$$

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 45.188 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

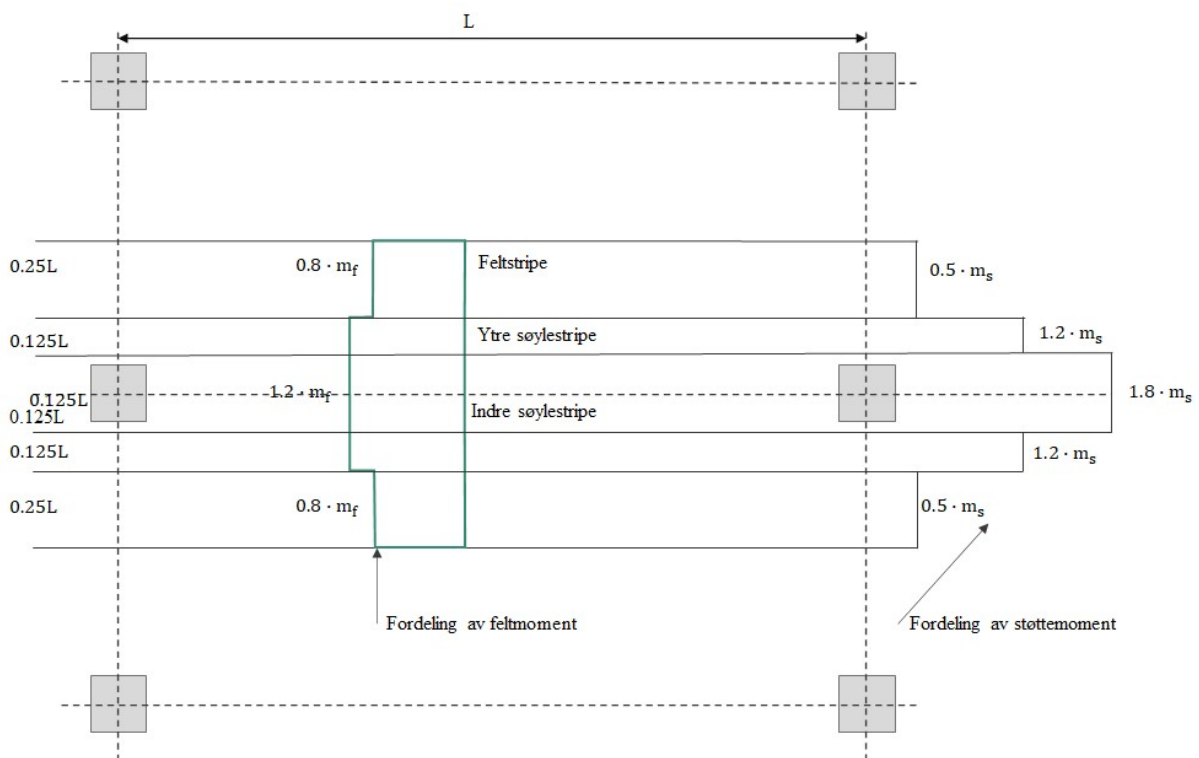
$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 44.203 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

Effektiv spennkraft i begge retninger og striper

$$S_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_{p.\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 45.188 \\ 45.188 \\ 45.188 \\ 112.969 \\ 56.484 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad S_{p.N_S} := P_{p.N_S} \cdot n_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 221.014 \\ 0 \\ 0 \\ 221.014 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{p.\emptyset_V.tot} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_p = 225.938 \text{ kN} \quad S_{p.N_S.tot} := P_{p.N_S} \cdot n_p = 221.014 \text{ kN}$$

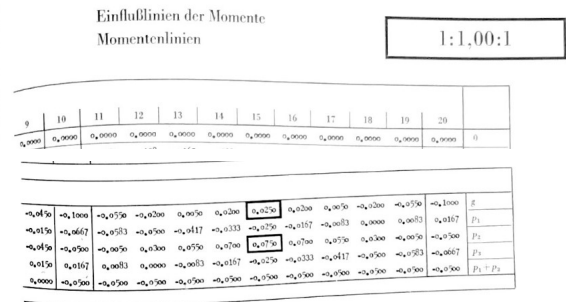
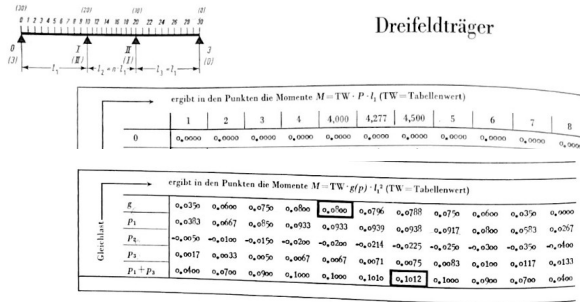
Ekvivalent rammeanalyse



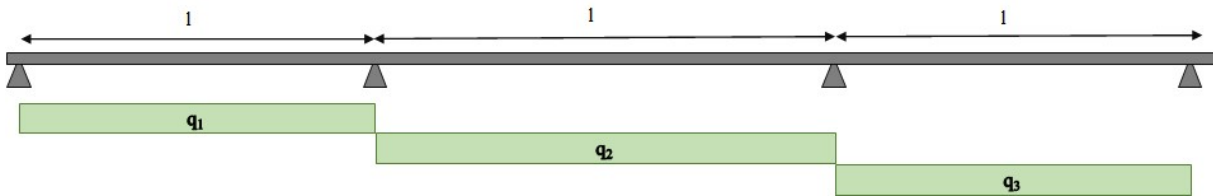
$$l_x := l = 3.05 \text{ m} \quad l_y := l = 3.05 \text{ m}$$

$$z := 0.95 \cdot d_{mean} = 56.554 \text{ mm}$$

Antar lik z for alle paneler.



$$\begin{array}{llll}
 k_{g,4} := 0.080 & k_{g,10} := -0.100 & k_{g,15} := 0.0250 & k_{g,20} := -0.100 \\
 k_{p1,4} := 0.0933 & k_{q,10} := -0.100 & k_{p1,15} := -0.0250 & k_{q,20} := -0.100 \\
 k_{p2,4} := -0.0200 & k_{p1,10} := -0.0667 & k_{p2,15} := 0.0750 & k_{p1,20} := 0.0167 \\
 k_{p3,4} := 0.0067 & k_{p2,10} := -0.0500 & k_{p3,15} := -0.0250 & k_{p2,20} := -0.0500 \\
 & k_{p3,10} := 0.0167 & & k_{p3,20} := -0.0667
 \end{array}$$



Tvangsmoment

Ser på hvert panel, forenkler hvert panel til fritt opplagte bjelker med parabelformet spennarmoring og utkraget panel som fast innspent.

$$q = \frac{8 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{panel} = \frac{8 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2} \qquad q = \frac{2 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{utkrager} = \frac{2 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2}$$

I N-S

Utkrager:

$$e_{m,0.N_S} := e_{eks.N_{S_0}} = 0 \text{ m}$$

Eksentrisitet for panelet

$$q_{fsp.p0.N_S} := \frac{2 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m,0.N_S}}{l_{utkrager}^2} = 0 \frac{kN}{m}$$

Last fra oppspenning i panelet

Panel 1:

$$e_{m,1.N_S} := \frac{e_{eks.N_{S_0}}}{2} + e_{eks.N_{S_1}} + \frac{e_{eks.N_{S_2}}}{2} = 0.038 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m,1.N_S}}{l^2} = 7.242 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.N_S} := \frac{e_{eks.N_S2}}{2} + e_{eks.N_S3} + \frac{e_{eks.N_S4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.2.N_S}}{l^2} = 4.828 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.N_S} := \frac{e_{eks.N_S4}}{2} + e_{eks.N_S5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

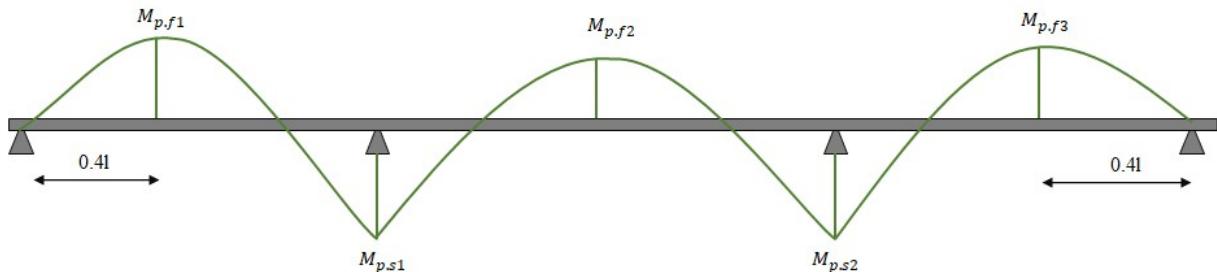
$$q_{fsp.p3.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.3.N_S}}{l^2} = 7.242 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := \frac{q_{fsp.p1.N_S} + q_{fsp.p2.N_S} + q_{fsp.p3.N_S}}{3} = 6.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := q_{fsp.N_S} - 0.15 \cdot q_{fsp.N_S} = 5.471 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

Tvangsmomenter i feltene og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.N_S} := \frac{q_{fsp.p0.N_S}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.4}) = 5.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.10}) = -5.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.15}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.20}) = -5.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p1.4}) = 5.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment

$$M_{0.N_S} := S_{p.N_S.tot} \cdot e_{eks.N_S} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.614 \\ 5.614 \\ 0 \\ 5.614 \\ 5.614 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

0
+ i felt
- i støtte
+ i felt
- i støtte
+ i felt

$$\begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp.felt.1.N_S} := M_{p.f1.N_S} = 5.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra forspenning

$$M_{fp.støtte.1.N_S} := M_{p.s1.N_S} = -5.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.1.N_S} := M_{fp.felt.1.N_S} - M_{0.N_{S_1}} = 0.225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment i felt i panel

$$M_{tvang.støtte.1.N_S} := M_{fp.støtte.1.N_S} - (-M_{0.N_{S_2}}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment over støtte

Felt 2:

$$M_{fp.felt.2.N_S} := M_{p.f2.N_S} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.2.N_S} := M_{p.s2.N_S} = -5.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.2.N_S} := M_{fp.felt.2.N_S} - M_{0.N_{S_3}} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.støtte.2.N_S} := M_{fp.støtte.2.N_S} - (-M_{0.N_{S_4}}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp.felt.3.N_S} := M_{p.f3.N_S} = 5.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.3.N_S} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.3.N_S} := M_{fp.felt.3.N_S} - M_{0.N_{S_5}} = 0.225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

I Ø-V

Utkrager:

$$e_{m.0.\emptyset_V} := e_{eks.\emptyset_V_0} = 0.006 \text{ m}$$

$$q_{fosp.p0.\emptyset_V} := \frac{2 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.0.\emptyset_V}}{l_{utkrager}^2} = 4.968 \frac{kN}{m}$$

Panel 1:

$$e_{m.1.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_0}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_1} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} = 0.029 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.1.\emptyset_V}}{l^2} = 5.552 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_3} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.2.\emptyset_V}}{l^2} = 4.935 \frac{kN}{m}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

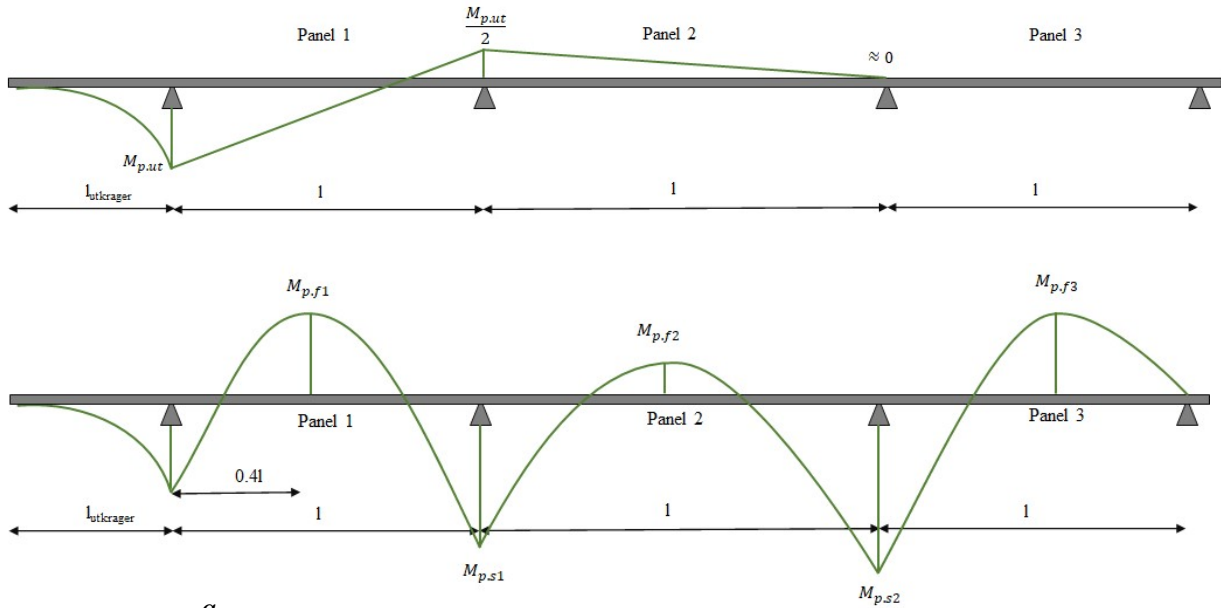
$$q_{fsp.p3.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.3.\emptyset_V}}{l^2} = 7.403 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := \frac{q_{fsp.p1.\emptyset_V} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} + q_{fsp.p3.\emptyset_V}}{3} = 5.963 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := q_{fsp.\emptyset_V} - 0.15 \cdot q_{fsp.\emptyset_V} = 5.069 \frac{kN}{m}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

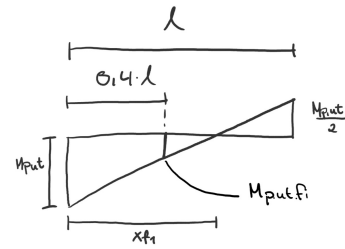
Tvangsmoment i felt og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.\emptyset_V} := \frac{q_{fjorsp.p0.\emptyset_V}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 1.435 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$x_{f1} := \left| \frac{l \cdot M_{p.ut.\emptyset_V}}{M_{p.ut.\emptyset_V} + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2}} \right| = 2.033 \text{ m} \quad 0.4 \cdot l = 1.22 \text{ m}$$

$$M_{p.ut.\emptyset_V.f1} := \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{x_{f1}} \cdot (x_{f1} - 0.4 \cdot l) = 0.574 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$M_{p.f1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4}) - M_{p.ut.\emptyset_V.f1} = 3.788 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.s1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.10}) - \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2} = -5.308 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.f2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.15}) + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{4} = 0.789 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.s2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.20}) + 0 = -6.026 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p.f3.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4}) = 5.853 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Primærmoment

$$M_{0,\emptyset_V} := S_{p,\emptyset_V,tot} \cdot e_{eks,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 1.435 \\ 2.869 \\ 5.739 \\ 0 \\ 5.739 \\ 5.739 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp,felt.1,\emptyset_V} := M_{p,f1,\emptyset_V} = 3.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} := M_{p,s1,\emptyset_V} = -5.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.1,\emptyset_V} := M_{fp,felt.1,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_1} = 0.919 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.1,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_2}) = 0.431 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 2:

$$M_{fp,felt.2,\emptyset_V} := M_{p,f2,\emptyset_V} = 0.789 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} := M_{p,s2,\emptyset_V} = -6.026 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.2,\emptyset_V} := M_{fp,felt.2,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_3} = 0.789 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.2,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_4}) = -0.288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp,felt.3,\emptyset_V} := M_{p,f3,\emptyset_V} = 5.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.3,\emptyset_V} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.3,\emptyset_V} := M_{fp,felt.3,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_5} = 0.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende last i henhold til NB33

$$q_{ojo.tot} := 282.0 \text{ psf} = 13.502 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Totallast som førte til brudd i forsøket.

N-S

$$M_{Ed.felt.1.N_S} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.N_S}) = 30.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.N_S} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.1.N_S} = -38.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.N_S} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.2.N_S} = -38.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.N_S} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.felt.2.N_S} = 9.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ø-V

$$M_{Ed.felt.1.Ø_V} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.Ø_V}) = 29.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.Ø_V} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.1.Ø_V}) = -38.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.Ø_V} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.2.Ø_V}) = -38.022 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.Ø_V} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.2.Ø_V}) = 8.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hvordan fordelingen av momentet vil bli i felt og over støtte i panel 1 etter NB33

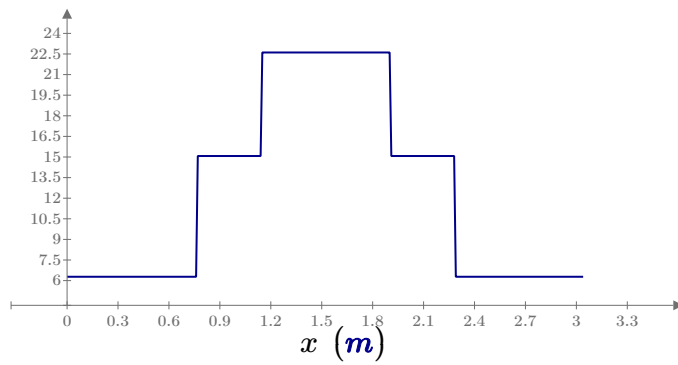
I N-S

$$m_{Ed.N_S.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.N_S}}{l} = -12.56 \frac{kN \cdot m}{m}$$

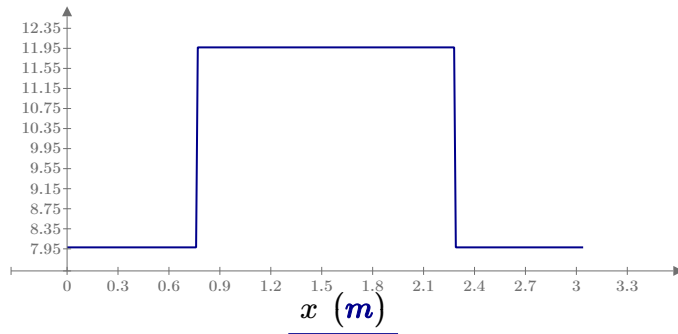
$$m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.8 \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$

$$m_{N_S.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.N_S}}{l} = 9.975 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 22.609 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 15.073 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 6.28 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 11.97 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 7.98 \frac{kN \cdot m}{m}$$

I Ø-V

$$m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.Ø.V}}{l} = -12.702 \frac{kN \cdot m}{m}$$

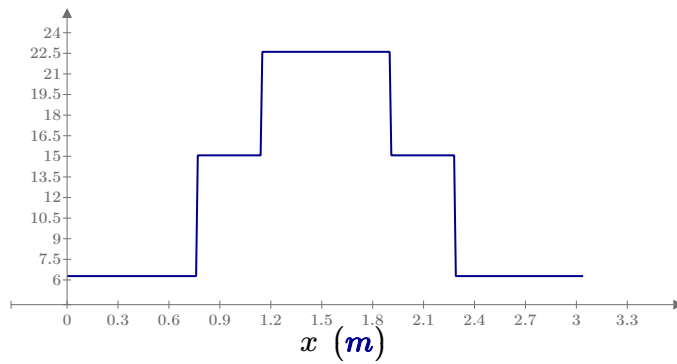
$$m_{Ed.Ø.V.støtte.p1}(x) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 0.5 \right. \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.8 \right. \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 0.5 \right. \end{array} \right\|$$

