

Sammenligning av beregningsmetoder for fiberarmerte etteroppspente flatdekker

Sivert M Hallsteinsen
Ola Selnes Sletvold

Master i Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2017
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betong, konstruksjonsteknikk	DATO: 11.juni 2017	ANTALL SIDER: 160+128
--------------------------------------------	-----------------------	--------------------------

TITTEL:

Sammenligning av beregningsmetoder for fiberarmerte etteroppspente flatdekker

A Comparison of Calculation Methods for Post-Tensioned Fibre Reinforced Flat Slabs

UTFØRT AV:

Sivert Møllersen Hallsteinsen
Ola Selnes Sletvold



SAMMENDRAG:

Kapasitetsutnyttelsen med løsningene fra to ulike metoder for å finne dimensjonerende krefter for kontroll av et etteroppspent, fiberarmert flatdekke i betong i brudd- og bruksgrensetilstandene sammenlignes. De to ulike metodene er ekvivalent rammemetode sammen med Focus Konstruksjon og 3D elementmetode med programmet Abaqus. Dekket som sjekkes er 14. etasje i Trondheimsporten ved Sorgenfri sør for Trondheim. I denne oppgaven benyttes eurokodene sammen med utkastet til NB38 - Veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner.

Å armere betongkonstruksjoner med fiber har vært forsøkt i mange hundre år for å øke duktiliteten til det sprø materialet betong. Denne oppgaven er skrevet for å øke forståelsen for hvordan fiberarmering virker i bærende konstruksjoner og spesielt hvordan den kan utnyttes sammen med spennarmering i dekker for å øke kvaliteten på betongen og betongarbeidet.

Etteroppspente flatdekker er konstruksjonsløsning som i økende grad blir valgt av prosjekterende ingeniører for bruk i parkeringshus, skoler, kontorbygg og liknende konstruksjoner som krever store åpne flater. Fordelen med spennarmering i dekker er at oppspenningen muliggjør at dekketykkelsen kan reduseres og spennene mellom søylene kan økes i forhold til slakkearmerte dekker.

Resultatene fra oppgaven viser at bygget er tilstrekkelig dimensjonert dersom løsninger fra Abaqus benyttes. Løsningene fra Focus er for konservative med stripeinndelingene som er valgt, og kapasitetene overskrides flere steder. Eurokodene gir ikke beregningsmetoder for skjærspenningsberegninger som dekker tilfellet med sirkulære søyler og kant- eller hjørnesøyler som ikke er plassert umiddelbart ved dekkets hjørne eller kant. Oppgaven forsøker å finne alternative løsninger. Bidraget fra fiber i skjær- og momentkapasitet viser seg å være vesentlig, og stålfiber i bærende dekker anses som et godt alternativ til konvensjonell armering.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne oppgaven er en avsluttende masteroppgave for vårt 2-årige masterprogram innen Bygg- og Miljøteknikk for Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, NTNU. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Thilt Engineering AS våren 2017 og har foregått over 20 uker.

Oppgaven ble valgt for at forfatterne skulle tilegne seg kunnskap om en konstruksjonsløsning med fiberarmerte flatdekker. Løsningen er foreløpig ikke brukt mye i praksis, så det er dermed en motivasjon for denne oppgaven å bidra til å øke bruken av en løsning som har potensiale til å øke kvaliteten på betong som bygningsmateriale.

Vi vil gi en stor takk til vår veileder professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk for god faglig støtte og rådgivning. Vi vil også takke Per Ola Lervik fra Thilt Engineering AS med god samarbeidsvilje og støtte gjennom denne prosessen.

Vi takker Spenneteknikk AS , Standard Norge og Svein Ivar Sørensen for lov til å benytte fine, illustrerende figurer i denne oppgaven.

Til slutt vil vi takke hverandre for to gode år med masterstudiet og god arbeidsinnsats disse 20 ukene.

Trondheim, juni 2017

Ola Selnes Sletvold
Sivert Møllersen Hallsteinsen

Sammenheng

Oppgaven sammenligner kapasitetsutnyttelsen med løsningene fra to ulike metoder for å finne dimensjonerende krefter for kontroll av et etteroppspent, fiberarmert flatdekk i betong i brudd- og bruksgrensetilstandene. De to ulike metodene er ekvivalent rammemetode sammen med Focus Konstruksjon og 3D elementmetode med programmet Abaqus. Det sees bort fra vindlaster i oppgaven. Dekket har en utforming som ikke er mest egnet for beregning med ekvivalent rammemetode. Dekket som sjekkes er 14. etasje i Trondheimsporten ved Sorgenfri sør for Trondheim sentrum som er plangalgt ferdigstilt tredje kvartal 2017. Dekket er prosjektert av Thilt Engineering AS.

Dimensjoneringsgrunnlaget i eurokodene inneholder i dag ikke regler for dimensjonering av bærende konstruksjoner med fiberarmering. I denne oppgaven benyttes regelverket eurokodene sammen med utkastet til NB38 - Veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner for kontroll av dekkekonstruksjoner.

Å armere betongkonstruksjoner med fiber har vært forsøkt i mange hundre år for å øke duktiliteten til det sprø materialet betong. Denne oppgaven er skrevet for å øke forståelsen for hvordan fiberarmering virker i bærende konstruksjoner og spesielt hvordan den kan utnyttes sammen med spennarmering i dekker for å øke kvaliteten på betongen og betongarbeidet. Oppgaven består i hovedsak av en litteraturstudiumdel og en beregningsdel.

Etteroppspente flatdekker er konstruksjonsløsning som i økende grad blir valgt av prosjekterende ingeniører for bruk i parkeringshus, skoler, kontorbygg og liknende konstruksjoner som krever store åpne flater. Fordelen med spennarmering i dekker er at oppspenningen muliggjør at dekketykkelsen kan reduseres og spennene mellom søylene kan økes i forhold til slakkearmerte dekker. Dette åpner for mer fleksible arkitektoniske løsninger og redusert total høyde på bygg. Økt trykkspenning i betongen og spennarmeringens gunstige lastvirkninger øker også moment- og skjærkapasiteten for dekket, samt gjør dekket mer motstandsdyktig mot rissdannelse og nedbøyning.

Resultatene fra oppgaven viser at bygget er tilstrekkelig dimensjonert dersom løsninger fra Abaqus benyttes. Løsningene fra Focus er imidlertid for konservative med stripeinndelingene som er valgt, og kapasitetene overskrides flere steder. Oppgaven viser også at eurokodene ikke gir beregningsmetoder for skjærspenningsberegninger som dekker tilfellet sirkulære søyler og kant- eller hjørnesøyler som ikke er plassert umiddelbart ved dekkets hjørne eller kant. Oppgaven forsøker å finne alternative løsninger. Bidraget fra fiber i skjær- og momentkapasitet viser seg å være vesentlig, og stålfiber i bærende dekker anses som et godt alternativ til konvensjonell armering.

Abstract

The thesis compares the capacity with solutions from two different approaches for acquiring the design forces for a post-tensioned fibre reinforced flat slab in the serviceability- and ultimate limit states. The two approaches are the equivalent frame method together with Focus Konstruksjon and the 3D FEM program Abaqus. The horizontal wind load is neglected in the calculations in this thesis. The design of the slab is not most suited for the equivalent frame method.

The flat slab examined is the 14th floor at Trondheimporten at Sorgenfri south from Trondheim sentrum. Trondheimsporten is planned finished the 3rd quarter of 2017, and is designed by Thilt Engineering AS.

Fibre reinforced concrete is not a new concept, but has proven to be difficult to implement in design standards due to the high complexity of how moment and shear capacity is affected by the amount of fibres, fibre composition, fibre orientation, concrete composition, load level and casting conditions. In this thesis, controls on the flat slab are conducted with design rules from EC2 and guides from the draft to NB38 - Design, Construction and Control of Fibre Reinforced Concrete in Bearing Structures.

Calculation of design shear stresses for the design of the particular structure analyzed, is not completely covered by the rules in EC2. Alternative methods are derived and discussed.

The focus of this thesis is also on the modeling procedure of the structure in Abaqus. Different approaches are discussed.

The thesis concludes that the structure analyzed has sufficient capacity both in ULS and SLS, given that the solution from the 3D FEM model and the alternative approach to EC2 is used. The capacity is exceeded several places when using solutions from Focus Konstruksjon. This proves careful selection of strip widths is needed when high accuracy is required. The strength contribution from the steel fibres are found to be significant.

Innhold

I	Trondheimsporten	1
1	Om bygget	3
1.1	Konstruktivt system	4
1.1.1	Armering	4
1.2	Geometri	5
1.3	Laster	6
1.4	Materialegenskaper	7
1.5	Utforming av 14. etasje	8
II	Teori	11
2	Flatdekker	13
2.1	Innledning	13
2.1.1	Virkemåte	14
2.1.2	Spennarmerte flatdekker	14
3	Fiberarmering og fiberarmert betong	17
3.1	Generelt	17
3.2	Fibrenes geometri	17
3.3	Orientering	18
3.4	Andre bruksområder og egenskaper	19
3.4.1	Ikkebærende konstruksjoner	19
3.4.2	Økonomiske forhold	19
3.4.3	Kort om CO2-avtrykk	19

3.5	Kapasitetsbidrag og strukturelle egenskaper	19
3.5.1	Effekt av fiberarmering før riss	19
3.5.2	Fiberarmeringens virkemåte ved betong i strekk	20
3.6	Reststrekkfasthet	22
3.6.1	Testmetode for bestemmelse av reststrekkfasthet	22
3.6.2	Regelverk og standardisering	25
4	Spennarmert betong	27
4.1	Generelt	27
4.2	Materialer og komponenter	28
4.2.1	Betong	28
4.2.2	Spennstål	29
4.2.3	Kabler	30
4.2.4	Forankring	30
4.3	Virkemåte	31
4.3.1	Statisk ubestemte konstruksjoner	33
5	Elementmetoden	35
5.1	Innledning	35
5.2	Elementer for modellering av dekker med søyler	41
5.2.1	Bjelkeelementer	41
5.2.2	3D-kontiuumelementer	43
5.2.3	Skallelementer	49
5.3	Lineær elementmetode	50
5.4	Ikke-lineær elementmetode	50
6	Regelverk	53
7	Betong som bygningsmateriale	55
7.1	Langtidseffekter på betong	55
7.1.1	Svinn	55
7.1.2	Kryp	56

III	Metode	59
8	Beregning av momentbelastninger for etteroppspente flatdekker	61
8.1	Ekvivalent rammemetode	61
9	Beregning av langtidseffekter på betongen	65
9.1	Kryp	65
9.2	Svinn	66
10	Kontroll av bruddgrensetilstanden	69
10.1	Laster	69
10.2	Tap av spennkraft	70
10.2.1	Friksjonstap	70
10.2.2	Låsetap	70
10.2.3	Praktisk anvendelse av friksjonstap og låsetap	71
10.2.4	Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen	72
10.2.5	Langtidstap	73
10.3	Momentkapasitet	73
10.3.1	Momentkapasitet for etteroppspente dekker	73
10.3.2	Tillegg til momentkapasiteten fra fiberarmering	74
10.4	Skjærkapasitet	75
10.4.1	Generelt	75
10.4.2	Skjæspenningskapasitet for plater uten skjæramering	77
10.4.3	Skjæspenningskapasitet for plater med skjæramering	78
10.4.4	Fiberarmeringens bidrag til skjærkapasitet	78
10.4.5	β -faktor	79
10.5	Torsjonskapasitet	90
10.6	Kontroll av forankring av spennkabler	92
11	Kontroll av bruksgrensetilstanden	93
11.1	Riss	93
11.2	Nedbøyning	94
11.3	Spenningsbegrensing	94
12	Modellering av dekket i Abaqus	95

12.1	Innledende analyse for valg av elementer	95
12.2	Valg av elementtyper og antall elementer	99
12.2.1	Elementer for dekket	99
12.2.2	Elementer for søylene	101
12.2.3	Elementer for veggene	101
12.2.4	Elementer for armeringen	101
12.3	Modellerings- og beregningsprosedyre	104
12.3.1	Spennarmering	108
12.3.2	Armering	110
12.3.3	Laster	111
12.3.4	Henting av resultater	114
12.3.5	Vurdering av nøyaktighet	116
13	Modellering av dekket i Focus Konstruksjon	117
13.1	Kort om Focus Konstruksjon	117
13.2	Bruk i denne oppgaven	117
13.3	Rammenes oppbygning	117
13.3.1	Laster	118
13.3.2	Innsetting av spennarmingskrefter	119
13.3.3	Navnsetting	119
13.4	Rammer som er undersøkt	120
13.4.1	Akse 1	120
13.4.2	Akse 3	121
13.4.3	Akse D	122
13.4.4	Akse E	123
13.4.5	Akse H	124
IV	Resultater	125
14	Bruddgrensetilstanden	127
14.1	Lastvirkninger for ekvivalent rammemetode med bruk av Focus	127
14.1.1	Momentbelastning	127
14.1.2	Momentkapasiteter og utnyttelsesgrader	128

14.1.3	Fibrenes bidrag til momentkapasitet	129
14.1.4	Skjærkrefter	130
14.2	Resultater fra Abaqus	130
14.2.1	Momenter	130
14.2.2	Skjærkrefter	133
14.3	Sammenligning av overførte skjærkrefter og kontroll av skjærkapasitet . . .	135
14.3.1	Sammenligning av aksialkrefter i søylene	135
14.4	Sammenligning av bøyemomenter mellom rammetoden og elementmetoden	138
14.4.1	Sammenligning av momentfordelinger langs snitt	144
14.5	Torsjon	147
14.6	Kontroll av betongspenninger ved forankring av spennarmering	150
15	Brukgrensetilstanden	151
15.1	Riss	151
15.1.1	Rammemetode	151
15.1.2	Abaqus	151
15.1.3	Sammenligning/diskusjon	153
15.2	Nedbøyning	154
15.3	Spenningsbegrensing	154
V	Konklusjon og forslag til videre arbeid	155
16	Konklusjon og forslag til videre arbeid	157
16.1	Forslag til videre arbeid	158
	Bibliografi	159
VI	Vedlegg/Håndberegninger	161
17	Bruddgrensetilstanden	163
17.1	Tap av spennkraft	163
17.1.1	Tap for lange kabler i x-retning	163
17.1.2	Korttidstap	163
17.1.3	Langtidstap	168

17.1.4	Tap for kabler i y-retning	176
17.1.5	Korttidstap	176
17.1.6	Langtidstap	181
17.1.7	Tap for korte kabler	189
17.1.8	Korttidstap	189
17.1.9	Langtidstap	194
17.2	Momentkapasiteter	202
17.2.1	Akse 1	202
17.2.2	Akse 3	212
17.2.3	Akse D	222
17.2.4	Akse E	227
17.2.5	Akse H	233
17.3	Dimensjonerende moment	239
17.3.1	Akse 1	239
17.3.2	Akse 3	243
17.3.3	Akse D	247
17.3.4	Akse E	250
17.3.5	Akse H	253
17.4	Kontroll av skjærspenningskapasitet	256
17.4.1	Strengt etter Eurocode 2	256
17.4.2	Beregning av β med Abaqus	264
17.4.3	Bruk av Abaqus og EC2	270
17.5	Kontroll av forankringskrefter for spennkablene	277
18	Bruksgrensetilstanden	279
18.1	Spenningsbegrensninger	279
19	Formtegning og armeringsstegninger fra Thilt	283

Del I

Trondheimsporten

1. Om bygget



Figur 1.1: Modell av det nye bygget Trondheimsporten på Sorgenfri Thilt

Trondheimsporten er et næringsbygg som bygges i Holtemanns veg 70 på Sorgenfri sør for Trondheim sentrum. Bygget er planlagt å stå ferdig tredje kvartal 2017. NAV og Trondheim kommune blir største leietakere. Bygget er 15 etasjer over bakkenivå, har 28.000 m^2 bruksareal og er prosjektert av Thilt Engineering AS med Prora Eiendom som byggherre. Spennarmering AS er entreprenør.

1.1 Konstruktivt system

Trondheimsporten bygges i en lavere og en høyere del. Den høyere delen har mindre grunnflate enn den lavere. Samtlige dekker er etteroppspente med uijiserte kabler med fett. I den høyere delen er ti betongsøyler, diameter 500mm, og fire stålsøyler, HUP 250mm x 250mm x 8mm i hver etasje, innspent i dekket ved henholdvis søylearming i dekket og stålplater forankret i dekket ved støp. Sideveis avstivning i den øvre delen tas av trappe- og heissjakter. Ytterveggene er ikke selvbærende, og festes til dekkens kanter i stålplater som forankres til dekket ved støp. I denne oppgaven studeres etasje 14. I trappesjakten monteres et prefabdekke i hver etasje, også i etasje 14. Prefabdekke festes i fire punkter til flatdekket og i fire punkter til trappesjakten.

Spesielt med dette bygget er at to av etasjene støpes med betong tilsatt stålfiberarming. Stålfiberarmingen reduserer behovet for konvensjonell skjærarming og reduserer normalt behovet for arbeidstimer på dekket, fordi det må legges ut og bindes færre jern. Etasje 14 er en av disse etasjene. Løsningen med etteroppspente dekket i dette bygget muliggjør slankere konstruksjoner med lengre spenn sammenlignet med dekker med slakkarmering. Det gjør bygget penere, reduserer byggehøyden og øker fleksibiliteten for romfordeling og inndredning gjennom hele byggets levetid.

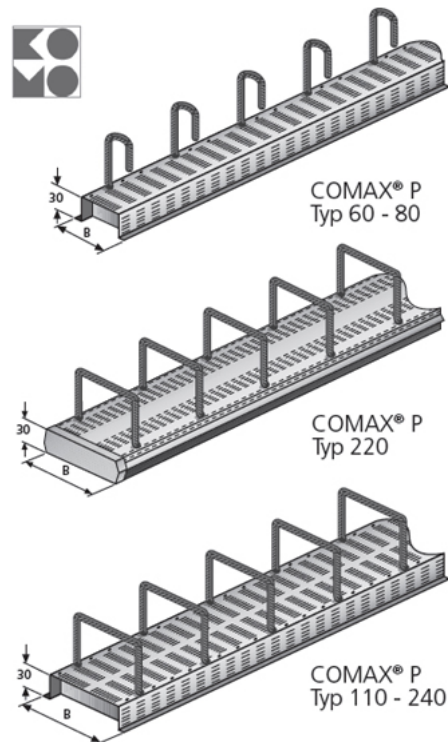
Thilt Engineering AS, prosjekterende for dette bygget, er medlem av CCL International og har en teknisk godkjenning, sertifisert av SINTEF, for sin løsning med etteroppspente flatekker med stålfiberarming ved navn "CCL Deck".

De fiberarmerte flatdekkene i Trondheimsporten er prosjektert med 30kg stålfiber per kubikkmeter betong. Dette tilsvarer ca. 0.4 volumprosent. Fibrene blandes inn i betongen ved innblåsing på betongfabrikken.

1.1.1 Armering

Spennarmeringen er konsentrert i striper i dekkets lange lengde og fordelt i dekkets korte lengde. Hvor tett de fordelte kablene ligger, varierer feltvis over dekkets lange lengde.

Det er generelt lite slakkarmering i dekket, og det er kun skjærarmert ved søyle H1. Se 1.3. Flatdekket er festet til heissjakten, vegg "E" og trappesjakten, vegg "A", se figur 1.3, ved hjelp av Comax armeringsløsning. Dette er kassetter med armering som skrues/sprikes fast til overflaten på glideforskalingen til veggene i samme høyde som dekket senere støpes. På siden inn mot veggene er det utstikkende bøylere som blir støpt inn i veggen. I siden ut mot forskalingen ligger fortsettelsen av bøyene bøyd 90°, som etter støping av veggene bøyes ut. De utstikkende jernene vil dermed støpes inn i dekket, og det dannes en armert forbindelse mellom dekke og vegg.



Figur 1.2: Forskjellige typer Comax armeringsløsninger BETOMAX systems

Skjærarmeringen ved søyle H1 er skjærarmering med kroker $\phi 12$ festet til langsgående jern, $\phi 12$, i overkant og underkant. Det er vanlig lengdearmering, $\phi 20$, 3000mm, over fire søyler i dekket, hhv. tre jern over hver av søyle F1 og G1 og ett jern over hver av søyle F3 og G3. Det armeres også rundt alle utsparinger og hjørner og åpningene inn mot prefabdekket ved heis- og trappesjaktene.

1.2 Geometri

Dekkets funksjonskrav sjekkes opp mot dimensjoneringsregler og veiledning gitt i EC2 og utkastet til NB38. For beregning av lastvirkninger på konstruksjonen benyttes håndberegningensmetoden Ekvivalent rammemetoder der rammeberegningen er gjort i Focus Konstruksjon og elementmetoden med Abaqus. Dekkets geometri byr på utfordringer knyttet til rammemetoden, fordi det stort sett er søyler ved kant eller hjørne på dekket samtidig som lastene mot midten av dekket i stor grad tas opp av veggene. Utfordringene er knyttet til å lage striper med en fornuftig lastflate slik løsningen representerer den elastisitetsteoretiske løsningen godt samtidig som metoden ikke kompliseres u hensiktsmessig.

1.3 Laster

Dimensjoneringsgrunlaget fra Thilt viser følgende karakteristiske verdier for laster på dekkene.

Egenlaster

Betongdekke	=	$6.0kN/m^3$
Tekniske installasjoner	=	$1.5kN/m^3$
Linjelast på dekkekant fra yttervegger	=	$3.0kN/m$

Nyttelaster

Nyttelaster er valgt i hht NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008, Tab. NA 6,2, kategori B kontor/C undervisning, hvor ikke annet er spesiell angitt av byggeherre."

Etasje 1-3	=	$4.0kN/m^3$
Etasje 4-14	=	$3.0kN/m^3$

1.4 Materialegenskaper

Tabell 1.1: Betong SKB B35

Eksponeringsklasse		XC1
Bestandighetsklasse		M45
Kloridklasse		CL 0,2
Fasthetsklasse, f_{ck}	=	35MPa
Nominell overdekning, c	=	25mm

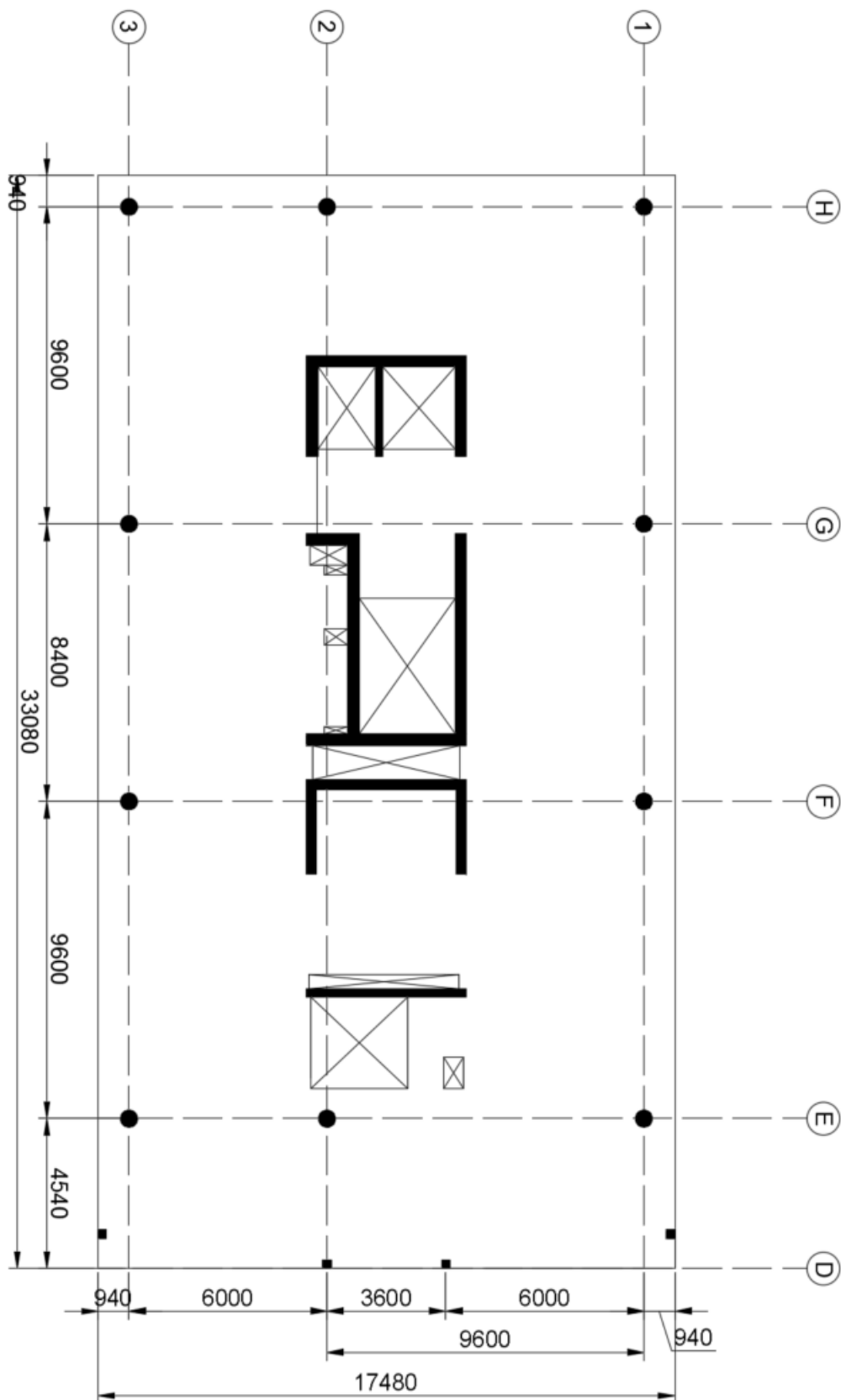
Tabell 1.2: Spennarmering BBR VT CONA Single

Diameter, \emptyset	=	15,7mm
Areal, A_p	=	150mm ²
Bruddspenning, f_{pk}	=	1860MPa
Flytespenning, $f_{p0,1k}$	=	1670MPa
Bruddtøyning, ϵ_{uk}	=	3,5
Elastisitetsmodul E_p	=	195GPa
Låseglidning, $\Delta_{lås}$	=	6mm
Friksjonskoeffisient, μ	=	0.07
Spennkraft, P	=	223kN

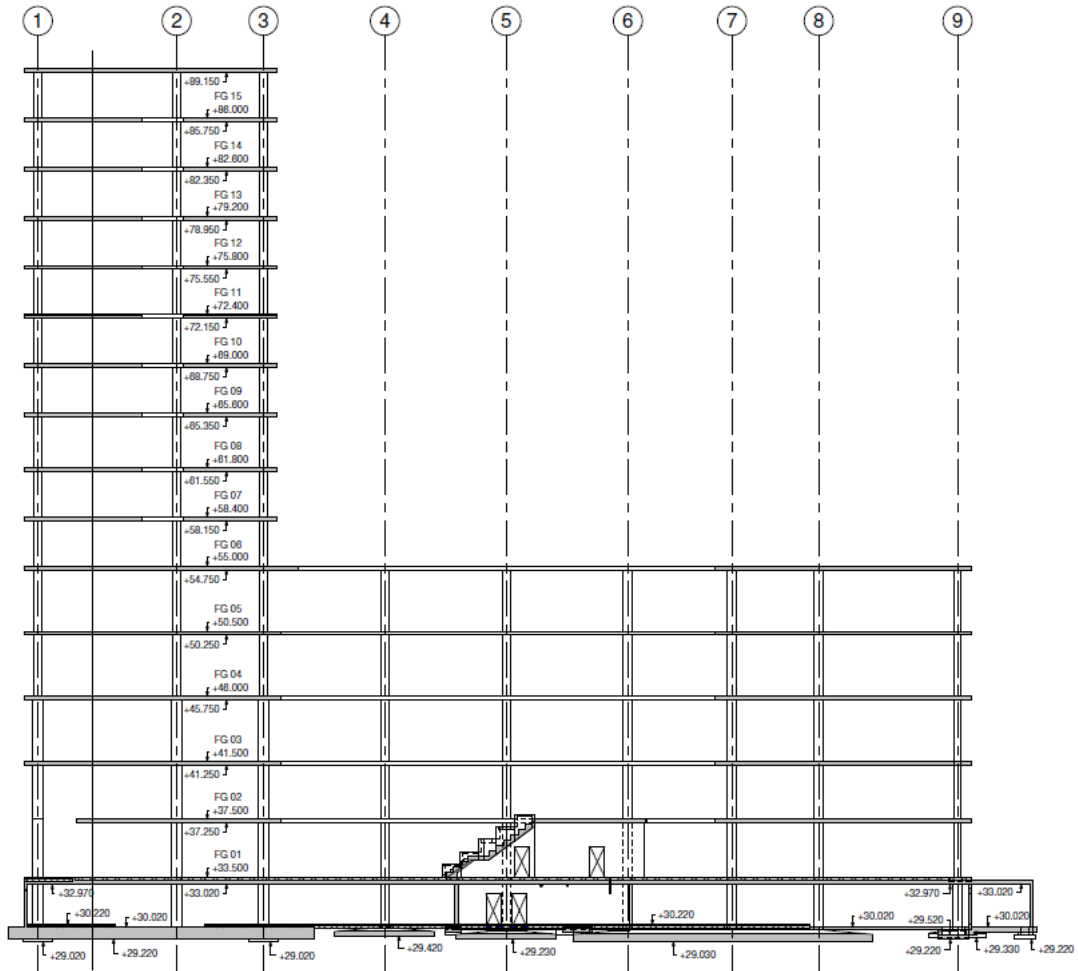
Tabell 1.3: Fiberarmering: CCL Krampe DE50/0.8M

Strekkfasthet, f_{ftk}	=	1550MPa
Fibermengde, ρ_f	=	30kg/m ³
Dimensjonerende reststrekkfasthet, $f_{ftd,res2.5}$	=	0,86MPa

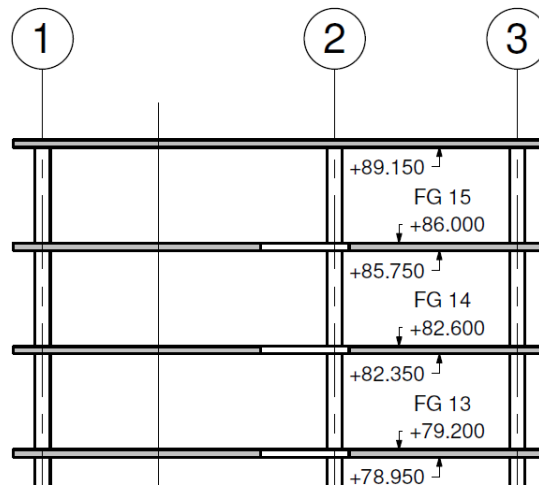
1.5 Utforming av 14. etasje



Figur 1.3: Plantegning for dekke i 14. etasje



Figur 1.4: Snitt som viser etasjehøyder. [Thilt]



Figur 1.5: Forstørring av etasjehøyder [Thilt]

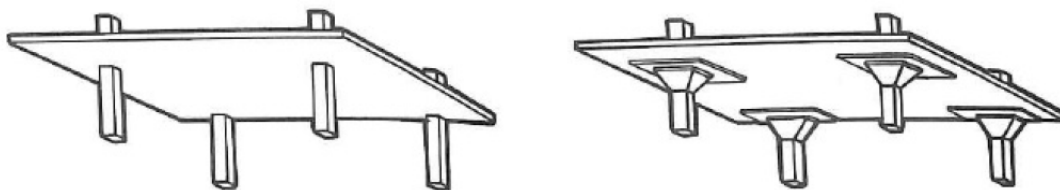
Del II

Teori

2. Flatdekker

2.1 Innledning

Flatdekker er en type dekker som er selvbærende, dvs at de ikke trenger å hvile på bjelker eller andre støttekonstruksjoner. Flatdekker støpes rett på søylene. For slanke flatdekker eller for flatdekker med mye vertikallast er det en mulighet å benytte søyleforsterkninger for å gi dekket tilstrekkelig skjærstyrke. Forsterkningen kan være kapitel (kjegleformet forsterkning) og/eller plate. Se figur 2.1.



Figur 2.1: Flatdekker med og uten søyleforsterkninger[Collins and Mitchell, 1991]

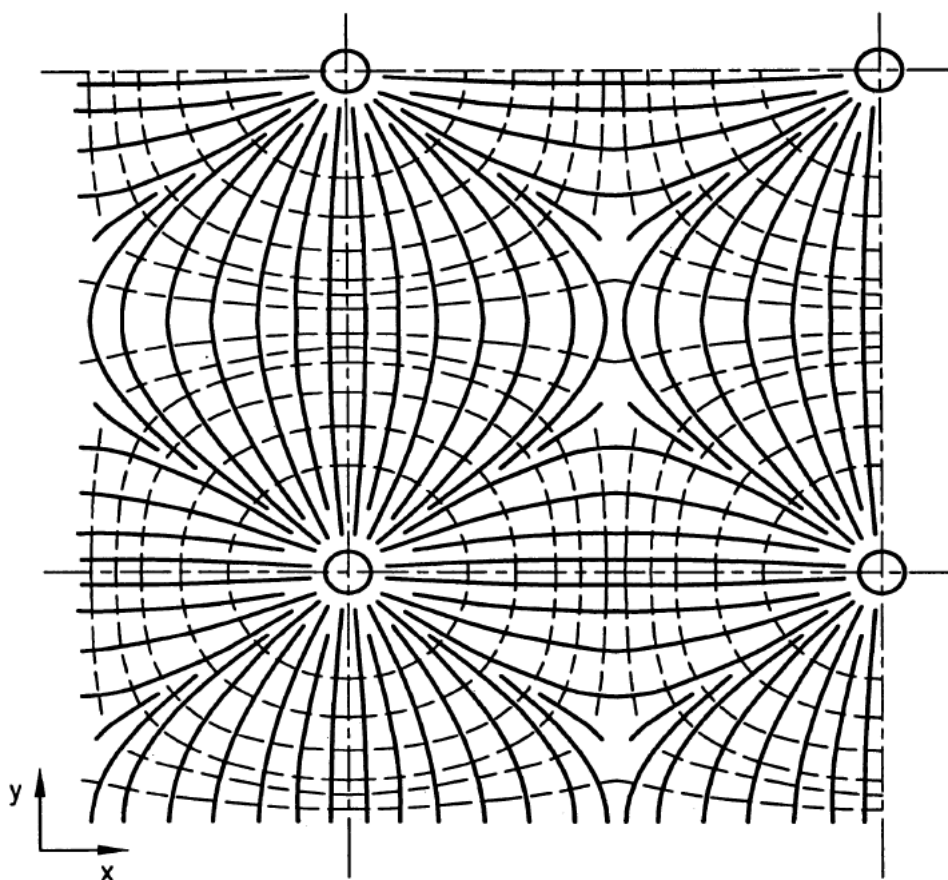
Flatdekker er en god løsning på flere måter. Dekkene er plasstøpte og tillater store avstander mellom søylene, opp til ca 7 meter. Dette gjør at det kan prosjekteres bygninger som har store åpne rom og stor bruksfrihet. Byggenes fleksibilitet kan være med å øke levetiden.

At det ikke benyttes bjelker mellom søylene og dekket gjør at det kan spares høyde på etasjene. I et høyt bygg kan dette utgjøre flere meter.

2.1.1 Virkemåte

Et flatdekke kan sies å virke på samme måte som et dekke som er understøttet med kryssende bjelker. Forskjellen er at flatdekker ikke har bjelker som støtter under dekket, men man kan se på selve dekket som et system med brede bjelker som har en høyde lik dekkehøyden.

I figur 2.2 kan man se hvordan hovedmomentene fordeler seg i et flatdekke. Figuren viser en fordeling som forutsetter lineært elastiske deformasjoner, eller tilnærmet det. Etter forekomsten av riss i dekket vil momentene fordele seg mer i retning av der armeringen ligger. Typisk armeringssystem i et flatdekke er lengdearmering i begge retningene med konsentrasjon i akser som krysser søylene.



Figur 2.2: Retninger for hovedmomenter for et regulært flatdekke under jevnt fordelt last [Norsk Betongforening, 2013]

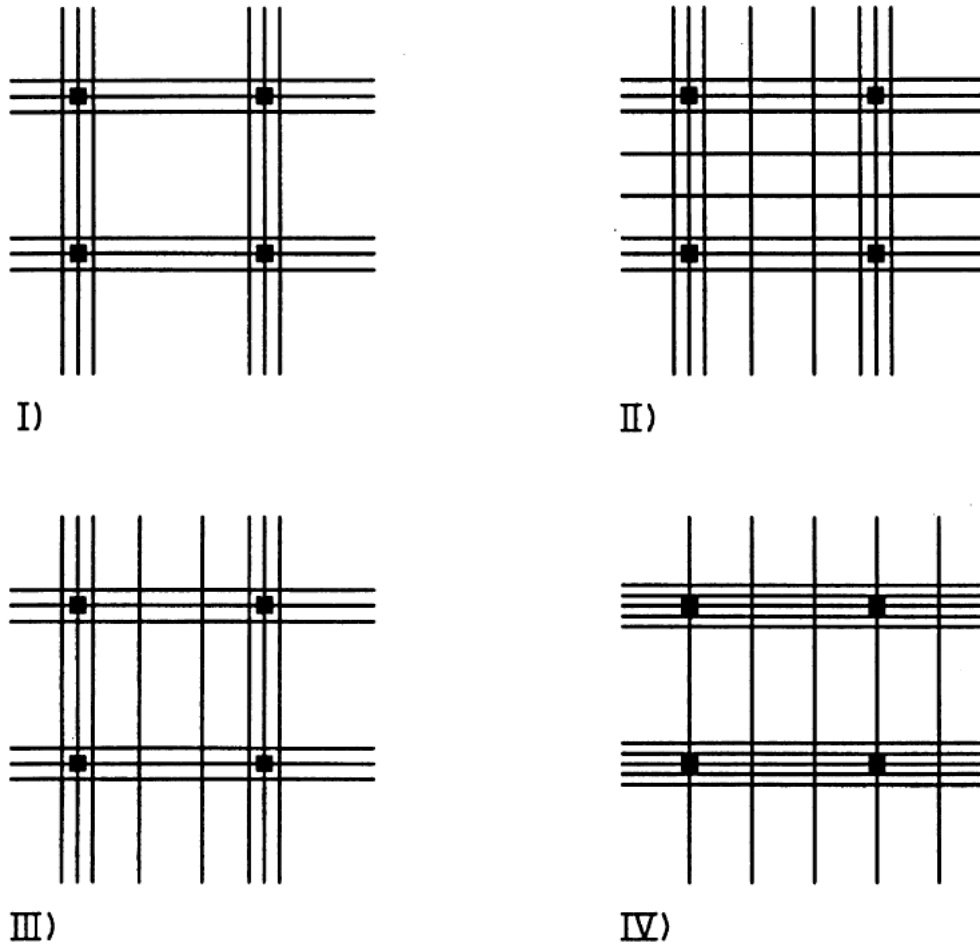
2.1.2 Spennarmerte flatdekker

Hvis det er behov for spenn lengre enn 7 meter er det mulig å benytte spennarmering. Spennarmering øker momentkapasiteten i dekket og begrenser nedbøyninger. Spennarmerte flatdekker kan ha spenn på opp mot 11 meter.

Kablene for spennarmeringen legges i underkant i feltene og i overkant over søylene. I

tillegg til gunstig eksentrisitetsmoment vil krumningen av kabelen gi vertikale krefter, omtalt som ekvivalente krefter i litteraturen. Disse kreftene vil i feltene virke mot andre ytre laster.

Plasseringen av armeringen i horisontalplanet kan variere. Her velges system etter hva som er nødvendig eller hva som er enklest i hvert enkelt tilfelle. Noen eksempler er gitt i figur 2.3



Figur 2.3: Eksempler på valg av fordeling for spennareminingskabler i et flatdekke Norsk Betongforening [2013]

3. Fiberarmering og fiberarmert betong

3.1 Generelt

Fiberarmering kan ses på som tilslag i betongen som gir andre egenskaper enn vanlig tilslag som stein og sand. Fibrene er korte og tynne og er tilfeldig plassert, blandet inn, i betongen. Det er brukt mange forskjellige typer fiberarmering både ved tanke på form og materiale opp gjennom tiden. Det er også flere forskjellige typer på markedet i dag. For konstruktive formål er i hovedsak stålfiberarmering brukt, av den grunn tas kun stålfiber i betraktning i denne oppgaven. Videre i oppgaven vil betegnelsen fiberarmering være ekvivalent med stålfiberarmering.

Generelt bestemmes egenskapene til vanlig betong av hvordan matriksen er satt sammen av finstoff, sement, pozzulater og grovt tilslag. Normal konstruktiv egenskap for betong er at den har stor trykkfasthet og lav strekkfasthet. Betongen er sprø og viser liten duktil oppførsel ved ikkelineære, opprissede, deformasjoner. Tanken ved å bruke fiber som armering er å øke betongens styrke hvis betongen har tilstrekkelig duktilitet eller øke duktiliteten hvis betongen har sprø egenskaper. Det siste er vanligst. Naaman [2003] lister opp følgende punkt som faktorer som kontrollerer fibrenes bidrag til betongens ytelse.

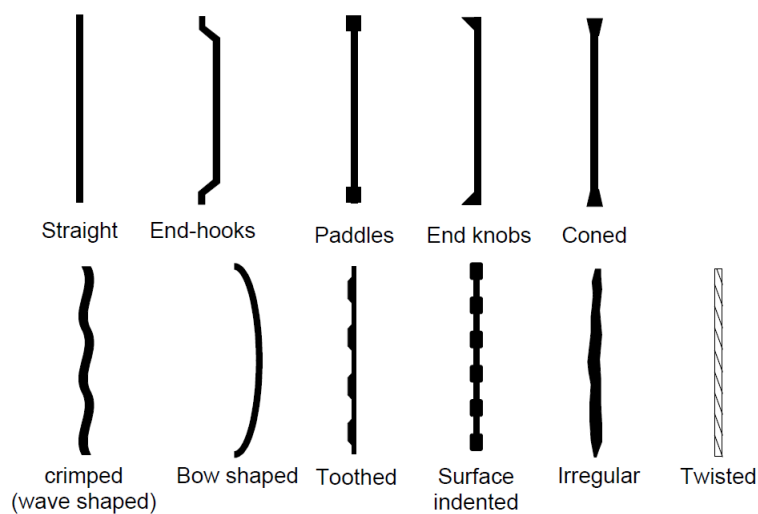
1. Fibrenes strekkfasthet må være vesentlig større enn matriksen, helst 2-3 ganger større.
2. Fibrenes bånd til matriksen skal helst være sterkere enn matriksens strekkfasthet.
3. Fibrenes elastisitetsmodul bør være vesentlig større enn matriksen. Minst 3 ganger større.
4. Fibrene bør være duktile nok til å ikke brette når utsatt for bøyning og slitasje.

3.2 Fibrenes geometri

For at fiberarmering skal kunne øke betongens ytelse er fibrenes geometri en viktig faktor. Dette er fordi geometrien i stor grad bestemmer fibrenes strekkkapasitet og bånd til matriksen. For å forhindre strekkbrudd i fibret må strekkkapasiteten være god nokk. Dette oppnås gjerne ved å sørge for at tykkelsen på fibret er stor nokk og/eller benytte høyfast stål. Viktig for å oppnå gode heftforhold er fibrenes overflate. Både fiberets forhold mellom overflateareal og tverrsnittsareal og overflatens ruhet spiller inn. For eksempel har

et fiber som har triangulært form og samme tverrsnittsareal som ett sirkulært fiber 28% større overflate [Löfgren, 2005]. Fiber leveres med mange forskjellige tverrsnittsfasonger i praksis. Den andre selvsagte måten å øke fibrets overflate på er å øke lengden. I litteraturen brukes ofte variabelen lengde/diameter-forhold, "aspect ratio" for å ta hensyn til dette. Det finnes et optimalt forhold mellom fiberets tverrsnitt og overflate for gitte heftforhold mellom betong og fiber hvis materialene skal utnyttes best mulig. Ønsket ruhet fås ved eventuelt å overflatebehandle fibret.

Båndstyrken kan også økes ved å tilføre fibret andre mekaniske egenskaper. I figur (3.1) kan man se eksempler på geometrier.



Figur 3.1: Eksempler på fibergeometrier Löfgren [2005]

3.3 Orientering

Den vanligste måten å tilføre fiber i betongen er ved enn eller annen form for innblanding. Når fibre blandes inn vil man ikke ha noen kontroll på hvordan fibre orienterer seg i betongen. Fibrene vil orientere seg tilfeldig i 3D-rom. En korreksjon for denne tilfeldige fordelingen kan likevell tenkes ved støping av smale konstruksjonsdeler, med bredde mindre enn fiberlengden, da forskalingen vil forhindre orientering i den en retningen. Det er viktig at metoden for innblanding tilfredsstiller utførelseskrav om at fibre skal være tilstrekkelig jevnt fordelt i hele konstruksjonsdelen. Støpearbeidet må også planlegges slik at hindringer i betongen, f.eks. armeringsjern, ikke gir uforutsette opphopninger og medførende svakhetssoner med lite fibertetthet [Kanstad, 2011]. Videre spesifikasjoner på utførelse gjøres ikke her.



Figur 3.2: Ujevn fiberfordeling ved et armeringsjern. Støperetning mot høyre. Kanstad [2011]

Den tilfeldige orienteringen gjør at denne armeringsmetoden vanskelig lar seg optimalisere. Fibrene havner ikke eksklusivt der det er behov for dem, og selv der det er behov orienteres de ikke på optimalt vis.

3.4 Andre bruksområder og egenskaper

3.4.1 Ikkebærende konstruksjoner

I ikkebærende konstruksjoner som golv på grunn og vegger som kun har behov for minimumsarmering er det aktuelt å bytte ut all klassisk armering med fiberarmering. Ved å gjøre dette spares mye armeringsarbeid.

3.4.2 Økonomiske forhold

Som nevnt ovenfor kan mye armeringsarbeid spares ved bruk av fiberarmering. Armeringsarbeidet står ofte for en stor del av betongarbeidets kostnad. Entreprenører kan dermed spare store kostnader hvis arbeidstiden kan elimineres eller reduseres. Den tidsbesparende virkningen er også viktig.

3.4.3 Kort om CO₂-avtrykk

Fiberarmering kan som sagt ikke plasseres optimalt slik at fibre blir maksimalt utnyttet. Dette gjør at det mye stål i konstruksjonsdelen som ikke er fullt utnyttet selv ved brudd. At det legges mer stål enn det beregningsmessig er behov for er en svakhet for fiberarmeringen som fører til økte CO₂-utslipp. Bruk av høyfast stål som ikke er resirkulert virker også negativt på CO₂-regnskapet. Vanlig armeringsstål er av resirkulert stål.

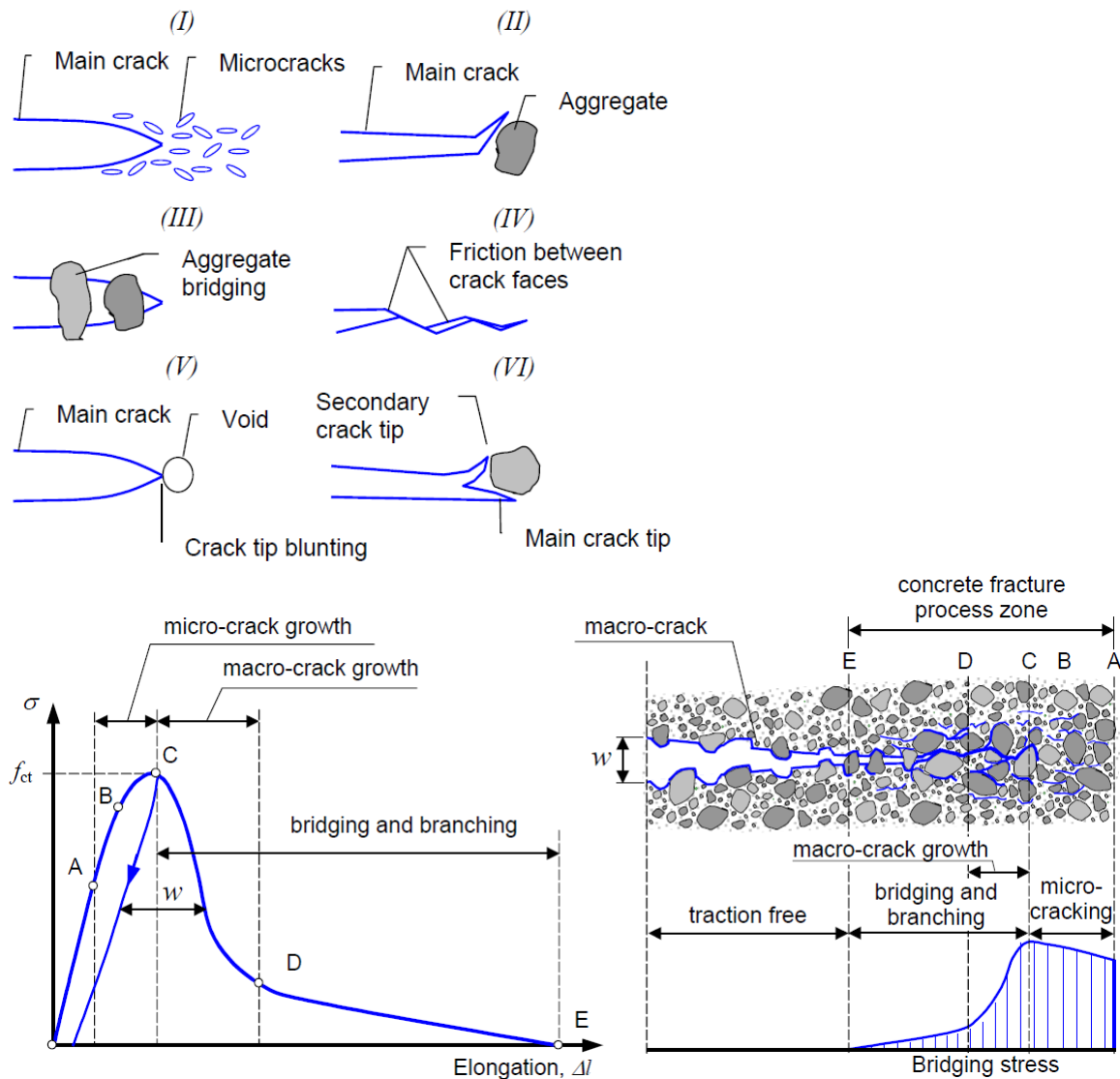
3.5 Kapasitetsbidrag og strukturelle egenskaper

3.5.1 Effekt av fiberarmering før riss

En av de ønskede effektene med armering er å gjøre konstruksjonen sterkere. Löfgren [2005] skriver at eksperimenter har vist at fiberarmering ikke gir betydelig styrkeøkning for fiberarmeringsmengder som praktisk kan produseres som vanlig betong.

3.5.2 Fiberarmeringens virkemåte ved betong i strekk

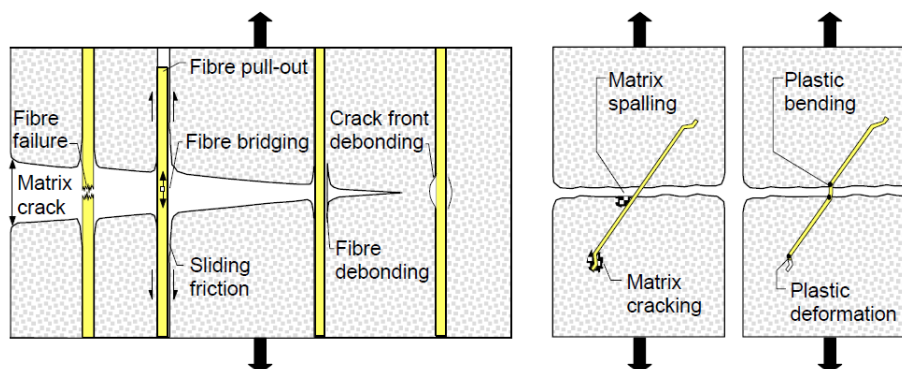
For normal betong uten fiberarmering utvikler riss seg fra mikroriss som oppstår i betongens herdeprosess. Risset utvikler seg videre til riss (makroriss) via et felt der betong er i en opprissingsprosess. Der møter rissdannelsen motstand ved f.eks. at den blir deflektert av tilslag, mister litt splitteevne ved å treffe en luftlomme, deler seg i flere rissarmer eller tilslaget lager bro over risset til tilslaget glipper fra matriksen. Löfgren [2005] setter en rissvidde på 0,3 mm som grensen for betongens evne til spenningsbidrag. Se figur 3.3.



Figur 3.3: Eksempler og illustrasjoner av hvordan riss dannes i normal betong [Löfgren, 2005]

For fiberarmert betong skjer ikke bruddene på samme sprø måte som ren betong. Fibrene bidrar til spenningskapasitet i strekk lenge etter rissvidden når 0,3 mm. Fibrene kan bidra for rissvidder helt opp mot halve fiberlengden (som vanligvis betyr mellom 10 og 35 mm for stålfibre). Feilmekanismer og hva som begrenser dem kan listes som;

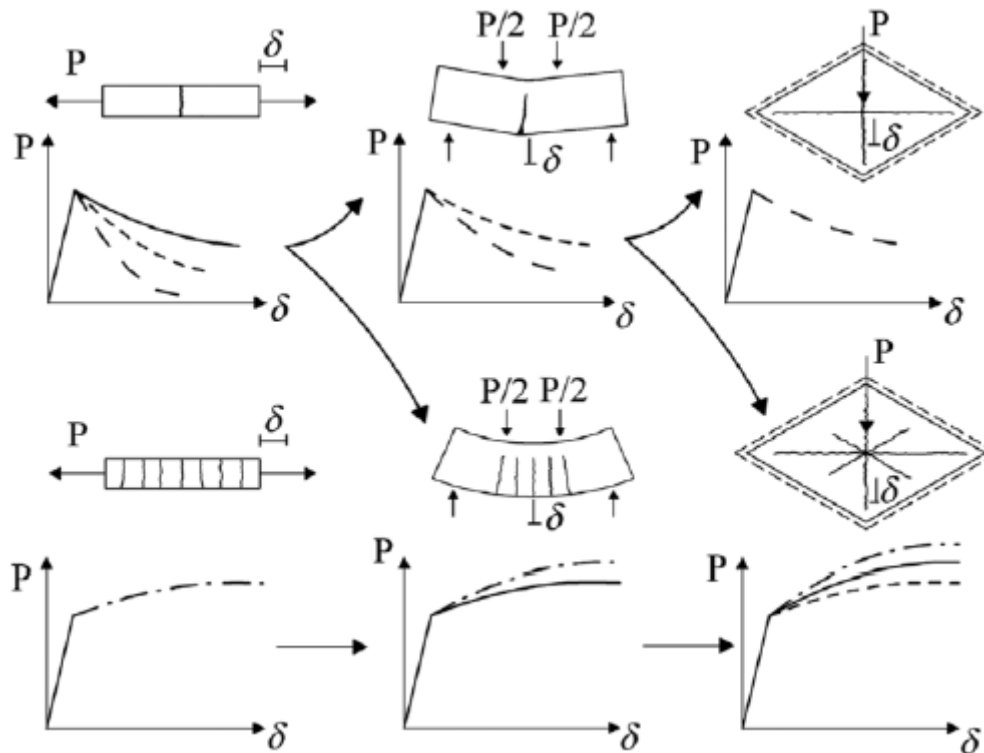
- Brudd i fiber. (Fiberenes strekkfasthet og elastisitetsmodul bestemmer hvor mye spenning fibreene tåler og hvor stor tøyning)
- Heft mellom fiber og matriks. (Heft er avhengig av fiberens overflate, lengde og eventuelle kjemiske forbindelser mellom fiber og matriks. Heften kan også i stor grad økes ved at fibreene geometriske utforminger som krever plastisk deformasjoner av fibreene før glidning kan forekomme.)
- Avflaking/knusing av matriks. (Når fibreene har f.eks. endekroker eller at fibreene krysser risset med en vinkel kan store lokale spenninger i matriksen oppstå.)
- Friksjon mellom fiber og matriks når det ikke er kjemisk eller mekanisk heft mellom dem. (Friksjonen bestemmes av fiberens overflate og av matriksens egenskaper)



Figur 3.4: Feilmekanismer for fiberarmering [Löfgren, 2005]

Som ekstra informasjon kan det sies at det er vist at uttrekkskapasiteten for stive, duktile fibre øker med økt vinkel mellom fiber og riss. Den øker helt til ca 45%. Dette kan tenkes å være fordi det er flere energiopptagende mekanismer skjer samtidig. F.eks. strekk, skjær og bøyning i fiber og friksjon, heft og knusing av matriks der fiber møter matriks. En vinkel på fibret gir også indre effektiv retning av strekkrafta i forhold til uttrekningsretning. Det må nevnes at det er vanskelig å utnytte seg av denne effekten og at tilfeldig orientering av fibreene ses på som en god løsning for å holde sammen rissene.

Fiberarmert betong kan ved rissformasjon klassifiseres som med eller uten fastning. Dette betyr at betongen enten viser typisk oppførsel der tøyningen per spenningsøkning øker når spenningen nærmer seg kapasiteten (uten fastning), eller motsatt (med fastning). Fibrene har den egenskapen at du kan holde risset sammen slik at spenningene i betongen ikke tapes og flere riss kan dannes langs den strekkbelastede konstruksjonsdelen. Denne egenskapen avhenger av volumdel fiber i betongen. Hvis betongen viser en fastning ved rissdannelse klassifiseres den som "*Ultra-high-performance fibre-reinforced cement composite*" (fiberarmert betong med ultra-høy ytelse) [de Prisco, M., 2013].



Figur 3.5: Illustrasjoner for tilfeller med og uten fastning [de Prisco, M., 2013]

Siden bøyning er et betydelig forskjellig tilfelle fra det uniforme strekk-tilfellet kan en konstruksjonsdel som ikke har fastning i strekk ha fastning for bøyning [de Prisco, M., 2013].

3.6 Reststrekkfasthet

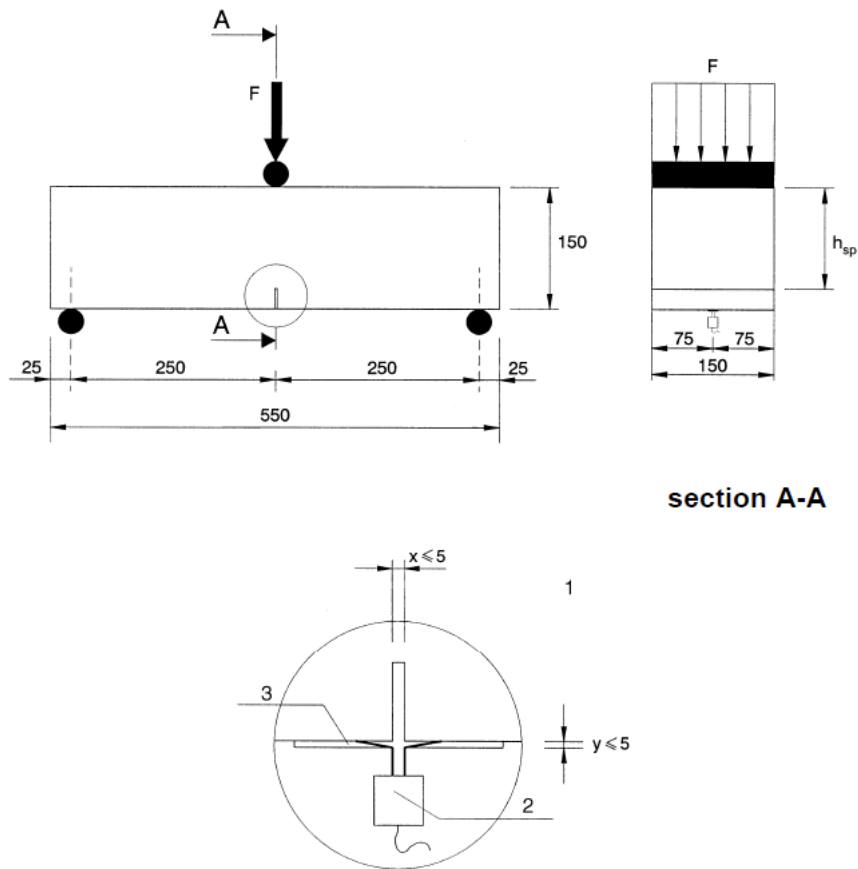
Reststrekkfasthet er det man kaller strekkfastheten til det fiberarmerte tverrsnittet etter at det er risset opp. Reststrekkfastheten er en av de veldig interessante egenskapene til fiberarmert betong og er en av parametrene som er med for klassifisere dette kompositt-materialet.

3.6.1 Testmetode for bestemmelse av reststrekkfasthet

NS-EN 14641 CEN [2005] beskriver en metode for å bestemme CMOD (crack mouth opening displacement), eller forskyvning av rissets åpning. Det standardiserte oppsettet er vist i figur 3.6. Metoden foregår ved at en fritt opplagt betongprøve utsettes for en punktlast midt i spennet. Betongprøven skal ha et tverrsnitt på 150mm x 150mm, skal være 550mm lang og den skal være opplagret 25mm inn på hver side. I følge NS-EN 14641 CEN [2005] er oppsettet egnet for betong med maksimal tilslagstørrelse på 32mm og fibre på ikke lenger enn 60mm.

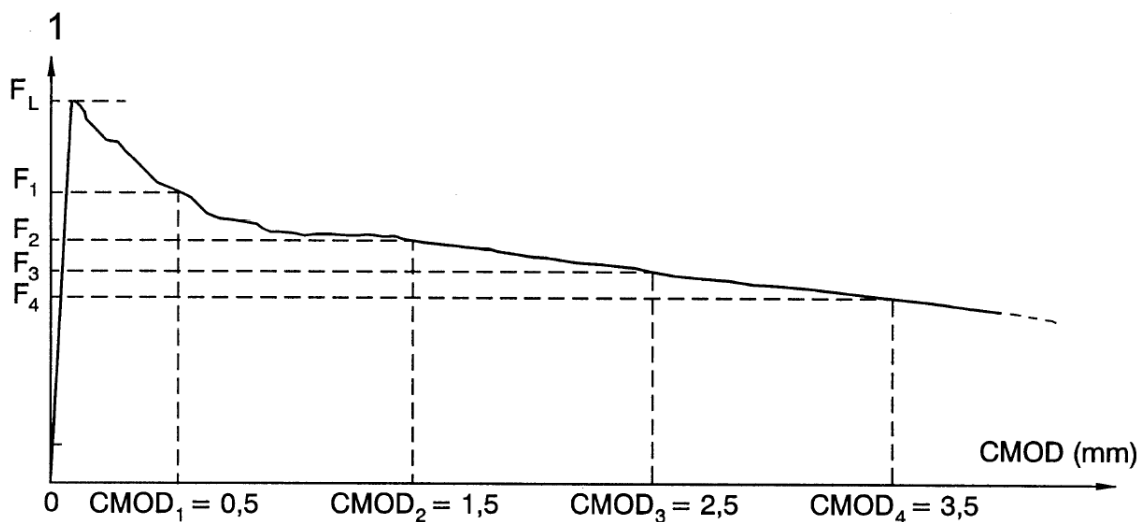
Som vist på figur 3.6 sages det et hakk over bjelkens bredde. Det er ytterst ved dette

hakket at CMOD måles.



Figur 3.6: Standardisert oppsett for tre-punkts testmetode [NS-EN 14651 CEN [2005]]

Etter som risset utvikler seg vil motstanden i tverrsnittet forandre seg. Figur 3.7 viser typisk sammenheng mellom påført kraft og CMOD for en prøve uten fastning.



Figur 3.7: Typisk sammenheng mellom kraft og CMOD [NS-EN 14651 CEN [2005]]

Hvis det antas en lineær spenningsfordeling som i figur 3.8 kan største opptredende spenning $f_{R,j}$ som tilhører aktuell CMOD, beregnes ved å dele momentet på elastisk motstandsmoment ($W_{el} = \frac{bh_{sp}^2}{6}$).

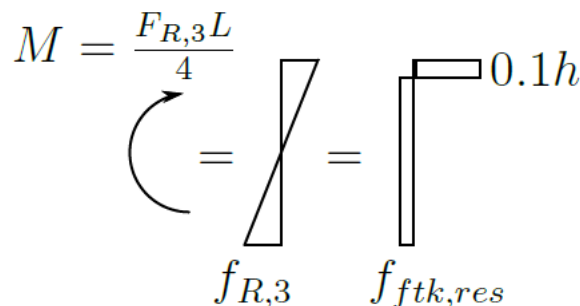
$$f_{R,j} = \frac{F_j \cdot l}{4} \cdot \frac{1}{W_{el}} = \frac{3F_j \cdot l}{2bh_{sp}^2}$$

Ved å kreve likevekt i tverrsnittet og dimensjonerende restsrtrekkfasthet antas konstant over strekksonen som i figur 3.8 kan følgende uttrykk for dimensjonerende reststrekkfasthet finnes:

$$f_{ftk,res,j} = 0.37f_{Rk,j}$$

der

- $f_{ftk,res,j}$ er karakteristisk reststrekkfasthet ved aktuell CMOD
- $f_{Rk,j}$ er karakteristiske spenning i underkant bjelke for aktuell CMOD
- $0.1h_{sp}$ er trykksonehøyden.



Figur 3.8: Likevekt mellom påført spenning og kapasitet [Nedrelid, 2015]

For bruddgrensetilstanden er der vanlig å bruke CMOD lik 2.5mm, for bruksgrensetilstanden lik 0.5mm.

Fiberarmeringens virkemåte ved betong i trykk

Löfgren [2005] sier at vanlig betong under trykk danner riss langs allerede eksisterende ujevnheter/feil i betongen som gjør at betongen ved trykkelastning over ca 30% av kapasiteten ikke lenger oppfører seg elastisk, men tøyningen per spenningsøkning stiger. På samme måte som en trykktest av en jordprøve der midten av prøven til bule seg ut som en tønne (krever veldig homogen jordprøve av leire) vil også betongen danne strekkrisser. Fiberarmeringens evne til å holde sammen disse rissene vil gir betongen en mere duktil oppførsel ved brudd. Den vil ikke gi økning av maks trykkspenningskapasitet.

Fiberarmeringens egenskaper for skjær

Fiberarmering i moderate mengder har ikke noen styrkende effekt for betongens motstand mot dannelse av skjærriss. Derimot når det først er dannet riss vil fibrenes uttrekningsprosess starte og betongens gjenværende skjærstyrke økes betraktelig. Löfgren [2005] viser til forsøk som viser opp mot 60% økning for normal betong og 100% økning for høyfast betong ved fibermengde på 40 kg/m^3 (ca 0.5 volumprosent).

3.6.2 Regelverk og standardisering

Fiberarmering har til nå ikke blitt brukt i stor grad i praksis. Dette er grunnet mangelen på internasjonale byggekoder. I Norge f.eks. må det søkes om spesiell teknisk godkjenning hos SINTEF for å få tillatelse til å bruke en løsning som benytter fiberarmering.

Eurocode 2 NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, CEN [2004] som omhandler dimensjonering av betongkonstruksjoner omhandler ikke fiberarmering, men det foregår et stort arbeid for å få utarbeidet standardiserte dimensjoneringsprosedyrer og klassifiseringer for at fiberarmering skal inn i neste versjon av Eurocode. I spissen for dette arbeidet er "International Federation for Structural Concrete"(fib). I 2013 utga de "Model Code 2010" som blant annet har forslag til hvordan man dimensjonerer med fiberarmering. Tyskland har også utviklet en nasjonal kode som er tatt i bruk, men også land som Sverige, Danmark, Norge osv. bidrar i arbeidet for standardiseringen. I Norge er SINTEF og Norsk Betongforening ledende i forskningen. I 2011 ga SINTER byggforsk med forskningsprosjektet COIN ut, *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*.

4. Spennarmert betong

4.1 Generelt

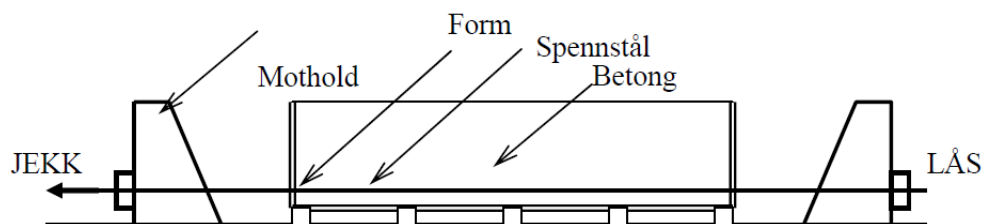
Spennbetong er kan defineres som betong som er påsatt trykkspenninger fra armering som er påført forhåndstøyning. Den spente armeringen (kablene) plasseres i betongtverrsnittet slik at de motvirker uheldige lastvirkninger for betongen. Spennarmeringens virkninger kan være:

- Motvirke lastvirkningene (Spesielt å redusere strekkspenninger ved å trykke sammen betongen),
- Redusere nedbøyninger,
- Redusere rissdannelse,
- øke motstanden for gjennomlokking, og
- Redusere behovet for vanlig slakkaremering

Det opereres med to hovedmetoder for å spennarmere betong, føroppspenning og etteroppspenning.

Føroppspenning

Føroppspenning er en praktisk metode ved produksjon av betongelementer. I fabrikkene er det bygd permanente spennbenker som kablene spennes opp i for så at betongen støpes rundt. Se figur 4.1.



