

Konsentrerte Laster på Betongkonstruksjoner

Bjørnar Foldøy Byberg

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 06.06.2012	ANTALL SIDER: 135 + 23 Sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	---

TITTEL:

Konsentrerte laster på betongkonstruksjoner

Punching of concrete structures

UTFØRT AV:

Bjørnar Foldøy Byberg



SAMMENDRAG:

I mars 2011 ble Eurokode 2 innført som eneste gjeldende regelverk for dimensjonering av betongkonstruksjoner og det har oppstått en del diskusjon rundt behandlingen av gjennomlokking. Regelverket er tungvint i bruk da beregningsmetodikken avhenger av hvilken søyletype som betraktes. Beregningsmetodene som brukes blir for kant- og hjørnesøyler avanserte, noe som har ført til store forenklinger i regelverket. Ved betraktning av hjørnesøyler tas det for eksempel kun hensyn til geometri i beregningen av tillatt aksiallast.

På grunn av de store manglene i regelverket er det utarbeidet en ny Model Code ved navn Model Code 2010 som danner grunnlaget for en ny utgave av Eurokode 2 på område gjennomlokking. Model Code 2010 er basert på en ny mekanisk modell, i motsetning til Eurokode 2 som er empirisk.

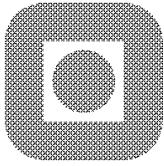
Denne oppgaven ser nærmere på bruken av Model Code 2010 og det sammenlignes mot Eurokode 2. Først utføres et litteraturstudie for å finne det teoretiske grunnlaget til Model Code 2010. Den mekaniske modellen beskrives i sin helhet og alle forenklinger som er gjort for å komme frem til endelige prosjekteringsregler presenteres. Eksempelberegninger er inkludert for å illustrere bruken av Model Code 2010. Til slutt sammenlignes de to regelverkene i en parameterstudie og kapasitetene som beregnes vurderes opp mot kombinasjoner av aksiallast og momenter funnet fra en lineær-elastisk analyse av en dekkekonstruksjon.

Model Code 2010 viser seg å beregne forholdsvis like kapasiteter som Eurokode 2 for indre søyler. For kant- og hjørnesøyler beregnes kapasiteten etter Model Code 2010 mer eller mindre på samme måte som for indre søyler og resultatene er fornuftige. Forenklingene som er gjort for kant- og hjørnesøyler i Eurokode 2 kommer klart frem og resultatene avviker mer fra Model Code 2010. Det er ikke utført sammenligninger mot utførte forsøk, men i og med at Model Code 2010 tar hensyn til flere parametere og viser mer kontinuitet i beregningsmetodikken er det nye regelverket en klar forbedring. Model Code 2010 gjør også beregningene for konstruksjoner med skjærarmering enklere ettersom rektangulært armeringsgrid tillates.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU



+
NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

**Masteroppgave i konstruksjonsteknikk 2012
for
Bjørnar Foldøy Byberg**

Konsentrerte laster på betongkonstruksjoner

Punching of concrete structures

OPPGAVE

Modeller og regler for beregning av konsentrerte laster på plater er ofte en kombinasjon mellom empiriske og teoretiske modeller. I 2010 ble den nye Model Code fra *fib* utgitt. Der behandles konsentrerte laster med en helt ny beregningsmodell.

Oppgaven skal først og fremst avdekke bakgrunnen og øke forståelsen for beregningsmodeller for dimensjonering av punktlast på plate. En viktig del av oppgaven er å sammenligne Model Code med Eurocode 2.

Oppgaven kan deles opp som følger:

- Grunnleggende om konsentrert last på plate
- Formelverk for konsentrert last med fokus på Model Code 2010
- Sammenligninger med Eurocode 2 og parametervariasjon av modeller
- Lineære FEM analyser som verifikasjon av modellene

Oppgaven skal være gjennomført innen den 11. juni 2012.

Trondheim den 21.01.2012

Jan Arve Øverli
Førsteamanuensis / Faglærer

Forord

Denne oppgaven er skrevet over 20 uker som en avsluttende masteroppgave for studiet Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU i Trondheim.

Jeg har tidligere hatt fag innen betongkonstruksjoner og sett i praksis hvilke mangler som finnes på området gjennomløkking i dagens regelverk. Oppgaven ble valgt for å få en mulighet til å se nærmere på grunnlaget bak en ny utgave av Eurokode 2, samt å kunne kombinere håndberegninger og bruk av FEM-analyser.

Oppgaven er todelt med litteraturstudie først og beregninger og modelloppbygging i Diana til slutt. Det har gått mye tid til å lage regneark i Excel for kunne variere alle mulige parametere for hver enkelt søyletype etter begge regelverkene.

Jeg vil takke Jan Arve Øverli for god veiledning og nyttige faglige diskusjoner. Jeg vil også rette en takk til hele kontor 2-66 for hjelp til bruk av diverse programmer og til Maria Voigt for korrekturlesing og nyttige innspill underveis.

Bjørnar Foldøy Byberg

Sammendrag

I mars 2011 ble Eurokode 2 innført som eneste gjeldene regelverk for dimensjonering av betongkonstruksjoner og det har oppstått en del diskusjon rundt behandlingen av gjennomlokking. Regelverket er tungvint i bruk da beregningsmetodikken avhenger av hvilken søyletype som betraktes. Beregningsmetodene som brukes blir for kant- og hjørnesøyler avanserte, noe som har ført til store forenklinger i regelverket. Ved betraktning av hjørnesøyler tas det for eksempel kun hensyn til geometri i beregningen av tillatt aksiallast.

På grunn av de store manglene i regelverket er det utarbeidet en ny Model Code ved navn Model Code 2010 som danner grunnlaget for en ny utgave av Eurokode 2 på område gjennomlokking. Model Code 2010 er basert på en ny mekanisk modell, i motsetning til Eurokode 2 som er empirisk.

Denne oppgaven ser nærmere på bruken av Model Code 2010 og det sammenlignes mot Eurokode 2. Først utføres et litteraturstudie for å finne det teoretiske grunnlaget til Model Code 2010. Den mekaniske modellen beskrives i sin helhet og alle forenklinger som er gjort for å komme frem til endelige prosjekteringsregler presenteres. Eksempelberegninger er inkludert for å illustrere bruken av Model Code 2010. Til slutt sammenlignes de to regelverkene i en parameterstudie og kapasitetene som beregnes vurderes opp mot kombinasjoner av aksiallast og momenter funnet fra en lineær-elastisk analyse av en dekkekonstruksjon.

Model Code 2010 viser seg å beregne forholdsvis like kapasiteter som Eurokode 2 for indre søyler. For kant- og hjørnesøyler beregnes kapasiteten etter Model Code 2010 mer eller mindre på samme måte som for indre søyler og resultatene er fornuftige. Forenklingene som er gjort for kant- og hjørnesøyler i Eurokode 2 kommer klart frem og resultatene avviker mer fra Model Code 2010. Det er ikke utført sammenligninger mot utførte forsøk, men i og med at Model Code 2010 tar hensyn til flere parametere og viser mer kontinuitet i beregningsmetodikken er det nye regelverket en klar forbedring. Model Code 2010 gjør også beregningene for konstruksjoner med skjærarmering enklere ettersom rektangulært armeringsgrid tillates.

Summary

Since March 2012 Eurocode 2 has been the only official design code in Norway and there is an ongoing discussion as to how it treats punching of concrete structures. The design procedures are complicated and they change with regards to what type of column is being considered. For edge and corner columns the rules have large simplifications and in some cases the size of the moment is ignored. When designing corner columns and edge columns with moments in one direction the calculations only consider geometry.

Due to the simplifications in the design code fib (Fédération International du Béton) has released the first complete draft of Model Code 2010 which explains the basic principles of a new design code for calculations on punching of concrete structures. Model Code 2010 is based on a mechanical model as opposed to Eurocode 2 which is empirical.

This assignment will consider the use of Model Code 2010 and compare it to Eurocode 2. The theoretical background for Model Code 2010 is explained thoroughly and all simplifications are explained. Example calculations according to Model Code 2010 are included to better illustrate the design procedures. Finally Model Code 2010 and Eurocode 2 are compared through an evaluation of different parameters. The capacities calculated using the two design codes are compared to the combinations of axial forces and moments found from a linear-elastic analysis of a slab-column structure.

As expected the two design codes give reasonably similar results for inner columns and edge columns with moments in two directions. For edge columns with moment in one direction and corner columns the design procedure according to Eurocode 2 is simplified and the results given by Model Code 2010 are more reliable. The results are not compared to actual lab tests, but considering the continuity shown in the Model Code 2010 calculations and the fact that the results are similar to the ones obtained from Eurocode 2 for inner columns the results from Model Code 2010 are considered to be reliable.

In addition to better results for some column types Model Code 2010 allows different placings of the shear reinforcement. For instance it requires extra calculations to be able to use a rectangular reinforcement grid according to Eurocode 2, but in Model Code 2010 it requires no extra work.

Innhold

1	Innledning	1
2	Teorigrunnlag skjær og riss	3
2.1	Skjærteori	3
2.2	Riss	6
3	Gjennomlokking i Model Code 2010	9
3.1	Critical Shear Crack Theory (CSCT)	10
3.2	Bruddkriterie basert på CSCT	13
3.2.1	Sammenligning av bruddkriterie	15
3.3	Last-Rotasjonskurve	17
3.3.1	Analytisk Quadrilinear	20
3.3.2	Analytisk Bilinear	22
3.3.3	Vurdering av uttrykk for last-rotasjonskurve	24
3.4	Dimensjonering av konstruksjoner uten skjærarmering etter MC 2010	28
3.4.1	Vurdering av forenklet uttrykk	29
3.4.2	Dimensjonering i praksis	31
3.4.3	Sammenligning av dimensjoneringsprinsipp mot EK2 og ACI	31
3.5	Dimensjonering av konstruksjoner med skjærarmering etter MC2010	34
3.5.1	Gjennomlokkingskapasitet innenfor skjærarmert område	35
3.5.2	Gjennomlokkingskapasitet utenfor skjærarmert område	39
3.5.3	Kapasitet mot knusing av betong	40
3.6	Endelig formulering i MC2010, konstruksjoner uten skjærarmering	41
3.7	Endelig formulering i MC2010, konstruksjoner med skjærarmering	48
4	Eksempler på dimensjonering av konstruksjoner	53
4.1	Dimensjonering av konstruksjoner uten behov for skjærarmering	53
4.1.1	Eksempel 1, Indre søyle	54
4.1.2	Eksempel 2, Kantsøyle	59
4.1.3	Eksempel 3, Hjørnesøyle	65
4.2	Dimensjonering av konstruksjoner med behov for skjærarmering	68
4.2.1	Eksempel 4, indre søyle med skjærarmering	69
4.2.2	Kant- og hjørnesøyler med skjærarmering	76
4.3	Dimensjonering etter LoA3	77
4.3.1	Avstand til momentnullpunkt, $r_{s,x}$	77
4.3.2	Gjennomsnittlige momenter, m_{sd}	78
4.3.3	Kapasitetsberegning	80

5	Parameterstudie	81
5.1	Konstruksjoner uten skjærarmering	81
5.1.1	Påkjent moment, M_x og M_y	82
5.1.2	Effektiv dekketykkelse, d	89
5.1.3	Betongens trykkfasthet, f_{ck}	94
5.1.4	Søylens dimensjoner, $b = h$	95
5.1.5	Momentkapasiteten til dekket, M_{Rd}	98
5.2	Konstruksjoner med skjærarmering	100
5.2.1	Armeringsareal, A_s	101
5.2.2	Påkjent moment, M_x og M_y	102
5.3	Oppsummering av parameterstudiet	106
5.3.1	Konstruksjoner uten skjærarmering	106
5.3.2	Konstruksjoner med skjærarmering	106
6	Kombinasjoner av momenter og aksiallast i konstruksjoner	107
6.1	Definisjoner og oppbygning av modell	107
6.2	Aksiallast og momenter fra FEM-analyse	112
6.2.1	Indre søyler	112
6.2.2	Kantsøyler	113
6.2.3	Hjørnesøyler	118
6.3	Sammenligning av krefter fra Diana og kapasitetsberegninger	122
6.3.1	Indre søyler	122
6.3.2	Kantsøyler	124
6.3.3	Hjørnesøyler	127
7	Diskusjon og videre arbeid	129
7.1	Konstruksjoner uten skjærarmering	129
7.2	Konstruksjoner med skjærarmering	130
7.3	Konstruksjonsdetaljer	131
7.4	Armeringsplassering	131
7.5	Videre arbeid	132
8	Konklusjon	133
	Bibliografi	135
A	Eksempelberegninger, MC2010	137
B	Eksempelberegninger, EK2	147
C	Diana-input	157