Absoluttverdi

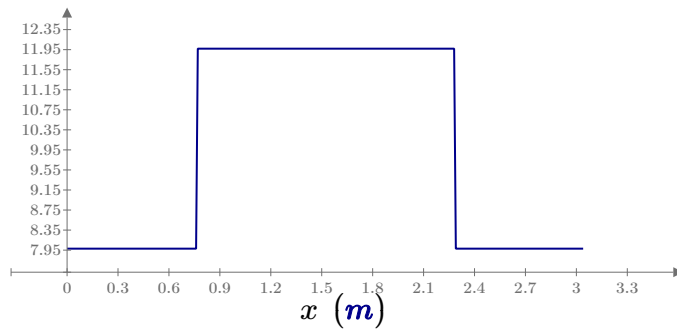
$$m_{Ø.V.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.Ø.V}}{l} = 9.747 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases}$$

Absoluttverdi



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$\underline{m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 22.609 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 15.073 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 6.28 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 11.97 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 7.98 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Trykksonehøyder

$$b := \frac{l}{2} = 1.525 \text{ m}$$

$$x_{N_S} := \frac{S_{p_N_S} + S_{s_N_S}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 3.429 \\ 0 \\ 0 \\ 3.429 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$x_{\emptyset_V} := \frac{S_{p_{\emptyset_V}} + S_{s_{\emptyset_V}}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 0.701 \\ 0.701 \\ 0.701 \\ 1.753 \\ 0.876 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Antar halve trykksonen

Fiberbidrag

$$f_{R.3} := 1065 \text{ psi} = 7.343 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{R3.ber} := 0.6 \cdot f_{R.3} = 4.406 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

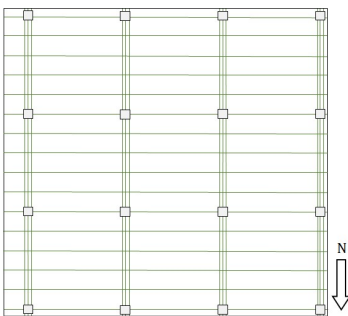
$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R3.ber} = 1.63 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$x_{fiber} := \frac{(h \cdot l \cdot f_{Ftuk}) + S_{p_{\emptyset_V}.tot}}{l (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 4.51 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x_{fiber}) \cdot b \cdot f_{Ftuk} = 177.721 \text{ kN}$$

Strekraft fra fiber

$$M_{Rd.fiber} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{fiber}) = 6.834 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentberegning for N-S retning

Regner ut momentkapasiteten fra armeringen i de ulike feltene for panel 2-3 og deler på koeffisienten for de ulike feltene.

$$S_{p_N_S} = \begin{bmatrix} 221.014 \\ 0 \\ 0 \\ 221.014 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$A_{s_N_S.inner} := A_{s_N_S_0} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_N_S.ytter} := A_{s_N_S_1} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_N_S.felt.s} := A_{s_N_S_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_N_S.s\oyle} := A_{s_N_S_3} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_N_S.felt} := A_{s_N_S_4} = 0 \text{ mm}^2$$

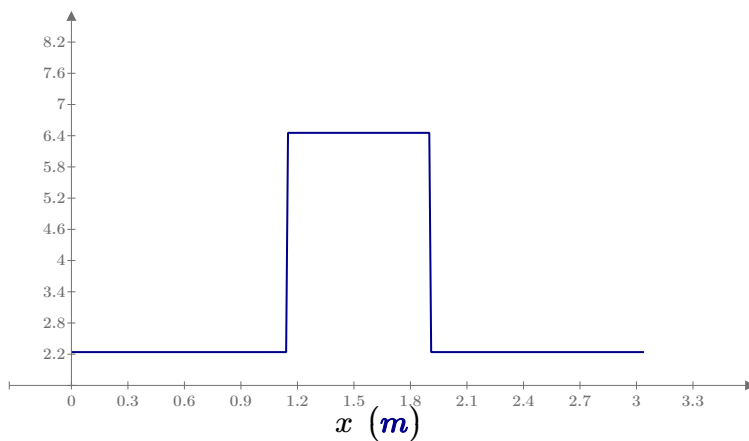
$$M_{N_S.støtte}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.inner} + S_{p.N_S_0} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_0}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

$$M_{N_S.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.søyle} + S_{p.N_S_3} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_3}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

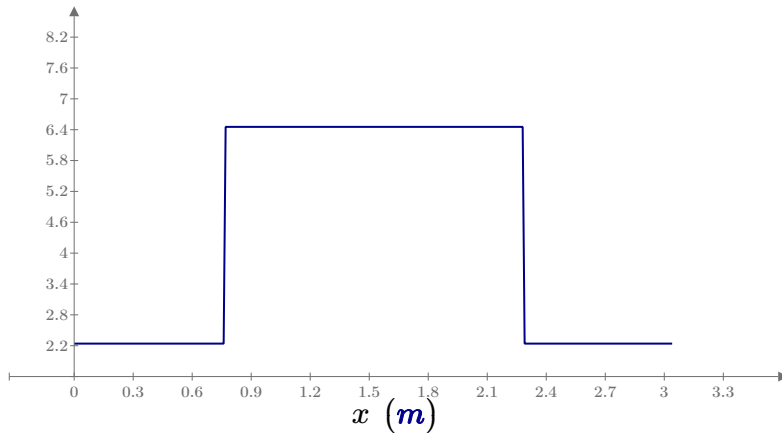
Gjort om til liten m:

$$m_{N_S.felt}(x) := \frac{M_{N_S.felt}(x)}{l}$$

$$m_{N_S.støtte}(x) := \frac{M_{N_S.støtte}(x)}{l}$$



$$m_{N_S.støtte}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{N_S.felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N_S.indre} := m_{N_S.støtte}(0.5 l) = 6.455 \frac{kN \cdot m}{m}$$

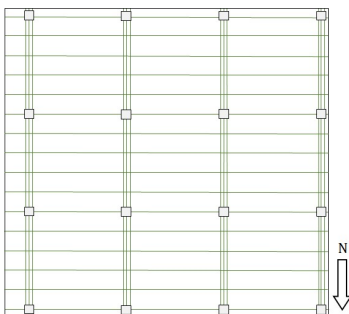
$$m_{N_S.ytre} := m_{N_S.støtte}(0.375 l) = 2.241 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{N_S.støtte}(0 l) = 2.241 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt}(0.5 l) = 6.455 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt}(0 l) = 2.241 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment for Ø-V retning



$$S_{p,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 45.188 \\ 45.188 \\ 45.188 \\ 112.969 \\ 56.484 \end{bmatrix} kN$$

$$A_{s,\emptyset_V.inner} := A_{s,\emptyset_V_0} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V.ytter} := A_{s,\emptyset_V_1} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V.felt.s} := A_{s,\emptyset_V_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V.søyle} := A_{s,\emptyset_V_3} = 0 \text{ mm}^2$$

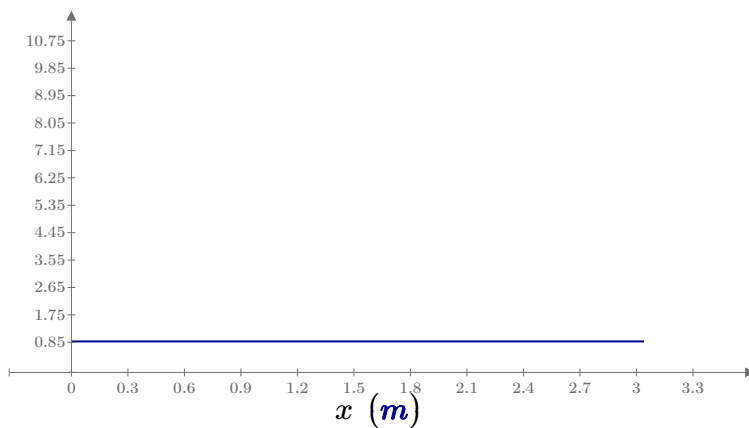
$$A_{s,\emptyset_V.felt} := A_{s,\emptyset_V_4} = 0 \text{ mm}^2$$

$$M_{\emptyset_V.st\ddot{o}tte}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.inner} + S_{p.\emptyset_{V_0}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_0}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) \right) \right\| \end{cases}$$

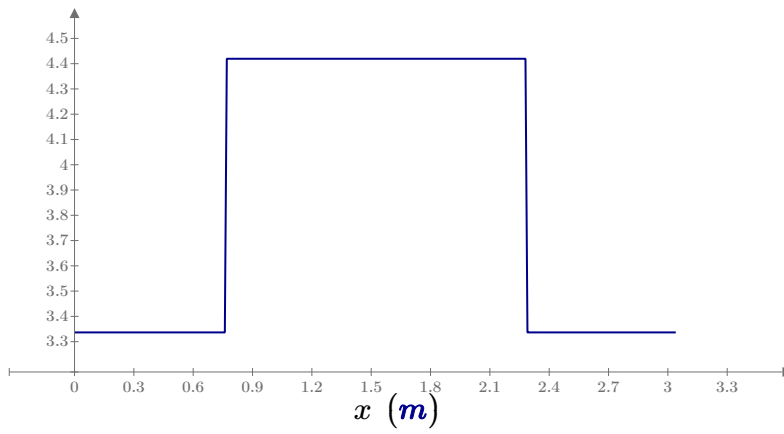
$$M_{\emptyset_V.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.s\ddot{o}yle} + S_{p.\emptyset_{V_3}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_3}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{\emptyset_V.felt}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.felt}(x)}{l} \quad m_{\emptyset_V.st\ddot{o}tte}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.st\ddot{o}tte}(x)}{l}$$



$$m_{\emptyset_V.st\ddot{o}tte}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$\underline{m_{\emptyset_V.felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{\emptyset_V.indre} := m_{\emptyset_V.st\o{t}te}(0.5 \text{ l}) = 0.878 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.ytre} := m_{\emptyset_V.st\o{t}te}(0.375 \text{ l}) = 0.878 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.s} := m_{\emptyset_V.st\o{t}te}(0 \text{ l}) = 0.878 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.s\o{y}le.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0.5 \text{ l}) = 4.419 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0 \text{ l}) = 3.336 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Kaspitet hvor armeringen virker over hele dekketI N-S

$$S_{p.N.S.støtte} := S_{p.N.S_0} + 2 \cdot S_{p.N.S_1} + 2 \cdot S_{p.N.S_2}$$

$$S_{p.N.S.felt} := S_{p.N.S_3} + 2 \cdot S_{p.N.S_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.N.S.støtte} := A_{s.N.S_0} + 2 \cdot A_{s.N.S_1} + 2 \cdot A_{s.N.S_2}$$

$$A_{s.N.S.felt} := A_{s.N.S_3} + 2 \cdot A_{s.N.S_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.N.S.støtte} := S_{s.N.S_0} + 2 \cdot S_{s.N.S_1} + 2 \cdot S_{s.N.S_2}$$

$$S_{s.N.S.felt} := S_{s.N.S_3} + 2 \cdot S_{s.N.S_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{N.S.støtte} := \frac{S_{p.N.S.støtte} + S_{s.N.S.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 3.429 \text{ mm}$$

$$x_{N.S.felt} := \frac{S_{p.N.S.felt} + S_{s.N.S.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 3.429 \text{ mm}$$

Total trykksone

I Ø-V

$$S_{p.Ø.V.støtte} := S_{p.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_2}$$

$$S_{p.Ø.V.felt} := S_{p.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.Ø.V.støtte} := A_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_2}$$

$$A_{s.Ø.V.felt} := A_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.Ø.V.støtte} := S_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_2}$$

$$S_{s.Ø.V.felt} := S_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{Ø.V.støtte} := \frac{S_{p.Ø.V.støtte} + S_{s.Ø.V.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 3.51 \text{ mm}$$

$$x_{Ø.V.felt} := \frac{S_{p.Ø.V.felt} + S_{s.Ø.V.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 3.51 \text{ mm}$$

Total trykksone

Total momentkapasitet

$$M_{Rd.støtte.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.søyle} + S_{p.N.S.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.støtte}) + M_{Rd.fiber} = 19.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.felt} + S_{p.N.S.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.felt}) + M_{Rd.fiber} = 19.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.søyle} + S_{p.Ø.V.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.støtte}) + M_{Rd.fiber} = 19.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.felt} + S_{p.Ø.V.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.felt}) + M_{Rd.fiber} = 19.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SammenligningBruddmoment fra testKapasitet beregnet fra armeringen

Panel 1:

$$|M_{Ed.støtte.1.N_S}| = 38.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.N_S} = 19.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.N_S}| = 30.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N_S} = 19.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}| = 38.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø_V} = 19.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.Ø_V}| = 29.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø_V} = 19.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Panel 2 som er indre panel

$$|M_{Ed.støtte.2.N_S}| = 38.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.N_S}| = 9.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}| = 38.022 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.Ø_V}| = 8.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

UtnyttelsePanel 1

$$U_{støtte.N_S} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 1.95$$

$$U_{støtte.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 1.94$$

$$U_{felt.N_S} := \frac{|M_{Ed.felt.1.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 1.55$$

$$U_{felt.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.felt.1.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 1.49$$

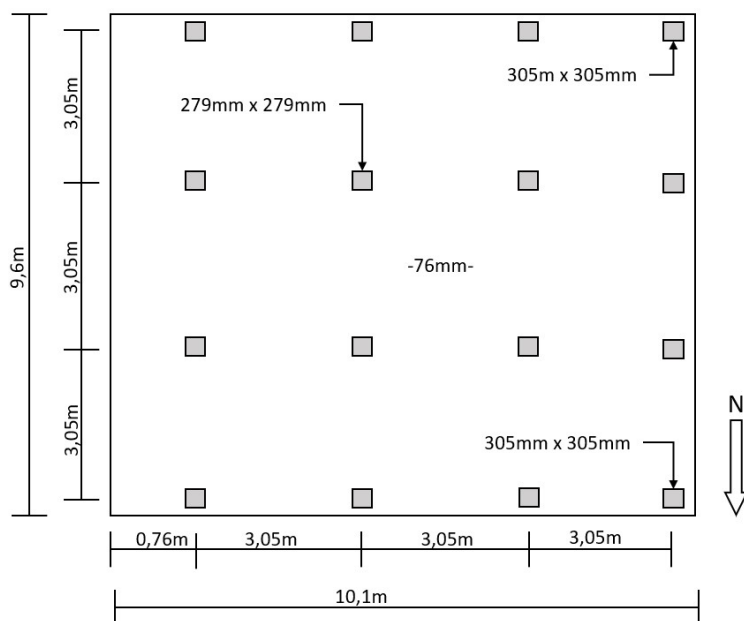
Panel 2

$$U_{støtte.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 1.946$$

$$U_{støtte.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 1.904$$

$$U_{felt.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 0.486$$

$$U_{felt.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 0.44$$

Konsentrerte spennkabler i Ø-V og N-S retning. Tradisjonelt armering i tillegg.**Geometri**

$$B := 10.1 \text{ m} = 10100 \text{ mm}$$

Lengde dekke i Ø-V retning

$$L := 9.6 \text{ m} = 9600 \text{ mm}$$

Lengde dekke i N-S retning

$$b := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

Lengde av panelene

$$l := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$$

$$t := 76 \text{ mm} = 0.076 \text{ m}$$

Tykkelse dekke

$$l_{utkrager} := 0.76 \text{ m}$$

Lengde utkraget del

Betong

$$f_{ck} := 5905 \text{ psi} = 40.714 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens fasthet

$$E_{cm} := 35 \text{ GPa} = 35000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul

Armering

$$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmeringens flytgrense

$$\phi := 6 \text{ mm}$$

Slakkarmering diameter

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en slakkarmering

$$\varnothing_p := 7.94 \text{ mm}$$

Spennkabel diameter

$$A_p := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en spennkabel

$$P_{\text{spennkraft.N}_S} := 10.78 \text{ kip} = 47.952 \text{ kN}$$

Jekkraft i N-S retning

$$P_{\text{spennkraft.}\varnothing_V} := 10.93 \text{ kip} = 48.619 \text{ kN}$$

Jekkraft i \varnothing -V retning

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul til spennstålet

$$f_{pk} := 1723.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets 0.1% grense

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for armeringstål

$$E_p = (1.95 \cdot 10^5) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for spennstål

$$d := 3 \text{ in} - 0.5 \text{ in} = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mean}} := d - \frac{\varnothing_p}{2} = 59.53 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse

Oversikt over slakkarmering og spennarmering i begge retninger

$$A_{p.N_S} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Innersøyle
yttersøyle
felt.i.søyle
søyle
felt

$$A_{s.N_S} := \begin{bmatrix} 5 \\ 1 \\ 0 \\ 2 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 141.372 \\ 28.274 \\ 0 \\ 56.549 \\ 56.549 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{p.Ø_V} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{s.Ø_V} := \begin{bmatrix} 5 \\ 2 \\ 0 \\ 2 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 141.372 \\ 56.549 \\ 0 \\ 56.549 \\ 56.549 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$n_{p.N_S} := \frac{A_{p.N_S}}{A_p} \quad n_{p.Ø_V} := \frac{A_{p.Ø_V}}{A_p}$$

Antall spennkabler i hver stripe i rammemetoden

$$S_{s.N_S} := A_{s.N_S} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 79.927 \\ 15.985 \\ 0 \\ 31.971 \\ 31.971 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Strekraft for slakkarmeringen

$$S_{s.Ø_V} := A_{s.Ø_V} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 79.927 \\ 31.971 \\ 0 \\ 31.971 \\ 31.971 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennarmering

$$\sigma_{p.max} := 0.9 \cdot f_{p0.1k} = (1.35 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC2. 5.10.2.1

$$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.379 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bruker minste verdi

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p.max} = 51.599 \text{ kN}$$

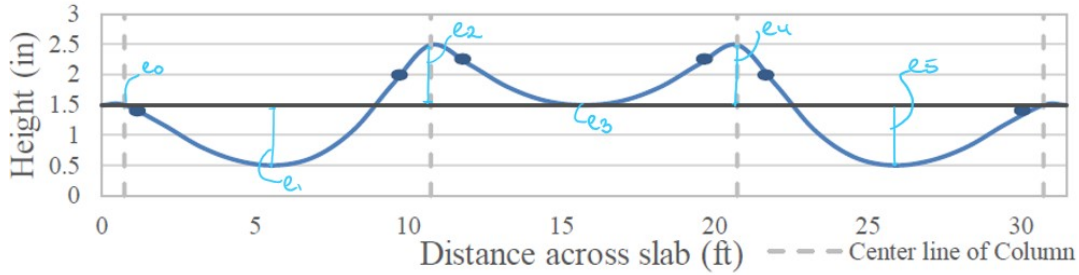
Største oppspenningskraft

Friksjonsap

$\mu := 0.19$
 $k := 0.01 \text{ m}^{-1}$

Friksjonkoeffisient EC2 tab. 5.1
 Tilleggskrumning

N-S retning

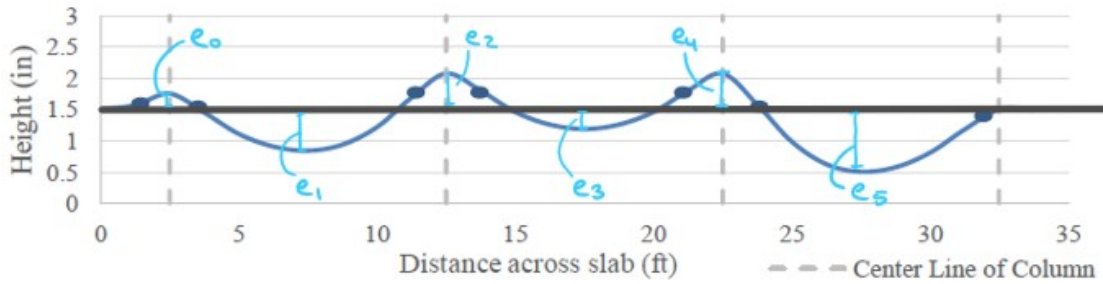


Typical N-S (Banded) Direction Tendon Profile with Inflection point at 1/12th span

$$e_{eks.N_S} := \begin{bmatrix} 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