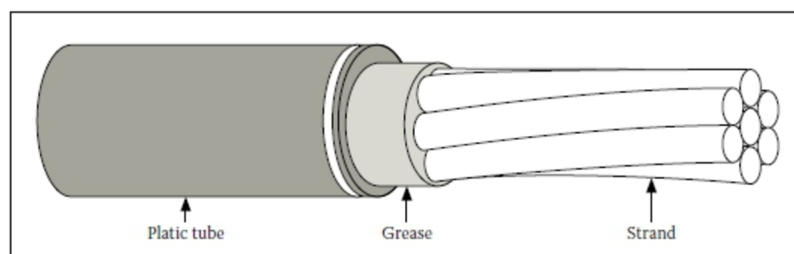
Figur 4.1: Spennbenk for oppspenning av føroppspente elementer[Sørensen, 2013]

Når betongen er tilstrekkelig herdet kappes kablene slik at spenningen i kabelen trykker sammen betongen. Det er litt mer utfordring å lage spesielle kabelprofiler ved føropp-spenning fordi betongen ikke er motstand ved oppspenning av kabelen. Dette er dog ikke så farlig siden bærende betongelementer i hovedsak virker som fritt opplagt og har ikke behov for mye variasjon i kabelprofilen.

Etteroppspenning

For etteroppspenning legges rørene klar i forskalingen før betongen støpes. Dette gir mulighet til å legge den ønskede kabelformen som gir de beste virkningene for konstruksjonen. Kun begrenset av rørene og kabelens bøyelighet. Kablene kan tres gjennom rørene etter at betongen er støpt rundt, men er gjerne lagt inn før slik at passiv forankring (Se figur 4.4) blir støpt inn i betongen. Etter at betongen er herdet spennes kablene med betongen som mothold.

Rørene som kablene ligger i kan være korrugerte blikkrør som injiseres med sementbasert mørtel etter at kablene er spent, eller de kan være plastrør som er fylt med fettmasse (Se figur 4.2). Hhv. ijisert og uinjisert. Fordelen med uinjiserte løsninger er at det er enklere, prosessen med å fylle rørene med mørtel kan være tidkrevende. Fettmassen reduserer også friksjonen mellom røret og kabelen betraktelig, slik at det blir mindre tap av spennkraft ved oppspenning. En annen fordel er at metoden gir mulighet til å bytte ut eventuelle skadede kabler. Fordelen med mørtel er at det skapes sikrere korrosjonsbeskyttelse, full binding mellom spennkabel og betong gjør også at kabelen bidrar til rissfordeling.



Figur 4.2: Spennetau i plastrør omgitt av fettmasse [Dundu and Ward, 2003]

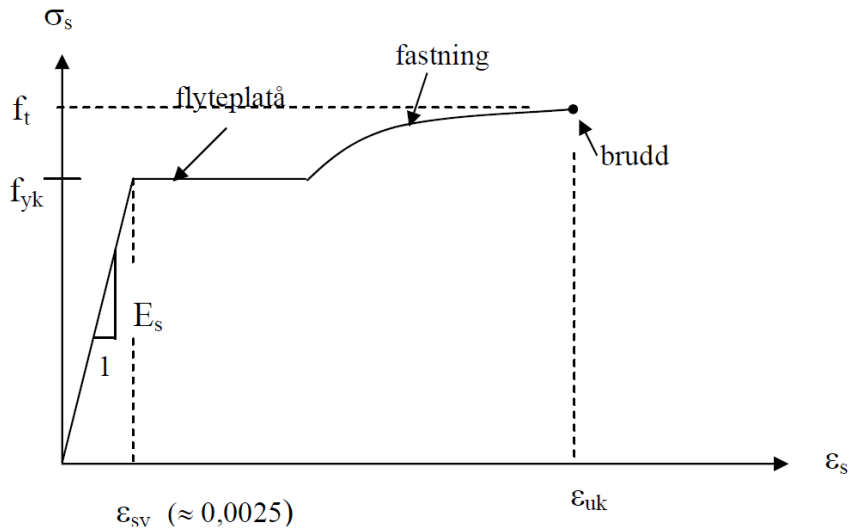
4.2 Materialer og komponenter

4.2.1 Betong

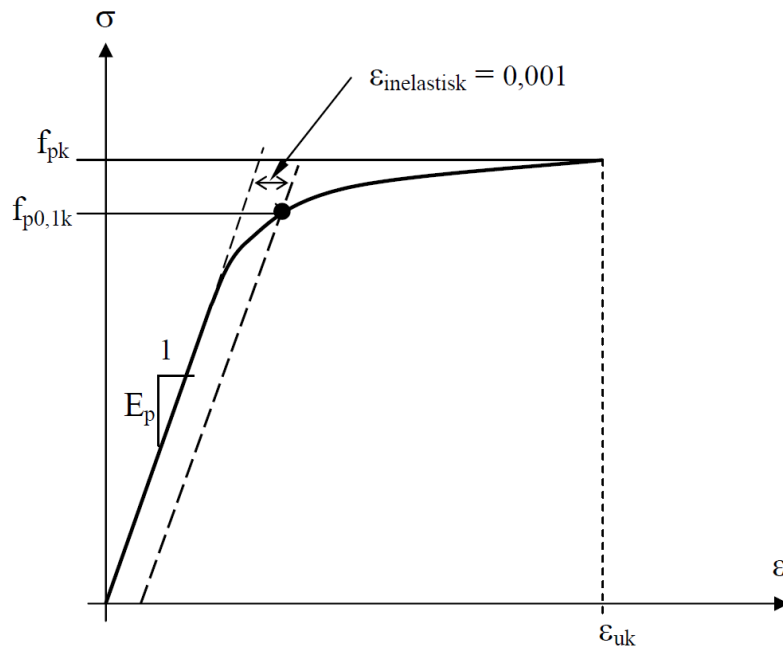
Generelt benyttes betong med høyere fasthet for spennarmert betong. Vanlige fastheter er B35-B55 [Sørensen, 2013]. Dette gjøres spesielt for å ta hensyn til spennbetongens økte trykkspenning i forhold til vanlig betong, men også for å kunne redusere egenvekten for å ta hensyn til slike konstruksjoners vane med å ha lange spenn. Det bestrebes også å oppnå betongegenskaper som vanntetthet for å beskytte stålet mot korrosjon, og å velge sammensetning som gir lav forekomst av kryp og svinn.

4.2.2 Spennstål

Spennstål blir utsatt for store strekkspenninger. Dette medfører at det er større krav til fasthet for spennstål. Vanlige karakteristiske verdier for flytespenning og strekkfasthet er hhv. 1670 MPa og 1860 MPa. Spennstål er ikke varmvalset som vanlig armeringsstål men kaldtrukket. Dette medfører at spennstålet ikke får en like utpreget flytespenning. Se figur 4.3.



(a) Spenning-tøyningskurve for armeringsstål



(b) Spenning-tøyningskurve for spennstål

Figur 4.3: Sammenligning av oppførsel til spennstål og vanlig armeringsstål [Sørensen, 2013]

4.2.3 Kabler

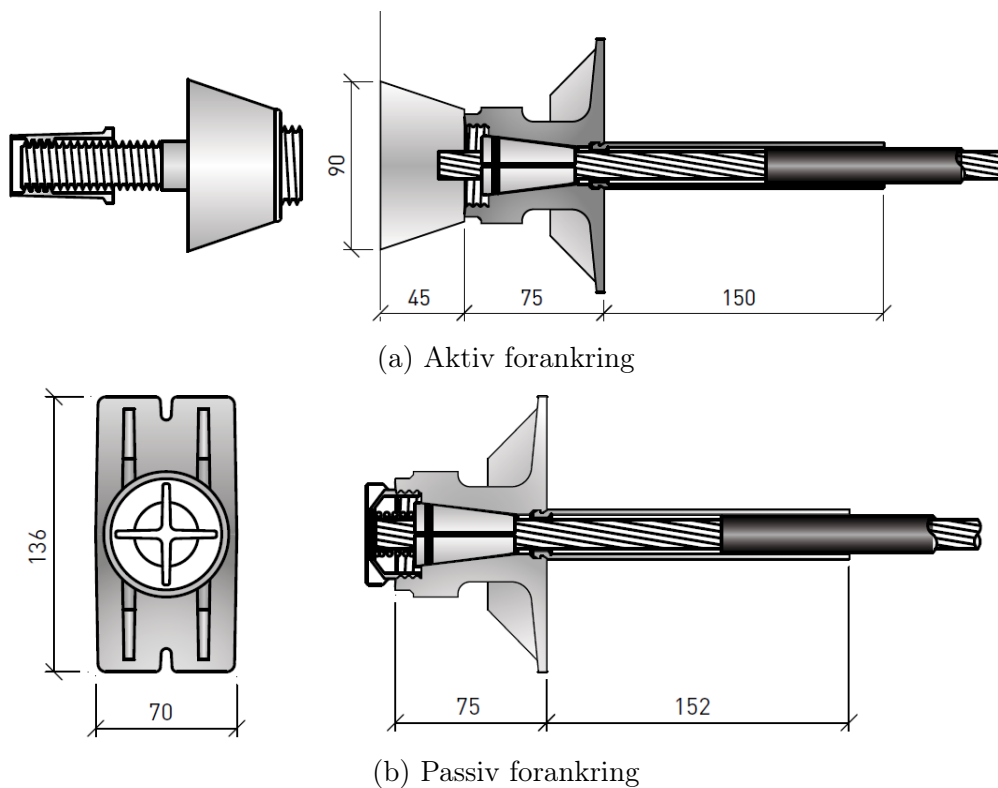
Tau er benevnelsen på én enkel spennkabel. Et tau er spunnet sammen av syv tråder med høy strekkfasthet, se figur 4.2. Flere tau kan vider tvinnes sammen for å få større kabler. “BBR VT CONA Single spennsausystem” er et system som brukes for etteroppspente dekker. Systemet består av single spenntau i hvert plastrør [Spenneteknikk AS, 2011a].

4.2.4 Forankring

For etteroppspente dekker er det ikke heft mellom spennkabelen og betongen ved det tidspunkt at kreftene overføres. Derfor kreves forankringer i begge endene av spennkabelen for å holde den på plass.

BBR VT CONA Single spennsausystem [Spenneteknikk AS, 2011a]

Typisk forankring av etteroppspente kabler består av en aktiv og en passiv forankring. Der den aktive er på den siden kabelen stremmes opp. Alternativt kan begge sidene ha aktiv forankring. For BBR VT CONA Single brukes den samme forankringsmekanismen på begge sidene. Forskjellen er at den aktive siden er tilrettelagt for at kabelen skal stremmes, mens den passive har en endeplate som sørger for at låsekilene er dytten inn og holdt på plass [Spenneteknikk AS, 2011a]. Se figur 4.4.

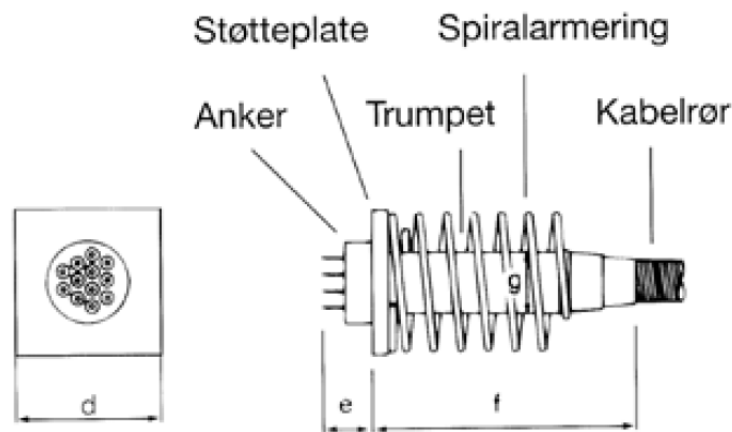


Figur 4.4: Forankringer for et system av single tau [Spenneteknikk AS, 2011a]

For sammenlikning kan man studere en forankring for en kabel med flere tau. I figur 4.5

kan man se en fornkring for en kabel med 12 tau. Det er noen flere komponenter i slik forankreing siden den ska forankre mer kraft.

- Trumpet (En overgansdel som beskytter armeringen der tauene skilles og spres ut mot ankerplata.)
- Spiralarmering (Stålspiral rundt trumpeten for å styrke betongen for store lokale trykkrefter som kan oppstå.)

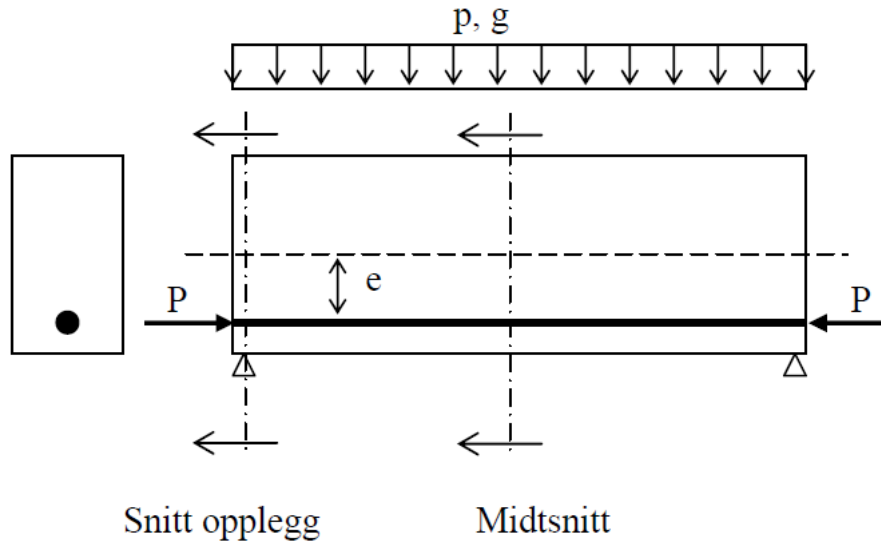


Figur 4.5: Aktiv armering for spennkable med flere tau [Spenneteknikk AS, 2011b]

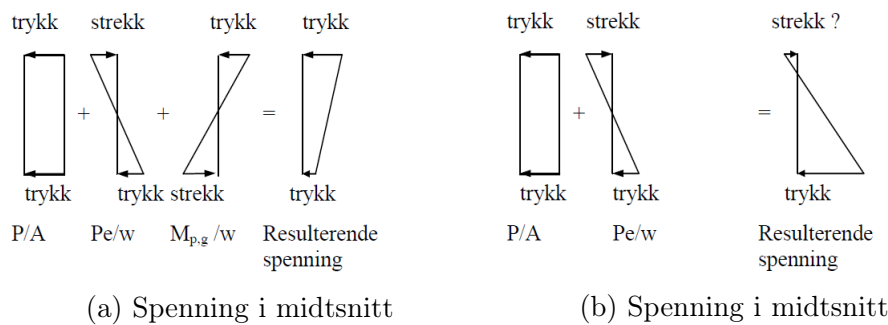
For uinjerte dekker der mange spennkabler kommer etter hverandre er det vanlig å ha langsgående slakkarmeingjern med bøyer ved kanten for å spre kreftene fra spennarmeringen.

4.3 Virkemåte

Som nevnt tidligere legges spennarmeringen slik at den gir gunstige lastvirkninger på betongen. I figur 4.6 vises spennarmeringens prinsipielle virkemåte. En fritt opplagt bjelke belastet med egen- og nyttelast har spennarmering i nedre del med en eksentrisitet “e” i forhold til betongtverrsnittets nøytralakse. Eksentrisiteten gjør at bjelken får motsatt rettet moment enn momentet fra lastene. Dette medfører spenningsfordelingen over tverrsnittet som i figur 4.7



Figur 4.6: Prinsipptegning for spennarmering med eksentrisitet [Sørensen, 2013]



Figur 4.7: Spenningsfordeling pga eksentrisert spennarmering [Sørensen, 2013]

Ekvivalente krefter

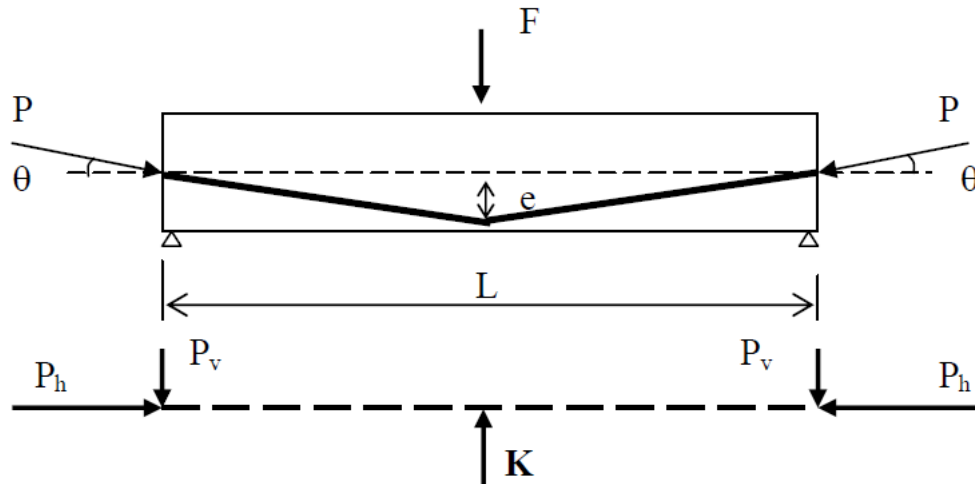
En annen måte spennarmering kan overføre krefter til betongen på er ved at den legges med varierende eksentrisitet. Vertikale krefter oppstår da ved at kablene prøver og rette seg ut, men er hindret av betongen. De vertikale kreftene, som i litteraturen omtales som ekvivalente krefter, er gitt som

$$K = \sin(\Theta) \cdot P$$

eller

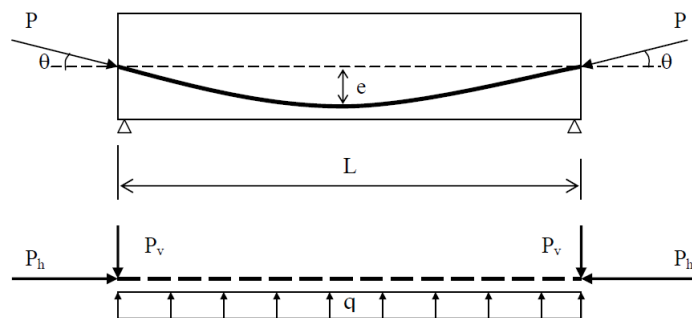
$$K = \Theta \cdot P$$

ettersom vinklene vanligvis er små. Θ er spennkabelens vinkel i forhold til bjelkens lengdeakse. Se figur 4.8.



Figur 4.8: Ekvivalente krefter pga. knekk i spennarmering [Sørensen, 2013]

Spennarmeringen kan også legges med gradvis varierende eksentrisitetsprofil. En vanlig måte å gjøre dette på er å legge kabelen i parabelform. Se figur 4.9. Parabel er teoretisk en veldig gunstig form å legge spennarmeringen på. En parabel har konstant krumning som gjør at de ekvivalente kreftene fordeler seg jevnt langs bjelkens lengde (q på figur 4.9). Siden man ofte antar at de andre ytre laster som jevnt fordel vil krafta fra spennarmeringen redusere lastvirkningen på bjelken.



Figur 4.9: Ekvivalente krefter fra parabelformet spennarmeringsprofil [Sørensen, 2013]

4.3.1 Statisk ubestemte konstruksjoner

Statisk ubestemte konstruksjoner kompliserer virkningen av spennarmeringen. Der eksentrisitetsmomentet for statisk bestemte konstruksjoner er $M_p = P \cdot e$ over hele kabel-lengden. Sørensen [2013] forklarer det enkelt slik: Hvis man ser for seg en symmetrisk tofeltsbjelke med spennarmering i underkant og man fjerner midtopplegget slik at bjelken blir statisk bestemt vil bjelkes bøye seg oppover. Hvis man deretter ser for seg en nedoverrettet kraft som presser bjelken ned dit den skulle vært vil bjelken få et momentdiagram fra denne kraften. Dette momentbidraget kalles sekundærmoment eller tvangsmoment i litteraturen. Det må poengteres at tvangsmomentet kan være like stort eller større enn eksentrisitetsmomentet.

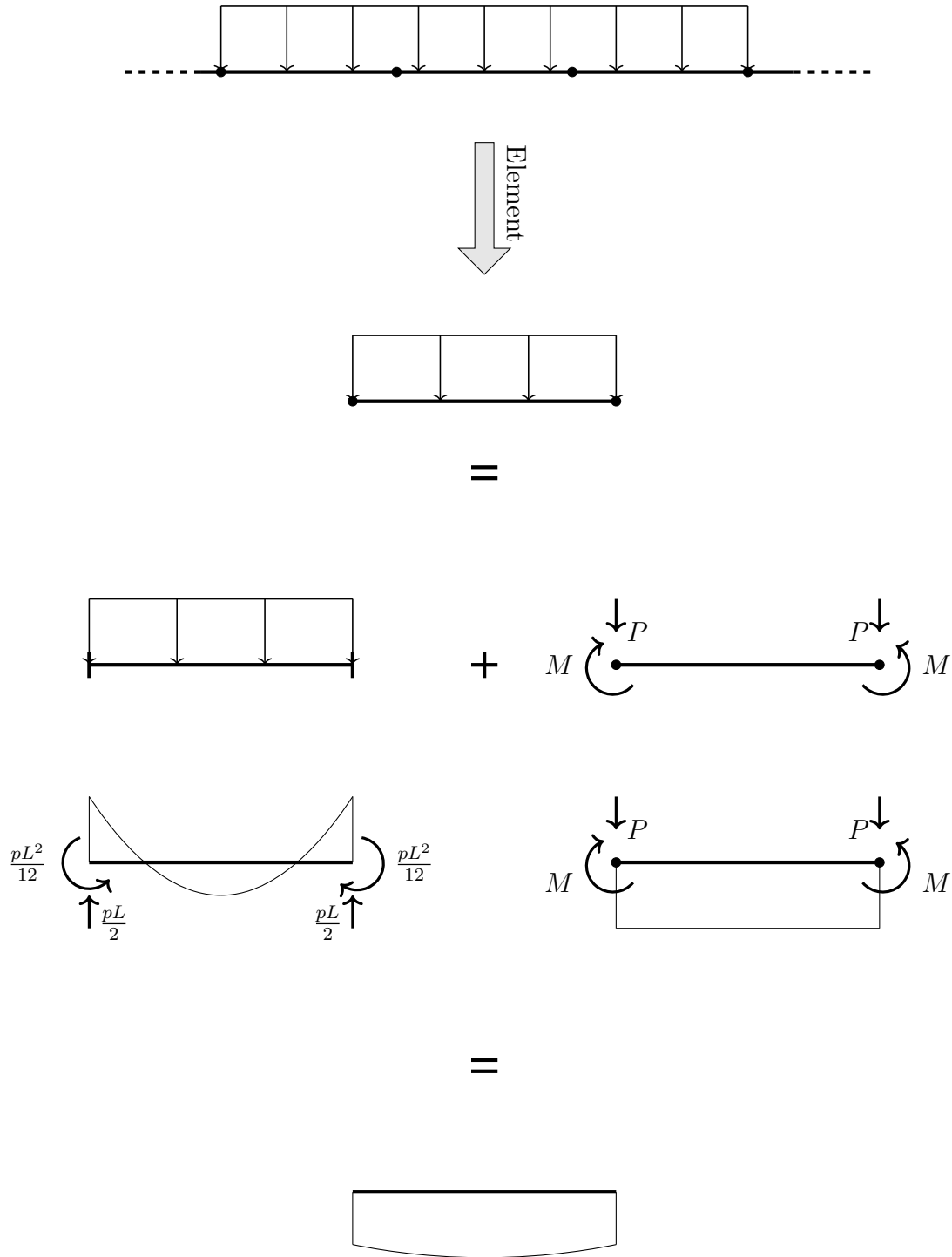
5. Elementmetoden

5.1 Innledning

Elementmetoden er en tilnærmet numerisk løsningsmetode for partielle differensialligninger. Metoden går ut på å diskretisere modellen i elementer som er koblet sammen i noder. For hele modellen med elementer kreves det likevekt mellom indre og ytre arbeid. Det indre og ytre arbeidet forsettes likt, men forskyvningene vil avhenge av stivheten til systemet som avhenger av stivheten til elementene. Stivheten til elementene beregnes på grunnlag av formfunksjoner for elementene. Formfunksjonene avhenger av interpolasjonsfunksjonene som defineres for hver node i elementet, og beskriver hvordan et punkt i elementet forflyttes dersom noden forflyttes fra nullposisjon. Forflytningen til et vilkårlig punkt i elementet vil avhenge av forskyvningstilstanden til alle noder i elementet, unntatt hvis punktet er i en node. Formfunksjonene for et element er tilnærmede, med unntak, f.eks for kubisk formulerte endimensjonale stavelementer. Når forskyvningen i et punkt i elementet er kjent, er det mulig å finne tøyningstilstanden og spenningstilstanden i elementet ved bruk av materialloven. Arbeidene avhenger av hvordan tøyningene beskrives gjennom elementene, som avhenger av formfunksjonene og E-modulen til elementet. Da formfunksjonene normalt er tilnærmede, vil den numeriske løsningen for spenninger, tøyninger og forskyvninger være tilnærmet.

Ut fra prinsippet om virtuelt indre og ytre arbeid kan det etableres en stivhetsrelasjon for modellen gjennom nodene. Stivhetsrelasjonen settes opp i matriser, og man ender opp med et ligningssett med n ligninger og n ukjente som løses for å finne forskyvningen i nodene. Når man vet forskyvningen i nodene kan man finne forskyvningen, og dermed spenningstilstanden, innad i elementene.

For de fleste modeller vil det være jevnt fordelte laster på konstruksjoner. Det kan for eksempel være egenlast, eller jevnt fordelt overflatelast. I elementmetoden kan laster kun påføres i nodene, fordi forskyvningen i modellen kun beskrives ut fra forskyvningen i nodene. Jevnt fordelte laster må dermed overføres til nodene, ved *last lumping*. Summen av krefter som påføres modellen vil ved denne metoden være lik den jevnt fordelte lasten, men elementene i elementmetoden har i motsetning til matrisestatikken ikke en partikulærløsning. Last lumping medfører dermed en tilnærmelse.

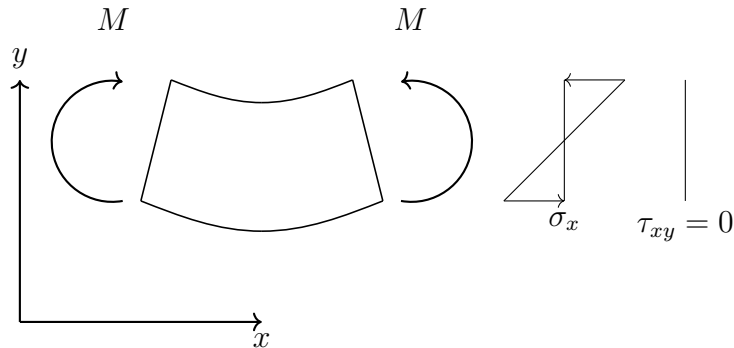


Figur 5.1: Matrisestatikken med partikulær- og komplementærløsning

Alle elementer som brukes i kommersielle programmer for bruk i ingeniørraket må passere en konvergenstest som sørger for at løsningen konvergerer mot korrekt løsning når antallet elementer i modellen går mot uendelig. Hvor raskt dette skjer, avhenger av hvor nært elementene beskriver den analytiske oppførselen til modellen. I det følgende skal det sammenlignes numeriske og analytiske løsninger for ulike tilfeller.

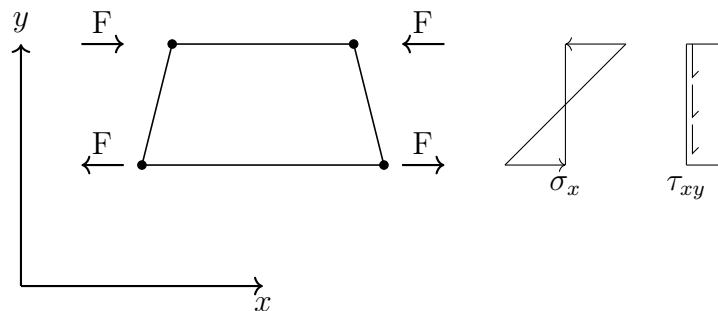
I tilfellet for ren bøyning i en modell, vil man ha lineært varierende normalspenning og

ingen skjærspenning over et snitt.



Figur 5.2: Analytisk spenningsfordeling ved ren bøyning

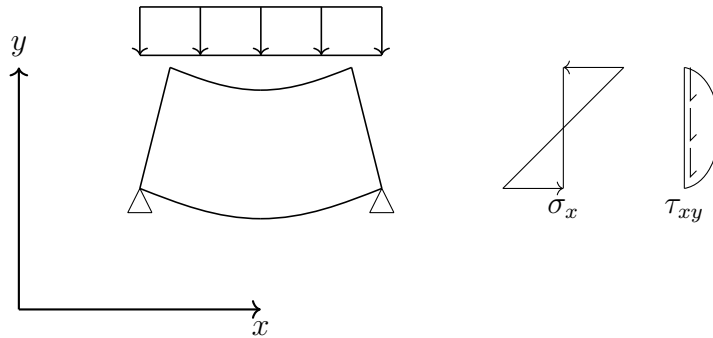
Benyttes for dette tilfellet et bilineært element, dvs. interpolasjonsfunksjonene i x-og y-retning er av lineær orden, vil elementet produsere lineært variende normalspenninger og konstant skjærtøyning over snittet. Skjærspenningene som produseres er ikke reelle, og vil ta opp energi som skulle vært brukt til å produsere normalspenninger. Dette kalles *skjærlåsing* eller shear locking på engelsk. Dette elementet vil dermed produsere for lave bøyespenninger og vil ikke produsere nedbøyning i y-retning. Nedenfor vises hvordan momentene lumpes til krefter i nodene



Figur 5.3: Spenningsfordeling med bilineære interpolasjonsfunksjoner

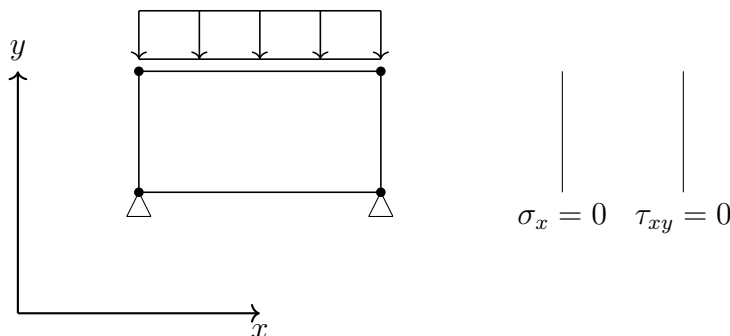
Dersom flere bilineære elementer benyttes over høyden, vil løsningen nærme seg den analytiske løsningen.

For tilfellet med jevnt fordelt last, vil normalspenningene variere lineært og skjærspenningene kvadratisk over tverrsnittet.



Figur 5.4: Analytisk spenningsfordeling over snitt med jevnt fordelt last

Da spenningsene i et punkt i et element er et derivat av forskyvningene, må elementet nedenfor byttes til et med interpolasjonsfunksjoner av kubisk orden i x-og y-retning for å kunne beskrive de kvadratiske varierende skjærspenningene. Det bilineære elementet nedfor kan derimot produsere de lineært varierende normalspenningene. Allikevel vil ikke ett enkelt bilineært element i dette tilfellet produsere bøyespenninger, fordi de lumpede lastene i nodene går rett ned i oppleggene. For å produsere bøye- og skjærspenninger i dette tilfellet må det enten brukes flere elementer i bredden eller brukes elementer av høyere orden, f.eks et bikvadratisk element.

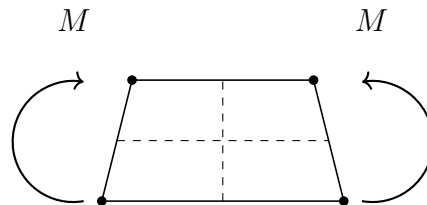


Figur 5.5: Spenningsfordeling over snitt med jevnt fordelt last med et bilineært element

En annen feilkilde for løsningen av elementmetoden er *timeglass-former*, som kan oppstå når spenningsene i elementet hentes ut i punkter definert ved redusert Gauss-integrasjon. Elementer integrert med redusert integrasjon kan velges i de fleste elementmetodeprogrammer, og krever færre regneoperasjoner enn elementer integrert med full Gauss-integrasjon. Elementene blir dermed billigere i bruk. Spenningsene kan for ikke deformerte 1D og 2D elementer integreres analytisk, men når elementene er av irregulær form som de ofte er i modeller med irregulær geometri, må nodenes koordinater til et element overføres, *kartlegges*, til et element med regulær form. Nå innføres det en Jakobi-determinant i telleren og nevneren for uttrykket for tøyningene for elementet. Jakobi-determinanten sørger for at tøyningene i elementet med regulær form beskriver tøyningene i det elementet med ikkeregulær geometri, og er dermed en skaleringsfunksjon for forskyvningene. Jakobi-determinanten skifter som regel fortegn i elementet, slik at man ender opp med en rasjonell funksjon som ikke er definert i visse punkter. Selv om det finnes metoder i matematikken for å integrere rasjonelle funksjoner, integreres rasjonelle funksjonen for

tøyningene i elementmetoden med Gauss-integrasjon.

Timeglassformer er deformasjonsformer av elementet som gir tøyninger som ved redusert Gauss-integrasjon gir null tøyningsenergi i elementet. For et bilineært element integrert med redusert Gauss-integrasjon, vil punktet for henting av tøyninger være i senter av elementet. Dersom dette elementet er i en ren bøyningstilstand, vil hverken den horisontale eller den vertikale linjen midt i elementet ha endret lengde. Dermed er tøyningen i senter av elementet lik null, og redusert Gauss-integrasjon vil ikke fange opp tøyningstilstanden.



Figur 5.6: Timeglass-form for et bilineært element

Timeglassformer kan forekomme over flere elementer, og dette kalles en mekanisme. I tilfellet for Abaqus kan det aktiveres rutiner som sjekker om tøyningsenergien for timeglassformer overstiger en viss prosent av den totale tøyningsenergien.

Redusert integrasjon kan imidlertid medføre en fordel utover redusert beregningstid, om det implementeres selektiv redusert integrasjon. Et trapes i ren bøyning vil være uten skjærtøyninger. Ved redusert integrasjon for et bilineært element hentes forskyvningene ut i Gauss-punktet i senter av elementet. For et C3D8-element vil det heller ikke her være skjærtøyninger 5.6. Dersom elementstivhetsrelasjonen deles opp en del for normal-spenninger og en del for skjærtøyninger, og redusert integrasjon kun utføres på delen for skjærtøyninger, vil skjærlåsing pga. bøyning unngås.

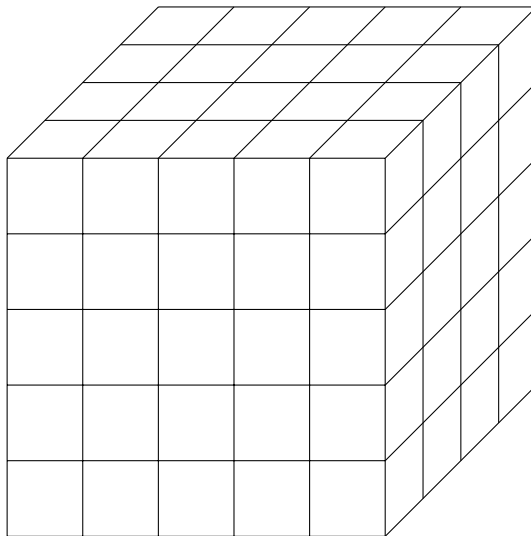
Tidsbruk ved beregning av elementmodellen er et ankerpunkt for valg av elementtype og antall elementer. Tidsbruket avhenger av type og antall elementer som brukes i modellen. En økning av antall elementer, eller bruk av elementer med interpolasjonsfunksjoner av høyere orden, vil øke antall noder i modellen og antall relasjoner. Tidsbruket ved løsning av modellen avhenger fra modellens side av antall relasjoner (noder) og type elementer. Videre avhenger tidsbruket av datamaskinens spesifikasjoner. Minnestørrelse, diskstørrelse, prosessorens beregningshastighet og I/O-hastighet mellom komponentene er faktorer som avgjør tidsbruket.

For tilfellet der minne- og diskstørrelse ikke setter begrensning, er typisk at en dobling av antall relasjoner vil doble beregningstiden hvis samme elementtyper benyttes. En reduksjon av karakteristisk elementstørrelse gi en økning av antall relasjoner. Generelt for n dimensjoner vil den relative reduserte elementstørrelsen vil gi følgende sammenheng med økning av relasjoner:

$$\frac{h}{h_{red}^{n_{dim}}} = \frac{n_{el,h,red}}{n_{el}}$$

For tilfellet med i tre dimensjoner med en kube med uniform elementstørrelse, vil en halvering av karakteristisk elementstørrelse øke tidsbruket med en faktor på minst åtte. For å lage modeller som lar seg beregne i en rimelig tid, må det vurderes hvor nøyaktig

løsningen trenger å være, og om elementinndelingen kan gjøres finere lokalt heller enn globalt.



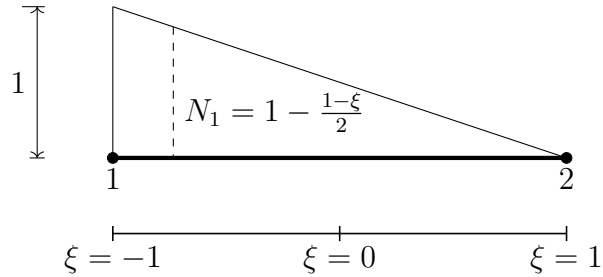
Figur 5.7: Kube inndelt i elementer

En sentral del av elementmetoden er interpolasjonsfunksjonene som brukes for å beskrive forskyvningen mellom nodene innad elementet. Interpolasjonsfunksjonene defineres for hver node, og summen av funksjonene skal alltid være lik 1 i et punkt i elementet. I praksis betyr dette at forskyvningen i et punkt er entydig bestemt av forskyvningen til alle nodene i elementet. Interpolasjonsfunksjonene må også være slik at forskyvningen i en node er entydig bestemt av forskyvningen til noden. Lagrange førsteordens polynomer tilfredsstillere disse kravene.

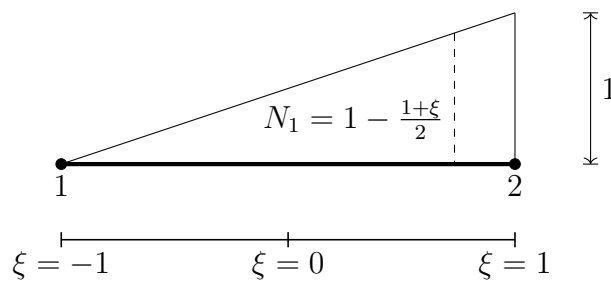
$$N_i(x) = \ell_i^n(x) = \prod_{j=1, j \neq i}^{n+1} \frac{x - x_j}{x_i - x_j} = \frac{(x - x_1)(x - x_2) \dots (x - x_{i-1})(x - x_{i+1}) \dots (x - x_{n+1})}{(x_i - x_1)(x_i - x_2) \dots (x_i - x_{i-1})(x_i - x_{i+1}) \dots (x_i - x_{n+1})}$$

Der i er noden for formfunksjonen beregnes, og j en annen node langs samme akse. Skal formfunksjonene bestemmes for et flerdimensjonalt element, multipliseres formfunksjonene for hver enkelt akseretning. Av ligningen over sees det at formfunksjonens orden bestemmes av antall noder langs aksene. Et 1D element med 2 noder vil gi lineære interpolasjonsfunksjoner for begge nodene. Et 1D element med 3 noder vil gi kvadratiske interpolasjonsfunksjoner for de tre nodene. Tilsvarende for 2D vil et element med 4 noder gi et bilineære interpolasjonsfunksjoner i alle nodene. Som nevnt over vil elementer av høyere orden kunne beskrive den reelle oppførselen til modellen bedre, men antallet noder og dermed relasjoner i modellen øker, som igjen øker tidsbruket ved beregning.

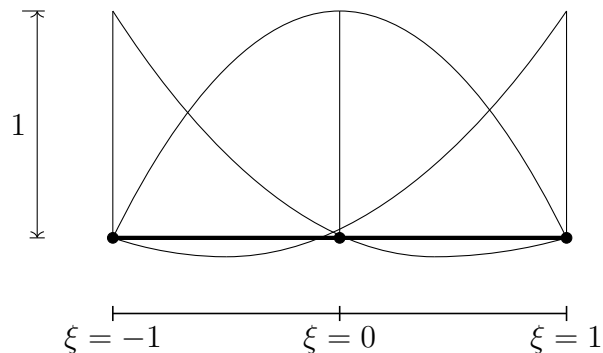
Det er vanlig å formulere interpolasjonsfunksjonene med dimensjonsløse koordinater med nullpunktet midt i elementet. Nedenfor vises lineære og kvadratiske interpolasjonsfunksjoner for 1D stavelement. For elementer med flere dimensjoner vil formfunksjonene være en utvidelse av disse, med unntak av *Serendipity*-elementer, som f.eks. C3D20-elementer som vil bli beskrevet.



Figur 5.8: Interpolasjonsfunksjoner for node 1 for et 1D, 2-noders stavelement



Figur 5.9: Interpolasjonsfunksjon for node 2 for et 1D, 2-noders stavelement



Figur 5.10: Interpolasjonsfunksjoner for et 1D, 3-noders stavelement

5.2 Elementer for modellering av dekker med søyler

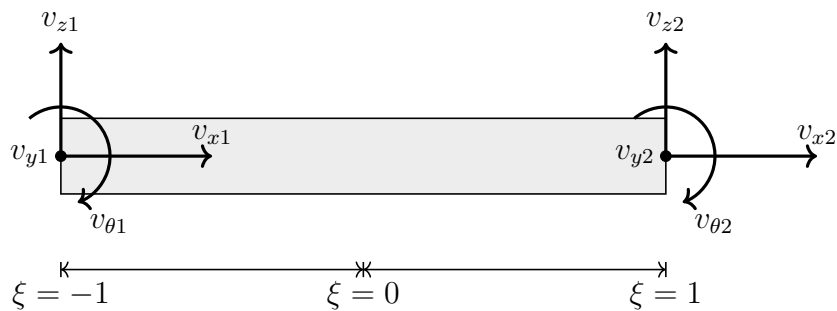
Abaqus tilbyr et mangfold av elementer, men ikke alle er aktuelle for modellering av et etteroppspent flatdekke. Elementene må kunne modelleres i tre dimensjoner, og to-og endimensjonale elementer bortgår. I det følgende vil det diskuteres rundt elementer som er aktuelle for modellering av flatdekket og søylene.

5.2.1 Bjelkeelementer

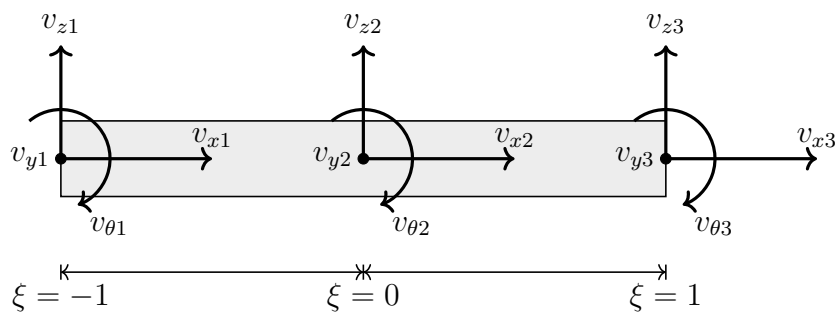
I bjelketeorien finnes to ulike formuleringer for differensialligningen for bjelker, Euler-Bernoulli og Timoshenko bjelketeori. Euler-Bernoulli bjelketeori antar små forskyvninger, Naviers hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane etter deformasjon, og at et

plan normalt på bjelkeaksen forblir normalt på bjelkeaksen etter deformasjon. I Timoshenko bjelketeori antas det at plane tverrsnittsnitt forblir plane, men ikke nødvendigvis normalt på bjelkeaksen. For lave bjelker vil bruk av Naviers hypotese i Timoshenko-formuleringen medføre skjærlåsing, fordi plane tverrsnitt normalt på bjelkeaksen ikke lenger er plane etter deformasjon. Euler-Bernoulli bjelketeori fungerer bra for bjelker med et lavt høyde/lengdeforhold, mens Timoshenko bjelketeori er nødvendig for høye bjelker der skjærdeformasjonen er vesentlig i forhold til bøyedformasjonen. Abaqus bytter automatisk formulering for bjelkene etter hva som gir mest nøyaktighet [Abaqus 6.14 Documentation, 2014].

Bjelkeelementer kan kun påføres laster i nodene, og tillater ikke f.eks en jevnt fordelt last mellom nodene. Et 3D bjelkeelement har 4 frihetsgrader i hver node, og sammen kan nodene beskrive stivlegemebevegelsene translasjon, rotasjon og deformasjon i form av aksialdeformasjon og bøyedformasjon. I Abaqus kan det velges mellom 2 og 3 noders bjelkeelementer som innebærer lineær og kvadratisk formulering. Ved valg av tverrsnittsform for bjelken vil Abaqus bruke en skjærfaktor tilhørende tverrsnittsformen, som hensyntar at skjærspenningene ikke er konstante over tverrsnittet. For sirkulære tverrsnitt er skjærfaktoren $k = 0,89$. I likhet med andre elementer vil en kvadratisk formulering innebære større nøyaktighet enn en lineær formulering. Bjelkeelementer er relativt billige i bruk.



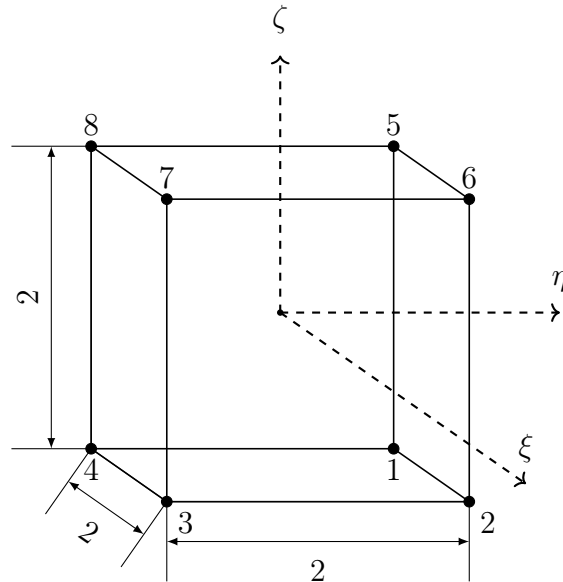
Figur 5.11: 2-noders bjelkeelement med 8 frihetsgrader



Figur 5.12: 3-noders bjelkeelement med 12 frihetsgrader

5.2.2 3D-kontiuumelementer

8-noders trilineært element



Figur 5.13: 8-noders 3D kontiuum-element

Et 8-noders 3D kontinuum-element, i Abaqus kalt C3D8, (*Continuum 3D 8-node Element*) benytter en lineær formulering i alle retninger og i alle noder. De lineære formuleringene for hver akseretning multipliseres med hverandre for å lage de trilineære interpolasjonsfunksjonene for nodene.

I dimensjonsløse koordinater blir uttrykket for et Lagrange-polynom:

$$N_i(\xi) = \ell_i^n(\xi) = \prod_{j=1, j \neq i}^{n+1} \frac{\xi - \xi_j}{\xi_i - \xi_j} = \frac{(\xi - \xi_1)(\xi - \xi_2) \dots (\xi - \xi_{i-1})(\xi - \xi_{i+1}) \dots (\xi - \xi_{n+1})}{(\xi_i - \xi_1)(\xi_i - \xi_2) \dots (\xi_i - \xi_{i-1})(\xi_i - \xi_{i+1}) \dots (\xi_i - \xi_{n+1})}$$

I uttrykket over erstattes ξ med η i η -retning og med ζ i ζ -retning. For node i blir interpolasjonsfunksjonen for et C3D8-element:

$$N_1(\xi, \zeta, \eta) = \frac{1}{8}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta)$$

der ξ_i , η_i og ζ_i er koordinater til noden hvis interpolasjonsfunksjon skal finnes og ξ , η og ζ er koordinatet til et punkt i elementet. Dersom kun node i forflyttes, $(\xi, \eta, \zeta) = (1, 1, 1)$ vil et punkt midt i elementet forflyttes $(\xi, \eta, \zeta) = (\frac{1}{8}, \frac{1}{8}, \frac{1}{8})$ pga. denne forskyvningen.

I likhet med for et bilineært element kan også et C3D8-element integreres med redusert integrasjon. Også her kan det oppstå timeglassformer, og i Abaqus er det mulig å sjekke hvor mye energi som går til disse deformasjonsmønstrene.

Et 8-noders 3D-kontinuum-element kan ikke produsere kvadratisk varierende skjærspenning, og er utsatt for skjærlåsing. Det er relativt billig element i bruk. Dokumentasjonen til Abaqus anbefaler minst 4 elementer i høyden i planet for modeller med bøyning.

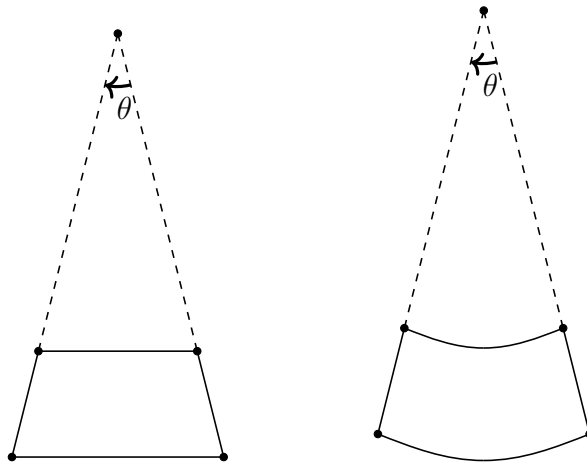
En utvidet formulering av det trilineære 8-noders elementet er laget for å introdusere de kvadratiske deformasjonsmønstrene som kjennetegnes ved en korrekt representert bøyningstilstand. Denne utvidede formuleringen av elementet gjør at elementet kan representere ren bøyning eksakt, uten skjærlåsing. Forskyvningen i elementet beskrives:

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i u_i + (1 - \xi^2)a_1 + (1 - \eta^2)a_2 + (1 - \zeta^2)a_3$$

$$v = \sum_{i=1}^4 N_i v_i + (1 - \xi^2)a_4 + (1 - \eta^2)a_5 + (1 - \zeta^2)a_6$$

$$w = \sum_{i=1}^4 N_i w_i + (1 - \xi^2)a_7 + (1 - \eta^2)a_8 + (1 - \zeta^2)a_9$$

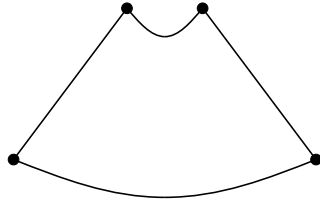
Der $a_1 \dots a_9$ er interne, nodeløse frihetsgrader som ikke er koblet til andre noder eller frihetsgrader. Denne elementformuleringen kalles ofte inkompatibel, fordi det kan oppstå gap eller overlapping mellom elementene i modellen ved bruk av formuleringen. I Abaqus kalles dette elementet C3D8I (*Continuum 3D 8-node Incompatible Mode Element*).



Figur 5.14: Rektangulært C3D8 og C3D8I ved ren bøyning

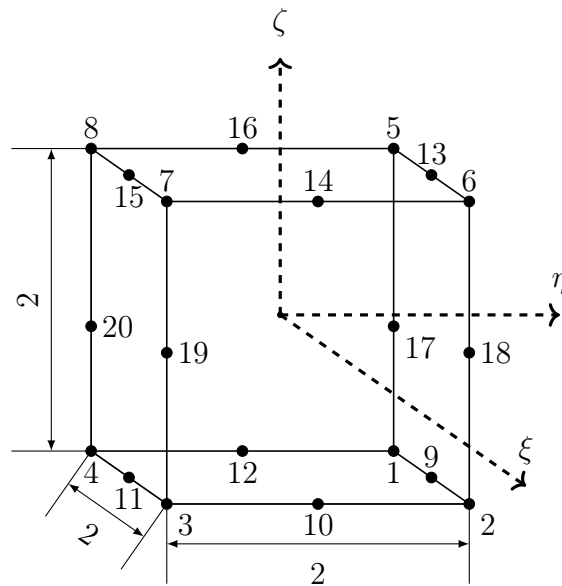
C3D8I-elementets egenskap til å produsere bøyespenninger nøyaktig avtar raskt dersom elementet ikke er rektangelformet. Et trapes i ren bøyning vil være i en deformasjonstilstand der de bøyde motliggende sidene har lik kurvaturradius. For et rektangelformet element vil et C3D8I-element produsere de kurvaturer med lik radius på de motliggende sidene, men dersom elementet er trapesformet vil elementet produsere kurvaturer med radius som er ulike. Forskyvningene over elementet vil dermed være ukorrekte, og elementet kan ikke lenger representere ren bøyning eksakt [Mathisen, 2016a]. Dette er en feilkilde som må tas i betraktning ved valg av element. C3D8I-elementer er dyrere i bruk

enn C3D8-elementer med redusert integrasjon. C3D8I-elementer kan ikke integreres med redusert integrasjon.



Figur 5.15: Trapeformet C3D8I ved ren bøyning

20-noders serendipitet-element



Figur 5.16: 20-noders 3D solid-element

Et 20-noders serendipitets-element benytter en kvadratisk formulering for interpolasjonsfunksjonene i alle nodene, men med en annen fremgangsmåte enn for et C3D8-element. *Serendipitet* i denne sammenhengen betyr at formfunksjonene er funnet ved en betraktning. Mens elementet langs rendene har 3 noder, har det ingen node i senter av flatene. Dermed kan ikke metoden ved multiplikasjon av interpolasjonsfunksjonene for hver akseretning benyttes. I stedet benyttes en metode med følgende resultat for en typisk hjørnenode og midtnode respektivt:

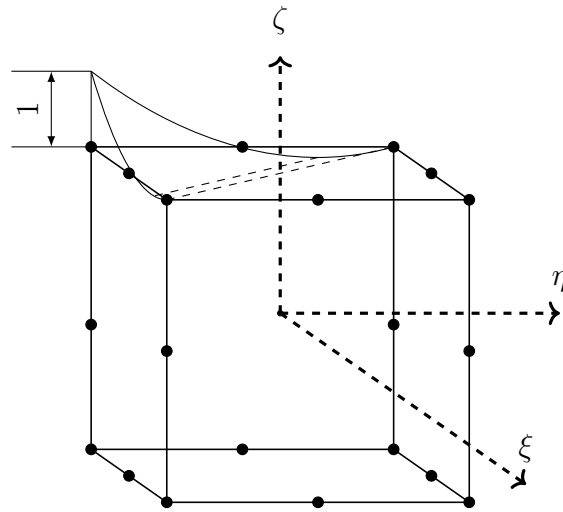
$$N_h(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{8}(1 + \xi_h \xi)(1 + \eta_h \eta)(1 + \zeta_h \zeta)(\xi_h \xi + \eta_h \eta + \zeta_h \zeta - 2)$$

og

$$N_a = \frac{1}{4}(1 + \xi^2)(1 + \eta_a + \eta)(1 + \zeta_a \zeta)$$

for $\xi_m = 0, \eta_m = \pm 1, \zeta_m = \pm 1$

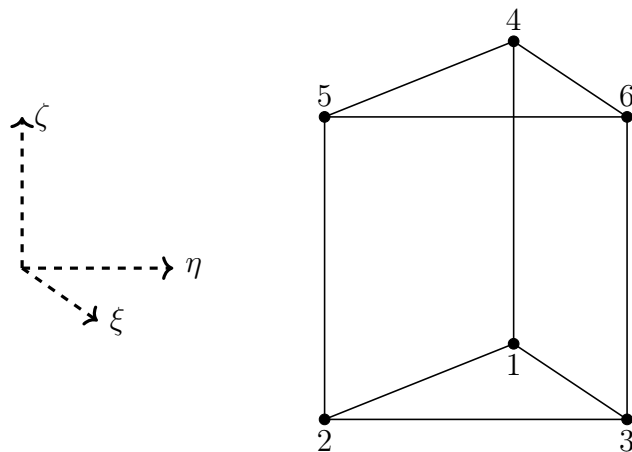
Om kun node 8 foreskrives en forskyvning $(\xi, \eta, \zeta) = (0, 0, 1)$ fra udeformert tilstand, blir elementet deformert på følgende måte:



Figur 5.17: Interpolasjonsfunksjon for node 8

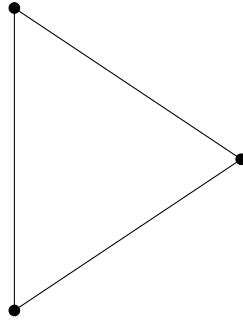
Dersom elementet er rektangulært i udeformert tilstand, kan det representere lineært varierende tøyninger, f.eks ren bøyning, eksakt. Dette i likhet med C3D8I. Denne egenskapen er tapt dersom sidekantene er kurvede eller hvis midtsidenodene ikke er i midten av sidekanten.

6-noders 3D kontinuum-element(Wedge-element, C3D6 i Abaqus)



Figur 5.18: 6-noders 3D kontinuum-element

Ulike 3D kontinuum-elementene nevnt over kan ikke et 6-noders 3D kontinuum-element produsere varierende tøyninger og dermed spenninger i $\xi\eta$ -planet. I likhet med et 3-noders 2D konstant-tøyning-element, inneholder interpolasjonsfunksjonene i $\xi\eta$ -planet kun lineære termer, ulikt f.eks C3D8I, som inneholder bilineære termer.



Figur 5.19: 3-noders 2D konstant-tøyning-element

Den generaliserte interpolasjonsfunksjonen for et 3-noders 2D konstant-tøyning-element er

$$\mathbf{N}_{q0} = [1 \quad x \quad y]$$

Tøyningene i elementet blir dermed

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial x} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial y} \\ \frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial y} & \frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \end{bmatrix} = \mathbf{B}_q \mathbf{q}$$

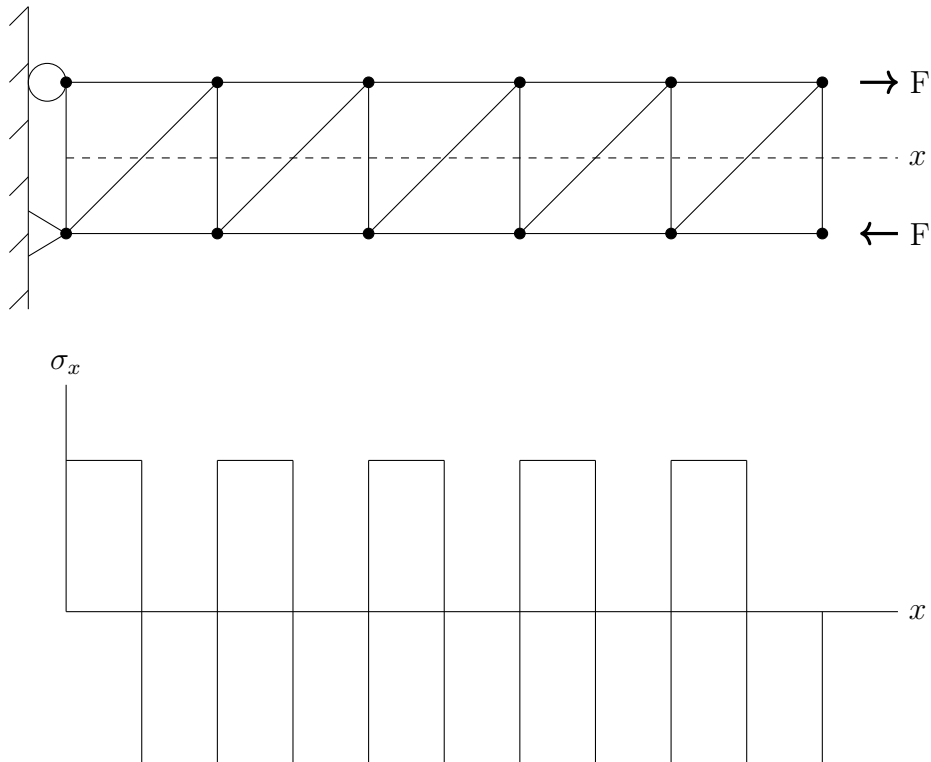
der

$$\frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial x} = [0 \quad 1 \quad 0]$$

og

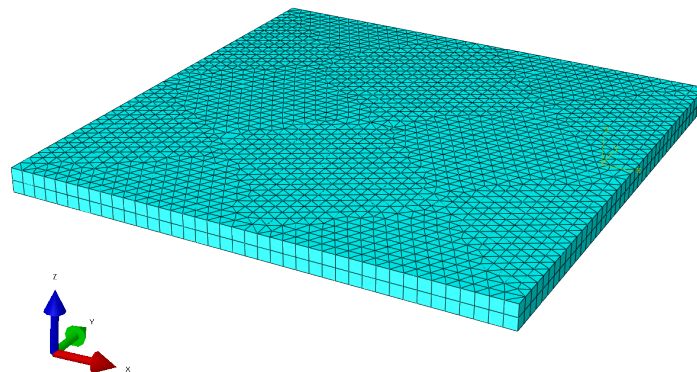
$$\frac{\partial \mathbf{N}_{q0}}{\partial y} = [0 \quad 0 \quad 1]$$

Av ligning over fremkommer det at skjærtøyningene og tøyningene i x-og y-retning er konstante i elementet. Elementet vil dermed alltid produsere falske skjærtøyninger, og det vil være dårlig på å produsere bøyespenninger som vist i figur 5.20. Bjelken produserer bøyespenninger σ_x som er omentrent $\frac{1}{4}$ av korrekt verdi [Mathisen, 2016b]. σ_x er heller ikke lik 0 som forventet fra bjelketeori.



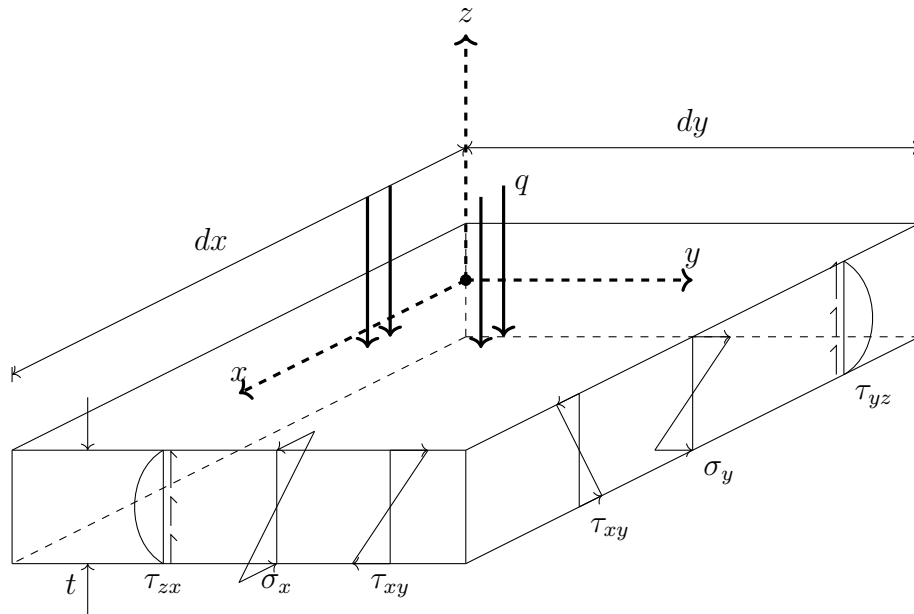
Figur 5.20: Triangulære, konstant-tøyning-elementer i en bjelke i ren bøyning

Dette gjelder også for 6-noders 3D kontinuum-elementer i med bøyning om ζ -aksen. Der som elementet orienteres slik at bøyningen skjer om η - eller ξ -aksen, vil elementet i likhet med C3D8-elementet produsere lineært varierende spenninger i η og ζ -retning. Det skal vise seg at disse elementene med den triangulære flaten orientert mot en plates over- og undersider er utkonkurrerer C3D8- og C3D8I-elementene i effekt, se tabell 12.1.



Figur 5.21: Optimal orientering av 6-noders 3D kontinuum-elementer for bøyning om x - eller y -aksen

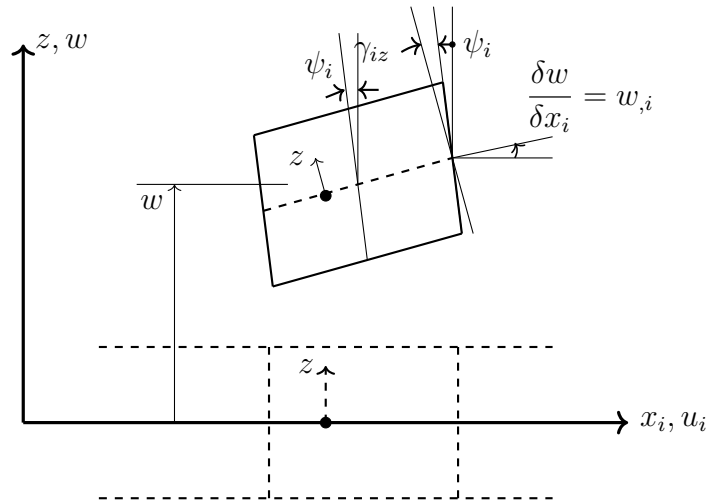
5.2.3 Skallelementer



Figur 5.22: Spenninger og retninger for spenninger på et plateelement

I likhet med Euler-Bernoulli og Timoshenko bjelketeori finnes tilsvarende Kirchhoff og Mindlin-Reissner plateteori, der førstnevnte antar små forskyvninger, Naviers hypotese og at tverrsnitt normalt på midtflaten forblir normale på midtflaten etter deformasjon. For Mindlin-Reissner plateteori innføres en egen frihetsgrad som tillater skjærtøyninger, γ_{iz} på figuren under, og denne formuleringen passer best for tykke plater, for i likhet med for Timoshenko bjelketeori, er Mindlin-Reissner plateelementer utsatt for skjæråsing. Abaqus velger automatisk skallformuleringen som passer best for høyde/breddeforholdet for geometrien. Skallelementer neglisjerer spenninger normalt på planet, σ_z .

Formfunksjonene som beskriver nedbøyning w_i , og for Mindlin-Reissner-plater er skjærtøyningen γ_{iz} de samme som for 1D- stavelementer, og kan være både lineære og kvadratiske i formuleringen. I Abaqus kalles lineære plateelementer S4R og kvadratiske S84. For problemer der lasten hovedsaklig er i et plan, er skallelementer meget effektive. De konvergerer raskt og er billige i forhold til datakraft, se tabell 12.1.

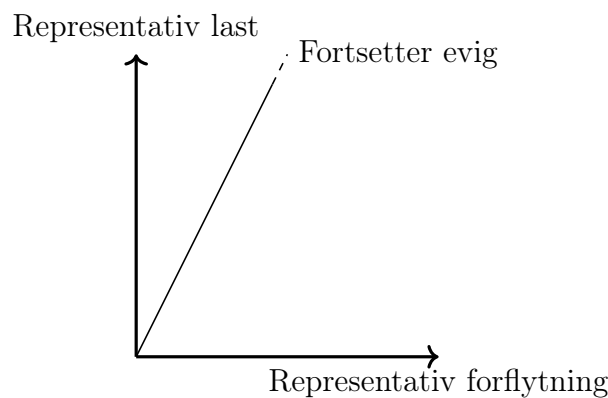


Figur 5.23: Skjærtøyninger på et Mindlin-Reissner platelement

5.3 Lineær elementmetode

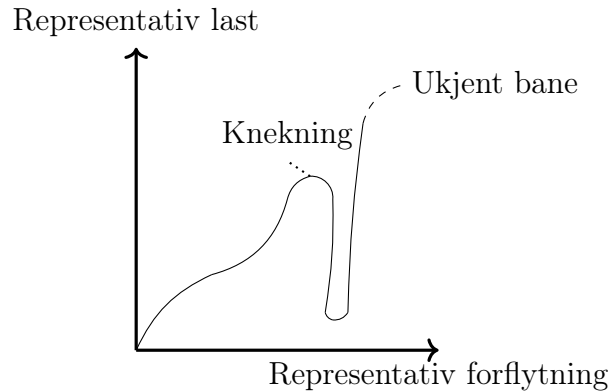
Lineær elementmetode er mot ikke-lineær elementmetode den vanligste beregningsmetoden. Lineær elementmetode baseres på antagelsene om små deformasjoner, lineært elastisk materiale og prinsippet om superposisjon. Kraft-forskyvningsrelasjonen er entydig bestemt løses ut fra et ligningssett med n ligninger og n ukjente.