Figurer

2.1	Beregningsmodell og skjærkraftdiagram for bjelken	3
2.2	Horisontalsnitt av henholdsvis øvre og nedre del av bjelken	4
2.3	Illustrasjon av bjelken, henholdsvis i snitt og fra siden	5
2.4	Endelig trykk-, strekk- og skjærspenningsfordeling	6
2.5	Mohrs sirkel for et element i bjelken, under nøytralaksen	7
2.6	Mohrs sirkel for et element i bjelken, over nøytralaksen	7
3.1	Illustrasjon av prinsippet med flere nivå for nøyaktighet [3]	10
3.2	Dannelse av kritisk riss [3]	10
3.3	Illustrasjon av aggregate interlock	11
3.4	Krefter over riss ved vinkel ψ_A [3]	11
3.5	Krefter over riss ved vinkel ψ_B [3]	12
3.6	Omtrentlige størrelser på strekkspenninger og krefter fra aggregate interlock for flere vinkler	12
3.7	Illustrasjon av kritisk riss og trykkkomponent [2]	13
3.8	Illustrasjon av fagverksmodell og tøyningmålinger i underkant av dekket [2]	13
3.9	Armeringsplassering for forsøk med og uten ekstra sirkulært armeringsjern [2]	14
3.10	Resultat for forsøkene med og uten ekstra sirkulært armeringsjern [2]	14
3.11	Sammenligning av bruddkriterie og utførte forsøk [2]	15
3.12	Parametersammenligning, EK2 og ACI	17
3.13	Last-Rotasjonskurve for dekker med varierende armeringsgrad [2]	17
3.14	Quadrilinear og bilinear sammenheng mellom moment og kurvatur [2]	18
3.15	Definisjoner av grunnleggende avstander og retninger [2]	19
3.16	Sammenligning av beregninger basert på bruddkriterium fra Ligning (3.2) og last-rotasjonskurver fra Ligning (3.15) og (3.24) mot forsøk [2]	24
3.17	Definisjoner av geometriske mål for PG-3 og PG-10 [2]	25
3.18	Sammenligninger av forsøkene PG-3 og PG-10 mot beregninger [2]	26
3.19	Sammenligning av beregnede kapasiteter mot bruddkriterium	26
3.20	Sammenligning av forskjellige effektive høyder og armeringsandeler [2]	27
3.21	Sammenligning av bruddkriterie mot last-rotasjonsligninger [2]	29
3.22	Sammenligning av Ligning (3.15) og (3.29) mot Ligning (3.2) [2]	30
3.23	Sammenligning av ACI og EK2 mot Ligning (3.2) [2]	30
3.24	Illustrasjon av dimensjoneringsprinsipp [2]	31
3.25	Illustrasjon av linjebruk i Figur 3.26, 3.27 og 3.28 [2]	32
3.26	Sammenligning med hensyn på armering og kontrollsnitt [2]	32
3.27	Sammenligning med hensyn på d og f_{ck} [2]	33
3.28	Sammenligning med hensyn på f_{yd} og r_s/d [2]	33

3.29	Sammenligning av EK2, ACI og faktisk oppførsel med hensyn på skjærarmereingsbidrag og betongbidrag [7]	35
3.30	Opptredende krefter i skjærarmering og betongbidrag [7]	36
3.31	Bidrag fra betong og armering til gjennomlokkingskapasitet [7]	36
3.32	Faktisk geometri og geometri for beregningsmodell [7]	37
3.33	Definisjoner av vinkler og avstander [7]	37
3.34	Illustrasjon av gjennomlokkingsbrudd utenfor skjærarmering [7]	39
3.35	Definisjon av d_v og kontrollsnitt $b_{0,out}$ [8]	39
3.36	Illustrasjon av trykkkomponenter og typer riss [7]	40
3.37	Definisjon av basis kontrollsnitt [9]	44
3.38	Definisjon av basis kontrollsnitt for vegger og lange søyler	44
3.39	Reduksjon av kontrollsnitt ved innstøpte rør [9]	45
3.40	Reduksjon av kontrollsnitt ved utsparinger	45
3.41	Reduksjon av kontrollsnitt ved høy søylebredde [9]	45
3.42	Definisjon av b_s [9]	46
3.43	Form og plassering av integritetsarmering [9]	47
3.44	Illustrasjon av armering som inngår i beregninger [9]	48
3.45	Maksimum effektiv avstand mellom skjærarmeringer [9]	49
3.46	Minimumsavstander i radiell retning etter MC2010 [9]	51
3.47	Minimumsavstander i tangentiell retning etter MC2010 [9]	51
4.1	Illustrasjon av kontrollsnitt for kantsøyle etter MC2010 [mm]	61
4.2	Illustrasjon av kontrollsnitt for hjørnesøyle etter MC2010 [mm]	66
4.3	Illustrasjon av armeringsplassering etter MC2010, Eksempel 4 [mm]	72
4.4	Illustrasjon av armeringsplassering etter EK2, Eksempel 4 [mm]	74
4.5	Elementer med henholdsvis m_{xx} og m_{yy} større enn null	77
4.6	Summert moment for elementer nær søylen i x-retning	78
4.7	Summert moment for elementer nær søylen i y-retning	79
5.1	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, indre søyle	83
5.2	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, indre søyle	84
5.3	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, kantsøyle	85
5.4	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, kantsøyle	86
5.5	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle	87
5.6	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, hjørnesøyle	87
5.7	Grafisk løsning av andregradsligning for indre søyle	89
5.8	Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle	90
5.9	Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, indre søyle	91
5.10	Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, kantsøyle	92
5.11	Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle	93
5.12	Kapasitetssammenligning m.h.p f_{ck} , $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle	94
5.13	Kapasitetssammenligning m.h.p f_{ck} , $M_x = M_y = 40$ kNm (spesifisert for LoA2), hjørnesøyle	95
5.14	Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle	96
5.15	Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle	96
5.16	Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle	97
5.17	Kapasitetssammenligning m.h.p M_{Rd} , $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle	98
5.18	Kapasitetssammenligning m.h.p M_{Rd} , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle	99
5.19	Kapasitetssammenligning m.h.p A_s , $M_x = M_y = 40$ kNm, indre søyle	101

5.20	Kapasitetssammenligning m.h.p A_s , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle	102
5.21	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, indre søyle	103
5.22	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, indre søyle	103
5.23	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, kantsøyle	104
5.24	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, Kantsøyle	104
5.25	Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle	105
5.26	Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, hjørnesøyle	105
6.1	Definisjon av geometri for momentstudie [mm]	107
6.2	Dianamodell	108
6.3	Contourplot av deformasjoner	110
6.4	Variasjon av m_{xx} parallelt med y-aksen i senter av platen	110
6.5	Aksiallast, Indre søyle	112
6.6	Moment i lokal z-retning, Indre søyle	113
6.7	Søylenummerering kantsøyler	113
6.8	Aksiallast, Kantsøyle 2	114
6.9	Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 2	114
6.10	Aksiallast, Kantsøyle 3	115
6.11	Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 3	116
6.12	Aksiallast, Kantsøyle 4	116
6.13	Moment i lokal y-retning, Kantsøyle 4	117
6.14	Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 4	117
6.15	Søylenummerering hjørnesøyler	118
6.16	Aksiallast, Hjørnesøyle 5	118
6.17	Moment i lokal y-retning, Hjørnesøyle 5	119
6.18	Moment i lokal z-retning, Hjørnesøyle 5	119
6.19	Aksiallast, Hjørnesøyle 6	120
6.20	Moment i lokal y-retning, Hjørnesøyle 6	121
6.21	Moment i lokal z-retning, Hjørnesøyle 6	121
6.22	Kapasitetkontroll, Indre søyle, $M_z = 0$ kNm, Lik spennvidde	123
6.23	Kapasitetkontroll, Indre søyle, $M_z = 0$ kNm, Ulik spennvidde	123
6.24	Kapasitetkontroll, Kantsøyle 2, $M_z = 0$ kNm, Lik spennvidde	125
6.25	Kapasitetkontroll, Kantsøyle 2, $M_z = 0$ kNm, Ulik spennvidde	125
6.26	Kapasitetkontroll, Kantsøyle 4, $M_z = M_y$, Lik spennvidde	126
6.27	Kapasitetkontroll, Kantsøyle 4, $M_z = M_y$, Ulik spennvidde	127
6.28	Kapasitetkontroll, Hjørnesøyle 4, $M_z = M_y$, Lik spennvidde	128
6.29	Kapasitetkontroll, Hjørnesøyle 4, $M_z = M_y$, Ulik spennvidde	128

Tabeller

3.1	Geometriske mål og materialparametere for PG-3 og PG-10 [2]	25
3.2	Maksimal diameter til skjærarmering ved gitt d	50
4.1	Parameterverdier for Eksempel 1	54
4.2	Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 1	58
4.3	Parameterverdier for Eksempel 2	60
4.4	Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 2	65
4.5	Parameterverdier for Eksempel 3	65
4.6	Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 3	68
4.7	Parameterverdier for Eksempel 4	69
4.8	Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 4	75
5.1	Faste verdier for parameterstudie, konstruksjoner uten skjærarmering	82
5.2	Faste verdier for parameterstudie, konstruksjoner med skjærarmering	100
6.1	Geometriske valg for momentstudie	108
6.2	Lasttilfeller for momentstudie	109

Kapittel 1

Innledning

I dag bygges det i Norge mange store bygg med betongsøyler og plasstøpte dekker som etasjeskiller. Når arkitekter spiller en større rolle i utformingen av bygget er tendensen at dekkene skal være så tynne som mulig og søylene så slanke som mulig. Det skal heller ikke benyttes noen form for synlig forsterkning i toppen av søylen i form av utvidet søylediameter eller vouter. Dette har ført til at gjennomlokking har blitt en mer aktuell problematikk. Gjennomlokking oppstår når dekket ikke lenger har tilstrekkelig skjærkapasitet til å ta opp skjærkreftene som kommer fra den konsentrerte punktlasten i søylen. Dersom det ikke finnes nok kapasitet kan skjærarmering være en løsning som tilfredsstillende kravene til kapasitet og estetikk.

For å dimensjonere betongkonstruksjoner skal “Eurokode 2 - Dimensjonering av betongkonstruksjoner” benyttes på alle konstruksjoner fra 1. mars 2011. Denne standarden dekker også dimensjonering mot gjennomlokking og baserer seg på et dokument kalt “Model Code 90”. Praktisk bruk av standarden, samt tidligere masteroppgaver, har påvist at regelverket som omhandler gjennomlokking er mangelfullt. Regelverket er delt i en forenklet og en mer avansert metode hvor tanken er at den forenklete metoden skal være konservativ. Det finnes dokumentasjon på at den forenklete metoden ikke alltid er konservativ og at begge metodene kan gi urealistiske kapasiteter.

For å forbedre regelverket er det igangsatt arbeid med en ny versjon av Eurokode 2 på temaet gjennomlokking som skal kulminere i dokumentet “Model Code 2010”. I mars 2010 kom “First complete draft” av Model Code 2010 og endelig versjon er planlagt å publiseres i juni 2012. Forskjellen mellom “First complete draft” og “Final draft” er stort sett sikkerhetsfaktorer og mindre rettelser. Et viktig hovedprinsipp bak “Model Code 2010” er at den skal basere seg på mekaniske modeller og prøve å unngå mange av de urealistiske kapasitetsberegningene man kan få i Eurokode 2.