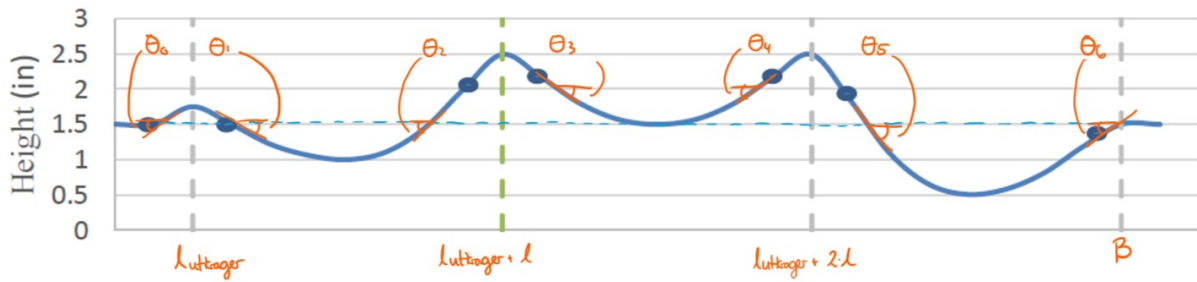
Ø-V retning



$$e_{eks.Ø_V} := \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.75 \\ 0.5 \\ 0.25 \\ 0.5 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

Vinkelendring på kabel for Ø-V (konsentrert)



$l_{utkrager} = 0.76 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad B = 10.1 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots B$

$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Parabelformet gir funksjonen y for kurven: $y = ax^2 + bx + c$

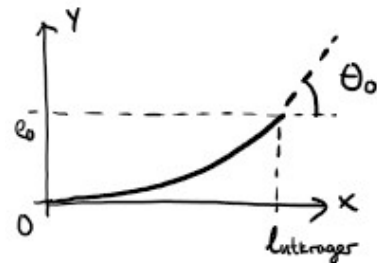
For $x=0$: $y=c=0 \quad \rightarrow \frac{dy}{dx} = 2 \cdot ax + b$

For $x=0$: $\frac{dy}{dx} = b=0$

For første vinkelen, $x = l_{utkrager}$:

$y = a \cdot l_{utkrager}^2 + 0 + 0 = e_0$

som gir $a = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2}$



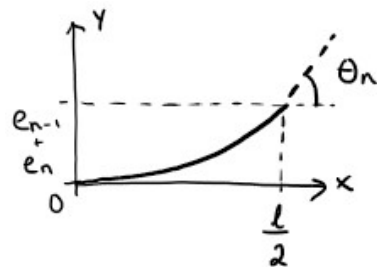
$\rightarrow \theta_0(l_{utkrager}) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2} \cdot l_{utkrager}$

For de andre vinklene, $x = \frac{l}{2}$:

$y = a \cdot \frac{l^2}{4} + 0 + 0 = e_{n-1} + e_n$

som gir $a = \frac{4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2}$

$\rightarrow \theta_n\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot 4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2} \cdot \frac{l}{2}$



Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.\emptyset_{V_0}}}{l_{utkrager}} = 0.017$$

$$\theta_4 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_4}} + e_{eks.\emptyset_{V_5}} \right)}{l} = 0.05$$

$$\theta_1 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_0}} + e_{eks.\emptyset_{V_1}} \right)}{l} = 0.033$$

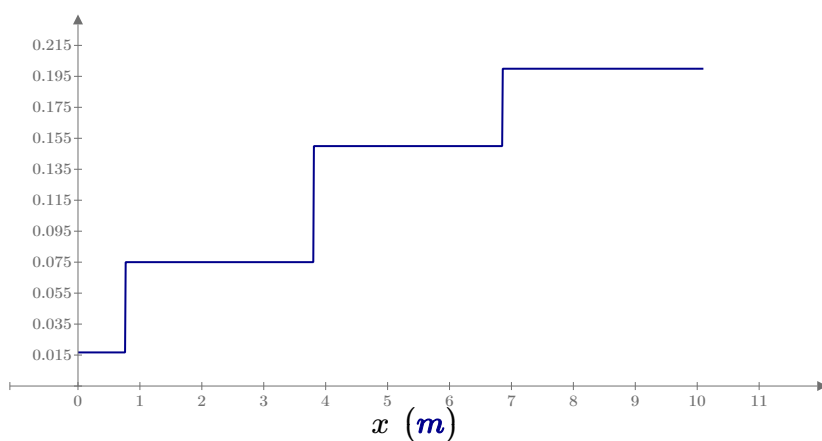
$$\theta_5 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_2 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_6 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

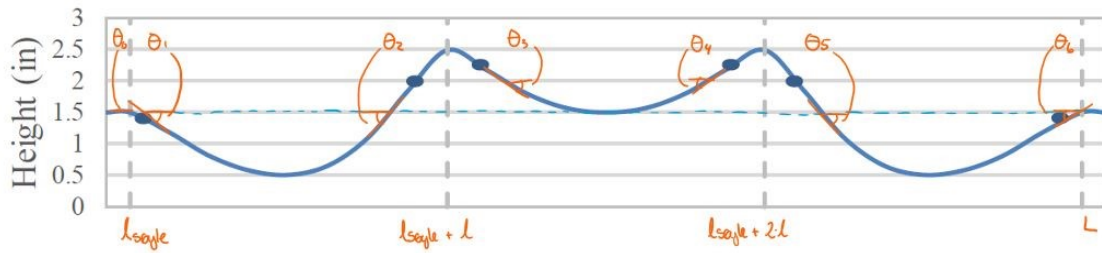
$$\theta_3 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_3}} + e_{eks.\emptyset_{V_4}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_{\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq B \end{cases}$$



$\theta_{\emptyset_V}(x)$

Vinkelendring på kabel for N-S (konsentrert)



$$l_{søyle} := \frac{(L - 3 \cdot l)}{2} = 0.225 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad L = 9.6 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots L$$

$$\theta(x) = \tan^{-1} \left(\frac{dy}{dx} \right)$$

Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.N_S_0}}{l_{søyle}} = 0$$

$$\theta_4 := \frac{4 (e_{eks.N_S_4} + e_{eks.N_S_5})}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 (e_{eks.N_S_0} + e_{eks.N_S_1})}{l} = 0.033$$

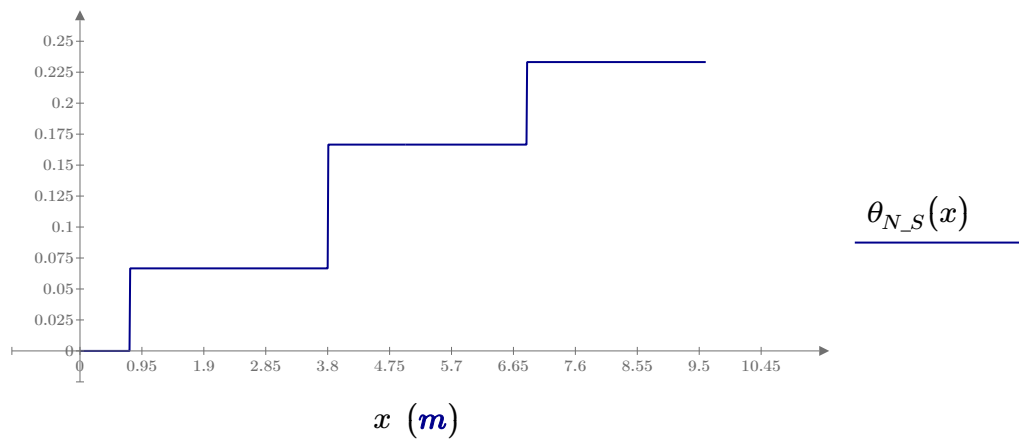
$$\theta_5 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_6 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

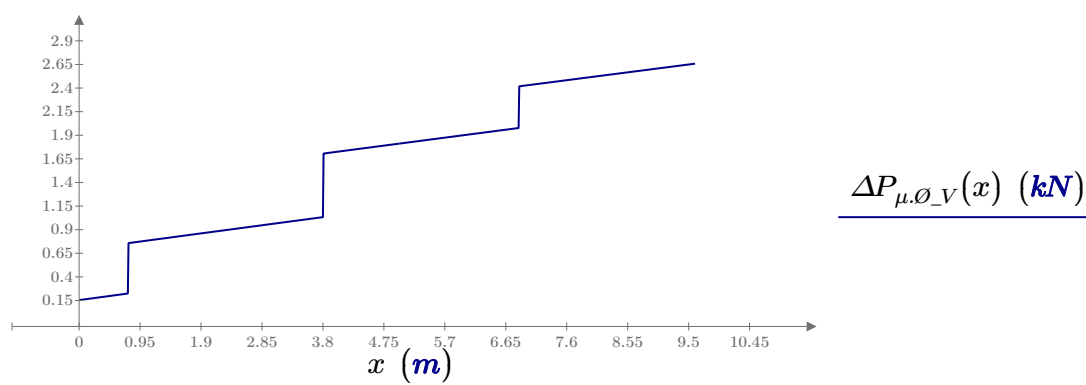
$$\theta_3 := \frac{4 (e_{eks.N_S_3} + e_{eks.N_S_4})}{l} = 0.033$$

$$\theta_{N_S}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \text{ m} \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq L \end{cases}$$



Friksjonstap i Ø-V retning

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x) := P_{spennkraft, \emptyset_V} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{\emptyset_V}(x) + k \cdot x))})$$



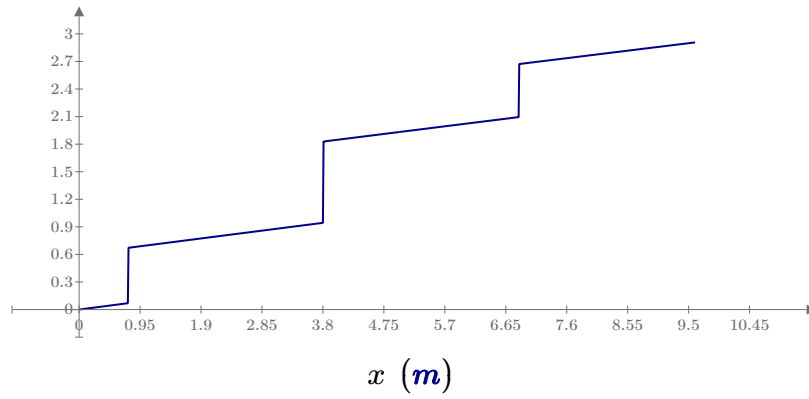
$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_start} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(0 \text{ m}) = 0.154 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_midt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(l) = 0.965 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_slutt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(B) = 2.702 \text{ kN}$$

Friksjonstap i N-S retning

$$\Delta P_{\mu.N.S}(x) := P_{spennkraft.N.S} \cdot \left(1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{N.S}(x) + k \cdot x))}\right)$$



$$\Delta P_{\mu.N.S_start} := \Delta P_{\mu.N.S}(0 \text{ m}) = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_midt} := \Delta P_{\mu.N.S}(l) = 0.877 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_slutt} := \Delta P_{\mu.N.S}(L) = 2.907 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft EC2 5.10.3

$$\sigma_{pm0} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.293 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{pm0} := 0.85 \cdot f_{p0.1k} = (1.275 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Den minste verdien av σ_{pm0} .

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 47.71 \text{ kN}$$

Spennkraften kan ikke overskride P_{m0} .

LåsetapLåsetap i Ø-V

$$B = 10.1 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{\emptyset_V}(x) := \frac{\theta_{\emptyset_V}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$\alpha_{\emptyset_V}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x)}{B}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

$$x_{L.m.\emptyset_V} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{\emptyset_V}(B)}} = 9.306 \text{ m} < B = 10.1 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.\emptyset_V} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.\emptyset_V}} = 4.979 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Låsetap i N-S

$$L = 9.6 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{N_S}(x) := \frac{\theta_{N_S}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$\alpha_{N_S}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, N_S}(x)}{L}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

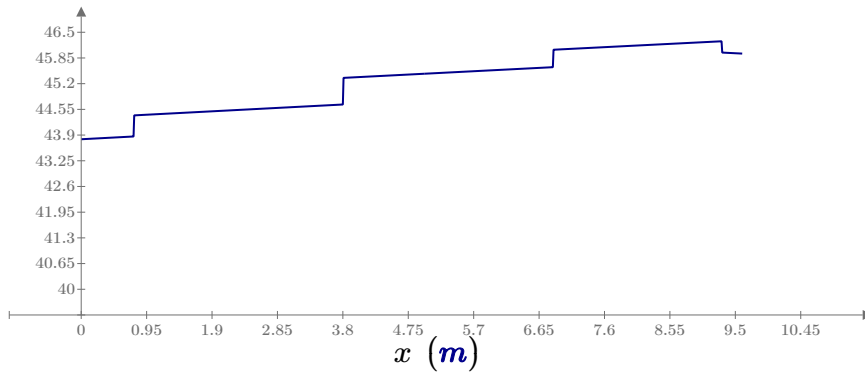
$$x_{L.m.N_S} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{N_S}(L)}} = 8.746 \text{ m} < L = 9.6 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.N_S} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.N_S}} = 5.298 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Spennkraft i Ø-V

$$P_{p,\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x \leq x_{L.m.\emptyset_V} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{laas.\emptyset_V} + \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.\emptyset_V} < x \leq B \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \end{cases}$$



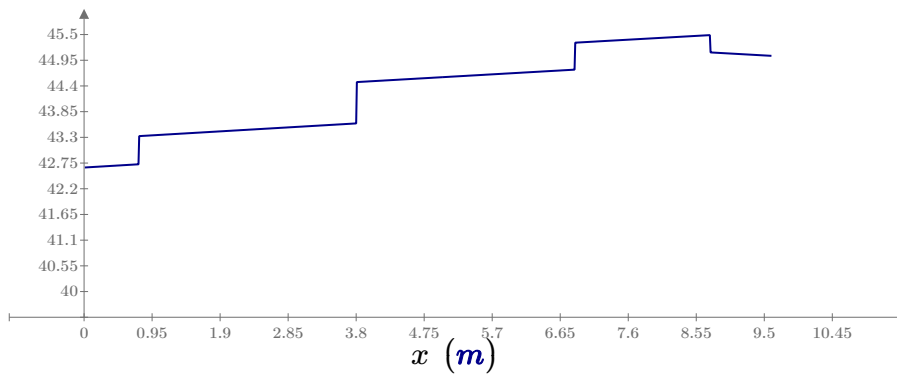
$P_{p,\emptyset_V}(x)$ (kN)

$$P_{p,\emptyset_V.midt} := P_{p,\emptyset_V}\left(\frac{B}{2}\right) = 45.457 \text{ kN}$$

Spennkraft med låsetap per spennkabel

Spennkraft i N-S

$$P_{p,N_S}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 < x \leq x_{L.m.N_S} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{laas.N_S} + \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.N_S} < x \leq L \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \end{cases}$$



$P_{p,N_S}(x)$ (kN)

$$P_{p,N_S.midt} := P_{p,N_S}\left(\frac{L}{2}\right) = 44.57 \text{ kN}$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksjon

$$h := t$$

$$n_p := 5$$

$$A_c := b \cdot h = (2.318 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_s \cdot 5 = 141.372 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.sp} := A_p \cdot n_p = 187.096 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.714$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d_{mean}}{A_c + \eta \cdot A_s} = 38.075 \text{ mm}$$

$$P_0 := \frac{(P_{spennkraft.N_S} + P_{spennkraft.O_V})}{2} \cdot n_p = 241.427 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.571$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_p) = 231971 \text{ mm}^2$$

$$e := d_{mean} - \frac{h}{2} = 21.53 \text{ mm}$$

I høyde med spennarmeringen.

$$y := e$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.117 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.u.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -2.042 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{trykk})$$

$$y := \frac{-h}{2}$$

$$\sigma_{c.o.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 0.728 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{strekk})$$

Svinn

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = (6.252 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 74.152 \text{ mm}$$

$$t := 42$$

Betongens alder ved testing

$$t_s := 3$$

Betongens alder ved uttørkings-
svinnet, døgnAutogen svinntøyning

$$\beta_{as.t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.726$$

$$\varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 7.678 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as.t} \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 5.578 \cdot 10^{-5}$$

Svinntøyning ved uttørring

Antar en fuktighet på 40%:

$$\varepsilon_{cd.0} := 0.46\% = 0.0046$$

Tabell 3.2

$$k_h := 1$$

Tabell 3.9

$$\beta_{ds.t.ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds.t.ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 0.003$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.003$$

Relaksasjon

Antar klasse 1 i relaksjonsklasser:

$$\rho_{1000} := 8$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.74$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 42.048 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 2.439$$

$$\varphi_{t,t0} := 2.3$$

Figur.3.1 EC2. for N klasse
C35, innendørs

$$\sigma_{c.QP} := \sigma_{c.o.k}$$

$$z_{cp} := e = 21.53 \text{ mm}$$

Spenningendring grunnet kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c.QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})} = 592.89 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2 5.10.6 (2).}$$

$$P_{p.langtid} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{n_p} \cdot A_p = 4.437 \text{ kN}$$

Reduksjon i en spennkabel

Forspenning konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Tillegg fra EC2 5.10.8 (2)

$$\Delta\sigma := 100 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma \cdot A_p = 3.742 \text{ kN}$$

Endelig spennkraft i begge retninger

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V.midt} - P_{p.langtid} = 41.02 \text{ kN}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S.midt} - P_{p.langtid} = 40.133 \text{ kN}$$

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 44.762 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