5.4 Ikke-lineær elementmetode



Figur 5.24: Lineær kraft-forskyvningsrelasjon

Mens lineær elementmetode antar små deformasjoner, lineært elastisk materiale og prinsippet om superposisjon, gjelder ikke alle disse antagelsene for ikke-lineær elementmetode. For den lineære elementmetoden er kraft-forskyvningsrelasjonen lineær, og den representative lasten vil være proporsjonal med den representative forskyvningen. For den ikke-lineære elementmetoden er ikke dette tilfellet; kraft-forskyvningsrelasjonen er på forhånd ukjent, og løsningen er ikke entydig bestemt. For å finne en tilstand med likevekt må



Figur 5.25: Ikke-lineær kraft-forskyvningsrelasjon

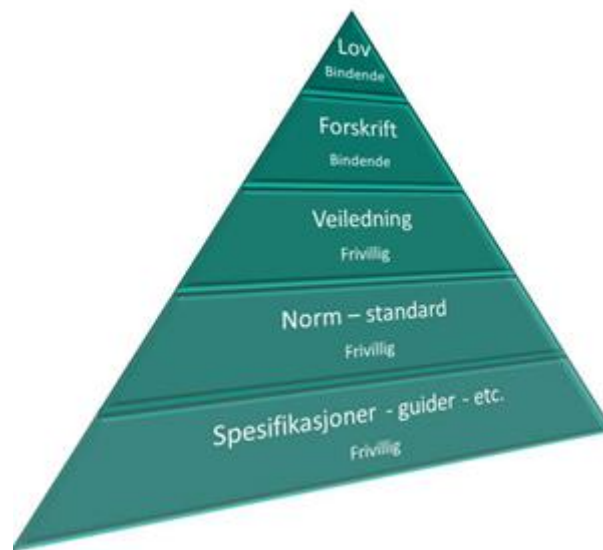
det itereres frem en tilstand der systemet er i likevekt med indre og ytre energi. I lineær og ikke-lineær elementmetode foreskrives det enten en last eller forskyvning, eller begge deler på modellen. I den ikke-lineære elementmetoden deles enten last, forskyvning eller begge deler i inkremitter, hvor det itereres frem en løsning for likevekt. Hver iterasjon kan tenkes å være en lineær analyse, fordi stivhetsmatrisen holdes konstant. Som det fremkommer av figur 5.25 kan en bestemt last ha flere deformasjonstilstander. For å følge likevektsbanen (kraft-forskyvningsrelasjonen) og å transversere f.eks knekningspunkter eller brudd i konstruksjonen, kan det kreves svært mange inkremitter og iterasjoner. Det må ofte for én ikke-lineær analyse ofte kjøres opptil flere hundre iterasjoner, etter forfatterens erfaring i emnet TKT4197 Ikkelineær elementanalyse. Tidsbruket for hver iterasjon er mer tidkrevende enn en lineær analyse fordi stivhetene i modellen må oppdateres, og likevektssjekk må gjennomføres. En ikke-lineær analyse for bestemt modell kan dermed ta flere hundre ganger lengre tid enn en lineær analyse enn en linearisert tilnærming av den samme modellen, avhengig av type ikke-lineariteter. Dette begrenser brukområdet for ikke-lineære analyser. For materialparameterens vedkommende, setter en ikke-lineær analyse også store krav til en god materialmodell. Usikkerhetsmomentene er i dag store for praktisk dimensjonering med ikke-lineær analyse og det benyttes relativt lite [Kanstad, 2017b].

For visse problemstillinger vil en lineær elementanalyse medføre for stor unøyaktighet og en ikke-lineær analyse er nødvendig. Ikkelineariteter kan oppstå av blant annet:

- Ikkelineære materialegenskaper
- Geometriske ikkelineariteter
- Knekningspunkt

En etteroppspent, uinjisert spennkabel vil f.eks innføre en ikkelinearitet i modellen av dekkekonstruksjonen i denne oppgaven, fordi friksjonen mellom kabel og rør vil avhenge av normalkraften fra kabelen mot røret, som igjen vil avhenge av kurvaturen på kabelen. Kurvaturen vil endres med kraften fra spennkabelen mot røret.

6. Regelverk



Figur 6.1: [Elsikkerhetsportalen.no]

Prosjektering og utførelse av bygninger og broer er regulert gjennom lover, forskrifter, veiledere, standarder og spesifikasjoner, guider og lignende. Aktuelle lover for bygninger og broer er Plan- og bygningsloven og Vegloven. Lovene er relativt generelle, og forskriftene gir flere utfyllende regler om hvordan bestemmelsene i lovene skal oppnås. Forskriftene utarbeides av det aktuelle forvaltningsorganet for loven. For broer er dette Statens vegvesen og Vegdirektoratet. For bygninger er dette Direktoratet for Byggkvalitet. Lover og forskrifter er bindende, og setter minimumskrav til konstruksjonen. TEK10 er byggteknisk forskrift for bygninger. Normer (standarder) er ikke bindende, men ved rett bruk av standardene er man sikret at lovene og forskriftene ivaretas. Gjennom Norges medlemskap i *Comité Européen de Normalisation* (CEN), er Norge pålagt å gi Eurokodene status som standard for prosjektering av broer og bygninger. Eurokodene er dessuten harmonisert over medlemslandene i EU/EØS, blant annet for å sikre fri flyt av tjenester og produkter innen byggeindustrien. Dette sikrer at bygninger kan prosjekteres på tvers av medlemslandene. I 2010 fikk den siste av alle eurokodene status som standard i Norge.

I forskriftene henvises det ofte til standardene, og også veiledere selv om disse ikke er bindende. Skal det en bygning oppføres, må det dokumenteres at lovene og forskriftene er ivaretatt. Benyttes ikke standardene eller veielederne for en løsning, må det søkes om

teknisk godkjenning hos SINTEF. Den tekniske godkjenningen er et sertifikat på at aktuelle lover og forskrifter er ivaretatt, og den krever vanligvis utført eksperiment på et testoppsett utført med løsningen som det for søkes godkjenning. CCL Deck, løsningen for det spennarmerte dekket i denne oppgaven, er et eksempel på en løsning som har fått teknisk godkjenning fra SINTEF. Dette er nødvendig, da regler og veiledere for etteroppspente fiberarmerte dekker enda ikke er formelt innkorporert i regelverket. Det arbeides pt. med NB38; veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner, og et tillegg til EC2 for prosjektering av bærende fiberarmerte konstruksjoner. Kanstad [2017a], Direktoratet for Byggkvalitet [2017], Elsikkerhet Norge [2017].

7. Betong som bygningsmateriale

Fersk betong består av tilslag, sement og vann og eventuelt andre tilsetninger som filler, slagg, mikrosilika og tilsetningsstoffer som plastiserende stoffer. Tilslag er bergarter med kornstørrelse typisk fra 0 – 32mm, og for vanlig betong gradert for å minimalisere bruken av sement. Sement er den dyreste bestanddelen av de tre hovedingrediensene av betong per *kg*, og består hovedsakelig av brent kalkstein. Kalkstein hentes ut i brudd, og betongprodusenten Norcem har i dag betongproduksjon i Brevik og Kjøpsvik. Brent kalkstein er hovedsakelig kalsiumsilikater som kan reagere med vann og danne kalsium-silikat-hydrater (CSH) og kalsiumhydroksid. Det er hovedsakelig kalsium-silikat-hydrater som bidrar til at betongen holdes sammen etter herdning og gjør at man kan støpe selvbærende konstruksjoner i forskjellige former.

Betongenkonstruksjoners styrke er normalt begrenset av strekkfastheten, selv også i en uniaksial trykktilstand på grunn av strekkspenninger som oppstår pga. tverrkontraksjonen. For å høyne styrken til en betongkonstruksjon armeres strekk, og eventuelt trykksone. Armeringen vil således ta opp strekk og eventuelt trykkraft.

Om strekkspenningene i betongen overskrider strekkfastheten vil den risse. Rissene vil øke frostsprengingen i kalde omgivelser, og inntrengingen av klorider, vann og oksygen som oksiderer armeringen og vil redusere levetiden til armerte konstruksjoner. For å redusere rissutviklingen, må strekkspenningene reduseres eller det må legges inn rissfordelende armering.

7.1 Langtidseffekter på betong

Svinn og kryp er tidsavhengige effekter som må hensyntas ved dimensjonering av betongkonstruksjoner i brudd- og bruksgrensetilstanden. Svinn og kryp vil som oftest ha negative konsekvenser for nedbøyning, riss og momenter, unntatt tilfellet for kryp i strekksone der den virker rissreduserende.

7.1.1 Svinn

Svinn er en krymping av betongen som følger av autogent svinn og uttørkningssvinn. I armerte konstruksjoner og konstruksjoner med innspennte randbetingelser vil svinnet føre til tvangskrefter i konstruksjonen. Tvangskreftene vil som regel føre til redusert funksjonsevne på grunn av ugunstige momenter og opprissing. I forspente konstruksjoner vil svinnet føre til en reduksjon av spenningen i armeringen. Svinnet i isotrop betong er uavhengig

av lastnivå.

Autogent svinn er sammensatt av svinn som oppstår pga. kjemisk svinn og uttørknings-svinn etter kjemisk svinn. Kjemisk svinn er svinn som kommer av at volumet av produktet er mindre enn volumet av reaktantene i reaksjonen der vann og sement reagerer og danner kalsium-silikat-hydrater. I en balansert reaksjon vil volumtapet være slik at vannet mister 25,4% av volumet, om volumtapet tillegges vannet alene. For en sement/vann-blanding med vann/sement-forhold på 0,4, vil volumtapet være ca. 8%. Betong inneholder i tillegg til vann og sement tilslag som motstår krympingen slik at volumtapet blir mindre for betong med tilslag.

Uttørkningssvinn etter kjemisk svinn kommer av at den relative fuktigheten i betongen synker når det frie vannet reagerer med sement og blir bundet i kalsium-silikat-hydrater. Med redusert fuktinnhold oppstår en kapillærsugeeffekt i porene som tvinger betongen sammen slik at den krymper. Det er i hovedsak to typer porer som bidrar til uttørkningssvinn: Kapillærporer og gelporer. Gelporene mellom kalsium-silikat-hydrat-molekylene er svært små, med en størrelse på omkring $2nm$, og utgjør i sementpasta ved vann/sement-forhold fra 0,2 – 1 et volum mellom 14 – 11%. Kapillærporer er større porer enn gelporer som ikke inneholder kalsium-silikat-hydrater, og er i størrelsesorden 4 – 1000nm. Kapillærporer i en sementpasta med vann/sement-forhold på 0,2 – 1 utgjør et volum mellom 9 – 50%. Den autogene svinn er for innendørs eller utendørs konstruksjoner i normale miljøforhold (etter EC2), hhv. ($RH = 50\%$ og $RH = 80\%$), i størrelsesorden 0,025 – 0,2‰.

Uttørkningssvinn, som ikke må forveksles med uttørkningssvinn etter kjemisk svinn, utgjør i dimensjoneringen brorparten av svinnet for konstruksjoner som ikke er i omgivelser fuktigere enn normale utendørs forhold, ($RH = 80\%$), etter EC2 3.1.4. Uttørkningssvinn er i likhet med uttørkningssvinn etter kjemisk svinn et resultat av økende undertrykk i kapillærporene pga. redusert fuktighet, men her reduseres fuktigheten fordi den går til omgivelsene og ikke til CSH-produktet. Fastnet betong utsatt for luft med relativ fuktighet lavere enn i betongen vil tørke ut og det vil oppstå uttørkningssvinn. Relativ fuktighet i betongen er 100% ved støping og rundt 85 – 90% noen uker senere ved herdning ved $20^{\circ}C$ og vann/sement-forhold lik 0,4. For ultrasterk betong ($v/s < 0,30$) kan relativ fuktighet være nede i 70% ved like herdeforhold. Uttørkningssvinn er for innendørs eller utendørs konstruksjoner i normale miljøforhold, hhv. ($RH = 50\%$ og $RH = 80\%$), i størrelsesorden 3 – 5‰.

Total svinntøyning er for konstruksjoner i normale miljøforhold i størrelsesorden 3 – 5‰. Jacobsen S., et al. [2016], Sørensen [2013]

7.1.2 Kryp

Krypdeformasjon er en sakte deformasjon av et materiale som følge av laster på materialet. Krypdeformasjon har en reversibel og en irreversibel del. Kryp i betong skjer i motsetning til i metaller og polymerer uansett lastnivå. Kryp i betong er i bruksgrensetilstanden normalt tilnærmet lineært avhengig av lastnivået, og avhenger også av hydratiseringsgraden til betongen ved lastpåføring og virkningstid for lasten [Creep (deformation) Wikipedia [2017]]. Kryp i betong kommer av at de kjemiske bindingene mellom CSH-molekylene

brytes og dannes på nytt på nærliggende steder. Kryp avhenger av hydratiseringsgraden ved lastpåføring, fordi en mer herdet betong vil ha flere kjemiske bindinger som tar opp lasten. Følgelig vil det være mindre sannsynlig at de kjemiske bindingene brytes og bindes på ny slik at konstruksjonen kryper. Kryp er også avhengig av virkningstiden for lasten, fordi en lengrevirkende last vil øke sannsynligheten for at bindingene brytes og dannes på ny.

Kryp må hensyntas i dimensjoneringen av betongkonstruksjoner fordi den vil føre til større deformasjoner på konstruksjonen enn de elastisitetsteoretiske beregningene med midlere E -modul skulle tilsi. Følgelig vil det kunne ha konsekvenser for funksjonskravene. Kryp hensyntas i dimensjoneringen for en bestemt last som forårsaker kryp ved bruk av en *Effektiv E -modul*, i beregningene for bruksgrensetilstandene for nedbøyning og riss. Effektiv e -modul, gitt i EC2 7.4.3 er en funksjon av modenhet for betongen ved lastpåføring, og virkningstid for lasten. Normalt settes virkningstid for lasten lik konstruksjonens dimensjonerende levetid, 50 år for bygninger. Ofte påføres lastene som forårsaker kryp på konstruksjonen ved forskjellige tidspunkt. Laster som forårsaker kryp er i praktisk dimensjonering de permanente lastene eller de variable lastene med tilnærmet permanent verdi. Nyttelast kan f.eks. påføres senere enn egenlast. I dette tilfellet kan en *midlere e -modul* beregnes som tar hensyn til at lastene påføres ved forskjellig tidspunkt.

Del III

Metode

8. Beregning av momentbelastninger for etteroppspente flatdekker

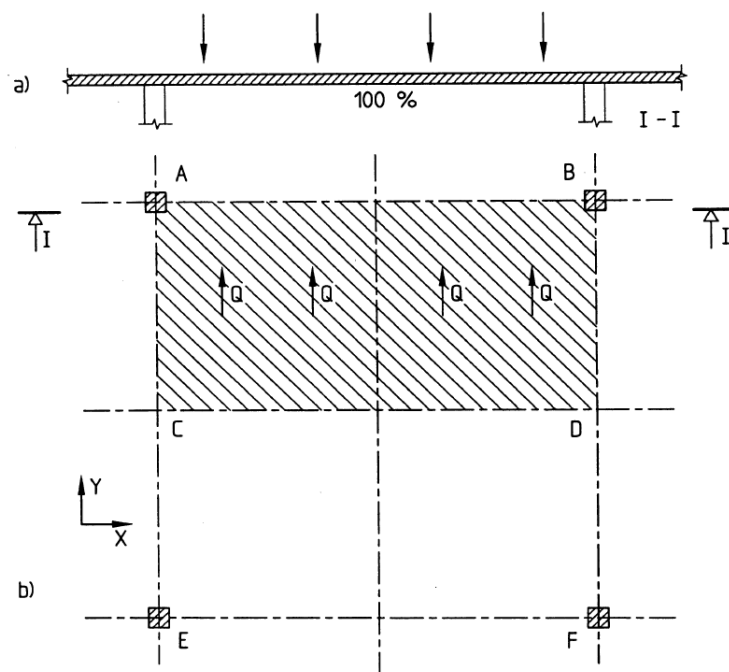
8.1 Ekvivalent rammemetode

Analyse av lastvirkningen for en toveisplate utsatt for vertikale laster kan være svært omfattende hvis beregningen skal utføres for hånd. Det er en problematikk tilknyttet til hvordan lastvirkningen fordeler seg mellom bøyemomentene og torsjonsmomenter. Ekvivalent rammemetode er en tilnærmet metode som er utviklet for å forenkle beregningene for toveisplater. Metoden er basert på lineær elastisitetsteori, som betyr at lastvirkningene fra flere lastertilfeller kan superponeres og den kan brukes i både brudd- og bruksgrensetilstanden.

Metoden går ut på at flatdekket med understøttende søyler deles inn i plane rammer i begge retninger. Breddene på bjelkene settes lik spennvidden på tvers av rammen [Sørensen, 2013]. Se figur. Hvis flatdekket ikke har like regulære søyleavstander som vist i figuren kan det heller sies at bredden av bjelken er lik summen av halve spennvidden på hver side av rammeaksen.

Når dekket er delt inn i ekvivalente rammer kan lastvirkningene på hver ramme bestemmes. Ulikt andre metoder for beregning av toveisplater der lasten i aktuelt spenn fordeles mellom to bærende retninger skal rammer i denne metoden bære all lasten på stripen i sin spennretning [Sørensen, 2013]. Norsk Betongforening [2013] forklarer dette med at halve lasten fordeler seg i hver retning, samtidig virker stripen i x-retning som opplegg for stripen i y-retning og vice versa. Denne fordelingen kan ses på som en konservativ tilnærming, men da dette er en forenklet metode som kun regner med momenter i to ortogonale retninger og som ikke tar hensyn til at hovedmomentretningene ikke nødvendigvis sammenfaller med striperetningene kan det likevel tenkes nødvendig. Det skal sies at armeringen heller ikke er plassert i retningen til hovedmomentene. Men ved rissdannelse i betongen vil momentene fordele seg i de retningene armeringen går og den armeringen som er plassert må da bære større andel av momentene.

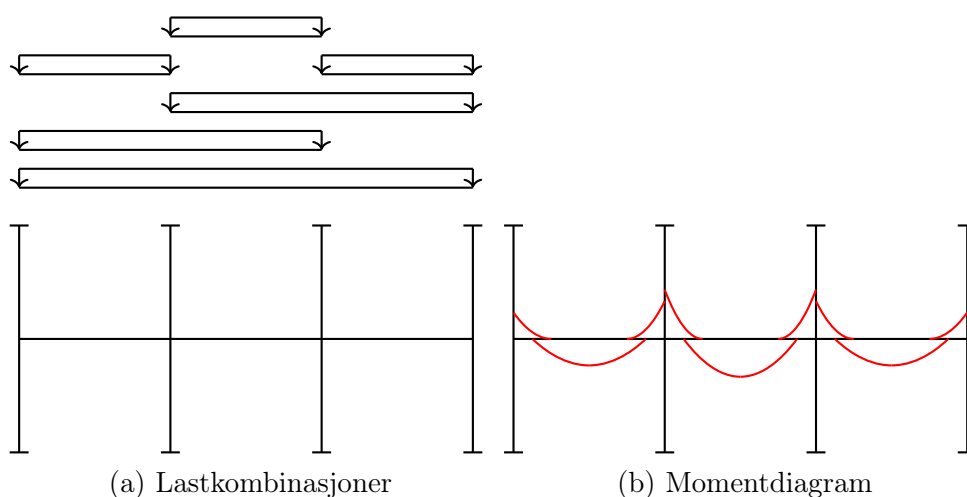
KAPITTEL 8. BEREGNING AV MOMENTBELASTNINGER FOR ETTEROPSPENTE FLATDEKKER



Figur 8.1: Lastoverføring for et flatdekke [Norsk Betongforening, 2013]

For å bestemme lastvirkningen på en av rammene plasseres de bevegelige lastene i verste tilfelle for aktuell lastvirkning. Figur 8.2 gir eksempler på flere lastkombinasjoner for en enkel ramme med tre felt. Deretter velges dimensjonerende momentbelastning som det største av de to tilstøtende momentene på hver side av søylen.

Figur 8.2: Lastkombinasjoner og momenter



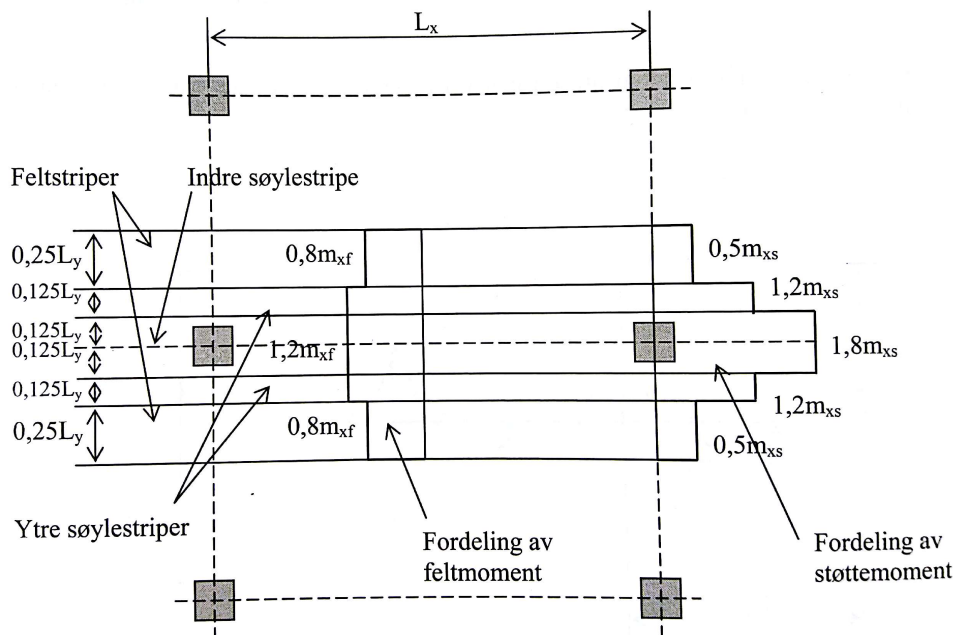
(a) Lastkombinasjoner

(b) Momentdiagram

Dette valget kan tenkes å være på den sikre siden. Som forklart i Norsk Betongforening [2013] kan momentet reduseres med den begrunnelse at søyleopplegget ikke virker som en knivlast midt i søyleaksen men heller fordelt over søylens bredde. Norsk Betongforening [2013] foreslår også noen metoder for denne reduseringen, men dette går ikke gjennom i detalj her.

For dekker med søyler plassert i et rektangulært mønster beregnes overførte skjærkrefter til søylene normalt ved en arealbetraktning av stripene i hver retning, der den overførte skjærkraften for hver ramme til søylen antas som summen av nyttelasten i stripens bredde fra søylen ut til lengden av halve spennet mot de nærliggende søylene. Der arealet for nyttelasten for rammene i de to retningene overlapper, fratrekkes nyttelasten fra dette arealet slik at nyttelasten kun medregnes én gang. For analysen i denne oppgaven velges det å bruke resulterende skjærkraft fra rammene i de to retningene som gir størst aksialkraft aktuell søyle. Dette sees på som en god tilnærming fordi resulterende aksialkraft i alle fall ikke undervurderes.

I veilederen NB33 - Beregning og konstruktiv utforming av flatdekker, deles flatdekkestriperne inn i indre og ytre søylestriper og feltstriper med en antatt fordeling av momentet i tverretningen.



Figur 2.4.9 Fordeling av moment i tverretning etter NB Publikasjon nr. 33

Figur 8.3: Fordeling av moment i tverretning etter NB 33

Denne antatte momentfordelingen kan ikke benyttes for etteroppspente flatdekker med konsentrert spennarmering fordi spennarmeringen antas å virke over et større område enn der den ligger. Den antatte momentfordelingen for isotropt slakkarmerte flatdekker vil dermed ikke lenger være brukbar.

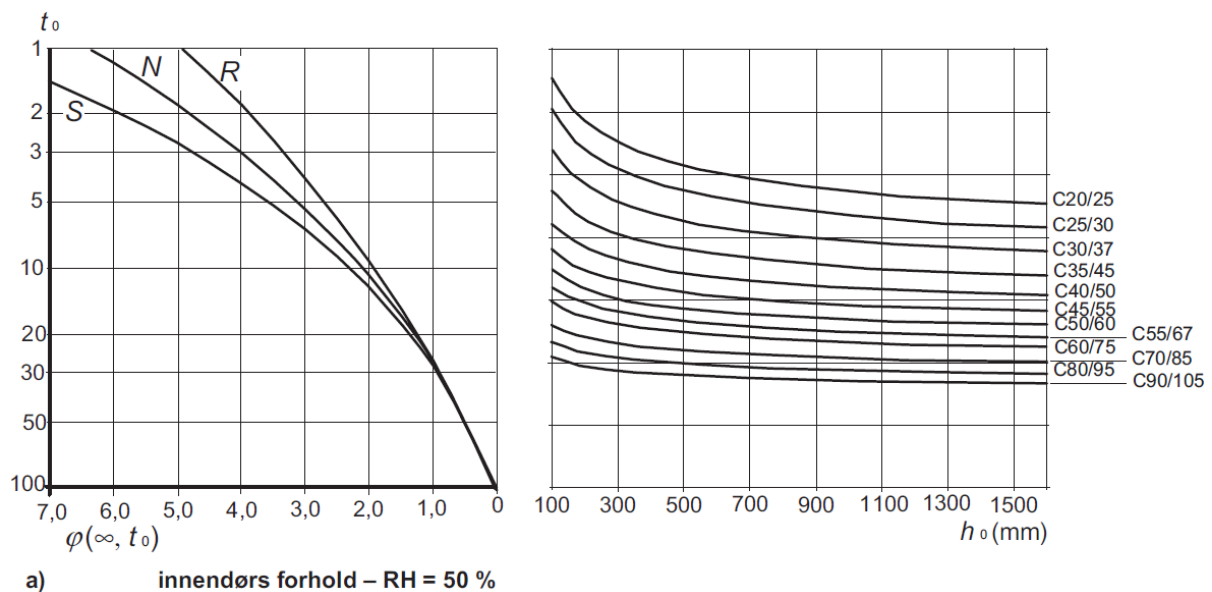
9. Beregning av langtids effekter på betongen

9.1 Kryp

Kryp hensyntas i dimensjoneringen for en bestemt last som forårsaker kryp ved bruk av en effektiv e-modul. Laster som forårsaker kryp er i praktisk dimensjonering de permanente lastene eller de variable lastene med tilnærmet permanent verdi. Tvangskrefter i dekkets opplagring pga. kryp hensyntas ikke i beregningen. Effektiv e-modul beregnes som følger:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Kryptallet φ kan estimeres grafisk ved bruk av figur 3.1 i EC2, eller beregnes ved metoden gitt i tillegg B, EC2.



Figur 9.1: Grafisk estimering av kryptall for innendørs forhold etter EC2 3.1.4

For flere laster som forårsaker kryp påført ved forskjellig tidspunkt benyttes en midlere e-modul, som i del 1, kapittel 5.2.5 i 'Betongkonstruksjoner', Sørensen [2013]. Denne beregnes som følgende:

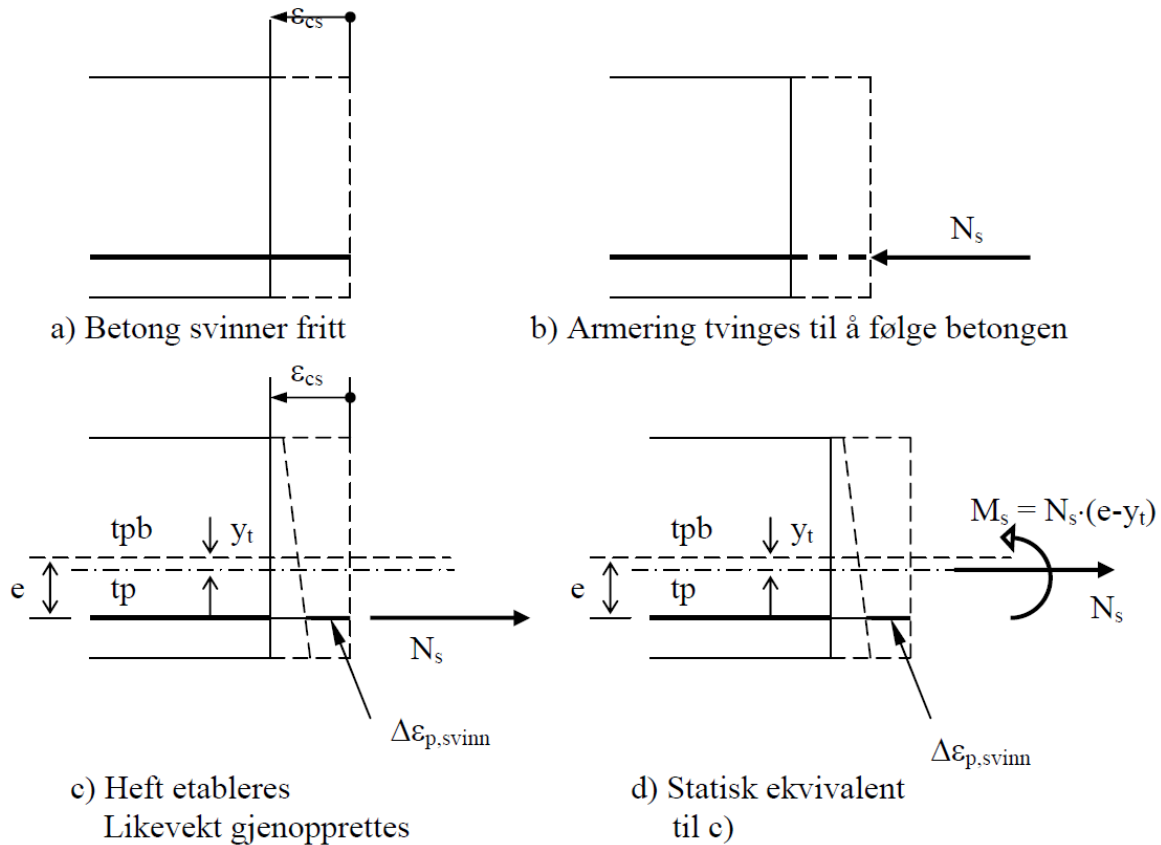
$$E_{middel} = \frac{\sum_i M_i}{\frac{M_1}{E_1} + \frac{M_2}{E_2} + \frac{M_i}{E_i} + \dots}$$

Der M_i er momentet fra last i , og E_i effektiv e-modul ved tidspunktet aktuell last er påført.

Dersom alle laster som forårsaker kryp antas påført ved samme tid, kan den forenklede metoden for beregning av tidsavhengige tap av forspenning for før- og etteroppspenning i EC2 5.10.6 benyttes. I denne oppgaven antas det at alle laster påføres etter $t_0 = 7$ dager. Denne antagelsen gjøres fordi informasjon om betongens modenhet ved påføring av de forskjellige lastene ikke var tilgjengelig ved beregningen. Alder for påføring av forspenning og egenlast ved $t_0 = 7$ er satt i samråd med Terje Kanstad, og brukes forøvrig i eksempler i 'Betongkonstruksjoner', Sørensen [2013]. Å sette betongens modenhet til $t_0 = 7$ dager for de øvrige lastene som forårsaker kryp, - tekniske installasjoner, last fra yttervegger og den tilnærmet permanente verdien av full nyttelast, kan sies å være konservativt da disse mest sannsynlig vil påføres når betongen har nådd en høyere modenhetsalder.

9.2 Svinn

Beregning av autogent svinn og uttørkningssvinn gjøres med metoder gitt i EC2 3.1.4 og tillegg B. Svinnets effekt på på tøyningen i spennarmeringen kan beregnes ved en beregningsmodell gitt i Betongkonstruksjoner, del 2 kapittel 6.3.2, Sørensen [2013]. Tvangskrefter i dekkets opplagring pga. svinn hensyntas ikke i beregningene.



Figur 9.2: Beregningsmodell for svinn [Sørensen, 2013]

Der

ε_{cs}	=	Total svinntøyning i aktuelt snitt
N_s	=	$ \varepsilon_{cs} E_p A_p$
$\Delta\varepsilon_{p,svinn}$	=	Endring i armeringstøyningen pga. svinnet
tpb	=	Betongtverrsnittets tyngdepunktakse
tp	=	Tverrsnittets tyngdepunktakse
e	=	Armeringens eksentrisitet i forhold i tp

Endringen i armeringstøyningen pga. svinnet kan beregnes som følger:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} A_t} + \frac{N_s (e - y_t)^2}{E_{middel} I_t}$$

Spenningsendringen i spennarmeringen pga. svinn (reduksjon) blir:

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \delta\varepsilon_{p,svinn} E_p$$

I beregningene i denne oppgaven benyttes den forenklede metoden for beregning av tidsavhengige tap av etteroppspenning etter EC2 5.10.6 for beregning av virkningene av svinn på spennarmeringens tøyning.

10. Kontroll av bruddgrensetilstanden

10.1 Laster

Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstanden bestemmes etter Tabell NA.A1.2(B) i EC0. Det benyttes en partialfaktor-metode som sørger for ønsket sikkerhet i konstruksjonen eller konstruksjonsdelen. Dvs at hvert lastilfelle får en lastfaktor som skal ta hensyn til usikkerhet for lastilfellets størrelse. Dimensjonerende samlet lastilfelle bestemmes av største verdi av kombinasjonene i ligning 6.10a og 6.10b i EC0.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Der

$G_{k,j}$	er karakteristisk permanent last,
P	er kraft i spennarmering,
$Q_{k,1}$	er karakteristisk verdi for dominerende variabel last,
$Q_{k,i}$	er karakteristisk verdi for øvrige variable laster,
$\gamma_{G,j} = 1,35$	er lastfaktor for permanente laster,
$\gamma_P = (1,1/0,9)$	er lastfaktor for oppspenningskraft
$\gamma_{Q,1} = 1,50$	er lastfaktor for største variable last,
$\gamma_{Q,i} = 1,50$	er lastfaktor for øvrige variable laster,
$\psi_{0,1} = 0,7$	er kombinasjonsfaktor for største variable last. Gjeldende størrelse er for kontorer,
$\psi_{0,i} = 0,7$	er kombinasjonsfaktor for øvrige variable laster og
$\xi = 0,89$	er reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster.

10.2 Tap av spennkraft

10.2.1 Friksjonstap

Som forklart tidligere ligger etteroppspente spennkabler i rør i betongen under herding. Fettmassen som er injisert sammen med kablen i rørene beskytter stålet mot erosjon og sørger til dels for lavere friksjon mellom kabel og rørvegg. Som kjent virker friksjon mot bevegelsesretningen eller kraftretningen på kablen. Når etteroppspente kabler spennes opp fra en side, aktiv ende, vil friksjonen holde igjen for den påførte tøyningen og redusere spennkraften innover røret mot passiv ende.

Friksjonstapet er en funksjon av følgende variabler.

- μ friksjonskoeffisient
- Θ summen av absolutt vinkelendring over avstand x
- k en faktor som tar hensyn til utilsiktet vinkelendring
- x avstand fra aktiv ende

Eurocode 2 oppgir følgende formel for kraft i spennkabel ved avstand x fra aktiv ende:

$$P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\Theta+kx)})$$

friksjonstapet blir da

$$\Delta P_{\mu}(x) = P - P_{\mu}(x)$$

Formelen for spennkraft kan enkelt utledes, men det gjøres ikke her. Utledningen kan finnes i Sørensen [2013].

10.2.2 Låsetap

Låsetap er tap som forekommer når spennkablene kappes i aktiv ende. Når spennkablene kappes vil det skje en glidning av kablen. Spesielt ved bruk av kilelåser. Lengden av denne glidningen oppgis gjerne av leverandør.

Glidningen fører til en relativ reduisering av tøyning i spennkabelen gitt som

$$\Delta\epsilon_{lås} = (\Delta L)/L$$

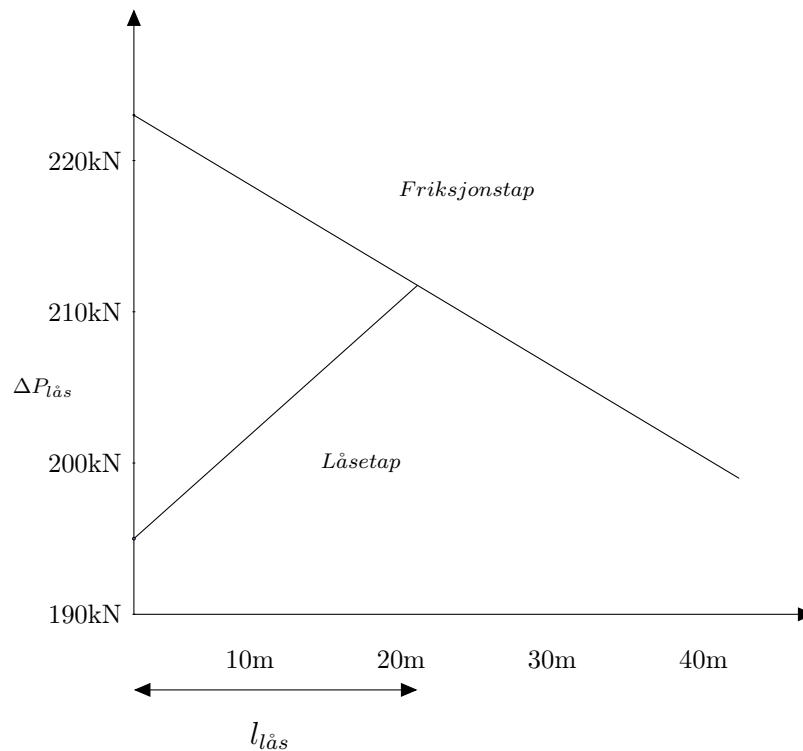
der

$$\Delta L = \text{glidningslengden}$$

og L = lengde av påvirket del av kabel.

Låsetap, i likhet med friksjonstap, avhenger av kablens friksjon i røret. I motsetning til friksjonstapet er låsetapet størst ved aktiv ende av kablen og friksjonen gjør at tapet

gradvis reduseres mot passiv ende. Hvis eller når total friksjonsspenning er høyere enn tapt spenning pga låsetap vil ikke resten av kabelen bli påvirket av låsetapet. Dette illustreres i figur 10.1.



Figur 10.1: Friksjonstap og låsetap

Lengden til krysningpunktet av de to linjene avhenger av stigningstallet til friksjonstapet og glidningslengden. Collins and Mitchell [1991] oppgir en formel for glidningen som en funksjon av aksialstivheten til kabelen, låsetapet og kabellengden påvirket av låsetapet.

$$\Delta L_{lås} = (0.5 \Delta P_{lås} l_{lås}) / (E_p A_p)$$

Siden glidningslengden er kjent og låsetapet er gitt ved

$$\Delta P_{lås} = 2 \cdot p \cdot l_{lås}$$

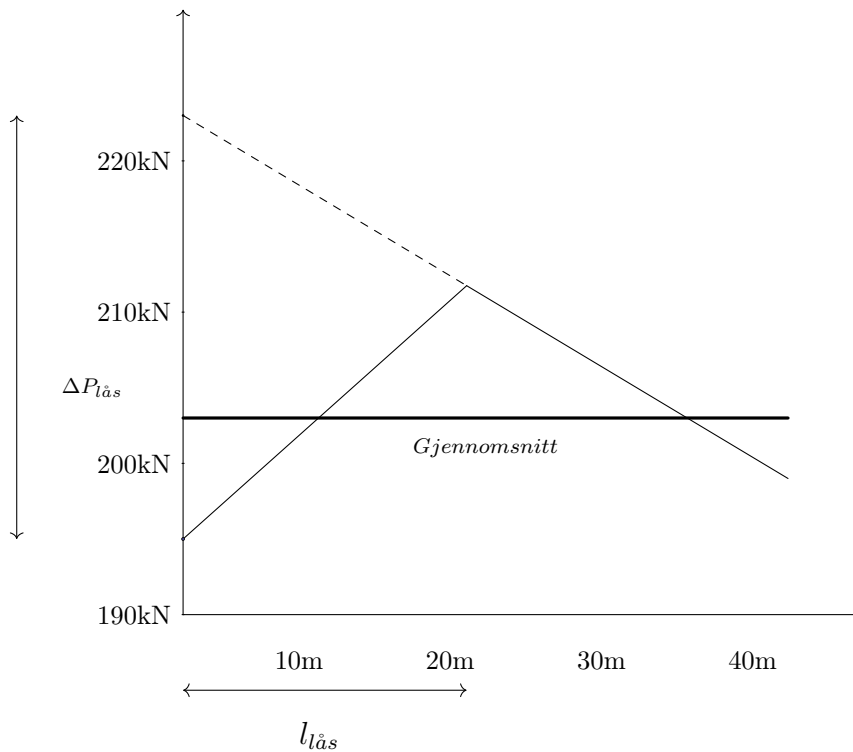
blir ligningen for påvirket lengde

$$l_{lås} = \sqrt{\Delta L_{lås} E_p A_p / p}$$

der p er stigningstallet til friksjonstapet.

10.2.3 Praktisk anvendelse av friksjonstap og låsetap

Som vist i 10.2 varierer spennkrafttapet over kabelens lengde, dette blir veldig arbeidsomt å ta hensyn til når det skal utføres beregninger. Av den grunn er det vanlig å operere med en gjennomsnittlig spennkraft over hele kabelen.



Figur 10.2: Gjennomsnittstap

10.2.4 Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

Dette tapet kommer av elastisk deformasjon av betongen når den blir utsatt for trykk. Teorien kan tenkes som følgende. Når man spenner den første kabelen vil betongen trykkes sammen og/eller bøyer seg slik at kabelen får kortere vei gjennom betongen. Dette er ikke et problem for den første kabelen da man kan fortsette å spenne til ønsket spennkraft er oppnådd. Derimot når neste kabel spennes ved siden av den forrige vil betongen deformeres enda mer og den første kabelen blir litt slakkere. Den taper spennkraft. Teoretisk betyr dette at den første kabelen får mest tap og siste kabel ikke får noe tap. For et dekke med relativt store avstander mellom spennkablene må det forventes at tidlige oppspente kabler fort slutter å bli påvirket av senere kabler og tapene blir forholdsvis like. Det må også forventes at dette tapet ikke er veldig stort for et spennarmert dekke da dekket er veldig underarmert og spenningene blir spredt over et stort betongareal.

I følge EC2 gir følgende formel midlere tap i hver spennkabel.

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum [j \Delta \sigma_c(t) / E_{cm}(t)]$$

der

A_p = Areal av spennarmering,

E_p = Spennarmeringens elastisitetsmodul,

E_{cm} = Betongens midlere elastisitetsmodul ved tidspunkt t ,

j = Faktor som tar hensyn til antall identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre

og

$\Delta\sigma_c$ = Endring i spenning ved spennkabelens tyngdepunkt ved tidspunkt t .

10.2.5 Langtidstap

Tidsavhengige tap av spennkraft skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennstålet.

NS-EN 1992-1-1 gir følgende formel for forenklet beregning av spennkrafttap for alle tidsavhengige tap.

For bjelker med enkle opplagringsforhold og enkle kabelplasseringer kan det være greit og utføre mer detaljerte beregninger av hvert tap hver for seg. For et dekke der spenningene i tverrsnittet varierer mye i både størrelse og retning er Forenklet formel å foretrekke.

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

der

A_p = Areal av spennarmering,

E_p = Spennarmeringens elastisitetsmodul,

E_{cm} = Betongens midlere elastisitetsmodul ved tidspunkt t ,

ϵ_{cs} = Beregnet svinntøyning,

$\Delta \sigma_{pr}$ = Absoluttverdi av spenningsendringen i spennkabelen,

$\phi(t, t_0)$ = Betongens kryptall, avhengig av betongens alder og alder ved belastning,

$\sigma_{c,QP}$ = Betongspenning pga kvasi-permanente laster,

I_c = Betongtverrsnittets annet arealmoment og

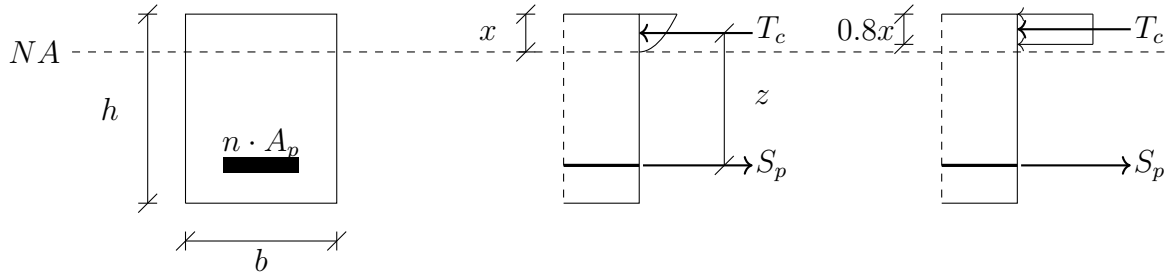
z_{cp} = Spennarmeringens eksentrisitet.

Faktorer som omhandler kryp og svinn finnes og beregnes ut fra EC2 3.1.4 og relaksjon beregnes ut fra EC2 3.3.2.

10.3 Momentkapasitet

10.3.1 Momentkapasitet for etteroppspente dekker

Momentkapasitet kommer frem av en likevektsbetraktning av kreftene i aktuelt tverrsnitt. I bruddgrensetilstand der spennarmering ligger på strekksiden regnes dens bidrag som indre kraft. Dvs at spennkrafta antas som en kapasitetsøkning. Alternativ 2 i Sørensen [2013]. For dekker må det velges hvilke deler av dekket man undersøker. Dette gjøres ved å velge en spesiell bredde for et aktuelt tverrsnitt, eller å beregne momentkapasitet per meter. Begge metodene vil gi en gjennomsnittlig momentkapasitet over den valgte bredden.



Figur 10.3: Plattetverrsnitt med forspenning som indre motstand

Spennarmerte plater er forventet å være underarmerte. Derfor kan momentkapasiteten normalt skrives på formen

$$m_{Rd} = S_p z = S_p (d - 0,4x)$$

der

$S_p = nP$ = Summen av forspenningskraften for alle kabler over bredden etter tap

$$x = \alpha d = \frac{S_p}{0,8f_{cd}b} = \text{trykksonens høyde}$$

I følge EC2 5.10.8(2) kan spenningsøkning i spennstålet pga. konstruksjonsdelens deformasjon i bruddgrensetilstanden settes som $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100\text{MPa}$. Momentkapasiteten og trykksonehøyden blir da lik

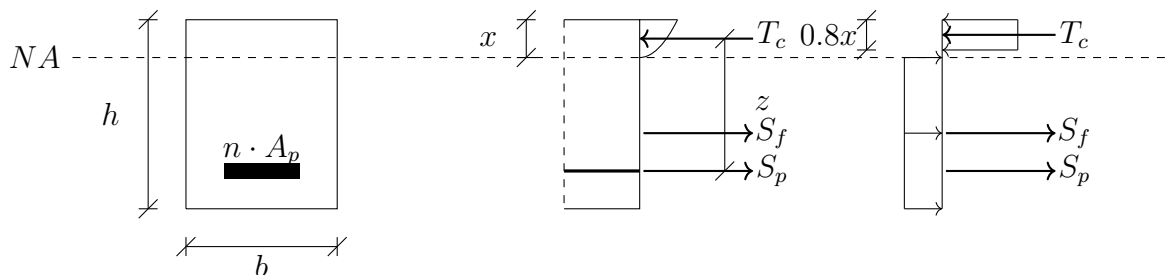
$$m_{Rd} = n(P + \sigma_{p,ULS}A_p)(d - 0,4x)$$

og

$$x = \frac{n(P + \sigma_{p,ULS})}{0,8f_{cd}b}$$

10.3.2 Tillegg til momentkapasiteten fra fiberarmering

Fiberarmeringen i dekket gir et strekkbidrag for betongen i bruddgrensetilstanden. Se figur 10.4



Figur 10.4: Tverrsnittskrefter med fibertillegg

Bidraget fra fiberarmeringen er

$$S_f = f_{ftd,res,2.5} b(h - x).$$

Hvis det innføres en fiberkraft på formen $F_f = f_{ftd,res,2.5} b h$ kan trykksonehøyden x skrives som

$$x = \frac{n(P + \sigma_{p,ULS} A_p) + F_f}{0.8 f_{cd} b + f_{ftd,res,2.5} b}$$

og momentkapasiteten som

$$m_{Rd} = \frac{n}{b} (P + \sigma_{p,ULS} A_p) (d - 0,4x) + (h - x) f_{ftd,res,2.5} (0,5h + 0,1x).$$

10.4 Skjærkapasitet

10.4.1 Generelt

Flatdekker uten fiberarmering må sjekkes for skjærkapasitet etter EC2 kapittel 6. Kapittel 6.4 er utfyllende for konsentrerte laster for plater. I følge EC2 6.4.3 (2) skal følgende kontroller utføres for påvisning av skjærkapasitet.

- Begrensning av skjærspenning ved søylens kant. Kontrollen gjøres for å unngå trykkbrudd i betongen.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- Skjærarmering er ikke nødvendig hvis

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- Der skjærarmering er nødvendig

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

der

v_{Ed}	er dimensjonerende skjærspenning ved aktuelt kontrollsnitt,
$v_{Rd,max}$	er dimensjonerende verdi av maksimal skjærspenning,
$v_{Rd,c}$	er dimensjonerende skjærspenningskapasitet for aktuelt kontrollsnitt for plate uten skjærarmering og
$v_{Rd,cs}$	er dimensjonerende skjærspenningskapasitet for plate med skjærarmering.

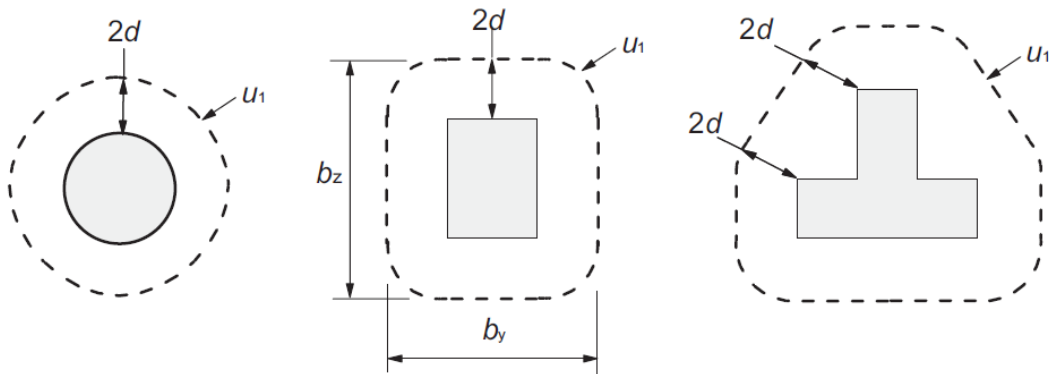
Dimensjonerende skjærspenning i aktuelt snitt er gitt som

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

der

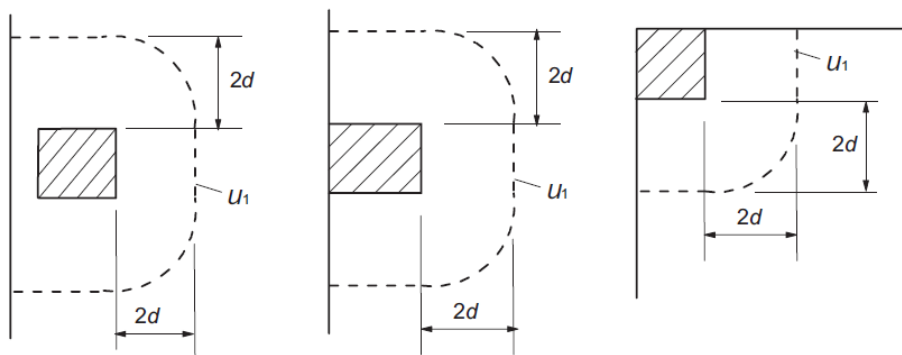
V_{Ed} er dimensjonerende aksialkraft i søylen,
 d er middelverdien av platens effektive tykkelse i to ortogonale retninger,
 u_i er lengde av aktuelt kontrollsnitt og
 β er en forstørrelsesfaktor som tar hensyn til ubalansert momentbelastning.
 Se kapittel 10.4.5.

Kontrollsnittene som undersøkes er et snitt ved søylekant, kritisk kontrollsnitt og kontrollsnitt der skjærarmening ikke lengre er nødvendig. Det kritiske snittet bestemmes på grunnlag av hvilket tilfelle som gir kortest snitt av snittene i figur 10.5 og 10.6.



Figur 6.13 – Typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater

Figur 10.5: Typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater, [EC2 6.4.3]



Figur 6.15 – Kritisk kontrollsnitt for belastede flater nær eller ved kant eller hjørne

Figur 10.6: Kritiske kontrollsnitt for belastede flater nær eller ved kant eller hjørne, [EC2 6.4.3]

Den effektive tykkelsen settes normalt for armerte dekker som lengden fra senter av armering i strekk og opp til overflaten med betong i trykk. For spennarmerte dekker med

variabel høyde på spennarmeringen vil dermed d variere. Over søylene vil spennarmeringen legges slik at den motvirker det negative momentet som oppstår pga. dekket i felt, og den ligger dermed i overkant av dekket. Men fra søylen og utover vil spennarmeringen bevege seg nedover i dekketykkelsen for å motvirke det etter hvert positive momentet i felt. Det kan dermed diskuteres hvorvidt det er forsvarlig å sette d ut i fra spennarmeringens høyde over søylene.

Kontroll av betongens trykkapasitet ved søylekant må gjøres for å unngå trykkbrudd av betongen og gjennomlokking. Kontrollen tar hensyn til betongens trykkapasitet mellom skjærrissene. I beregningen av betongens trykkapasitet inngår u_0 , som er lengden av kontrollsnittet ved søylekant. I likhet med redusert kritisk kontrollsnitt u_1^* , se avsnitt 10.4.5, gir ikke EC2 en metode for beregning av u_0 for søyler som er trukket inn en viss avstand fra kant eller hjørne.

Etter EC2 beregnes u_0 for rektangulære søyler som følgende:

$$\begin{aligned} u_0 &= \text{Lengden av søylens omkrets [mm]} && \text{for innersøyler,} \\ u_0 &= c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 \text{ [mm]} && \text{for randsøyler og} \\ u_0 &= 3d \leq c_1 + c_2 \text{ [mm]} && \text{for hjørnesøyler.} \end{aligned}$$

Skjærarmeringsprodusenten LinkStudPSR, tilpasser disse formlene i sin manual [Way, 2011] for sirkulære søyler:

$$\begin{aligned} u_0 &= \pi D && \text{for innersøyler,} \\ u_0 &= \frac{\pi D}{4} + 2 \cdot \min(0.25\pi D, 0.125\pi D + a, 1.5d) && \text{for randsøyler og} \\ u_0 &= 2 \cdot \min(0.25\pi D, 0.125\pi D + a, 1.5d) && \text{for hjørnesøyler.} \end{aligned}$$

der D er søylens diameter, a er avstand fra søylesenter til dekkekant og d er effektiv tverrsnittshøyde. For hjørnesøylen er det samme avstand til søylekant i begge retninger. I følge manualen kan dekkekanten antas fraværende dersom avstanden fra belastet overflate i kritisk kontrollsnitt til dekkets kant er minst $2d$, som tilsvarer ca. 360mm for kritisk hjørnesøyle og kantsøyle. Avstanden fra dekkets kant til den belastede overflaten i kritisk kontrollsnitt er minst 690mm for dekket i denne oppgaven, slik at u_0 etter LinkStudPSRs designmanual kan beregnes som for en indre søyle. Denne beregningsmetoden for u_0 benyttes videre i oppgaven. LinkStudPSR har teknisk godkjenning i Storbritannia for sine skjærarmeringsløsninger og designmanualen betraktes derfor som en troverdig kilde.

Skal u_0 beregnes nærmere kan det gjøres basert på en skjærfeltsanalyse ved søylens kant for de aktuelle søylene. Dette er imidlertid utenfor omfanget av denne oppgaven.

10.4.2 Skjæspenningskapasitet for plater uten skjæramering

Skjærkraftkapasitet uten skjæramreing gis EC2 6.4.4 (1).

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

der

$C_{Rd.c}$	er en faktor som tar hensyn til største tilslagstørrelse,
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$,
ρ_l	er armeringsforholdet for strekkarmering,
k_1	0.1 ved trykk og 0.3 ved strekk og
σ_{cp}	er normalspenning i det kritiske snittet (Positiv som trykk).

Armeringsforholdet ρ_l beregnes ut fra mengde strekkarmering med heft. Siden uinjiserte etteroppspente spennkabler ikke har heft vil hele dette leddet falle bort. Den horisontale trykkkomponenten av spennarmeringen vil derimot gi aksialkrefter i betongen som er med å styrke kjærkapasiteten i det andre leddet av likningen. Skjærspenningskapasitet uten skjæramreing blir da $v_{Rd.c} = v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$.

$$v_{Rd.max} = 0.4\nu f_{yd} \leq 1.6v_{Rd.c} \frac{u_1}{\beta u_0} \text{ når det ikke er skjærarmering. EC2 NA.6.4.5.}$$

10.4.3 Skjærspenningskapasitet for plater med skjærarmering

skjærspenningskapasitet for plater med skjærarmering gis i EC2 6.4.5 (1).

$$v_{Rd.cs} = 0.75v_{Rd.c} + 1.5\left(\frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \sin\alpha\right)$$

der

A_{sw}	er areal av skjærarmering langs omkretsen av det aktuelle snittet,
s_r	er radiell avstand mellom snitt med skjærarmering,
$f_{ywd,ef}$	er effektiv dimensjonerende fasthet for skjærarmeringen gitt som $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$,
u_1	omkrets av kritisk snitt og
α	vinkel mellom skjærarmering og platens plan.

$v_{Rd.max} = 0.4\nu f_{yd} \leq 1.6v_{Rd.c} u_1 / (\beta u_0)$ for konstruksjoner med skjærarmering også. Den siste begrensningen kan derimot ses bort ifra hvis betongbidraget, $0.75v_{Rd.c}$, ikke tas med i kapasitetsberegningenn. Begrensningen $1.6v_{Rd.c} u_1 / (\beta u_0)$ blir veldig streng ved spennarmerte dekker, siden spennarmerringen ikke bidrar til armeringsforholdet og $v_{Rd.c}$ blir satt som v_{min} uten noe bidrag fra spenningstilstanden i tverrsnittet.

10.4.4 Fiberarmeringens bidrag til skjærkapasitet

Basert på rapport fra COIN [Nedrelid, 2015] kan bidraget til skjærkapasiteten fra fiberarmering tas hensyn til ved følgende enkle formel

$$v_{Rd.cf} = 0.6 f_{ftd.res,2.5}$$

der $f_{ftd.res,2.5}$ er reststrekkfastheten pga. fiberarmering.

Dette bidraget legges til skjærspenningskapasiteten slik at

$$v_{Rd.c.tot} = v_{Rd.c} + v_{Rd.cf}.$$

Det kommer dermed frem at fiberenes bidrag regnes som kapasitetsøkning i betongen og ikke som skjærarmering. Dette ender opp med at $v_{Rd.c}$ erstattes med $v_{Rd.c.tot}$ i formlene for $v_{Rd.max}$ og $v_{Rd.cs}$.

10.4.5 β -faktor

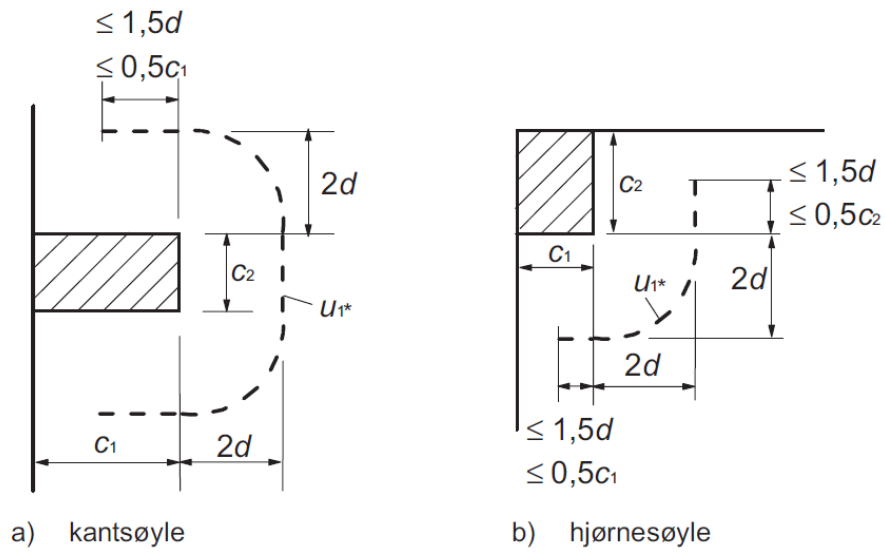
Når momentene i en søyle-dekkeforbindelse ikke er like store og rettet motsatt vei, eller rettet samme vei på de motliggende sidene av forbindelsen, er det et ubalansert moment i forbindelsen. Dette momentet må balanseres av skjærspenninger i dekket. Dermed kan ikke dekkets kapasitet for skjærspenning dimensjoneres ut fra opptredende aksialkraft i søylen alene.

I EC2 6.4.3 er prosedyrer for beregning av en faktor, β , som multipliseres med skjærspenningen i kritisk snitt, se figur 10.5 og 10.6, pga. maksimalt opptredende aksialkraft i søylen alene. Prosedyren baseres på en antatt spenningsfordeling pga. et ubalansert moment og denne antagelsen er i overensstemmelse med elastiske analyser [Sørensen, 2013]. Prosedyren i standarden dekker tilfeller for søyler som er plassert i felt, ved kant eller i hjørne av dekket. De ytre søylene på dekket i denne oppgaven er plassert, ikke ved kant eller i hjørne, men trukket inn slik at senter søyler er 940mm fra kantene av dekket. Benyttes prosedyrene i standarden for dette tilfellet, og og det ses bort i fra at delen av dekket som er utenfor søylene vil kunne ta opp deler av det ubalanserte momentet, regnes β -faktoren som følger:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}$$

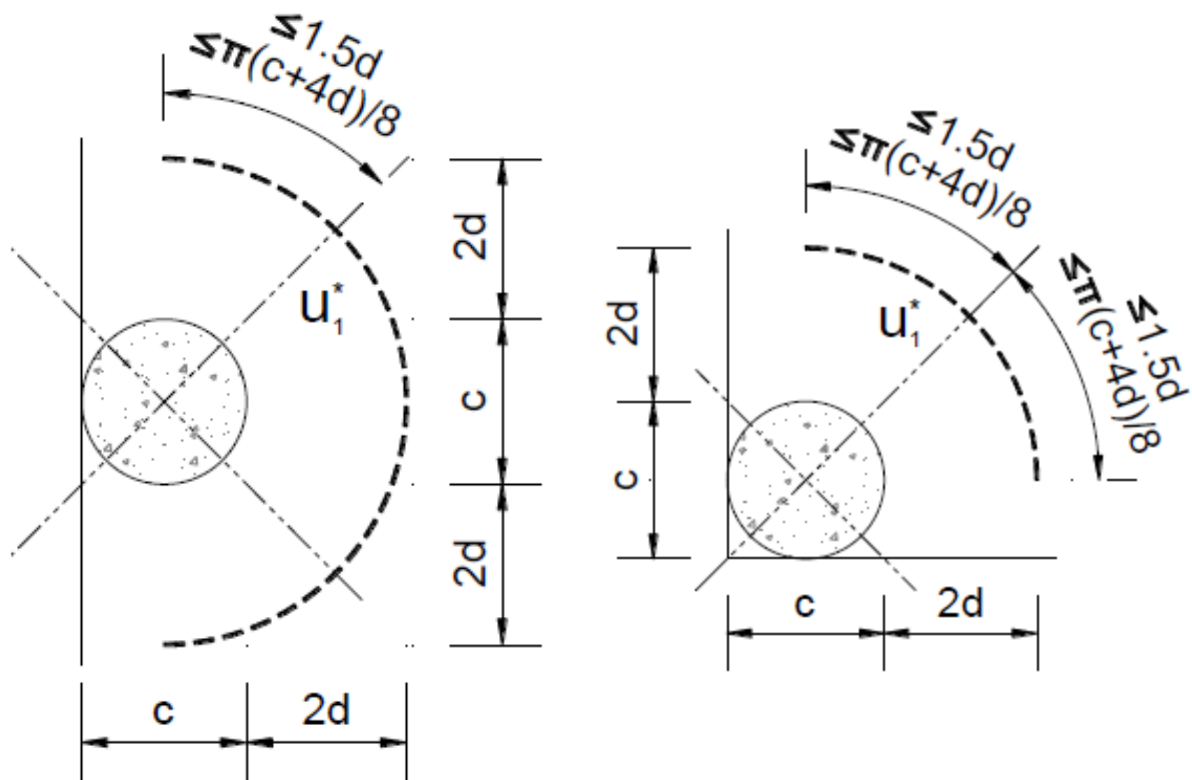
der u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet, figur 10.5 eller 10.6, u_{1*} er den reduserte omkretsen av det kritiske kontrollsnittet, se figur 10.7, e_{par} er eksentrisiteten parallelt med platekanten som følge av et moment om en akse vinkelrett på platekanten, k kan bestemmes fra tabell 6.1 i EC2 med forholdet c_1/c_2 erstattet av $c_1/2c_2$ og W_1 er beregnet for omkretsen av det kritiske kontrollsnittet u_1 .

Det reduserte kritiske snittet for søyler ved kant og hjørne bestemmes for rektangulære søyler som følger: Standarden gir ikke beregningsregler for det reduserte kritiske snittet for sirkulære søyler, men en analog kan utledes, som gjort av den britiske skjærarmeringsprodusenten LinkStudPSR:



Figur 6.20 – Redusert omkrets av kritisk kontrollsnitt u_1^*

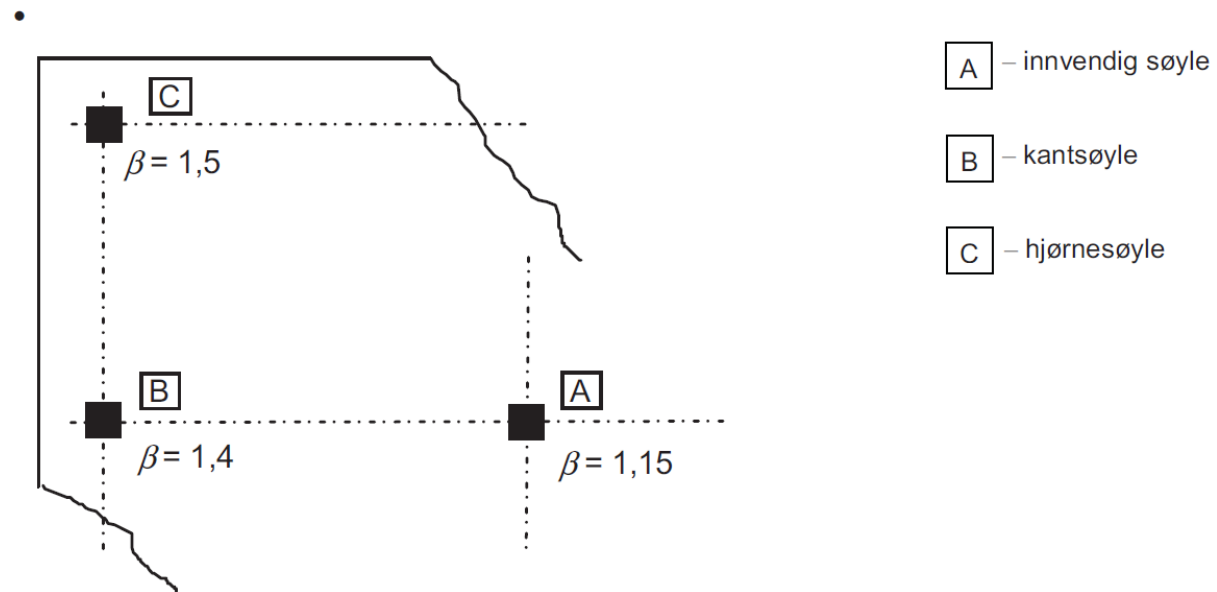
Figur 10.7: Reduserte kritiske snitt etter EC2



Figur 10.8: Reduserte snitt for sirkulære søyler ved kant og hjørne [LinkStudPSR]

Denne analogien benyttes videre for beregning av de reduserte kritiske snitt. Standarden gir også et sett med tilnærmede verdier for β , for dekker der konstruksjonens stabilitet

er uavhengig av rammevirkning mellom søyler og dekket, og tilstøtende felts lengder ikke avviker mer enn 25%, se figur 10.9. I denne oppgaven er første punkt gyldig, men tilstøtende felt avviker mer enn 25%, og verdiene kan ikke benyttes. De vil allikevel benyttes i grafene nedenfor for å avgjøre hvorvidt de er konservative.

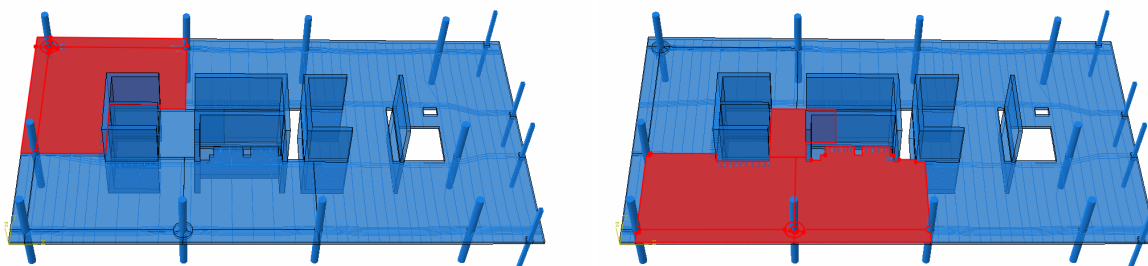


Figur 6.21N – Anbefalte verdier for β

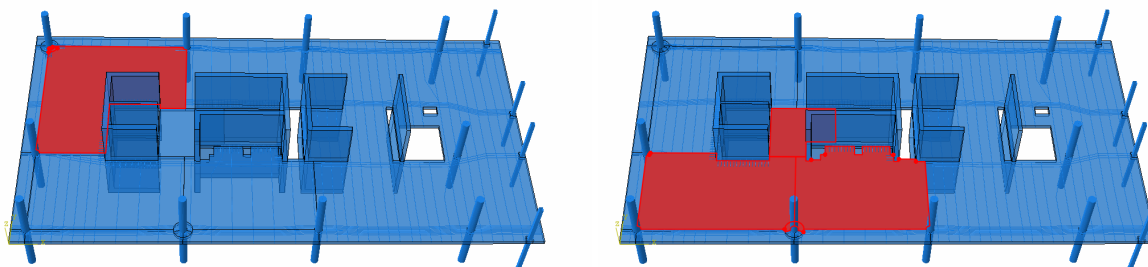
Figur 10.9: Anbefalte verdier for β for visse dekker [EC2 6.4.3]

For å finne verdier som er fornuftige for dekket i denne oppgaven, regnes verdiene ut i fra spenningsfordeling i de kritiske snittene definert i EC2 fra modellen i Abaqus med lastplassering slik at størst mulig ubalansert moment oppnås. Som det skal vises senere i oppgaven, er søylen med størst aksialkraft søyle G3 med $485,9\text{ kN}$, og dette er en kantsøyle. Mest utsatte hjørnesøyle er søyle H1 med $291,1\text{ kN}$ opptredende aksialkraft. Største aksialkraft for en midtsøyle er søyle E2 med $345,9\text{ kN}$. Denne søylen vil ha mindre ubalansert moment enn kant- og hjørnesøylene, fordi den omslutes av relativt store dekkeareal rundt hele omkretsen. En vurdering av spenningsfordelingen i dekket i Abaqus underbygger dette. Kun søyle H1 og G3 vil sjekkes nærmere for skjærkapasitet. Følgende lasttilfeller kjøres for aktuelle søyler for å finne største ubalanserte moment, se figur 10.10 og 10.11.