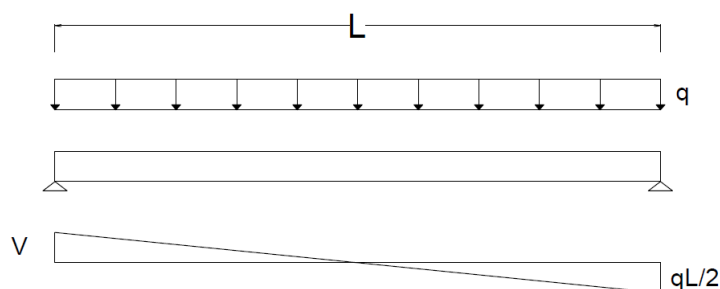
Innledningsvis vil det presenteres teori for riss og skjær, samt et teorigrunnlag med bakgrunnen for “Model Code 2010”. Det vil utføres eksempelberginger etter “Model Code 2010” som sammenlignes med Eurokode 2, samt sett på hvordan forskjellige parametere påvirker regelverkene i en parameterstudie. Til slutt vil det vurderes hvilke kombinasjoner av momenter og aksiallaste som oppstår i faktiske konstruksjoner og dette sammenlignes med beregnede kapasiteter.

Kapittel 2

Teorigrunnlag skjær og riss

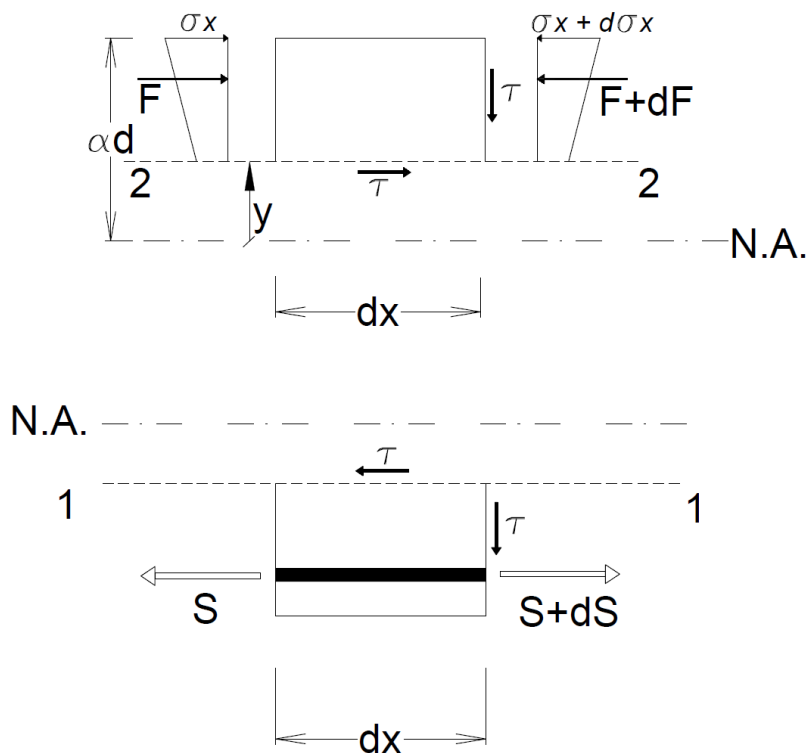
2.1 Skjærteori

Gjennomløkking er et teoretisk avansert 3D-problem og før problematikken presenteres vil det her bli presentert grunnleggende teori bak skjær og riss i 2D. Teorigrunnlaget blir presentert med grunnlag i en enkel fritt opplag bjelke med jevnt fordelt last og armering kun i underkant. Beregningsmodellen er sammen med skjærkraftdiagrammet for bjelken vist i Figur 2.1. [1]



Figur 2.1: Beregningsmodell og skjærkraftdiagram for bjelken

Et av hovedproblemene ved skjær i betong er at det er et inhomogent materiale hvor strekkfastheten er rundt 10% av trykkfastheten. Matematisk blir dette ofte løst ved at betongen modelleres uten strekkfasthet. Når betongen modelleres uten mulighet for å ta opp strekk vil all strekk bli tatt opp av lengdearmeringen og beregningsmodellen for en fritt opplagt bjelke blir som vist i Figur 2.2. [1]



Figur 2.2: Horisontalsnitt av henholdsvis øvre og nedre del av bjelken

Ved å gjennomføre en horisontal likevekt under snitt 1-1 i Figur 2.2 finnes Ligning (2.1). Ved å isolere τ finnes Ligning (2.2). S opererer på begge sider og kanselleres. [1]

$$\tau \cdot b \cdot dx = dS = \frac{dM}{z} \quad (2.1)$$

$$\tau = \frac{dM}{dx \cdot z \cdot b} = \frac{V}{z \cdot b} \quad (2.2)$$

Verdien av τ er uavhengig av hvilket snitt under N.A som betraktes og har derfor en konstant verdi.

Ved å ta horisontal likevekt av bidragene over snitt 2-2 i Figur 2.2 fås Ligning (2.3). F opererer på begge sider og blir derfor kansellert. Uttrykket for dF er gitt i Ligning (2.4). [1]

$$\tau \cdot b \cdot dx = dF \quad (2.3)$$

$$dF = \int_{A_2} d\sigma dA = \int_{A_2} \frac{dM}{I_c} \cdot y dA = \frac{dM}{I_c} \int_{A_2} y dA \quad (2.4)$$

I Ligning (2.4) er A_2 arealet av trykksonen som ligger over snitt 2-2, I_c arealtreghetsmomentet av opprisset tverrsnitt med armering og $\int_{A_2} y dA$ er det samme som det statiske momentet, S_M . Ved å sette inn for det statiske momentet og isolere τ fås Ligning (2.5). [1]

$$\tau = \frac{dM \cdot S_M}{dx \cdot I_c \cdot b} = \frac{V \cdot S_M}{I_c \cdot b} \quad (2.5)$$

Ved innføre y_{st} som avstanden fra N.A. til tyngdepunktet i arealet A_2 kan det statiske momentet uttrykkes som i Ligning (2.6).

$$S_M = \int_{A_2} y \, dA = y_{st} \cdot A_2 \quad (2.6)$$

Ved en geometrisk betraktning av Figur 2.2 kan y_{st} uttrykkes som i Ligning (2.7) og A_2 som i Ligning (2.8). [1]

$$y_{st} = y + \frac{\alpha d - y}{2} = \frac{1}{2}(\alpha d + y) \quad (2.7)$$

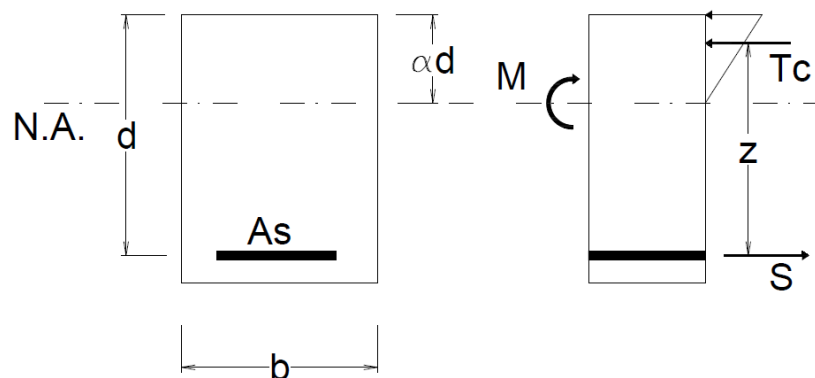
$$A_2 = b(\alpha d - y) \quad (2.8)$$

Ligning (2.7) og (2.8) innsatt i (2.6) gir uttrykket for S_M i Ligning (2.9). Ved å sette dette uttrykket for S_M inn i Ligning (2.5) finnes det endelige uttrykket for skjærspenningen i et gitt snitt, uttrykt ved τ i Ligning (2.10). [1]

$$S_M = \frac{1}{2}(\alpha d + y)(\alpha d - y)b = \frac{1}{2}(\alpha^2 d^2 - y^2)b \quad (2.9)$$

$$\tau = \frac{V}{I_c} \cdot \frac{1}{2}(\alpha^2 d^2 - y^2) \quad (2.10)$$

Figur 2.3 viser geometrien til bjelken fra siden og i snitt, ved bruk av dette kan et uttrykk for arealtreghetsmomentet finnes. Det forutsettes lineær-elastisk materialoppførsel og ingen strekkfasthet i opprisset tilstand. [1]



Figur 2.3: Illustrasjon av bjelken, henholdsvis i snitt og fra siden

Fasthetslæren gir uttrykket for σ_c vist i Ligning (2.11). Videre tas det en momentlikevekt av kreftene i Figur 2.3 gitt ved Ligning (2.12) og ved å isolere σ_c finnes et uttrykk for spenningen, vist i Ligning (2.13). Ved å isolere I_c finnes det endelige uttrykket for arealtregningsmomentet i Ligning (2.14). [1]

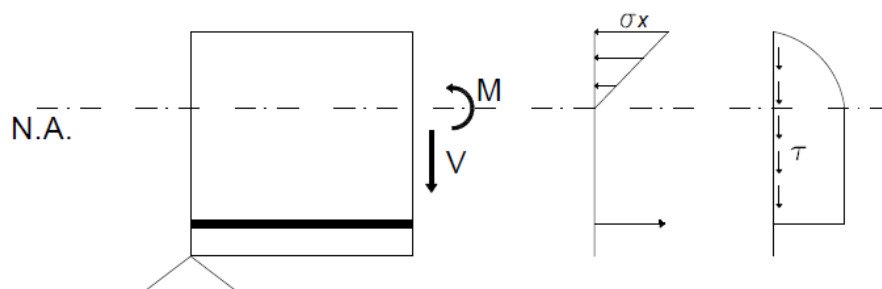
$$\sigma_c = \frac{M}{I_c} \cdot \alpha d \quad (2.11)$$

$$M = T_c \cdot z = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c b \alpha d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \quad (2.12)$$

$$\sigma_c = \frac{\frac{1}{2} \sigma_c \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b d^2}{I_c} \alpha d \quad (2.13)$$

$$I_c = \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} b d^3\right) \quad (2.14)$$

Det kontrolleres at skjærspenningen ved nøytralaksen er den samme som den konstante verdien funnet for arealet under nøytralaksen. Endelig trykk, strekk og skjærspenning over tverrsnittet er vist i Figur 2.4. [1]

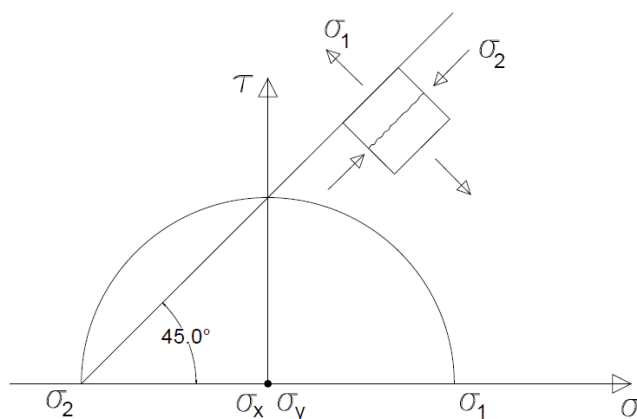


Figur 2.4: Endelig trykk-, strekk- og skjærspenningsfordeling

2.2 Riss

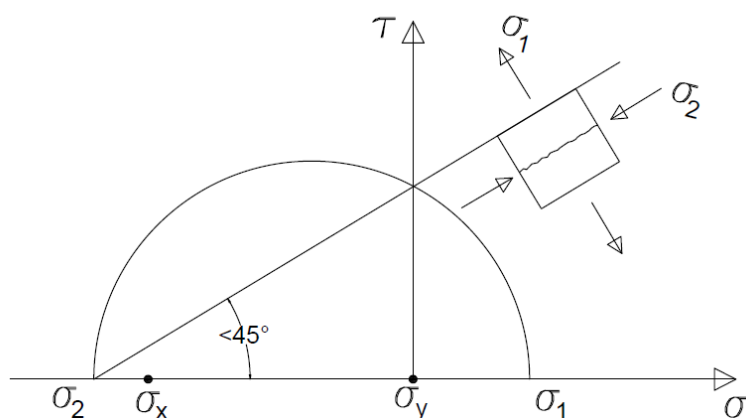
En vanlig måte å modellere riss i betong på er å anta at betongen risser når strekkfastheten er overskredet. Hvilken retning strekkfastheten blir overskredet i er ikke bestemt og første riss vil derfor oppstå normalt på største hovedstrekkspenning. For å finne retningen på største hovedstrekkspenning brukes ofte Mohrs spennings sirkel hvor τ og σ_x inngår for å finne hovedspenningene. Strekkspenninger regnes som positive og trykkspenninger som negative. [1]