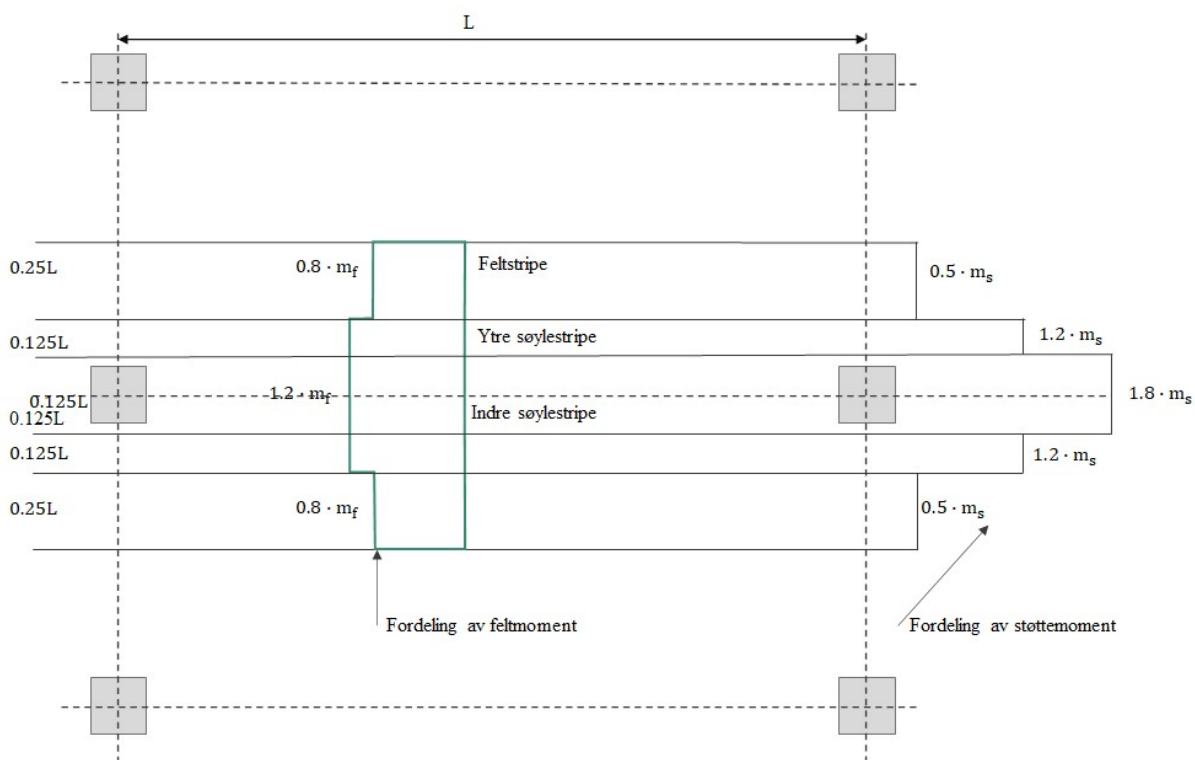
$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 43.875 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

Effektiv spennkraft i begge retninger og striper

$$S_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_{p.\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 223.809 \\ 0 \\ 0 \\ 223.809 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad S_{p.N_S} := P_{p.N_S} \cdot n_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 219.373 \\ 0 \\ 0 \\ 219.373 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{p.\emptyset_V.tot} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_p = 223.809 \text{ kN} \quad S_{p.N_S.tot} := P_{p.N_S} \cdot n_p = 219.373 \text{ kN}$$

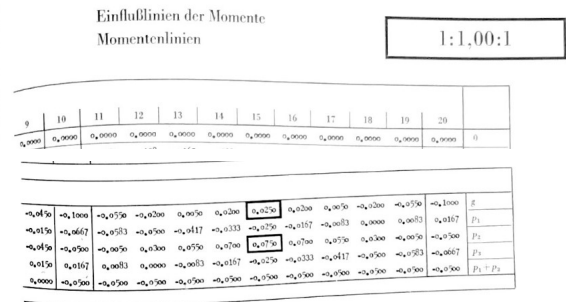
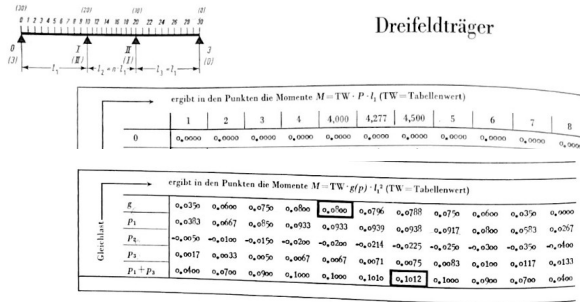
Ekvivalent rammeanalyse



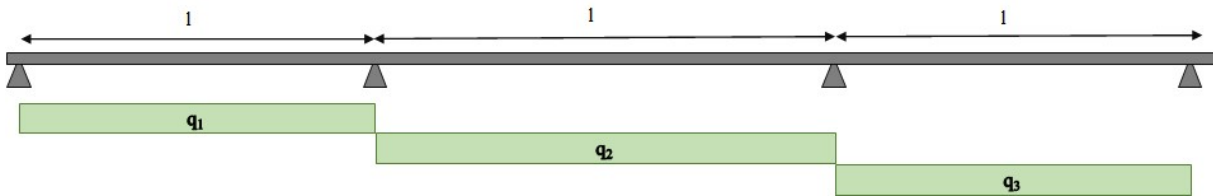
$$l_x := l = 3.05 \text{ m} \quad l_y := l = 3.05 \text{ m}$$

$$z := 0.95 \cdot d_{mean} = 56.554 \text{ mm}$$

Antar lik z for alle paneler.



$$\begin{array}{llll}
 k_{g,4} := 0.080 & k_{g,10} := -0.100 & k_{g,15} := 0.0250 & k_{g,20} := -0.100 \\
 k_{p1,4} := 0.0933 & k_{q,10} := -0.100 & k_{p1,15} := -0.0250 & k_{q,20} := -0.100 \\
 k_{p2,4} := -0.0200 & k_{p1,10} := -0.0667 & k_{p2,15} := 0.0750 & k_{p1,20} := 0.0167 \\
 k_{p3,4} := 0.0067 & k_{p2,10} := -0.0500 & k_{p3,15} := -0.0250 & k_{p2,20} := -0.0500 \\
 & k_{p3,10} := 0.0167 & & k_{p3,20} := -0.0667
 \end{array}$$



Tvangsmoment

Ser på hvert panel, forenkler hvert panel til fritt opplagte bjelker med parabelformet spennarmoring og utkraget panel som fast innspent.

$$q = \frac{8 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{panel} = \frac{8 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2} \qquad q = \frac{2 \cdot Pe}{L^2} \rightarrow q_{utkrager} = \frac{2 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2}$$

I N-S

Utkrager:

$$e_{m,0.N_S} := e_{eks.N_{S_0}} = 0 \text{ m}$$

Eksentrisitet for panelet

$$q_{fsp.p0.N_S} := \frac{2 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m,0.N_S}}{l_{utkrager}^2} = 0 \frac{kN}{m}$$

Last fra oppspenning i panelet

Panel 1:

$$e_{m,1.N_S} := \frac{e_{eks.N_{S_0}}}{2} + e_{eks.N_{S_1}} + \frac{e_{eks.N_{S_2}}}{2} = 0.038 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m,1.N_S}}{l^2} = 7.188 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.N_S} := \frac{e_{eks.N_S2}}{2} + e_{eks.N_S3} + \frac{e_{eks.N_S4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.2.N_S}}{l^2} = 4.792 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.N_S} := \frac{e_{eks.N_S4}}{2} + e_{eks.N_S5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

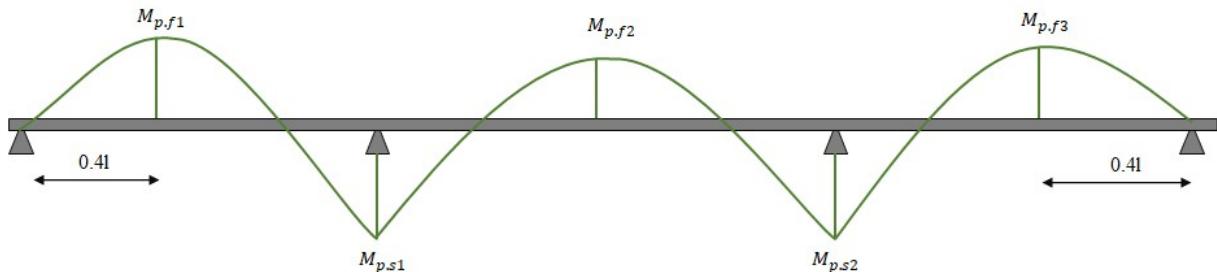
$$q_{fsp.p3.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.3.N_S}}{l^2} = 7.188 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := \frac{q_{fsp.p1.N_S} + q_{fsp.p2.N_S} + q_{fsp.p3.N_S}}{3} = 6.389 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := q_{fsp.N_S} - 0.15 \cdot q_{fsp.N_S} = 5.431 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

Tvangsmomenter i felt og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.N_S} := \frac{q_{fsp.p0.N_S}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.4}) = 5.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.10}) = -5.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.15}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.20}) = -5.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p1.4}) = 5.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment:

$$M_{0.N_S} := S_{p.N_S.tot} \cdot e_{eks.N_S} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.572 \\ 5.572 \\ 0 \\ 5.572 \\ 5.572 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

0	$\begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$
+ i felt	
- i støtte	
+ i felt	
- i støtte	
+ i felt	

Felt 1:

$$M_{fp.felt.1.N_S} := M_{p.f1.N_S} = 5.795 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment fra forspenning}$$

$$M_{fp.støtte.1.N_S} := M_{p.s1.N_S} = -5.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.1.N_S} := M_{fp.felt.1.N_S} - M_{0.N_S1} = 0.223 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment i felt i panel}$$

$$M_{tvang.støtte.1.N_S} := M_{fp.støtte.1.N_S} - (-M_{0.N_S2}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment over støtte}$$

Felt 2:

$$M_{fp.felt.2.N_S} := M_{p.f2.N_S} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.2.N_S} := M_{p.s2.N_S} = -5.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.2.N_S} := M_{fp.felt.2.N_S} - M_{0.N_S3} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.støtte.2.N_S} := M_{fp.støtte.2.N_S} - (-M_{0.N_S4}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp.felt.3.N_S} := M_{p.f3.N_S} = 5.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.3.N_S} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.3.N_S} := M_{fp.felt.3.N_S} - M_{0.N_S5} = 0.223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

I Ø-V

Utkrager:

$$e_{m.0.\emptyset_V} := e_{eks.\emptyset_V_0} = 0.006 \text{ m}$$

$$q_{fosp.p0.\emptyset_V} := \frac{2 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.0.\emptyset_V}}{l_{utkrager}^2} = 4.921 \frac{kN}{m}$$

Panel 1:

$$e_{m.1.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_0}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_1} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} = 0.029 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.1.\emptyset_V}}{l^2} = 5.5 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_3} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} = 0.019 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.2.\emptyset_V}}{l^2} = 3.667 \frac{kN}{m}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_5} + \frac{0}{2} = 0.032 \text{ m}$$

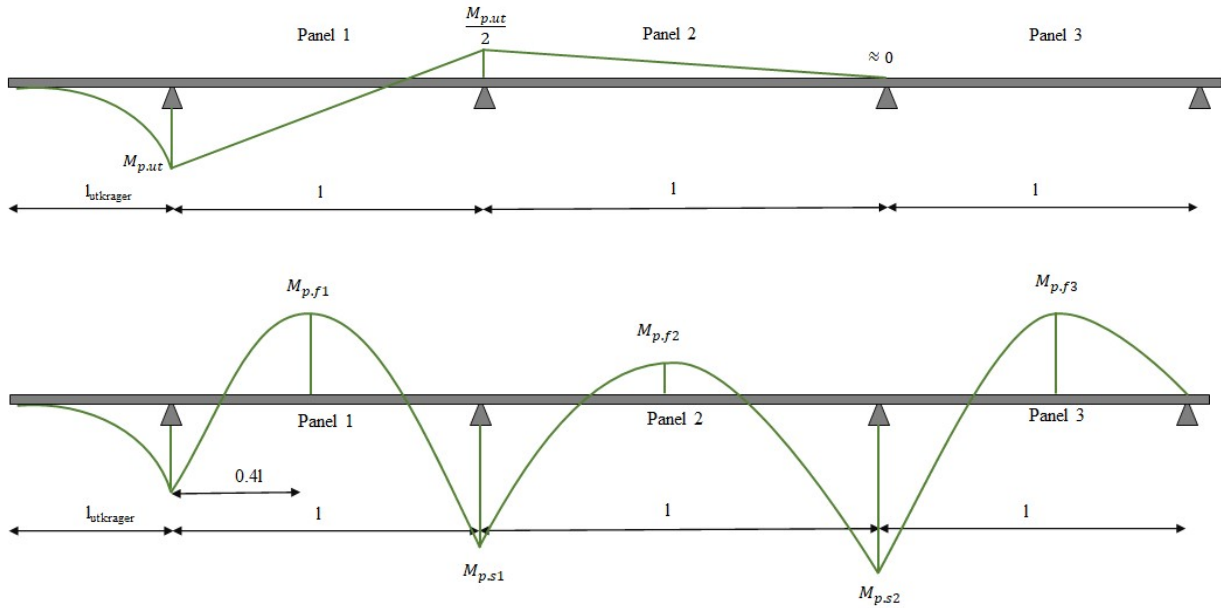
$$q_{fsp.p3.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.3.\emptyset_V}}{l^2} = 6.111 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := \frac{q_{fsp.p1.\emptyset_V} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} + q_{fsp.p3.\emptyset_V}}{3} = 5.092 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := q_{fsp.\emptyset_V} - 0.15 \cdot q_{fsp.\emptyset_V} = 4.329 \frac{kN}{m}$$

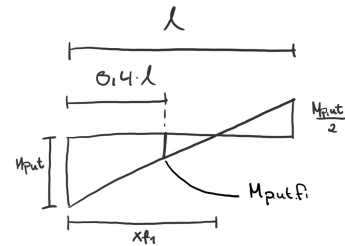
Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

Tvangsmomenter i felt og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.\emptyset_V} := \frac{q_{fosp.p0.\emptyset_V}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 1.421 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{f1} := \left| \frac{l \cdot M_{p.ut.\emptyset_V}}{M_{p.ut.\emptyset_V} + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2}} \right| = 2.033 \text{ m} \quad 0.4 \cdot l = 1.22 \text{ m}$$



$$M_{p.ut.\emptyset_V.f1} := \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{x_{f1}} \cdot (x_{f1} - 0.4 \cdot l) = 0.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4}) - M_{p.ut.\emptyset_V.f1} = 3.904 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.10}) - \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2} = -4.879 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.15}) + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{4} = 0.213 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.20}) + 0 = -4.643 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4}) = 4.964 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment:

$$M_{0,\emptyset_V} := S_{p,\emptyset_V,tot} \cdot e_{eks,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 1.421 \\ 4.264 \\ 2.842 \\ 1.421 \\ 2.842 \\ 5.685 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp,felt.1,\emptyset_V} := M_{p,f1,\emptyset_V} = 3.904 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} := M_{p,s1,\emptyset_V} = -4.879 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.1,\emptyset_V} := M_{fp,felt.1,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_1} = -0.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.1,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_2}) = -2.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 2:

$$M_{fp,felt.2,\emptyset_V} := M_{p,f2,\emptyset_V} = 0.213 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} := M_{p,s2,\emptyset_V} = -4.643 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.2,\emptyset_V} := M_{fp,felt.2,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_3} = -1.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.2,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_4}) = -1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp,felt.3,\emptyset_V} := M_{p,f3,\emptyset_V} = 4.964 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.3,\emptyset_V} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.3,\emptyset_V} := M_{fp,felt.3,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_5} = -0.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende last i henhold til NB33

$$q_{ojo.tot} := 312.3 \text{ psf} = 14.953 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total last som førte til brudd i forsøket.

N-S

$$M_{Ed.felt.1.N_S} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.N_S}) = 33.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.N_S} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.1.N_S} = -42.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.N_S} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.2.N_S} = -42.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.N_S} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.felt.2.N_S} = 10.606 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ø-V

$$M_{Ed.felt.1.Ø_V} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.Ø_V}) = 34.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.Ø_V} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.1.Ø_V}) = -40.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.Ø_V} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.2.Ø_V}) = -40.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.Ø_V} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.2.Ø_V}) = 11.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hvordan fordelingen av momentet vil bli i felt og over støtte i panel 1 etter NB33

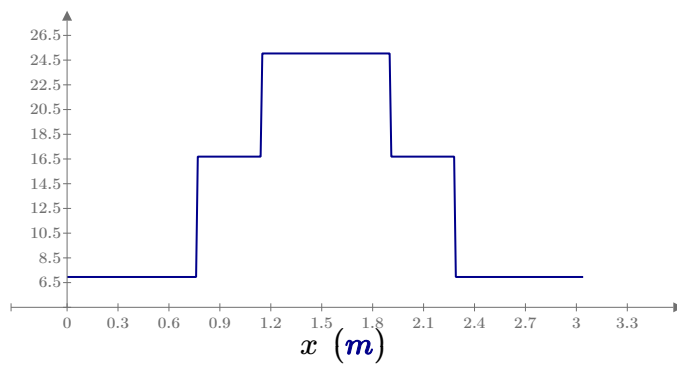
I N-S

$$m_{Ed.N_S.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.N_S}}{l} = -13.91 \frac{kN \cdot m}{m}$$

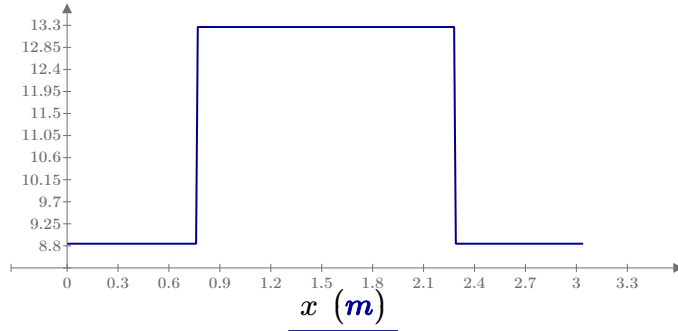
$$m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.8 \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$

$$m_{N_S.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.N_S}}{l} = 11.055 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{N_S.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$



$$\frac{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}{}$$



$$m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0.5 l) = 25.038 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0.375 l) = 16.692 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.st\oette.p1}(0 l) = 6.955 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.s\oyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 13.266 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 8.844 \frac{kN \cdot m}{m}$$

I Ø-V

$$M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} := \frac{M_{Ed.st\oette.1.Ø.V}}{l} = -13.242 \frac{kN \cdot m}{m}$$

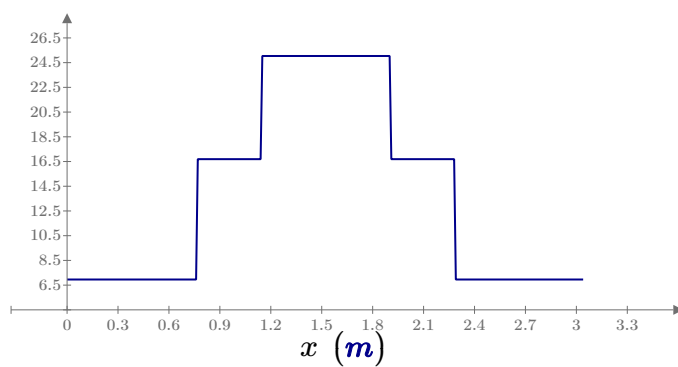
$$m_{Ed.Ø.V.st\oette.p1}(x) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 0.5 \right. \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.8 \right. \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| M_{Ed.Ø.V.st\oette.p1} \cdot 0.5 \right. \end{array} \right\|$$