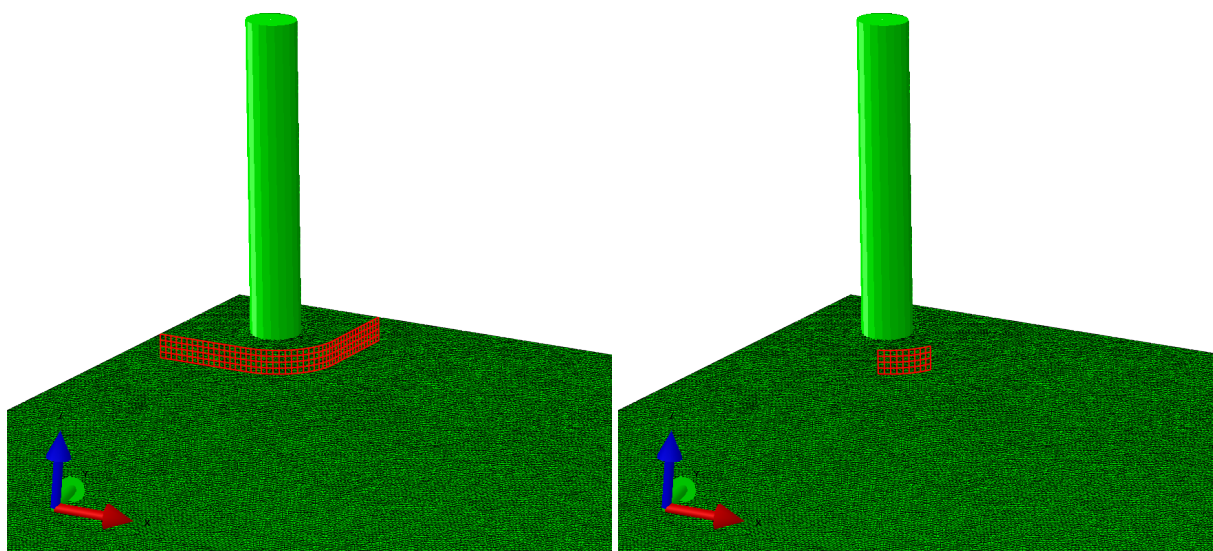
For en forbindelse med ubalansert moment vil det i et kritisk snitt være spenningstopper og bunner. Armert betong er en duktil materialkompositt og EC2 tillater lokale plastiske deformasjoner. Å dimensjonere etter spenningstoppene vil derfor være uhensiktsmessig, og et gjennomsnitt av de maksimale spenningene bør dermed finnes. Reduserte kritiske snitt er allerede definert i EC2, og disse benyttes videre for utregning av en β -verdi for hver av søylene.

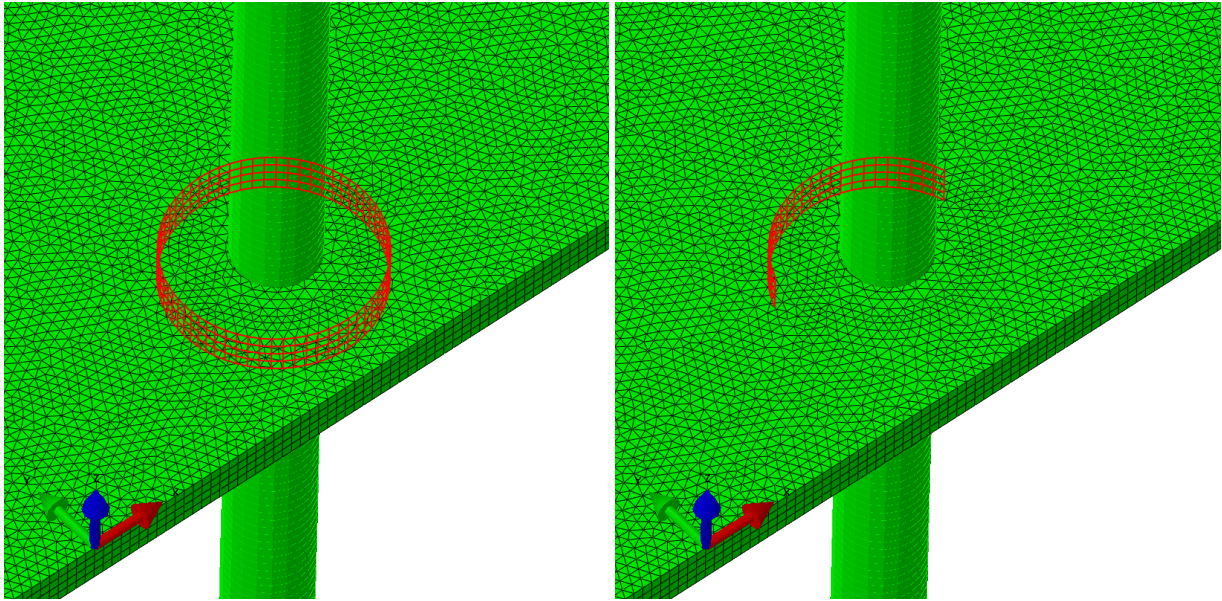


Figur 10.10: Lasttilfelle 1: Full lastflate for søyle H1 og G3 for beregning av β



Figur 10.11: Lasttilfelle 2: Redusert lastflate for søyle H1 og G3 for beregning av β





Figur 10.13: Kritisk, og redusert kritisk snitt, for søyle H1 og G3

I motsetning til EC2 der β regnes fra det utgangspunkt at det reduserte kritiske snittet tar opp all aksialkraften i søylen, regnes nå β som den gjennomsnittlige skjærspenningen i det reduserte kritiske snittet over den gjennomsnittlige spenningen over det kritiske snittet:

$$\beta = \frac{v_{Ed,mean,u_1^*}}{v_{Ed,mean,u_1}}$$

Dette vurderes som en tilnærming som tar bedre hensyn til den faktiske spenningsfordelingen for det aktuelle tilfellet. Med dette utgangspunkt beregnes følgende β -verdier:

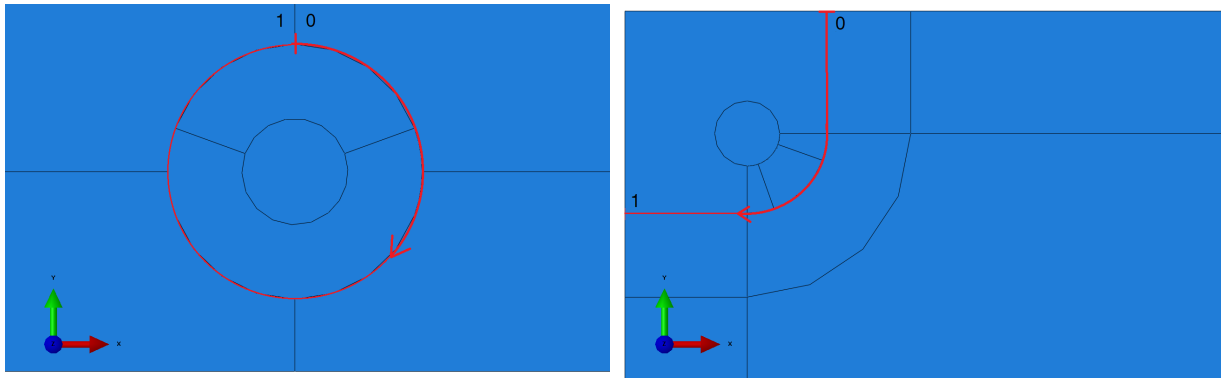
$$\beta = 2,92$$

for hjørnesøyle H1, og

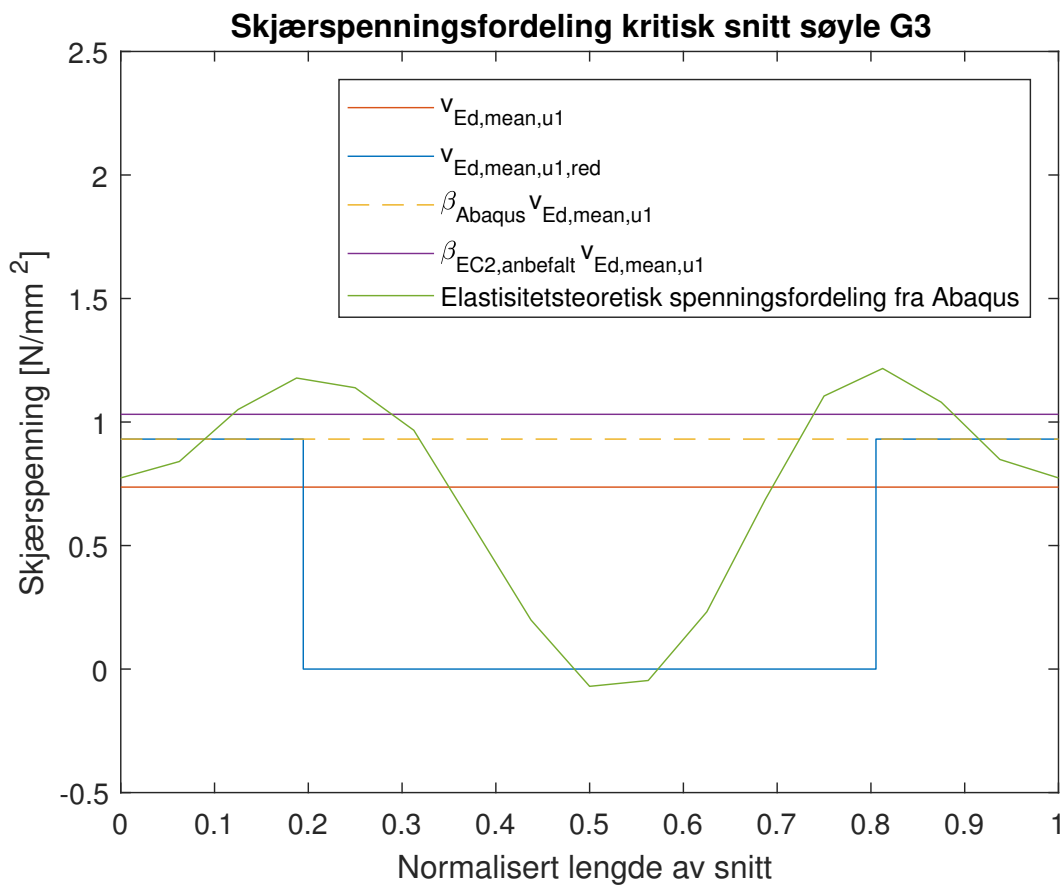
$$\beta = 1,26$$

for kantsøyle G3.

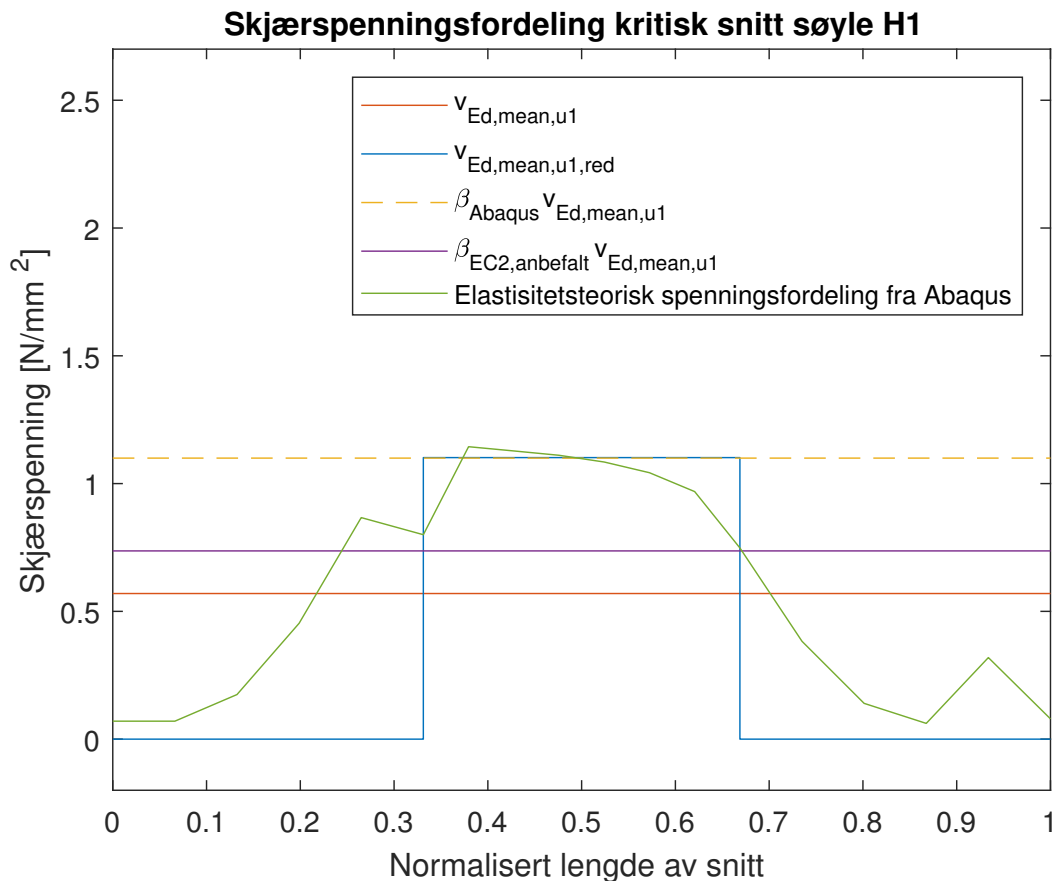
Ved sammenligning av verdier i figur 10.9 med verdiene fra Abaqus er faktoren for hjørnesøylen for lav, mens faktoren for kantsøylen er konservativ. Nedenfor vises en sammenfatning av spenningene i de kritiske snittene for søylene gjennom den normaliserte lengden av snittet:



(a) Start og retning for normalisert lengde G3 (b) Start og retning for normalisert lengde H1

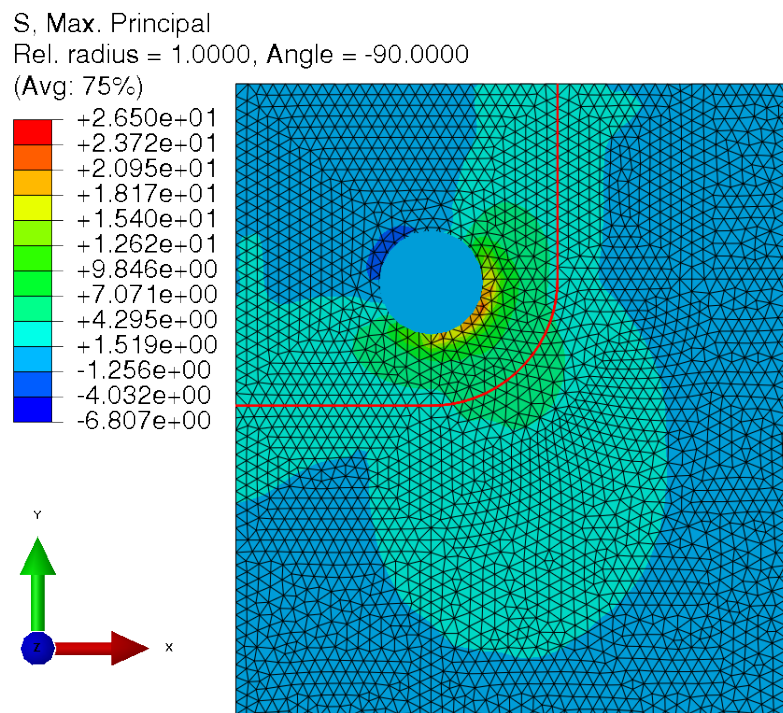


Figur 10.15: Skjærspenninger, kritisk snitt G3

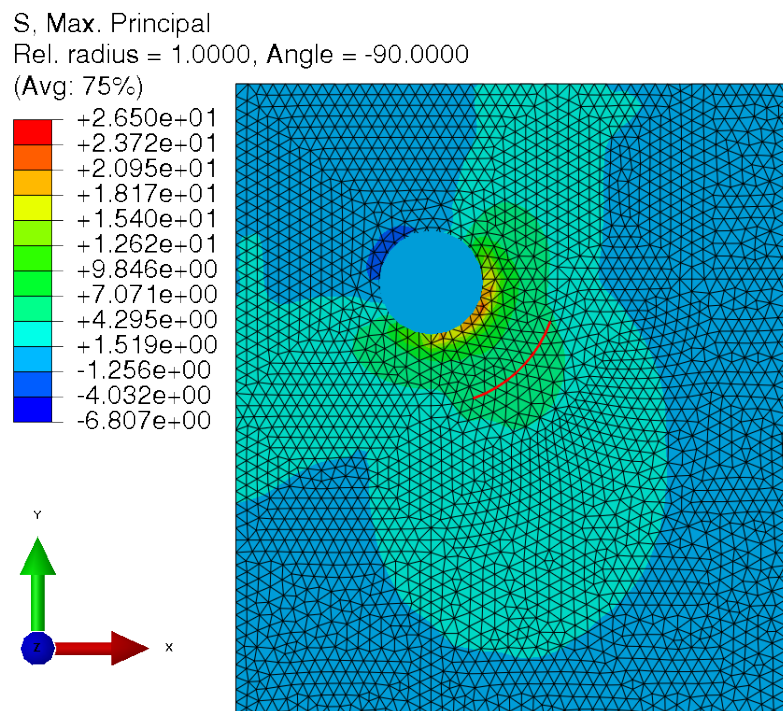


Figur 10.16: Skjærspenninger, kritisk snitt H1

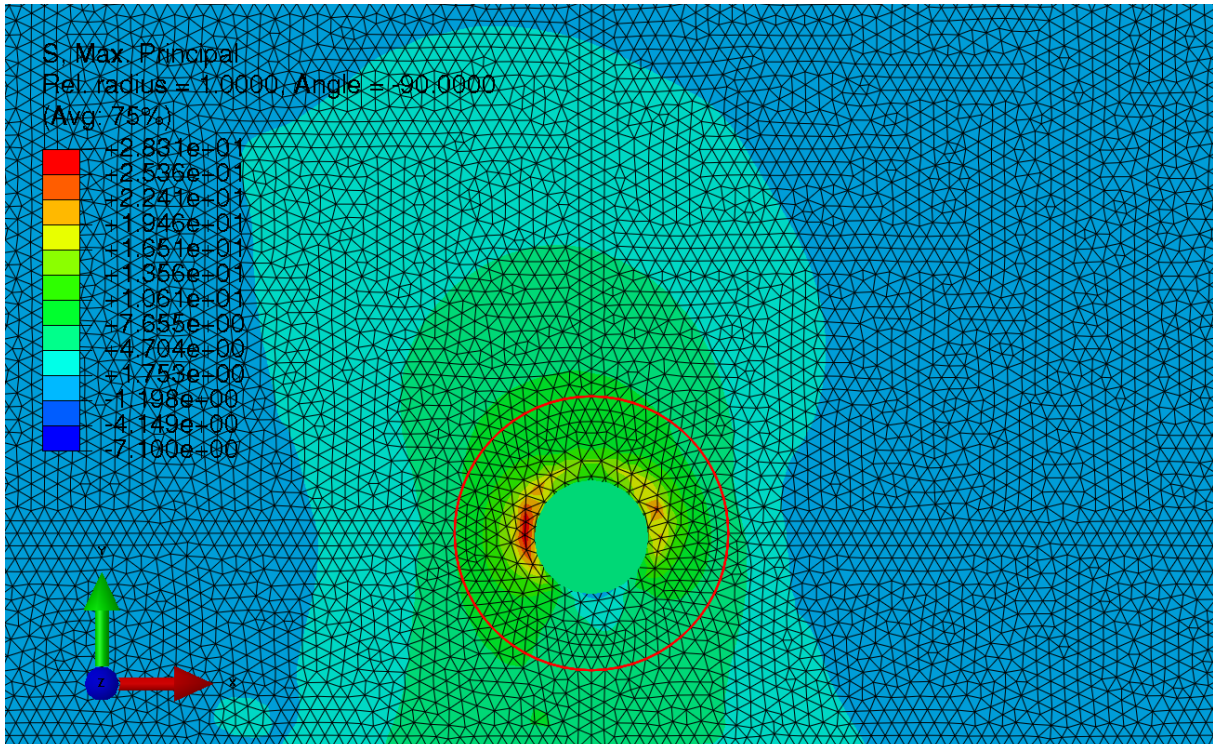
Det kan sees at for begge tilfellene er den faktiske spenningen høyere ved spenningstoppene enn β -verdiene beregnet med verdier fra Abaqus hensyntar. Dette er i overensstemmelse med antagelsen om at et større redusert snitt vil gi lavere gjennomsnittlig spenning, og en lavere β . Det kan diskuteres hvor langt det reduserte snittet skal være. For kantsøyle G3 er den anbefalte β -verdien høyere enn den som ble beregnet. Av grafen i 10.22 kan det synes at den anbefalte verdien virker mer riktig, og at det reduserte snittet i Abaqus dermed ikke tar opp de høyeste spenningene. Nedenfor vises hovedspenningene i overkant av dekket for de to søylene for lasttilfellene som gir størst ubalansert moment og skjærspenning:



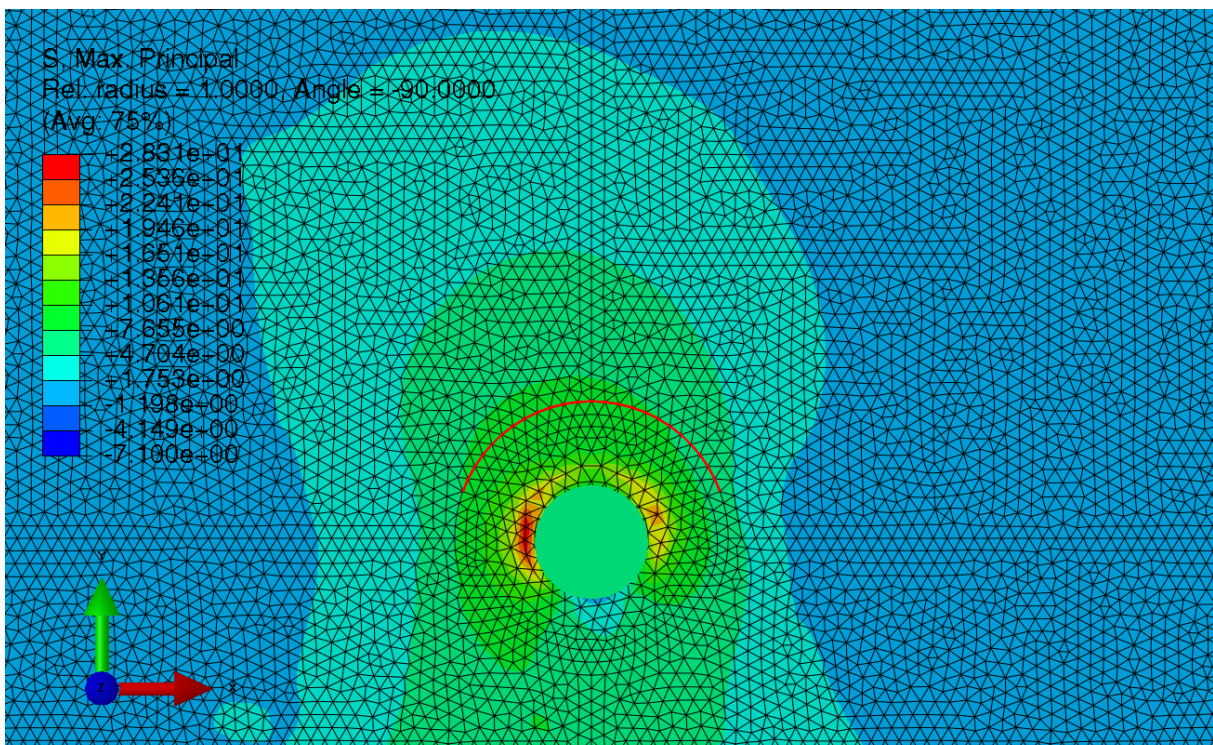
Figur 10.17: Hovedspenninger og kritisk snitt søyle H1



Figur 10.18: Hovedspenninger og redusert kritisk snitt søyle H1



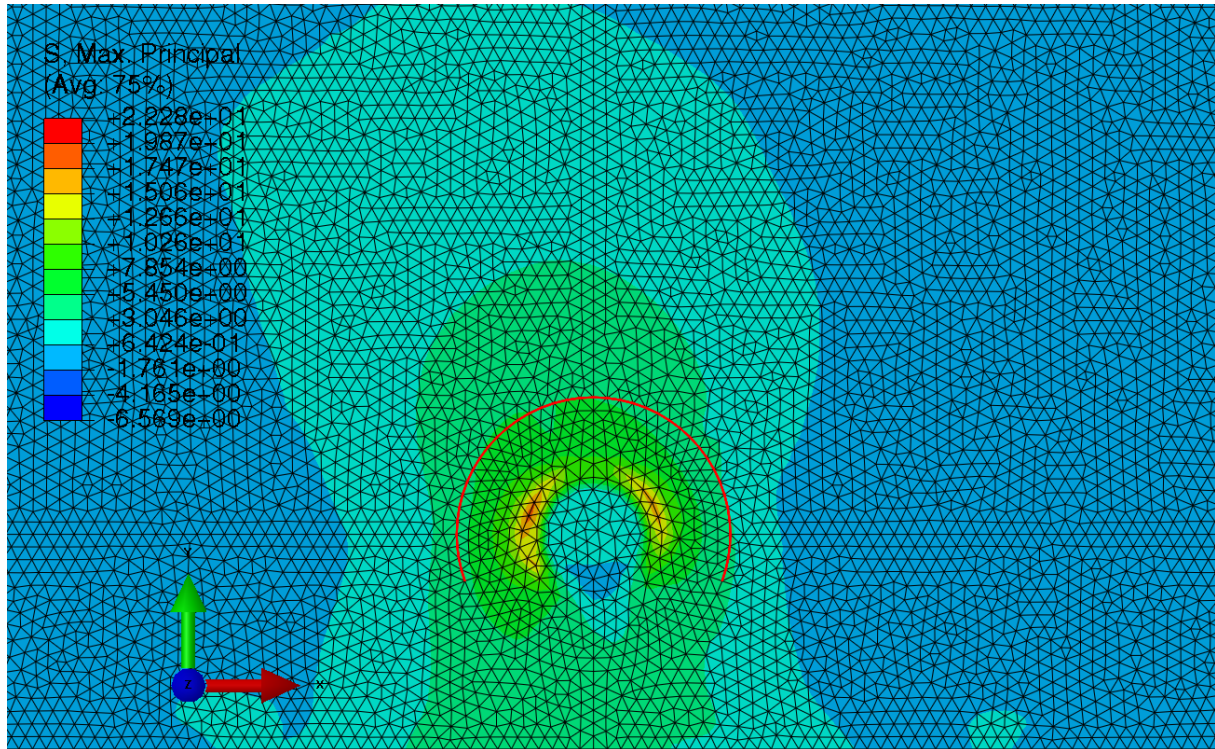
Figur 10.19: Hovedspenninger og kritisk snitt søyle G3



Figur 10.20: Hovedspenninger og redusert kritisk snitt søyle G3

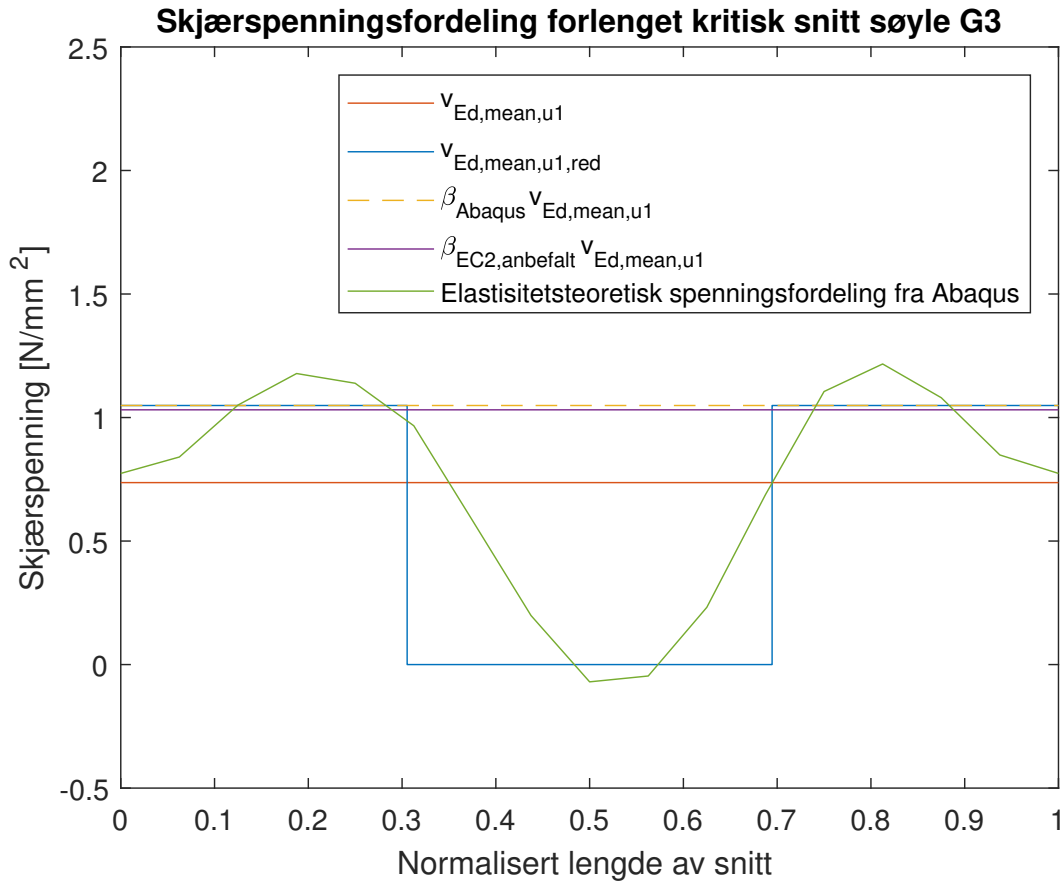
Som det sees for hjørnesøyle H1 i 10.18 virker det reduserte kritiske snittet å ta opp de høyeste spenningene. Tilfellet er et annet for kantsøyle G3, der de høyeste spenningene

oppstår lengre ned i y-retning. Det er tydelig at det reduserte kritiske snittet for en søyle helt i kant definert i EC2 ikke fanger opp de høyeste spenningene i dette tilfellet. For å forsøke å fange opp de høyeste spenningene gjøres det reduserte snittet lengre ned mot dekkekanten:



Figur 10.21: Hovedspenninger og redusert kritisk snitt søyle G3

Dette resulterer i $\beta = 1,42$, noe som er høyere enn den anbefalte verdien for bestemte dekker. Nedenfor vises spenningsfordelingen i det kritiske snittet med det forlengede reduserte snittet:



Figur 10.22: Skjærspenninger, kritisk snitt G3 med forlenget redusert kritisk snitt.

I de følgende beregningene vil følgende verdier brukes:

$$\beta = 1,42$$

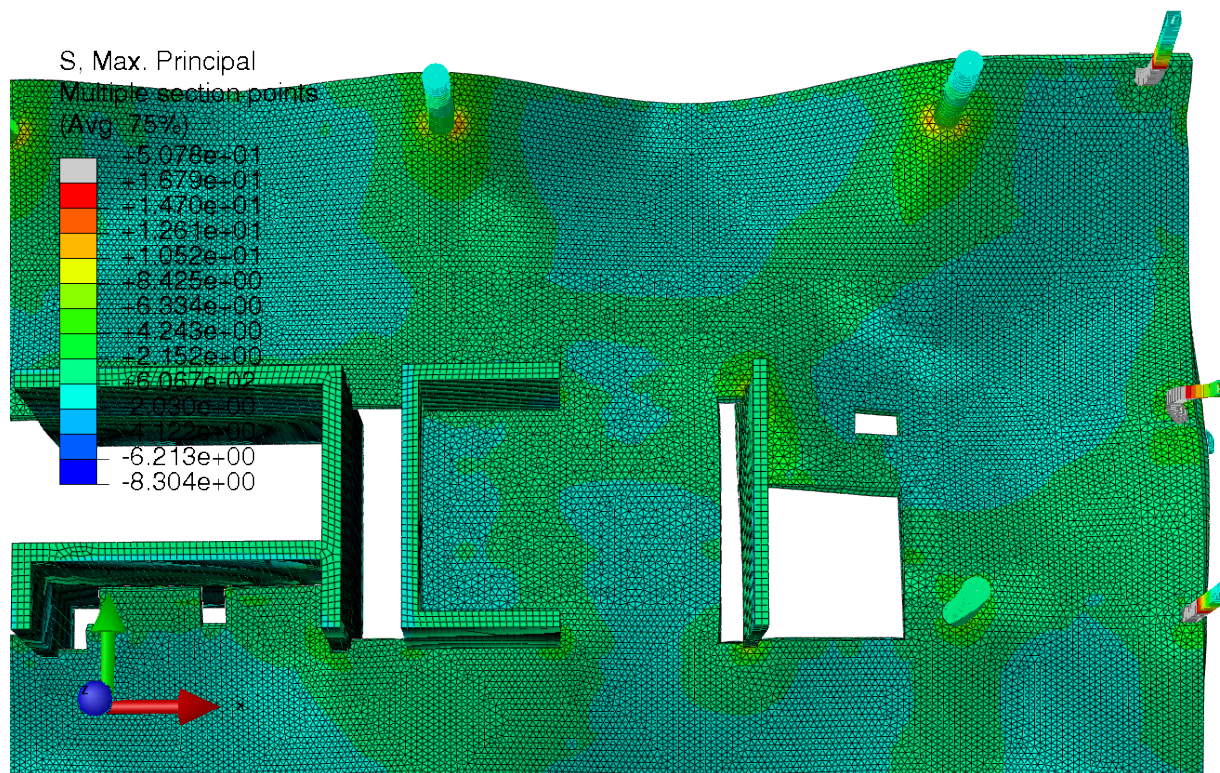
for kantsøyle G3, og

$$\beta = 1,91$$

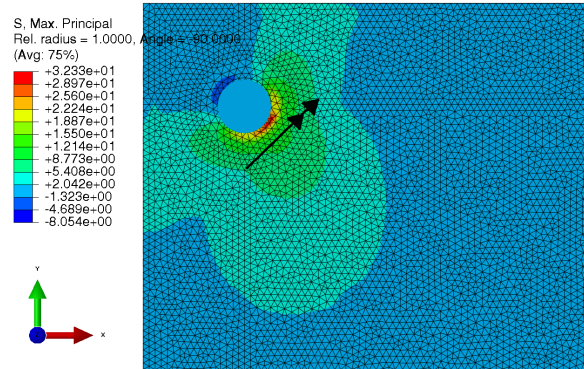
for hjørnesøyle H1.

10.5 Torsjonskapasitet

Når hovedspenningsretningene i en konstruksjon ikke faller sammen med retningene til hovedarmeringen oppstår torsjonsproblematikk. Om torsjonsmomentene er store, må det dimensjoneres spesielt for disse. Pga. ulike spennvidder for motliggende spenn i dekkekonstruksjonen, og veggene midt i bygget “drar” hovedspenningsretningene mot veggene, oppstår det torsjon spesielt i dekke-søyle forbindelsene i denne konstruksjonen. Spesielt ved hjørnesøylene oppstår det torsjon, fordi det ubalanserte momentet må balanseres av skjærkrefter i søyle-dekkeforbindelsen og i dekket. Fra figur 10.24 kan det tydes at torsjonsmomentene i x- og y-retning vil bli relativt store nært søylens kant.



Figur 10.23: Hovedspenningsretningene går mellom søylene og nærmeste opplager med mye momentstivhet. Se spesielt andre søyle øverst til venstre. Prefabdekket er skjult i denne figuren.



Figur 10.24: Hovedspenningsfelt og hovedmoment ved søyle H1

Dimensjonering for torsjon, kan ved fordelt armering i begge retninger gjøres basert på trykkfeltsteori som i Sørensen [2013, Del 3, kapittel 1.2]. For dette dekket er spennarmeringen fordelt i den lange retningen og konsentrert i den korte. Dermed kan ikke trykkfeltsteorien benyttes. Dette er fordi den konsentrerte spennarmeringen virker utover området hvor den ligger, mens trykkfeltsteorien ikke kan representere denne effekten av spennarmeringen. Dekkets torsjonskapasitet kan dermed ikke uten videre kontrolleres analytisk. For å få et bilde av torsjonsmomentenes størrelse, og om disse er graverende, velges det å sammenligne torsjonsmomentenes størrelse i xz - og yz -retning opp mot momentene i y -retning og x -retning langs snittene som benyttes i rammemodellen og Abaqus-modellen i denne oppgaven.

Ut fra figur 10.24 kan det tydes at torsjonsmomentene, i likhet med momentene om x - og y -aksen vil bli relativt store nært søylens kant, og det er sannsynlig at betonger risser og/eller knuses lokalt. EC2 tillater imidlertid lokal plastisk deformasjon av betongen i konstruksjoner. Dette er også et utgangspunkt for at dekket kan dimensjoneres stripevis med en viss bredde. Ved stripevis dimensjonering ses det bort fra svært lokale effekter, og det antas at kreftene omlagres og fordeles jevnere over tverrsnittet etter lokal plastisk oppførsel av betongen. Dekket er fra Thilts side dimensjonert blant annet ved hjelp av elementmetodeprogrammet *Adapt Floor*, som kombinerer elementmetoden med stripemetoden ved at dimensjoneringen skjer stripevis i elementmetodeprogrammet. Dimensjoneringsmetoden ved bruk av striper er verifisert praktisk testing og gjennom ferdigstilte bygg som holder funksjonskravene. Dette gjør at det kan være uhensiktsmessig å se på de svært lokale effekter av momentene og torsjonsmomentene. I denne oppgaven sjekkes momentkapasiteten også stripevis, og over tverrsnittet av en stripe vil det kunne være relativt store, lokale spenningstopper. Det vil også gjelde for torsjonsmomentene i det samme tverrsnittet. Fordi den stripemessige dimensjoneringen for moment er anerkjent, velges det ikke å studere størrelsene på torsjonsmomentene isolert, men å se dem i sammenheng med momentene i akseretningene. Er de svært mye mindre, antas det at konstruksjonen er tilstrekkelig dimensjonert for torsjon.

10.6 Kontroll av forankring av spennkabler

EC2 5.10.2.2 (1) setter krav til at lokal knusing og spalting av betongen skal unngås ved enden av spennkabler. For å kontrollere dette er det valgt å beregne forankringen ved metode for partielt belastede flater etter EC2 6.7. En last som virker på en partielt belastet flate har kapasitet som:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

der

A_{c0} er areal av belastningsflate lik areal av forankringsplaten og
 A_{c1} er største areal med samme form og tyngdepunkt som A_{c0} . Begrenses av betongtverrsnittet.

Hvis flaten er belastet med flere enn én trykkraft kreves det at de beregningsmessig nødvendige arealene som kreves for å ta opp kreftene for hver trykkraft ikke overlapper. Hvis arealene overlapper har ikke betongen tilstrekkelig kapasitet. Denne begrensningen for tettheten til påførte laster kan derimot økes hvis det gjøres andre tiltak for kapasitet. F.eks. bøylearmering som hjelper å spre kreftene.

11. Kontroll av bruksgrensetilstanden

Dimensjonering for bruksgrensetilstandene skal sikre at konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet, bestandighet, menneskers komfort og konstruksjonens utseende ivaretas ved normalt bruk. Bruksgrensetilstandene omfatter normalt grensetilstandene for nedbøyninger, riss, spenningsbegrensning og vibrasjoner. Vibrasjoner studeres ikke nærmere i denne oppgaven.

Partialfaktorer for laster i bruksgrensetilstanden settes etter EC0 6.5.4 lik 1,0. Nyttelasten multipliseres med en ψ -faktor der aktuelt. ψ -faktorene for kombinasjonsverdi, ofte forekommende verdi eller tilnærmet permanent verdi, ψ_0, ψ_1 og ψ_2 , hentes fra EC0 tabell NA.A1.1 - verdier for ψ -faktorer for bygninger. Nyttelasten antas som kategori C, forsamlingslokaler, møterom.

$$\begin{aligned}\psi_0 &= 0,7 \\ \psi_1 &= 0,7 \\ \psi_2 &= 0,6\end{aligned}$$

Følgende karakteristiske laster benyttes i bruksgrensetilstanden:

$$\begin{aligned}\text{Nyttelast} &= 3,0 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Tekniske installasjoner} &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Linjelaster fra yttervegger} &= 3,0 \text{ kN/m} \\ \text{Tyngeakselerasjon} &= 9,81 \text{ m/s}^2\end{aligned}$$

Partialfaktorer for materialeegenskaper, γ_M , settes til 1,0 etter EC0 6.5.4 (1).

Elastisitetsmodulen settes lik effektiv langtids E-modul, der alle laster antas påført etter en modenhetstid for betongen på $t_0 = 7$ dager. Strekk- og trykkfasthet til betongen settes lik den karakteristiske 28-dagers fastheten.

$$\begin{aligned}E_{c,eff} &= 11,7 \text{ GPa} \\ f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 3,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Strekkfastheten før riss antas upåvirket av fiberarmeringen.

11.1 Riss

I risskontrollen kontrolleres de samme dekkestriper som i momentkapasitetsberegningene. Det sjekkes om de gjennomsnittlige maksimale strekkspenningene i betongen overskrider strekkfastheten $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ og det sees bort fra lokale spenningstopper.

Overskrider de maksimale strekkspenningene strekkfastheten, antas betongen som risset, og rissviddene må beregnes etter EC2 7.3.

11.2 Nedbøyning

Dersom betongen forblir urisset regnes den i stadium 1 (urisset) og nedbøyningen beregnes med fullt virksomt tverrsnitt. Risser betongen, regnes den i stadium 2 (risset) og nedbøyningen beregnes med et tverrsnitt der betongtverrsnittet ikke har kapasitet i strekksonen. Nedbøyning beregnes i følge EC2 7.4.1(4) med nyttelast med kvasipermanent verdi. Nyttelasten multipliseres derfor med faktor $\psi_2 = 0,6$.

11.3 Spenningsbegrensning

Det må utføres en undersøkelse om strekkspenningen i betongen overskrides for å vite om og hvor det dannes tverrgående riss. Siden rissviddene kun er begrenset av utseende for eksponeringsklasse XC1 trenger det ikke å være nødvendig å kontrollere rissvidder hvis strekkspenningen ikke overskrides så betydelig at det forventes større rissvidder enn 0,4mm som er grensen i EC2 Tabell 7.1N.

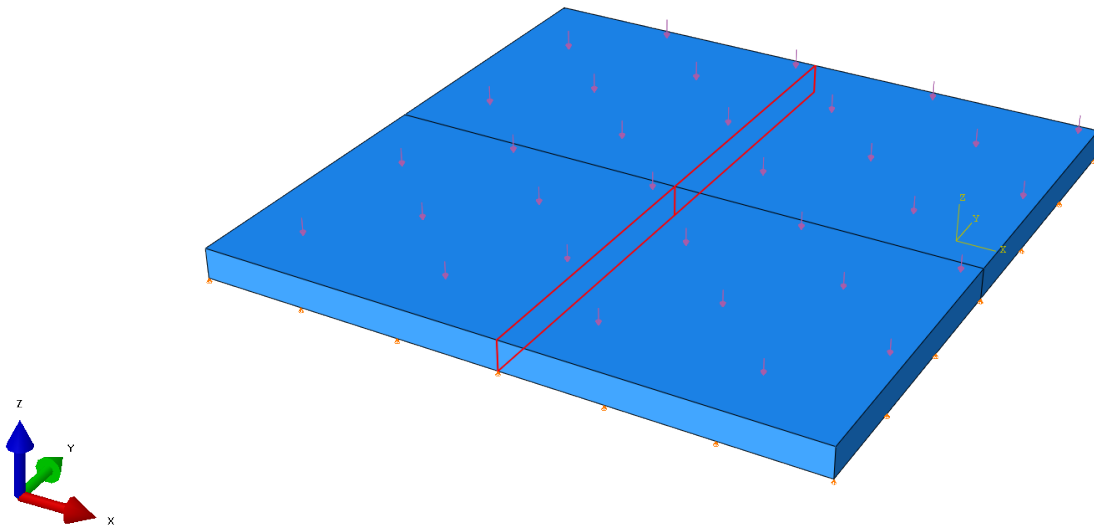
Trykkspenningbegrensning beregnes etter EC2 7.2. Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon. Etter EC2 7.2 (2) kontrolleres trykkspenningen med de karakteristiske verdiene for lastene. Det kreves at trykkspenningen i betongen ikke overskrider $0,6f_{ck}$ hvis eksponeringsklassen er XD, XF eller XS.

I tillegg kreves det i punkt (3) at betongspenningen ikke bør overgå $0,45f_{ck}$ hvis man skal se bort fra kryptøyningens ikke-lineære oppførsel.

Dekket i denne oppgaven er i eksponeringsklasse XC1, dermed må ikke dekket kontrolleres for EC2 7.2 (2) som sikrer bestandigheten til betongen.

12. Modelling av dekket i Abaqus

12.1 Innledende analyse for valg av elementer



Figur 12.1: Testoppsett. Snitt for henting av moment; lastpåføring og render for opplagring

For å velge elementer på et bedre grunnlag lages en testmodell som vist i figur 12.1. Testmodellen er en fritt opplagt plate med dimensjoner $L_x B_x H = 4800\text{mm} \times 4800\text{mm} \times 240\text{mm}$, med jevnt fordelt last som tilsvarer permanent last og nyttelast til dekket i oppgaven. Dimensjonene velges slik at de kan representere dekket til en viss grad. Dimensjonene representerer omtrent de minste spennviddene til dekket. Høyden er lik som for dekket. På grunn av tilnærmelsen, vil ikke ytelsene for elementene i testoppsettet nødvendigvis være representative for dekket, men de vil gi en pekepinn. Testoppsettet kjøres på en Intel NUC D54250 PC fra 2014 med følgende spesifikasjoner:

- Processor: Intel Core i5-4250U @max 2,6GHz, 4.generasjon, Haswell.
- RAM: 16 GB DDR3.
- HDD: 240 GB mSata SSD, SATA 3.0, 550/530 MB/s lese/skrivehastighet.
- Windows 10 Home.

Testoppsettet kjøres med 3D-kontinuum-elementene C3D6, C3D8R, C3D8I, og C3D20R, samt skallelementer av typen S4R, i separate tester. Følgende parametre hentes ut for hver test:

- Tidsbruk [sek], hentet fra *Monitor* → *Data file* → *Job time summary*.
- I/O [MB], hentet fra *Monitor* → *Data file* → *Memory to minimize*. Denne verdien forteller omentrent hvor mye data som må lagres i minne/disk mens jobben kjøres. For modeller med mange elementer kan ledig plass være et begrensning. Dersom det er for lite plass tilgjengelig vil ikke jobben fullføres.
- Nedbøyning i feltmidte [mm]. Maksimal nedbøyning for platen.
- Moment[kNm] langs midtlinje. Viser momentet langs snittet markert i rødt i figur 12.1.
- Skjærkraft[kN] langs render.

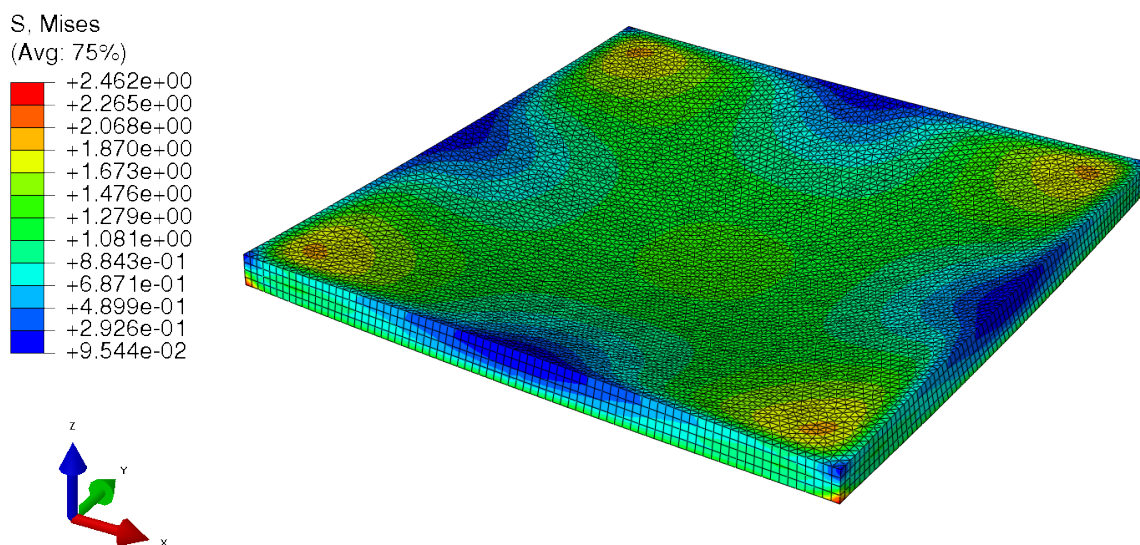
Tabell 12.1: Sammenligning av størrelser for ulike elementer

Elementtype og karakteristisk størrelse	Tidsbruk [sek]	I/O [MB]	Nedbøyning i feltmidte [mm]	Moment [kNm] langs midtsnitt	Skjærkraft [kN] langs render
C3D6 40mm	58	1978	0,760	45,46	311,30
C3D6 48mm	27	1026	0,757	45,09	311,30
C3D6 60mm	13	473	0,752	44,73	311,30
C3D6 120mm	2	72	0,720	41,83	311,30
C3D6 240mm	1	28	0,623	27,77	311,30
C3D8R 40mm	48	2145	0,793	43,23	311,30
C3D8R 48mm	27	1126	0,802	42,18	311,30
C3D8R 60mm	10	513	0,819	40,33	311,30
C3D8R 120mm	1	67	1,009	27,55	311,30
C3D8R 240mm	1	27	50,490	0,00	311,30
C3D8I 40mm	72	2263	0,767	45,17	311,30
C3D8I 48mm	39	1194	0,763	44,94	311,30
C3D8I 60mm	18	547	0,761	44,54	311,30
C3D8I 120mm	2	72	0,754	41,37	311,30
C3D8I 240mm	0	28	0,745	29,73	311,30
C3D20R 30mm	2603	50852	0,769	45,65	311,30
C3D20R 40mm	816	16900	0,768	45,53	311,30
C3D20R 48mm	224	8544	0,768	45,42	311,30
C3D20R 60mm	83	3746	0,767	45,23	311,30
C3D20R 120mm	6	333	0,764	43,74	311,30
C3D20R 240mm	1	52	0,758	37,86	311,30
S4R 40mm	6	275	0,759	45,54	311,75
S4R 48mm	4	191	0,759	45,54	311,75
S4R 60mm	2	126	0,759	45,53	311,75
S4R 120mm	0	43	0,758	45,47	311,75
S4R 240mm	0	27	0,756	45,27	311,75

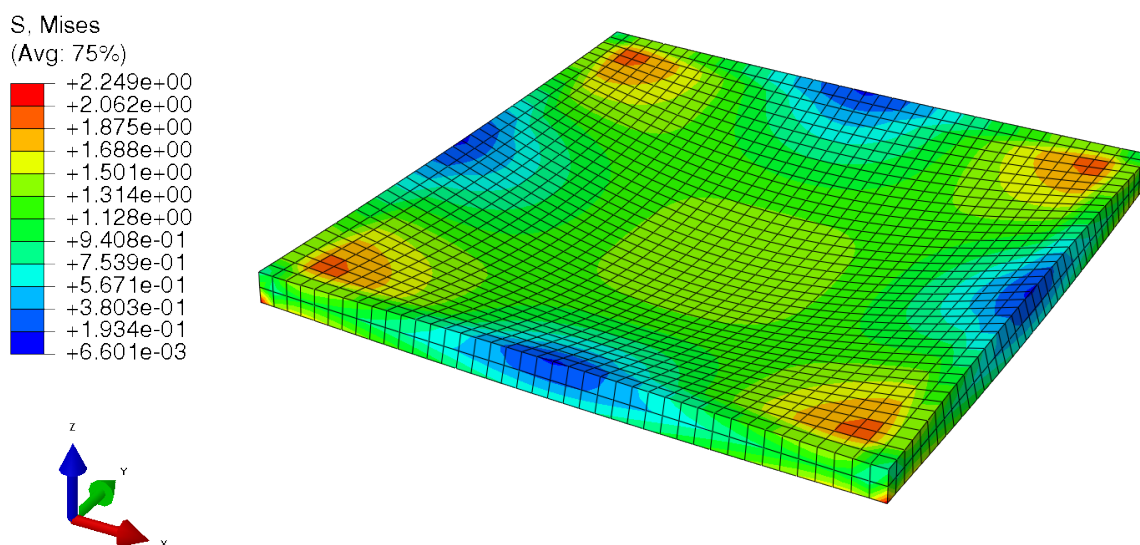
Teoretisk total skjærkraft er $311,30kN$. Summen av opplagerkrefter i z-retning er tilnærmet lik teoretisk verdi for alle elementer. Skjærkreftene vil imidlertid ikke være lik den elastisitetsteoretiske innover platen, fordi elementene ikke kan produsere korrekte bøyespenninger som fører til unøyaktig omlagring av skjærkreftene. Testoppsettet med C3D20R-elementer og $30mm$ karakteristisk elementstørrelse brukes videre som referanseoppsett. $30mm$ karakteristisk elementstørrelse gir 8 elementer i tykkelsen av platen. C3D20R-elementer er av kvadratisk formulering, og bruk av disse elementene med fin elementinndeling vil gi de mest nøyaktige resultatene sammenlignet med de andre 3D-kontinuumelementene, men ved bruk av mer datakraft.

I følge Abaqus Documentation Manual, bør modeller med C3D8R-elementer (8-noders 3D kontinuum-elementer med redusert integrasjon) minst ha fire elementer i tykkelsen av planet for å gi akseptable resultater. Dette gjenspeiles også i dette testoppsettet. Oppsettet med ett C3D8R-element i høyden ($240mm$ kar.elem.størrelse) gir en nedbøyning

i feltmidte på 50,49mm, hele 66 ganger mer enn referansen, og produserer nesten ikke bøyesspenninger. Fire elementer i høyden, (60mm karakteristisk elementstørrelse) gir en nedbøyning som er 6,5% større enn referansen, og et moment som er 11,7% mindre enn referansen. Forfatterne har som mål å bruke elementer som gir resultater som er innenfor 5% av referansen. C3D8I-elementer kan produsere bøyesspenninger eksakt ved ren bøyning, se avsnitt 5.2.2, og gir bedre resultater enn C3D8R-elementene. Fire elementer i høyden gir en nedbøyning som er 1% mindre enn referansen og et moment som er 2,43% mindre enn referansen. Men disse elementene er dyrere enn C3D8R-elementene. Tidsbruket C3D8I-elementene med 60mm karakteristisk elementstørrelse øker med 80% sammenlignet med C3D8R-elementene med samme størrelse. Fire C3D6-elementer i høyden gir en nedbøyning som er 2,2% mindre enn referansen, og et moment som er 2% mindre enn referansen. Momentet er for dette oppsettet mer nøyaktig enn for oppsettet med C3D8I-elementer med like mange elementer i høyden, og bruker også 28% mindre tid enn for tilsvarende oppsett med C3D8I-elementer. Oppsettet bruker 30% mer tid enn for tilsvarende oppsett for C3D8R-elementer, og er langt mer nøyaktig på nedbøyning og moment. Skallelementene er helt overlegne når det gjelder effektivitet. En karakteristisk elementstørrelse på 60mm gir en nedbøyning som er 1,3% mindre enn referansen, og et moment som er 0,3% mindre enn referansen. Dette med et tidsbruk som kun er 0,01% av tidsbruket for referansemodellen. Skallelementene virker også å konvergere ved denne elementstørrelsen, og klarer ikke å produsere samme moment og nedbøyning som referansen. Dette henger sammen med formuleringen for elementene: Plane tverrsnitt antas å være plane etter deformasjon, og spenninger normale på platens plan neglisjeres. Selv om skjærspenningen over tverrsnittstykkelsen korrigeres med skjærfaktorer, vil aldri disse skallelementene kunne produsere helt nøyaktige spenninger og deformasjoner, fordi plane tverrsnitt i realiteten ikke er plane etter deformasjon. I tillegg vil det også som regel være tøyninger av tverrsnittet i retningen normalt på platens plan. I figur 12.2 og 12.3 vises hvordan Mises-spenningene utarter seg for testoppsettet med to forskjellige elementtyper- og størrelser.



Figur 12.2: C3D6-elementer med 60 mm karakteristisk elementstørrelse



Figur 12.3: C3D8I-elementer med 120 mm karakteristisk elementstørrelse

12.2 Valg av elementtyper og antall elementer

12.2.1 Elementer for dekket

Den innledende analysen viser at skallelementer er langt mer effektive enn 3D-kontinuumelementer for testoppsettet.

Det er en forskjell på hvordan effekten av spennarmeringen kan modelleres med skallelementer og 3D kontinuum-elementer. For skallelementer må det påføres ekvivalente krefter på dekket. Dette gjøres ved å sette lastene på områder på dekket som er definert ved en inndeling. For 3D kontinuumelementer er en annen mulighet er å modellere spennarmeringen inn i dekket med en forhåndsspennning som representerer forhåndstøyningen. I en lineær analyse forbindes armeringen til dekket ved bruk av *Constraints* \rightarrow *Embedded region*. Dette medfører full heft mellom dekket og armeringen. Prinsippielt vil det være forskjeller mellom denne modellen og en modell med ekvivalente krefter. Dersom forankringen på spennkablene ikke modelleres, vil delen av dekket i kraftinnføringslengden lokalt rundt spennarmeringen deformeres i større grad enn dersom trykkraftene på betongtverrsnittet fra spennarmeringen påføres dekket på et areal tilsvarende forankringsplaten. Dette vil gi en større avspenning av kablene enn det som er realistisk. Denne effekten anses som liten siden dekket er av store dimensjoner i lengde og bredde sammenlignet med kraftinnføringslengden. Videre vil tøyningen i spennarmeringen, og dermed virkningen av spennarmeringen på dekket, avhenge av kurvaturen av dekkets plan. Dette vil resultere i krefter nærmere en elastisitetsteoretisk løsning enn for en modell med ekvivalente krefter. Til slutt vil modelleringen av spennarmeringen i dekket øke bøyestivheten til pga. stålets høyere elastisitetsmodul. Denne effekten vil være liten, da dekket er betydelig underarmert.

Med ekvivalente krefter på dekket kan kreftene i et tverrsnitt av dekket finnes ved å

integre kreftene over betongtverrsnittet. Dette kan gjøres ved å hente ut kreftene over et forhåndsdefinert snitt i dekket ved bruk av *Free Body Cut*. Dersom summen av momentene over et tverrsnitt modellert med armering skal finnes, må kreftene over betongtverrsnittet og armeringstverrsnittet integreres. Dette gjøres i Abaqus ved å hente ut krefter over et snitt gjennom en forhåndsdefinert *celle* i konstruksjonen ved bruk av *View Cut*. Den sistnevnte metoden er mer arbeidssom. Grunnen til dette er at det er at mens *Free Body Cut* tillater henting av krefter i flere snitt samtidig, er ikke dette tilfellet for *View Cut*. Dette gjør f.eks. at henting av krefter i alle snitt for en bestemt lastkombinasjon krever flere operasjoner.

Muligheten til å legge inn armering i 3D kontinuumelementer gjør at delvis momentstive forbindelser kan modelleres ved å legge inn armeringen fremfor å legge inn en beregnet rotasjonsstivhet. F.eks kan den delvis momentstive forbindelsen mellom dekket og vegger rundt heissjakt og trappesjakt modelleres. Å endre lastvirkningene av endret spenning i spennarmeringen, f.eks mellom brudd- og bruksgrensetilstand vil kreve færre operasjoner enn dersom virkningen av spennarmeringen påføres som ekvivalente laster. Dette er fordi hver enkelt ekvivalente lastvirkning må endres i modellen med ekvivalente laster, mens en enkelt forhåndsspenning kan defineres for lengre strekk på flere spennkabler samtidig. Forhåndsspenningen bør i dette tilfellet være et gjennomsnitt av spenningen i delen av kablen, og vil dermed gi en tilnærmet spenningstilstand for kablen. Tilnærmelsen anses å være tilstrekkelig nøyaktig.

I realiteten konstrueres dekket med uinjiserte rør med fett. Med en ikkelineær analyse er det mulig å modellere dekket med spennarmeringen liggende i rør med et friksjonstall i kontaktflaten mellom armeringen og kablene som vil representere en uninjisert spennkabel-løsning. Dette er utenfor omfanget av denne oppgaven.

Det innledende testoppsettet viste at 60mm karakteristisk elementstørrelse ga tilstrekkelig nøyaktig for C3D6-elementene etter forfatterens mål om maksimalt 5% avvik fra referansen. I et innledende forsøk på modellering av dekket ble det kjørt en test med 60mm karakteristisk elementstørrelse, som gir fire elementer i høyden av dekket. Denne analysen tok vel 900 sekunder og det ble ansett som et akseptabelt tidsbruk.

For å lettere legge inn effekter av slakkarmering og spennarmering, og for å utforske potensialet av en lineær analyse nærmere, faller valget på 3D kontinuumelementer. Den innledende analysen viste at C3D6-elementer er å foretrekke over C3D8R- og C3D8I-elementer. C3D20R-elementer er ikke å foretrekke da disse er for lite effektive i forhold til nøyaktighetsmålet. C3D6-elementer er dessuten gunstige når det modellen skal deles inn elementer rundt sirkulære geometrier. For C3D8I-elementer er det hensiktsmessig å dele modellen inn i rektangulære elementer fordi trapesformede elementer vil redusere elementets evne til å produsere bøyepeningene korrekt. For en modell med sirkulære geometrier, som f.eks. på dekket ved betongsøylekant, gjør at modellen bør deles inn i rektangulære soner for hånd. Med C3D6-elementer unngås dette, og valget faller på denne elementtypen for dekket.

12.2.2 Elementer for søylene

Søylene i dekket tar ikke opp last normalt på søylenes lengdeakse. Søylene kan modelleres enten med 3D kontinuum-elementer eller med wire-elementer. Wire-elementer i Abaqus er enten stav- eller bjelkeelementer av lineær eller kvadratisk formulering. Søylene er innspente i dekket samt i endene som ikke er innspente i dekket, og vil således ta opp bøyepenninger. Stavelementer har ikke rotasjonsfrihetsgrader og vil ikke kunne ta opp momenter. Av denne grunn står valget for elementtype for søylene mellom 3D kontinuum-elementer og bjelkeelementer.

3D-kontinuum elementer er et bra valg dersom spenningene i et tverrsnitt av søylen skal sjekkes nærmere. Benyttes bjelkeelementer vil det ikke være mulig å se varierende spenninger over et tverrsnitt. I denne oppgaven er temaet å sjekke dekkets kapasitet, slik at dette ikke blir aktuelt. 3D kontinuum-elementer krever langt flere elementer for å produsere en god løsning for bjelkene. Mens det for bjelkeelementer er tilstrekkelig med et fåtall elementer for en søyle, kreves det med 3D kontinuum-elementer flere tusen. Dette vil øke beregningstiden og krav til disk- og minneplass. Valget for elementtype faller dermed på bjelkeelementer.

Bjelkeelementer av kvadratisk formulering gir bedre nøyaktighet enn bjelker med lineær formulering. Siden bjelkeelementer er billige i bruk, er det lite i veien for å bruke elementer med kvadratisk formulering. I modelleringen av dekket ble det imidlertid gjort en feil, slik at valget falt på bjelkeelementer av lineær formulering, B31-elementer i Abaqus. Hver søyle, og det er separate søyler over og under dekket, deles inn i bjelkeelementer med en lengde på 120mm, slik at antall elementer per søyle blir 27. Uten at dette studeres nærmere, antas det at dette gir nok nøyaktighet sammenlignet med tilnærmelsene for de andre konstruksjonsdelene.

12.2.3 Elementer for veggene

Samtlige vegger er tykkere enn dekket, og tre av veggseksjonene er av en geometri som vil stive de av mot bøyning ytterligere. For vegg "A" er tykkelsen 350mm mot dekkets 240mm. Stivhetsforholdet pga. tykkelsesforskjellen alene blir dermed

$$\frac{I_{vegg,A}}{I_{dekke}} = \frac{350^3}{240^3} = 3,1$$

Pga. geometrien til vegg "E", "A" og "C", vil stivhetsforholdet bli enda større. Det kan diskuteres om stivhetsforskjellene gjør at det kan tillates en grovere elementinndeling for veggene enn for dekket uten en vesentlig endring i nøyaktigheten til løsningen, men da veggene vil forbindes til dekket med Comax armering, vil dette føre til lokale spenningskonsetrasjoner i like stor grad som i dekket, og valget faller dermed på å modellere veggene med samme elementtype og elementinndeling.

12.2.4 Elementer for armeringen

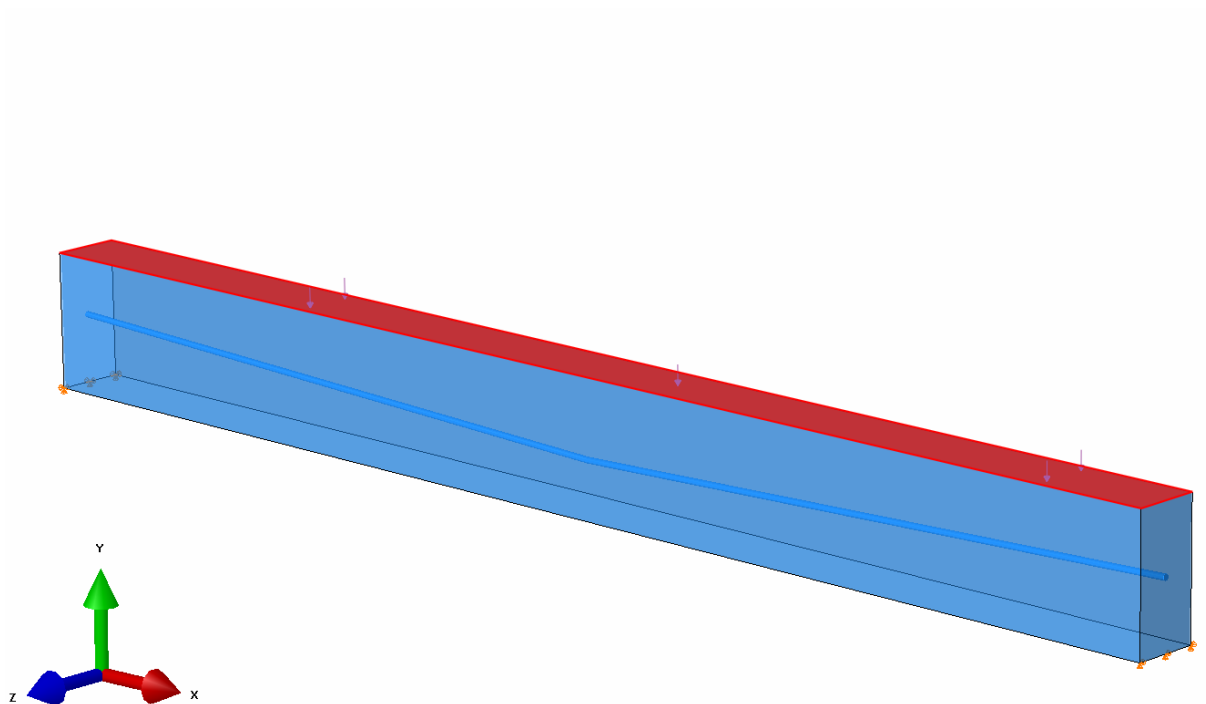
Armeringen kan i likhet med søylene modelleres med 3D kontinuum-elementer eller wire-elementer. Både spennarmeringens og slakkarmeringens tverrsnitt er mye mindre sammenlignet med høyden til dekket. Å modellere disse med 3D kontinuum-elementer vil

kreve svært mange elementer, og kreve mer arbeid enn å modellere de med wire-elementer på grunn den varierende kurvaturen. Valget faller dermed på wire-elementer.

Armeringen og spennarmeringen tar i hovedsak opp trykk- og strekkrefter. Pga tverrsnittet til armeringen er forholdsmessig lite i forhold til dekket, tar den opp begrenset med bøyespenninger ved selv å bøyes. Det er derfor på det rene å modellere armeringen med stavelementer. Armeringen i denne oppgaven ble imidlertid modellert med bjelkeelementer av lineær formulerings, B31-elementer i Abaqus.