Ved å betrakte et element under nøytralaksen vil man ha en spenningstilstand hvor det ikke finnes spenninger i x eller y-retning, altså er $\sigma_x = \sigma_y = 0$. Siden det kun eksisterer skjærspenninger vil største hovedtrekkspenning gi en rissvinkel på 45° . Mohrs spenningssirkel for dette tilfellet er vist i Figur 2.5. [1]



Figur 2.5: Mohrs sirkel for et element i bjelken, under nøytralaksen

Når et element over nøytralaksen betraktes er fortsatt $\sigma_y = 0$, men σ_x er ikke lenger lik null ettersom det nå opptrer trykkkrefter i betongen i tillegg til skjærkreftene. Som Figur 2.6 viser blir nå rissvinkelen mindre enn 45° . Figuren viser også at når σ_x øker vil rissvinkelen reduseres og flate ut inn mot midten av bjelken. [1]



Figur 2.6: Mohrs sirkel for et element i bjelken, over nøytralaksen

I tillegg til skjærriss kan det også oppstå vertikale riss fra bøyemoment når strekkspenningene i underkant av bjelken blir stor og bjelken risser opp. Riss fra bøyemoment er ikke relevant for temaet gjennomlokking og vil derfor ikke bli videre diskutert. [1]

Kapittel 3

Gjennomlokking i Model Code 2010

I arbeidet med å utvikle nye retningslinjer for temaet gjennomlokking i Eurokode 2 er det utarbeidet en ny Model Code ved navn Model Code 2010. Det vil i denne oppgaven kun bli lagt vekt på “Model Code 2010 - First complete draft - Volume 1 & 2”, alle eventuelle utgivelser etter denne er ikke vurdert. Model Code 2010 blir heretter referert til som MC2010.

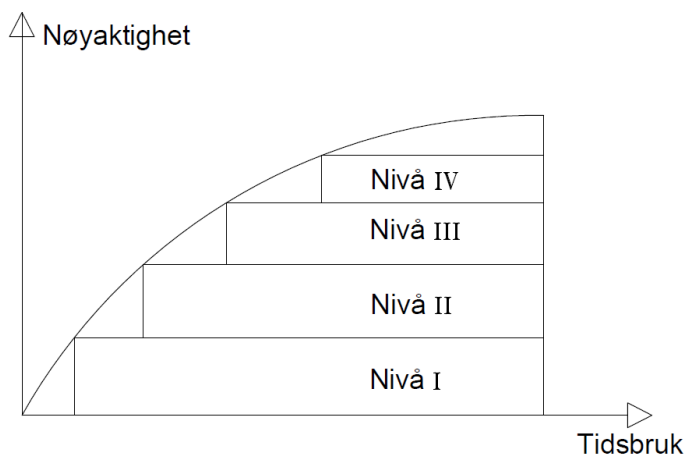
Kapasiteten til dekkekonstruksjoner støttet opp av søyler bestemmes ofte av gjennomlokking. Gjennomlokkingsbrudd er ofte sprøe brudd som kan føre til en global kollaps av en konstruksjon. Problematikken er veldig aktuelt og det har vært gjennomført mye eksperimentell og teoretisk forskning på området siden 1950-tallet. Det har blitt utviklet flere metoder for å beregne kapasiteten som kan finnes i litteraturen. Metodene er enten empiriske og basert på forsøk, eller mekaniske med grunnlag i en teoretisk beregningsmodell. [2]

Gjennomlokking er teoretisk avansert og det finnes forskjellige beregningsmodeller for problematikken. Det vil ikke presenteres generell teori utover teori for skjær og riss i Kapittel 2, men teorien bak modellen til MC2010 vil bli grundig presentert.

Mekaniske modeller foretrekkes ofte siden det gir en fysisk forståelse av problematikken, mens empiriske modeller er nødvendige hvis det ikke kan utvikles mekaniske modeller som er enkle nok i bruk. Innenfor området gjennomlokking bygger den gjeldende amerikanske standarden, ACI 318-05 (2008), og den gjeldende europeiske standarden, Eurokode 2 (2004), begge på empiriske modeller. Eurokode 2 er basert på Model Code 90 som bygger på en empirisk modell. Den Amerikanske standarden blir heretter referert til som ACI og Eurokode 2 som EK2. MC2010 har store endringer fra Model Code 90 i form av at den bygger på en mekanisk modell som baserer seg på Critical Shear Crack Theory (CSCT). Denne modellen kan brukes både for skjær og gjennomlokking og kan vises å være både enkel i bruk og gi nøyaktige resultater. [2]

Grunnprinsippene i CSCT ble først introdusert i det Sveitsiske regelverket for betongkonstruksjoner og ble brukt for dimensjonering av dekker uten skjærarmering. Teorien har de siste årene blitt videreutviklet og gir nå gode resultater for dekker med skjærarmering, gjennomlokking i brodekker, gjennomlokking med usymmetrisk last og dekker med forspenning. [2]

Siden modellen er en mekanisk modell kan det lages beregningsmodeller på flere nivåer etter hvor nøyaktig det er nødvendig å tilnærme kapasiteten til konstruksjonen. MC2010 er delt opp i 4 nivåer og prinsippet er vist i Figur 3.1. [2]

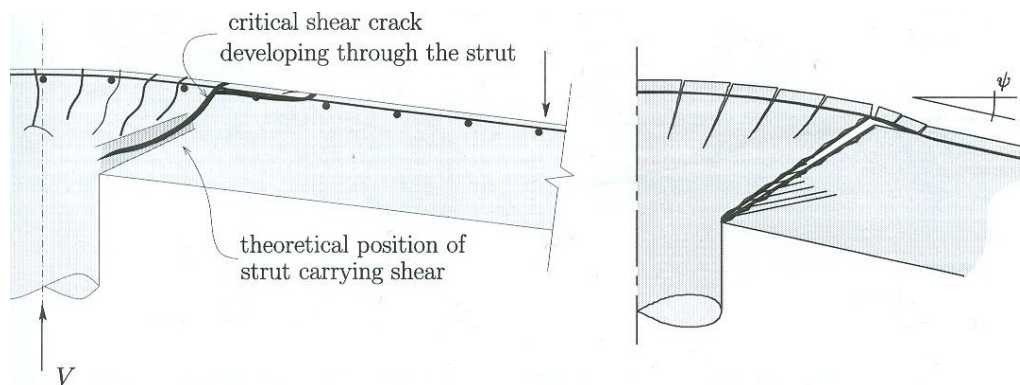


Figur 3.1: Illustrasjon av prinsippet med flere nivå for nøyaktighet [3]

Ved bruk av flere nivåer kan man bruke en sikker og enkel metode ved dimensjonering av nye konstruksjoner, mens ved eksisterende konstruksjoner kan man bruke mer tid på analysen som gir bedre nøyaktighet og kan føre til at man slipper dyre forsterkninger/oppgraderinger av konstruksjonen. Det kan også være nødvendig å benytte beregningsmetoder på et høyere nivå ved dimensjonering av mer komplekse konstruksjoner. [2]

3.1 Critical Shear Crack Theory (CSCT)

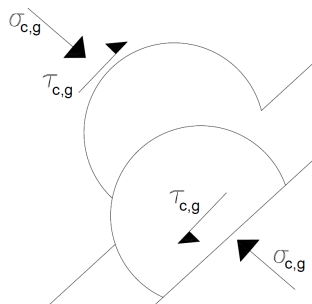
Skjær i betong uten skjærarmering bæres av trykk- og strekkkomponenter som danner et fagverk. Critical Shear Crack Theory er basert på antakelsen om at skjærkapasiteten i dekker uten skjærarmering bestemmes av bredden og ruheten i et kritisk riss som utvikles igjennom “trykkstaven” nærmest opplegg, se Figur 3.2. [3]



Figur 3.2: Dannelse av kritisk riss [3]

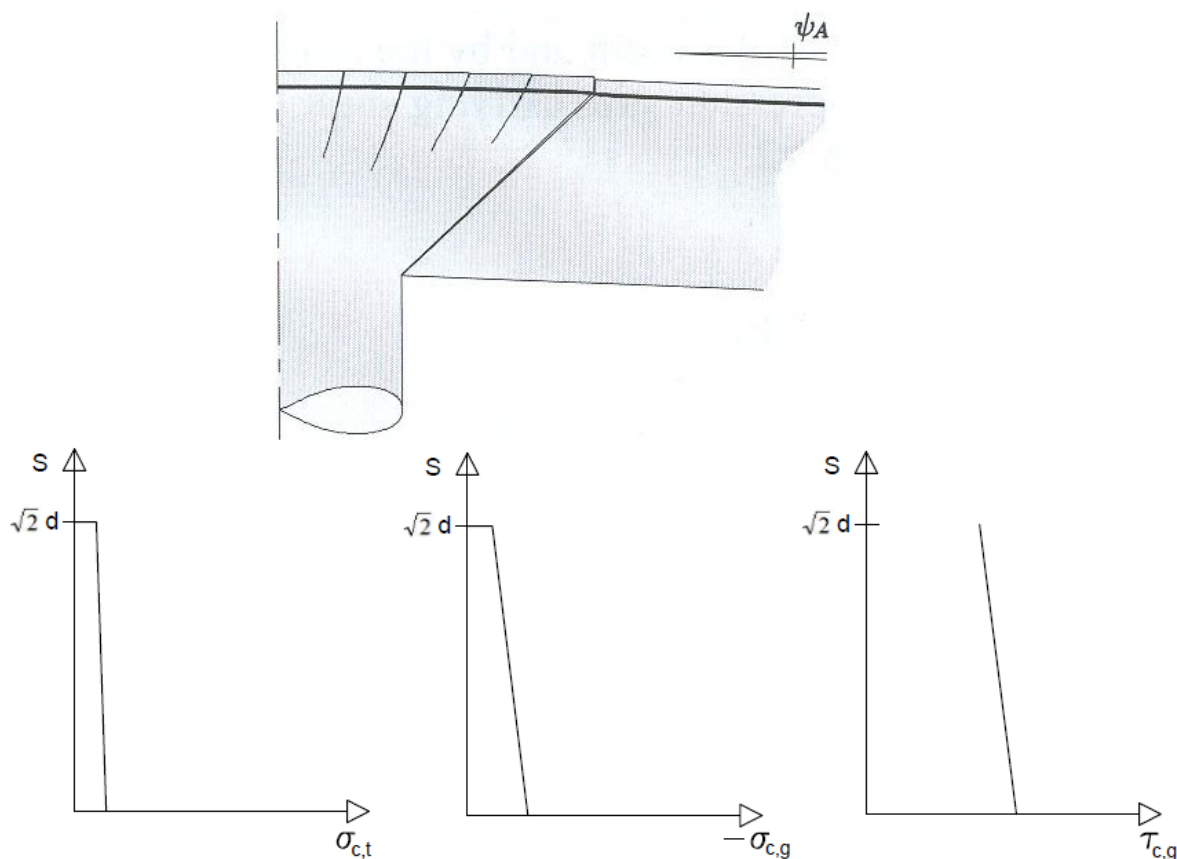
Ved å anta at et kritisk riss dannes som i Figur 3.2 kan en beregningsmodell settes opp. I tillegg til strekkfasthet i betongen vil også skjærkrefter spille inn. Skjærkrefter oppstår siden betongen er ru og større tilslag i betongen vil stikke ut selv om riss har oppstått, dette kalles “aggregate interlock”. MC2010 ignorerer kraften i strekkarmeringen siden avskalling vil inntre under dannelsen av risset og kapasiteten i armeringen er som følge av miljøeffekter ukjent. “Aggregate interlock” er illustrert i Figur 3.3 hvor $\tau_{c,g}$ er skjærspenningene og $\sigma_{c,g}$

er trykkspenninger mot tilslaget. Kapasiteten kan nå finnes ved å integrere spenningene fra “aggregate interlock” og strekkspenningene i betongen over risset. [3]