Absoluttverdi

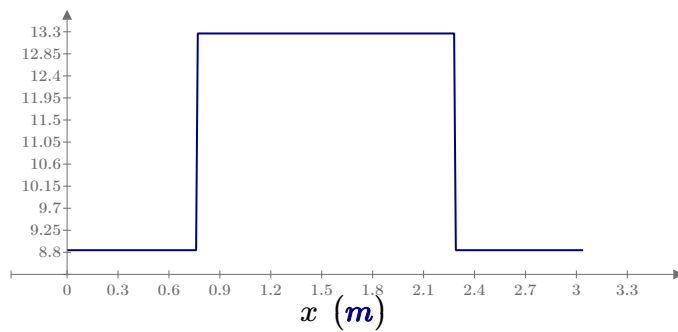
$$M_{Ø.V.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.Ø.V}}{l} = 11.246 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \left\| \left\| M_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \right. \right. \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \left\| \left\| M_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 1.2 \right. \right. \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \left\| \left\| M_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \right. \right. \end{cases}$$

Absoluttverdi



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$\underline{m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 25.038 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 16.692 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 6.955 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 13.266 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 8.844 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Trykksonehøyder

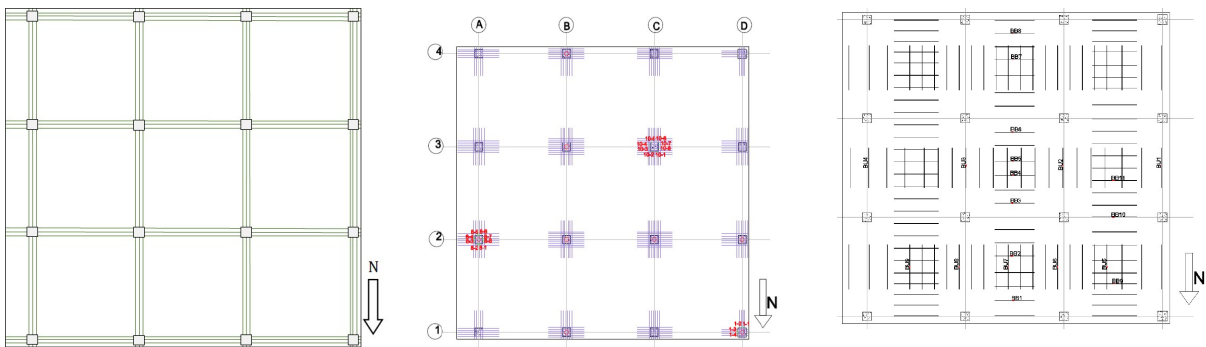
$$b := \frac{l}{2} = 1.525 \text{ m}$$

Antar halve trykksonen

$$x_{N_S} := \frac{S_{p.N_S} + S_{s.N_S}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 6.026 \\ 0.322 \\ 0 \\ 5.06 \\ 0.644 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$x_{\emptyset_V} := \frac{S_{p.\emptyset_V} + S_{s.\emptyset_V}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 6.115 \\ 0.644 \\ 0 \\ 5.15 \\ 0.644 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Momentkapasitetberegning for N-S retning



Regner ut momentkapasiteten fra armeringen i de ulike feltene for panel 2-3 og deler på koeffisienten for de ulike feltene.

$$S_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 219.373 \\ 0 \\ 0 \\ 219.373 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$A_{s.N_S.inner} := A_{s.N_S_0} = 141.372 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.ytter} := A_{s.N_S_1} = 28.274 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.felt.s} := A_{s.N_S_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.s\oyle} := A_{s.N_S_3} = 56.549 \text{ mm}^2$$

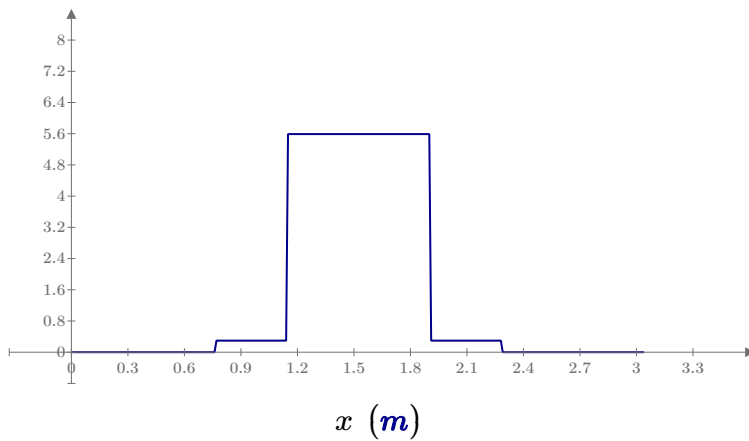
$$A_{s.N_S.felt} := A_{s.N_S_4} = 56.549 \text{ mm}^2$$

$$M_{N_S.st\oette}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) \right) \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) \right) \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.inner} + S_{p.N_S_0} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_0}) \right) \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) \right) \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) \right) \end{cases}$$

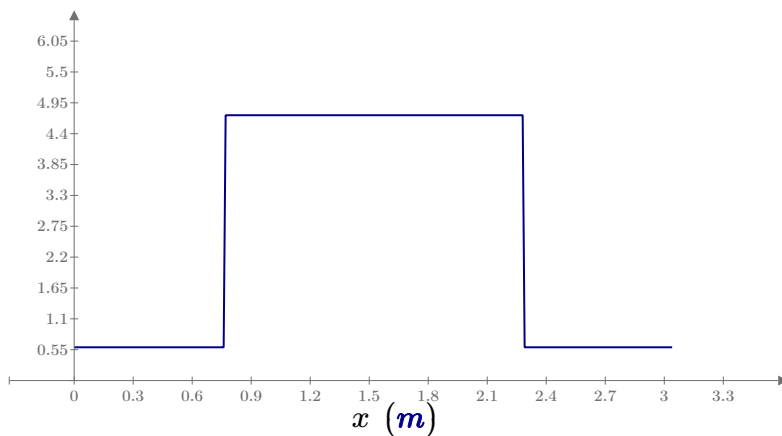
$$M_{N_S.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) \right) \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.s\oyle} + S_{p.N_S_3} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_3}) \right) \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) \right) \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{N_S.felt}(x) := \frac{M_{N_S.felt}(x)}{l} \qquad m_{N_S.st\oette}(x) := \frac{M_{N_S.st\oette}(x)}{l}$$



$$m_{N_S.st\oette}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{N,S,felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N,S,indre} := m_{N,S,støtte}(0.5 l) = 5.59 \frac{kN \cdot m}{m}$$

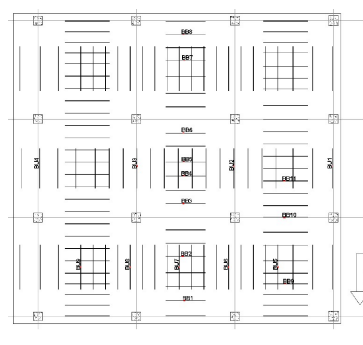
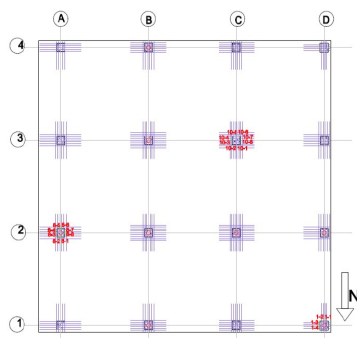
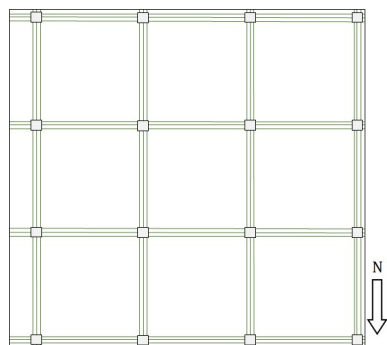
$$m_{N,S,ytre} := m_{N,S,støtte}(0.375 l) = 0.296 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.s} := m_{N,S,støtte}(0 l) = 0 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,søyle.f} := m_{N,S,felt}(0.5 l) = 4.729 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.f} := m_{N,S,felt}(0 l) = 0.593 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment for Ø-V retning



$$S_{p,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 223.809 \\ 0 \\ 0 \\ 223.809 \\ 0 \end{bmatrix} kN$$

$$A_{s,\emptyset_V,indre} := A_{s,\emptyset_V_0} = 141.372 mm^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,ytter} := A_{s,\emptyset_V_1} = 56.549 mm^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,felt.s} := A_{s,\emptyset_V_2} = 0 mm^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,søyle} := A_{s,\emptyset_V_3} = 56.549 mm^2$$

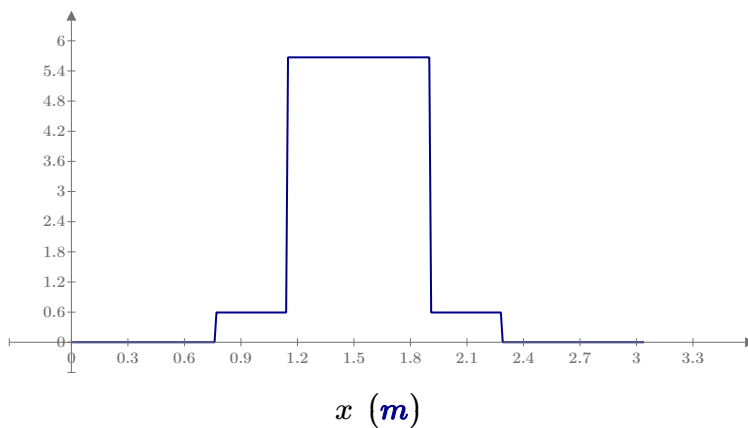
$$A_{s,\emptyset_V,felt} := A_{s,\emptyset_V_4} = 56.549 mm^2$$

$$M_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_V_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_2}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_V_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_1}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.inner} + S_{p.\emptyset_V_0} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_0}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_V_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_1}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_V_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_2}) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

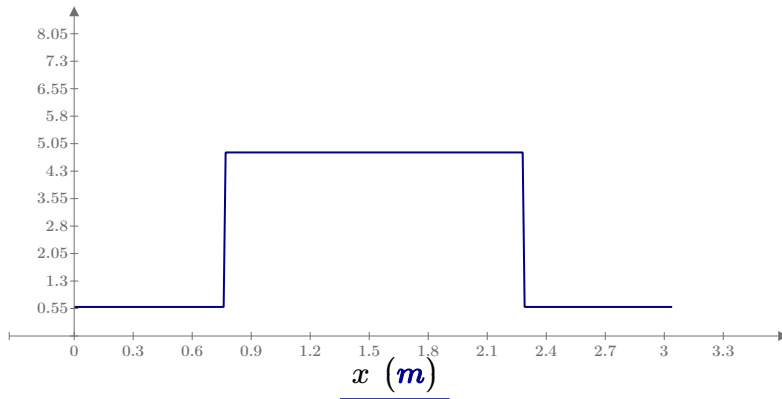
$$M_{\emptyset_V.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_V_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_4}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.s\oyle} + S_{p.\emptyset_V_3} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_3}) \right) \right\| \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_V_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_V_4}) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{\emptyset_V.felt}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.felt}(x)}{l} \quad m_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.st\oette}(x)}{l}$$



$$m_{\emptyset_V.st\oette}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$\underline{m_{\emptyset_V.felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{\emptyset_V.indre} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0.5 \text{ l}) = 5.671 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.ytre} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0.375 \text{ l}) = 0.593 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.s} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0 \text{ l}) = 0 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.s\oyle.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0.5 \text{ l}) = 4.81 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0 \text{ l}) = 0.593 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Kapasitet hvor armeringen virker over hele dekketI N-S

$$S_{p.N.S.støtte} := S_{p.N.S_0} + 2 \cdot S_{p.N.S_1} + 2 \cdot S_{p.N.S_2}$$

$$S_{p.N.S.felt} := S_{p.N.S_3} + 2 \cdot S_{p.N.S_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.N.S.støtte} := A_{s.N.S_0} + 2 \cdot A_{s.N.S_1} + 2 \cdot A_{s.N.S_2}$$

$$A_{s.N.S.felt} := A_{s.N.S_3} + 2 \cdot A_{s.N.S_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.N.S.støtte} := S_{s.N.S_0} + 2 \cdot S_{s.N.S_1} + 2 \cdot S_{s.N.S_2}$$

$$S_{s.N.S.felt} := S_{s.N.S_3} + 2 \cdot S_{s.N.S_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{N.S.støtte} := \frac{S_{p.N.S.støtte} + S_{s.N.S.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 6.669 \text{ mm}$$

$$x_{N.S.felt} := \frac{S_{p.N.S.felt} + S_{s.N.S.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 6.348 \text{ mm}$$

Total trykksone

I Ø-V

$$S_{p.Ø.V.støtte} := S_{p.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_2}$$

$$S_{p.Ø.V.felt} := S_{p.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.Ø.V.støtte} := A_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_2}$$

$$A_{s.Ø.V.felt} := A_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.Ø.V.støtte} := S_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_2}$$

$$S_{s.Ø.V.felt} := S_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{Ø.V.støtte} := \frac{S_{p.Ø.V.støtte} + S_{s.Ø.V.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 7.4 \text{ mm}$$

$$x_{Ø.V.felt} := \frac{S_{p.Ø.V.felt} + S_{s.Ø.V.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 6.44 \text{ mm}$$

Total trykksone

Total momentkapasitet

$$M_{Rd.støtte.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.støtte} + S_{p.N.S.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.støtte}) = 18.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.felt} + S_{p.N.S.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.felt}) = 17.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.støtte} + S_{p.Ø.V.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.støtte}) = 20.797 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.felt} + S_{p.Ø.V.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.felt}) = 18.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sammenligning

Bruddmoment fra test

Kapasitet beregnet fra armeringen

Panel 1:

$$|M_{Ed.støtte.1.N_S}| = 42.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.N_S} = 18.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.N_S}| = 33.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N_S} = 17.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}| = 40.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø_V} = 20.797 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.Ø_V}| = 34.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø_V} = 18.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Panel 2 som er indre panel:

$$|M_{Ed.støtte.2.N_S}| = 42.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.N_S}| = 10.606 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}| = 40.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.Ø_V}| = 11.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse

Panel 1

$$U_{støtte.N_S} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.256$$

$$U_{støtte.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 1.942$$

$$U_{felt.N_S} := \frac{|M_{Ed.felt.1.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 1.881$$

$$U_{felt.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.felt.1.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 1.888$$

Panel 2

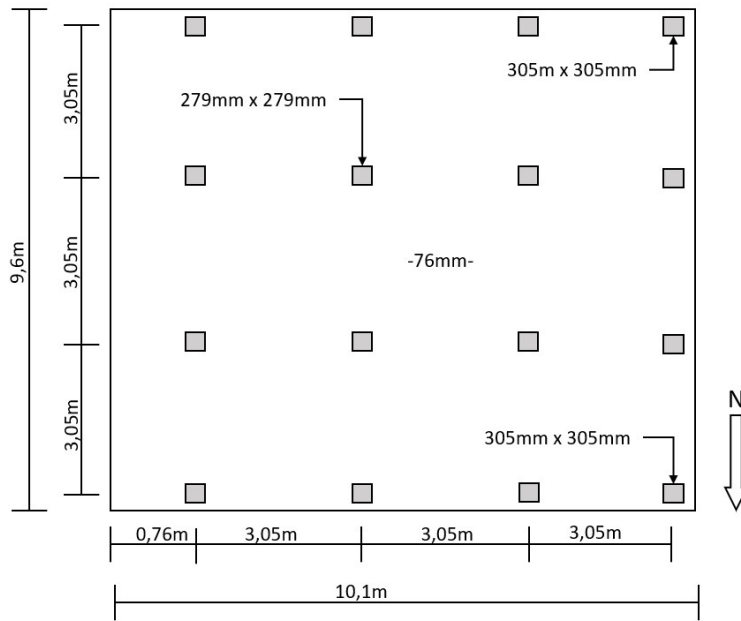
$$U_{støtte.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.256$$

$$U_{støtte.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 1.953$$

$$U_{felt.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 0.592$$

$$U_{felt.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 0.65$$

Konsentrerte spennkabler i Ø-V og N-S retning. Fiberarmering i tillegg.



Geometri

$B := 10.1 \text{ m} = 10100 \text{ mm}$

Lengde dekke i Ø-V retning

$L := 9.6 \text{ m} = 9600 \text{ mm}$

Lengde dekke i N-S retning

$b := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$

Lengde av panelene

$l := 3.05 \text{ m} = 3050 \text{ mm}$

$t := 76 \text{ mm} = 0.076 \text{ m}$

Tykkelse dekke

$l_{utkrager} := 0.76 \text{ m}$

Lengde utkraget del

Betong

$f_{ck} := 6170 \text{ psi} = 42.541 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Betongens fasthet

$E_{cm} := 35.5 \text{ GPa} = 35500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Elastisitetsmodul

Armering

$f_{yk} := 82 \text{ ksi} = 565.37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Slakkarmeringens flytgrense

$\phi := 6 \text{ mm}$

Slakkarmering diameter

$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$

Tverrsnittsareal en slakkarmering

$$\varnothing_p := 7.94 \text{ mm}$$

Spennkabel diameter

$$A_p := 0.058 \text{ in}^2 = 37.419 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal en spennkabel

$$P_{\text{spennkraft.N}_S} := 10.7 \text{ kip} = 47.596 \text{ kN}$$

Jekkraft i N-S retning

$$P_{\text{spennkraft.}\varnothing_V} := 10.9 \text{ kip} = 48.486 \text{ kN}$$

Jekkraft i \varnothing -V retning

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul til spennstålet

$$f_{pk} := 1723.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets fasthet

$$f_{p0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålets 0.1% grense

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for armeringstål

$$E_p = (1.95 \cdot 10^5) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for spennstål

$$d := 3 \text{ in} - 0.5 \text{ in} = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mean}} := d - \frac{\varnothing_p}{2} = 59.53 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse

Oversikt over slakkarmering og spennarmering i begge retninger

$$A_{p.N_S} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Innersøyle
yttersøyle
felt.i.søyle
søyle
felt

$$A_{s.N_S} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{p.Ø_V} := \begin{bmatrix} 5 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_p = \begin{bmatrix} 187.096 \\ 0 \\ 0 \\ 187.096 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$A_{s.Ø_V} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$n_{p.N_S} := \frac{A_{p.N_S}}{A_p} \quad n_{p.Ø_V} := \frac{A_{p.Ø_V}}{A_p}$$

Antall spennkabler i hver stripe i rammemetoden

$$S_{s.N_S} := A_{s.N_S} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Strekraft for slakkarmeringen

$$S_{s.Ø_V} := A_{s.Ø_V} \cdot f_{yk} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennarmering

$$\sigma_{p.max} := 0.9 \cdot f_{p0.1k} = (1.35 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC2. 5.10.2.1 (5.41)

$$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.379 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruker minste verdi

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p.max} = 51.599 \text{ kN}$$