I beregningsgrunnlaget fra Thilt AS er spennarmeringsprofilene oppgitt med profiler i punkter i varierende avstander. Spennarmeringsprofilene er dermed rettlinjet mellom hver oppgitte høyde. Etter Terje Kanstad blir det mest nøyaktig å modellere det slik også i Abaqus, fremfor å tilnærme en parabelprofil. Spennarmeringen, og armeringen tegnes dermed som 3D Wire, der hvert profil tegnes inn med koordinater i *Section Sketch*, under *Parts* → *Features* → *Wire*.

For å finne ut hvor fin elementinndelingen for spennarmeringen bør være, og hvorvidt dekket krever finere elementinndeling når det legges inn spennarmering, kjøres et testoppsett med en fritt opplagt bjelke med en spennarmeringsprofil som vist under. Testen kjøres



Figur 12.4: Bjelken med spennarmering i Abaqus

der bjelken og spennarmeringen er delt inn i en rekke globale, karakteristiske elementstørrelser. Testene for hver elementstørrelse for bjelken og spennarmeringen kjøres også med to forskjellige elementtyper, C3D20R med kvadratisk formulerings og C3D6 som ble valgt i avsnitt 12.2.1. Resultatene vises i tabell 12.2.

Tabell 12.2: Nedbøyninger for forskjellige elementtyper -og inndelinger

Karakteristisk elementstørrelse [mm]		Nedbøyning [mm]	
Bjelke	Spennarmering	C3D20R	C3D6
10	10	7,31E-01	
25	25	7,22E-01	7,12E-01
25	75	7,22E-01	7,12E-01
25	1500	7,66E-01	7,34E-01
75	25	7,10E-01	7,12E-01
75	75	7,10E-01	6,95E-01
75	1500	7,27E-01	7,01E-01

Referansen settes til bjelken med C3D20R-elementer og 10mm karakteristisk elementstørrelse for bjelken og spennarmeringen.

Elementinndelingen der både spennarmeringen og bjelken har 75mm karakteristisk elementstørrelse, som innebærer fire elementer i høyden for bjelken, viser et resultat med større relativt avvik mot referansen enn for testoppsettet med platen med fire elementer i høyden, se avsnitt 12.2.1. Avviket er nå på 4,9%, og fortsatt under målet om 5% avvik. Det større avviket kan komme av flere grunner:

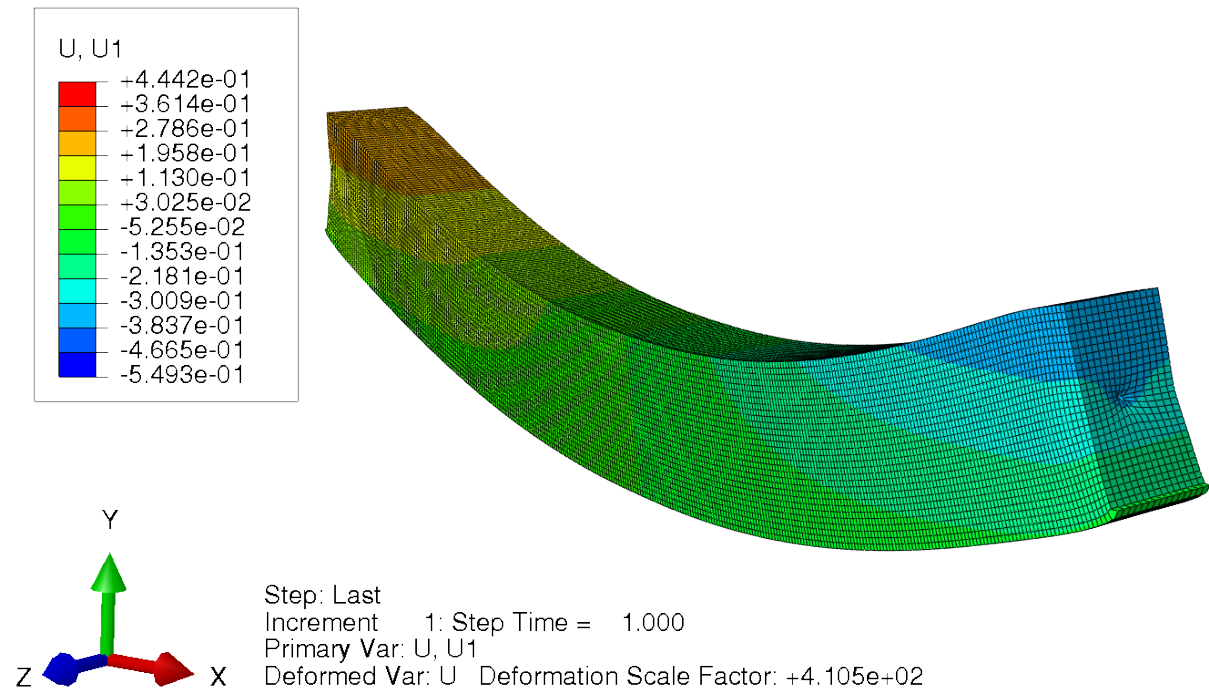
Når en spennarmert bjelke utsettes for nedbøyning vil spennarmeringen få en kurvatur som gjør den lengre enn utgangspunktet. Dersom modellen skal kunne produsere denne forlengelsen korrekt, må spennarmeringen kunne følge kurvaturen. Om ikke spennarmeringen er fint nok inndelt slik at kurvaturen kan diskretiseres, vil det medføre en unøyaktighet. Dette punktet anses likevel ikke som utslagsgivene, fordi forlengelsen av spennarmeringen pga. kurvaturen alene vil være svært mye mindre enn forlengelsen pga. nedbøyningen alene. Forlengelsen pga. nedbøyningen alene vil produseres, fordi armeringen minst må ha en node i knekkpunktene.

Innover fra bjelkens ender vil det være en kraftinnføringslengde fra spennarmeringen til betongen. Finere elementinndeling av bjelken vil føre til større spenningskonsentrasjoner og et mer korrekt bilde av kraftinnføringen og deformasjon av betongen. Er elementinndelingen grovere vil det følgelig bli lavere spenningskonsentrasjoner. Deformasjonen av betongen vil føre til at spenningen i spennarmeringen reduseres. Dette vil føre til at nedbøyningen øker. Dersom spennarmeringen kun har noder i knekkpunktene, vil tøyingsreduksjonen i kraftinnføringslengden fordeles langs hele den rettlinjede delen av spennarmeringen. Dette resulterer i en større nedbøyning som det fremkommer av tabell 12.2, for elementinndeling 25/1500mm og 75/1500mm.

Modellen bør diskretiseres med de overnevnte punkter i minnet. For dekket i denne oppgaven splittes de konsentrerte spennkablene i kraftinnføringslengden og fordeles med en viss avstand slik at spenningskonsentrasjonene her blir med lavere spenning. Forskjellen mellom en fin og en grovere elementinndeling vil følgelig være mindre enn ovenfor i retningen for de konsentrerte spennkablene.

Dekket i denne oppgaven har lengre spenn enn bjelken over, slik at effektene fra spennene i kraftinnføringslengden blir mindre enn for bjelken i eksemplet. For dekket i denne oppgaven velges elementinndelingen for spennarmeringen lik den for dekket. Elementinndelingen for slakkarmeringen velges på samme måte. Det antas pga. forhold nevnt over at

avviket med denne inndelingen mot en tilnærmet konvergent løsning er godt under 5%.



Figur 12.5: Bjelke med høy deformasjonsskaleringsfaktor

12.3 Modellerings- og beregningsprosedyre

Dekkets, veggens og søylenes geometri modelleres eksakt slik som angitt på arbeidstegninger fra Thilt Engineering AS.

I modellen benyttes paramtere for B35 selvkompimerende betong, S355 konstruksjonsstål, B500NC slakkarmering samt spennarmering. B35 SKB, benyttes i dekket og i betongsøylen:

$$\begin{aligned}
 E_{cm,brudd} &= 34GPa \\
 E_{cm,bruks} = E_{c,eff} &= 11,7GPa \\
 \text{Densitet} &= 2500 \frac{kg}{m^3} \\
 \text{Poissons tall } \nu &= 0,2
 \end{aligned}$$

S355 konstruksjonsstål benyttes på stålsøylene:

$$\begin{aligned}
 E_s &= 210GPa \\
 \text{Densitet} &= 7850 \frac{kg}{m^3} \\
 \text{Poissons tall } \nu &= 0,3
 \end{aligned}$$

B500NC konstruksjonsstål benyttes i slakkarmering:

$$\begin{aligned}
 E_s &= 210GPa \\
 \text{Densitet} &= 7850 \frac{kg}{m^3}
 \end{aligned}$$

Spennarmering:

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\text{Densitet} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Følgende laster ganges med sikkerhetsfaktorer og evt. ψ -faktor.

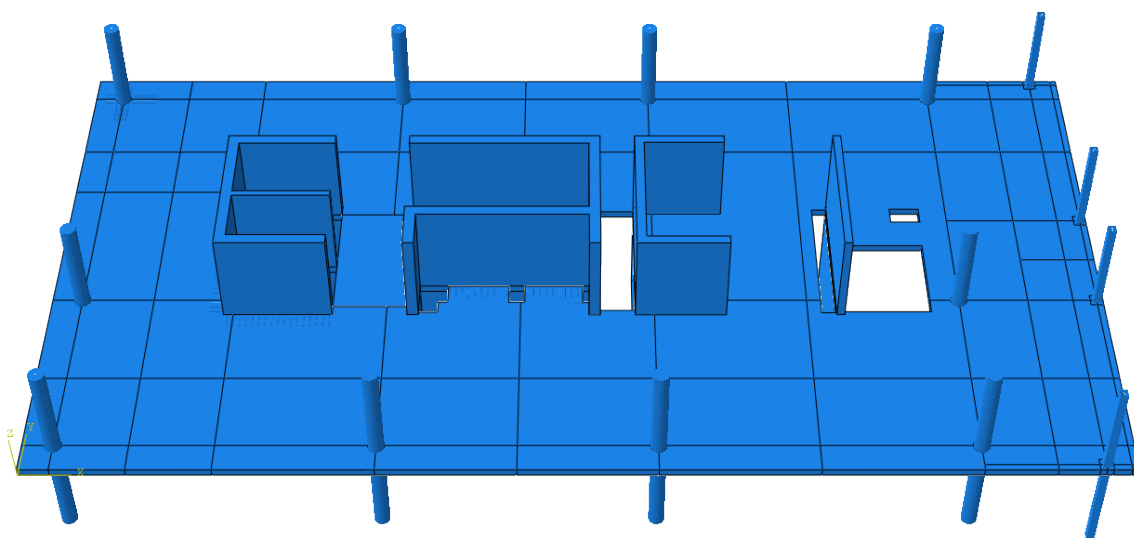
$$\text{Nyttelast} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tekniske installasjoner} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Linjelaster fra yttervegger} = 3,0 \text{ kN/m}$$

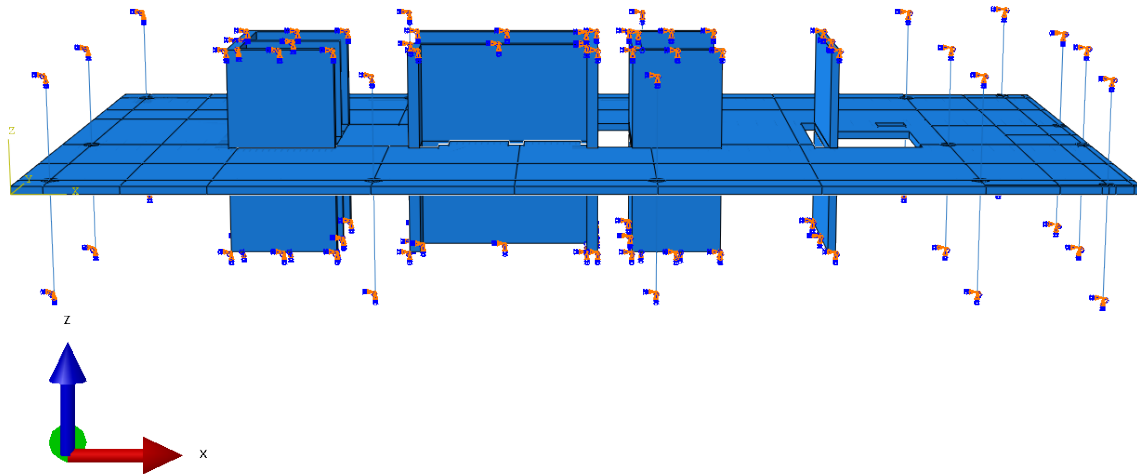
$$\text{Tyngeakselerasjon} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Konstruksjonen modelleres med søyler og vegger på begge sider av dekket. Endene av veggene og søylene innsperres, se figur 12.7



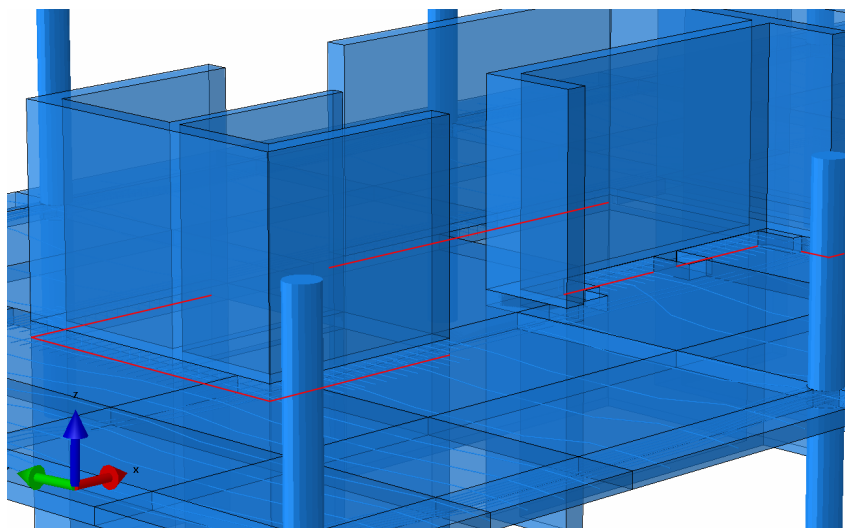
Figur 12.6: Dekket i Abaqus. De mange feltene er for lastflateinndeling og henting av krefter i ulike snitt

Ved enden av søylenene og veggene over og under lages det en innspenning (*Encastre* ($U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$ i Abaqus)).



Figur 12.7: Innspenninger

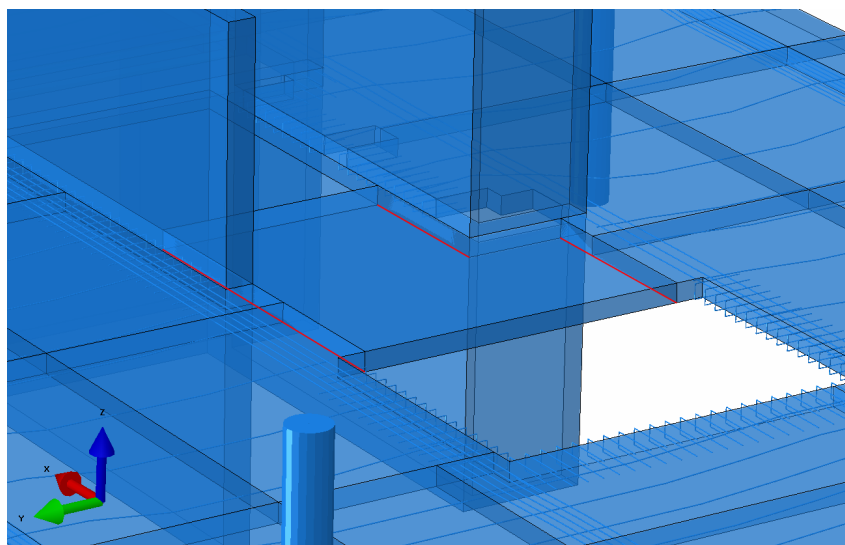
Flatdekket hengles fast til veggene i underkant. Dette gjøres fordi dekket ikke støpes i ett med veggene, og det kan dermed ikke regnes som innspent. For å ta med den ekstra stivheten pga. Comax-armeringen legges denne inn som på tegningene fra Thilt, se figur 12.16



Figur 12.8: Interaksjon mellom flatdekke og vegger

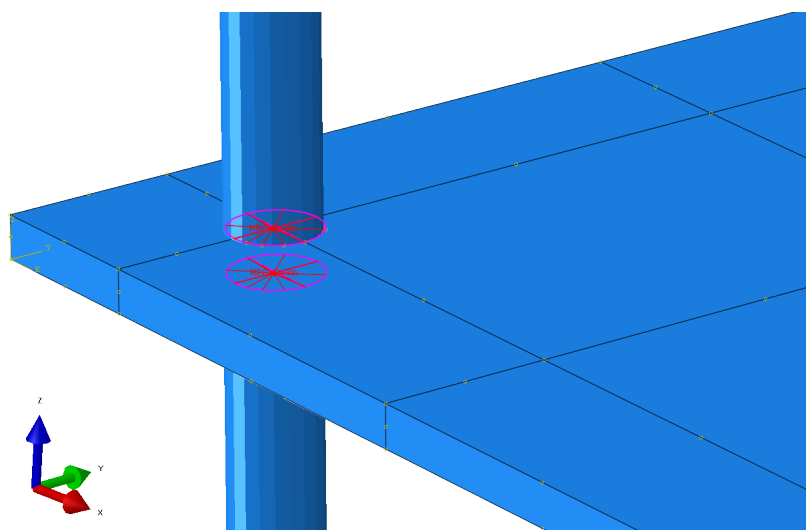
Prefabdekket i midten av dekket hengles fast til dekket og vegg "A" i underkant. Dette gjøres fordi prefabdekket kun er festet i fire punkter i dekket og fire punkter i vegg.

Stivheten fra den faktiske festeanordningen ivaretas dermed ikke, men dette sees på som en ok tilnærming siden stivheten rotasjonsstivheten for slike fester er relativt liten.



Figur 12.9: Prefabdekke

MPC beam constraints benyttes for å spenne inn søylene til dekket. Flaten der bjelken treffer dekket må tegnes inn på forhånd på dekket. En MPC constraint sørger for en helt stiv forbindelse.



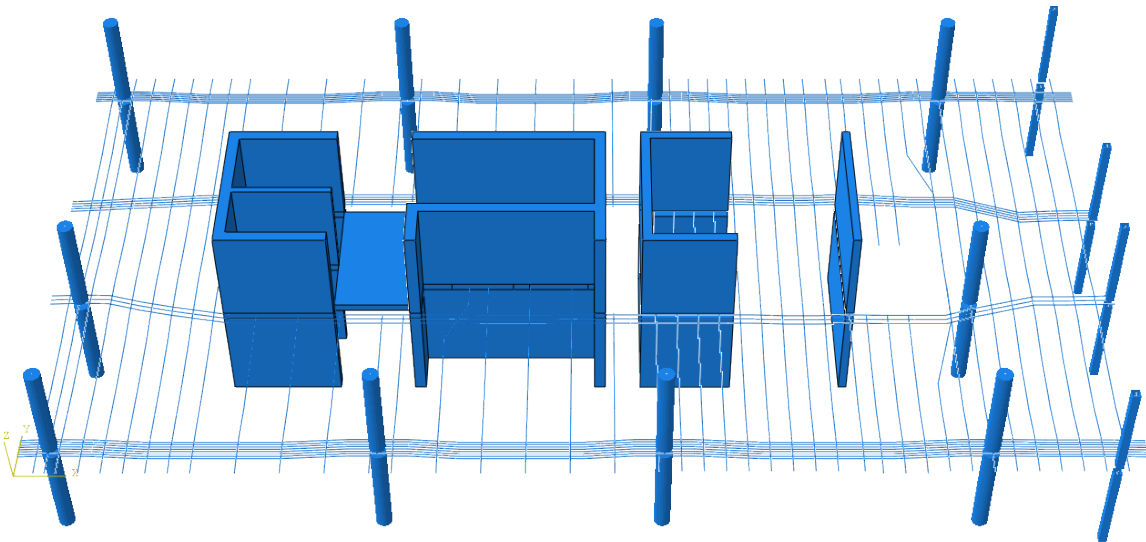
Figur 12.10: MPC beam constraint legges inn ved overgangene betongsøyle-dekke

Stålplatene under stålsøylene modelleres ikke, men en MPC-beam constraint innføres mellom bjelken og arealet under stålplatene mot dekke på arbeidstegningene. Bjelken spennes dermed inn over hele dette arealet.

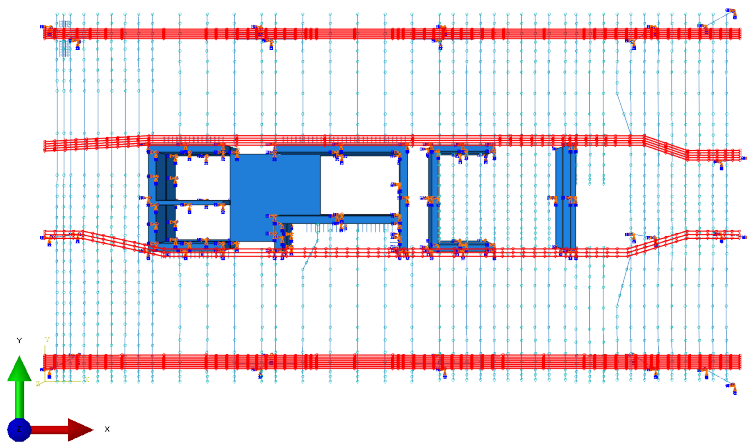
12.3.1 Spennarmering

Spennarmeringen i dekket er etteroppspent. Friksjonen mellom spennkablene og kabelørene medfører at spenningen i spennarmeringen vil avta fra aktiv ende (oppspenningside) mot passiv ende. Abaqus tillater å definere en forhåndsspenning på hvert spennkabelelement i elementinndelingen slik at tøyingsforskjellen fra aktiv til passiv ende kan diskretiseres med relativt stor nøyaktighet, men dette innebærer mye arbeid i modelleringen. Som vanlig i praksis benyttes i stedet en gjennomsnittlig spenning over spennkablene. Denne spenningen tar hensyn til både friksjons- og låsetap. Det defineres forskjellig gjennomsnittlig spenning for kablene i x-retning, de lange i y-retning og de kortere i y-retning. Forhåndsspenningene er korrigert for langtidstap og korttidstap unntatt umiddelbar deformasjon av betongen, fordi dette tapet blir med som en del av løsningen i Abaqus. Forhåndsspenningene er også multiplisert med lastfaktor $\gamma_p = 0,9$. Følgende forhåndsspenninger benyttes i modellen:

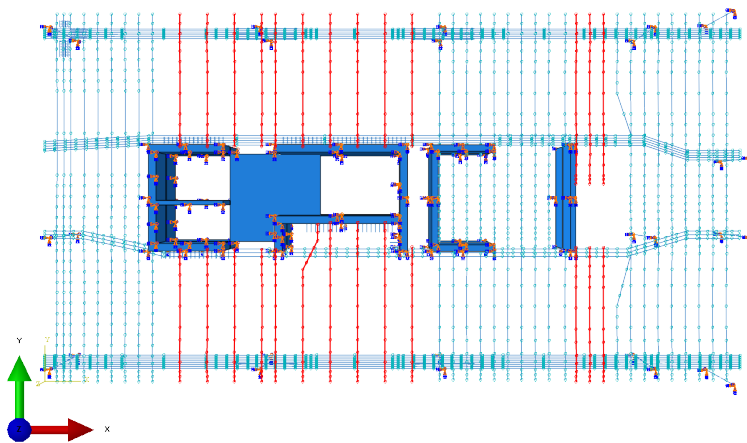
X-retning	1122,6MPa	
Y-retning kort	1213,2MPa	Det kan nevnes at disse verdien muligens er litt overestimert. Se beregninger for spenntap i vedlegg.
Y-retning lang	1195,2MPa	



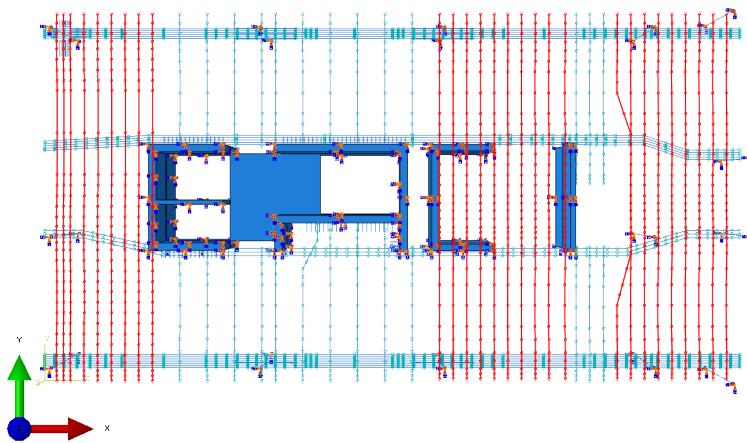
Figur 12.11: Spennarmeringen i dekket.



Figur 12.12: X-retning.



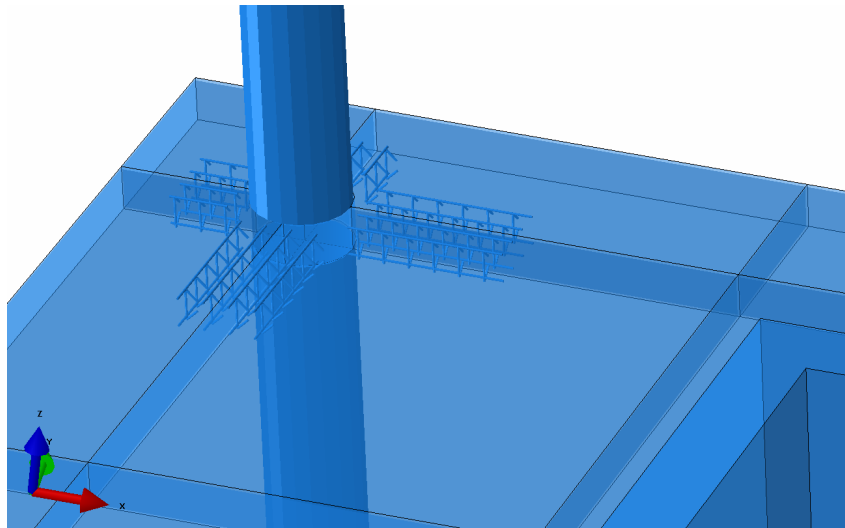
Figur 12.13: Y-retning kort.



Figur 12.14: Y-retning lang.

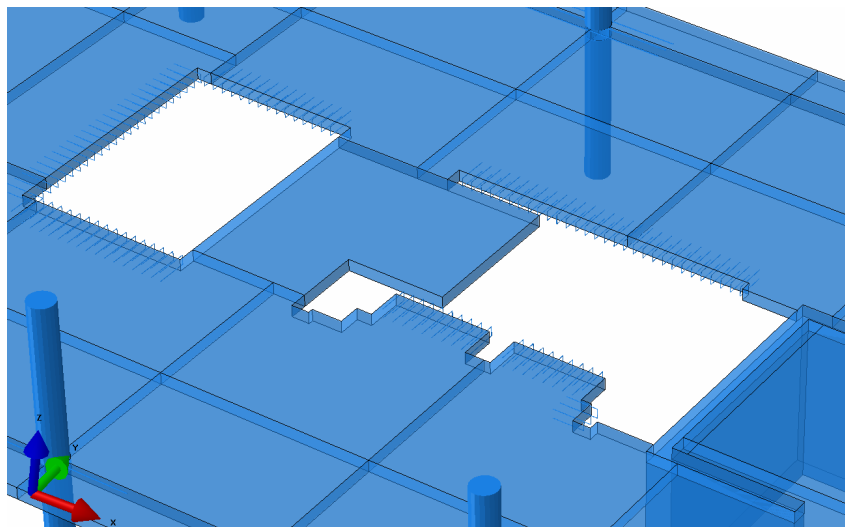
12.3.2 Armering

Skjærarmeringen, lengdearmeringen over søylene, og Comax-armeringen, alle som nevnt i del 1.1, legges inn i modellen. Armering rundt utsparinger og ved hjørner, samt armeringen mot prefabdekket modelleres ikke.

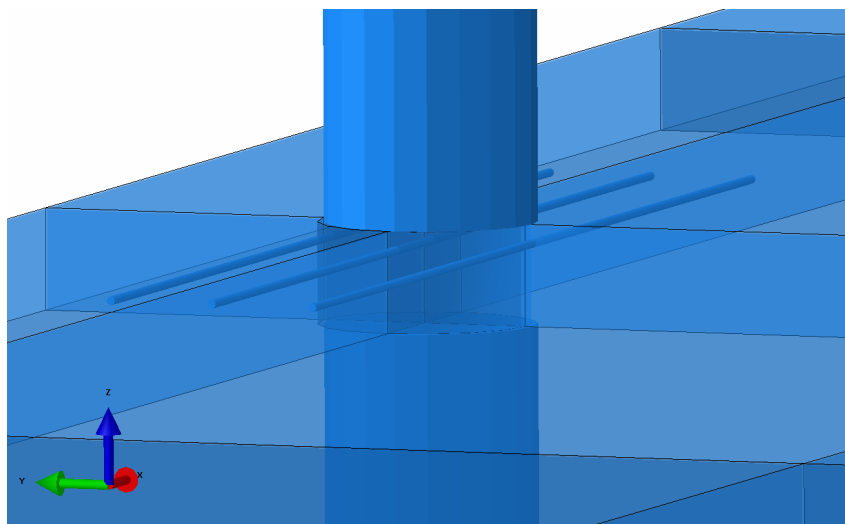


Figur 12.15: Skjærarmering ved søyle H1

Kun Comax-armering



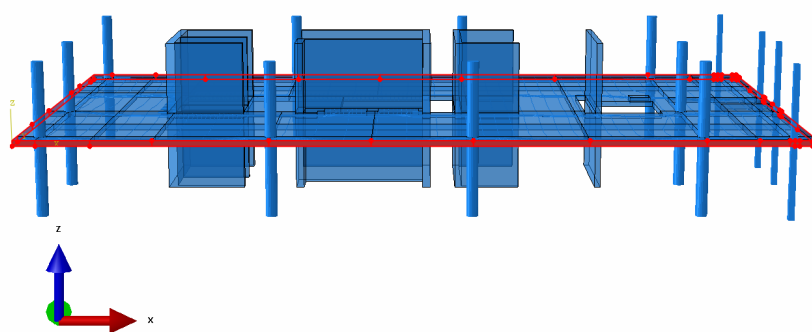
Figur 12.16: Comax armering.



Figur 12.17: Lengdearmringing over søyle G1. Tilsvarende er over søyle F1. Over søyle G3 og F3 er kun ett jern $\phi 20mm$

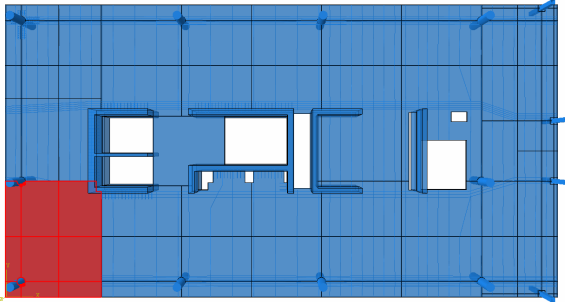
12.3.3 Laster

I denne oppgaven sees det bort fra effekter fra sideveis laster, vind, på fasaden. Egenlasten påføres hele konstruksjonen gjennom *Loads* \rightarrow *Mechanical* \rightarrow *Gravity*. Tyngdeakselerasjonen multipliseres med aktuell lastfaktor. Lastenene fra ytterveggene påføres dekkekanten vist i figur 12.18.

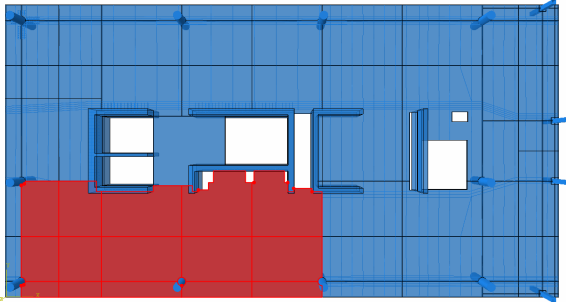


Figur 12.18: Overflate for påføring av fasadelast

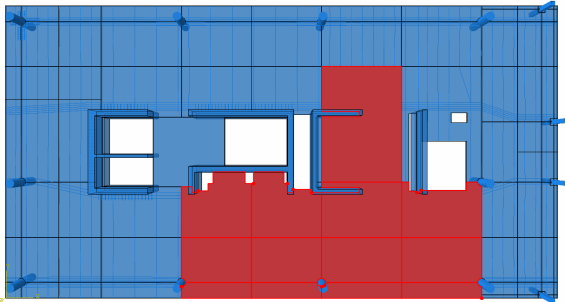
For å finne de maksimale opptrædende kreftene i konstruksjonen deles dekket inn i lastflater som benyttes i egne lasttilfeller. Mens last fra tekniske installasjoner og egenlast virker over hele dekket, settes nyttelasten på de forskjellige stedene som vist i figur 12.19 og 12.20 for hver lastkombinasjon.



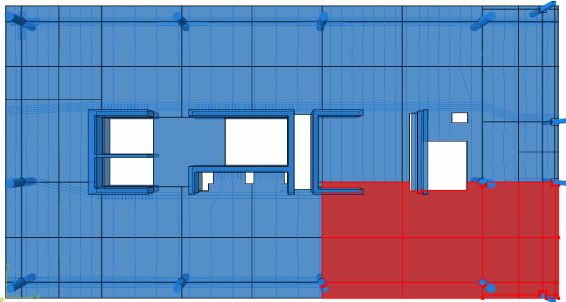
(a) Lastkombinasjon 1



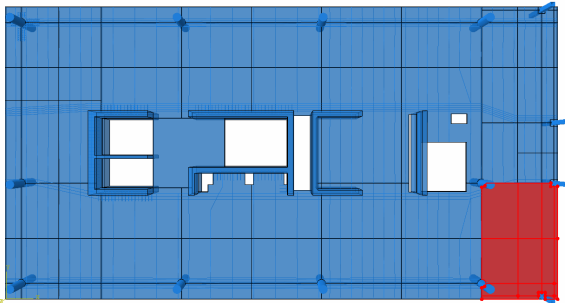
(b) Lastkombinasjon 2



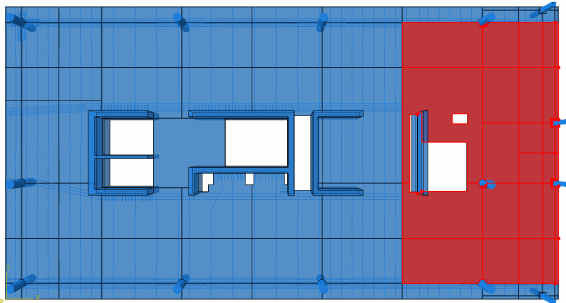
(c) Lastkombinasjon 3



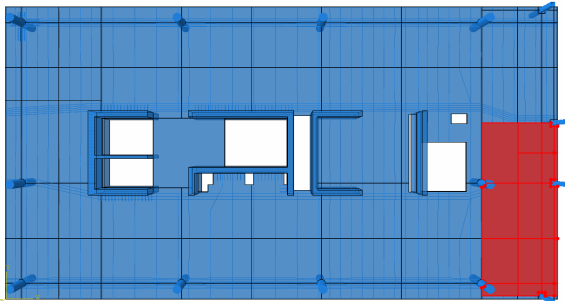
(d) Lastkombinasjon 4



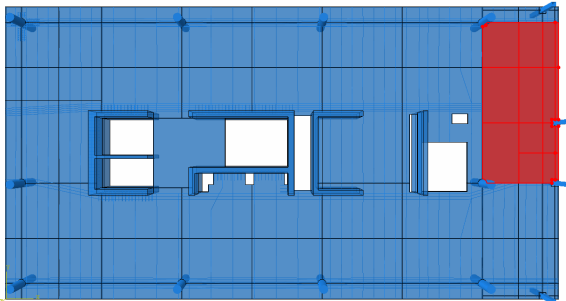
(e) Lastkombinasjon 5



(f) Lastkombinasjon 6

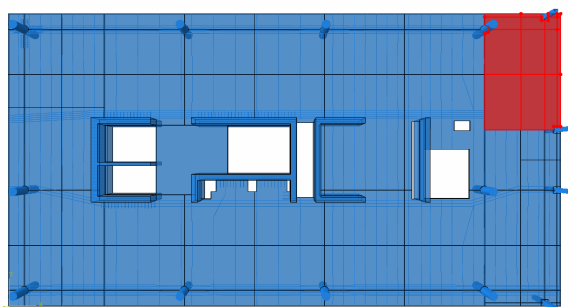


(g) Lastkombinasjon 7

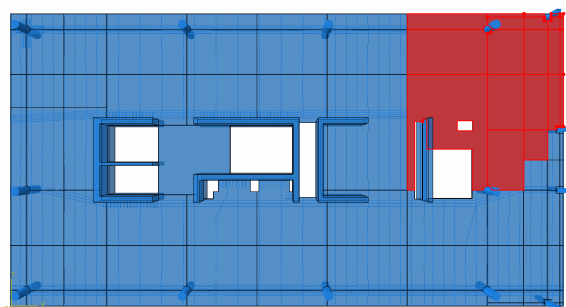


(h) Lastkombinasjon 8

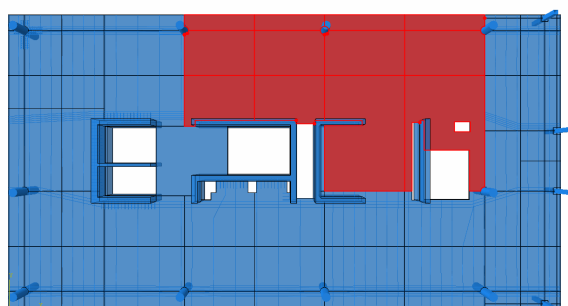
Figur 12.19: Lastkombinasjon 1-8 i Abaqus



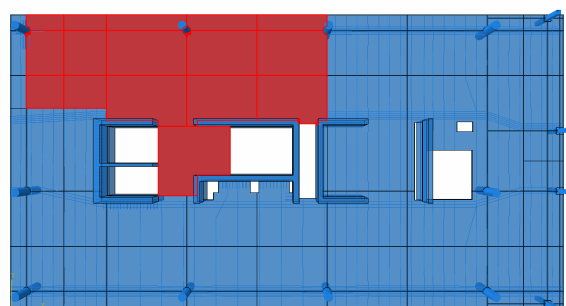
(a) Lastkombinasjon 9



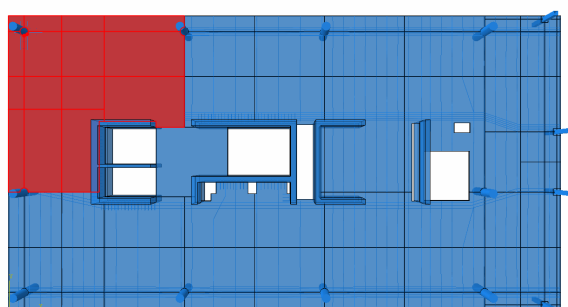
(b) Lastkombinasjon 10



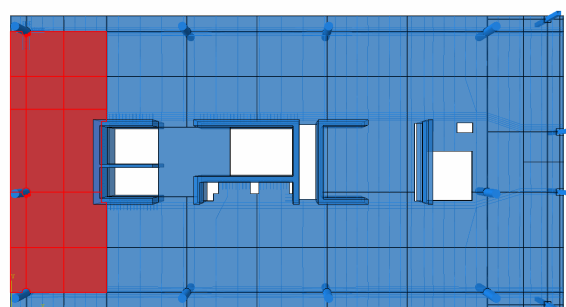
(c) Lastkombinasjon 11



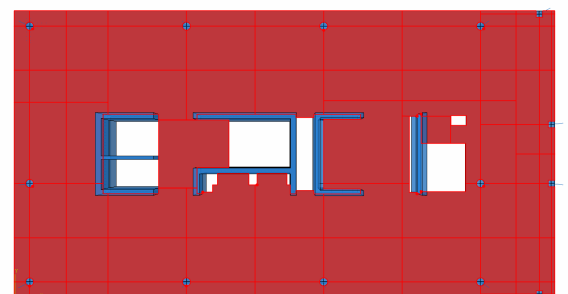
(d) Lastkombinasjon 12



(e) Lastkombinasjon 13



(f) Lastkombinasjon 14

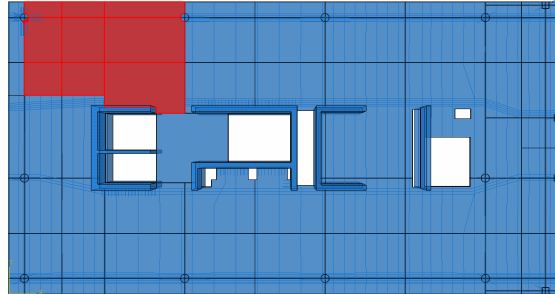


(g) Lastkombinasjon 15

Figur 12.20: Lastkombinasjon 9-15 i Abaqus

Som vist i figur 12.19 er ikke nyttelasten påført prefabdekket i trappesjakten. Dette var

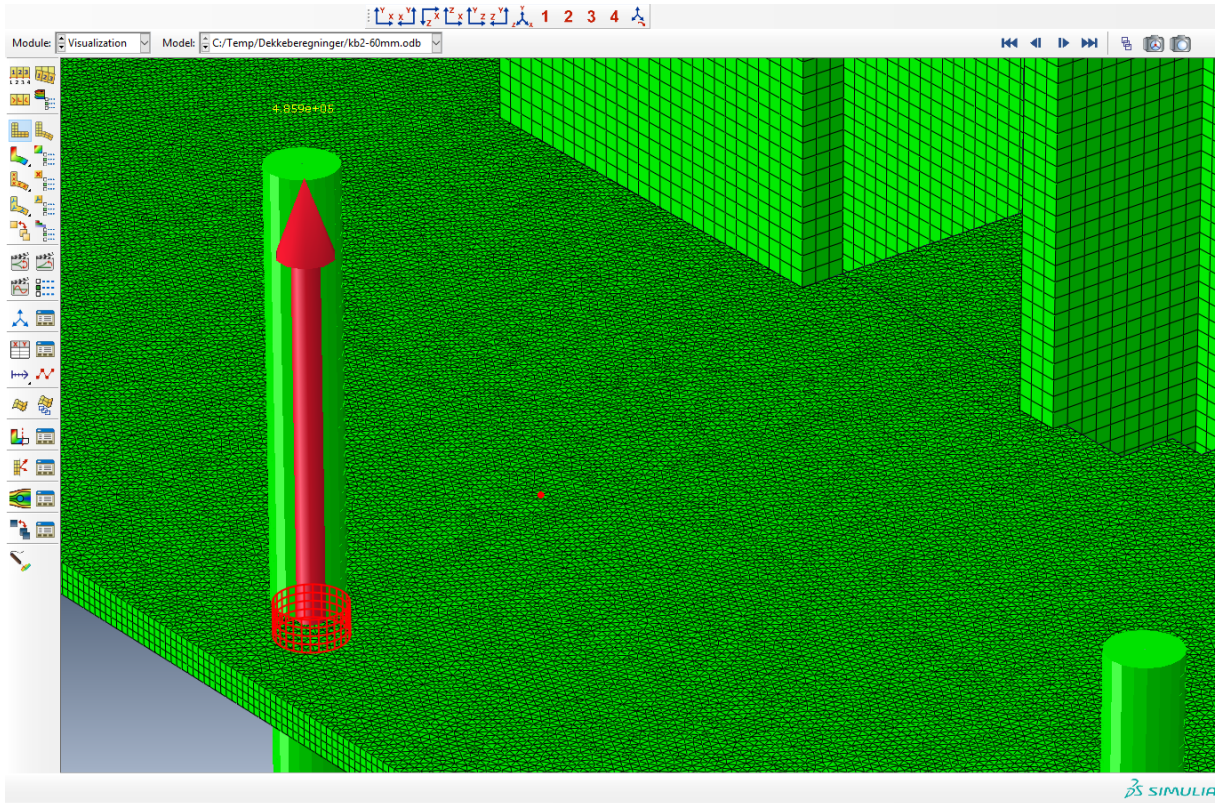
en feil ved definering av lastflatene og kan medføre for lave resulterende krefter ved søyle G3. Effekten antas å være marginal fordi det meste av lasten fra prefabdekket allikevel vil tas opp av veggene. Maksimalt moment i felt viser seg å være i felt G1-H1 om y-aksen. Kraftene sjekkes her nærmere med nyttelast påført en lastflate som vist i figur 12.21.



Figur 12.21: Lastflate for nyttelast for maks moment i felt G1-H1 om y-aksen.

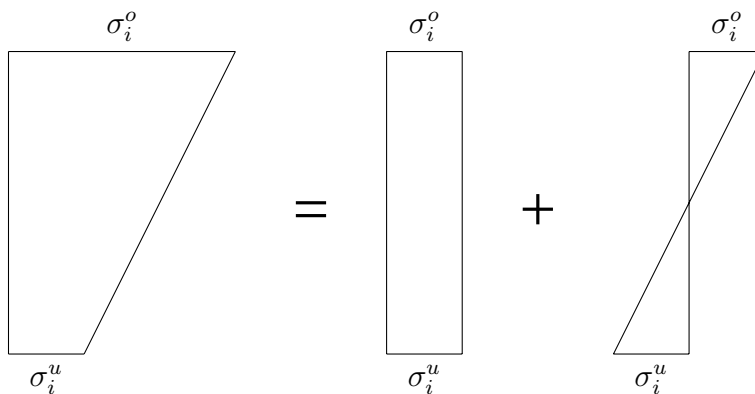
12.3.4 Henting av resultater

Momentene og skjærkreftene forhåndsdefinerte flater(snitt) som vist i avsnitt 14.4 ved bruk av *Free Body Cut*, og resultatene lagres videre til en tekstrapport. Det kjøres 15 forskjellige lastkombinasjoner, og krefter i alle snitt hentes ut for hver lastkombinasjon. For største feltmoment for de 15 lastkombinasjonen kjøres en ny lastkombinasjon som medfører størst mulig moment i feltet. For lastkombinasjonen som gir størst moment i et snitt, hentes kreftene ut på nytt med *View cut* for å inkludere kreftene armeringen. For det kritiske snittet midt i felt finjusteres også snittets plassering slik at det maksimale momentet finnes. Pga. dekket ikke er symmetrisk, vil ikke de maksimale kreftene nødvendigvis oppstå nøyaktig midt i feltet.



Figur 12.22: Grafisk fremstilling av kraft i z-retning i et snitt hentet ut med *Free Body Cut*

Data til momentdiagrammene og torsjonsdiagrammene på tvers av dekkestripene hentes ut ved bruk av *Paths* i *Visualization module*. Nå antas Naviers hypotese om at plane tverrsnitt normalt på dekkeaksen forblir plane og normalt på dekkeaksen etter deformasjon. Ved å bruke *Create XY Data* \rightarrow *Path*, deretter *Report* \rightarrow *XY...* lages en rapport med spenningene i overkant og underkant av dekket gjennom stiene som er definert. Dataene bearbejdes i Excel for å hente ut den antatt lineært varierende bøyespenningen over tykkelsen av snittet. Bøyespenningene integreres over tykkelsen og momentfordelingen langs stiene plottes i Matlab.



Figur 12.23: Uthenting av bøyespenninger.

Momentdiagram langs akser hentes ut ved hjelp av *View Cut Manager*→*Slicing* og deretter *Report*→*Free Body Cut*. *Slicing* gjøres på forhåndsdefinerte *sets* i modellen. Hele stripen må defineres som et *set* for å hente ut krefter ved *slicing* kun her og ikke i hele delen av dekket som er aktiv i visualiseringsmodulen. Diagrammene plottes i Matlab.

12.3.5 Vurdering av nøyaktighet

Ved å bruke *Tools*→*Query*→*Mass properties* i *Assembly module* kan den totale massen til modellen finnes. Ved å multiplisere denne med tyngdeakselerasjonen finnes total kraft i z-retning som må tas opp i opplagrene. Avviket mellom krefter i opplagrene og teoretisk løsning er ca. 1%. Som forklart i kapittel 5 er elementmetoden en tilnærmet numerisk løsningsmetode for partielle differensialligninger. Modellen vil ikke produsere eksakte bøyepenninger, og dermed korrekt fordeling av skjærkreftene.

De 15 lastkombinasjonene, se avsnitt 12.3.3 kjøres med 120mm karakteristisk elementstørrelse, som innebærer to elementer i tykkelsen av dekket. Resultatene fra disse analysene brukes for å finne kritiske snitt som studeres nærmere med en lastkombinasjon med 60mm karakteristisk elementstørrelse, som innebærer fire elementer i tykkelsen av dekket. Forskjellene mellom disse løsningene presenteres nedenfor. Momentene i tabellen nedenfor er for det rene betongtverrsnittet.

Tabell 12.3: Kraft/momentendring fra 120mm til 60mm karakteristisk elementstørrelse over det rene betongtverrsnittet

Snitt	Karakteristisk elementstørrelse		Endring [%]
	120mm	60mm	
Moment G1y	31,04	32,09	3,27
Moment H1-G1y	-32,49	-32,86	1,14
Aksialkraft G3	490,57	485,9	-0,96
Aksialkraft H1	285,72	291,1	1,85

Endringene er mellom $-0,96$ og $3,27\%$, og løsningene anses som gode nok for bruk i kapasitetskontrollene.

13. Modellering av dekket i Focus Konstruksjon

13.1 Kort om Focus Konstruksjon

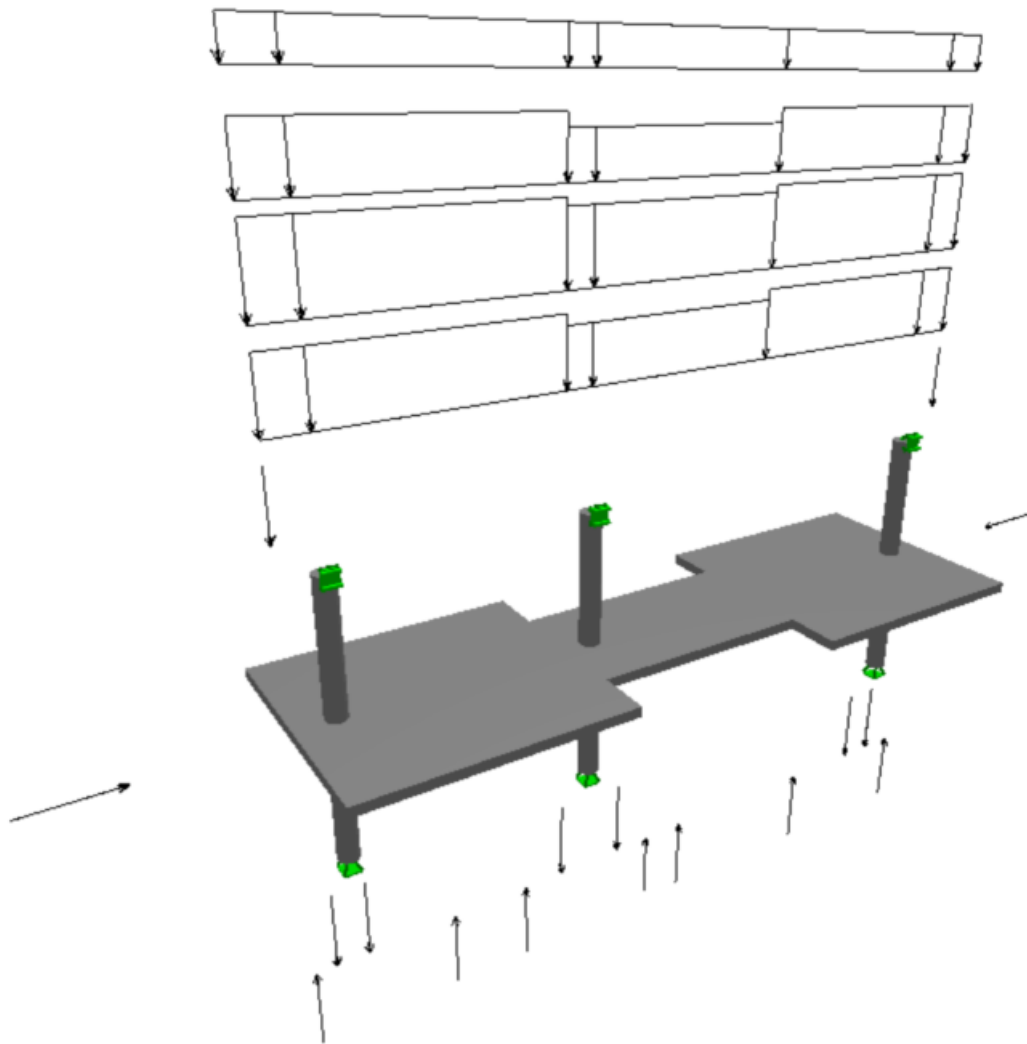
Focus konstruksjon er et beregningsprogram laget av Focus software. Focus software er et firma som lager dataprogrammer og applikasjoner for byggeindustrien. Spesielt lager de applikasjoner som samarbeider med Autodesk sine programmer, F.eks. AutoCAD. Forcus Konstruksjon er derimot et frittstående beregningsprogram for dimensjonering av konstruksjoner. Programmet er et elementmetodeprogram som er tilpasset statiske beregninger av rammer med bjelker, staver, plater og skall. Programmet har også tilleggsmoduler for dimensjonering av betong, stål og tre.

13.2 Bruk i denne oppgaven

I denne oppgaven er Focus Konstruksjon i hovedsak brukt til beregning av statiske rammer for å finne lastvirkninger til bruk i *Ekvivalent rammemetode*. Se avsnitt 8.1.

13.3 Rammenes oppbygning

Rammene settes opp som i figur 8.2 med bjelker mellom søyler som går både opp og ned. Dette for å ta hensyn til søylenes stivhet både i over og underkant av dekket. Som ved håndberegninger for ekvivalent rammemetode velges bjelkes høyde lik platehøyden og bjelkenes bredde lik summen av halve spennvidden på hver side av dekket som i figur 8.1. Dette gjør at plata nå modelleres som en enveisplate.



Figur 13.1: Rammemodell for akse H

13.3.1 Laster

Karakteristiske laster fra hvert lasttilfelle settes inn før lastfaktorer velges i Focus for aktuelle lasttilfeller. Det testes feltvise lastkombinasjoner for å få frem verste lasttilfelle for hver søyle og hvert felt. I figur 13.1 er følgende laster inkludert, rangert fra øverst til nederst:

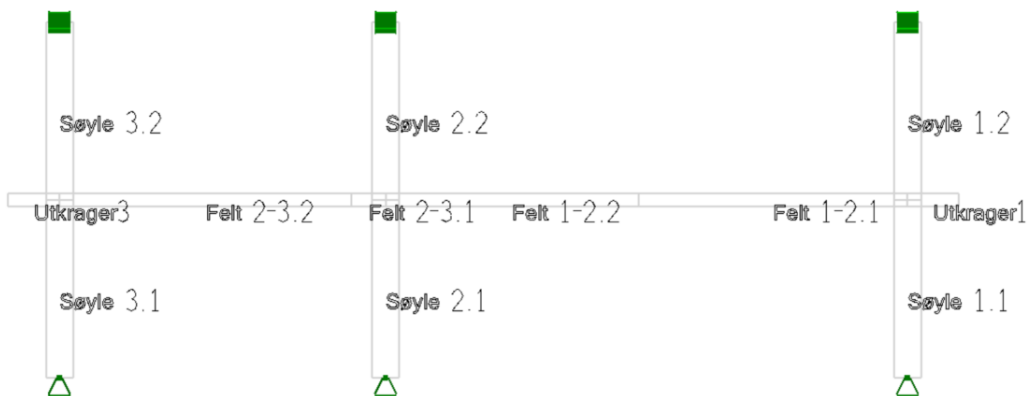
- Last fra yttervegg, langside
- Last fra tekniske installasjoner
- Egenlast dekke
- Nyttelast
- Last fra yttervegg, kortsida (Punktlaster)
- Krefter fra spennarmering (se avsnitt 13.3.2)

13.3.2 Innsetting av spennarmingskrefter

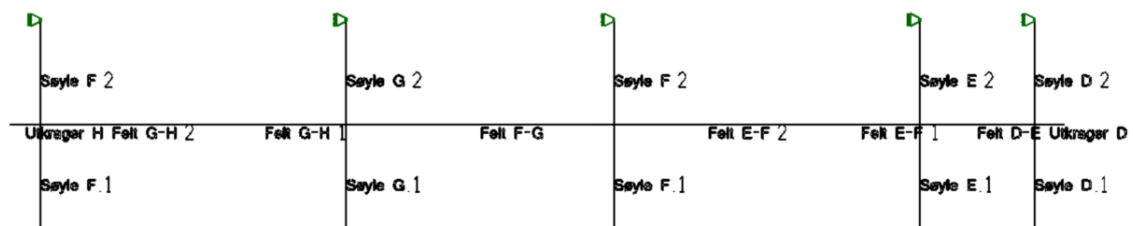
Ekvivalente krefter fra spennarmeringen beregnes som i figur 4.8 der det er antatt at spennarmeringen ligger i rette linjer mellom knekningspunkter. Innsatte verdier for de vertikale kreftene fra spennarmeringen settes inn med verdi beregnet av full spennkraft for så å bli redusert med en reduseringsfaktor for å ta hensyn til spennkrafttap og lastfaktor.

13.3.3 Navnsetting

Navn på segmentene i Focusmodellene følger et logisk system etter aksesystemet i figur 1.3. For aktuell akse nummereres søylene etter kryssende akser på tvers. Feltene navnes etter hvilke søyler de strekker mellom. Når feltbreddene varierer langs en akse nummereres feltdelene i hvert hovedfelt. Utkragerne navngis etter nærmeste søyle.



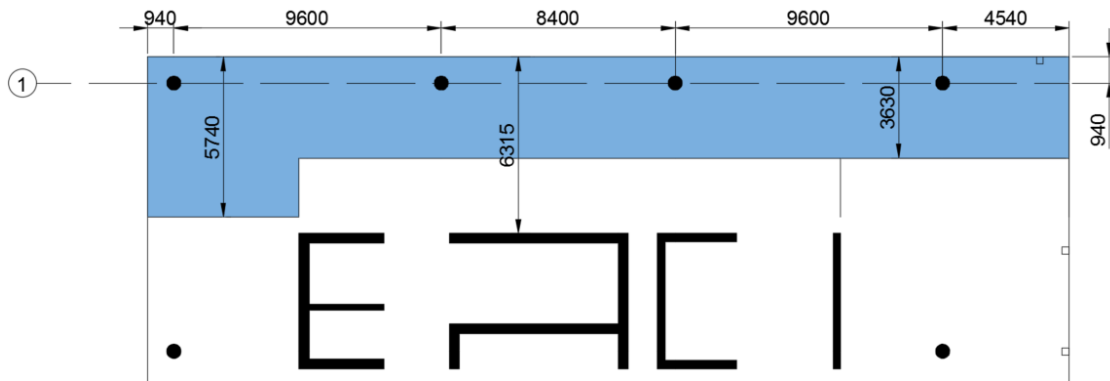
Figur 13.2: Eksempel på navnsetting for aske H



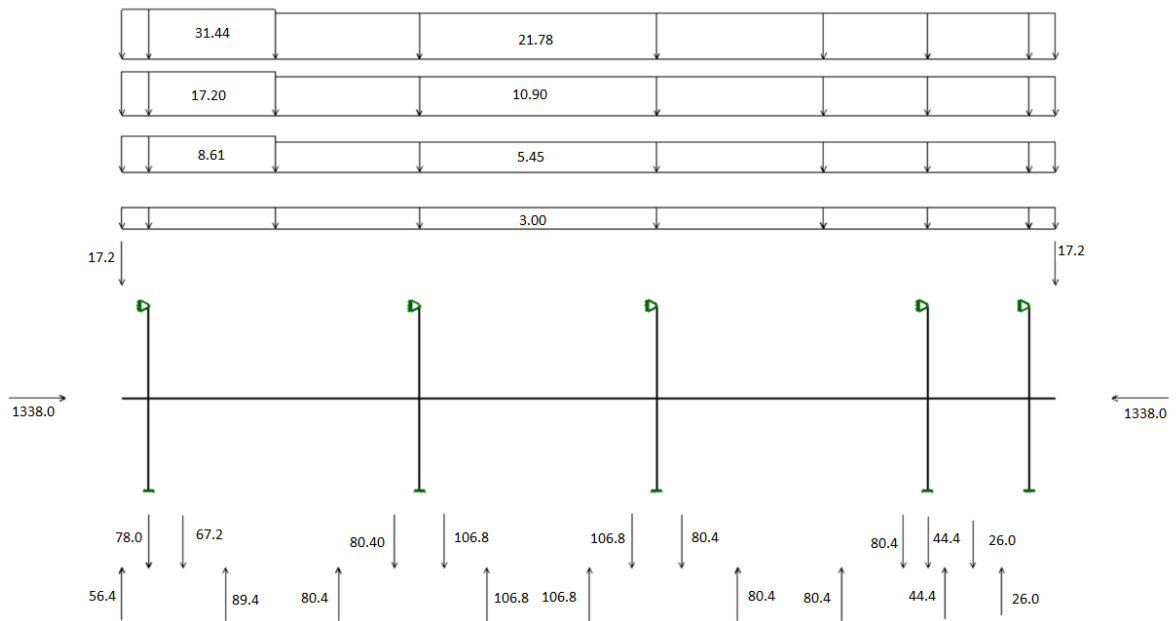
Figur 13.3: Eksempel på navnsetting for aske 1

13.4 Rammer som er undersøkt

13.4.1 Akse 1



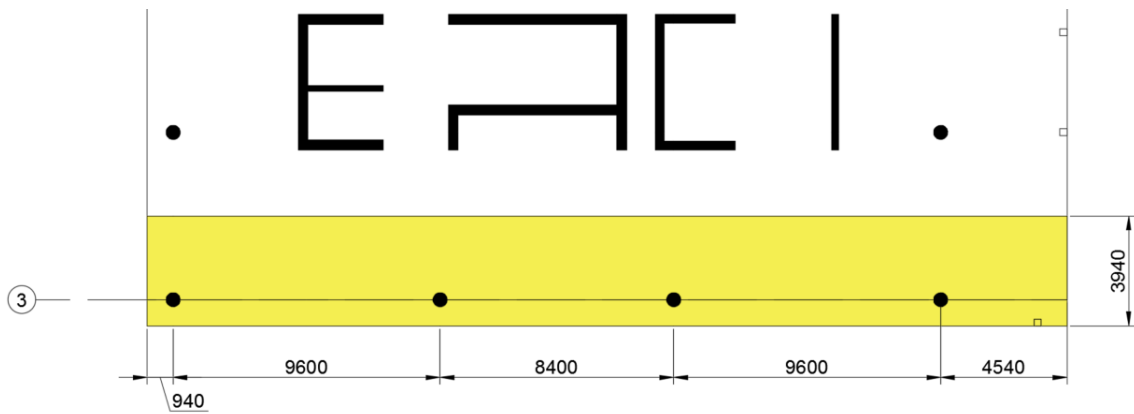
(a) Lastbredder for ramme 1



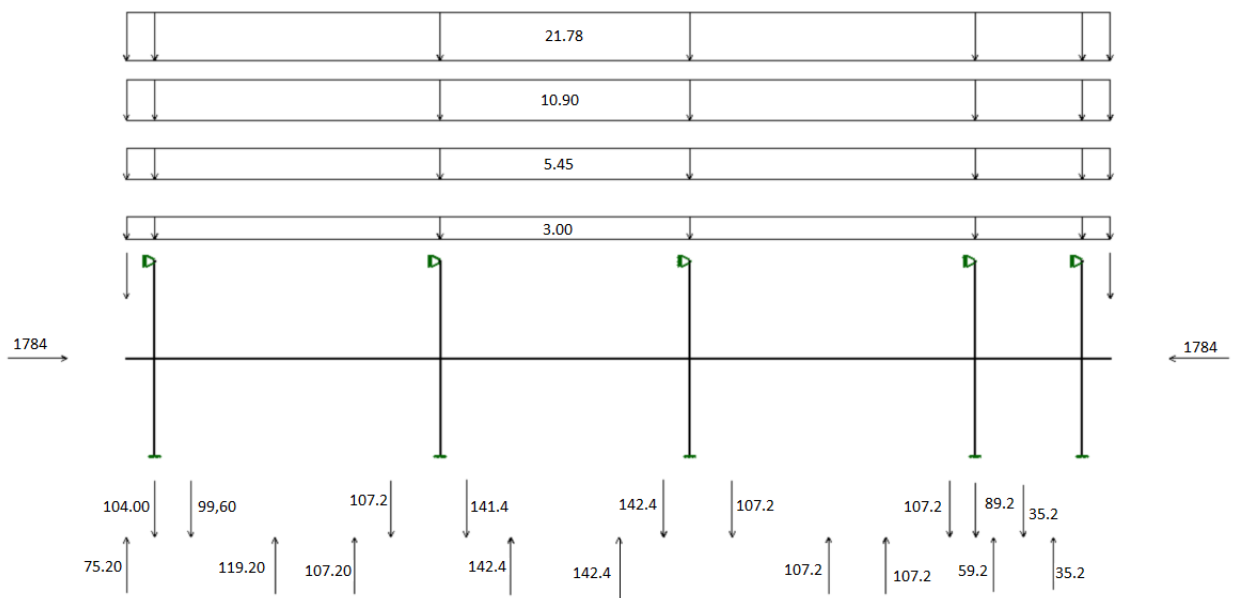
(b) Laster på ramme 1

Figur 13.4: Ramme 1

13.4.2 Akse 3



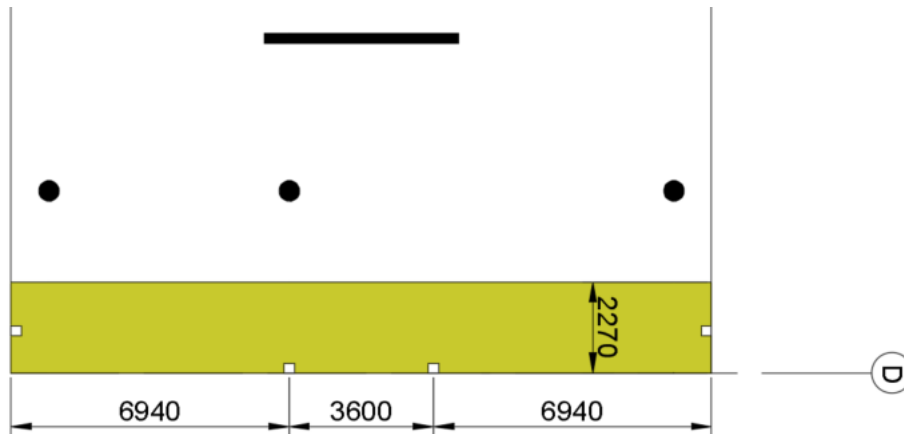
(a) Lastbredder for ramme 3



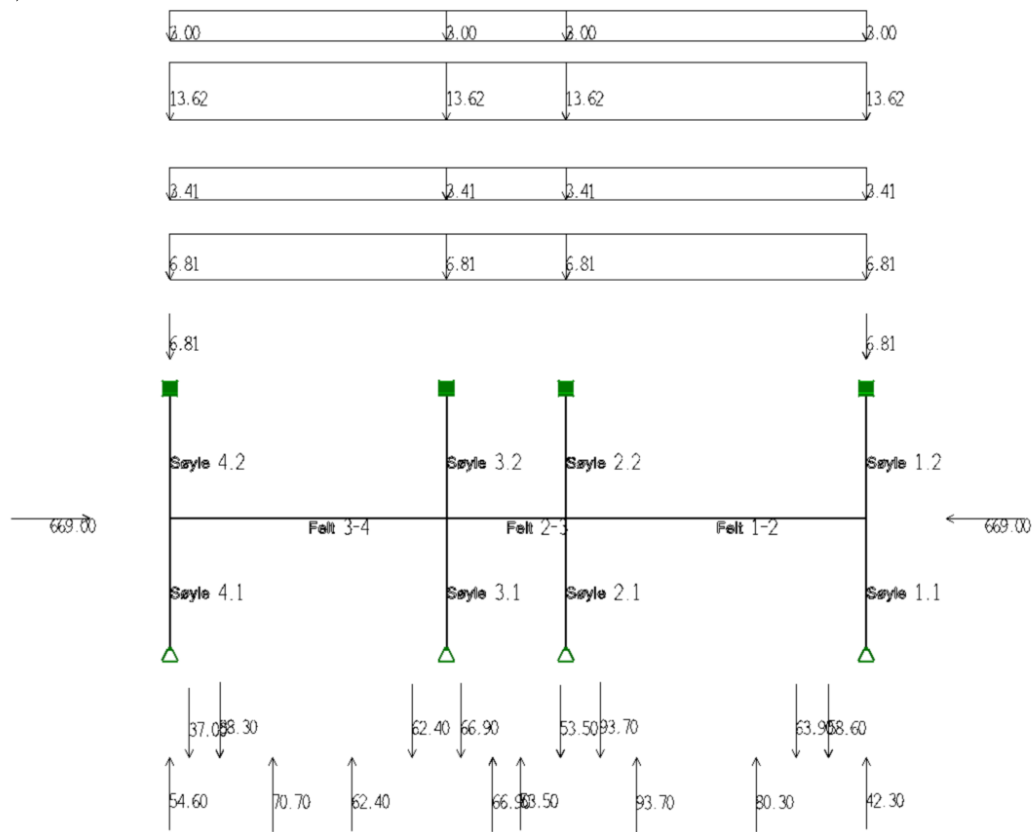
(b) Laster på ramme 3

Figur 13.5: Ramme 3

13.4.3 Akse D



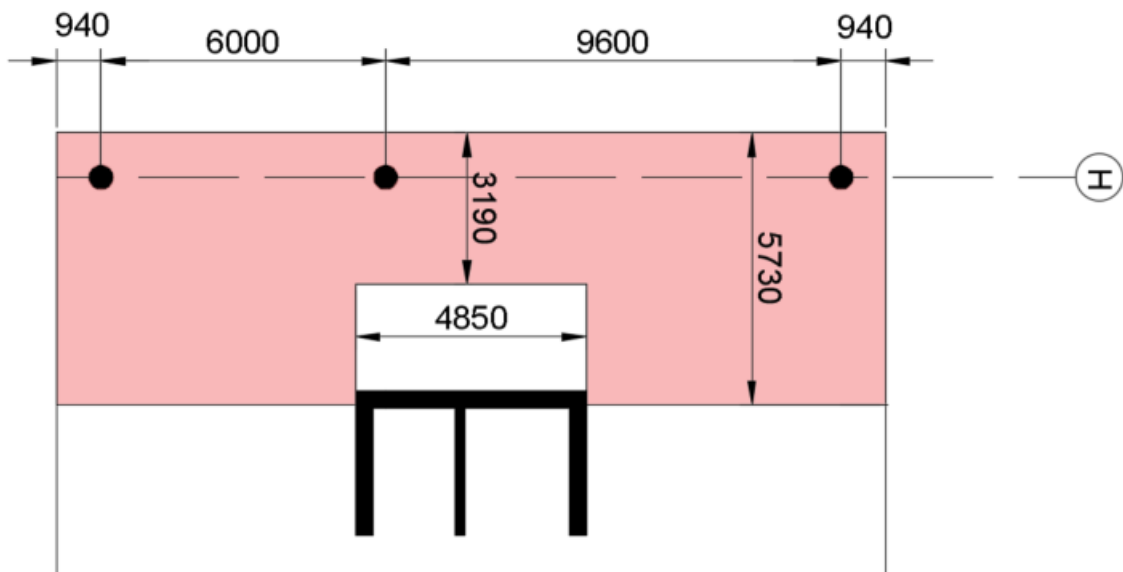
(a) Lastbredder for ramme D



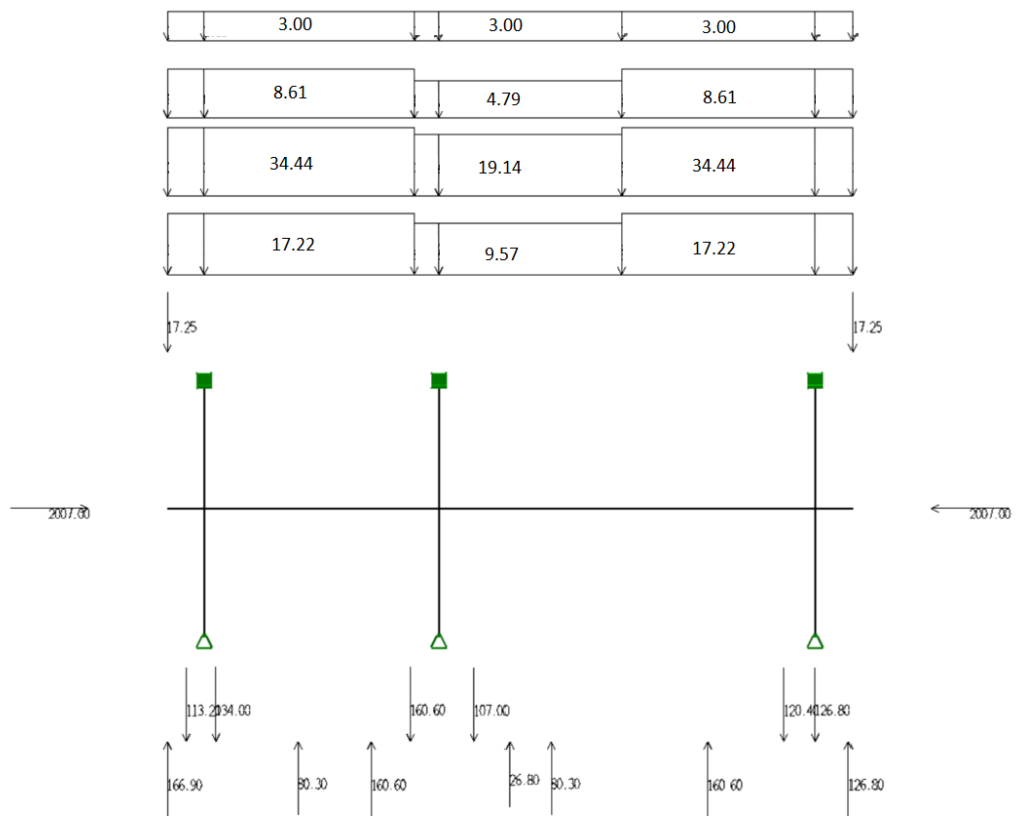
(b) Laster på ramme D

Figur 13.6: Ramme D

13.4.5 Akse H



(a) Lastbredder for ramme H



(b) Laster på ramme H

Figur 13.8: Ramme H

Del IV

Resultater

14. Bruddgrensetilstanden

14.1 Lastvirkninger for ekvivalent rammemetode med bruk av Focus

Lastvirkningene i dette kapittelet er hentet ut i henhold til avsnitt 8.1.