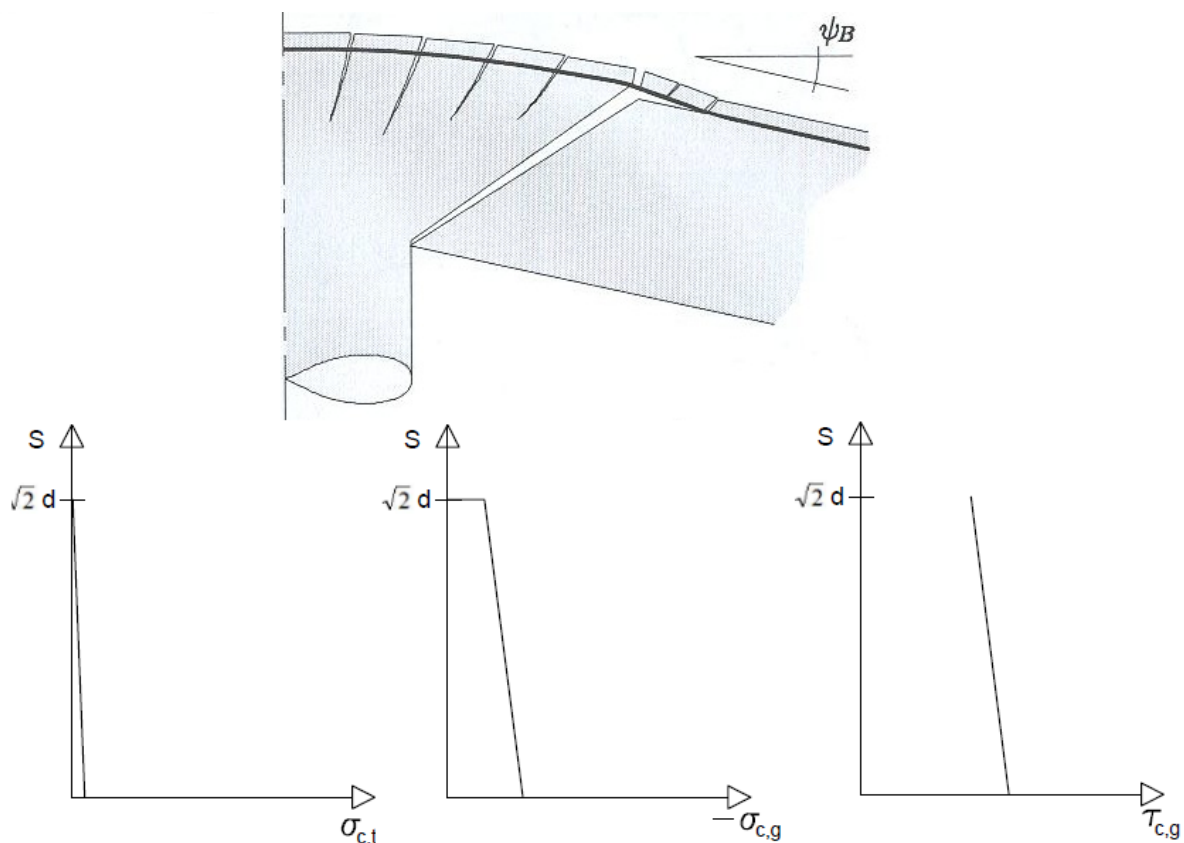


Figur 3.3: Illustrasjon av aggregate interlock

Det kan vises at bidraget fra strekkspenningene kun har betydning ved mindre rotasjoner, noe som i og for seg er logisk ettersom større rotasjoner betyr større riss og en mindre del av betongen vil ta opp strekkspenninger. Figurene 3.4 og 3.5 viser betydningen av strekkspenninger i betongen, $\sigma_{c,t}$, trykkspenninger, $\sigma_{c,g}$, og skjærspenninger, $\tau_{c,g}$, fra “aggregate interlock” for en liten vinkel, ψ_A , og en større vinkel, ψ_B . Spenningene er vist over lengden til risset og har derfor en total lengde på $\sqrt{2} d$ ved en rissvinkel på 45° . [3]

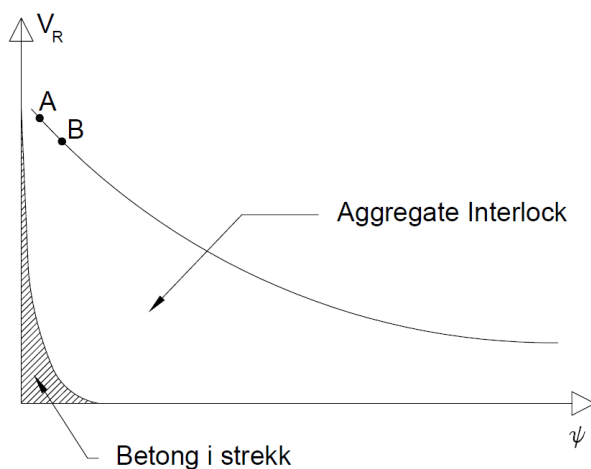


Figur 3.4: Krefter over riss ved vinkel ψ_A [3]



Figur 3.5: Krefter over riss ved vinkel ψ_B [3]

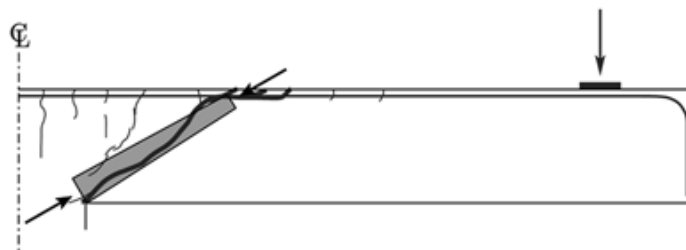
Figurene 3.4 og 3.5 har ikke nøyaktige tallverdier, men viser hovedprinsippet i teorien. Det vises klart at ved en større vinkel tas det opp vesentlig mindre strekkspenninger i betongen og kun den nederste delen av risset tar strekkspenninger av betydning. Virkningen av strekkspenninger og spenninger fra "aggregate interlock" på kapasiteten, V_R , vises for flere vinkler i Figur 3.6. Punktene A og B viser til vinklene ψ_A og ψ_B fra Figur 3.4 og 3.5. Det kommer tydelig frem at strekkspenninger kun er relevante for mindre vinkler. [3]



Figur 3.6: Omtrentlige størrelser på strekkspenninger og krefter fra aggregate interlock for flere vinkler

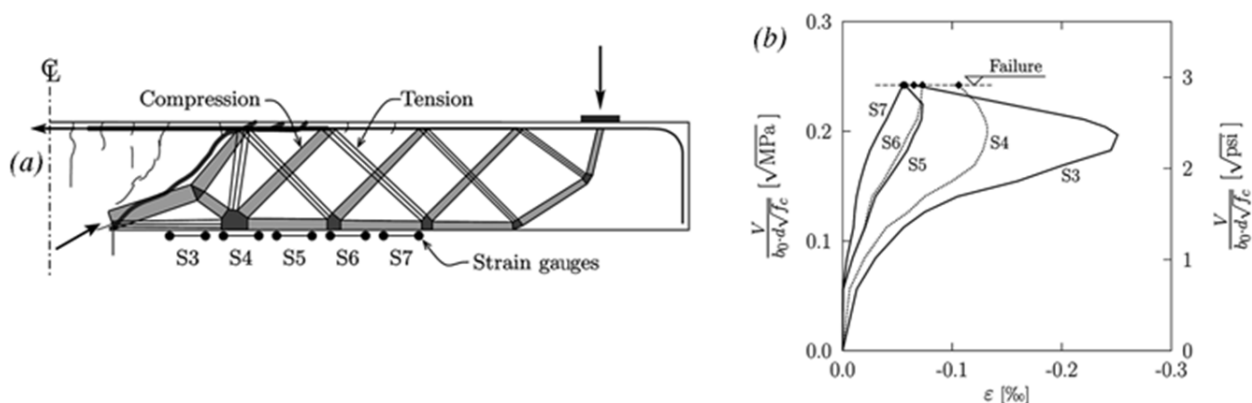
3.2 Bruddkriterie basert på CSCT

Som vist i Figur 3.6 reduseres gjennomløkkingskapasiteten med vinkelen ψ . Dette forklares med at det utvikles et kritisk riss igjennom trykkkomponenten som bærer skjærkraften inn til søylen, vist i Figur 3.7. [2]



Figur 3.7: Illustrasjon av kritisk riss og trykkkomponent [2]

Teorien med kritisk riss understøttes av flere kilder i litteraturen. Det har blitt vist i forsøk at den radiale trykktøyningen i bunnen av dekket nær søylen oppnår en maksimumstøyning ved et gitt lastnivå før tøyningen reduseres, som vist i Figur 3.8. Rett før gjennomløkkingsbrudd kan det observeres strekktøyninger. Dette kan forklares med en albuve-formet trykkkomponent med en horisontal strekkkomponent på grunn av det kritiske risset. [2]

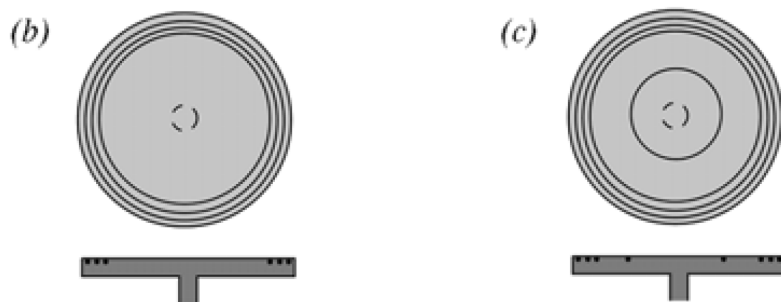


Figur 3.8: Illustrasjon av fagverksmodell og tøyningmålinger i underkant av dekket [2]

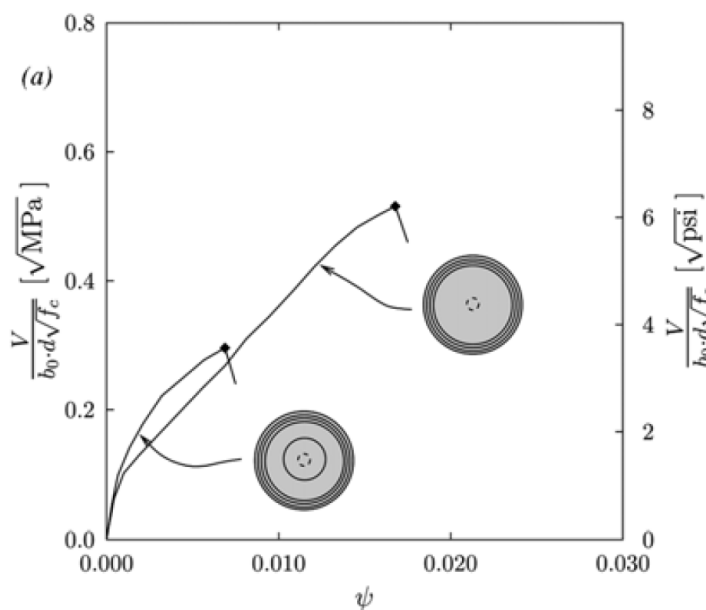
Det har blitt utført forsøk med og uten et ekstra sirkulært armeringsjern plassert i det kritiske snittet for å sammenligne kapasiteten. Forsøket uten ekstra armeringsjern oppnådde en gjennomløkkingskapasitet på 43% mer enn forsøket med det ekstra sirkulære armeringsjernet. Den lavere kapasiteten i forsøket med ekstra armeringsjern kan forklares ved at det ekstra armeringsjernet initierer et riss i det kritiske snittet som fører til lavere kapasitet. I forsøket uten ekstra armering utviklet det seg bare radiale riss og sirkulære riss i det kritiske snittet ble unngått. [2]

Forsøket viser at når det tvinges frem et kritisk riss påvirkes kapasiteten vesentlig. Dette forsterker prinsippet bak CSCT om at størrelsen og ruheten på et kritisk riss bestemmer kapasiteten.