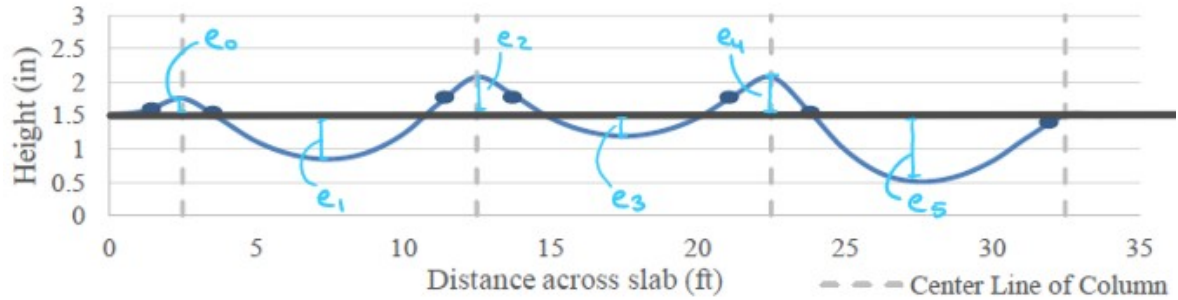
Største oppspenningskraft

Friksjonsap

$\mu := 0.19$
 $k := 0.01 \text{ m}^{-1}$

Friksjonkoeffisient EC2 tab. 5.1
 Tilleggskrumning

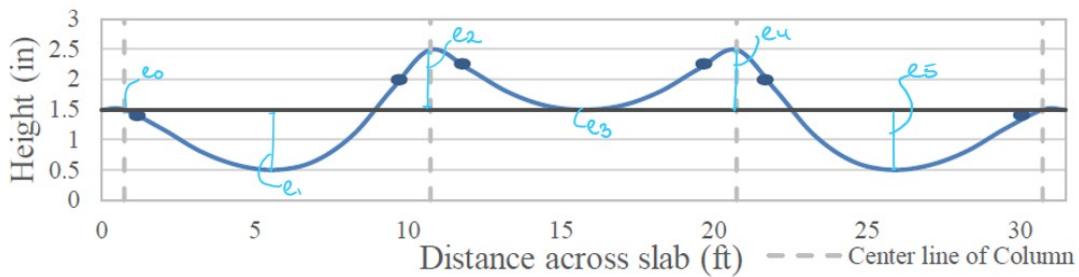
Ø-V retning



$$e_{eks.\text{Ø-V}} := \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.75 \\ 0.5 \\ 0.25 \\ 0.5 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

N-S

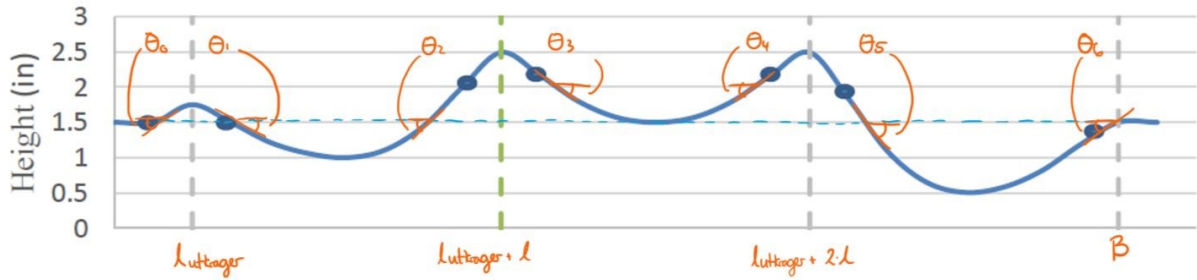


Typical N-S (Banded) Direction Tendon Profile with Inflection point at 1/12th span

$$e_{eks.N-S} := \begin{bmatrix} 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \\ 0.0 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Eksentrisitet til spennkablene

Vinkelendring på kabel for Ø-V (konsentrert)



$l_{utkrager} = 0.76 \text{ m}$ $l = 3.05 \text{ m}$ $B = 10.1 \text{ m}$ $x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots B$

$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Parabelformet gir funksjonen y for kurven: $y = ax^2 + bx + c$

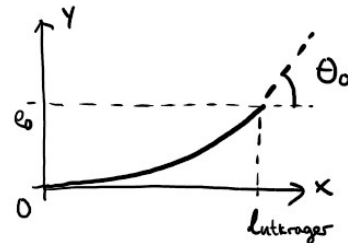
For $x=0$: $y=c=0$ $\rightarrow \frac{dy}{dx} = 2 \cdot ax + b$

For $x=0$: $\frac{dy}{dx} = b = 0$

For første vinkelen, $x = l_{utkrager}$:

$y = a \cdot l_{utkrager}^2 + 0 + 0 = e_0$

som gir $a = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2}$



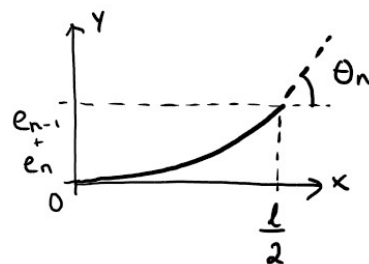
$\rightarrow \theta_0(l_{utkrager}) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot e_0}{l_{utkrager}^2} \cdot l_{utkrager}$

For de andre vinklene, $x = \frac{l}{2}$:

$y = a \cdot \frac{l^2}{4} + 0 + 0 = e_{n-1} + e_n$

som gir $a = \frac{4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2}$

$\rightarrow \theta_n\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot 4 \cdot (e_{n-1} + e_n)}{l^2} \cdot \frac{l}{2}$



Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.\emptyset_{V_0}}}{l_{utkrager}} = 0.017$$

$$\theta_4 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_4}} + e_{eks.\emptyset_{V_5}} \right)}{l} = 0.05$$

$$\theta_1 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_0}} + e_{eks.\emptyset_{V_1}} \right)}{l} = 0.033$$

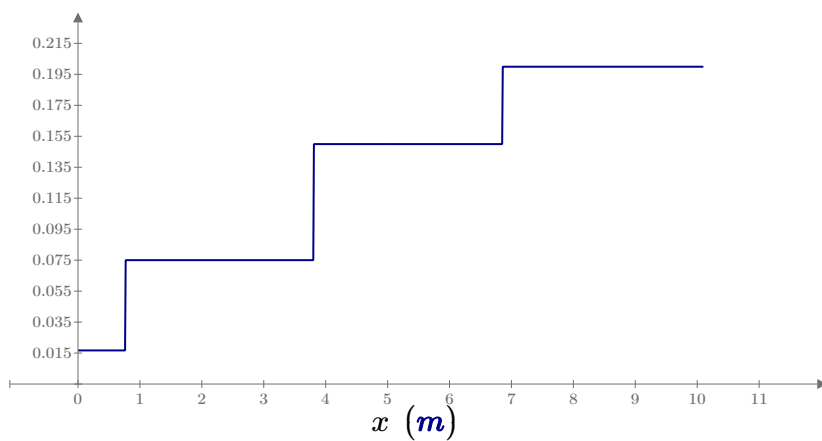
$$\theta_5 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_2 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_6 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_2}} + e_{eks.\emptyset_{V_3}} \right)}{l} = 0.025$$

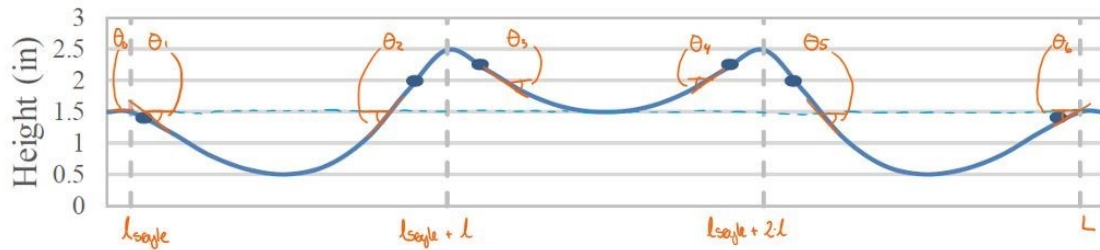
$$\theta_3 := \frac{4 \left(e_{eks.\emptyset_{V_3}} + e_{eks.\emptyset_{V_4}} \right)}{l} = 0.025$$

$$\theta_{\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq B \end{cases}$$



$\theta_{\emptyset_V}(x)$

Vinkelendring på kabel for N-S (konsentrert)



$$l_{søyle} := \frac{(L - 3 \cdot l)}{2} = 0.225 \text{ m} \quad l = 3.05 \text{ m} \quad L = 9.6 \text{ m} \quad x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots L$$

$$\theta(x) = \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$$

Dette gir vinklene:

$$\theta_0 := \frac{2 \cdot e_{eks.N_S_0}}{l_{søyle}} = 0$$

$$\theta_4 := \frac{4 (e_{eks.N_S_4} + e_{eks.N_S_5})}{l} = 0.067$$

$$\theta_1 := \frac{4 (e_{eks.N_S_0} + e_{eks.N_S_1})}{l} = 0.033$$

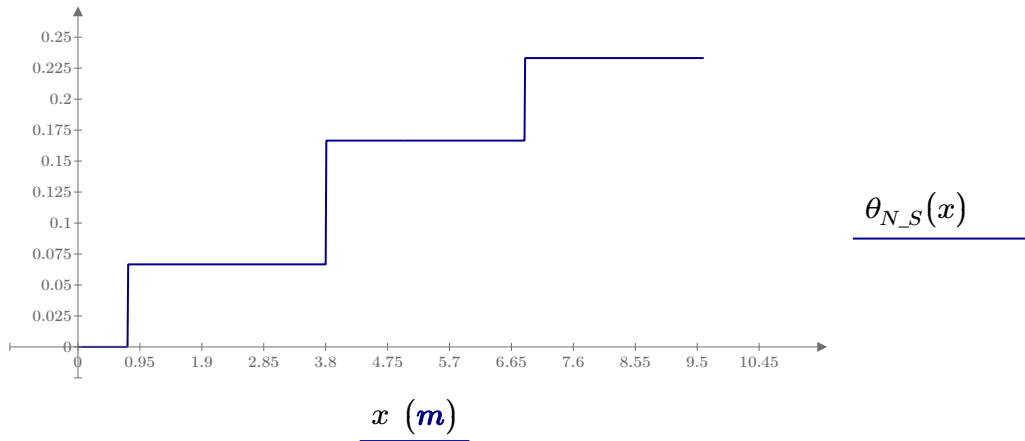
$$\theta_5 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_2 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

$$\theta_6 := \frac{4 (e_{eks.N_S_2} + e_{eks.N_S_3})}{l} = 0.033$$

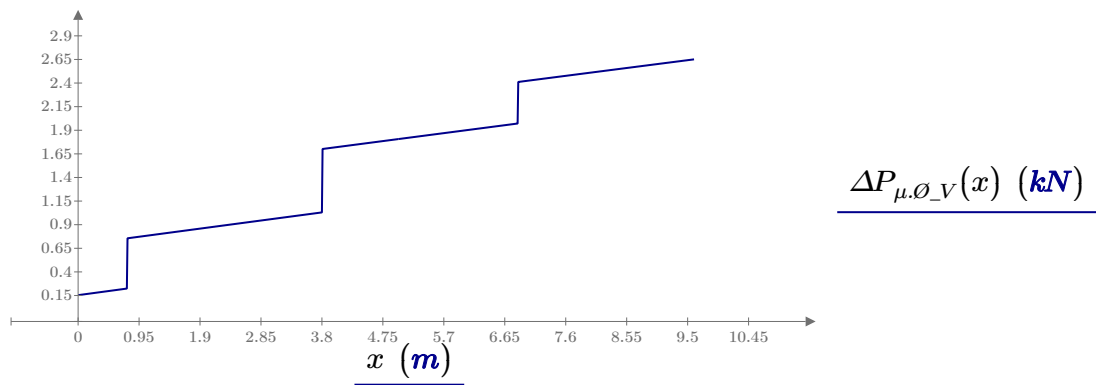
$$\theta_3 := \frac{4 (e_{eks.N_S_3} + e_{eks.N_S_4})}{l} = 0.033$$

$$\theta_{N_S}(x) := \begin{cases} \theta_0 & \text{if } 0 \text{ m} \leq x \leq l_{utkrager} \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 & \text{if } l_{utkrager} < x \leq (l + l_{utkrager}) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 & \text{if } (l + l_{utkrager}) < x \leq (l_{utkrager} + 2 \cdot l) \\ \theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 & \text{if } (l_{utkrager} + 2 \cdot l) < x \leq L \end{cases}$$



Friksjonstap i Ø-V retning

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x) := P_{spennkraft, \emptyset_V} \cdot (1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{\emptyset_V}(x) + k \cdot x))})$$



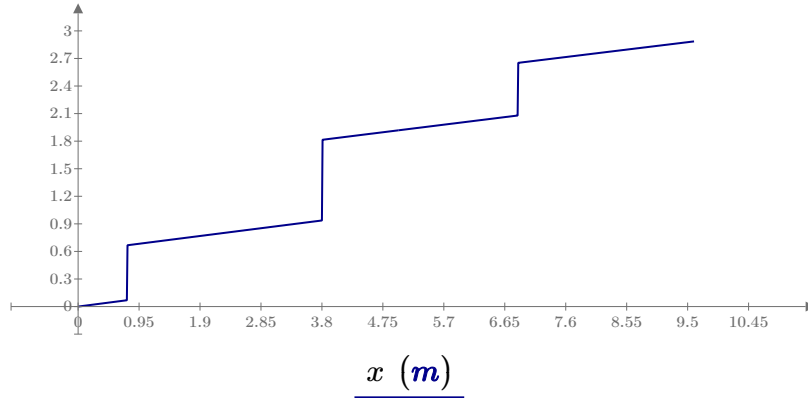
$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_start} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(0 \text{ m}) = 0.154 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_midt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(l) = 0.962 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \emptyset_V_slutt} := \Delta P_{\mu, \emptyset_V}(B) = 2.694 \text{ kN}$$

Friksjonstap i N-S retning

$$\Delta P_{\mu.N.S}(x) := P_{spennkraft.N.S} \cdot \left(1 - e^{(-\mu \cdot (\theta_{N.S}(x) + k \cdot x))}\right)$$



$$\Delta P_{\mu.N.S_start} := \Delta P_{\mu.N.S}(0 \text{ m}) = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_midt} := \Delta P_{\mu.N.S}(l) = 0.87 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.N.S_slutt} := \Delta P_{\mu.N.S}(L) = 2.886 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft EC2 5.10.3

$$\sigma_{pm0} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.293 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{pm0} := 0.85 \cdot f_{p0.1k} = (1.275 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 47.71 \text{ kN}$$

Den minste veriden av σ_{pm0} .

Spennkraften kan ikke overskride P_{m0} .

LåsetapLåsetap i Ø-V

$$B = 10.1 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{\emptyset_V}(x) := \frac{\theta_{\emptyset_V}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{16} \text{ in} = 1.588 \text{ mm}$$

Låsegldning

$$\alpha_{\emptyset_V}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, \emptyset_V}(x)}{B}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

$$x_{L.m.\emptyset_V} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{\emptyset_V}(B)}} = 6.589 \text{ m} < B = 10.1 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.\emptyset_V} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.\emptyset_V}} = 3.516 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Låsetap i N-S

$$L = 9.6 \text{ m}$$

Ser på hele lengden

$$\kappa_{N_S}(x) := \frac{\theta_{N_S}(x)}{l}$$

Vinkelendring

$$\Delta L_{laas} := \frac{1}{16} \text{ in} = 1.588 \text{ mm}$$

Låsegldning

$$\alpha_{N_S}(x) := \frac{\Delta P_{\mu, N_S}(x)}{L}$$

Friksjontapet virker per meter. gir stigninstall

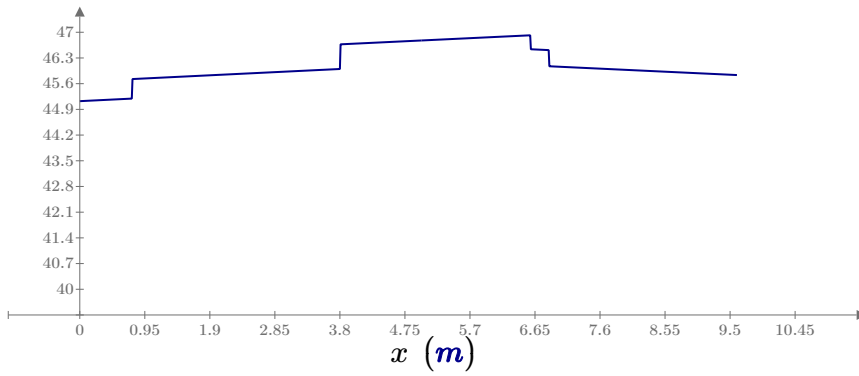
$$x_{L.m.N_S} := \sqrt[2]{\frac{\Delta L_{laas} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_{N_S}(L)}} = 6.208 \text{ m} < L = 9.6 \text{ m}$$

$$\Delta P_{laas.N_S} := \frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{laas} \cdot 2}{x_{L.m.N_S}} = 3.732 \text{ kN}$$

Energibetrakning i låsetapet.