14.1.1 Momentbelastning

Følgende verdier er hentet ut fra Focus Konstruksjon for hhv. egen- og nyttelaster (ekskludert oppspenningslast) og kun laster fra oppspenning i bruddgrensetilstanden. m er moment fra lastene og m_p er moment fra oppspenning.

Tabell 14.1: Akse 1 og Akse 3

	kNm/m	D	E	F	G	H	D-E	E-F	E-G	G-H
Ramme Akse 1	m	12,4	111,1	91,0	94,8	81,5	-7,6	-65,1	-43,6	-82,7
	m_p	0,5	-18,3	-21,4	-20,7	-12,9	1,1	14,9	13,1	13,3
Ramme Akse 3	m	12,8	104,5	111,9	115,8	60,1	-6,6	-61,8	-43,3	-64,2
	m_p	1,0	-33,2	-20,6	-29,5	-14,0	-2,2	33,4	18,0	27,0

Tabell 14.2: Akse D

	kNm/m	Søyle 1	Søyle 1,5	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-1,5	Felt 1,5-2	Felt 2-3
Ramme Akse D	m	38,9	69,2	57,3	32,1	-54,6	27,4	-47,6
	m_p	-1,1	-18,2	-15,0	-2,1	15,2	5,6	17,3

Tabell 14.3: Akse E og Akse H

	kNm/m	Søyle 1	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-2	Felt 2-3
Ramme Akse E	m	77,6	141,9	29,4	-53,5	-26,7
	m_p	-20,4	-23,6	-23,1	4,1	20,1
Ramme Akse H	m	83,6	133,5	31,2	-53,7	-26,0
	m_p	-26,8	-32,0	-12,3	15,5	9,6

Som nevnt i kapittel 10.3.1 regnes oppspenningens kraft pga. kabelens eksentrisitet som kapasitet i tverrsnittet, ikke ytre last. Derimot telles tvangsmomentet som ytre last. Når tvangsmomentet er lagt til dimensjonerende ytre last bli dimensjonerende moment som i tabellene nedenfor.

Tabell 14.4: Dimensjonerende momentbelastning akse 1 og 3

	kNm/m	D	E	F	G	H	D-E	E-F	F-G	G-H
Ramme Akse 1	m_{Ed}	10,3	68,6	85,5	90,0	78,7	-1,9	-72,5	-52,9	-58,1
Ramme Akse 3	m_{Ed}	18,4	93,2	111,9	107,8	93,7	-4,9	-57,7	-55,3	-66,3

Tabell 14.5: Dimensjonerende momentebelastning akse D

	kNm/m	Søyle 1	Søyle 1,5	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-1,5	Felt 1,5-2	Felt 2-3
Ramme Akse D	m_{Ed}	57,9	69,4	61,1	50,0	-58,2	15,9	-48,8

Tabell 14.6: Dimensjonerende momentbelastning akse E og H

	kNm/m	Søyle 1	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-2	Felt 2-3
Ramme Akse E	m_{Ed}	79,0	145,4	28,4	-73,2	-28,9
Ramme Akse H	m_{Ed}	79,2	127,2	41,7	-60,7	-39,5

14.1.2 Momentkapasiteter og utnyttelsesgrader

Tabell 14.7: Utnyttelse Akse 1

Akse 1									
kNm/m	D	E	F	G	H	D-E	E-F	F-G	G-H
m_{Ed}	10,3	68,6	85,5	90,0	78,7	-1,9	-72,5	-52,9	-58,1
m_{Rd}	48,0	76,1	93,2	93,2	56,5	-43,8	-81,2	-81,2	-60,1
Utnyttelse	0,21	0,90	0,92	0,97	1,39	0,04	0,89	0,65	0,96

Tabell 14.8: Utnyttelse Akse 3

Akse 3									
kNm/m	D	E	F	G	H	D-E	E-F	F-G	G-H
m_{Ed}	18,4	93,2	111,9	107,8	93,7	-4,9	-57,7	-55,3	-66,3
m_{Rd}	72,4	90,2	96,4	96,4	90,2	-63,5	-99,2	-99,2	-99,2
Utnyttelse	0,25	1,03	1,16	1,12	1,04	0,08	0,58	0,56	0,67

Tabell 14.9: Utnyttelse Akse D

Akse D							
kNm/m	1	1,5	2	3	1-1,5	1,5-2	2-3
m_{Ed}	57,9	69,4	61,1	50,0	-58,2	15,9	-48,8
m_{Rd}	72,8	72,8	72,8	72,8	-72,8	50,1	-72,8
Utnyttelse	0,80	0,95	0,84	0,69	0,80	0,32	0,67

Tabell 14.10: Utnyttelse Akse E

Akse E					
kNm/m	Søyle 1	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-2	Felt 2-3
m_{Ed}	79,0	145,4	28,4	-73,4	-28,0
m_{Rd}	81,8	93,7	81,8	-81,8	-81,8
Utnyttelse	0,97	1,55	0,35	0,89	0,67

Tabell 14.11: Utnyttelse Akse H

Akse H					
kNm/m	Søyle 1	Søyle 2	Søyle 3	Felt 1-2	Felt 2-3
m_{Ed}	79,2	127,2	41,7	-60,7	-39,5
m_{Rd}	81,5	92,3	81,5	81,5	81,5
Utnyttelse	0,97	1,38	0,51	0,75	0,48

14.1.3 Fibrenes bidrag til momentkapasitet

For å undersøke hvor mye av kapasitetene ovenfor som kommer av fiberarmeringen, sammenlignes snitt med forskjellige bredder og armeringsmengder.

Tabell 14.12: Fiberarmeringens kapasitetsbidrag

Undersøkt snitt	Kapasitet [kNm/m]	Kapasitet uten fiber [kNm/m]	Kapasitetsbidrag fra fiber [%]
E1y	76,11	55,0	28 %
F3y	96,36	77,2	20 %
E3x	81,82	61,4	25 %
H2x	92,32	72,5	21 %
D3x	72,57	51,8	29 %

I tabell 14.12 kommer det frem at fiberarmeringen har forholdsvis jevnt kapasitetsbidrag i de forskjellige snittene. Det vises at selv ved moderate mengder bidrar fibrene mye til momentkapasiteten. Det prosentvise bidraget vil være mindre hvis armeringsmengden øker, men for flatdekker som vanligvis er betydelig underarmert vil kapasitetsbidraget ligne dette.

14.1.4 Skjærkrefter

For analysen i denne oppgaven velges det å bruke resulterende skjærkraft fra rammen i de to retningene som gir størst aksialkraft aktuell søyle, som forklart i avsnitt 8.1. I tabell 14.13 presenteres resultatene.

Tabell 14.13: Maksimalt overførte skjærkrefter til søylene med største verdi for én ramme

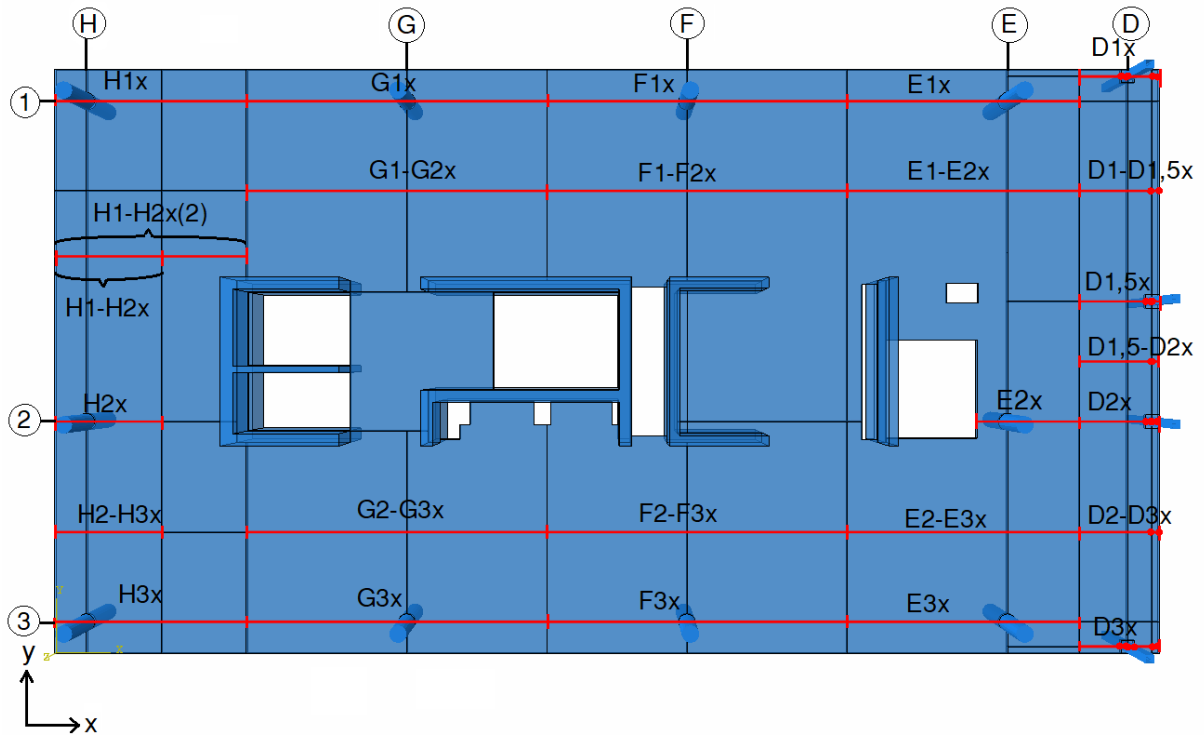
Søyle	Største verdi for én ramme
D1	171,2
D1-2	207,1
D2	184
D3	132,6
E1	528,2
E2	548,5
E3	395,6
F1	486,5
F3	438,1
G1	510,6
G3	486,5
H1	454,20
H2	506,6
H3	327,5

14.2 Resultater fra Abaqus

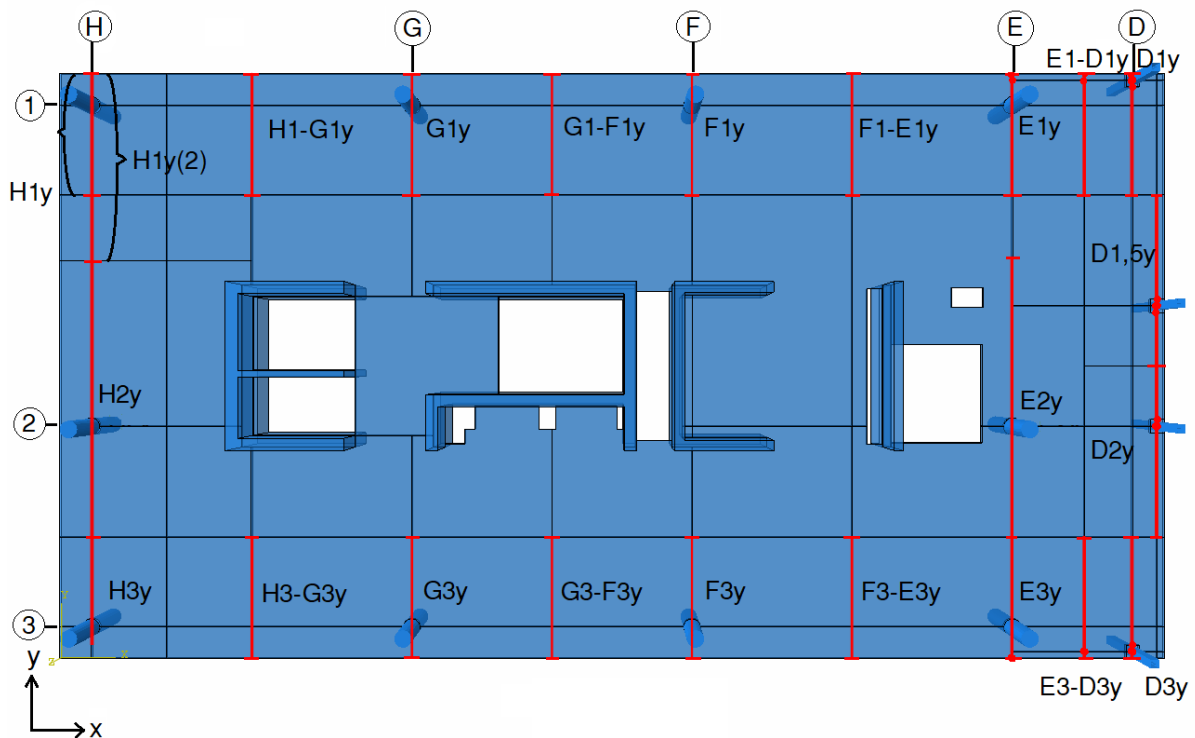
14.2.1 Momenter

For å hente ut krefter som er sammenlignbare med kapasiteten, må kreftene over betongtverrsnittet og armeringstverrsnittet uthentes som forklart i avsnitt 12.2.1. Ekvivalent til betonglæren, vil dette gi krefter over tverrsnittet som tilsvarer summen av tvangskrefter, lastvirkninger fra ytre last, eksentrisitetsmoment og lastvirkninger fra ekvivalente krefter fra spennarmeringen.

I figur 14.1 og 14.2 vises snittene der kreftene uthentes i Abaqus. Som forklart i avsnitt 12.3.4, finjusteres snittet med maksimalt moment felt slik at det maksimale momentet uthentes.



Figur 14.1: Navnsetting på snitt der momenter om x-aksen uthentes i Abaqus



Figur 14.2: Navnsetting på snitt der momenter om y-aksen uthentes i Abaqus

I tabell 14.14 presenteres momentene i snitt over søylene.

Tabell 14.14: Dimensjonerende moment over søyler

Snitt	Lengde av snitt [mm]	Kapasitet [kNm/m]	Moment [kNm/m]	M_{Ed}/M_{Rd}	Last-kombinasjon
D1x	2270	72,57	4,70	0,06	kb9
D1y	3627,5	48,01	4,97	0,10	kb8
D1,5x	2270	72,57	16,12	0,22	kb9
D1,5y	5112,5		8,78		kb10
D2x	2270	72,57	23,10	0,32	kb6
D2y	5112,5		1,15		kb4
D3x	2270	72,57	2,18	0,03	kb3
D3y	3627,5	72,41	5,55	0,08	kb7
E1x	6970	81,82	11,22	0,14	kb12
E1y	3627,5	76,11	33,03	0,43	kb15
E2x	6970	93,73	19,04	0,20	kb15
E2y	7800		-1,23		kb4
E3x	6970	81,82	7,75	0,09	kb2
E3y	3627,5	90,24	40,52	0,45	kb4
F1x	9000		7,73		kb6
F1y	3627,5	93,23	40,06	0,43	kb11
F3x	9000		6,87		kb6
F3y	3627,5	96,36	60,01	0,62	kb3
G1x	9000		2,22		kb14
G1y	3627,5	93,23	45,98	0,49	kb12
G3x	9000		6,23		kb4
G3y	3627,5	96,36	48,35	0,50	kb2
H1x	5740	81,46	14,08	0,17	kb1
H1y	3627,5	55,19	28,89	0,52	kb13
H1y(2)	5740	56,46	18,62	0,33	kb13
H2x	3190	92,32	63,10	0,68	kb14
H2y	10225		5,47		kb14
H3x	5740	81,46	10,26	0,13	kb3
H3y	3627,5	90,24	26,08	0,29	kb15

Ingen av momentene over søylene overskrider kapasiteten, og snittet med høyest kapasitetutnyttelse er snitt H2x, med 62% kapasitetsutnyttelse. Dette er godt innenfor kapasiteten.

I tabell 14.15 presenteres momentene i snitt i felt.

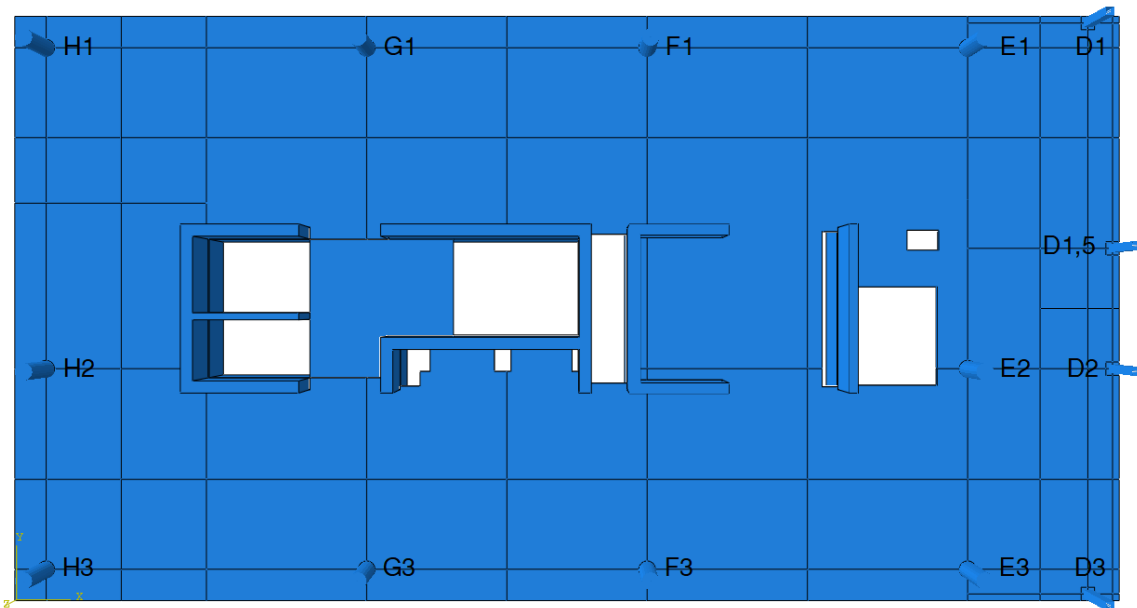
Tabell 14.15: Dimensjonerende moment i felt

Snitt	Lengde av snitt [mm]	Kapasitet [kNm/m]	Moment [kNm/m]	M_{Ed}/M_{Rd}	Last-kombinasjon
D1-D1,5x	2270	-72,75	-28,95	0,40	kb6
D1,5-D2x	2270	23,74	9,69	0,41	kb4
D2-D3x	2270	-72,75	-32,04	0,44	kb4
E1-D1y	3627,5	-59,42	-5,03	0,08	kb9
E1-E2x	6970	-81,82	-25,02	0,31	kb15
E2-E3x	6970	-81,82	-27,82	0,34	kb4
E3-D3y	3627,5	-81,82	-1,53	0,02	kb5
F1-E1y	3627,5	-81,16	-45,29	0,56	kb11
F1-F2x	9000		-22,82		kb15
F2-F3x	9000		-25,34		kb15
F3-E3y	3627,5		-52,46		kb4
G1-F1y	3627,5	-86,16	-40,83	0,47	kb11
G1-G2x	9000		-24,63		kb15
G2-G3x	9000		0,00		kb2
G3-F3y	3627,5		-48,27		kb3
H1-G1y	3627,5	-55,19	-53,15	0,96	maks H1-G1y
H1-G1y(2)	5740	-56,46	-33,40	0,59	maks H1-G1y
H1-H2x	3190	-112,56	-34,58	0,31	kb14
H1-H2x(2)	5740	-81,46	-31,52	0,39	kb14
H2-H3x	3190		-18,28		kb1
H3-G3y	3627,5		-53,45		kb2

Ingen av momentene i felt overskrider kapasiteten. Snittet med høyest kapasitetsutnyttelse er snitt H1-G1y, med 96% kapasitetsutnyttelse.

14.2.2 Skjærkrefter

Overførte skjærkrefter fra dekket til søylene hentes ut. Navnsettingen er som gitt i figur 14.3.



Figur 14.3: Navnsetting på søyler.

Tabell 14.16: Maksimalt overførte skjærkrefter til søylene for alle lastkombinasjoner i modellen i Abaqus

Søyle	Kraft [kN]
D1	100,749
D1-2	241,011
D2	143,101
D3	105,681
E1	369,208
E2	345,937
E3	388,153
F1	423,61
F3	446,924
G1	452,5
G3	490,57
H1	285,724
H2	307,034
H3	207,658

14.3 Sammenligning av overførte skjærkrefter og kontroll av skjærkapasitet

14.3.1 Sammenligning av aksialkrefter i søylene

I skjærkraftberegningene benyttes aksialkraften i søylen som dimensjonerende skjærkraft som virker på dekket. Her sammenlignes aksialkreftene som oppstår pga. valgte lastbredder i focus med aksialkreftene fra abaqus.

Tabell 14.17: Sammenligning av overførte aksialkrefter til søylene mellom løsningene i Focus og Abaqus.

Søyle	Abaqus [kN]	Focus [kN] (største verdi for én ramme)
D1	100,749	171,2
D1-2	241,011	207,1
D2	143,101	184
D3	105,681	132,6
E1	369,208	528,2
E2	345,937	548,5
E3	388,153	395,6
F1	423,61	486,5
F3	446,924	438,1
G1	452,5	510,6
G3	485,9	486,5
H1	291,1	454,20
H2	307,034	506,6
H3	207,658	327,5

Resultatene ser ut til å stemme godt overens på generell basis. Kreftene skiller mest der det i rammemetoden er valgt store lastbredder som for søylene i hele akse H og hele akse E. Det bør også vises hensyn til søyler som står nært hverandre som D- og E-aksen. Lastfordelingen mellom disse søylene vil kompliseres. På grunn av rammemetodens fordeling av last, all last i begge retninger, bør det ikke gjøres en addering av aksialkreftene for kryssende rammer.

De sirkulære søylene som er trukket inn i fra kanten av dekket, dekkes ikke av tilfeller i EC2 for beregning av kontrollsnitt u_0 og redusert kritisk kontrollsnitt u_1^* . De anbefalte verdiene for β er også for andre tilfeller enn dekket i oppgaven. Dette kompliserer skjærkapasitetsberegningene.

Mest skjærbelastede søyler i oppgaven er hjørnesøyle H1 og kantsøyle G3. Beregnes disse med et kontrollsnitt u_0 og redusert kritisk kontrollsnitt u_1^* for rektangulære hjørne- og kantsøyler som er de nærmeste tilfellene i EC2, overskrides kapasiteten. Spesielt overskrides kapasiteten for trykkspenninger ved søylekanten.

Benyttes derimot et kontrollsnitt u_0 for sirkulære søyler ut fra en prosedyre gitt av den bri-

tiske skjærarmeringsprodusenten LinkStudPSR, med β verdier beregnet ut i fra løsninger i Abaqus, er kapasiteten tilstrekkelig.

Tabell 14.18 og 14.19 sammenlikner resultatene med tilnærmelser til EC2 med løsningen for de nærmeste tilfellene i EC2. Dimensjonerende skjærspenninger er hentet fra løsningen i Abaqus.

Tabell 14.18: Sammenlikning av resultater for randsøyle G3

	Foreslått løsning vha. FEM		Løsning fra EC2	
	Kritisk snitt (u1)	Søylekant (u0)	Kritisk snitt (u1)	Søylekant (u0)
v_{Ed} (MPa)	1,01	2,79	1,98	9,58
$v_{Rd.c.tot}$ (MPa)	1,3		1,3	
$v_{Rd.max}$ (MPa)		3,00		3,06
Utnyttelsesgrad	0,78	0,81	1,52	3,13

Tabell 14.19: Sammenlikning av resultater for hjørnesøyle H1

	Foreslått løsning vha. FEM		Løsning fra EC2	
	Kritisk snitt (u1)	Søylekant (u0)	Kritisk snitt (u1)	Søylekant (u0)
v_{Ed} (MPa)	1,09	3,15	2,99	21,64
$v_{Rd.c.tot}$ (MPa)			1,31	
$v_{Rd.max}$ (MPa)		4,09		4,09
Utnyttelsesgrad	0,83	0,77	2,28	5,29

For hjørnesøylen som er skjærarmert bli utnyttelsesgraden som i tabell 14.20. Det skal sies her at betongbidraget er sett bort i fra ved kapasitetsberegningen ved kritisk kontrollsnitt. Dette gjør kapasiteten etter EC2 for lav. Vis det velges å ta det med blir kapasiteten god nok. Det er likevel valgt å se bort fra bidraget for å få et litt bedre tilfelle ved søylekant.

Tabell 14.20: Utnyttelsesgrad for hjørnesøyle når skjærarmering er medregnet

	Foreslått løsning vha. FEM	Løsning fra EC2
	Kritisk snitt (u1)	Kritisk snitt (u1)
v_{Ed} (MPa)	1,09	2,99
$v_{Rd.cs}$ (MPa)	2,17	2,17
Utnyttelsesgrad	0,50	1,38

Bidraget fra fiberarmeringen er med i betongkapasiteten i tabellene ovenfor. I figur 14.21 sammeliknes bidragene fra betong, aksialspenningstilstand, fiberarmering og skjærarmering. Det kommer frem at fiberarmeringen så og si gir samme skjærkapasitet som betongen gjør alene. Det er også mulig å rettferdiggjøre større bidrag fra fiberarmeringen hvis man antar at den har større effektiv tverrsnittshøyde enn spennarmeringen har. Dette har ikke blitt gjort i denne oppgaven siden meningen ikke har vært å påvise kapasitet ved å utnytte alle metoder fullt ut.

14.3. SAMMENLIGNING AV OVERFØRTE SKJÆRKREFTER OG KONTROLL AV SKJÆRKAPASITET

Tabell 14.21: Størreslesorden på forskjellige bidrag til skjærkapasiteten

	Randsøyle G3	Hjørnesøyle H1
v_{min} (MPa)	0,59	0,59
$\sigma_{cp} \cdot k_1$ (MPa)	0,2	0,2
$v_{Rd.cf}$ (MPa)	0,52	0,52
$v_{Rd.cs}$ (Mpa)	0	2,17

Til sammenlikning er det interessant at bidrag fra betong og strekkarmering med øvre begrensing av armeringsforholdet ($\rho_l = 0.02$) etter EC2 6.4.4 (1) ville blitt ca. 1.0 MPa. Dette viser at fiberarmering, selv i ganske små mengder, iallefall kan bidra med samme kapasitet som et tverrsnitt med vanlig strekkarmering ville gjort.

14.4 Sammenligning av bøyemomenter mellom rammetoden og elementmetoden

I tabell 14.22 presenteres de maksimale momentene i snitt over søylene fra Focus og Abaqus. Kolonnen for *forhold* viser momentet fra Focus dividert på momentet fra Abaqus for det samme snittet. Mens momentene i Abaqus her

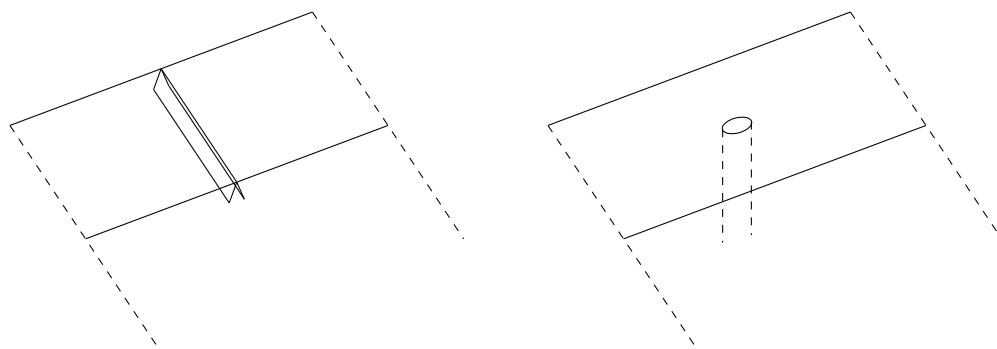
Tabell 14.22: Sammenligning av opptredende momenter fra mest kritiske lasttilfelle fra Focus og Abaqus over søyler i utvalgte snitt. Momentene fra lastvirkningene har virkning fra spennarmeringen inkludert.

Snitt	Lengde av snitt [mm]	Kapasitet [kNm/m]	Abaqus [kNm/m]	Focus [kNm/m]	Forhold
D1x	2270	72,57	4,70	57,90	12,3
D1y	3627,5	48,01	4,97	10,30	2,1
D1,5x	2270	72,57	16,12	69,40	4,3
D1,5y	5112,5		8,78		
D2x	2270	72,57	23,10	61,10	2,6
D2y	5112,5		1,15		
D3x	2270	72,57	2,18	50,00	22,9
D3y	3627,5	72,41	5,55	18,40	3,3
E1x	6970	81,82	11,22	79,00	7,0
E1y	3627,5	76,11	33,03	68,60	2,1
E2x	6970	93,73	19,04	145,40	7,6
E2y	7800		-1,23		
E3x	6970	81,82	7,75	28,40	3,7
E3y	3627,5	90,24	40,52	93,20	2,3
F1x	9000		7,73		
F1y	3627,5	93,23	40,06	85,50	2,1
F3x	9000		6,87		
F3y	3627,5	96,36	60,01	111,90	1,9
G1x	9000		2,22		
G1y	3627,5	93,23	45,98	90,00	2,0
G3x	9000		6,23		
G3y	3627,5	96,36	48,35	107,80	
H1x	5740	81,46	14,08	79,20	5,6
H1y	3627,5	55,19	28,89		
H1y(2)	5740	56,46	18,62	78,70	4,2
H2x	3190	92,32	63,10	127,20	2,0
H2y	10225		5,47		
H3x	5740	81,46	10,26	41,70	4,1
H3y	3627,5	90,24	26,08	93,70	3,6

Resultatene over viser store forskjeller mellom løsningen fra Focus og løsningen fra Abaqus. Forholdet varierer fra 2,0 til 22,9. At løsningen fra Focus jevnt over er høyere enn den

14.4. SAMMENLIGNING AV BØYEMOMENTER MELLOM RAMMETODEN OG ELEMENTMETODEN

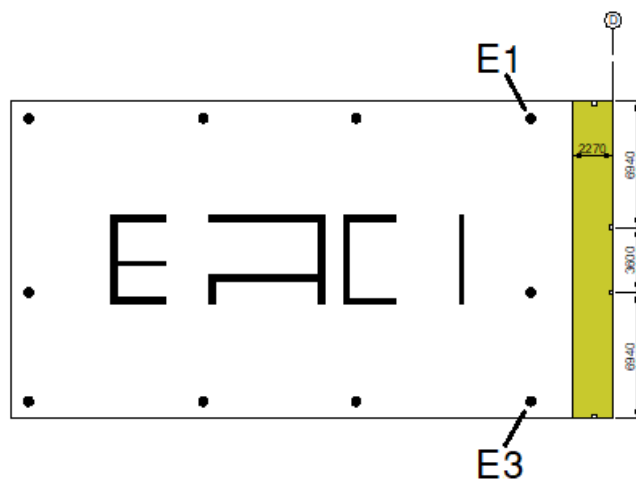
fra Abaqus, kan forklares ut fra hvordan opplagrene virker i de forskjellige løsningene. I Focus kan det sees på som om opplagrene er like brede som stripebredden. I Abaqus er utbredelsen slik den modelleres. Dette illustreres i figur 14.4.



Figur 14.4

Når opplageret beregningsmessig virker over hele dekkestripen, vil den effektive bøyestivheten langs snittet over søylen være større enn om opplageret er av begrenset utbredelse. Dette kommer av at en større del av dekket må initieres ved bøyning. Dette kan delvis forklare at Focus gir i alle snitt gir høyere momenter over søylene enn Abaqus.

Visse snitt skiller seg ut. De to snittene med størst forskjell mellom løsningene er snitt D1x og snitt D3x, henholdsvis med forhold lik 12,3 og 22,9. Når stripen langs akse D modelleres i Focus, tas ikke de to nærtstående betongsøylene i akse E ved dekkets kant i betraktning.



Figur 14.5: Stripe som det på beregnes langs akse D

Disse søylene, søyle E1 og søyle E3 i figur 14.5, er plassert lengre innover på dekket enn søyle D1 og D3. Stivheten til betongsøylene er ca:

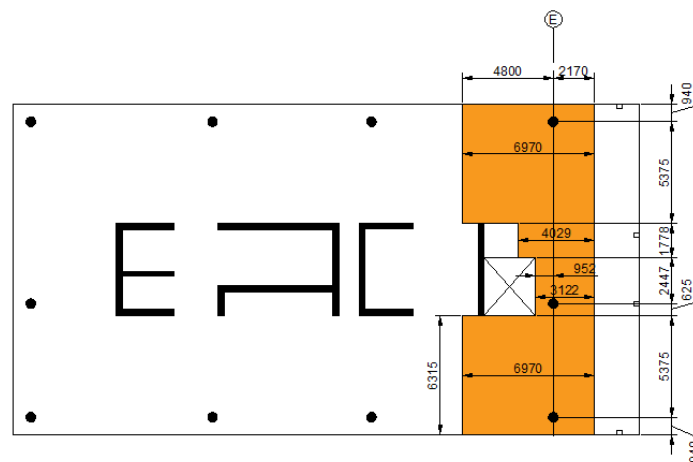
$$EI_b = E_{cm} \frac{\pi}{4} r^4 = 34GPa \frac{\pi}{4} (250mm)^4 = 1,04 \cdot 10^{14} Nmm^2$$

mens den for stålsøylene er:

$$\begin{aligned}
 EI_s &= E_s \frac{1}{12} (h^4 - (h - 2t)^4) = 210GPa \frac{1}{12} ((250mm)^4 - (250mm - 16mm)^4) \\
 &= 1,59 \cdot 10^{13} Nmm^2
 \end{aligned}$$

Stivheten til betongsøylene er 6,5 ganger større enn stivheten til stålsøylene. Da de er plassert med relativt liten avstand til søyle D1 og D3 i x-retning og lengre inn på dekket enn søyle D1 og D3, vil de ta opp mye av momentet som i rammemodellen i Focus går til søyle D1 og D3. Dette kan forklare at Focus gir langt større momenter for disse søylene enn Abaqus.

Videre er forholdet for momentene i snitt E1x og E2x høyt. Dette kan delvis forklares ut fra stripeinndelingen for akse E.

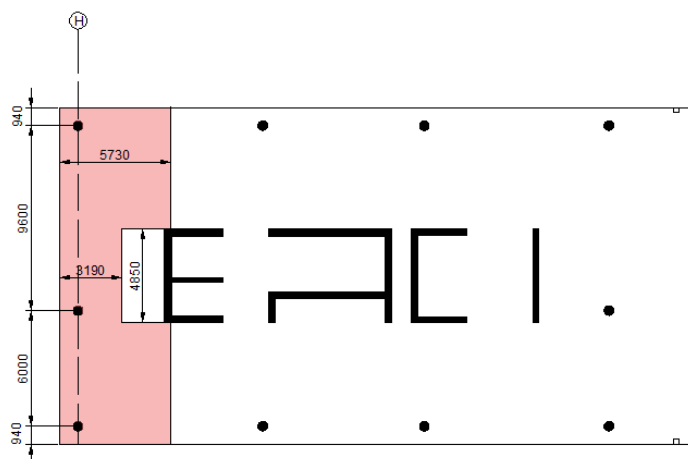


Figur 14.6: Stripebredder for stripen langs akse E i Focus

Mens vegg "I" tar opp mye av lasten fra dekket i en omkrets av vegg i Abaqus, sees dette bort fra i stripeinndelingen i figur 14.6. Dette gjør at momentet om x-aksen over søyle E1, E2 og E3 i Focus blir langt større enn i Abaqus.

Til slutt er også forholdet for momentene i snitt H1x og H3x høye. Dette kan også delvis forklares ut fra stripeinndelingen.

14.4. SAMMENLIGNING AV BØYEMOMENTER MELLOM RAMMETODEN OG ELEMENTMETODEN



Figur 14.7: Stripebredder for stripen langs akse H i Focus

Her sees det bort fra at hjørnene på vegg "E" tar opp last.

I tabell 14.23 sammenlignes de maksimale momentene i snitt i felt fra Focus og Abaqus.

Tabell 14.23: Sammenligning av opptredende momenter fra mest kritiske lasttilfelle fra Focus og Abaqus i felt for utvalgte snitt. Momentene fra lastvirkningene har virkning fra spennarmeringer inkludert.

Snitt	Lengde av snitt [mm]	Kapasitet [kNm/m]	Abaqus [kNm/m]	Focus [kNm/m]	Forhold
D1-D1,5x	2270	-72,75	-28,95	-58,20	2,0
D1,5-D2x	2270	23,74	9,69	15,90	1,6
D2-D3x	2270	-72,75	-32,04	-48,80	1,5
E1-D1y	3627,5	-59,42	-5,03	-1,90	0,4
E1-E2x	6970	-81,82	-25,02	-73,20	2,9
E2-E3x	6970	-81,82	-27,82	-28,90	1,0
E3-D3y	3627,5	-81,82	-1,53	-4,90	3,2
F1-E1y	3627,5	-81,16	-45,29	-72,50	1,6
F1-F2x	9000		-22,82		
F2-F3x	9000		-25,34		
F3-E3y	3627,5		-52,46	-57,70	1,1
G1-F1y	3627,5	-86,16	-40,83	-52,90	1,3
G1-G2x	9000		-24,63		
G2-G3x	9000		0,00		
G3-F3y	3627,5		-48,27	-55,30	1,1
H1-G1y	3627,5	-55,19	-53,15	-58,10	1,1
H1-G1y(2)	5740	-56,46	-33,40		
H1-H2x	3190	-112,56	-34,58		
H1-H2x(2)	5740	-81,46	-31,52	-60,70	1,9
H2-H3x	3190		-18,28	-39,50	2,2
H3-G3y	3627,5		-53,45	-66,30	1,2

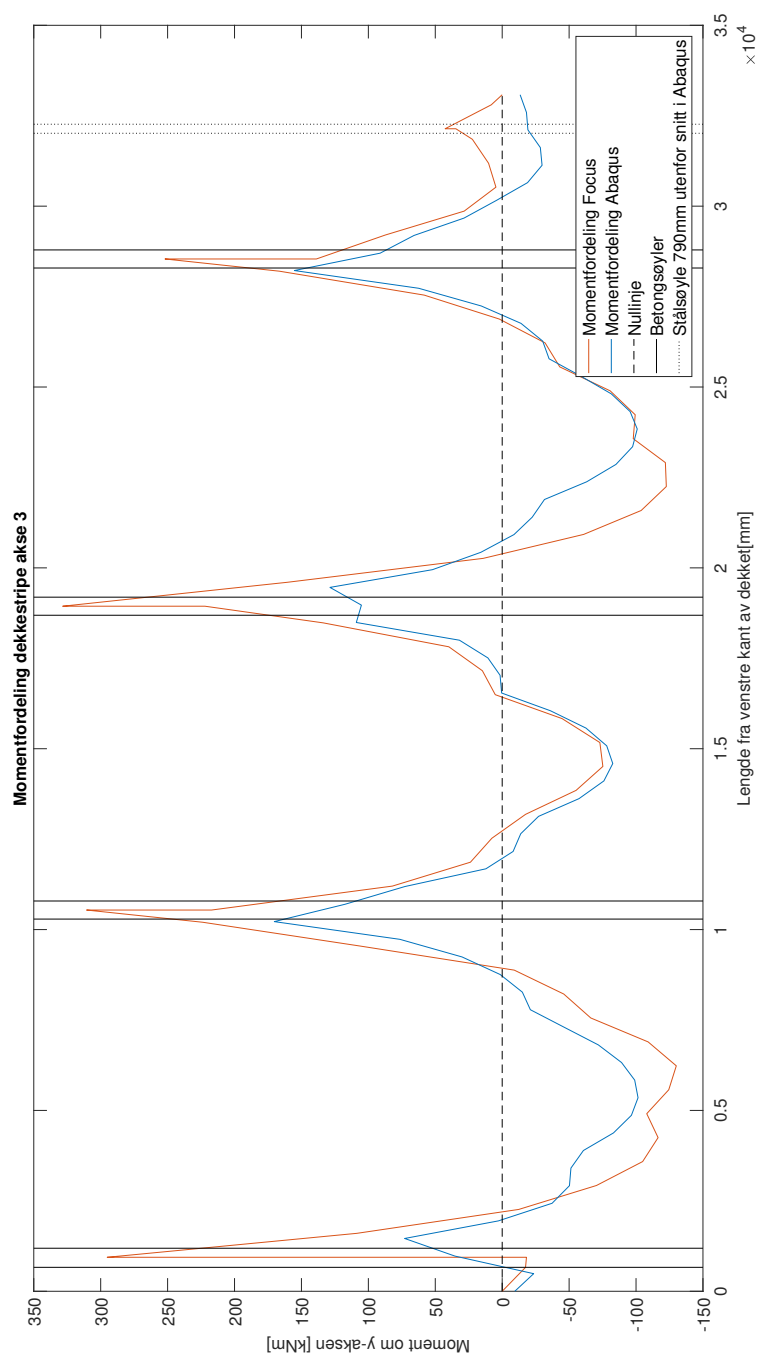
Også her er det forskjeller, men forholdene er jevnt over mer like. At forholdene jevnt over er mindre kan forklares ut fra at når mer moment tas opp i snittene over søylene fordi opplagrene beregningsmessig virker over hele stripebredden, tas mindre moment opp av snittene i felt. De største forskjellene mellom løsningene kan forklares ut fra stripenes utforming som for sammenligningen for momenter i snitt over søylene. Forholdet mellom momentene i snitt E3-D3y er størst. Dette kan forklares ved at momentet i Abaqus er hentet ut midt i felt, mens momentet i Focus er hentet fra snittet med størst moment i spennet. Metodene viser relativt god overensstemmelse for momentene i felt.

I figur 14.9 vises momentdiagrammet for stripen langs akse 3, med løsning fra Focus og Abaqus. Begge kurvene viser moment for alle lastvirkninger i bruddgrensetilstanden over det rene betongtverrsnittet. Dermed er momentene i grafen ikke sammenlignbare med kapasiteten for aktuelt snitt. Grafen nedenfor gir et bilde av krumningen langs stripen. Skal grafene kunne sammenlignes med kapasiteten, må grafen for løsningen fra Focus vise summen av tvangsmomentet og ytre laster, mens grafen fra Abaqus må vise summen av tvangskrefter, lastvirkninger fra ytre last, eksentrisitetsmoment og lastvirkninger fra ekvivalente krefter fra spennarmeringen. Det velges av tidshensyn å ikke produsere og presentere disse grafene.



Figur 14.8: Stripe langs akse 3

14.4. SAMMENLIGNING AV BØYEMOMENTER MELLOM RAMMETODEN OG ELEMENTMETODEN

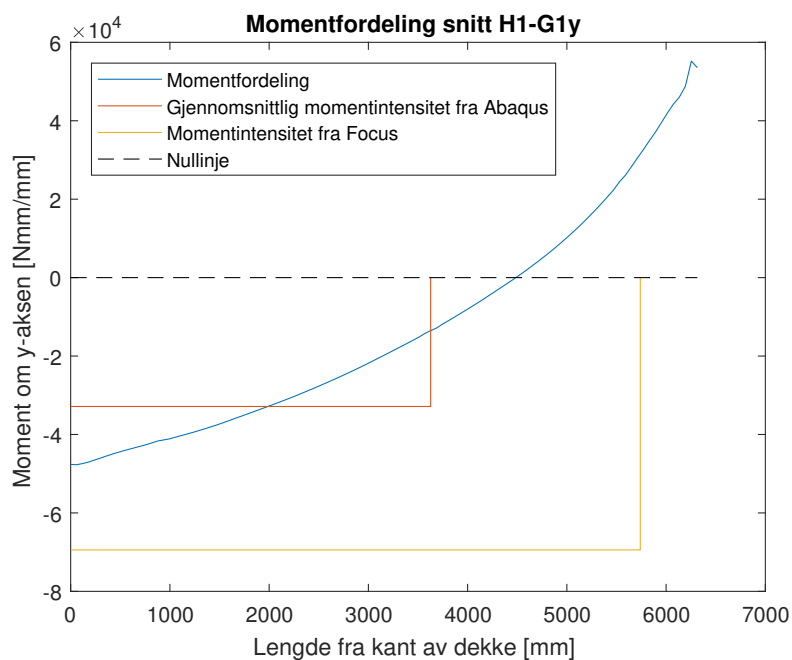


Figur 14.9: Sammenligning av bøyemoment om y-aksen med alle lastvirkninger over det rene betongtverrsnittet fra Abaqus og Focus i dekkestripe langs akse 3, med jevnt fordelt nyttelast over hele dekket.

Det sees av grafen at Abaqus gir mindre momenter enn Focus over søylene, mens momentene er mer like i felt. Focus og Abaqus gir også krumning motsatt vei over søyle D3.

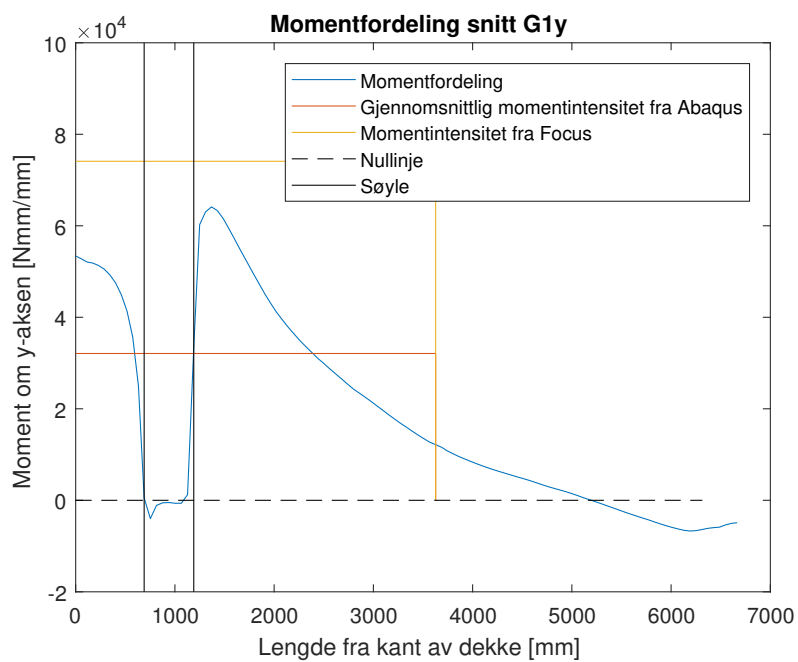
14.4.1 Sammenligning av momentfordelinger langs snitt

Nedenfor presenteres spenningsfordelingen i det rene betongverrsnittet på tvers av dekke-
stripen som betraktes, i snitt G1y, G1x, H1-G1y og E2x. Snitt G1y er mest belastede
snitt over søyle per meter, snitt H1-G1y er mest belastede snitt i felt per meter. E2x er
snittet over den indre søylen E2. Snitt G1x er snittet over søyle G1 med moment om
x-aksen. Kurve “momentfordeling” viser den elastisitetsteoretiske momentfordelingen
over betongverrsnittet hentet fra Abaqus som forklart i avsnitt 12.3.4. På flere av figurene
virker momentintensiteten fra Focus over en avstand lengre fra kant av dekket enn gjen-
omsnittlig momentintensitet fra Abaqus. Dette er fordi stripebredden i Focus er bredere
enn lengden på snittet som ble sjekket i Abaqus. Momentene er ikke sammenlignbare med
kapasiteten av samme grunn som for momentdiagrammet i figur 14.9, men viser prinsip-
pet for dimensjonering av dekket i striper, der momentfordelingen langs snittet er høyere
og lavere enn det fordelte momentet som benyttes i dimensjoneringen.

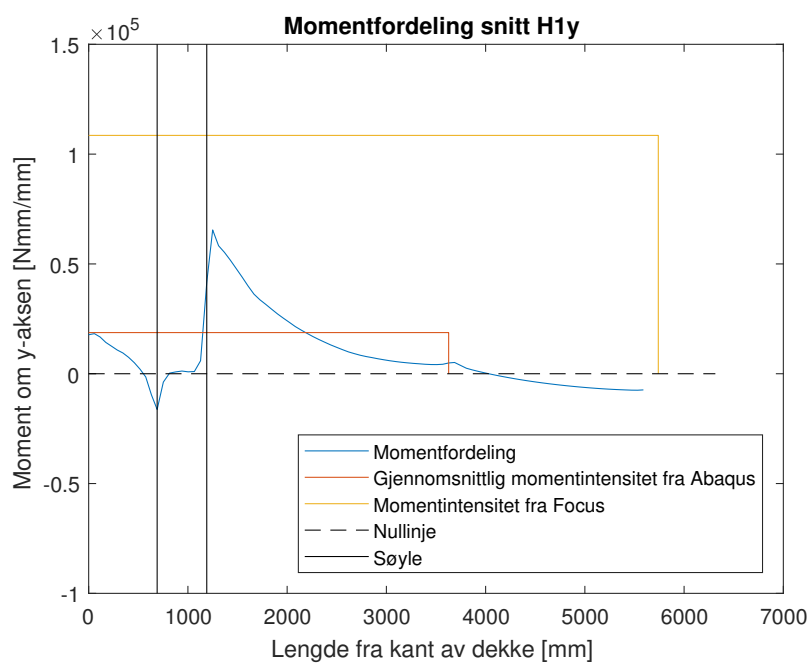


Figur 14.10: Momentfordeling snitt H1-G1y.

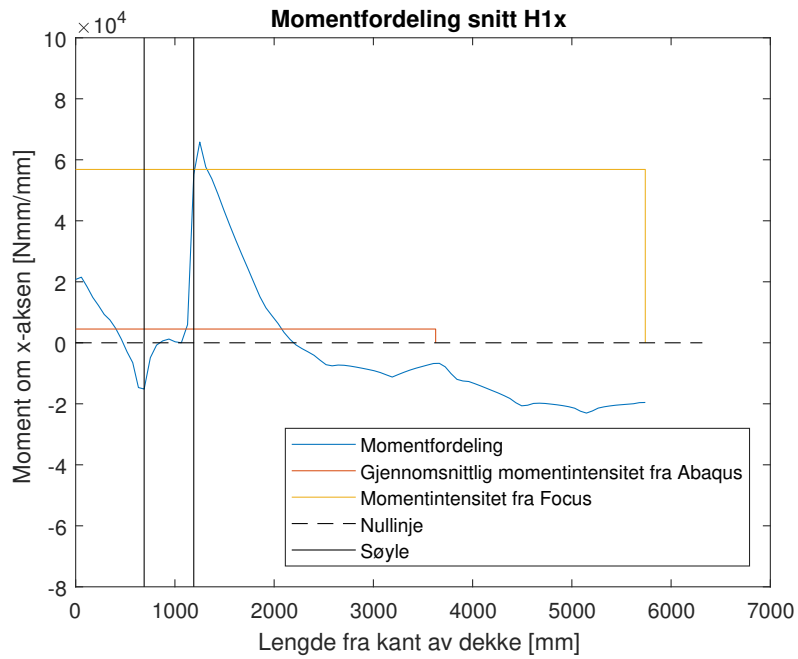
14.4. SAMMENLIGNING AV BØYEMOMENTER MELLOM RAMMETODEN OG ELEMENTMETODEN



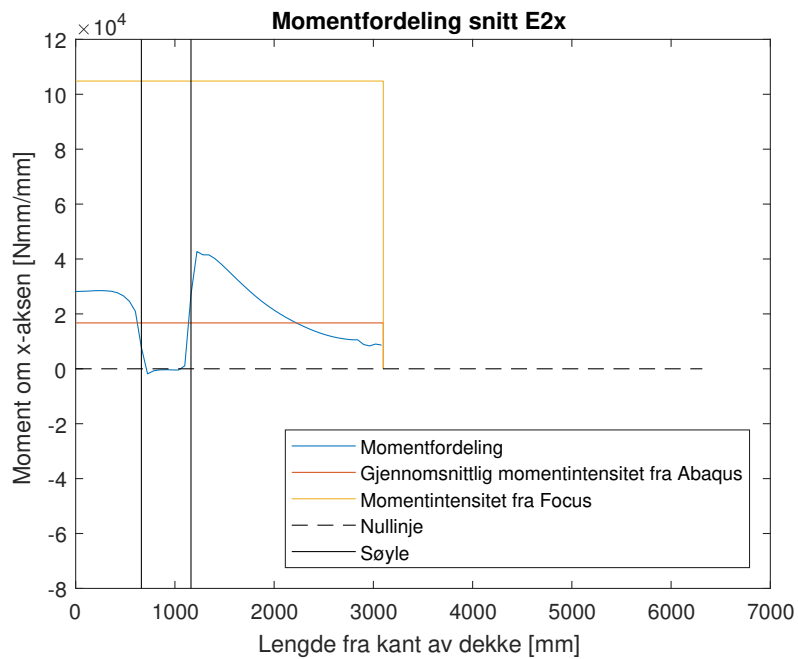
Figur 14.11: Momentfordeling snitt G1y



Figur 14.12: Momentfordeling snitt H1y



Figur 14.13: Momentfordeling snitt H1x



Figur 14.14: Momentfordeling snitt E2x

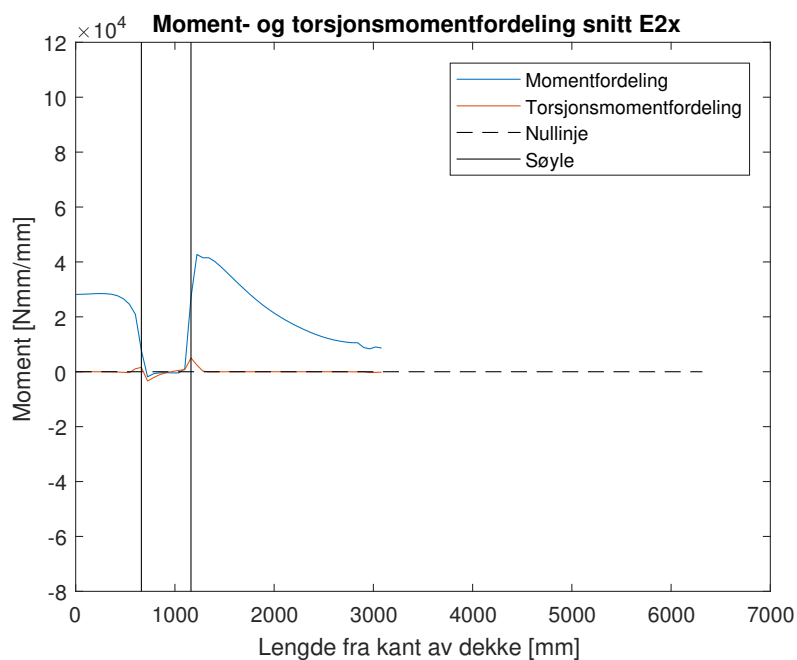
Figurene viser at løsningen fra Focus gir større momenter enn Abaqus i snittene som betraktes. De størrelsesmessige forholdene er imidlertid ikke representative for forholdene mellom de dimensjonerende momentene, som det fremkommer av tabell 14.22 og 14.23. F.eks for snitt H1-G1y der forholdet er 1,1 og ikke 2,1 som i figur 14.10 Figurene viser at momentintensiteten ved søylekant, dekkets kant, og ved forbindelsen til veggen, er av

høyere absoluttverdi enn den gjennomsnittlige momentintensiteten. Dette kan bety at dersom en smalere hadde blitt brukt i kontrollen, ville de dimensjonerende momentene blitt større. Dette vil i såfall kun gjelde for snitt med fordelt spennarmering, siden et utgangspunkt for dimensjonering stripevis er at spennarmeringen virker over et større område enn kun der den ligger.

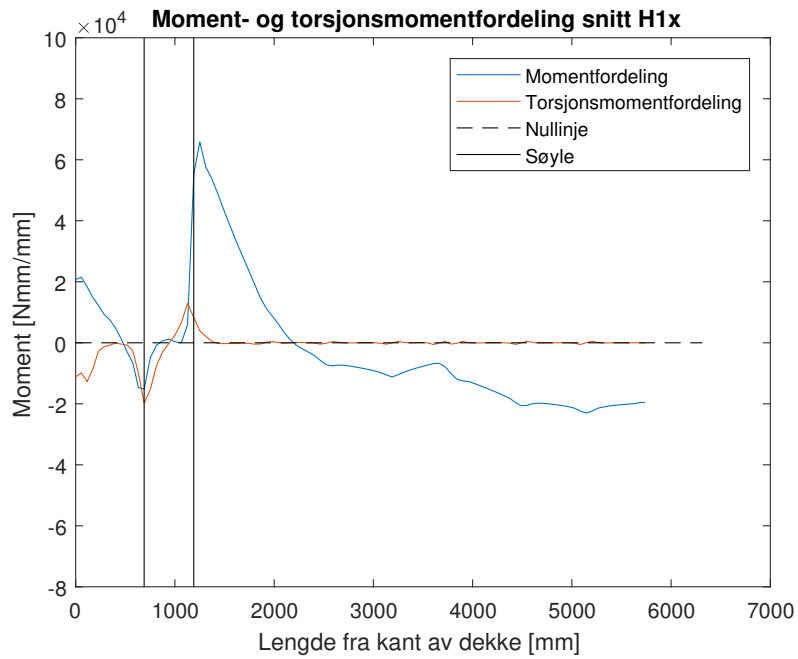
Det kan nevnes at en arealreduksjonsfaktor etter EC1 6.3.1.2(10) kan brukes for nyttelasten som vil gi lavere dimensjonerende laster. Dette vil kunne redusere kapasitetsutnyttelsene.

14.5 Torsjon

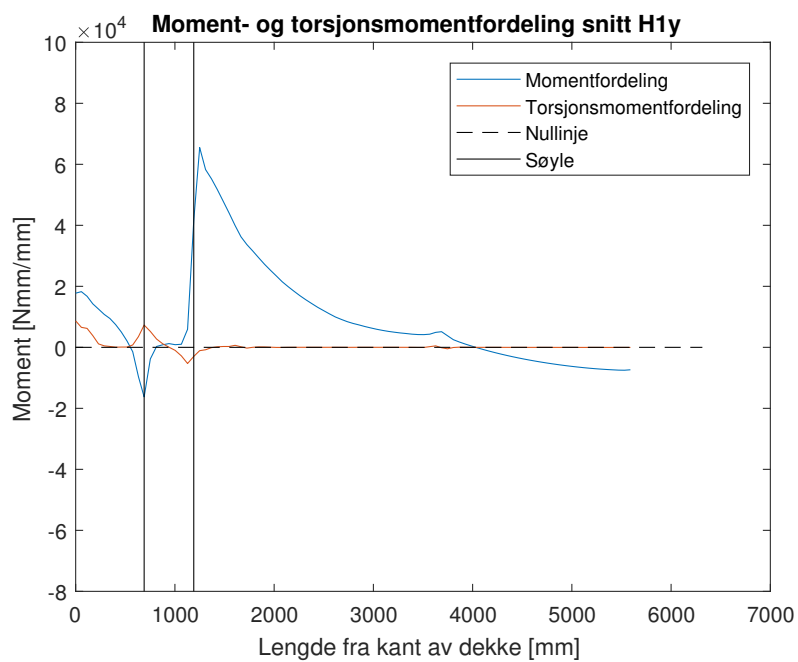
Nedenfor presenteres moment- og torsjonsmomentfordelingene for de samme snitt som i avsnitt 14.4.1. I likhet med for avsnitt 14.4.1 viser kurvene for “momentfordeling” den elastisitetsteoretiske momentfordelingen over snittet hentet fra Abaqus som forklart i avsnitt 12.3.4. Dette gjelder også torsjonsmomentfordelingen.



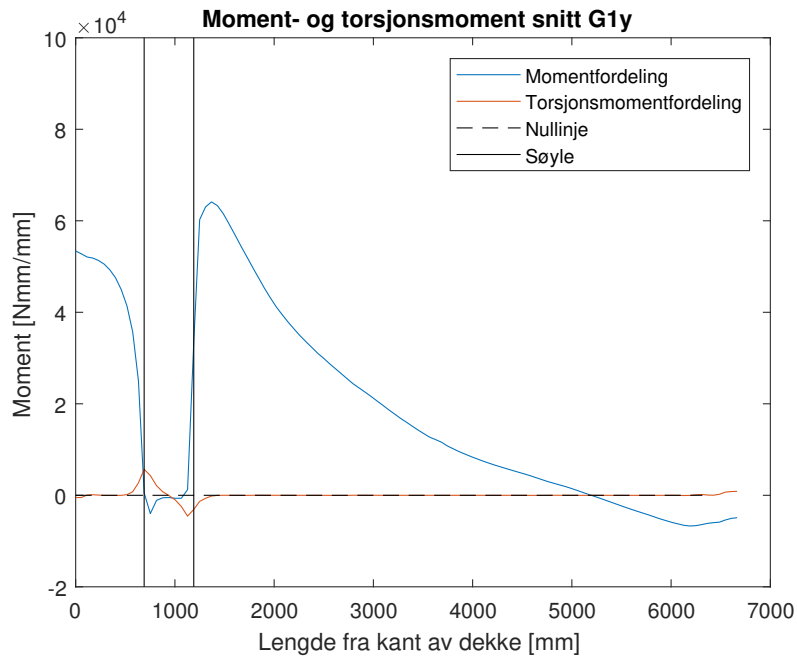
Figur 14.15: Moment- og torsjonsmomentfordeling snitt E2x



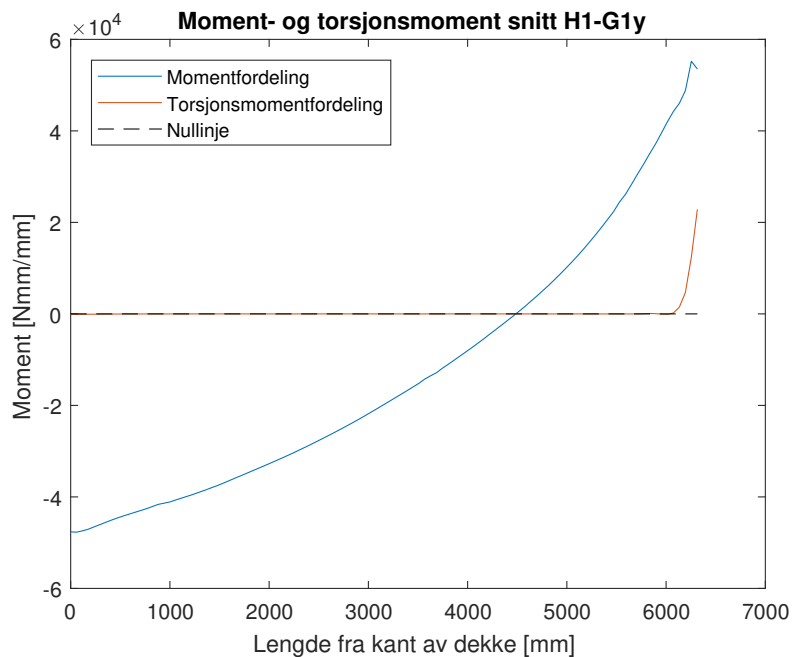
Figur 14.16: Moment- og torsjonsmomentfordeling snitt H1x



Figur 14.17: Moment- og torsjonsmomentfordeling snitt H1y



Figur 14.18: Moment- og torsjonsmomentfordeling snitt G1y



Figur 14.19: Moment- og torsjonsmomentfordeling snitt H1-G1y

Figurene viser at summen av størrelsene torsjonsmomentene over snittene er svært små sammenlignet med summen av størrelsene av momentene. Torsjonsmomentene er størst ved søylenes kant og ved forbindelsen til vegg som i figur 14.19. Siden det tillates lokal plastisk oppførsel av betongen, velges det å se bort fra virkningene av torsjonsmomentene i kapasitetskontrollene i denne oppgaven.

14.6 Kontroll av betongspenninger ved forankring av spennarmering

Dimensjonerende kraft påført på hver forankringsplate $F_{Ed} = 245,3kN$. Dimensjonerende kraft $F_{Rdu} = 566,4kN$. Dette viser at betongen har tilstrekkelig kapasitet for knusing ved én forankring alene. Derimot viser beregningen for partielt belastede flater at nødvendig avstand mellom hver forankring minimum må være $177,5mm$ noe som ikke er tilfredsstillende for de konsentrerte kablene i dekket ($140mm$).

Kapasitetoverskridelsen ovenfor kan likevel ses bort ifra, siden det er benyttet bøylearmering ved forankringsplatene som gjør at kreftene blir fordelt over et større område. Det virker også trykkraft i tverretning fra spennarmering i den andre retningen som vil øke trykkapasiteten. Kraft fra spennarmeringen er også valg uten tap, noe som er konservativt.

Til slutt må det sies at dette er en teknisk godkjent løsning som skal være innenfor kravene ved normale forhold.

15. Bruksgrensetilstanden

15.1 Riss

15.1.1 Rammemetode

Beregning av strekkspenninger i betongen utføres over søyle G1 og felt G1-H1 da dette er de mest utsatte stedene i Abaqus. Beregningene gir strekkspenninger i betongen lik

3,57 MPa over søyle G1 og
0,61 MPa i underkant i felt G1-H1.