Illustrasjon av armeringsplassering og forsøksresultatene er presentert i Figur 3.10.



Figur 3.9: Armeringsplassering for forsøk med og uten ekstra sirkulært armeringsjern [2]



Figur 3.10: Resultat for forsøkene med og uten ekstra sirkulært armeringsjern [2]

Åpningen av et riss kritisk riss reduserer kapasiteten til trykkkomponenten som fører skjærkreftene inn til søylen. Ved økt belastning fører dette til gjennomløkkingsbrudd. Skjærspenningskapasiteten til betong antas å avhenge av roten til trykkfastheten [4]. Critical Shear Crack Theory antar en sammenheng som gitt i Ligning 3.1. [5]

$$\frac{V_R}{b \cdot d} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (3.1)$$

Rissvidden, w , antas å være proporsjonal med produktet av $\psi \cdot d$. Skjærkreftene som kan overføres avhenger i tillegg til rissvidden også av ruheten til risset, som igjen avhenger av størrelsen på tilslaget. For å ta hensyn til ruheten innføres faktoren d_g , maksimal tilslagsstørrelse. Det innføres også en referansestørrelse d_{g0} som velges lik 16 mm. Disse antakelsene kombineres i et delvis empirisk bruddkriterie som i 2003 ble formulert som i Ligning (3.2).

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f'_c}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3.2)$$

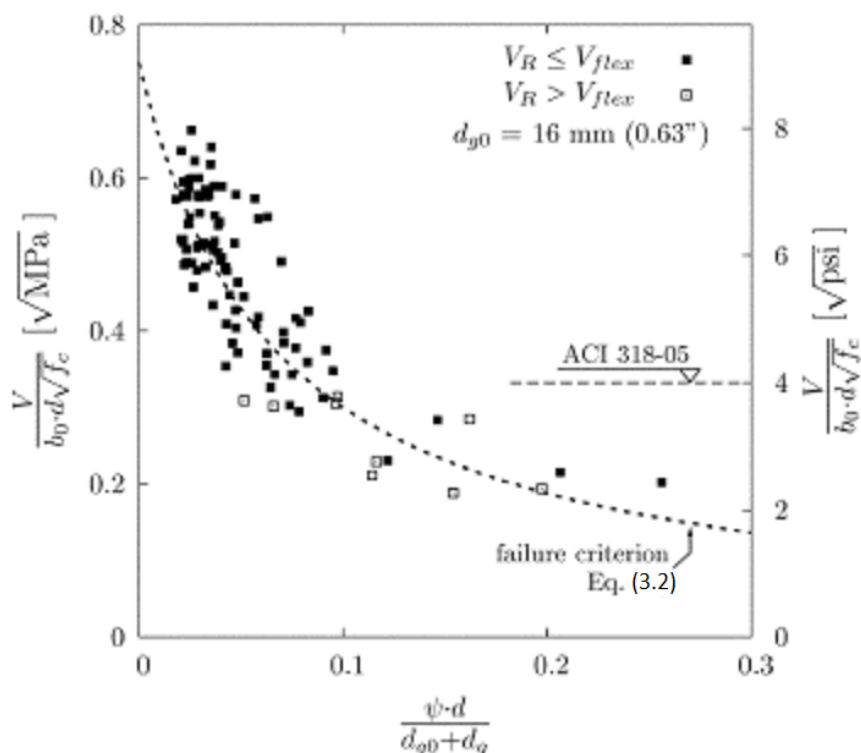
3.2.1 Sammenligning av bruddkriterie

For å kunne vurdere gyldigheten til bruddkriteriet i Ligning (3.2) sammenlignes det i Figur 3.11 mot 99 forskjellige forsøk, hentet fra litteraturen. For utfyllende informasjon om forsøkene henvises det til kildegrunnet til MC2010 [2]. Begge aksene i figuren er normalisert for å kunne sammenligne forsøk med variabel geometri og materialparametere. Det er også vist den konstante kapasiteten mot gjennomløkking gitt av ACI som er i overkant konservativ ved lave effektive høyder og ikke-konservativ ved økende verdier av ψ . [2]

Grunnen til at ACI er ikke-konservativ ved høyere vinkler er etter all sannsynlighet at den ikke tar hensyn til “size effect”. Bruddkriteriet som er foreslått viser god korrelasjon med forsøkene og etter normaliseringen av aksene vises en relativt lav spredning av forsøksresultatene rundt kriteriet. [2]

Figur 3.11 skiller også mellom gjennomløkkingsbrudd og bøyingsbrudd i dekket, markert som henholdsvis svarte og hvite firkanter. Bøyingsbrudd oppstår stort sett for høye vinkler, mens gjennomløkkingsbrudd dominerer for brudd ved lave vinkler.

Etttersom bruddkriteriet som er funnet er basert på en del empiri er det også forventet at det skal stemme godt overens med forsøk.



Figur 3.11: Sammenligning av bruddkriterie og utførte forsøk [2]

I EK2 er det gjort et forsøk på å ta hensyn til "size effect" ved å innføre en faktor ξ , gitt i Ligning (3.3). Kapasiteten avhenger også av trykkfastheten til betong f_c , armeringsforholdet ρ_l , kontrollsnittet b_0 , effektiv tverrsnittshøyde d og faktorene 0.18 og 100. Uttrykket er gitt i Ligning (3.4). Ligning (3.3) og (3.4) er unummererte i EK2 og angitt i EK2 6.4.4(1). [6]

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2.0 \quad (3.3)$$

$$V_R = 0.18b_0d\xi(100\rho_l f'_c)^{1/3} \quad (3.4)$$

Til sammenligning er uttrykket for gjennomlokkingskapasiteten i ACI gitt i Ligning (3.5). [2]

$$V_R = \frac{1}{3}b_0d\sqrt{f'_c} \quad (3.5)$$

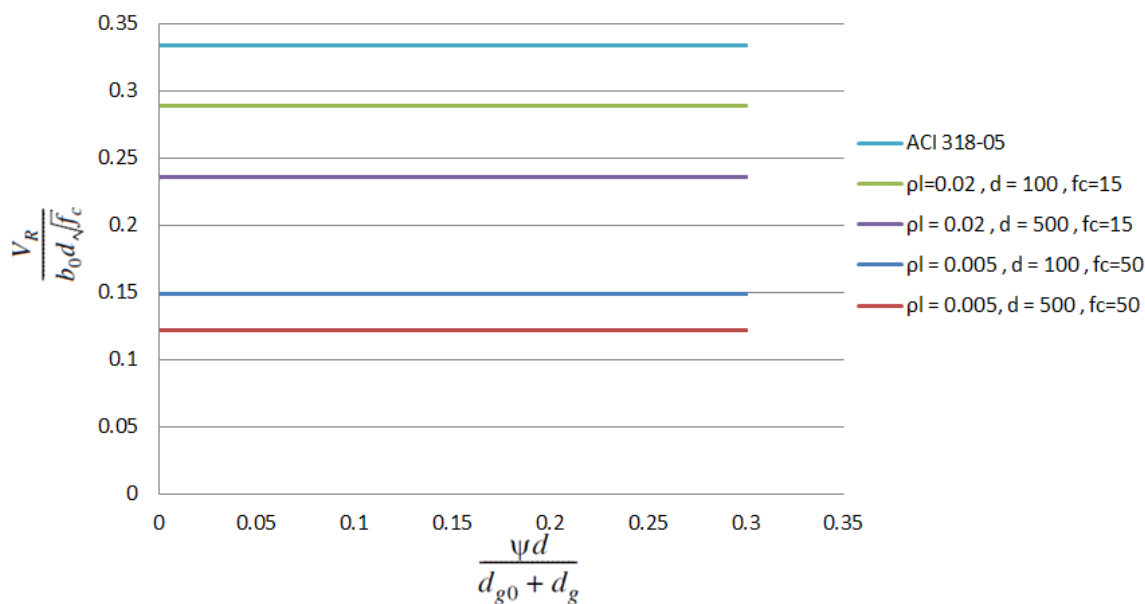
Ligning (3.4) og (3.5) viser at kapasitetsberegningene i EK2 avhenger av flere parametere enn ACI, men heller ikke EK2 avhenger av vinkelen ψ . I Figur 3.11 er kapasiteten uttrykt ved at maksimal skjærkraft divideres på b_0 , d og roten av f'_c , dette passer godt til sammenligning med den amerikanske standarden da alle ledd utenom konstanten forsvinner. For å sammenligne med EK2 må først Ligning (3.4) ordnes ved å isolere $\frac{V_R}{b_0d\sqrt{f'_c}}$, som gir Ligning (3.6).

$$\frac{V_R}{b_0d\sqrt{f'_c}} = 0.18\xi 100^{1/3} \rho_l^{1/3} f'_c^{-1/6} \quad (3.6)$$

Det observeres i Ligning (3.6) at betongens trykkfasthet, f'_c , får en negativ eksponent som betyr at økt fasthet gir redusert normalisert kapasitet mot gjennomlokking. Dette stemmer godt med forsøk funnet i litteraturen [2]. Siden kapasiteten etter EK2 nå avhenger av flere faktorer vil det her bli funnet fornuftige intervaller for verdiene til hver parameter og gjort en sammenligning.

Effektiv tverrsnittshøyde d velges med minimum 100 mm og maksimum 500 mm. Armeringsforholdet ρ_l velges med en nedre grense på 0.5%, som er den laveste brukte verdien i MC2010, og siden EK2 setter en maksimal verdi på 2% velges dette som øvre grense. Når det gjelder betongens strekkfasthet velges en nedre verdi på 15 MPa og en øvre verdi på 50 MPa. Intervallene er ikke begrunnet ytterligere, men det anses heller ikke som nødvendig ettersom målet er å få finne hovedprinsipper heller enn nøyaktige verdier.

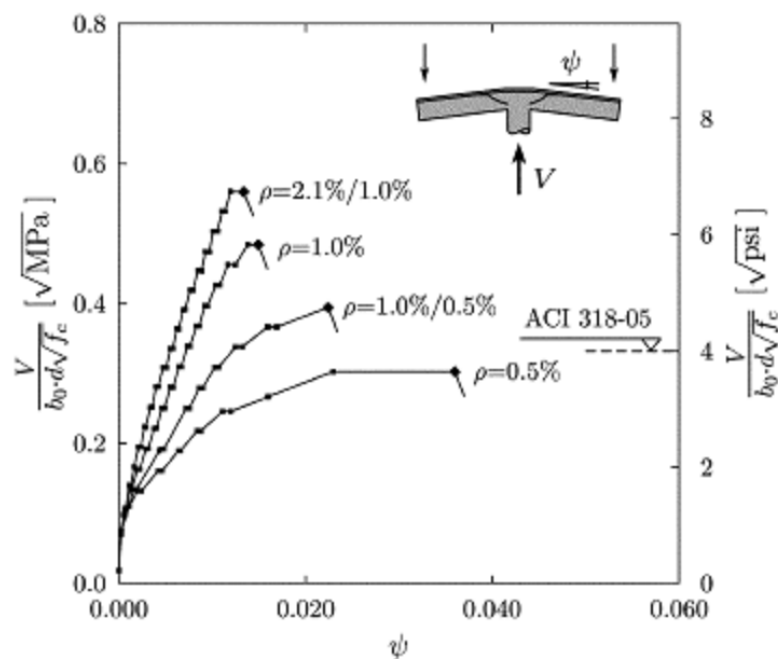
Sammenligningen av utvalgte parametere i EK2 er utført i regneark og resultatet er presentert i Figur 3.12. For full utregning henvises det til regneark i elektronisk vedlegg. I sammenligningen er det også lagt ved verdien for ACI for at den skal kunne sees i sammenheng med Figur 3.11. I og med at alle verdiene beregnet med EK2 gir lavere kapasitet enn ACI kan det tyde på at EK2 stort sett er mer konservativ enn ACI. I noen tilfeller vil den være i overkant konservativ, spesielt ved små vinkler.