Spennkraft i Ø-V

$$P_{p,\emptyset_V}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x \leq x_{L.m.\emptyset_V} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{laas.\emptyset_V} + \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.\emptyset_V} < x \leq B \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.\emptyset_V} - \Delta P_{\mu.\emptyset_V}(x) \right. \right. \end{cases}$$



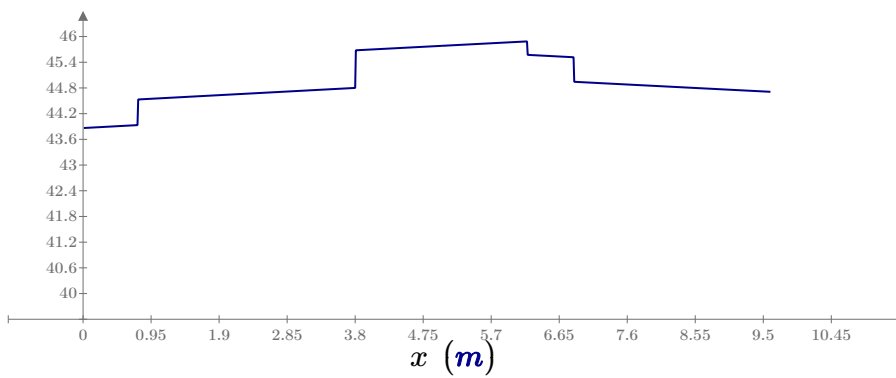
$P_{p,\emptyset_V}(x)$ (kN)

$$P_{p,\emptyset_V.midt} := P_{p,\emptyset_V}\left(\frac{L}{2}\right) = 46.76 \text{ kN}$$

Spennkraft med låsetap per spennkabel

Spennkraft i N-S

$$P_{p,N_S}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 < x \leq x_{L.m.N_S} \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{laas.N_S} + \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \\ \text{else if } x_{L.m.N_S} < x \leq L \\ \quad \left\| \left\| P_{spennkraft.N_S} - \Delta P_{\mu.N_S}(x) \right. \right. \end{cases}$$



$P_{p,N_S}(x)$ (kN)

$$P_{p,N_S.midt} := P_{p,N_S}\left(\frac{L}{2}\right) = 45.765 \text{ kN}$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksjon

$$h := t$$

$$n_p := 5$$

$$A_c := b \cdot h = (2.318 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_s \cdot 5 = 141.372 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.sp} := A_p \cdot n_p = 187.096 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.634$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d_{mean}}{A_c + \eta \cdot A_s} = 38.074 \text{ mm}$$

$$P_0 := \frac{(P_{spennkraft.N_S} + P_{spennkraft.O_V})}{2} \cdot n_p = 240.204 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.493$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_p) = 231968 \text{ mm}^2$$

$$e := d_{mean} - \frac{h}{2} = 21.53 \text{ mm}$$

I høyde med spennarmeringen.

$$y := e$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.117 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.u.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -2.031 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{trykk})$$

$$y := \frac{-h}{2}$$

$$\sigma_{c.o.k} := \frac{-P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 0.724 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{strekk})$$

Svinn

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = (6.252 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 74.152 \text{ mm}$$

$$t := 42$$

Betongens alder ved testing

$$t_s := 3$$

Betongens alder ved
uttørkings-svinnet, døgnAutogen svinntøyning

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.726$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.135 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 5.91 \cdot 10^{-5}$$

Svinntøyning ved uttørring

Antar en fuktighet på 40%:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.46\% = 0.0046$$

Tabell 3.2

$$k_h := 1$$

Tabell 3.9

$$\beta_{ds,t,ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.003$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.003$$

Relaksasjon

Antar klasse 1 i relaksjonsklasser:

$$\rho_{1000} := 8$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.74$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 42.048 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 2.439$$

$$\varphi_{t,t0} := 2.3$$

Figur.3.1 EC2. for N klasse
C35, innendørs

$$\sigma_{c.QP} := \sigma_{c.o.k}$$

$$z_{cp} := e = 21.53 \text{ mm}$$

Spenningsendring grunnet kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c.QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})} = 593.4 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2 5.10.6 (2)}$$

$$P_{p.langtid} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{n_p} \cdot A_p = 4.441 \text{ kN}$$

Reduksjon i en spennkabel

Forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Tillegg fra EC2 5.10.8 (2)

$$\Delta\sigma := 100 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma \cdot A_p = 3.742 \text{ kN}$$

Endelig spennkraft i begge retninger

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V.midt} - P_{p.langtid} = 42.319 \text{ kN}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S.midt} - P_{p.langtid} = 41.324 \text{ kN}$$

$$P_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 46.061 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

$$P_{p.N_S} := P_{p.N_S} + (\Delta\sigma \cdot A_p) = 45.066 \text{ kN} < P_{m0} = 47.71 \text{ kN} . \text{ ok}$$

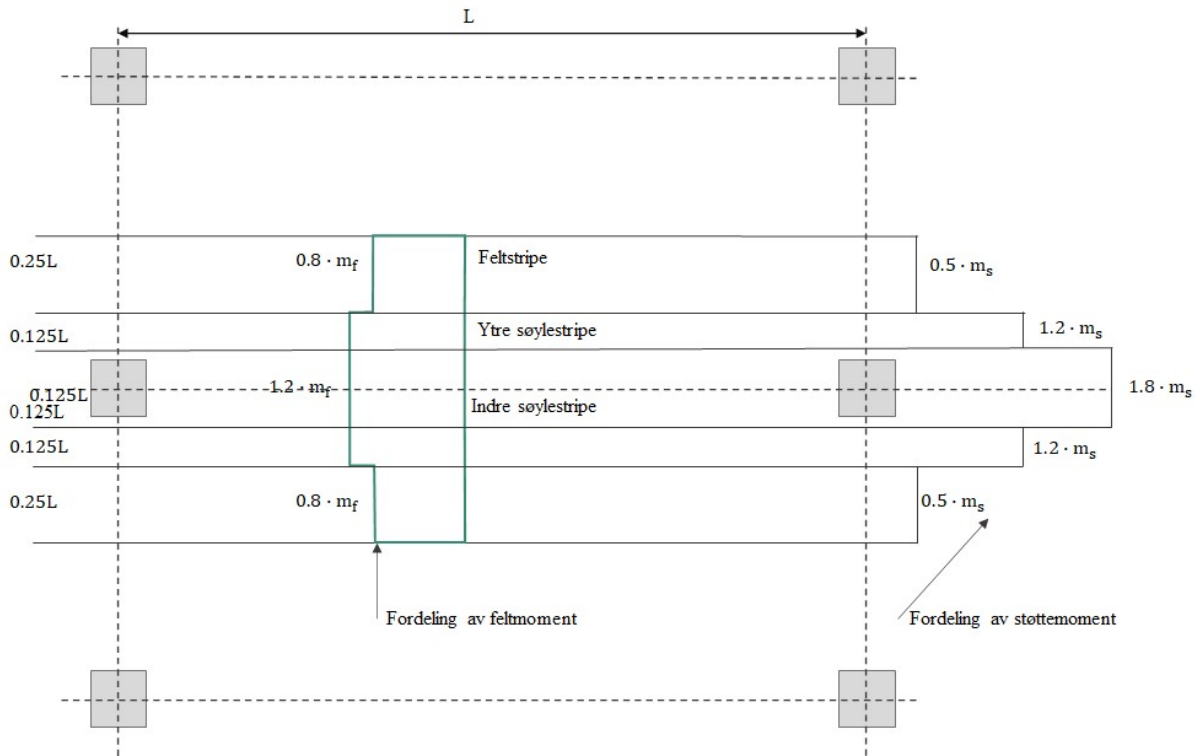
Effektiv spennkraft i begge retninger og striper

$$S_{p.\emptyset_V} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_{p.\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 230.303 \\ 0 \\ 0 \\ 230.303 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad S_{p.N_S} := P_{p.N_S} \cdot n_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 225.331 \\ 0 \\ 0 \\ 225.331 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{p.\emptyset_V.tot} := P_{p.\emptyset_V} \cdot n_p = 230.303 \text{ kN}$$

$$S_{p.N_S.tot} := P_{p.N_S} \cdot n_p = 225.331 \text{ kN}$$

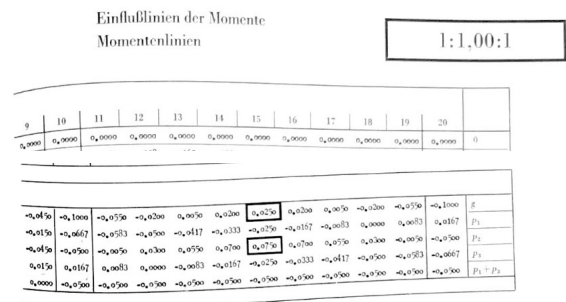
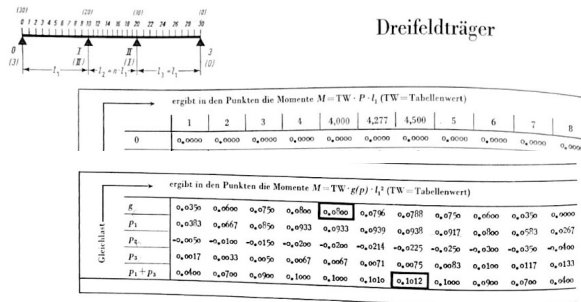
Ekvivalent rammeanalyse



$$l_x := l = 3.05 \text{ m} \quad l_y := l = 3.05 \text{ m}$$

$$z := 0.95 \cdot d_{mean} = 56.554 \text{ mm}$$

Antar lik z for alle paneler.



$$\begin{array}{llll}
 k_{g,4} := 0.080 & k_{g,10} := -0.100 & k_{g,15} := 0.0250 & k_{g,20} := -0.100 \\
 k_{p1,4} := 0.0933 & k_{q,10} := -0.100 & k_{p1,15} := -0.0250 & k_{q,20} := -0.100 \\
 k_{p2,4} := -0.0200 & k_{p1,10} := -0.0667 & k_{p2,15} := 0.0750 & k_{p1,20} := 0.0167 \\
 k_{p3,4} := 0.0067 & k_{p2,10} := -0.0500 & k_{p3,15} := -0.0250 & k_{p2,20} := -0.0500 \\
 & k_{p3,10} := 0.0167 & & k_{p3,20} := -0.0667
 \end{array}$$



Tvangsmoment

Ser på hvert panel, forenkler hvert panel til fritt opplagte bjelker med parabelformet spennarmoring og utkraget panel som fast innspent.

$$q = \frac{8 \cdot Pe}{L^2} \text{ ---> } q_{panel} = \frac{8 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2} \qquad q = \frac{2 \cdot Pe}{L^2} \text{ ---> } q_{utkrager} = \frac{2 \cdot S_p \cdot e_m}{l^2}$$

I N-S

utkrager:

$$e_{m.0.N_S} := e_{eks.N_{S_0}} = 0 \text{ m}$$

Eksentrisitet for panelet

$$q_{fsp.p0.N_S} := \frac{2 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.0.N_S}}{l_{utkrager}^2} = 0 \frac{kN}{m}$$

Last fra oppspenning i panelet

Panel 1:

$$e_{m.1.N_S} := \frac{e_{eks.N_{S_0}}}{2} + e_{eks.N_{S_1}} + \frac{e_{eks.N_{S_2}}}{2} = 0.038 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.1.N_S}}{l^2} = 7.383 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.N_S} := \frac{e_{eks.N_S2}}{2} + e_{eks.N_S3} + \frac{e_{eks.N_S4}}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.2.N_S}}{l^2} = 4.922 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.N_S} := \frac{e_{eks.N_S4}}{2} + e_{eks.N_S5} + \frac{0}{2} = 0.038 \text{ m}$$

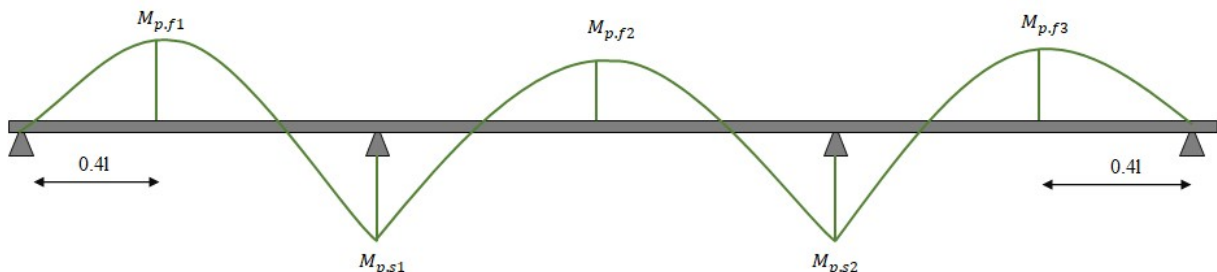
$$q_{fsp.p3.N_S} := \frac{8 \cdot S_{p.N_S.tot} \cdot e_{m.3.N_S}}{l^2} = 7.383 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := \frac{q_{fsp.p1.N_S} + q_{fsp.p2.N_S} + q_{fsp.p3.N_S}}{3} = 6.563 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{fsp.N_S} := q_{fsp.N_S} - 0.15 \cdot q_{fsp.N_S} = 5.578 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

Tvangsmomenter i felt og over støtter i panelene:



$$M_{p.ut.N_S} := \frac{q_{fsp.p0.N_S}}{2} \cdot l_{utkrager}^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.4}) = 5.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.10}) = -5.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.15}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p3.20}) = -5.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.N_S} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.N_S} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.N_S} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.N_S} \cdot k_{p1.4}) = 5.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment

$$M_{0.N_S} := S_{p.N_S.tot} \cdot e_{eks.N_S} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.723 \\ 5.723 \\ 0 \\ 5.723 \\ 5.723 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

0
+ i felt
- i støtte
+ i felt
- i støtte
+ i felt

$$\begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp.felt.1.N_S} := M_{p.f1.N_S} = 5.952 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment fra forspenning}$$

$$M_{fp.støtte.1.N_S} := M_{p.s1.N_S} = -5.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.1.N_S} := M_{fp.felt.1.N_S} - M_{0.N_{S_1}} = 0.229 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment i felt i panel}$$

$$M_{tvang.støtte.1.N_S} := M_{fp.støtte.1.N_S} - (-M_{0.N_{S_2}}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment over støtte}$$

Felt:

$$M_{fp.felt.2.N_S} := M_{p.f2.N_S} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.2.N_S} := M_{p.s2.N_S} = -5.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.2.N_S} := M_{fp.felt.2.N_S} - M_{0.N_{S_3}} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.støtte.2.N_S} := M_{fp.støtte.2.N_S} - (-M_{0.N_{S_4}}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp.felt.3.N_S} := M_{p.f3.N_S} = 5.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp.støtte.3.N_S} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang.felt.3.N_S} := M_{fp.felt.3.N_S} - M_{0.N_{S_5}} = 0.229 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

I Ø-V

Utkrager:

$$e_{m.0.\emptyset_V} := e_{eks.\emptyset_V_0} = 0.006 \text{ m}$$

$$q_{fosp.p0.\emptyset_V} := \frac{2 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.0.\emptyset_V}}{l_{utkrager}^2} = 5.064 \frac{kN}{m}$$

Panel 1:

$$e_{m.1.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_0}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_1} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} = 0.029 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p1.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.1.\emptyset_V}}{l^2} = 5.659 \frac{kN}{m}$$

Panel 2:

$$e_{m.2.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_2}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_3} + \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} = 0.019 \text{ m}$$

$$q_{fsp.p2.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.2.\emptyset_V}}{l^2} = 3.773 \frac{kN}{m}$$

Panel 3:

$$e_{m.3.\emptyset_V} := \frac{e_{eks.\emptyset_V_4}}{2} + e_{eks.\emptyset_V_5} + \frac{0}{2} = 0.032 \text{ m}$$

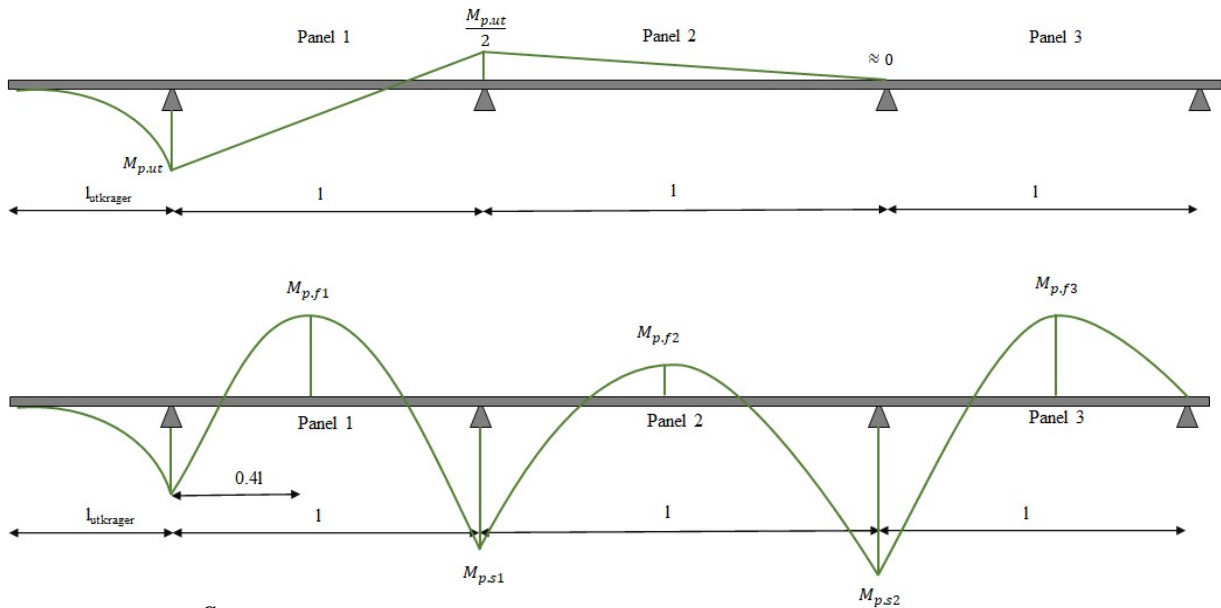
$$q_{fsp.p3.\emptyset_V} := \frac{8 \cdot S_{p.\emptyset_V.tot} \cdot e_{m.3.\emptyset_V}}{l^2} = 6.288 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := \frac{q_{fsp.p1.\emptyset_V} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} + q_{fsp.p3.\emptyset_V}}{3} = 5.24 \frac{kN}{m}$$

$$q_{fsp.\emptyset_V} := q_{fsp.\emptyset_V} - 0.15 \cdot q_{fsp.\emptyset_V} = 4.454 \frac{kN}{m}$$

Kan ikke lage en gj.snittlig.
Ser på hvert panel.

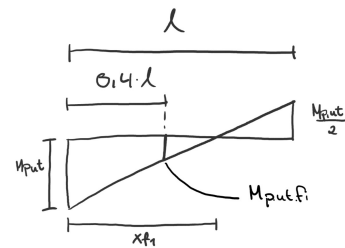
Tvangsmoment i felt og over støttene i panelene:



$$M_{p.ut.\emptyset_V} := \frac{q_{fjorsp.p0.\emptyset_V} \cdot l_{utkrager}^2}{2} = 1.462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{f1} := \left| \frac{l \cdot M_{p.ut.\emptyset_V}}{M_{p.ut.\emptyset_V} + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2}} \right| = 2.033 \text{ m} \quad 0.4 \cdot l = 1.22 \text{ m}$$

$$M_{p.ut.\emptyset_V.f1} := \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{x_{f1}} \cdot (x_{f1} - 0.4 \cdot l) = 0.585 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$M_{p.f1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4}) - M_{p.ut.\emptyset_V.f1} = 4.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s1.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.10} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.10} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.10}) - \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{2} = -5.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.15} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.15} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.15}) + \frac{M_{p.ut.\emptyset_V}}{4} = 0.219 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.s2.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p1.20} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.20} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p3.20}) + 0 = -4.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.f3.\emptyset_V} := l^2 \cdot (q_{fsp.p1.\emptyset_V} \cdot k_{p3.4} + q_{fsp.p2.\emptyset_V} \cdot k_{p2.4} + q_{fsp.p3.\emptyset_V} \cdot k_{p1.4}) = 5.109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment:

$$M_{0,\emptyset_V} := S_{p,\emptyset_V,tot} \cdot e_{eks,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 1.462 \\ 4.387 \\ 2.925 \\ 1.462 \\ 2.925 \\ 5.85 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{bmatrix} e_0 \\ e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \end{bmatrix}$$

Felt 1:

$$M_{fp,felt.1,\emptyset_V} := M_{p,f1,\emptyset_V} = 4.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} := M_{p,s1,\emptyset_V} = -5.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.1,\emptyset_V} := M_{fp,felt.1,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_1} = -0.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.1,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.1,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_2}) = -2.096 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 2:

$$M_{fp,felt.2,\emptyset_V} := M_{p,f2,\emptyset_V} = 0.219 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} := M_{p,s2,\emptyset_V} = -4.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.2,\emptyset_V} := M_{fp,felt.2,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_3} = -1.243 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,støtte.2,\emptyset_V} := M_{fp,støtte.2,\emptyset_V} - (-M_{0,\emptyset_V_4}) = -1.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt 3:

$$M_{fp,felt.3,\emptyset_V} := M_{p,f3,\emptyset_V} = 5.109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fp,støtte.3,\emptyset_V} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tvang,felt.3,\emptyset_V} := M_{fp,felt.3,\emptyset_V} - M_{0,\emptyset_V_5} = -0.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende last i henhold til NB33

$$q_{ojo.tot} := 343.9 \text{ psf} = 16.466 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total last som førte til brudd i forsøket.