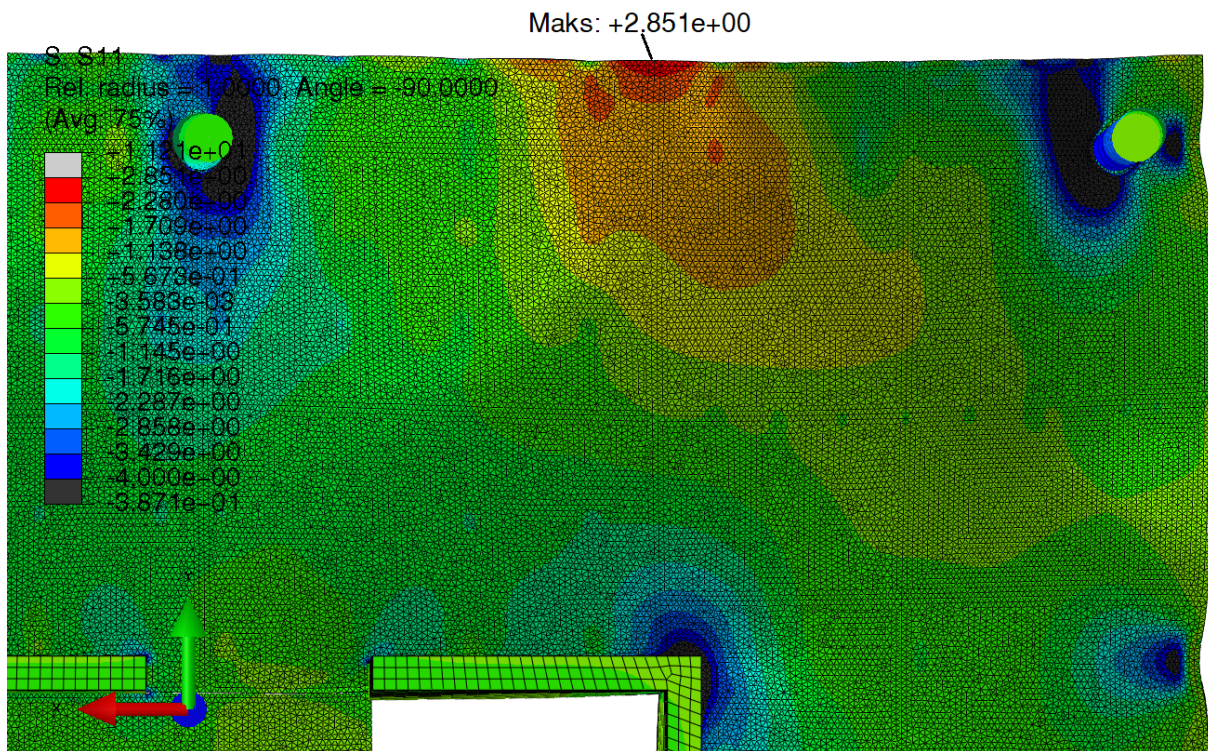
Resultatene viser at spenningen over søylen overgår strekkkapasiteten på $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$. Betongen risser derfor over søylen.

15.1.2 Abaqus

Analysen i Abaqus viser at felt H1-G1 er mest utsatt for riss. De maksimale strekkspenningene i feltet overskrider ikke strekkfastheten til betongen, og betongen forblir urisset etter deformasjon. Ved søyle H1 og G1 overskrider strekkspenningene strekkfastheten, og betongen risser.



Figur 15.1: Maksimal strekkspenning i bruksgrensetilstanden



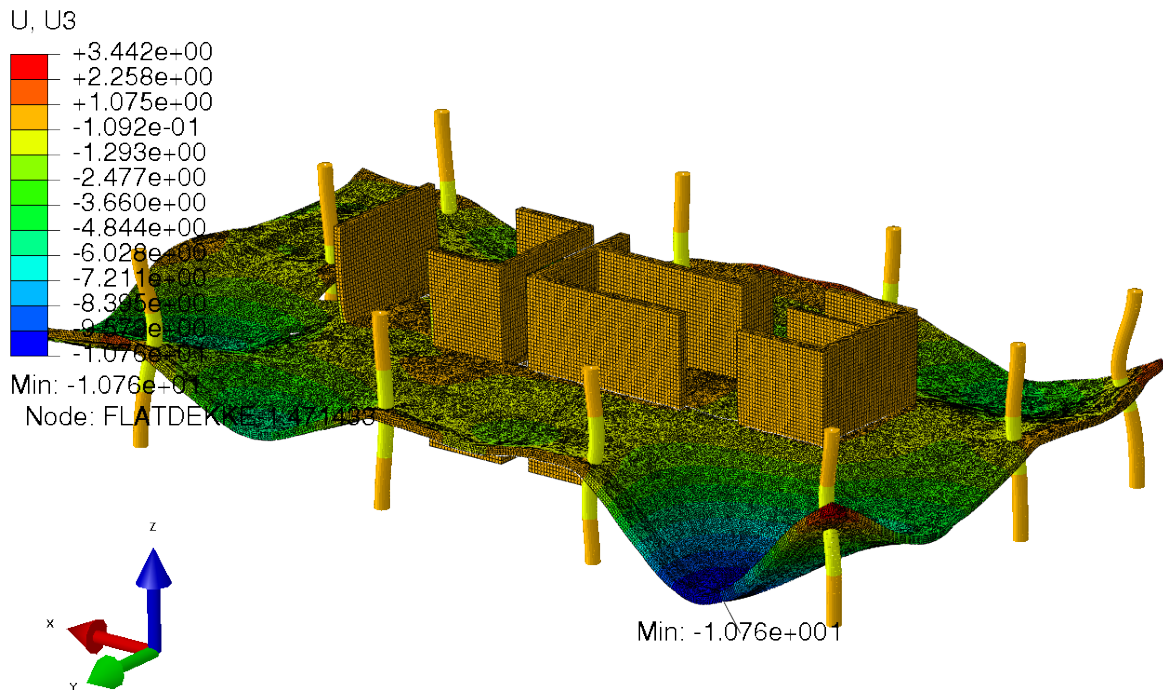
Figur 15.2: Maksimal strekkspenning i felt i bruksgrensetilstanden



15.2 Nedbøyning

Betongverrsnittet antas i stadium 1, urisset, og nedbøyningsberegningen gjøres dermed med fullt virksomt betongverrsnitt. Den elastisitetsteoretiske løsningen i Abaqus benyttes.

Største nedbøyning i Abaqus beregnes til $10,8\text{mm}$, og er innenfor kravet i EC2 7.4.1(4) om en maksimal nedbøyning på $l/250 = 9600\text{mm}/250 = 38,4\text{mm}$.



Figur 15.4: Maksimal nedbøyning med effektiv langtids e-modul i bruksgrensetilstanden

15.3 Spenningsbegrensning

Det er valgt å beregne spenningsene for tilfeller som gir verste tilfeller ved bruk av Abaqus. Andre snitt forutsettes å vær mindre kritiske enn de som er undersøkt under.

Undersøkt snitt	Trykkspenning
Søyle G i akse 1	6,14 MPa
Felt G-H i akse 1	3,11 MPa

Begrensningen for spenningen for å unngå å beregne med kryptøyningens ikke-linearitet etter EC2 7.2(3) $\sigma_c \leq 0,45f_{ck} = 21\text{MPa}$ er innenfor for alle snitt.

Del V

Konklusjon og forslag til videre arbeid

16. Konklusjon og forslag til videre arbeid

Resultatene i denne oppgaven viser at de anvendte løsningene gir forskjellige kapasitetsutnyttelser. Dekket er tilstrekkelig dimensjonert for moment dersom løsningen fra 3D FEM-modellen benyttes. Dekket er tilstrekkelig dimensjonert for skjær dersom 3D FEM-modellen benyttes sammen med egne tilnærmelser til beregning av skjærkapasitet. Dekket er derimot ikke tilstrekkelig dimensjonert dersom resultatene fra rammemetoden benyttes. Analysen viser at lastfeltene for rammene må velges med omhu om metoden skal benyttes på et dekke der søylene ikke er plassert i et rektangulært mønster.

Det viser seg at ekvivalent rammemetode er en rask og god metode for å beregne flatdekker, selv for dekker med en utforming som metoden ikke er best tilpasset. Resultatene viser god overensstemmelse med løsningen fra Abaqus i felt, men gir overvurderte momenter over søylene. Det vurderes til at metoden kan brukes til en rask kontroll av kapasiteten til dekket, men det anbefales likevell å benytte spesialtilpasset programvare hvis stor nøyaktighet behøves. Det bør også vises varsomhet der søyleplasseringene ikke er regulære.

Etteroppspente, fiberarmerte flatdekker virker å være en god konstruktiv løsning med tanke på fordeler som slankhet, materialbruk og fleksibilitet i bygget. Det må anses som viktig milepæl for betongkonstruksjoner når bruken av fiberarmering kommer inn i eurokodene og denne løsningen gir produktet betong en berikelse i muligheter for design og anvendbarhet. Det er foreløpig vanskelig å tilpasse løsninger med fiberarmering for spesifikke prosjekter med forskjellig krav. Siden hver løsninger må ha en teknisk godkjennelse er det en dyrt og tidkrevende å utnytte potensialet til produktet.

Ut i fra erfaringene i denne oppgaven er fiberarmering en god bidragsyter til kapasitet i flatdekker hvis det blir gjort riktig valg av betongsammensetning, spennkabelfordeling og mengde fiber. Momentbidraget fra fiber viser seg å være mellom 20 og 30%. Bidrag til skjærspenningskapasitet for undersøkt søyle uten skjærarmering er ca. 40% og søyle med skjærarmering nesten 15%. På grunn av trykkspenning i betongen på grunn av spennarmeringen har betongen i seg selv ganske god kapasitet, derfor er det første tallet svært interessant med tanke på muligheten for å slippe skjærarmering.

16.1 Forslag til videre arbeid

Under arbeidet med denne oppgaven, har forfatterne savnet en mer utfyllende beregningsmetode for beregning av dimensjonerende skjærspenninger. Det foreslås at det utvikles fullstendige metoder for bestemmelse av kontrollsnitt ved søylekant, u_0 , og redusert kritisk kontrollsnitt u_1^* for sirkulære søyler og kant- eller hjørnesøyler som ikke er plassert umiddelbart ved dekkets hjørne eller kant.

Det foreslås å studere hvordan skjær-og momentkapasitet forandres med forskjellige mengder fiber i betongen. Dette for å øke forståelsen av fibrenes virkning.

Det kan også være interessant å sammenligne løsninger fra andre programvarer spesialtilpasset til beregning av dekker, som f.eks Adapt Floor, med løsninger metoder og programmer benyttet i denne oppgaven.

Det anbefales å sjekke moment-og skjærkapasiteter ved bruk av andre standarder og utkast, som f.eks tysk og svensk standard samt utkastet til Model Code 10.

Til slutt anbefales det å sjekke opptredende krefter i konstruksjonen pga. vindlast for å få en bedre forståelse av sideveisvirkende laster på dekkekonstruksjonen.

Oppdeling i striper

Bibliografi

Abaqus 6.14 Documentation. 2014.

BETOMAX systems. Comax armeringsløsning. Tilgjengelig fra: <https://www.betomax.com/eng/products/reinforcement-technology/comax-r-casings.html> hentet: 10.06.2017.

CEN. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almene regler og regler for bygninger*. Standard Norge, www.standard.no, 2004.

CEN. *NS-EN 14651:2005+A1:2007 Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibre Måling av bøyestrekfasthet*. Standard Norge, www.standard.no, 2005.

Collins and Mitchell. *Prestressed Concrete Structures*. Response Publications, Canada, 1991.

de Prisco, M. Fibre-reinforced concrete in fib model code 2010: principles, models and test validation. Technical report, 2013.

Direktoratet for Byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK 10), 2017.

Dundu and Ward. The effects of lubricant and tendon mass variances on the coefficient of friction in unbonded post-tensioning tendons. Technical report, 2003.

Elsikkerhet Norge. Lover og regler, 2017.

Jacobsen S., et al. *Kompendium Betongteknologi 1, TKT4215*. NTNU, Trondheim, 2016.

T. Kanstad. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. Technical report, 2011.

T. Kanstad. Utkast NB38 og utkast EC2, 2017a.

T. Kanstad. Møtereferat, 2017b.

I. Löfgren. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction*. PhD thesis, Chalmers University of Technology, 2005.

K. M. Mathisen. TKT4192 Lecture 12. 2016a.

K. M. Mathisen. TKT4192 Lecture 14. 2016b.

- A. E. Naaman. Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. Technical report, 2003.
- H. Nedreliid. Structural frc - design approach and experimental results. Technical report, 2015.
- Norsk Betongforening. *Publikasjon 33, Flatdekker: Beregning og konstruktiv utforming*. 2013.
- Spenneteknikk AS. Bbr vt cona single spennsausystem, 2011a. Tilgjengelig fra: <http://www.spenneteknikk.no/hovedn.html>, hentet 25.05.2017.
- Spenneteknikk AS. Bbr cona multi spennsausystem, 2011b. Tilgjengelig fra: <http://www.spenneteknikk.no/hovedn.html>, hentet 25.05.2017.
- S. I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Akademika forlag, Trondheim, 2013.
- Thilt. Modell av Trondheimsporten. Tilgjengelig fra: http://thilt.no/portfolio_page/trondheimsporten/ hentet: 08.06.2017.
- D. Way. Design manual to ec2. Technical report, 2011.
- Wikipedia. Creep (deformation), 2017. Tilgjengelig fra: [https://en.wikipedia.org/wiki/Creep_\(deformation\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Creep_(deformation)) hentet: 06.06.2017.

Del VI

Vedlegg/Håndberegninger

17. Bruddgrensetilstanden

17.1 Tap av spennkraft

17.1.1 Tap for lange kabler i x-retning

17.1.2 Korttidstap

Input

$P_0 := 223 \text{ kN}$	Oppspenningskraft per kabel
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av kabel
$L := 33,08 \text{ m}$	Spennkabelens lengde
$h := 240 \text{ mm}$	Platetykkelse
$b := 3630 \text{ mm}$	Platebredde
$A_c := h \cdot b = 0,87 \text{ m}^2$	Betongareal
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennkablernes elastisitetsmodul
$E_{cm} := 3,4 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	Betongens midlere elastisitetsmodul
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.
$\Delta L_{lås} := 6 \text{ mm}$	Låseglidning oppgitt av produsent (Mail fra Thilt)

Friksjonstap

$$\mu := 0,07$$

Unjisert spennarmering gir
 $\mu = 0.05 - 0.07$.
Sørensen 5.2.2 Friksjonstap.

$$K := 0,01 \text{ m}^{-1}$$

Utilsiktet vinkelendring for
innvendige spennkabler
EC2 5.10.5.2 (3)

$$\theta := 1,00 \text{ rad}$$

Sum av alle vinkelendringer
i spennarmeringen

$$P_{\mu} := P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\theta + K \cdot L)} = 203,16 \text{ kN}$$

Spennkraft ved passiv ende

$$\Delta P_{\mu} := P_0 - P_{\mu} = 19,84 \text{ kN}$$

Friksjonstap ved passiv ende.

$$\frac{\Delta P_{\mu}}{P_0} = 8,89 \%$$

Prosent tap

$$p := \frac{\Delta P_{\mu}}{L} = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gjennomsnittlig stigningstall
for friksjonstapet

Låsetap

$$p = 0,6 \frac{kN}{m}$$

Gjennomsnittlig stigningstall
for friksjonstapet

$$l_{lås} := \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} \cdot A_p \cdot E_p}{p}} = 17,11 \text{ m}$$

Utbredelse av låsetapet

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{l_{lås}} = 0,04 \%$$

Tøyning pga. låseglidning.

$$\varepsilon_{p, jekk} := \frac{P_0}{E_p \cdot A_p} = 0,76 \%$$

Spennkabelens tøying pga.
oppspenning.

$$\Delta P_{lås} := 2 \cdot p \cdot l_{lås} = 20,52 \text{ kN}$$

Låsetap

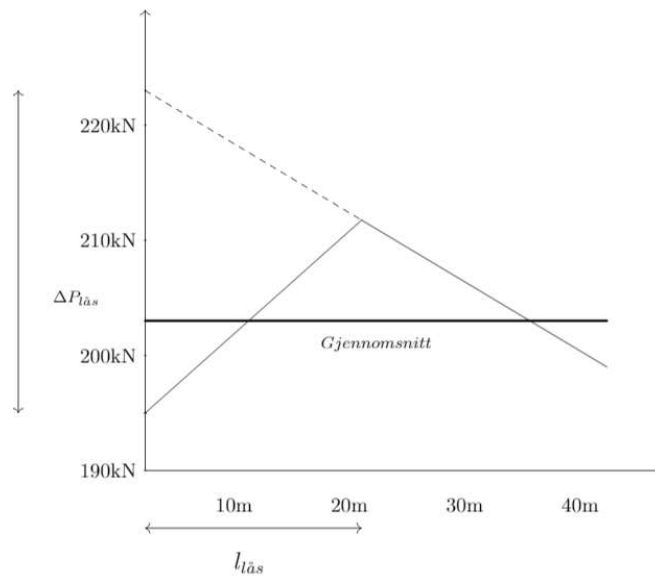
$$\frac{\Delta P_{lås}}{P_0} = 9,2 \%$$

Prosent tap

$$P_{lås} := P_0 - \Delta P_{lås} = 202,48 \text{ kN}$$

Spennkraft i aktiv ende etter
låsetap.

Gjennomsnittlig kraft etter friksjon- og låsetap.



Figuren er en eksempelfigur. Tallene stemmer ikke med dette tilfellet.

$$P_{\mu, \text{lås}} = \frac{\left(l_{\text{lås}} \cdot \frac{2 \cdot P_{\text{lås}} + p \cdot l_{\text{lås}}}{2} \right) + \left((L - l_{\text{lås}}) \cdot \frac{2 \cdot P_{\mu} + p \cdot (L - l_{\text{lås}})}{2} \right)}{L} = 207,78 \text{ kN}$$

Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

EC2 5.10.5.1

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad \text{EC2 likning (5.44)}$$

$$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot 6$$

Spennarmeringsareal over bredden.

$$j := 0,5$$

Tilnærmet verdi av faktor som tar hensyn til antall idenstiske spennkabler som ligger etter hverandre. EC2 5.10.5.1(2)

$$e_{\max} := 70 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet for spennarmeringen.

$$\eta := \frac{E_P}{E_{cm}} = 57,35$$

Elastisitetsforhold

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 9,22 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Effektivt tverrsnittsareal

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\max}}{A_t} = 3,85 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunkt

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\max} - y_t)^2$$

$$I_t = 4,42 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Effektivt annet arealmoment

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_{\max} - y_t)^2}{I_t}$$

Endring i betongspenning ved tyngdepunkt av spennkabelen

$$\Delta \sigma_c = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_P \cdot \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} \right) = 11,94 \text{ kN}$$

Endring i spennkraft

$$\frac{\Delta P_{el}}{P_0} \cdot 100 \% = 5,36 \%$$

Tap i prosent i forhold til oprinnelig spennkraft

Kraft i spennkabel etter korttidstap

$$P := P_{\mu, lås} - \Delta P_{el} = 195,83 \text{ kN}$$

17.1.3 Langtidstap

Input

$$P = 195,83 \text{ kN}$$

Spennkraft korrigert for korttidstap.

$$h := 240 \text{ mm}$$

Dekkehøyde

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Bredde per meter

$$A_c := h \cdot b$$

Betongareal per meter

$$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$$

Betongens E-modul ved 28 dager.

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere trykkfasthet

$$RH := 50$$

Relativ luftfuktighet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning

$$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.

Kryp

For å finne langtids E-modul må kryptallet finnes:

$$u := 2 \cdot b = 2 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 240 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$t_0 := 28$$

Tid (dager) ved opptspenning

$$t := 365 \cdot 50 = 18250$$

Tid (dager) ved dimensjonerende levetid

$$E_c := 1,05 \cdot E_{cm} = 35700 \text{ MPa}$$

Tangentmodul

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning

$$\beta_{f, cm} := \frac{16,8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2,56$$

Faktor for påvirkning av betongfastheten på kryptallet

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{\left(0,1 + t_0^{0,20} \right)} = 0,49$$

Faktor for påvirkning av belastningstid på kryptallet

$$\beta_H := \text{if } 1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} \leq 1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 1353,29$$

$$1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

else

$$1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

$$\beta_{c, t, t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right) = 0,93$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}} \cdot \alpha_1 \text{MPa}^{0,7} \right) \cdot \alpha_2 \text{MPa}^{0,2} = 1,63$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{f,cm} \beta_{t0} = 2,04 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\varphi_{t,t0} = \varphi_0 \beta_{c,t,t0} = 1,9 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0}} = 11,74 \text{ GPa} \quad \text{Langtids E-modul}$$

SVINN

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa} \quad \text{Faktor fra EC2 tillegg B}$$

$$RH_0 = 100 \quad \text{100\% relativ luftfuktighet}$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,36 \quad \text{Faktor som tar hensy til relativ luftfuktighet}$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,05 \text{ ‰}$$

$t := 25000$

Aktuelt tidspunkt. Etter lang tid.

$t_s := 7.24$

Antatt tid til svinntørkning starter

$$\beta_{ds,t,t_0} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{mm}\right)^3}} = 0,99$$

$k_h := 0,8$

Interpolert faktor fra tabell 3.3 EC2.

$\varepsilon_{cd,t} = \beta_{ds,t,t_0} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$

Utvikling av svinntøyning over tid.

$\varepsilon_{cd,t} = 0,04 \%$

$$\beta_{as,t} = 1 - e^{(-0,2 \cdot \sqrt{t})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0,006 \%$$

Autogen svinntøyning etter lang tid

$\varepsilon_{ca,t} = \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,006 \%$

Autogen svinntøyning

Relasasjon

Antar relaksasjonsklasse 2, tau med lav relaksasjon

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$t = 500000$$

Tid etter oppspenning i timer

$$\sigma_{pi} = \min \left(0,75 \cdot f_{pk} \quad 0,85 \cdot f_{p0,1k} \right)$$

$$\sigma_{pi} = 1394 \text{ MPa}$$

Absoluttverdi av den initielle forspenningen. Lik σ_{pm0}

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0,75$$

Forhold mellom karakteristisk bruddfasthet og initiell forspenning

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} e^{8 \cdot \mu \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}} \cdot 10^{-5} = 0,3 \text{ MPa}$$

Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.

Tidsavhengige tap av forspenning for før- og etteroppspenning. EC2 5.10.6

$b := 3630 \text{ mm}$	Rammas bredde
$A_c := h \cdot b = 8,71 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$	Betongens tverrsnittsareal
$\lambda := 6$	Antall kabler
$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot \lambda = 900 \text{ mm}^2$	Totalt spennarmeringsareal
$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca,t} + \varepsilon_{cd,t} = 0,04 \%$	Svinntøyning
$\varphi_t := \varphi_{t,t0} = 1,9$	Kryptall
$\Delta\sigma_{pr} = 0,3 \text{ MPa}$	Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.
$\varepsilon_c := \frac{P \cdot \lambda}{A_c E_{cm}} = 3,97 \cdot 10^{-5}$	Tøyning i betongen
$e_s := 70 \text{ mm}$	Spennkablens eksentrisitet
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$	Elastisitetsforhold
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$	Transformert tverrsnittsareal
$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_s}{A_t} = 0,34 \text{ mm}$	Forflytning av nøytralakse

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_s - y_t)^2$$

$$I_t = 4,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment av det armerte tverrsnittet

$$M_{qp, maks} = (-240,9) \text{ kN m}$$

Maks moment for forenklet rammemodell av dekket. Beregnet med alle permanente laster og initiell forspenning redusert for korttidstap

$$\sigma_{c, QP} := \left| \frac{P \cdot \lambda}{A_t} + \frac{M_{qp, maks} (e_s - y_t)}{I_t} \right|$$

$$\sigma_{c, QP} = 2,65 \text{ MPa}$$

Spenning ved spennkablene pga kvasi-permanent laster

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 4,18 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for betongtverrsnittet

$$z_{cp} = 70 \text{ mm}$$

Spennkablernes eksentrisitet

$$\Delta P_{csr} := A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_t \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_t)} = 97,58 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{csr} = \frac{\Delta P_{csr}}{\lambda} = 16,26 \text{ kN}$$

Langtidstapet er gitt totalt for alle kabler. Må derfor reduseres for å få tap per kabel.

$$\frac{\Delta P_{csr}}{P} = 8,3 \%$$

Tap i prosent per kabel

Spennkraft etter alle tap:

$$P := P - \Delta P_{\text{CSR}} = 179,57 \text{ kN}$$

$$\frac{(P_0 - P)}{P_0} = 19,48 \%$$

17.1.4 Tap for kabler i y-retning

17.1.5 Korttidstap

Input

$P_0 := 223 \text{ kN}$	Oppspenningskraft per kabel
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av kabel
$L := 17,48 \text{ m}$	Spennkabelens lengde
$h := 240 \text{ mm}$	Platetykkelse
$b := 3190 \text{ mm}$	Platebredde der tettheten av spennkabler er sørst
$A_c := h \cdot b = 0,77 \text{ m}^2$	Effektivt betongareal
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennkablenes elastisitetsmodul
$E_{cm} := 3,4 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	Betongens midlere elastisitetsmodul
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.
$\Delta L_{lås} := 6 \text{ mm}$	Låseglidning oppgitt av produsent (Mail fra Thilt)

Friksjonstap

$$\mu := 0,07$$

Unjisert spennarmering gir
 $\mu = 0.05 - 0.07$.
Sørensen 5.2.2 Friksjonstap.

$$K := 0,01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet vinkelendring for
innvendige spennkabler
EC2 5.10.5.2 (3)

$$\theta := 0,8326$$

Sum av alle vinkelendringer
i spennarmeringen

$$P_{\mu} := P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\theta + K \cdot L)} = 207,82 \text{ kN}$$

Spennkraft ved passiv ende

$$\Delta P_{\mu} := P_0 - P_{\mu} = 15,18 \text{ kN}$$

Friksjonstap ved passiv ende.

$$\frac{\Delta P_{\mu}}{P_0} = 6,81 \%$$

Prosent tap

$$p := \frac{\Delta P_{\mu}}{L} = 0,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gjennomsnittlig stigningstall
for friksjonstapet

Låsetap

$$p = 0,87 \frac{kN}{m}$$

Gjennomsnittlig stigningstall for friksjonstapet

$$l_{lås} = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} \cdot A_p \cdot E_P}{p}} = 14,21 \text{ m}$$

Utbredelse av låsetapet

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{l_{lås}} = 0,04 \%$$

Tøyning pga. låseglidning.

$$\varepsilon_{p, jekk} = \frac{P_0}{E_P \cdot A_p} = 0,76 \%$$

Spennkabelens tøying pga. oppspenning.

$$\Delta P_{lås} = 2 \cdot p \cdot l_{lås} = 24,69 \text{ kN}$$

Låsetap

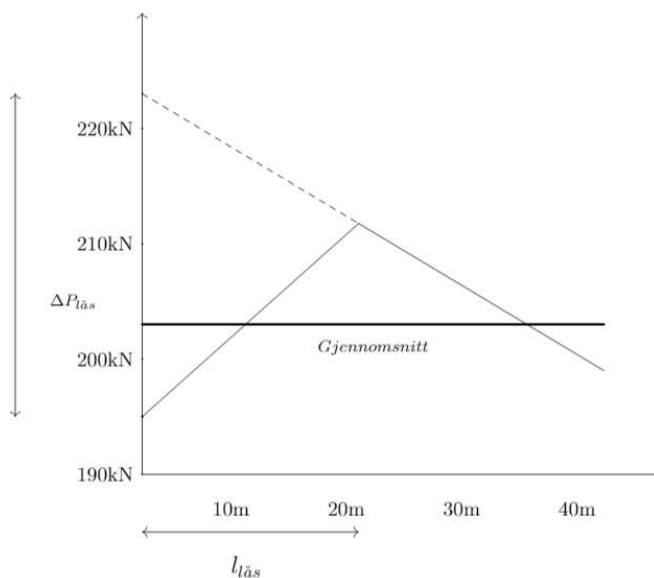
$$\frac{\Delta P_{lås}}{P_0} = 11,07 \%$$

Prosent tap

$$P_{lås} = P_0 - \Delta P_{lås} = 198,31 \text{ kN}$$

Spennkraft i aktiv ende etter låsetap.

Gjennomsnittlig kraft etter friksjon- og låsetap.



Figuren er en eksempelfigur. Tallene stemmer ikke med dette tilfellet.

$$P_{\mu, \text{lås}} = \frac{\left(l_{\text{lås}} \cdot \frac{2 \cdot P_{\text{lås}} + p \cdot l_{\text{lås}}}{2} \right) + \left((L - l_{\text{lås}}) \cdot \frac{2 \cdot P_{\mu} + p \cdot (L - l_{\text{lås}})}{2} \right)}{L} = 205,37 \text{ kN}$$

Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

EC2 5.10.5.1

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad \text{EC2 likning (5.44)}$$

$$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot 6$$

Totalt spennarmeringsareal

$$j := 0,5$$

Tilnærmet verdi av faktor som tar hensyn til antall idenstiske spennkabler som ligger etter hverandre. EC2 5.10.5.1(2)

$$e_{\max} := 70 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet for spennarmeringen.

$$\eta := \frac{E_P}{E_{cm}} = 57,35$$

Elastisitetsforhold

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 8,16 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Effektivt tverrsnittsareal

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\max}}{A_t} = 4,35 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunkt

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\max} - y_t)^2$$

$$I_t = 3,91 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Effektivt annet arealmoment

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_{\max} - y_t)^2}{I_t}$$

Endring i betongspenning ved tyngdepunkt av spennkabelen

$$\Delta \sigma_c = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_P \cdot \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} \right) = 13,4 \text{ kN}$$

Endring i spennkraft

$$\frac{\Delta P_{el}}{P_0} = 6,01 \%$$

Tap i prosent i forhold til oprinnelig spennkraft

Kraft i spennkabel etter korttidstap

$$P := P_{\mu, lås} - \Delta P_{el} = 191,97 \text{ kN}$$

17.1.6 Langtidstap

Input

$$P = 191,97 \text{ kN}$$

Spennkraft korrigert for korttidstap.

$$h := 240 \text{ mm}$$

Dekkehøyde

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Bredde per meter

$$A_c := h \cdot b$$

Betongareal per meter

$$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$$

Betongens E-modul ved 28 dager.

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere trykkfasthet

$$RH := 50$$

Relativ luftfuktighet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning

$$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.

Kryp

For å finne langtids E-modul må kryptallet finnes:

$$u := 2 \cdot b = 2 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 240 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$t_0 := 28$$

Tid (dager) ved opptspenning

$$t := 365 \cdot 50 = 18250$$

Tid (dager) ved dimensjonerende levetid

$$E_c := 1,05 \cdot E_{cm} = 35700 \text{ MPa}$$

Tangentmodul

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning

$$\beta_{f, cm} := \frac{16,8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2,56$$

Faktor for påvirkning av betongfastheten på kryptallet

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{\left(0,1 + t_0^{0,20} \right)} = 0,49$$

Faktor for påvirkning av belastningstid på kryptallet

$$\beta_H := \text{if } 1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} \leq 1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 1353,29$$

$$1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

else

$$1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

$$\beta_{c, t, t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right) = 0,93$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}} \cdot \alpha_1 \text{MPa}^{0,7} \right) \cdot \alpha_2 \text{MPa}^{0,2} = 1,63$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{f,cm} \beta_{t,t_0} = 2,04 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\varphi_{t,t_0} = \varphi_0 \beta_{c,t,t_0} = 1,9 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t_0}} = 11,74 \text{ GPa} \quad \text{Langtids E-modul}$$

SVINN

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa} \quad \text{Faktor fra EC2 tillegg B}$$

$$RH_0 = 100 \quad \text{100\% relativ luftfuktighet}$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,36 \quad \text{Faktor som tar hensy til relativ luftfuktighet}$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,05 \text{ ‰}$$

$$t = 25000 \quad \text{Aktuelt tidspunkt (døgn). Etter lang tid.}$$

$$t_s := 7 \cdot 24$$

Antatt tid til svinntørkning starter

$$\beta_{ds,t,t_0} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{mm}\right)^3}} = 0,99$$

$$k_h := 0,8$$

Interpolert faktor fra tabell 3.3
EC2.

$$\varepsilon_{cd,t} = \beta_{ds,t,t_0} k_h \varepsilon_{cd,0}$$

Utvikling av svinntøyning over tid.

$$\varepsilon_{cd,t} = 0,04 \text{ ‰}$$

$$\beta_{as,t} = 1 - e^{(-0,2 \cdot \sqrt{t})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10\right) \cdot 10^{-6} = 0,006 \text{ ‰}$$

Autogen svinntøyning
etter lang tid

$$\varepsilon_{ca,t} = \beta_{as,t} \varepsilon_{ca,\infty} = 0,006 \text{ ‰}$$

Autogen svinntøyning

Relasasjon

Antar relaksasjonsklasse 2, tau med lav relaksasjon

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$t = 500000$$

Tid etter oppspenning i timer

$$\sigma_{pi} = \min \left(0,75 \cdot f_{pk}, 0,85 \cdot f_{p0,1k} \right)$$

$$\sigma_{pi} = 1394 \text{ MPa}$$

Absoluttverdi av den initielle forspenningen. Lik σ_{pm0}

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0,75$$

Forhold mellom karakteristisk bruddfasthet og initiell forspenning

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}} \cdot 10^{-5} = 0,3 \text{ MPa}$$

Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.

Tidsavhengige tap av forspenning for før- og etteroppspenning. EC2 5.10.6

$b := 1$	Rammas bredde
$A_c := h \cdot b = 2,4 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{m} \text{ mm}^2$	Betongens tverrsnittsareal
$a := \frac{3190 \text{ mm}}{6}$	Snitt kabelavstand
$\lambda := \frac{b}{a} = 1,88 \cdot \frac{1}{m}$	Antall kabler per meter
$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot \lambda = 282,13 \cdot \frac{1}{m} \text{ mm}^2$	Totalt spennarmeringsareal
$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca,t} + \varepsilon_{cd,t} = 0,04 \%$	Svinntøyning
$\varphi_t := \varphi_{t,t0} = 1,9$	Kryptall
$\Delta\sigma_{pr} = 0,3 \text{ MPa}$	Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.
$\varepsilon_c := \frac{\frac{P \cdot \lambda}{A_c}}{E_{cm}} = 4,42 \cdot 10^{-5}$	Tøyning i betongen
$e_s := 70 \text{ mm}$	Spennkablernes eksentrisitet
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$	Elastisitetsforhold
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2,41 \cdot 10^5 \frac{\text{mm}^2}{m}$	Transformert tverrsnittsareal
$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_s}{A_t} = 0,39 \text{ mm}$	Forflytting av nøytralakse

$$I_t := \left(\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_P \cdot (e_s - y_t)^2 \right)$$

$$I_t = 1,16 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Annet arealmoment av det armerte tverrsnittet

$$M_{qp, maks} := \left(\frac{-156,6}{3,19} \right) \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Maks moment for forenklet rammemodell av dekket. Beregnet med alle permanente laster og initiell forspenning redusert for korttidstap

$$\sigma_{c, QP} := \left| \frac{P \cdot \lambda}{A_t} + \frac{M_{qp, maks} \cdot (e_s - y_t)}{I_t} \right| = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, QP} = 1,45 \text{ MPa}$$

Spenning ved spennkablene pga kvasi-permanent laster

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 1,15 \cdot 10^9 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for betongtverrsnittet

$$z_{cp} := 70 \text{ mm}$$

Spennkablernes eksentrisitet

$$\Delta P_{csr} := A_P \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_P + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \varphi_t \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_t)} = 26,91 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$\Delta P_{csr} := \frac{\Delta P_{csr}}{\lambda} = 14,31 \text{ kN}$$

Langtidstapet er gitt per meter betong. Må derfor reduseres for å få tap per kabel.

$$\frac{\Delta P_{csr}}{P} = 7,45 \%$$

Spennkraft etter alle tap:

$$P := P - \Delta P_{\text{csr}} = 177,66 \text{ kN}$$

$$\frac{(P_0 - P)}{P_0} = 20,33 \%$$

17.1.7 Tap for korte kabler

17.1.8 Korttidstap

Input

$P_0 := 223 \text{ kN}$	Oppspenningskraft per kabel
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av kabel
$L := 6,315 \text{ m}$	Spennkabelens lengde
$h := 240 \text{ mm}$	Platetykkelse
$b := 9000 \text{ mm}$	Platebredde
$A_c := h \cdot b = 2,16 \text{ m}^2$	Effektivt betongareal
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennkablernes elastisitetsmodul
$E_{cm} := 3,4 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	Betongens midlere elastisitetsmodul
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.
$\Delta L_{lås} := 6 \text{ mm}$	Låseglidning oppgitt av produsent (Mail fra Thilt)

Friksjonstap

$$\mu := 0,07$$

Unjisert spennarmering gir
 $\mu = 0.05 - 0.07$.
Sørensen 5.2.2 Friksjonstap.

$$K := 0,01 \text{ m}^{-1}$$

Utilsiktet vinkelendring for
innvendige spennkabler
EC2 5.10.5.2 (3)

$$\theta := 0,486$$

Sum av alle vinkelendringer
i spennarmeringen

$$P_{\mu} := P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\theta + K \cdot L)} = 214,59 \text{ kN}$$

Spennkraft ved passiv ende

$$\Delta P_{\mu} := P_0 - P_{\mu} = 8,41 \text{ kN}$$

Friksjonstap ved passiv ende.

$$\frac{\Delta P_{\mu}}{P_0} = 3,77 \%$$

Prosent tap

$$p := \frac{\Delta P_{\mu}}{L} = 1,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gjennomsnittlig stigningstall
for friksjonstapet

Låsetap

$$p = 1,33 \frac{kN}{m}$$

Gjennomsnittlig stigningstall for friksjonstapet

$$l_{lås} = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} \cdot A_p \cdot E_p}{p}} = 11,48 \text{ m}$$

Utbredelse av låsetapet.
Merk at lengden er større enn lengden på kabelen

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{l_{lås}} = 0,05 \%$$

Tøynings pga. låseglidning.

$$\varepsilon_{p, jekk} = \frac{P_0}{E_p \cdot A_p} = 0,76 \%$$

Spennkabelens tøying pga. oppspenning.

$$\Delta P_{lås} = 2 \cdot p \cdot l_{lås} = 30,58 \text{ kN}$$

Låsetap

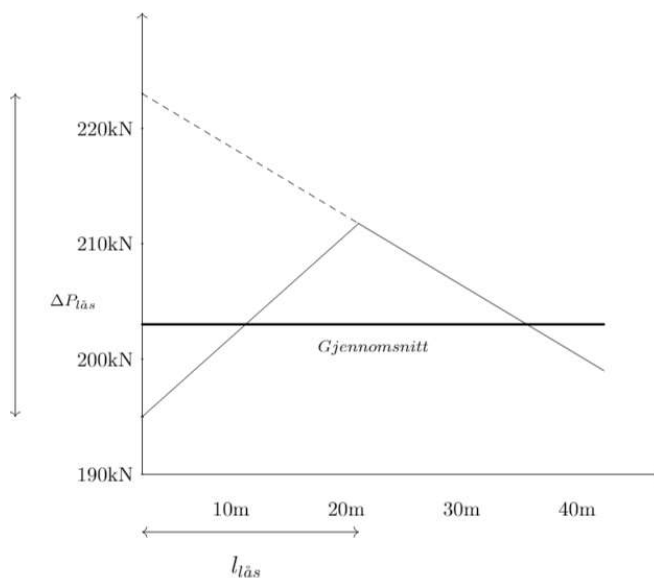
$$\frac{\Delta P_{lås}}{P_0} = 13,71 \%$$

Prosent tap

$$P_{lås} = P_0 - \Delta P_{lås} = 192,42 \text{ kN}$$

Spennkraft i aktiv ende etter låsetap.

Gjennomsnittlig kraft etter friksjon- og låsetap.



Figuren er en eksempelfigur. Tallene stemmer ikke med dette tilfellet.

$$P_{\mu, \text{lås}} = \frac{2 \cdot P_{\text{lås}} + p \cdot L}{2} = 196,63 \text{ kN}$$

Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

EC2 5.10.5.1

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad \text{EC2 likning (5.44)}$$

$$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot 7$$

Spennarmeringsareal over bredden.

$$j := 0,5$$

Tilnærmet verdi av faktor som tar hensyn til antall idenstiske spennkabler som ligger etter hverandre. EC2 5.10.5.1(2)

$$e_{\max} := 70 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet for spennarmeringen.

$$\eta := \frac{E_P}{E_{cm}} = 57,35$$

Elastisitetsforhold

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$
 Effektivt tverrsnittsareal

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\max}}{A_t} = 1,87 \text{ mm}$$
 Forskyvning av tyngdepunkt

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\max} - y_t)^2$$

$$I_t = 1,07 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Effektivt annet arealmoment

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_{\max} - y_t)^2}{I_t}$$

Endring i betongspenning ved tyngdepunkt av spennkabelen

$$\Delta \sigma_c = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_P \cdot \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} \right) = 5,95 \text{ kN}$$

Endring i spennkraft

$$\frac{\Delta P_{el}}{P_0} \cdot 100 \% = 2,67 \%$$

Tap i prosent i forhold til oprinnelig spennkraft

Kraft i spennkabel etter korttidstap

$$P := P_{\mu, lås} - \Delta P_{el} = 190,68 \text{ kN}$$

17.1.9 Langtidstap

Input

$$P = 190,68 \text{ kN}$$

Spennkraft korrigert for korttidstap.

$$h := 240 \text{ mm}$$

Dekkehøyde

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Bredde per meter

$$A_c := h \cdot b$$

Betongareal per meter

$$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$$

Betongens E-modul ved 28 dager.

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere trykkfasthet

$$RH := 50$$

Relativ luftfuktighet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske bruddspenning

$$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske flytespenning ved 0,1% plastisk deformasjon.

Kryp

For å finne langtids E-modul må kryptallet finnes:

$$u := 2 \cdot b = 2 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 240 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$t_0 := 28$$

Tid (dager) ved opptspenning

$$t := 365 \cdot 50 = 18250$$

Tid (dager) ved dimensjonerende levetid

$$E_c := 1,05 \cdot E_{cm} = 35700 \text{ MPa}$$

Tangentmodul

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning

$$\beta_{f, cm} := \frac{16,8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2,56$$

Faktor for påvirkning av betongfastheten på kryptallet

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{\left[0,1 + t_0^{0,20} \right]} = 0,49$$

Faktor for påvirkning av belastningstid på kryptallet

$$\beta_H := \text{if } 1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} \leq 1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 1353,29$$

$$1,5 \cdot \left(\left(1 + (0,012 \cdot RH) \right)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

else

$$1500 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\text{MPa}}$$

$$\beta_{c, t, t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right) = 0,93$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}} \cdot \alpha_1 \text{MPa}^{0,7} \right) \cdot \alpha_2 \text{MPa}^{0,2} = 1,63$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{f,cm} \beta_{t0} = 2,04 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\varphi_{t,t0} = \varphi_0 \beta_{c,t,t0} = 1,9 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0}} = 11737,77 \text{MPa} \quad \text{Langtids E-modul}$$

SVINN

$$f_{cm0} = 10 \text{MPa} \quad \text{Faktor fra EC2 tillegg B}$$

$$RH_0 = 100 \quad \text{100\% relativ luftfuktighet}$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \quad \text{Antatt betongklasse N}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,36 \quad \text{Faktor som tar hensy til relativ luftfuktighet}$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left(\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,05 \text{‰}$$

$t := 25000$

Aktuelt tidspunkt. Etter lang tid.

$t_s := 7 \cdot 24$

Antatt tid til svinntørkning starter

$$\beta_{ds,t,t_0} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = 0,99$$

$k_h := 0,8$

Interpolert faktor fra tabell 3.3 EC2.

$\varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t,t_0} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$

Utvikling av svinntøyning over tid.

$\varepsilon_{cd,t} = 0,04 \%$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0,2 \cdot \sqrt{t})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0,006 \%$$

Autogen svinntøyning etter lang tid

$\varepsilon_{ca,t} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,006 \%$

Autogen svinntøyning

Relaksasjon

Antar relaksasjonsklasse2, tau med lav relaksjasjon

$$\rho_{1000} := 2,5 \%$$

$$t := 500000$$

Tid etter oppspenning i timer

$$\sigma_{pi} := \min \left(\left[0,75 \cdot f_{pk} \quad 0,85 \cdot f_{p0,1k} \right] \right)$$

$$\sigma_{pi} = 1394 \text{ MPa}$$

Absoluttverdi av den initielle forspenningen. Lik σ_{pm0}

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0,75$$

Forhold mellom karakteristisk bruddfasthet og initiell forspenning

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}} \cdot 10^{-5} = 0,3 \text{ MPa}$$

Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.

Tidsavhengige tap av forspenning for før- og etteroppspenning. EC2 5.10.6

$b := 1$	Rammas bredde
$A_c := h \cdot b = 2,4 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{m} \text{ mm}^2$	Betongens tverrsnittsareal
$a := \frac{9000 \text{ mm}}{7}$	Snitt kabelavstand
$\lambda := \frac{b}{a} = 0,78 \cdot \frac{1}{m}$	Antall kabler per meter
$A_p := 150 \text{ mm}^2 \cdot \lambda = 116,67 \cdot \frac{1}{m} \text{ mm}^2$	Totalt spennarmeringsareal
$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca,t} + \varepsilon_{cd,t} = 0,04 \%$	Svinntøyning
$\varphi_t := \varphi_{t,t0} = 1,9$	Kryptall
$\Delta\sigma_{pr} = 0,3 \text{ MPa}$	Absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen pga relaksasjon.
$\varepsilon_c := \frac{P \cdot \lambda}{A_c E_{cm}} = 1,82 \cdot 10^{-5}$	Tøyning i betongen
$e_s := 70 \text{ mm}$	Spennkablernes eksentrisitet
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$	Elastisitetsforhold
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2,41 \cdot 10^5 \frac{\text{mm}^2}{m}$	Transformert tverrsnittsareal
$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_s}{A_t} = 0,16 \text{ mm}$	Forflytning av nøytralakse

$$I_t := \left(\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_P \cdot (e_s - y_t)^2 \right)$$

$$I_t = 1,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Annet arealmoment av det armerte tverrsnittet

$$M_{qp, maks} := \left(\frac{-156,6}{9} \right) \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Maks moment for forenklet rammemodell av dekket. Beregnet med alle permanente laster og initiell forspenning redusert for korttidstap

$$\sigma_{c, QP} := \left| \frac{P \cdot \lambda}{A_t} + \frac{M_{qp, maks} \cdot (e_s - y_t)}{I_t} \right| = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, QP} = 0,44 \text{ MPa}$$

Spenning ved spennkablene pga kvasi-permanent laster

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 1,15 \cdot 10^9 \cdot \frac{1}{m} \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for betongtverrsnittet

$$z_{cp} := 70 \text{ mm}$$

Spennkablernes eksentrisitet

$$\Delta P_{csr} := A_P \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_P + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \varphi_t \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_t)} = 10,08 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN}$$

$$\Delta P_{csr} := \frac{\Delta P_{csr}}{\lambda} = 12,96 \text{ kN}$$

Langtidstapet er gitt per meter betong. Må derfor reduseres for å få tap per kabel.

$$\frac{\Delta P_{csr}}{P} = 6,79 \%$$

Spennkraft etter alle tap:

$$P := P - \Delta P_{\text{CSR}} = 177,72 \text{ kN}$$

$$\frac{(P_0 - P)}{P_0} = 20,3 \%$$

17.2 Momentkapasiteter

17.2.1 Akse 1

Momentkapasiteter i bruddgrensetilstanden
(Alternativ 2, Sørensen)

Beregner kapasiteten av platen som en etteroppspent bjelke.

Input:

$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Kabelareal
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkapasitet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$f_{ftd, res, 2,5} := 0,86 \text{ MPa}$	Dimensjonerende resstrekkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning for slakkarmering
$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennstålets elastisitetsmodul
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$f_{p0,1d} := \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$\varepsilon_{cu} := 3,5 \cdot 10^{-3}$	Dimensjonerende bruddtøyning for

$\varepsilon'_{p0} = \frac{P}{A_p \cdot E_p} = 0,64 \%$	betongen (B35) ved bilinjær tøyningskurve. Effektiv tøyningsdifferanse
$\Delta\varepsilon_p := \frac{f_{p0,1d}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0,09 \%$	Spennarmeringens tøyningsendring
$\Delta\sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$	Antatt spenningsøkning i spennkabler for bruddgrensetilstanden. (EC2 5.10.8 (2))
$h := 240 \text{ mm}$	Platas tykkelse
$b_{stor} = 5,74 \text{ m}$	Bredde av platens brede deler
$b_{smal} = 3,63 \text{ m}$	Bredde av platens smale del
n	Antall spennkabler
$P = 187,1 \text{ kN}$	Spennkraft i kablene redusert for spenntap
$d := 190 \text{ mm}$	Generell effektiv tverrsnittshøyde i felt
$d' := 170 \text{ mm}$	Generell effektiv tverrsnittshøyde over søyler

Undersøker armeringsgraden:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,79$$

Trykksonehøydefaktor for
balansert tverrsnitt

$$b := 1$$

Bredde per meter

$$A_{pb} := 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{p0,1d}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Nødvendig spennarmeringsareal
per meter for balansert
tverrsnitt.

$$A_{pb} = 1675,19 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{stor} := A_p \cdot \frac{n}{b_{stor}} = 156,79 \frac{mm^2}{m}$$

Armeringsareal for den
brede platedelen

$$A_{smal} := A_p \cdot \frac{n}{b_{smal}} = 247,93 \frac{mm^2}{m}$$

Armeringsareal for den
smale platedelen

$$A_s := \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi = 314,16 \text{ mm}^2$$

Areal av slakkarmeringsstang

$$A_{tot,smal} := A_p \cdot \frac{n}{b_{smal}} + \frac{A_s \cdot 3}{b_{smal}}$$

Slakkarmering over søyle G er
tatt med. (Søyle med største
armeringsareal)

$$A_{tot,smal} = 507,57 \frac{mm^2}{m}$$

Rammen er betydelig underarmert over hele bredden.
Her antas det at fiberarmeringen ikke
utgjør nokk til å endre armeringsgraden til ramma.

Momentkapasitet over søyle 1D:

$d_D = 130 \text{ mm}$ Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle D

$\lambda = \frac{n}{b_{\text{stor}}}$ Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$F_f = f_{\text{ftd, res, 2, 5}} \cdot b_{\text{stor}} \cdot h$ Kraft fra fiberarmering

$F_f = 1184,74 \text{ kN}$

$x = \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{stor}} + b_{\text{stor}} \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}}}$ Trykksonehøyde

$x = 24,97 \text{ mm}$

$m_{\text{Rd, sD}} = (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) \cdot (d_D - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$

$m_{\text{Rd, sD}} = 48,01 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$ Dimensjonerende momentkapasitet for søyle 1D

$m_{\text{Ed, sD}} = 10,31 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$ Dimensjonerende moment for søyle 1D

$\frac{m_{\text{Ed, sD}}}{m_{\text{Rd, sD}}} = 0,21$ Utnyttelsesgrad

Momentkapasitet over søyle 1E:

$$\lambda := \frac{n}{b_{\text{small}}}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{\text{ftd, res, 2, 5}} b_{\text{stor}} h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} b_{\text{stor}} + b_{\text{stor}} f_{\text{ftd, res, 2, 5}}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 24,97 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd, sE}} = (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}} (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{Rd, sE}} = 76,1 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for søyle 1E

$$m_{\text{Ed, sE}} = 68,6 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment for søyle 1E

$$\frac{m_{\text{Ed, sE}}}{m_{\text{Rd, sE}}} = 0,9$$

Utnyttelsesgrad

Momentkapasitet over søyle 1F og søyle 1G:

$$A_s := \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi$$

Areal av slakkarmeringsjern

$$n_s := 3$$

Antall jern

$$d_s := 195 \text{ mm}$$

Effektive tverrsnittshøyde
slakkarmering

$$\lambda := \frac{n}{b_{\text{smal}}}$$

Gjennomsnittlig tetthet av
spennkabler over aktuell bredde

$$F_f := f_{\text{ftd, res, 2, 5}} b_{\text{smal}} h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 749,23 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta \sigma_{P, \text{ULS}} A_p) + F_f + n_s \cdot f_{yd} A_s}{0,8 \cdot f_{cd} b_{\text{smal}} + b_{\text{smal}} \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 39,06 \text{ mm}$$

$$m_{\text{spenn}} := (P + \Delta \sigma_{P, \text{ULS}} A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda$$

$$m_{\text{fiber}} := (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}} (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{slakk}} := \frac{(d_s - 0,4 \cdot x) \cdot n_s \cdot f_{yd} A_s}{b_{\text{smal}}}$$

$$m_{Rd, s} := m_{\text{spenn}} + m_{\text{fiber}} + m_{\text{slakk}}$$

$$m_{Rd, s} = 93,23 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentkapasitet
for søyle 1F og 1G

$$m_{Ed, sF} = 85,54 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment
for søyle 1F

$$m_{Ed, sG} = 90,04 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment
for søyle 1G

$$\frac{m_{Ed, sF}}{m_{Rd, s}} = 0,92$$

Utnyttelsesgrad søytle 1F

$$\frac{m_{Ed, sG}}{m_{Rd, s}} = 0,97$$

Utnyttelsesgrad søytle 1G

Momentkapasitet over søytle 1H:

$$\lambda := \frac{n}{b_{stor}}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f := f_{ftd, res, 2,5} \cdot b_{stor} \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{stor} + b_{stor} \cdot f_{ftd, res, 2,5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 24,97 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, sH} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2,5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, sH} = 56,46 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for søytle 1H

$$m_{Ed, sH} = 78,68 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for søytle 1H

$$\frac{m_{Ed, sH}}{m_{Rd, sH}} = 1,39$$

Utnyttelsesgrad søytle 1H

Momentkapasitet i felt D-E

$$d'_D = 0,11 \text{ m}$$

Effektive tverrsnittshøyde
spennarmering

$$\lambda := \frac{n}{b_{\text{stor}}} = 1,05 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Gjennomsnittlig tetthet av
spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{\text{ftd, res, 2, 5}} b_{\text{stor}} h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} b_{\text{stor}} + b_{\text{stor}} f_{\text{ftd, res, 2, 5}}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 24,97 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd, f, D-E}} = (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} A_p) \cdot (d'_D - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{Rd, f, D-E}} = 43,78 \text{ kN}$$

Dimensjonerende momentkapasitet
for felt D-E

$$m_{\text{Ed, fD-E}} = -1,86 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment
for felt D-E

$$\frac{-m_{\text{Ed, fD-E}}}{m_{\text{Rd, f, D-E}}} = 0,04$$

Utnyttelsesgrad felt D-E

Momentkapasitet i felt E-F og felt F-G

Samme kapasitet i begge feltene.

$$\lambda := \frac{n}{b_{\text{smal}}} = 1,65 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{\text{ftd, res, 2, 5}} \cdot b_{\text{smal}} \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 749,23 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS}) \cdot A_p + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{smal}} + b_{\text{smal}} \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 32,31 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd, f}} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS}) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2, 5}} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{Rd, f}} = 81,16 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for feltene

$$m_{\text{Ed, fE}_F} = 72,49 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt E-F

$$m_{\text{Ed, fF}_G} = 52,91 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment for felt F-G

$$\frac{m_{\text{Ed, fE}_F}}{m_{\text{Rd, f}}} = 0,89$$

Utnyttelsesgrad felt E-F

$$\frac{m_{\text{Ed, fF}_G}}{m_{\text{Rd, f}}} = 0,65$$

Utnyttelsesgrad felt F-G

Momentkapasitet i felt G-H

$$\lambda := \frac{n}{b_{stor}} = 1,05 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{ftd, res, 2,5} b_{stor} h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} b_{stor} + b_{stor} f_{ftd, res, 2,5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 24,97 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, fG_H} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2,5} (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, fG_H} = 60,68 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for felt G-H

$$m_{Ed, fG_H} = -58,11 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt G-H

$$\frac{-m_{Ed, fG_H}}{m_{Rd, fG_H}} = 0,96$$

Utnyttelsesgrad felt G-H

17.2.2 Akse 3

Momentkapasiteter i bruddgrensetilstanden (Alternativ 2, Sørensen)

Beregner kapasiteten av platen som en etteroppspent bjelke.

Input:

$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Kabelareal
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkapasitet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$f_{ftd, res, 2, 5} := 0,86 \text{ MPa}$	Dimensjonerende resstrekkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning for slakkarmering
$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennstålets elastisitetsmodul
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$f_{p0,1d} := \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$\varepsilon_{cu} := 3,5 \cdot 10^{-3}$	Dimensjonerende bruddtøyning for betongen (B35) ved bilinjær tøyningsskurve.
$\varepsilon'_{p0} := \frac{P}{A_p \cdot E_p} = 0,64 \text{ ‰}$	Effektiv tøyningssdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{p0,1d}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0,09 \%$$

Spennarmeringens tøyningsendring

$$\Delta \sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$$

Antatt spenningsøkning i spennkabler for bruddgrensetilstanden. (EC2 5.10.8 (2))

$$h := 240 \text{ mm}$$

Platas tykkelse

$$b_p = 3,63 \text{ m}$$

Bredde av platen

$$n$$

Antall spennkabler

$$P = 187,1 \text{ kN}$$

Spennkraft i kablene redusert for spenntap

$$d := 190 \text{ mm}$$

Generell effektiv tverrsnittshøyde i felt

$$d' := 170 \text{ mm}$$

Generell effektiv tverrsnittshøyde over søyler

Undersøker armeringsgraden:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,79$$

Trykksonehøydefaktor for
balansert tverrsnitt

$$b := 1$$

Bredde per meter

$$A_{pb} := 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{p0,1d}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Nødvendig spennarmeringsareal
per meter for balansert
tverrsnitt.

$$A_{pb} = 1675,19 \frac{mm^2}{m}$$

$$A := A_p \cdot \frac{n}{b_p} = 330,81 \frac{mm^2}{m}$$

Spennarmeringsareal

$$A_s := \frac{(20 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4} = 314,16 \text{ mm}^2$$

Areal av slakkarmeringsstang

$$A_{tot, \text{smal}} := A_p \cdot \frac{n}{b_p} + \frac{A_s \cdot 3}{b_p}$$

Slakkarmering over søyle G er
tatt med. (Søyle med største
armeringsareal)

$$A_{tot, \text{smal}} = 590,62 \frac{mm^2}{m}$$

Rammen er betydelig underarmert over hele bredden.
Her antas det at fiberarmeringen ikke
utgjør nokk til å endre armeringsgraden til ramma.

Momentkapasitet over søyle 3D:

$$d_D = 130 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde
over søyle 3D

$$\lambda := \frac{n}{b_p}$$

Gjennomsnittlig tetthet av
spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} b_p \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 748,72 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} b_p + b_p \cdot f_{ftd, res, 2, 5}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 38,99 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, sD} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d_D - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, sD} = 72,41 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentkapasitet
for søyle 3D

$$m_{Ed, sD} = 18,36 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment
for søyle 3D

$$\frac{m_{Ed, sD}}{m_{Rd, sD}} = 0,25$$

Utnyttelsesgrad

Momentkapasitet over søyle 3E:

$$\lambda := \frac{n}{b_p} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} \cdot b_p \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 748,72 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_p + b_p \cdot \lambda \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 38,99 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, sE} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, sE} = 90,24 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle 3E}$$

$$m_{Ed, sE} = 93,18 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle 3E}$$

$$\frac{m_{Ed, sE}}{m_{Rd, sE}} = 1,03 \quad \text{Utnyttelsesgrad}$$

Momentkapasitet over søyle 3F og søyle 3G:

$$A_s := \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi \quad \text{Areal av slakkarmeringsjern}$$

$$n_s := 1 \quad \text{Antall jern}$$

$$d_s := 195 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittshøyde slakkarmering}$$

$$\lambda := \frac{n}{b_p} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f := f_{ftd, res, 2, 5} b_p \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 748,72 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f + n_s \cdot f_{yd} A_s}{0,8 \cdot f_{cd} b_p + b_p \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 41,24 \text{ mm}$$

$$m_{spenn} := (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda$$

$$m_{fiber} := (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{slakk} := \frac{(d_s - 0,4 \cdot x) \cdot n_s \cdot f_{yd} A_s}{b_p}$$

$$m_{Rd, sFG} := m_{spenn} + m_{fiber} + m_{slakk}$$

$$m_{Rd, sFG} = 96,36 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle 3F og 3G}$$

$$m_{Ed, sF} = 111,91 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle 3F}$$

$$m_{Ed, sG} = 107,8 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment
for søyle 3G

$$\frac{m_{Ed, sF}}{m_{Rd, sFG}} = 1,16$$

Utnyttelsesgrad søyle 3F

$$\frac{m_{Ed, sG}}{m_{Rd, sFG}} = 1,12$$

Utnyttelsesgrad søyle 3G

Momentkapasitet over søyle 3H:

$$\lambda := \frac{n}{b_p} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} b_p \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 748,72 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} b_p + b_p \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 38,99 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, sH} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d' - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, sH} = 90,24 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle 3H}$$

$$m_{Ed, sH} = 93,7 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle 3H}$$

$$\frac{m_{Ed, sH}}{m_{Rd, sH}} = 1,04 \quad \text{Utnyttelsesgrad}$$

Momentkapasitet i feltene

Alle feltbredder er like.

$$\lambda := \frac{n}{b_p} = 2,21 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{ftd, res, 2,5} \cdot b_p \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 748,72 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_p + b_p \cdot f_{ftd, res, 2,5}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 38,99 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, f} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot \left(d - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2,5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, f} = 99,15 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for feltene

$$d_{D-E} = 0,11 \text{ m}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for felt D-E

$$m_{Rd, fD-E} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d_{D-E} - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2,5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, fD-E} = 63,5 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for felt D-E

$$m_{Ed, fD-E} = -4,89 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt D-E

$$m_{Ed, fE-F} = -57,65 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt E-F

$$m_{Ed, fF_G} = 55,25 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment
for felt F-G

$$m_{Ed, fG_H} = 66,26 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment
for felt G-H

$$\frac{-m_{Ed, fD_E}}{m_{Rd, fD_E}} = 0,08$$

Utnyttelsesgrad D-E

$$\frac{-m_{Ed, fE_F}}{m_{Rd, f}} = 0,58$$

Utnyttelsesgrad E-F

$$\frac{-m_{Ed, fF_G}}{m_{Rd, f}} = 0,56$$

Utnyttelsesgrad F-G

$$\frac{-m_{Ed, fG_H}}{m_{Rd, f}} = 0,67$$

Utnyttelsesgrad G-H

17.2.3 Akse D

Momentkapasiteter i bruddgrensetilstanden
(Alternativ 2, Sørensen)

Beregner kapasiteten av platen som en etteroppspent bjelke.

Input:

$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Kabelareal
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkapasitet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$f_{ftd, res, 2, 5} := 0,86 \text{ MPa}$	Dimensjonerende resstrekkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning for slakkarmering
$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennstålets elastisitetsmodul
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense med 0.1% plastisk tøying
$f_{p0,1d} := \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense med 0.1% plastisk tøying
$\varepsilon_{cu} := 3,5 \cdot 10^{-3}$	Dimensjonerende bruddtøying for betongen (B35) ved bilinjær tøyningskurve.
$\varepsilon'_{p0} := \frac{P}{A_p \cdot E_p} = 0,68 \text{ ‰}$	Effektiv tøyningsdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{p0,1d}}{E_p} \cdot \varepsilon'_{p0} = 0,05 \%$$

Spennarmeringens tøyningsendring

$$\Delta \sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$$

Antatt spenningsøkning i spennkabler for bruddgrensetilstanden. (EC2 5.10.8 (2))

$$h = 240 \text{ mm}$$

Platas tykkelse

$$b_p = 2,27 \text{ m}$$

Bredde av platen

$$n$$

Antall spennkabler

$$P = 199,2 \text{ kN}$$

Spennkraft i kablene redusert for spenntap

$$d = 190 \text{ mm}$$

Generell effektiv tverrsnittshøyde

Undersøker armeringsgraden:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta \varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,87$$

Trykksonehøydefaktor for balansert tverrsnitt

$$b = 1$$

Bredde per meter

$$A_{pb} := 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{p0,1d}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Nødvendig armeringsareal per meter for balansert tverrsnitt.

$$A_{pb} = 1848,31 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A := A_p \cdot \frac{n}{b_p} = 198,24 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsareal

Rammen er betydelig underarmert over hele bredden. Her antas det at fiberarmeringen ikke utgjør nokk til å endre armeringsgraden til ramma.

Momentkapasitet over søylene i akse D:

$$\lambda := \frac{n}{b_p} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f := f_{ftd, res, 2} \cdot \lambda \cdot b_p \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 468,53 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} b_p + b_p \cdot \lambda \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 29,26 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, s} := (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2} \cdot \lambda \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, s} = 72,75 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet}$$

$$m_{Ed, s1} = 57,92 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle D1}$$

$$m_{Ed, s1, 5} = 69,37 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle D1,5}$$

$$m_{Ed, s2} = 61,06 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle D2}$$

$$m_{Ed, s3} = 49,98 \text{ kN} \frac{m}{m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle D3}$$

$$\frac{m_{Ed, s1}}{m_{Rd, s}} = 0,8 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle D1}$$

$$\frac{m_{Ed, s1, 5}}{m_{Rd, s}} = 0,95 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle D1.5}$$

$$\frac{m_{Ed, s2}}{m_{Rd, s}} = 0,84$$

Utnyttelsesgrad for søyle D2

$$\frac{m_{Ed, s3}}{m_{Rd, s}} = 0,69$$

Utnyttelsesgrad for søyle D3

Momentkapasitet i felt 1-1,5 og 2-3

$$\lambda := \frac{n}{b_p} = 1,32 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f := f_{ftd, res, 2,5} \cdot b_p \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 468,53 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_p + b_p \cdot f_{ftd, res, 2,5}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 29,26 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, f} := (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2,5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, f} = 72,75 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for feltene

$$m_{Ed, f1_{1,5}} = -58,23 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt 1-1,5

$$m_{Ed, f2_3} = -48,8 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt 2-3

$$\frac{-m_{Ed, f1_{1,5}}}{m_{Rd, f}} = 0,8$$

Utnyttelsesgrad felt 1-1,5

$$\frac{-m_{Ed, f2_3}}{m_{Rd, f}} = 0,67$$

Utnyttelsesgrad felt 2-3

Momentkapasitet i felt 1,5-2

Verste tilfellet gir oppbøyning i feltet.

$$d = 110 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde
for aktuelt felt

$$e = 10 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

$$\lambda = \frac{n}{b_p} = 1,32 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av
spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{f,td, res, 2,5} \cdot b_p \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 468,53 \text{ kN}$$

$$x = \frac{n \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_p + b_p \cdot f_{f,td, res, 2,5}}$$

Trykksonehøyde

$$x = 29,26 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, f1,5_2} = (h - x) \cdot f_{f,td, res, 2,5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x) + (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda$$

$$m_{Ed} = m_{Ed, f1,5_2}$$

$$m_{Rd, f1,5_2} = 50,1 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet
i feltet

$$m_{Ed} = 15,93 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment
for felt 1,5-2

$$\frac{m_{Ed}}{m_{Rd, f1,5_2}} = 0,32$$

Utnyttelsesgrad felt 1,5-2

17.2.4 Akse E

Momentkapasiteter i bruddgrensetilstanden
(Alternativ 2, Sørensen)

Beregner kapasiteten av platen som en etteroppspent bjelke.

Input:

$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Kabelareal
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkapasitet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$f_{ftd, res, 2, 5} := 0,86 \text{ MPa}$	Dimensjonerende resstrekkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning for slakkarmering
$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennstålets elastisitetsmodul
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$f_{p0,1d} := \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$\varepsilon_{cu} := 3,5 \cdot 10^{-3}$	Dimensjonerende bruddtøyning for betongen (B35) ved bilinjær tøyningsskurve.
$\varepsilon'_{p0} := \frac{P}{A_p \cdot E_p} = 0,68 \text{ ‰}$	Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{p0,1d}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0,05 \%$$

Spennarmeringens tøyningsendring

$$\Delta \sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$$

Antatt spenningsøkning i spennkabler for bruddgrensetilstanden. (EC2 5.10.8 (2))

$$h = 240 \text{ mm}$$

Platas tykkelse

$$b_{stor} = 6,97 \text{ m}$$

Bredde av platens brede deler

$$b_{smal} = 3,12 \text{ m}$$

Bredde av platens smale del

Skriver ikke opp mellomstor bredde. Det skjer ingen kapasitetskontroller.

$$n_{stor} = 11$$

Antall spennkabler for bredt tverrsnitt

$$n_{smal} = 6$$

Antall spennkabler for smalt tverrsnitt

$$P = 199,2 \text{ kN}$$

Spennkraft i kablene redusert for spenntap

$$d = 190 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde lik for felt og over søyler

Undersøker armeringsgraden:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,87$$

Trykksonehøydefaktor for balanse

$$b := 1$$

Bredde per meter

$$A_{pb} := 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{p0,1d}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Nødvendig spennarmeringsareal per meter for balansert tverrsnitt.

$$A_{pb} = 1848,31 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{stor} := A_p \cdot \frac{n_{stor}}{b_{stor}} = 236,73 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsareal for de brede platedelene

$$A_{smal} := A_p \cdot \frac{n_{smal}}{b_{smal}} = 288,28 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsareal for den smale platedelen

Rammen er betydelig underarmert over hele bredden. Her antas det at fiberarmeringen ikke utgjør nokk til å endre armeringsgraden til ramma.