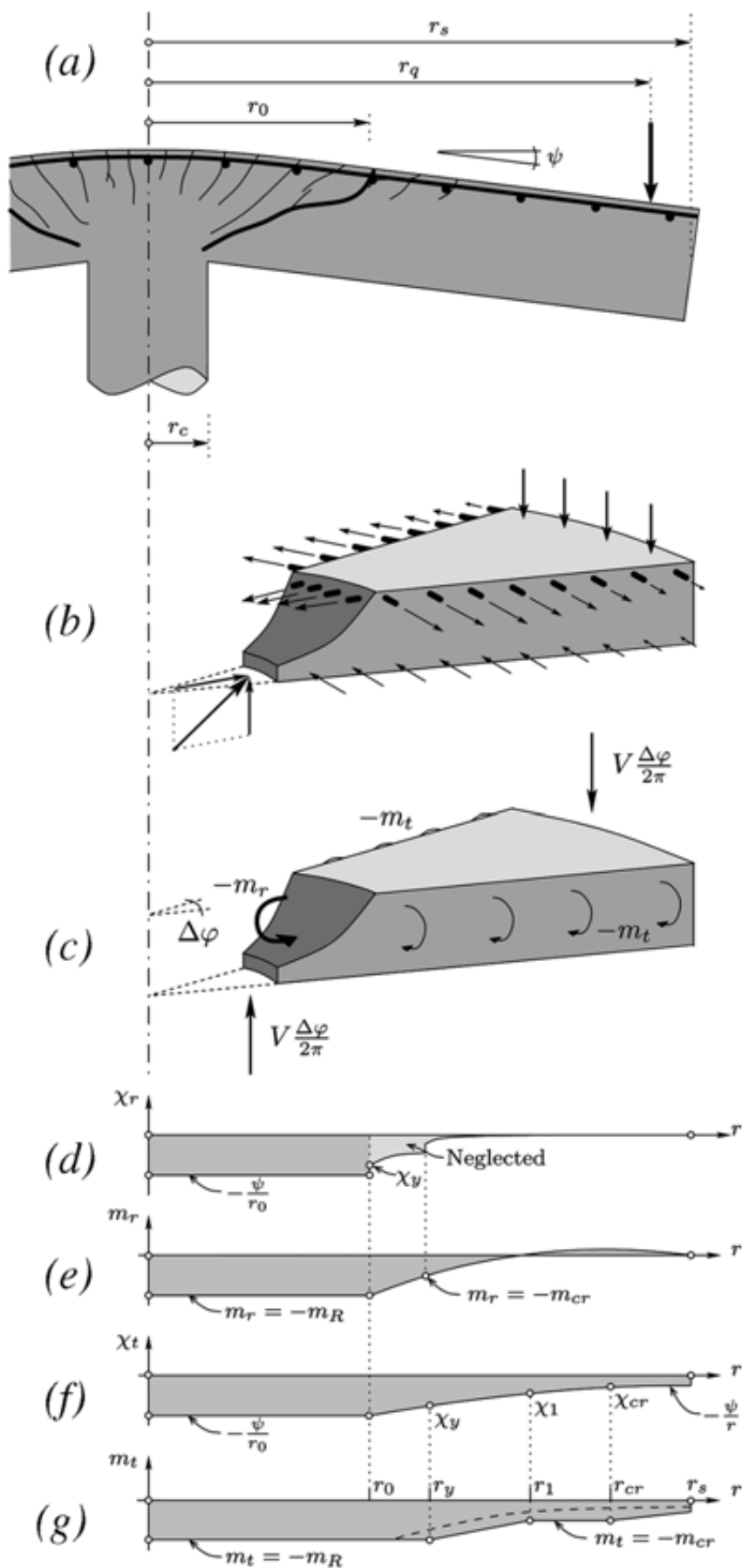
Figur 3.12: Parametersammenligning, EK2 og ACI

3.3 Last-Rotasjonskurve

Ved å sammenligne bruddkriteriet i Figur 3.11 med last-rotasjonskurver for dekker med varierende lengdearmringing i Figur 3.13 kan det konkluderes med at gjennomløkking inntrer i krysningpunktet mellom en last-rotasjonskurve og kurven til bruddkriteriet i Ligning (3.2). [2]



Figur 3.13: Last-Rotasjonskurve for dekker med varierende armeringsgrad [2]



Figur 3.15: Definisjoner av grunnleggende avstander og retninger [2]

3.3.1 Analytisk Quadrilinear

Utleddningen for den analytiske sammenhengen, heretter referert til som analytisk quadrilinear, baseres på at det utføres en momentlikevekt av beregningsmodellen vist i Figur 3.15 c). Dette gir uttrykket i Ligning (3.7), hvor m_r er momentet ved r_0 og m_φ det varierende radiale momentet. Størrelsen på m_φ varierer etter hvilken del som betraktes. Forutsetningene og integreringen blir videre presentert del for del. [2]

$$V \cdot \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \cdot (r_q - r_c) = -m_r \cdot \Delta\varphi \cdot r_0 - \Delta\varphi \int_{r_0}^{r_s} m_\varphi dr \quad (3.7)$$

For å finne et isolert uttrykk for V må integralet i Likevekten gitt av Ligning (3.7) løses. Siden sammenhengen mellom moment og kurvatur er stykkevis lineær kan området deles i 4 deler og integreres separat. Alle momenter og lengder er gitt i Figurene 3.14 og 3.15.

Del 1, r_0 til r_y

I moment-kurvatur sammenhengen antas dette området med et konstant moment lik m_R og integralet blir derfor som i Ligning (3.8).

$$\int_{r_0}^{r_y} m_\varphi dr = \int_{r_0}^{r_y} m_R dr = m_R(r_y - r_0) \quad (3.8)$$

Del 2, r_y til r_1

Sammenhengen mellom moment og kurvatur i dette området antas lineært med stigningstall EI_1 , stivheten for opprisset betong. For å kunne integrere sammenhengen må det gjøres noen antakelser. Det antas at kurvaturen er konstant i hele intervallet, formulert i Ligning (3.9), og at kurvaturen i starten av opprisset område er gitt ved uttrykket i Ligning (3.10). [2]

$$\chi_t = -\frac{\psi}{r} \quad (3.9)$$

$$\chi_1 = \frac{m_{cr}}{EI_1} - \chi_{TS} \quad (3.10)$$

Integralet settes opp med utgangspunkt i Figur 3.14. Løsningen på integralet er gitt i Ligning (3.11).

$$\begin{aligned}
 \int_{r_y}^{r_1} m_R - m_\varphi dr &= \int_{r_y}^{r_1} m_R - EI_1(\chi_1 - \chi_y) dr & (3.11) \\
 &= \int_{r_y}^{r_1} m_R - EI_1\left(\frac{\psi}{r} + \frac{m_R}{EI_1} - \chi_{TS}\right) dr \\
 &= \int_{r_y}^{r_1} EI_1 \frac{\psi}{r} + EI_1 \chi_{TS} dr \\
 &= EI_1 \psi (\ln(r_1) - \ln(r_y)) + EI_1 \chi_{TS} (r_1 - r_y)
 \end{aligned}$$

Del 3, r_1 til r_{cr}

Mellom r_1 og r_{cr} er momentet konstant lik m_{cr} , og det trenger derfor bare å multipliseres med lengden på intervallet som gir uttrykket i Ligning (3.12).

$$\int_{r_1}^{r_{cr}} m_\varphi dr = \int_{r_1}^{r_{cr}} m_{cr} dr = m_{cr} (r_{cr} - r_1) \quad (3.12)$$

Del 4, r_{cr} til r_s

Det siste stykket har lineær moment-kurvatur sammenheng med stigningstall EI_0 , stivheten til uopprisset betong. r_{cr} markerer uopprisset område og kurvaturen i snittet hvor det går over til opprisset sone er derfor lik rissmomentet, m_{cr} , dividert på uopprisset stivhet. Dette er uttrykt i Ligning (3.13). [2]

$$\chi_{cr} = \frac{m_{cr}}{EI_0} \quad (3.13)$$

Integrering over området gir Ligning (3.14).

$$\begin{aligned}
 \int_{r_{cr}}^{r_s} m_{cr} - m_\varphi dr &= \int_{r_{cr}}^{r_s} m_{cr} - EI_0(\chi_{cr} - \chi) dr & (3.14) \\
 &= \int_{r_y}^{r_1} m_{cr} - EI_0\left(\frac{m_{cr}}{EI_0} - \frac{\psi}{r}\right) dr \\
 &= EI_0 \psi (\ln(r_s) - \ln(r_{cr}))
 \end{aligned}$$

Endelig uttrykk for last-rotasjonskurve, analytisk quadrilinear

Ved å isolere V fra den opprinnelige likevekten i Ligning (3.7) og legge sammen de 4 delene i integralet kan nå det endelige uttrykket gis som i Ligning (3.15). For å sørge for at det kun er bidraget fra delen som betraktes som kommer med innføres operatoren $\langle x \rangle$, som returnerer verdien x for alle positive verdier og 0 for alle negative verdier. [2]

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} (-m_r r_0 + m_R \langle r_y - r_0 \rangle + EI_1 \psi \langle \ln(r_1) - \ln(r_y) \rangle + EI_1 \chi_{ts} \langle r_1 - r_y \rangle + m_{cr} \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \psi \langle \ln(r_s) - \ln(r_{cr}) \rangle) \quad (3.15)$$

3.3.2 Analytisk Bilinear

Uttrykket i Ligning (3.15) er tungt å bruke og det er derfor hensiktsmessig å forenkle dette ved bruk av den bilineære moment-kurvatur sammenhengen fra Figur 3.14. Utledningen ligner på utledningen av analytisk quadrilinear og bruker samme notasjon. Ligningen kan deles i tre deler som gjelder for henholdsvis elastisk område ($r_y \leq r_0$), plastisk-elastisk område ($r_0 \leq r_y \leq r_s$) og plastisk område ($r_y = r_s$). [2]

Elastisk område

Utledningen av analytisk quadrilinear ble basert på likevekten av krefter gitt i Ligning (3.7). Denne likevekten er også basis for utledningen av analytisk bilinear, men siden r_y i elastisk område er mindre enn r_0 virker m_R kun frem til og med r_y som vist i Ligning (3.16). [2]

$$V \cdot \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \cdot (r_q - r_c) = -m_R \cdot \Delta\varphi \cdot r_y - \Delta\varphi \int_{r_0}^{r_s} m_\varphi dr \quad (3.16)$$

For å finne uttrykket for V gjøres det en antakelse om størrelse på m_R vist i Ligning (3.17). Antakelsen baseres seg på at kurvaturen er konstant innenfor r_0 og er forklart under utledningen av analytisk quadrilinear i 3.3.1.

$$m_R = -\chi_y EI_1 = \frac{\psi}{r_y} EI_1 \quad (3.17)$$

Videre løses integralet, gitt i Ligning (3.18).

$$\begin{aligned} \int_{r_0}^{r_s} m_\varphi dr &= \int_{r_0}^{r_s} EI_1(\chi) dr \\ &= EI_1 \psi (\ln(r_s) - \ln(r_0)) \\ &= EI_1 \psi \ln\left(\frac{r_s}{r_0}\right) \end{aligned} \quad (3.18)$$

Ved å sette inn Ligning (3.17) og (3.18) inn i likevekten fra Ligning (3.16) og isolere V finnes uttrykket i Ligning (3.19).

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln\left(\frac{r_s}{r_0}\right)\right) \quad (3.19)$$

Plastisk-Elastisk område

I plastisk-elasticke område er r_y høyere enn r_0 og utledningen er stort sett den samme, bortsett fra at m_R nå er definert helt ut til r_0 og grensene for integralet nå går fra r_y til r_s . Forutsetningen med konstant krumning er gitt i Ligning (3.20) og løsningen av integralet er vist i Ligning (3.21). Det tas fortsatt utgangspunkt i den samme likevekten, gitt i Ligning (3.16). [2]

$$m_R = -\chi_0 EI_1 = \frac{\psi}{r_0} EI_1 \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \int_{r_y}^{r_s} m_\phi dr &= \int_{r_y}^{r_s} EI_1(\chi) dr \\ &= EI_1 \psi (\ln(r_s) - \ln(r_y)) \\ &= EI_1 \psi \ln\left(\frac{r_s}{r_y}\right) \end{aligned} \quad (3.21)$$

På samme måte som for elastisk område settes Ligningene (3.20) og (3.21) inn i likevekten fra Ligning (3.16), V isoleres og det endelige uttrykket blir som i Ligning (3.22).