N-S

$$M_{Ed.felt.1.N_S} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.N_S}) = 37.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.N_S} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.1.N_S} = -46.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.N_S} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.støtte.2.N_S} = -46.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.N_S} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + M_{tvang.felt.2.N_S} = 11.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ø-V

$$M_{Ed.felt.1.Ø_V} := k_{g.4} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.1.Ø_V}) = 37.745 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.1.Ø_V} := k_{g.10} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.1.Ø_V}) = -44.622 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2.Ø_V} := k_{g.20} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.støtte.2.Ø_V}) = -44.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2.Ø_V} := k_{g.15} \cdot q_{ojo.tot} \cdot l_y \cdot l_x^2 + (-M_{tvang.felt.2.Ø_V}) = 12.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hvordan fordelingen av momentet vil bli i felt og over støtte i panel 1 etter NB33

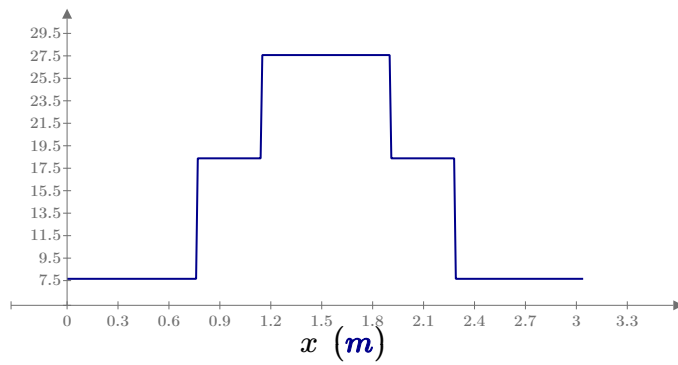
I N-S

$$m_{Ed.N_S.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.N_S}}{l} = -15.318 \frac{kN \cdot m}{m}$$

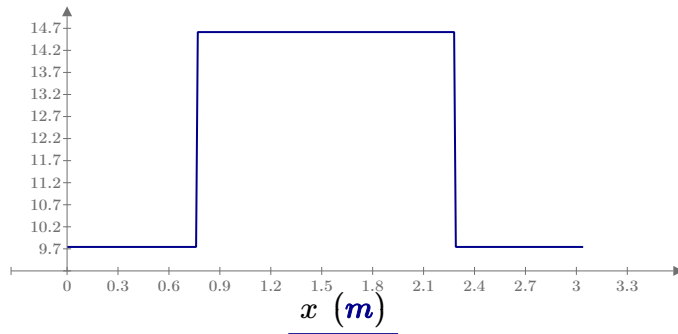
$$m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.8 \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{Ed.N_S.støtte.p1} \cdot 0.5 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$

$$m_{N_S.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.N_S}}{l} = 12.179 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad m_{N_S.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases} \quad \text{Absoluttverdi}$$



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 27.572 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 18.381 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 7.659 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 14.615 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 9.743 \frac{kN \cdot m}{m}$$

I Ø-V

$$m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} := \frac{M_{Ed.støtte.1.Ø.V}}{l} = -14.63 \frac{kN \cdot m}{m}$$

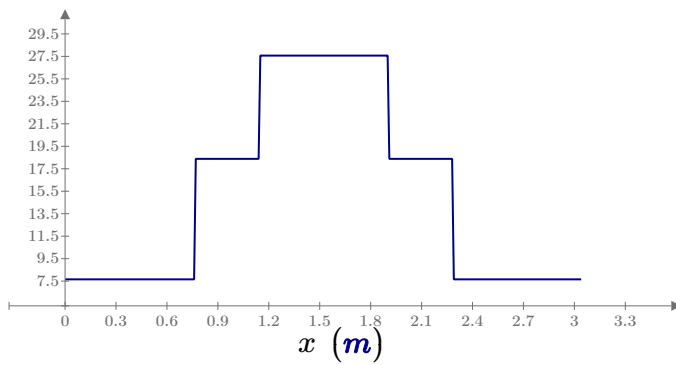
$$m_{Ed.Ø.V.støtte.p1}(x) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 0.5 \right. \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.8 \right. \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 1.2 \right. \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| m_{Ed.Ø.V.støtte.p1} \cdot 0.5 \right. \end{array} \right\|$$

Absoluttverdi

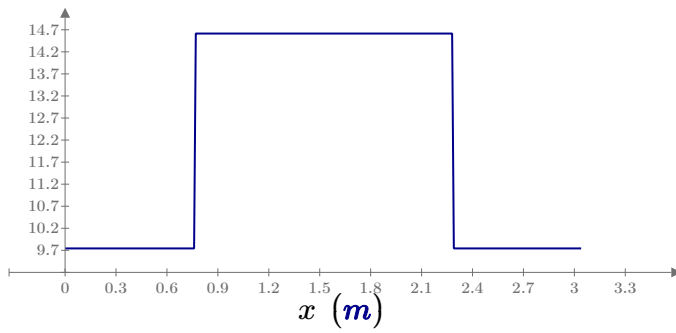
$$m_{Ø.V.felt.p1} := \frac{M_{Ed.felt.1.Ø.V}}{l} = 12.375 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.p1}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 1.2 \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel m_{\emptyset_V.felt.p1} \cdot 0.8 \end{cases}$$

Absoluttverdi



$$\underline{m_{Ed.N_S.støtte.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$



$$\underline{m_{N_S.felt.p1}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)}$$

$$m_{N_S.indre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.5 l) = 27.572 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.ytre} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0.375 l) = 18.381 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.s} := m_{Ed.N_S.støtte.p1}(0 l) = 7.659 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.søyle.f} := m_{N_S.felt.p1}(0.5 l) = 14.615 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N_S.felt.f} := m_{N_S.felt.p1}(0 l) = 9.743 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Trykksonehøyder

$$b := \frac{l}{2} = 1.525 \text{ m}$$

$$x_{N_S} := \frac{S_{p.N_S} + S_{s.N_S}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 4.342 \\ 0 \\ 0 \\ 4.342 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$x_{\emptyset_V} := \frac{S_{p.\emptyset_V} + S_{s.\emptyset_V}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = \begin{bmatrix} 4.437 \\ 0 \\ 0 \\ 4.437 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Antar halve trykksonen

Fiberbidrag

$$f_{R.3} := 1004 \text{ psi} = 6.922 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{R3.ber} := 0.6 \cdot f_{R.3} = 4.153 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

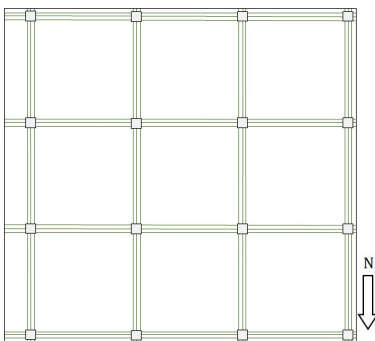
$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R3.ber} = 1.537 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$x_{fiber} := \frac{(h \cdot l \cdot f_{Ftuk}) + S_{p.\emptyset_V.tot}}{l (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})} = 5.406 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x_{fiber}) \cdot b \cdot f_{Ftuk} = 165.44 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.fiber} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{fiber}) = 6.376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Strekraft fra fiber

Momentberegning for N-S retning

Regner ut momentkapasiteten fra armeringen i de ulike feltene for panel 2-3 og deler på koeffisienten for de ulike feltene.

$$S_{p.N_S} = \begin{bmatrix} 225.331 \\ 0 \\ 0 \\ 225.331 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$A_{s.N_S.inner} := A_{s.N_S_0} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.ytter} := A_{s.N_S_1} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.felt.s} := A_{s.N_S_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.N_S.s\oyle} := A_{s.N_S_3} = 0 \text{ mm}^2$$

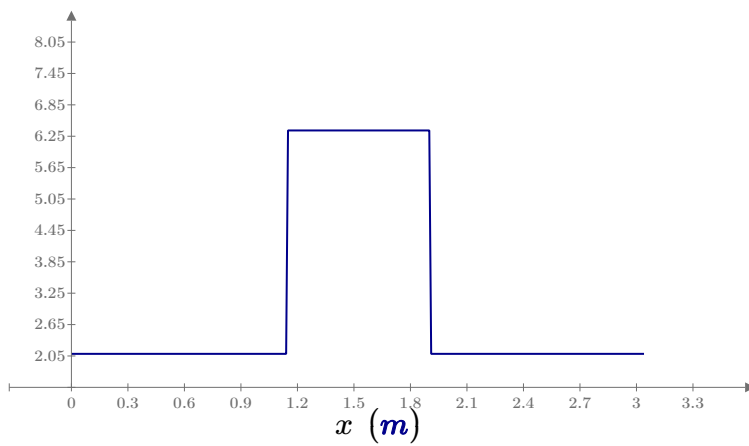
$$A_{s.N_S.felt} := A_{s.N_S_4} = 0 \text{ mm}^2$$

$$M_{N_S.støtte}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.inner} + S_{p.N_S_0} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_0}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.ytter} + S_{p.N_S_1} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_1}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt.s} + S_{p.N_S_2} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_2}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

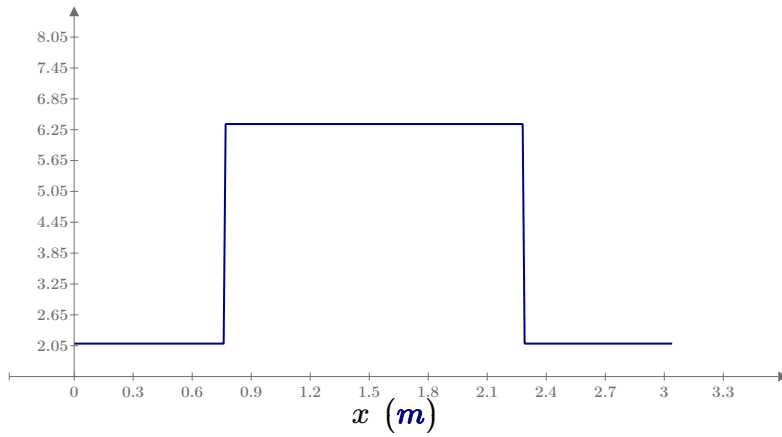
$$M_{N_S.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.søyle} + S_{p.N_S_3} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_3}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N_S.felt} + S_{p.N_S_4} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N_S_4}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{N_S.felt}(x) := \frac{M_{N_S.felt}(x)}{l} \quad m_{N_S.støtte}(x) := \frac{M_{N_S.støtte}(x)}{l}$$



$$m_{N_S.støtte}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{N,S,felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{N,S,indre} := m_{N,S,støtte}(0.5 l) = 6.36 \frac{kN \cdot m}{m}$$

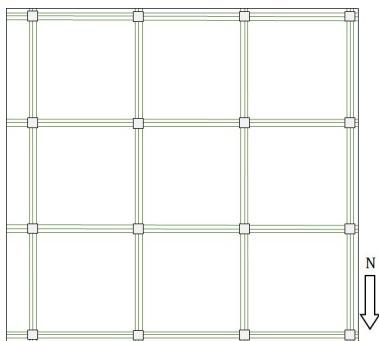
$$m_{N,S,ytre} := m_{N,S,støtte}(0.375 l) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.s} := m_{N,S,støtte}(0 l) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,søyle.f} := m_{N,S,felt}(0.5 l) = 6.36 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{N,S,felt.f} := m_{N,S,felt}(0 l) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment for Ø-V retning



$$S_{p,\emptyset_V} = \begin{bmatrix} 230.303 \\ 0 \\ 0 \\ 230.303 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$A_{s,\emptyset_V,inner} := A_{s,\emptyset_V_0} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,ytter} := A_{s,\emptyset_V_1} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,felt.s} := A_{s,\emptyset_V_2} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\emptyset_V,søyle} := A_{s,\emptyset_V_3} = 0 \text{ mm}^2$$

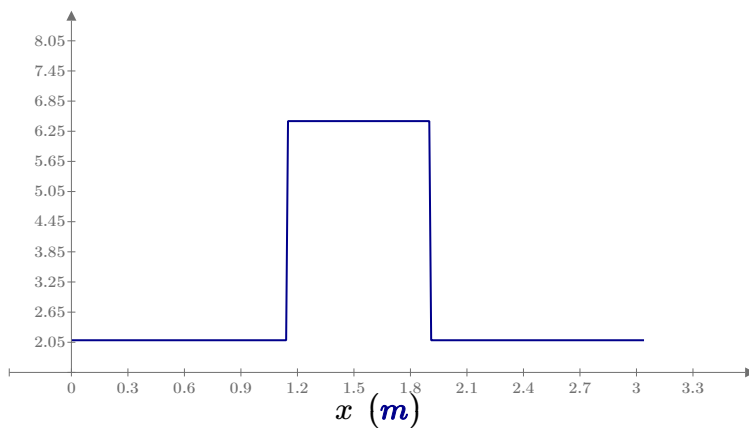
$$A_{s,\emptyset_V,felt} := A_{s,\emptyset_V_4} = 0 \text{ mm}^2$$

$$M_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.375 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.375 l < x \leq 0.625 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.inner} + S_{p.\emptyset_{V_0}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_0}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.625 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.ytter} + S_{p.\emptyset_{V_1}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_1}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt.s} + S_{p.\emptyset_{V_2}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_2}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

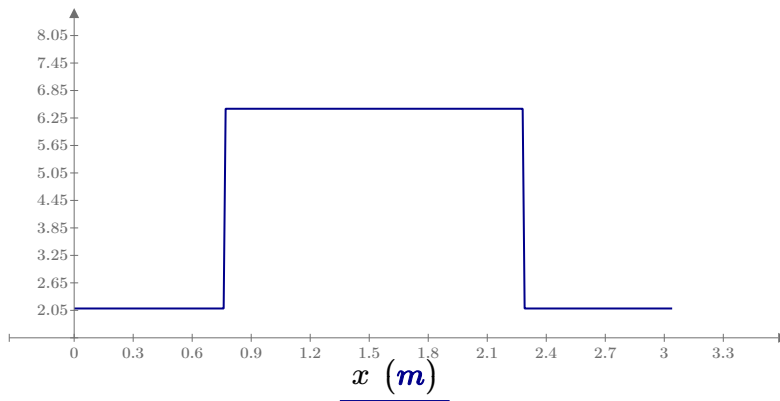
$$M_{\emptyset_V.felt}(x) := \begin{cases} \text{if } x \leq 0.25 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.25 l < x \leq 0.75 l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.s\oyle} + S_{p.\emptyset_{V_3}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_3}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \\ \text{else if } 0.75 l < x \leq l \\ \left\| \left(z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.\emptyset_V.felt} + S_{p.\emptyset_{V_4}} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{\emptyset_{V_4}}) + M_{Rd.fiber} \right) \right\| \end{cases}$$

Gjort om til liten m:

$$m_{\emptyset_V.felt}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.felt}(x)}{l} \quad m_{\emptyset_V.st\oette}(x) := \frac{M_{\emptyset_V.st\oette}(x)}{l}$$



$$m_{\emptyset_V.st\oette}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$



$$m_{\emptyset_V.felt}(x) \left(\frac{kN \cdot m}{m} \right)$$

$$m_{\emptyset_V.indre} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0.5 \text{ l}) = 6.452 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.ytre} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0.375 \text{ l}) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.s} := m_{\emptyset_V.st\oette}(0 \text{ l}) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.s\oyle.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0.5 \text{ l}) = 6.452 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{\emptyset_V.felt.f} := m_{\emptyset_V.felt}(0 \text{ l}) = 2.091 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Kaspetet hvor armeringen virker over hele dekketI N-S

$$S_{p.N.S.støtte} := S_{p.N.S_0} + 2 \cdot S_{p.N.S_1} + 2 \cdot S_{p.N.S_2}$$

$$S_{p.N.S.felt} := S_{p.N.S_3} + 2 \cdot S_{p.N.S_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.N.S.støtte} := A_{s.N.S_0} + 2 \cdot A_{s.N.S_1} + 2 \cdot A_{s.N.S_2}$$

$$A_{s.N.S.felt} := A_{s.N.S_3} + 2 \cdot A_{s.N.S_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.N.S.støtte} := S_{s.N.S_0} + 2 \cdot S_{s.N.S_1} + 2 \cdot S_{s.N.S_2}$$

$$S_{s.N.S.felt} := S_{s.N.S_3} + 2 \cdot S_{s.N.S_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{N.S.støtte} := \frac{S_{p.N.S.støtte} + S_{s.N.S.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 4.342 \text{ mm}$$

$$x_{N.S.felt} := \frac{S_{p.N.S.felt} + S_{s.N.S.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 4.342 \text{ mm}$$

Total trykksone

I Ø-V

$$S_{p.Ø.V.støtte} := S_{p.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_2}$$

$$S_{p.Ø.V.felt} := S_{p.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{p.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra spennarmering

$$A_{s.Ø.V.støtte} := A_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_2}$$

$$A_{s.Ø.V.felt} := A_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot A_{s.Ø.V_4}$$

Total slakkarmering

$$S_{s.Ø.V.støtte} := S_{s.Ø.V_0} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_1} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_2}$$

$$S_{s.Ø.V.felt} := S_{s.Ø.V_3} + 2 \cdot S_{s.Ø.V_4}$$

Total spennkraft fra slakkarmering

$$x_{Ø.V.støtte} := \frac{S_{p.Ø.V.støtte} + S_{s.Ø.V.støtte}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 4.44 \text{ mm}$$

$$x_{Ø.V.felt} := \frac{S_{p.Ø.V.felt} + S_{s.Ø.V.felt}}{0.8 \cdot b \cdot f_{ck}} = 4.44 \text{ mm}$$

Total trykksone

Total momentkapasitet

$$M_{Rd.støtte.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.søyle} + S_{p.N.S.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.støtte}) + M_{Rd.fiber} = 19.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N.S} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.N.S.felt} + S_{p.N.S.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{N.S.felt}) + M_{Rd.fiber} = 19.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.søyle} + S_{p.Ø.V.støtte} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.støtte}) + M_{Rd.fiber} = 19.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø.V} := z \cdot f_{yk} \cdot A_{s.Ø.V.felt} + S_{p.Ø.V.felt} \cdot (d_{mean} - 0.4 \cdot x_{Ø.V.felt}) + M_{Rd.fiber} = 19.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SammenligningBruddmoment fra testKapasitet beregnet fra armeringen

Panel 1:

$$|M_{Ed.støtte.1.N_S}| = 46.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.N_S} = 19.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.N_S}| = 37.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.N_S} = 19.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}| = 44.622 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.støtte.Ø_V} = 19.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.1.Ø_V}| = 37.745 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt.Ø_V} = 19.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Panel 2 som er indre panel

$$|M_{Ed.støtte.2.N_S}| = 46.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.N_S}| = 11.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}| = 44.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{Ed.felt.2.Ø_V}| = 12.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

UtnyttelsePanel 1

$$U_{støtte.N_S} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.41$$

$$U_{støtte.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.støtte.1.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 2.27$$

$$U_{felt.N_S} := \frac{|M_{Ed.felt.1.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 1.91$$

$$U_{felt.Ø_V} := \frac{|M_{Ed.felt.1.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 1.92$$

Panel 2

$$U_{støtte.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.N_S}|}{M_{Rd.støtte.N_S}} = 2.408$$

$$U_{søyle.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.støtte.2.Ø_V}|}{M_{Rd.støtte.Ø_V}} = 2.28$$

$$U_{felt.N_S.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.N_S}|}{M_{Rd.felt.N_S}} = 0.602$$

$$U_{felt.Ø_V.2} := \frac{|M_{Ed.felt.2.Ø_V}|}{M_{Rd.felt.Ø_V}} = 0.657$$