Momentkapasitet over søyle E1 og søyle E3:

Momentkapasitet over søyle E3:

$$\lambda := \frac{n_{stor}}{b_{stor}} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} \cdot b_{stor} \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 1438,61 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{stor} \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{stor} + b_{stor} \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 32,55 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, s} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, s} = 81,82 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN m} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle E1 og E3}$$

$$m_{Ed, s1} = 79,03 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle E1}$$

$$m_{Ed, s3} = 28,42 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN m} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle E3}$$

$$\frac{m_{Ed, s1}}{m_{Rd, s}} = 0,97 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle E1}$$

$$\frac{m_{Ed, s3}}{m_{Rd, s}} = 0,35 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle E3}$$

Momentkapasitet over søyle E2:

$$\lambda := \frac{n_{\text{smal}}}{b_{\text{smal}}} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot \xi \cdot b_{\text{smal}} \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 644,38 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{\text{smal}} \cdot (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{smal}} + b_{\text{smal}} \cdot f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot \xi} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 36,95 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd, s2}} = (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot \xi \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{Rd, s2}} = 93,73 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle E2}$$

$$m_{\text{Ed, s2}} = 145,43 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle E2}$$

$$\frac{m_{\text{Ed, s2}}}{m_{\text{Rd, s2}}} = 1,55 \quad \text{Utnyttelsesgrad}$$

Momentkapasitet i felt 1-2 og felt 2-3

$$\lambda := \frac{n_{stor}}{b_{stor}} = 1,58 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} \cdot b_{stor} \cdot h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1438,61 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{stor} \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{stor} + b_{stor} \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 32,55 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, f} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, f} = 81,82 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for feltene

$$m_{Ed, f1_2} = 73,21 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt 1-2

$$m_{Ed, f2_3} = 28,94 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende moment for felt 2-3

$$\frac{m_{Ed, f1_2}}{m_{Rd, f}} = 0,89$$

Utnyttelsesgrad felt 1-2

$$\frac{m_{Ed, f2_3}}{m_{Rd, f}} = 0,35$$

Utnyttelsesgrad felt 2-3

17.2.5 Akse H

Momentkapasiteter i bruddgrensetilstanden (Alternativ 2, Sørensen)

Beregner kapasiteten av platen som en etteroppspent bjelke.

Input:

$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Kabelareal
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkapasitet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$f_{ftd, res, 2, 5} := 0,86 \text{ MPa}$	Dimensjonerende resstrekkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning for slakkarmering
$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering
$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Spennstålets elastisitetsmodul
$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$f_{p0,1d} := \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense med 0.1% plastisk tøyning
$\varepsilon_{cu} := 3,5 \cdot 10^{-3}$	Dimensjonerende bruddtøyning for betongen (B35) ved bilinjær tøyningsskurve.
$\varepsilon'_{p0} := \frac{P}{A_p \cdot E_p} = 0,68 \text{ ‰}$	Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{p0,1d}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0,05 \%$$

Spennarmeringens tøyningsendring

$$\Delta \sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$$

Antatt spenningsøkning i spennkabler for bruddgrensetilstanden. (EC2 5.10.8 (2))

$$h = 240 \text{ mm}$$

Platas tykkelse

$$b_{stor} = 5,74 \text{ m}$$

Bredde av platens brede deler

$$b_{smal} = 3,19 \text{ m}$$

Bredde av platens smale del

$$n_{stor} = 9$$

Antall spennkabler for bredt tverrsnitt

$$n_{smal} = 6$$

Antall spennkabler for smalt tverrsnitt

$$P = 199,2 \text{ kN}$$

Spennkraft i kablene redusert for spenntap

$$d = 190 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde lik for felt og over søyler

Undersøker armeringsgraden:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,87$$

Trykksonehøydefaktor for
balansert tverrsnitt

$$b := 1$$

Bredde per meter

$$A_{pb} := 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{p0,1d}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Nødvendig spennarmeringsareal
per meter for balansert
tverrsnitt.

$$A_{pb} = 1848,31 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{stor} := A_p \cdot \frac{n_{stor}}{b_{stor}} = 235,19 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsareal for de
brede platedelene

$$A_{smal} := A_p \cdot \frac{n_{smal}}{b_{smal}} = 282,13 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsareal for den
smale platedelen

Rammen er betydelig underarmert over hele bredden.
Her antas det at fiberarmeringen ikke
utgjør nokk til å endre armeringsgraden til ramma.

Momentkapasitet over søyle H1 og søyle H3:

Samme kapasitet for begge søyler.

$$\lambda := \frac{n_{stor}}{b_{stor}} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} \cdot b_{stor} \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{stor} \cdot (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{stor} + b_{stor} \cdot f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 32,42 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, s} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, s} = 81,46 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle H1 og H3}$$

$$m_{Ed, s1} = 79,19 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle H1}$$

$$m_{Ed, s3} = 41,65 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle H3}$$

$$\frac{m_{Ed, s1}}{m_{Rd, s}} = 0,97 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle H1}$$

$$\frac{m_{Ed, s3}}{m_{Rd, s}} = 0,51 \quad \text{Utnyttelsesgrad for søyle H3}$$

Momentkapasitet over søyle H2:

$$\lambda := \frac{n_{\text{smal}}}{b_{\text{smal}}} \quad \text{Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde}$$

$$F_f = f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot 5 \cdot b_{\text{smal}} \cdot h \quad \text{Kraft fra fiberarmering}$$

$$F_f = 658,42 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{\text{smal}} \cdot (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{smal}} + b_{\text{smal}} \cdot f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot 5} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 36,43 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd, s2}} = (P + \Delta\sigma_{P, \text{ULS}} \cdot A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{\text{ftd, res, 2}} \cdot 5 \cdot (0,5 \cdot h + 0,1 \cdot x)$$

$$m_{\text{Rd, s2}} = 92,32 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende momentkapasitet for søyle H2}$$

$$m_{\text{Ed, s1}} = 79,19 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende moment for søyle H2}$$

$$\frac{m_{\text{Ed, s2}}}{m_{\text{Rd, s2}}} = 1,38 \quad \text{Utnyttelsesgrad}$$

Momentkapasitet i felt 1-2 og felt 2-3

Samme kapasitet midt i begge feltene.

$$\lambda := \frac{n_{stor}}{b_{stor}} = 1,57 \cdot \frac{1}{m}$$

Gjennomsnittlig tetthet av spennkabler over aktuell bredde

$$F_f = f_{ftd, res, 2, 5} b_{stor} h$$

Kraft fra fiberarmering

$$F_f = 1184,74 \text{ kN}$$

$$x := \frac{n_{stor} (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) + F_f}{0,8 \cdot f_{cd} b_{stor} + b_{stor} f_{ftd, res, 2, 5}} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x = 32,42 \text{ mm}$$

$$m_{Rd, f} = (P + \Delta\sigma_{P, ULS} A_p) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot \lambda + (h - x) \cdot f_{ftd, res, 2, 5} \cdot (0,5 \cdot h - 0,1 \cdot x)$$

$$m_{Rd, f} = 80,3 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet for feltene

$$m_{Ed, f1_2} = -60,71 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment for felt 1-2

$$m_{Ed, f2_3} = -39,47 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment for felt 2-3

$$\frac{-m_{Ed, f1_2}}{m_{Rd, f}} = 0,76$$

Utnyttelsesgrad felt 1-2

$$\frac{-m_{Ed, f2_3}}{m_{Rd, f}} = 0,49$$

Utnyttelsesgrad felt 2-3

17.3 Dimensjonerende moment

17.3.1 Akse 1

Dimensjonerende moment Akse 1

Input

Lastbredder/Platebredder:

$$b_{\text{stor}} := 5740 \text{ mm}$$

Bredde for platas brede del

$$b_{\text{smal}} := 3630 \text{ mm}$$

Bredde for platas smale del

Kraft i spennkabler:

$$P := 187,1 \text{ kN}$$

Kraft etter spenntap

Antall spennkabler

$$n := 6$$

Konsentrerte spennkabler

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_s := (-50) \text{ mm}$$

Over søyler

$$e_f := 70 \text{ mm}$$

I felt

$$e_{sD} := (-10) \text{ mm}$$

Over søyle D

$$e_{fD_E} := -10 \text{ mm}$$

I felt D-E

Effekt av ytre laster

Verdiene hentes fra rammemodell i Focus Konstruksjon.

Der det er forskjellig størrelse på momentene på hver side av aktuell søyle er det største momentet valgt.

Søylemomenter

$$M_{sD} = 44,9 \text{ kN m}$$

$$M_{sE} = 403 \text{ kN m}$$

$$M_{sF} = 330 \text{ kN m}$$

$$M_{sG} = 344 \text{ kN m}$$

$$M_{sH} = 468 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{fD_E} = -27,4 \text{ kN m}$$

$$M_{fE_F} = -236 \text{ kN m}$$

$$M_{fF_G} = -158 \text{ kN m}$$

$$M_{fG_H} = -300 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmering

Søylemomenter

$$M_{p,sD} = 1,74 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sE} = -66,4 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sF} = -77,8 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sG} = -75,2 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sH} = -74,3 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{p,fD_E} = 4,00 \text{ kN m}$$

$$M_{p,fE_F} = 53,9 \text{ kN m}$$

$$M_{p,fF_G} = 47,6 \text{ kN m}$$

$$M_{p,fG_H} = 48,1 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmeringens eksentrisitet

$$M_{p,e,sD} = e_{sD} \cdot P \cdot n = -11,23 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sE} = e_s \cdot P \cdot n = -56,13 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sF} = e_s \cdot P \cdot n = -56,13 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sG} = e_s \cdot P \cdot n = -56,13 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sH} = e_s \cdot P \cdot n = -56,13 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f} = e_f \cdot P \cdot n = 78,58 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,fD_E} = e_{fD_E} \cdot P \cdot n = -11,23 \text{ kN m}$$

Tvangsmoment

$$\begin{aligned}M_{p,t,sD} &= M_{p,sD} - M_{p,e,sD} = 12,97 \text{ kN m} \\M_{p,t,sE} &= M_{p,sE} - M_{p,e,sE} = -10,27 \text{ kN m} \\M_{p,t,sF} &= M_{p,sF} - M_{p,e,sF} = -21,67 \text{ kN m} \\M_{p,t,sG} &= M_{p,sG} - M_{p,e,sG} = -19,07 \text{ kN m} \\M_{p,t,sH} &= M_{p,sH} - M_{p,e,sH} = -18,17 \text{ kN m} \\ \\M_{p,t,fD_E} &= M_{p,fD_E} - M_{p,e,fD_E} = 15,23 \text{ kN m} \\M_{p,t,fE_F} &= M_{p,fE_F} - M_{p,e,fE_F} = -24,68 \text{ kN m} \\M_{p,t,fF_G} &= M_{p,fF_G} - M_{p,e,fF_G} = -30,98 \text{ kN m} \\M_{p,t,fG_H} &= M_{p,fG_H} - M_{p,e,fG_H} = -30,48 \text{ kN m}\end{aligned}$$

Dimensjonerende momenter for ytre laster

For kontroll i bruddgrensetilstandder momentet fra spennarmeringseksentristet regnes som kapasitet i tverrsnittet (Alternativ 2, Sørensen) må tvangsmomentet fra spennarmering adderes til dimensjonerende moment for å få dimensjonerende ytre belastning.
Lastfaktor 0.9/1.1 for gunstig/ugunstig.

Totalt dimensjonerende moment for aktuelt snitt

$$\begin{aligned}M_{Ed,sD} &= M_{sD} + 1,1 \cdot M_{p,t,sD} = 59,16 \text{ kN m} \\M_{Ed,sE} &= M_{sE} + 0,9 \cdot M_{p,t,sE} = 393,76 \text{ kN m} \\M_{Ed,sF} &= M_{sF} + 0,9 \cdot M_{p,t,sF} = 310,5 \text{ kN m} \\M_{Ed,sG} &= M_{sG} + 0,9 \cdot M_{p,t,sG} = 326,84 \text{ kN m} \\M_{Ed,sH} &= M_{sH} + 0,9 \cdot M_{p,t,sH} = 451,65 \text{ kN m} \\ \\M_{Ed,fD_E} &= M_{fD_E} + 1,1 \cdot M_{p,t,fD_E} = -10,65 \text{ kN m} \\M_{Ed,fE_F} &= M_{fE_F} + 1,1 \cdot M_{p,t,fE_F} = -263,15 \text{ kN m} \\M_{Ed,fF_G} &= M_{fF_G} + 1,1 \cdot M_{p,t,fF_G} = -192,08 \text{ kN m} \\M_{Ed,fG_H} &= M_{fG_H} + 1,1 \cdot M_{p,t,fG_H} = -333,53 \text{ kN m}\end{aligned}$$

Dimensjonerende momentintensitet per meter

$$m_{Ed, sD} = \frac{M_{Ed, sD}}{b_{stor}} = 10,31 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sE} = \frac{M_{Ed, sE}}{b_{stor}} = 68,6 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sF} = \frac{M_{Ed, sF}}{b_{smal}} = 85,54 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sG} = \frac{M_{Ed, sG}}{b_{smal}} = 90,04 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sH} = \frac{M_{Ed, sH}}{b_{stor}} = 78,68 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fD_E} = \frac{M_{Ed, fD_E}}{b_{stor}} = -1,86 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fE_F} = \frac{M_{Ed, fE_F}}{b_{smal}} = -72,49 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fF_G} = \frac{M_{Ed, fF_G}}{b_{smal}} = -52,91 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fG_H} = \frac{M_{Ed, fG_H}}{b_{stor}} = -58,11 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

17.3.2 Akse 3

Dimensjonerende moment Akse 3

Input

Lastbredder:

$$b_p := \left(\frac{5375}{2} + 940 \right) \text{ mm} \quad \text{Platas bredde}$$

Kraft i spennkabler:

$$P := 187,1 \text{ kN}$$

Antall spennkabler

$$n := 8 \quad \text{Konsentrerte spennkabler}$$

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_s := (-50) \text{ mm} \quad \text{Over søyler}$$

$$e_f := 70 \text{ mm} \quad \text{I felt}$$

$$e_{sD} := (-10) \text{ mm} \quad \text{Over søyle D}$$

$$e_{fD_E} := -10 \text{ mm} \quad \text{I felt D-E}$$

Effekt av ytre laster

Verdiene hentes fra rammemodell i Focus Konstruksjon.
Der det er forskjellig størrelse på momentene på hver side av aktuell søyle er det største momentet valgt.

Søylemomenter

$$M_{sD}^i = 46,3 \text{ kN m}$$

$$M_{sE}^i = 379 \text{ kN m}$$

$$M_{sF}^i = 406 \text{ kN m}$$

$$M_{sG}^i = 420 \text{ kN m}$$

$$M_{sH}^i = 345 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{fD_E}^i = -24,0 \text{ kN m}$$

$$M_{fE_F}^i = -224 \text{ kN m}$$

$$M_{fF_G}^i = -157 \text{ kN m}$$

$$M_{fG_H}^i = -233 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmering

Søylemomenter

$$M_{p,sD}^i = 3,5 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sE}^i = -120,4 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sF}^i = -74,9 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sG}^i = -107 \text{ kN m}$$

$$M_{p,sH}^i = -80,5 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{p,fD_E}^i = (-8,0) \text{ kN m}$$

$$M_{p,fE_F}^i = 121,3 \text{ kN m}$$

$$M_{p,fF_G}^i = 65,3 \text{ kN m}$$

$$M_{p,fG_H}^i = 98,1 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmeringens eksentrisitet

$$M_{p,e,sD}^i = e_{sD} \cdot P \cdot n = -14,97 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sE}^i = e_s \cdot P \cdot n = -74,84 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sF}^i = e_s \cdot P \cdot n = -74,84 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sG}^i = e_s \cdot P \cdot n = -74,84 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,sH}^i = e_s \cdot P \cdot n = -74,84 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f}^i = e_f \cdot P \cdot n = 104,78 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,fD_E}^i = e_{fD_E} \cdot P \cdot n = -14,97 \text{ kN m}$$

Tvangsmoment

$$M_{p,t,sD} = M_{p,sD} - M_{p,e,sD} = 18,47 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,sE} = M_{p,sE} - M_{p,e,sE} = -45,56 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,sF} = M_{p,sF} - M_{p,e,sF} = -0,06 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,sG} = M_{p,sG} - M_{p,e,sG} = -32,16 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,sH} = M_{p,sH} - M_{p,e,sH} = -5,66 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,fD_E} = M_{p,fD_E} - M_{p,e,fD_E} = 6,97 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,fE_F} = M_{p,fE_F} - M_{p,e,fE_F} = 16,52 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,fF_G} = M_{p,fF_G} - M_{p,e,fF_G} = -39,48 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,fG_H} = M_{p,fG_H} - M_{p,e,fG_H} = -6,68 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momenter for ytre laster

For kontroll i bruddgrensetilstandder momentet fra spennarmeringseksentristet regnes som kapasitet i tverrsnittet (Alternativ 2, Sørensen) må tvangsmomentet fra spennarmering adderes til dimensjonerende moment for å få dimensjonerende ytre belastning.

Lastfaktor 0.9/1.1 for gunstig/ugunstig.

Totalt dimensjonerende moment for aktuelt snitt

$$M_{Ed,sD} = M_{sD} + 1,1 \cdot M_{p,t,sD} = 66,61 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,sE} = M_{sE} + 0,9 \cdot M_{p,t,sE} = 338 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,sF} = M_{sF} + 0,9 \cdot M_{p,t,sF} = 405,95 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,sG} = M_{sG} + 0,9 \cdot M_{p,t,sG} = 391,06 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,sH} = M_{sH} + 0,9 \cdot M_{p,t,sH} = 339,91 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,fD_E} = M_{fD_E} + 0,9 \cdot M_{p,t,fD_E} = -17,73 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,fE_F} = M_{fE_F} + 0,9 \cdot M_{p,t,fE_F} = -209,13 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,fF_G} = M_{fF_G} + 1,1 \cdot M_{p,t,fF_G} = -200,42 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,fG_H} = M_{fG_H} + 1,1 \cdot M_{p,t,fG_H} = -240,34 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momentintensitet per meter

$$m_{Ed, sD}^i = \frac{M_{Ed, sD}}{b_p} = 18,36 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sE}^i = \frac{M_{Ed, sE}}{b_p} = 93,18 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sF}^i = \frac{M_{Ed, sF}}{b_p} = 111,91 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sG}^i = \frac{M_{Ed, sG}}{b_p} = 107,8 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, sH}^i = \frac{M_{Ed, sH}}{b_p} = 93,7 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fD_E}^i = \frac{M_{Ed, fD_E}}{b_p} = -4,89 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fE_F}^i = \frac{M_{Ed, fE_F}}{b_p} = -57,65 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fF_G}^i = \frac{M_{Ed, fF_G}}{b_p} = -55,25 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, fG_H}^i = \frac{M_{Ed, fG_H}}{b_p} = -66,26 \text{ kN} \frac{m}{m}$$

17.3.3 Akse D

Momentberegninger bruddgrense Akse D

Input

Lastbredder:

$$b_p := 2270 \text{ mm}$$

Platas bredde

Kraft i spennkabler:

$$P := 199,2 \text{ kN}$$

Kraft etter spenntap

Antall spennkabler

$$n := 3$$

Spennkabler i store lastfelt

Spennkabler i smalt lastfelt

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_s := (-70) \text{ mm}$$

Over søyler

$$e_f := 70 \text{ mm}$$

I felt

$$e_{f1,5_2} = 120 \text{ mm} - 110 \text{ mm}$$

Effekt av ytre laster

Verdiene hentes fra rammemodell i Focus Konstruksjon.

Der det er forskjellig størrelse på momentene på hver side av aktuell søyle er det største momentet valgt.

Søylemomenter

$$M_{s1} = 88,2 \text{ kN m}$$

$$M_{s1,5} = 157 \text{ kN m}$$

$$M_{s2} = 130 \text{ kN m}$$

$$M_{s3} = 72,8 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{f1_1,5} = -124 \text{ kN m}$$

$$M_{f1,5_2} = 62,3 \text{ kN m}$$

$$M_{f2_3} = (-108) \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmering

Søylemomenter

$$M_{p,s1} = -2,49 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s1,5} = -41,4 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s2} = -34 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s3} = -4,87 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{p,f1_1,5} = 34,4 \text{ kN m}$$

$$M_{p,f1,5_2} = 12,8 \text{ kN m}$$

$$M_{p,f2_3} = 39,3 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmeringens eksentrisitet

$$M_{p,e,s1} = e_s \cdot P \cdot n = -41,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s1,5} = e_s \cdot P \cdot n = -41,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s2} = e_s \cdot P \cdot n = -41,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s3} = e_s \cdot P \cdot n = -41,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f} = e_f \cdot P \cdot n = 41,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f1,5_2} = e_{f1,5_2} \cdot P \cdot n = 5,98 \text{ kN m}$$

Tvangsmoment

$$M_{p,t,s1} = M_{p,s1} - M_{p,e,s1} = 39,34 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s1,5} = M_{p,s1,5} - M_{p,e,s1,5} = 0,43 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s2} = M_{p,s2} - M_{p,e,s2} = 7,83 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s3} = M_{p,s3} - M_{p,e,s3} = 36,96 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f1_1,5} = M_{p,f1_1,5} - M_{p,e,f} = -7,43 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f1,5_2} = M_{p,f1,5_2} - M_{p,e,f} = -29,03 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f2_3} = M_{p,f2_3} - M_{p,e,f} = -2,53 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momenter for ytre laster

For kontroll i bruddgrensetilstandder momentet fra spennarmeringens eksentristet regnes som kapasitet i tverrsnittet (Alternativ 2, Sørensen) må tvangsmomentet fra spennarmering adderes til dimensjonerende moment for å få dimensjonerende ytre belastning.

Lastfaktor 0.9/1.1 for gunstig/ugunstig.

Totalt dimensjonerende moment for aktuelt snitt

$$M_{Ed, s1} = M_{s1} + 1,1 \cdot M_{p,t, s1} = 131,48 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s1,5} = M_{s1,5} + 1,1 \cdot M_{p,t, s1,5} = 157,48 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s2} = M_{s2} + 1,1 \cdot M_{p,t, s2} = 138,62 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s3} = M_{s3} + 1,1 \cdot M_{p,t, s3} = 113,46 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f1_1,5} = M_{f1_1,5} + 1,1 \cdot M_{p,t, f1_1,5} = -132,18 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f1,5_2} = M_{f1,5_2} + 0,9 \cdot M_{p,t, f1,5_2} = 36,17 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f2_3} = M_{f2_3} + 1,1 \cdot M_{p,t, f2_3} = -110,79 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momentintensitet per meter

$$m_{Ed, s1} = \frac{M_{Ed, s1}}{b_p} = 57,92 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, s1,5} = \frac{M_{Ed, s1,5}}{b_p} = 69,37 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, s2} = \frac{M_{Ed, s2}}{b_p} = 61,06 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, s3} = \frac{M_{Ed, s3}}{b_p} = 49,98 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, f1_1,5} = \frac{M_{Ed, f1_1,5}}{b_p} = -58,23 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, f1,5_2} = \frac{M_{Ed, f1,5_2}}{b_p} = 15,93 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, f2_3} = \frac{M_{Ed, f2_3}}{b_p} = -48,8 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

17.3.4 Akse E

Dimensjonerende moment Akse E

Input

Lastbredder:

$$b_{\text{stor}} := 6970 \text{ mm}$$

Bredde for platas brede del

$$b_{\text{smal}} := 3122 \text{ mm}$$

Bredde for platas smale del

Skriver ikke opp den mellomstore lastbredden. Det gjøres ingen kapasitetssjekk der.

Kraft i spennkabler:

$$P := 199,2 \text{ kN}$$

Antall spennkabler

$$n_{\text{stor}} := 11$$

Spennkabler i storte lastfelt

$$n_{\text{smal}} := 6$$

Spennkabler i smalt lastfelt

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_s := (-70) \text{ mm}$$

Over søyler

$$e_f := 70 \text{ mm}$$

I felt

Effekt av ytre laster

Verdiene hentes fra rammemodell i Focus Konstruksjon. Der det er forskjellig størrelse på momentene på hver side av aktuell søyle er det største momentet valgt.

Søylemomenter

$$M_{s1} = 540,7 \text{ kN m}$$

$$M_{s2} = 442,9 \text{ kN m}$$

$$M_{s3} = 205 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{f1_2} = -373,0 \text{ kN m}$$

$$M_{f2_3} = -187,4 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmering

Søylemomenter

$$M_{p,s1} = -142,1 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s2} = -73,54 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s3} = -161,1 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{p,f1_2} = 28,58 \text{ kN m}$$

$$M_{p,f2_3} = 140,4 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmeringens eksentrisitet

$$M_{p,e,s1} = e_s \cdot P \cdot n_{stor} = -153,38 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s2} = e_s \cdot P \cdot n_{smal} = -83,66 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s3} = e_s \cdot P \cdot n_{stor} = -153,38 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f} = e_f \cdot P \cdot n_{stor} = 153,38 \text{ kN m}$$

Tvangsmoment

$$M_{p,t,s1} = M_{p,s1} - M_{p,e,s1} = 11,28 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s2} = M_{p,s2} - M_{p,e,s2} = 10,12 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s3} = M_{p,s3} - M_{p,e,s3} = -7,72 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f1_2} = M_{p,f1_2} - M_{p,e,f} = -124,8 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f2_3} = M_{p,f2_3} - M_{p,e,f} = -12,98 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momenter for ytre laster

For kontroll i bruddgrensetilstander momentet fra spennarmeringseksentristet regnes som kapasitet i tverrsnittet (Alternativ 2, Sørensen) må tvangsmomentet fra spennarmering adderes til dimensjonerende moment for å få dimensjonerende ytre belastning.

Lastfaktor 0.9/1.1 for gunstig/ugunstig.

Totalt dimensjonerende moment for aktuelt snitt

$$M_{Ed, s1} = M_{s1} + 0,9 \cdot M_{p, t, s1} = 550,86 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s2} = M_{s2} + 1,1 \cdot M_{p, t, s2} = 454,04 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s3} = M_{s3} + 0,9 \cdot M_{p, t, s3} = 198,06 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f1_2} = M_{f1_2} + 1,1 \cdot M_{p, t, f1_2} = -510,28 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f2_3} = M_{f2_3} + 1,1 \cdot M_{p, t, f2_3} = -201,68 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momentintensitet per meter

$$m_{Ed, s1} = \frac{M_{Ed, s1}}{b_{stor}} = 79,03 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, s2} = \frac{M_{Ed, s2}}{b_{smal}} = 145,43 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, s3} = \frac{M_{Ed, s3}}{b_{stor}} = 28,42 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, f1_2} = \frac{M_{Ed, f1_2}}{b_{stor}} = -73,21 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed, f2_3} = \frac{M_{Ed, f2_3}}{b_{stor}} = -28,94 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

17.3.5 Akse H

Momentberegninger bruddgrense Akse H

Input

Lastbredder:

$$b_{\text{stor}} := 5740 \text{ mm}$$

Bredde for platas brede del

$$b_{\text{smal}} := 3190 \text{ mm}$$

Bredde for platas smale del

Kraft i spennkabler:

$$P := 199,2 \text{ kN}$$

Antall spennkabler

$$n_{\text{stor}} := 9$$

Spennkabler i storte lastfelt

$$n_{\text{smal}} := 6$$

Spennkabler i smalt lastfelt

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_s := (-70) \text{ mm}$$

Over søyler

$$e_f := 70 \text{ mm}$$

I felt

Effekt av ytre laster

Verdiene hentes fra rammemodell i Focus Konstruksjon.
Der det er forskjellig størrelse på momentene på hver side av aktuell søyle er det største momentet valgt.

Søylemomenter

$$M_{s1} = 480 \text{ kN m}$$

$$M_{s2} = 426 \text{ kN m}$$

$$M_{s3} = 179 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{f1_2} = -308 \text{ kN m}$$

$$M_{f2_3} = -149 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmering

Søylemomenter

$$M_{p,s1} = -153,8 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s2} = -102,0 \text{ kN m}$$

$$M_{p,s3} = -70,9 \text{ kN m}$$

Feltmomenter

$$M_{p,f1_2} = 88,7 \text{ kN m}$$

$$M_{p,f2_3} = 55,0 \text{ kN m}$$

Effekt av spennarmeringens eksentrisitet

$$M_{p,e,s1} = e_s \cdot P \cdot n_{stor} = -125,5 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s2} = e_s \cdot P \cdot n_{smal} = -83,66 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,s3} = e_s \cdot P \cdot n_{stor} = -125,5 \text{ kN m}$$

$$M_{p,e,f} = e_f \cdot P \cdot n_{stor} = 125,5 \text{ kN m}$$

Tvangsmoment

$$M_{p,t,s1} = M_{p,s1} - M_{p,e,s1} = -28,3 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s2} = M_{p,s2} - M_{p,e,s2} = -18,34 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,s3} = M_{p,s3} - M_{p,e,s3} = 54,6 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f1_2} = M_{p,f1_2} - M_{p,e,f} = -36,8 \text{ kN m}$$

$$M_{p,t,f2_3} = M_{p,f2_3} - M_{p,e,f} = -70,5 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momenter for ytre laster

For kontroll i bruddgrensetilstandder momentet fra spennarmeringens eksentristet regnes som kapasitet i tverrsnittet (Alternativ 2, Sørensen) må tvangsmomentet fra spennarmering adderes til dimensjonerende moment for å få dimensjonerende ytre belastning.

Lastfaktor 0.9/1.1 for gunstig/ugunstig.

Totalt dimensjonerende moment for aktuelt snitt

$$M_{Ed, s1} = M_{s1} + 0,9 \cdot M_{p, t, s1} = 454,53 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s2} = M_{s2} + 1,1 \cdot M_{p, t, s2} = 405,83 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, s3} = M_{s3} + 1,1 \cdot M_{p, t, s3} = 239,06 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f1_2} = M_{f1_2} + 1,1 \cdot M_{p, t, f1_2} = -348,48 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed, f2_3} = M_{f2_3} + 1,1 \cdot M_{p, t, f2_3} = -226,55 \text{ kN m}$$

Dimensjonerende momentintensitet per meter

$$m_{Ed, s1} = \frac{M_{Ed, s1}}{b_{stor}} = 79,19 \text{ kN } \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, s2} = \frac{M_{Ed, s2}}{b_{smal}} = 127,22 \text{ kN } \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, s3} = \frac{M_{Ed, s3}}{b_{stor}} = 41,65 \text{ kN } \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, f1_2} = \frac{M_{Ed, f1_2}}{b_{stor}} = -60,71 \text{ kN } \frac{m}{m}$$

$$m_{Ed, f2_3} = \frac{M_{Ed, f2_3}}{b_{stor}} = -39,47 \text{ kN } \frac{m}{m}$$

17.4 Kontroll av skjærspenningskapasitet

17.4.1 Strengt etter Eurocode 2

Kontrollerer søyle H1 og G3. Verster tilfelle for hjørne- og randsøyle. H1 er også interessant fordi den har skjærarmering.

Input

$D := 500 \text{ mm}$	Søylediameter
$d := 180 \text{ mm}$	Platens effektive tykkelse
$a := 940 \text{ mm}$	Utkragerlengde
$P_x := 179,6 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i x-retning
$P_y := 177,7 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i y-retning
$P_{y, \text{kort}} := 177,7 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i y-retning for fordelt korte kabler
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongfasthet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}$	Dimensjonerende betongfasthet

Laster

$V_{Ed, r} := 485,9 \text{ kN}$	Skjærkreftene settes lik aksialkraft for aktuell søyle i Abaqus
$V_{Ed, h} := 291,1 \text{ kN}$	
$M_{Ed, r} := 106 \text{ kN m}$	Moment over søyle G3 i Abaqus.

Lengde av kritisk kontrollnitt

Kritisk kontrollsnitt

$$u_{1,1} := \pi \cdot (D + 4 \cdot d) = 3,83 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær innersøyle

$$u_{1,r} := \min \left(u_{1,1} \frac{u_1}{2} + 2 \cdot a \right) = 3,8 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær randsøyle.

$$u_{1,h} := \min \left(u_{1,1} \frac{u_1}{4} + 2 \cdot a \right) = 2,84 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær hjørnesøyle

Lengde av kontrollsnitt ved søylens kant

Kontrollsnitt ved søylekant etter EC2 6.4.5 (3). Modifisert for å passe sirkulær søyle etter LinkStudPSR.

$$u_{0,1} := D \cdot \pi = 1,57 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær innersøyle

$$u_{0,r} := \frac{u_{0,1}}{4} + 2 \cdot \min \left(1,5 \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{(D)}{8} \right)$$

$$u_{0,r} = 0,79 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær randsøyle

$$u_{0,h} := 2 \cdot \min \left(1,5 \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{(D)}{8} \right)$$

$$u_{0,h} = 0,39 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær hjørnesøyle

Lengde av redusert kritisk kontrollsnitt

Redusert kritisk kontrollsnitt etter EC2 6.4.5 (3). Modifisert for å passe sirkulær søyle etter LinkstudPSR.

$$u_{1,r} := \frac{u_1}{4} + 2 \cdot \min \left(1, 5 \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{(D+4 \cdot d)}{8} \right) = 1,5 \text{ m}$$

$$u_{1,h} := 2 \cdot \min \left(1, 5 \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{(D+4 \cdot d)}{8} \right) = 0,54 \text{ m}$$

Beregning av β for forskjellige tilfeller

Søylar ved rand og hjørne med eksentrisitet i begge retninger.

$$k := 0,45$$

Faktor etter EC2 6.4.3 (4)

$$\beta_r := \frac{u_{1,r}}{u_{1,r'}} + k \cdot \frac{M_{Ed,r}}{V_{Ed,r}} \cdot \frac{\pi}{D+4 \cdot d}$$

$$\beta_r = 2,79$$

$$\beta_h := \frac{u_{1,h}}{u_{1,h'}} = 5,26$$

Dimensjonerende skjærspenning for kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed,r} = \beta_r \cdot \frac{V_{Ed,r}}{u_{1,r} \cdot d} = 1,98 \text{ MPa} \quad \text{Randsøyle}$$

$$v_{Ed,h} = \beta_h \cdot \frac{V_{Ed,h}}{u_{1,h} \cdot d} = 2,99 \text{ MPa} \quad \text{Hjørnesøyle}$$

Dimensjonerende skjærspenning for kontrollsnitt ved søylekant

$$v_{Ed,sk,r} = \beta_r \cdot \frac{V_{Ed,r}}{u_{0,r} \cdot d} = 9,58 \text{ MPa} \quad \text{Randsøyle}$$

$$v_{Ed,sk,h} = \beta_h \cdot \frac{V_{Ed,h}}{u_{0,h} \cdot d} = 21,64 \text{ MPa} \quad \text{Hjørnesøyle}$$

EC2 6.4.4 Skjærkraftkapasitet i plater uten skjærarmering

$$v := 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,52 \quad \text{Fasthetsreduskjon for betong opprisset pga skjærkraft}$$

$$k := \min \left(\left[2 \cdot 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right] \right) = 2$$

$$k_1 := 0,1$$

Spenning i betongen pga forspenning for randsøyle:

For konsentrerte kabler fordeles spenningen over hele bredden til betongsnittet. For fordelte kabler er regnes antall kabler som krysser kontrollsnittet.

$$\sigma_{cx,r} = \frac{0,9 \cdot P_x \cdot 8}{(d + 2687,5 \text{ mm}) \cdot d} \quad \text{Betongspenning i x-retninger for randsøylen}$$

$$\sigma_{cx,r} = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy,r} = \frac{0,9 \cdot P_{y, \text{kort}}^2}{(4 \cdot d + D) \cdot d}$$

Betongspenning i y-retninger
for randsøylen

$$\sigma_{cy,r} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp,r} = 0,5 \cdot (\sigma_{cx,r} + \sigma_{cy,r})$$

Gjennomsnittlig betongspenning
for randsøylen

$$\sigma_{cp,r} = 1,98 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen pga forspenning for hjørnesøyle:

For konsentrerte kabler fordeles spenningen over hele bredden til betongsnittet. For fordelte kabler regnes antall kabler som krysser kontrollsnittet.

$$\sigma_{cx,h} = \frac{0,9 \cdot P_x \cdot 6}{(d + 2687,5 \text{ mm}) \cdot d}$$

Betongspenning i x-retninger
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cx,h} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy,h} = \frac{0,9 \cdot P_y \cdot 3}{(4 \cdot d + D) \cdot d}$$

Betongspenning i y-retninger
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cy,h} = 2,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp,h} = 0,5 \cdot (\sigma_{cx,h} + \sigma_{cy,h})$$

Gjennomsnittlig betongspenning
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cp,h} = 2,03 \text{ MPa}$$

Skjærspenningskapasitet for betongsnittet uten skjærarmering:

$$v_{Rd,c,r} = k_1 \cdot \sigma_{cp,r} = 0,2 \text{ MPa}$$

Her teller ikke spennarmeringen som strekkarmering. Derfor forsvinner første ledd i ligningen. Dermed blir dimensjonerende kapasitet som nedenfor.

$$v_{Rd,c,h} = k_1 \cdot \sigma_{cp,h} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,r} = v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,r} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,h} = v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,h} = 0,79 \text{ MPa}$$

Tillegg fra fiberarmering
(COIN project report 66, Håvard Nedrelid)

$$f_{ftd, res, 2,5} = 0,86 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 2,5mm
reststrekkfasthet

$$v_{Rd,cf} = 0,6 \cdot f_{ftd, res, 2,5}$$

Dimensjonerende
skjærspenningsbidrag fra
fiberarmering

$$v_{Rd,cf} = 0,52 \text{ MPa}$$

Medfører dimensjonerende skjærspenningskapasitet uten
skjærarmering blir:

$$v_{Rd,c,h} = v_{Rd,c,h} + v_{Rd,cf} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,r} = v_{Rd,c,r} + v_{Rd,cf} = 1,3 \text{ MPa}$$

Kontroller EC2 6.4.3(2)

Maksimalt tillatt betongspenning:

$$v_{Rd,max,r} = \min \left[0,4 \cdot v \cdot f_{cd} 1,6 \cdot (v_{\min} + v_{Rd,cf}) \cdot \frac{u_{1,r}}{\beta_r \cdot u_{0,r}} \right] = 3,06 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max,h} = \min \left[0,4 \cdot v \cdot f_{cd} 1,6 \cdot (v_{\min} + v_{Rd,cf}) \cdot \frac{u_{1,h}}{\beta_h \cdot u_{0,h}} \right] = 2,42 \text{ MPa}$$

Kontroll ved kant av søyle:

$$\text{Randsøyle: } \frac{V_{Ed,sk,r}}{V_{Rd,max,r}} = 3,13 \quad \text{"Ikke OK"}$$

$$\text{Hjørnesøyle: } \frac{V_{Ed,sk,h}}{V_{Rd,max,h}} = 8,93 \quad \text{"Ikke OK"}$$

Kontroll ved ritisk kontrollsnitt:

$$\text{Randsøyle: } \frac{V_{Ed,r}}{V_{Rd,c,r}} = 1,52 \quad \text{"Ikke OK. Trenger skjærarmoring"}$$

$$\text{Hjørnesøyle: } \frac{V_{Ed,h}}{V_{Rd,c,h}} = 2,3 \quad \text{"Ikke OK. Trenger skjærarmoring"}$$

EC2 6.4.5 Skjærkraftkapasitet i plater med skjærarmoring ved konstantreerte laster

Undersøker kun hjørnesjøylen siden randsøylen ikke har skjærarmoring.

$$\emptyset := 12 \text{ mm}$$

Diameter til skjærarmeringsbøyle

$$A_{sw} := \frac{\emptyset^2}{4} \cdot \pi \cdot 16 = 1809,56 \text{ mm}^2$$

Areal av skjærarmoring i aktuelt snitt rund søylen

$$s_r := 130 \text{ mm}$$

Radniell senteravstand mellom snitt med skjærarmoring

$$f_{ywd,ef} := 250 \text{ MPa} + 0,25 \cdot d \frac{\text{MPa}}{\text{mm}}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmoringen. Se EC2

$$f_{ywd,ef} = 295 \text{ MPa}$$

$\alpha = 90 \text{ deg}$

Vinkelen mellom platens plan
og skjærameringen

$$v_{Rd,cs,h} = 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_{1,h} \cdot d} \right) \cdot \sin(\alpha) = 2,17 \text{ MPa}$$

Kontroll ved kritisk kontrollsnitt:

Hjørnesøyle: $\frac{v_{Ed,h}}{v_{Rd,cs,h}} = 1,38$

"Skjærarmering ikke tilstrekkelig"

Siden det ses bort fra betongbidraget kan det ses bort fra begrensningen til $v_{rd,max}$ for hjørnesøylen. Kapasitetskontrollen i søylekant for hjørnesøylen blir da:

$$v_{Rd,max,h} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\frac{v_{Ed,sk,h}}{v_{Rd,max,h}} = 5,29 \quad \text{"Ikke OK"}$$

17.4.2 Beregning av β med Abaqus

Beregninger av β ved hjelp av Abaqus for hjørnesøyle H1 og kantsøyle G3

$$c = 500 \text{ mm}$$

Søylens diameter

For hjørnesøyle H1

$$d = 180 \text{ mm}$$

Effektiv platetykkelse

$$u1' = \min \left(\left[1, 5 \cdot d \frac{\pi \cdot (c + 4 \cdot d)}{8} \right] \right) \cdot 2 = 540 \text{ mm}$$

Redusert kritisk
kontrollsnitt

$$u1 = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right)}{4} + 940 \text{ mm} \cdot 2 = 2838,1858 \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt

$$\text{deg}_{u1'} = \frac{u1'}{2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right)} \cdot 360 \text{ deg} = 50,7209 \text{ deg}$$

$$\text{deg}_{0,5u1'} = \frac{u1'}{2 \cdot u1} \cdot 360 \text{ deg} = 34,2472 \text{ deg}$$

$$\text{radius}_{u1} = \frac{c}{2} + 2 \cdot d = 610 \text{ mm}$$

$$v_{Rd,c} = 1,1017 \frac{N}{mm^2}$$

Obs! Andre verdier for søylenes aksial-
krefter pga. lokalt forfinet elementinndeling

$$V_{Ed,max,Abaqus} = 306,6 \text{ kN}$$

Skjærkraft i kritisk snitt

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i kritisk snitt:

$$v_{Ed, \max, Abaqus} = \frac{V_{Ed, \max, Abaqus}}{u1 \cdot d} = 0,6001 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Ed, \max, u1', Abaqus} = 111,3 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft i redusert kritisk snitt}$$

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i redusert kritisk snitt

$$v_{Ed, \max, u1'} = \frac{V_{Ed, \max, u1', Abaqus}}{u1' \cdot d} = 1,1451 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_{H1} = \frac{v_{Ed, \max, u1'}}{v_{Ed, \max, Abaqus}} = 1,908$$

Kontrollsnitt der det ikke er behov for skjærarmering

$$u_{out, ef} = \beta_{H1} \cdot \frac{V_{Ed, \max, Abaqus}}{(v_{Rd, c} \cdot d)} = 2,9499 \text{ m}$$

For kantsøyle G3

$$d = 175 \text{ mm}$$

Effektiv platetykkelse

Redusert kritisk kontrollsnitt

$$u_{1'} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right)}{4} + \left(u_{1'} = \min \left(\left[1, 5 \cdot d \frac{\pi \cdot (c + 4 \cdot d)}{8} \right] \cdot 2 \right) \right) = 1467,4778 \text{ mm}$$

$$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right) = 3769,9112 \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt

$$\text{deg}_{u_{1'}} = \frac{u_{1'}}{u_1} \cdot 360 \text{ deg} = 140,1338 \text{ deg}$$

$$\text{deg}_{0,5u_1} = \frac{u_{1'}}{2 \cdot u_1} \cdot 360 \text{ deg} = 70,0669 \text{ deg}$$

Obs! Andre verdier for søylenes aksial-
krefter pga. lokalt forfinet elementinndeling

$$\text{radius}_{u_{1'}} = \frac{c}{2} + 2 \cdot d = 600 \text{ mm}$$

$$V_{Ed, \max, \text{Abaqus}} = 588,85 \text{ kN}$$

Skjærkraft i kritisk snitt

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i
kritisk snitt

$$v_{Ed, \max, \text{Abaqus}} = \frac{V_{Ed, \max, \text{Abaqus}}}{u_{1'} \cdot d} = 0,8926 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed, \max, u1', Abaqus} = 289,7 \text{ kN}$$

Skjærkraft i redusert
kritisk snitt

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i
redusert kritisk snitt

$$v_{Ed, \max, u1'} = \frac{V_{Ed, \max, u1', Abaqus}}{u1' \cdot d} = 1,1281 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_{G3} = \frac{v_{Ed, \max, u1'}}{v_{Ed, \max, Abaqus}} = 1,2639$$

For kantsøyle G3 med lengre red. snitt

$$d = 175 \text{ mm}$$

Effektiv platetykkelse

Redusert kritisk kontrollsnitt

$$u1' = \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{\left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right)}{4} \cdot 3 - \left(u1' = \min \left(\left[1, 5 \cdot d \cdot \frac{\pi \cdot (c + 4 \cdot d)}{8} \right] \right) \cdot 2 \right) \right) = 2302,4334 \text{ mm}$$

$$u1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{c}{2} + 2 \cdot d \right) = 3769,9112 \text{ mm} \quad \text{Kritisk kontrollsnitt}$$

$$\text{deg}_{u1'} = \frac{u1'}{u1} \cdot 360 \text{ deg} = 219,8662 \text{ deg}$$

$$\text{deg}_{0,5u1'} = \frac{u1'}{2 \cdot u1} \cdot 360 \text{ deg} = 109,9331 \text{ deg}$$

$$\text{radius}_{u1} = \frac{c}{2} + 2 \cdot d = 600 \text{ mm}$$

Obs! Andre verdier for søylenes aksial-
krefter pga. lokalt forfinet elementinndeling

$$V_{Ed, \max, Abaqus} = 422,7 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft i kritisk snitt}$$

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i
kritisk snitt

$$v_{Ed, \max, Abaqus} = \frac{V_{Ed, \max, Abaqus}}{u1 \cdot d} = 0,6407 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$V_{Ed,max,u1',Abaqus} = 367,6 \text{ kN}$ Skjærkraft i redusert kritisk snitt

Gjennomsnittlig elastisitetsteoretisk skjærspenning i redusert kritisk snitt

$$v_{Ed,max,u1'} = \frac{V_{Ed,max,u1',Abaqus}}{u1' \cdot d} = 0,9123 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_{G3,ny} = \frac{v_{Ed,max,u1'}}{v_{Ed,max,Abaqus}} = 1,4239$$

17.4.3 Bruk av Abaqus og EC2

Kontrollerer søyle H1 og G3. Verster tilfelle for hjørne- og randsøyle. H1 er også interessant fordi den har skjærarmering.

Input

$D := 500 \text{ mm}$	Søylediameter
$d := 180 \text{ mm}$	Platens effektive tykkelse
$a := 940 \text{ mm}$	Utkragerlengde
$P_x := 179,6 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i x-retning
$P_y := 177,7 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i y-retning
$P_{y, \text{kort}} := 177,7 \text{ kN}$	Spennkraft etter tap i y-retning for fordelt korte kabler
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongfasthet
$f_{cd} := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}$	Dimensjonerende betongfasthet

Laster

$V_{Ed, r} := 485,9 \text{ kN}$	Skjærkreftene settes lik aksialkraft for aktuell søyle i Abaqus
$V_{Ed, h} := 291,1 \text{ kN}$	
$M_{Ed, r} := 106 \text{ kN m}$	Moment over søyle G3 i Abaqus.

Lengde av kritisk kontrollnitt

$$u_{1,1} := \pi \cdot (D + 4 \cdot d) = 3,83 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær innersøyle

$$u_{1,r} := \min \left(u_{1,1} \frac{u_{1,1}}{2} + 2 \cdot a \right) = 3,8 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær randsøyle.

$$u_{1,h} := \min \left(u_{1,1} \frac{u_{1,1}}{4} + 2 \cdot a \right) = 2,84 \text{ m}$$

Kritisk kontrollsnitt for sirkulær hjørnesøyle

Lengde av kontrollsnitt ved søylens kant

Velger her og sette u_0 etter LinkStudPSR som setter den lik søylens omkrets for alle søyler hvis avstanden til kant er større enn $2d$.

$$u_{0,1} := D \cdot \pi = 1,57 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær innersøyle

$$u_{0,r} := u_{0,1} = 1,57 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær randsøyle

$$u_{0,h} := u_{0,1} = 1,57 \text{ m}$$

Kontrollsnitt ved søylekant for sirkulær hjørnesøyle

β beregnet med abaqus

$$\beta_r := 1,42$$

$$\beta_h := 1,91$$

Dimensjonerende skjærspenning for kritisk kontrollsnitt

Kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed,r} = \beta_r \cdot \frac{V_{Ed,r}}{u_{1,r} \cdot d} = 1,01 \text{ MPa} \quad \text{Randsøyle}$$

$$v_{Ed,h} = \beta_h \cdot \frac{V_{Ed,h}}{u_{1,h} \cdot d} = 1,09 \text{ MPa} \quad \text{Hjørnesøyle}$$

Dimensjonerende skjærspenning for kontrollsnitt ved søylekant

$$v_{Ed,sk,r} = \beta_r \cdot \frac{V_{Ed,r}}{u_{0,r} \cdot d} = 2,44 \text{ MPa} \quad \text{Randsøyle}$$

$$v_{Ed,sk,h} = \beta_h \cdot \frac{V_{Ed,h}}{u_{0,h} \cdot d} = 1,97 \text{ MPa} \quad \text{Hjørnesøyle}$$

EC2 6.4.4 Skjærkraftkapasitet i plater uten skjærarmering

$$v := 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,52 \quad \text{Fasthetsreduskjon for betong opprisset av skjærkraft}$$

$$k := \min \left[2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right] = 2$$

$$k_1 := 0,1$$

Spenning i betongen pga forspenning for randsøyle:

For konsentrerte kabler fordeles spenningen over hele bredden til betongsnittet. For fordelte kabler regnes antall kabler som krysser kontrollsnittet.

$$\sigma_{cx,r} = \frac{0,9 \cdot P_x \cdot 8}{(d + 2687,5 \text{ mm}) \cdot d} \quad \text{Betongspenning i x-retninger for randsøylen}$$

$$\sigma_{cx,r} = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy,r} = \frac{0,9 \cdot P_{y,kort} \cdot 2}{(4 \cdot d + D) \cdot d}$$

Betongspenning i y-retninger
for randsøylen

$$\sigma_{cy,r} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp,r} = 0,5 \cdot (\sigma_{cx,r} + \sigma_{cy,r})$$

Gjennomsnittlig betongspenning
for randsøylen

$$\sigma_{cp,r} = 1,98 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen pga forspenning for hjørnesøyle:

For konsentrerte kabler fordeles spenningen over hele bredden til betongsnittet. For fordelte kabler regnes antall kabler som krysser kontrollsnittet.

$$\sigma_{cx,h} = \frac{0,9 \cdot P_x \cdot 6}{(d + 2687,5 \text{ mm}) \cdot d}$$

Betongspenning i x-retninger
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cx,h} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy,h} = \frac{0,9 \cdot P_y \cdot 3}{(4 \cdot d + D) \cdot d}$$

Betongspenning i y-retninger
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cy,h} = 2,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp,h} = 0,5 \cdot (\sigma_{cx,h} + \sigma_{cy,h})$$

Gjennomsnittlig betongspenning
for hjørnesøylen

$$\sigma_{cp,h} = 2,03 \text{ MPa}$$

Skjærspenningskapasitet for betongsnittet uten skjærarmering:

$$V_{Rd,c,r} = k_1 \cdot \sigma_{cp,r} = 0,198 \text{ MPa}$$

Her teller ikke spennarmeringen
som strekkarmering. Derfor

$$V_{Rd,c,h} = k_1 \cdot \sigma_{cp,h} = 0,203 \text{ MPa}$$

forsvinner første ledd i
ligningen. Dermed blir
dimensjonerende kapasitet som
nedenfor.

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,r} = v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,r} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,h} = v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,h} = 0,79 \text{ MPa}$$

Tillegg fra fiberarmering
(COIN project report 66, Håvard Nedrelid)

$f_{ftd, res, 2,5} = 0,86 \text{ MPa}$ Dimensjonerende 2,5mm
reststrekkfasthet

$v_{Rd,cf} = 0,6 \cdot f_{ftd, res, 2,5}$ Dimesjonerende
skjærspenningsbidrag fra
fiberarmering

$$v_{Rd,cf} = 0,52 \text{ MPa}$$

Medfører dimensjonerende skjærspenningskapasitetuten
skjærarmering blir:

$$v_{Rd,c,h} = v_{Rd,c,h} + v_{Rd,cf} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,r} = v_{Rd,c,r} + v_{Rd,cf} = 1,3 \text{ MPa}$$

Kontroller EC2 6.4.3(2)

Maksimalt tillatt betongspenning:

$$v_{Rd,max,r} = \min \left[0,4 \cdot v \cdot f_{cd} 1,6 \cdot (v_{\min} + v_{Rd,cf}) \cdot \frac{u_{1,r}}{\beta_r \cdot u_{0,r}} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max,h} = \min \left[0,4 \cdot v \cdot f_{cd} 1,6 \cdot (v_{\min} + v_{Rd,cf}) \cdot \frac{u_{1,h}}{\beta_h \cdot u_{0,h}} \right] = 1,67 \text{ MPa}$$

Kontroll ved kant av søyle:

$$\text{Randsøyle: } \frac{V_{Ed,sk,r}}{V_{Rd,max,r}} = 0,81 \quad \text{"OK"}$$

$$\text{Hjørnesøyle: } \frac{V_{Ed,sk,h}}{V_{Rd,max,h}} = 1,18 \quad \text{"Ikke OK"}$$

Kontroll ved ritisk kontrollsnitt:

$$\text{Randsøyle: } \frac{V_{Ed,r}}{V_{Rd,c,r}} = 0,78 \quad \text{"OK"}$$

$$\text{Hjørnesøyle: } \frac{V_{Ed,h}}{V_{Rd,c,h}} = 0,83 \quad \text{"OK"}$$

EC2 6.4.5 Skjærkraftkapasitet i plater med skjæramering ved konstantreerte laster

Undersøker kun hjørnesjøylen siden randsøylen ikke har skjæramering.

$$\emptyset := 12 \text{ mm}$$

Diameter til skjærameringsbøyle

$$A_{sw} := \frac{\emptyset^2}{4} \cdot \pi \cdot 16 = 1809,56 \text{ mm}^2$$

Areal av skjæramering i aktuelt snitt rund søylen

$$s_r := 130 \text{ mm}$$

Radniell senteravstand mellom snitt med skjæramering

$$f_{ywd,ef} := 250 \text{ MPa} + 0,25 \cdot d \frac{\text{MPa}}{\text{mm}}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet av skjærameringen. Se EC2

$$f_{ywd,ef} = 295 \text{ MPa}$$

$\alpha := 90 \text{ deg}$

Vinkelen mellom platens plan
og skjærameringen

$$v_{Rd,cs,h} = 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_{1,h} \cdot d} \right) \cdot \sin(\alpha) = 2,17 \text{ MPa}$$

Kontroll ved kritisk kontrollsnitt:

Hjørnesøyle: $\frac{v_{Ed,h}}{v_{Rd,cs,h}} = 0,5 \quad \text{"OK"}$

Siden det ses bort fra betongbidraget kan det ses bort fra begrensningen til $v_{rd,max}$ for hjørnesøylen.
Kapasitetskontrollen i søylekant for hjørnesøylen blir da:

$$v_{Rd,max,h} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\frac{v_{Ed,sk,h}}{v_{Rd,max,h}} = 0,48 \quad \text{"OK"}$$

17.5 Kontroll av forankringskrefter for spennkablene

Det forutsettes at det brukes forankringsplate som for BBR VT CONA Single spennsystem. Det antas at plate har den lengste siden i bredderetning.

$P_0 := 223 \text{ kN}$ Maksimal spennkraft påført kabelen

$b_f := 136 \text{ mm}$ Bredde av forankringsplate

$h_f := 70 \text{ mm}$ Høyde av forankringsplate

EC2 5.10.2.2 (1) Sier at lokal knusning og spalting av betongen skal unngås i enden av før- og etteroppspente kabler.

Benytter EC2 6.7 Partielt belastede flater:

Fordelt spennarmering:

For fordelt armering antas det at kablene er så langt unna hverandre at betongspenningen ved forankringene ikke begrenser kapasiteten for nærliggende kabler.

Spennkrafta antas gjevnt fordelt på forankringsplata.

$A_0 := b_f \cdot h_f = 9520 \text{ mm}^2$ Areal av forankringsplate

$A_{c1} := 240 \text{ mm} \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \cdot 240 \text{ mm} \right) = 1,12 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$
Største beregningsmessig areal med samme form som A_0 og samme tyngdepunkt.

$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$ Betongens karakteristiske trykkfasthet

$f_{cd} := \frac{0,85}{1,5} \cdot f_{ck}$ Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$F_{Rdu} = \min \left(\begin{array}{l} A_0 \cdot f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_0}} \\ 3 \cdot f_{cd} A_0 \end{array} \right) = 566,44 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet for last på plate

$$F_{Ed} = P_0 \cdot 1,1 = 245,3 \text{ kN}$$

Dimensjonerende trykkraft fra spennkabel

Kapasiteten er OK

Konsentrert spennarmering:

$$A_{1,min} = \left(\frac{F_{Ed}}{A_0 \cdot f_{cd}} \right)^2 \cdot A_0$$

Nødvendig beregningsmessig areal for å oppta krafta

$$A_{1,min} = 16068,18 \text{ mm}^2$$

$$b_{f,min} = \sqrt{\frac{A_{1,min}}{0,51}} = 177,5 \text{ mm}$$

Nødvendig bredde

overlapp = 37,5 mm

Overlapp mellom arealene for kablens nødvendige bredder. Det antas at avstanden mellom forankringsplatene er 140mm

Dette betyr at kapasiteten for knusning ikke er tilfredsstillt ved forankringen ved disse beregningene. Det må likevel antas den er tilstrekkelig, siden det er benyttet bøylearmering som hjelper med å fordele kreftene og trykkraft i tversgående retning vil øke krusningskapasiteten.

I tillegg må det nevnes at dette er en teknisk godkjent løsning og at det dermed ikke bør være noen problemer angående forankring av spennkablene.

Kapasiteten for spaltestrekk antas OK da fiberarmeringen er godt egnet for å ta opp disse kreftene.

18. Bruksgrensetilstanden

18.1 Spenningsbegrensninger

Input:

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$f_{ctm} := 3,2 \text{ MPa}$$

Betongens strekkfasthet

$$E_p := 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Spennstålets elastisitetsmodul

$$E_{cm} := 3,4 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Betongens midlere elastisitetsmodul

$$E_{cl} := 11,74 \text{ GPa}$$

Betongens elastisitetsmodul etter lang tid

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,74$$

$$\eta_l := \frac{E_p}{E_{cl}} = 16,61$$

$$e := 70 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

$$b := 3627,5 \text{ mm}$$

Betongtverrsnittetsbredde

$$h := 240 \text{ mm}$$

Platehøyde

$$A_p := 150 \text{ mm}^2$$

Areal av spennkabel

$$n := 6$$

Antall spennkabler

$$A_s := \frac{(16 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4} = 201,06 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal armeringsjern}$$

$$n_s := 3 \quad \text{Antall aremeringsjern}$$

$$E_s := 2,0 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad \text{Slakkarmeringens elastisitetsmodul}$$

$$e_s := \left(120 - 35 - \frac{16}{2} \right) \text{ mm} = 77 \text{ mm} \quad \text{Slakkarmeringens eksentrisitet}$$

$$\eta_s := \frac{E_s}{E_{cl}}$$

Laster:

$$P := 179,57 \text{ kN}$$

Tilnærmet permanente laster:

$$q_{Ed} = g + P + \psi_2 \cdot q$$

Der g er egenlast, P er spennkraft og q er nyttelast.
 ψ_2 for foramlingsrom/møteromer 0.6.

Rissspenningskontroll og kontroll for trykkspenninger etter EC2 7.2

Trykkspenninger i betongen skal begrenses slik at riss i lengderetning unngås.

Akse 1:

Velger å undersøke akse 1 fordi den gir mest kritiske tilfelle i abaqus-modellen.

$$M_{Ed,bruks,søye,G} = 174,0 \text{ kN m} \quad \text{Moment over søye G i tilfelle med tilnærmet permanente laster}$$

$$M_{Ed,bruks,felt,F_G} = -65,8 \text{ kN m} \quad \text{Moment over felt f-G i tilfelle med tilnærmet permanente laster}$$

$$A_c := b \cdot h = 8,71 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongareal}$$

Søyle:

$$A_t := A_c + (\eta_l - 1) \cdot A_p \cdot n + (\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot n_s = 8,94 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta_l - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot e + (\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot n_s \cdot e_s}{A_t} = 1,93 \text{ mm}$$

Forskyvning av nøytralakse

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta_l - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot (e - y_t)^2 + (\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot n_s \cdot (e_s - y_t)^2$$
$$I_t = 4,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Transformert annet arealmoment

$$\sigma_{c, \text{trykk}} = \frac{M_{Ed, \text{bruks, søyle, G}} - P \cdot n}{I_t} + \frac{P \cdot n}{A_t} = -6,14 \text{ MPa}$$

Betongspenning i trykksonen

$$\sigma_{c, \text{strek}} = \frac{M_{Ed, \text{bruks, søyle, G}} - P \cdot n}{I_t} - \frac{P \cdot n}{A_t} = 3,57 \text{ MPa}$$

Betongspenning i strekksone

$$\sigma_{c, \text{strek}} > f_{ctm}$$

Rispenningen overgår i strekksone over søylen.

Av denn grunn at strekkspenningen ikke mye høyere enn strekkapasiteten, eksponeringsklassen gir kun utseendemessige begrensninger for rissvidder og at dekket er fiberarmert velges det å ikke utføre videre beregninger for rissvidder.

Felt:

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot n = 8,75 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \quad \text{Transformert tverrsnitt}$$

$$y_t := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot e}{A_t} = 1,12 \text{ mm} \quad \text{Forskyvning av nøytralakse}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot (e - y_t)^2 = 4,25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Transformert annet arealmoment

$$\sigma_{c, \text{trykk}} := \frac{-M_{Ed, \text{bruks, felt, F=G}} - P \cdot n}{I_t} + \frac{-P \cdot n}{A_t} = -3,11 \text{ MPa}$$

$\overline{(-120 \text{ mm} - y_t)}$ Betongspenning i trykksonen

$$\sigma_{c, \text{strekk}} := \frac{-M_{Ed, \text{bruks, felt, F=G}} - P \cdot n}{I_t} + \frac{-P \cdot n}{A_t} = 0,61 \text{ MPa}$$

$\overline{(120 \text{ mm} - y_t)}$ Betongspenning i strekksonen

$$\sigma_{c, \text{strekk}} \leq f_{ctm}$$

Ingen opprissing i felt

EC2 7.2 (2) og -(3)

$$k_1 := 0,6$$

$$k_2 := 0,45$$

$$\sigma_{c, \text{trykk}} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

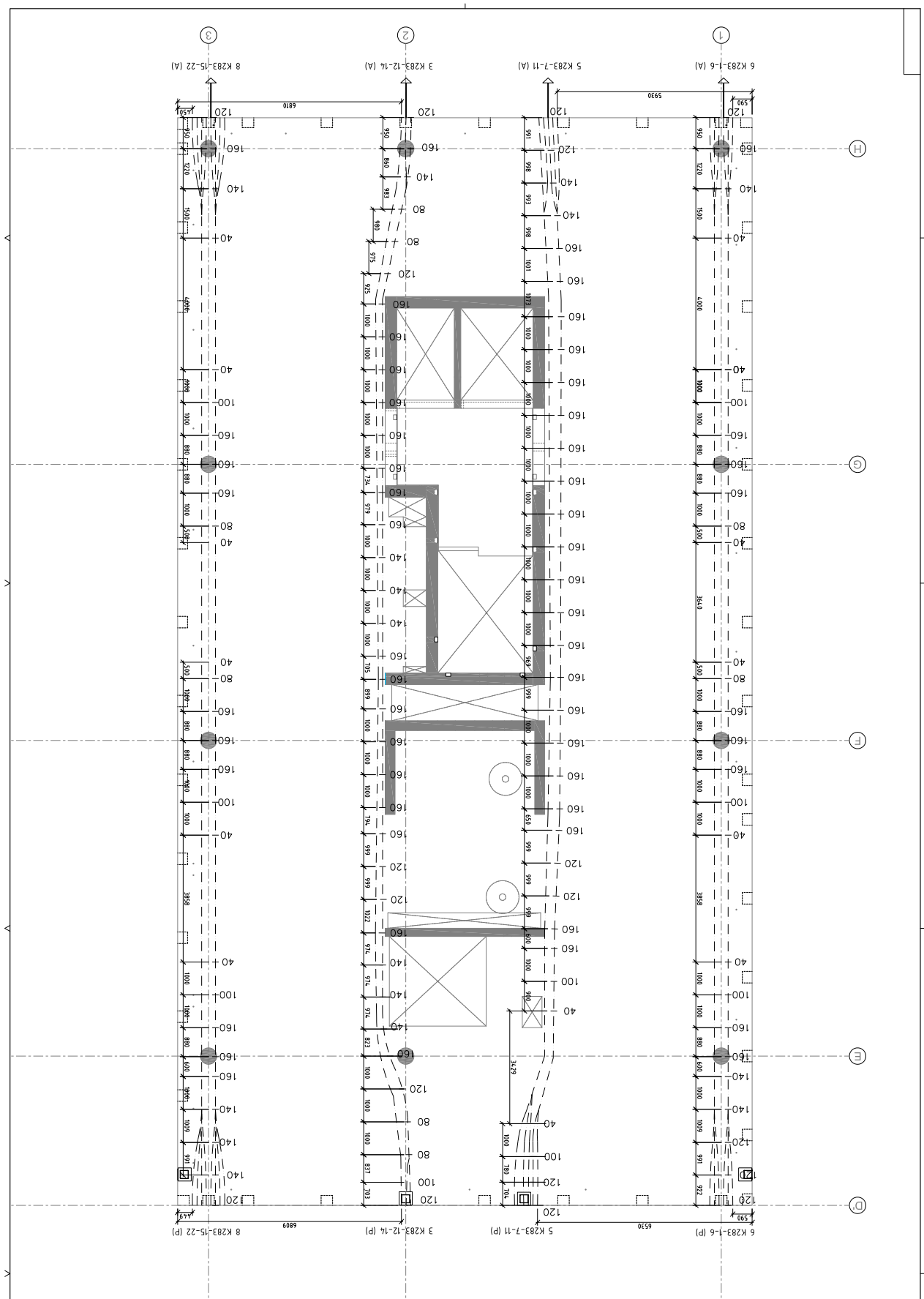
Begrensning for trykkspenningen for å unngå langsgående riss. (Ikke nødvendig for eksponeringsklasse XC1)

$$\sigma_{c, \text{trykk}} \leq k_2 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$

Begrensning for trykkspenningen for å slippe å regne med kryptets ikke-linearitet.

Trykkspenningen i betongen er betydelig innenfor kravene.

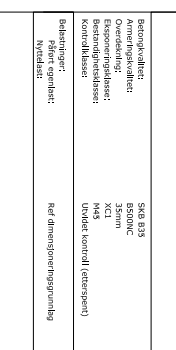
19. Formtegning og armeringsstegniner fra Thilt



Spennestrem:	Uubundet
Kastlillevender:	CCL
Toleranse spenneløst:	
Vertikal:	+/- 3 mm
Horisontal:	+/- 30 mm
min. avstand mellom forankringer hvis ikke annet er gitt (cc):	140 mm
Avstand til UK skjal er gitt med OK skjal	
Overdekning til armeringsnett:	40 mm
Overdekning armering ved full spenningsnett (fermplassert):	40 mm
Overdekning armering ved full spenningsnett (fermplassert):	25 mm
Spennestrem for Betong:	222 kN
$N =$	150 mm ²
$N =$	1570 N/mm ²
Subjektive skaler:	
Ved utstilling i ledder for oppsettning:	Utsattingsmåll 50x100mm i 500mm
Skala:	1:1
Arbeidsskisse:	Arbeidsskisse
Arbeidsskisse:	Arbeidsskisse

Betongkvalitet: S46 B15
 Armeringskvalitet: B500NC
 Overdekning: 40 mm
 Betongspenningsnett: XC1
 Betongspenningsnett: M45
 Kontrollklasse: Under kontroll (dekketopp)
 Beholdningstyp: Råbetong
 Råbetongkvalitet: R40
 Vindlast:

HENSNISNING:
 FORANKRINGEN B 21, B 21, 14 01
 ARMERINGSNETTENE B 31, 14 01, B 32, 14 01
 SPENNINGSNETTENE B 23, 14 01, B 24, 14 01
 BØYELSENE B 25, 14 01
 SPENNINGSNETTENE B 26, 14 01



TRIT Engineering AS Trondheimspporten 2112 B 33 14 01 DO 14, Spenningsnett konsentrerte 23.11.16 1:50 POL		Tiltak: DO 14, Spenningsnett konsentrerte Arbeidsdeling: AIL 0
ARKitekt: ARK Arkitektur AS Teknisk tegning: Teknikk Verneleisning AS Tegningens tittel: Trondheimspporten Tegningens dato: 23.11.16 Tegningens versjon: 01	Tiltaksleder: TRIT Engineering AS Spenningsnett: Spenningsnett AS Tegningens tittel: Trondheimspporten Tegningens dato: 23.11.16 Tegningens versjon: 01	Tegningens tittel: Trondheimspporten Tegningens dato: 23.11.16 Tegningens versjon: 01