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln\left(\frac{r_s}{r_y}\right)\right) \quad (3.22)$$

Plastisk område

I plastisk område er hele dekket plastifisert og bøyingskapasiteten er nådd. Den enkleste måten å finne denne kapasiteten på er å sette inn $r_y = r_s = r_1 = r_{cr}$ og $-m_r = m_R$ i analytisk quadrilinear Ligningen i (3.15). De fleste operatorene $\langle x \rangle$ blir da lik null og uttrykket blir som i Ligning (3.23). [2]

$$V_{flex} = 2\pi m_R \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (3.23)$$

Endelig uttrykk for last-rotasjonskurve, analytisk bilinear

For enkelhets skyld er de tre ligningene oppsummer i Ligning (3.24) som beskriver oppførselen for alle r_y -verdier. [2]

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln\left(\frac{r_s}{r_0}\right)\right) \quad \text{for } r_y \leq r_0 \quad (\text{Elastisk område}) \quad (3.24a)$$

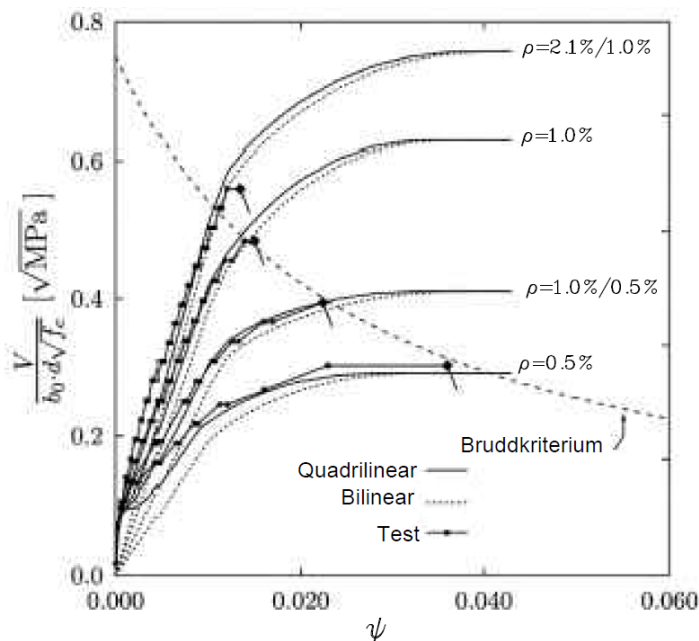
$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln\left(\frac{r_s}{r_y}\right)\right) \quad \text{for } r_0 \leq r_y \leq r_s \quad (\text{Plastisk-Elastisk område}) \quad (3.24b)$$

$$V_{flex} = 2\pi m_R \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (\text{Plastisk område}) \quad (3.24c)$$

3.3.3 Vurdering av uttrykk for last-rotasjonskurve

Figur 3.16 viser en sammenligning mellom fire tester som er utført med forskjellige armeringsareal, det foreslåtte bruddkriteriet fra Ligning (3.2) og de to last-rotasjonssammenhengene gitt i Ligning (3.15) og (3.24).

Både Ligning (3.15) og (3.24) gir forholdsvis godt samsvar med faktisk oppførsel og krysser bruddkriteriet i samme område som brudd ble registrert i forsøket. Det påpekes at Ligning (3.24) som er basert på den forenklete bilineære moment-kurvaturesammenheng, med stiplet linje, ikke samsvarer like bra med faktisk oppførsel, spesielt for små vinkler. Dette stemmer godt med forventningene da “tension stiffening” og betongens strekkfasthet er utelatt, som skal gi en feilmargen ved små deformasjoner. Dette antyder at begge ligningene vil være gode grunnlag for kapasitet og bruk i bruddgrensetilstand. [2]

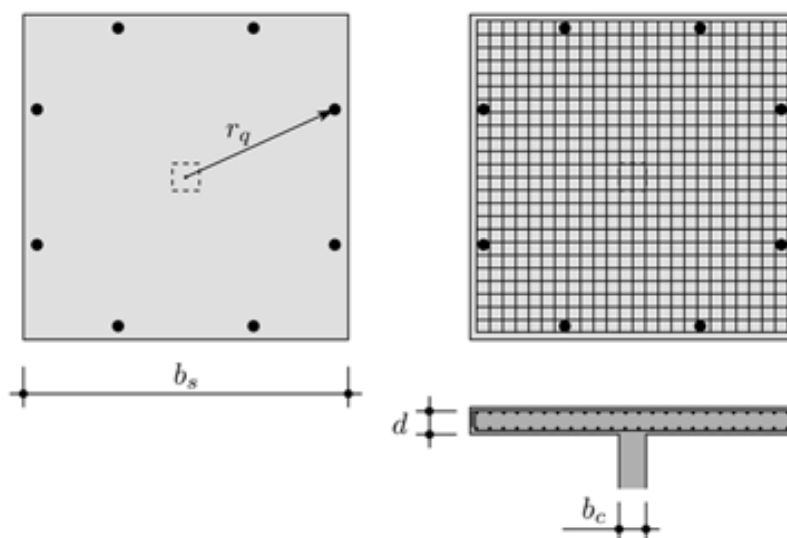


Figur 3.16: Sammenligning av beregninger basert på bruddkriterium fra Ligning (3.2) og last-rotasjonskurver fra Ligning (3.15) og (3.24) mot forsøk [2]

For å vurdere innflytelsen tykkelsen på dekket har på kapasiteten ble det i arbeidet med grunnlaget for MC2010 utført to tester som hadde samme geometriske forhold, men den ene var skalert til dobbel størrelse av den andre. Tabell 3.1 oppsummerer alle geometriske mål og materialparametere brukt i forsøkene. Geometriske mål er definert i Figur 3.17. [2]

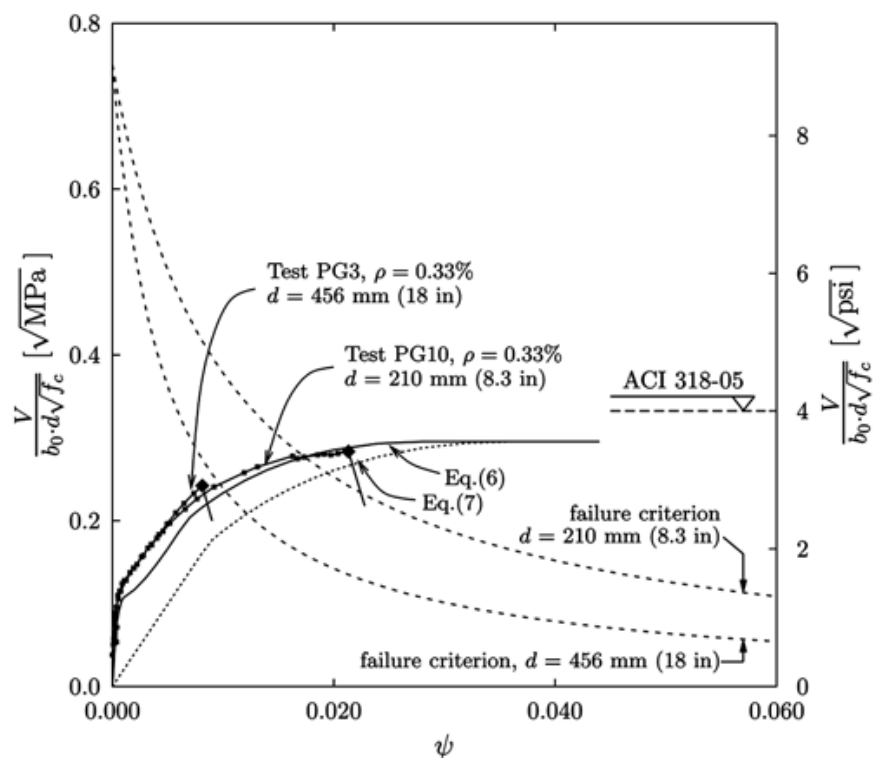
Tabell 3.1: Geometriske mål og materialparametere for PG-3 og PG-10 [2]

Parameter	PG-3	PG-10
b_s [mm]	6000	3000
b_c [mm]	520	260
r_q [mm]	2845	1423
d [mm]	456	210
ρ [%]	0.33	0.33
f_c [MPa]	32.4	34.7
f_y [MPa]	520	577
p_g [mm]	16	16



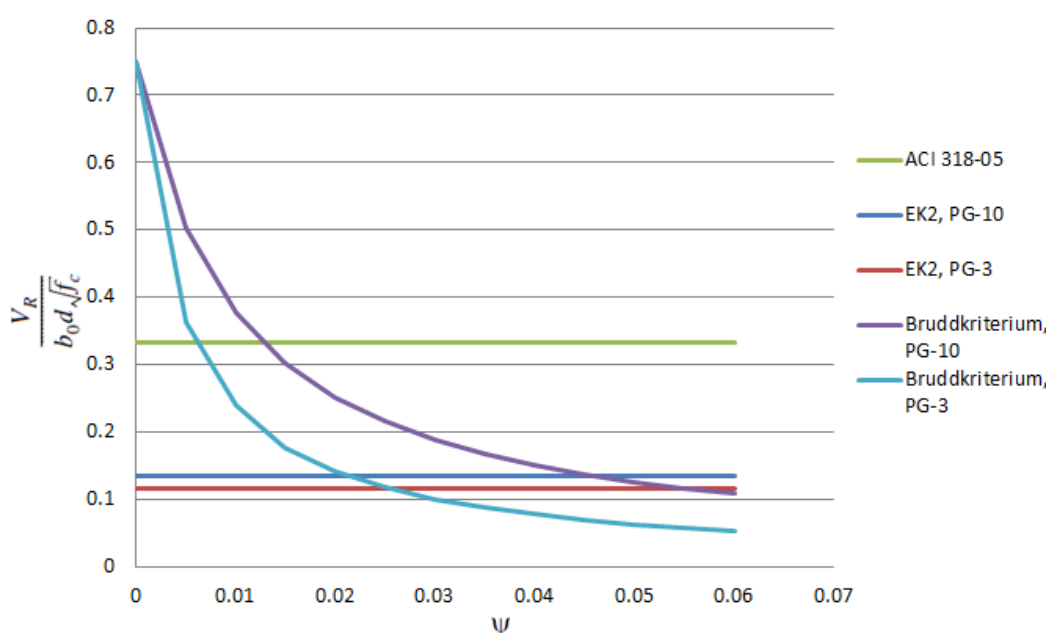
Figur 3.17: Definisjoner av geometriske mål for PG-3 og PG-10 [2]

De to testene PG-3 og PG-10 ble så sammenlignet med bruddkriteriet og ACI. ACI har ingen reduksjoner for å ta hensyn til “size effect” og det er derfor forventet at denne vil avvike spesielt på det tykkeste dekket. Resultatet av sammenligningen er vist i form av et plot i Figur 3.18 med bruddkriteriet fra Ligning (3.2), Last-rotasjonskurvene fra Ligning (3.15) og (3.24), faktisk oppførsel og utregnet kapasitet etter ACI. Den forenklede last-rotasjonskurven fra Ligning (3.24) er vist med stiplet linje og kurven fra Ligning (3.15) med heltrukket linje. Figuren viser klart at den forenklede ligningen i Ligning (3.24) gir dårligere samsvar med faktisk oppførsel. ACI gir en ikke-konservativ verdi for begge forsøkene. [2]



Figur 3.18: Sammenligninger av forsøkene PG-3 og PG-10 mot beregninger [2]

I EK2 er det som tidligere nevnt gjort et forsøk på å ta hensyn til “size effect” og det antas at denne vil gi bedre svar enn ACI. Figur 3.19 viser beregninger etter EK2 og ACI. EK2 viser seg å ligge vesentlig lavere enn ACI. EK2 gir en lavere kapasitet for den største platen i forsøk PG-10. Bruddkriteriet fra Ligning (3.2) er også inkludert i figuren og anslår en vesentlig høyere kapasitet ved små rotasjoner, og en noe lavere kapasitet ved større rotasjoner, i forhold til EK2. Regnearket med grunnlaget til Figur 3.19 finnes i elektronisk vedlegg.



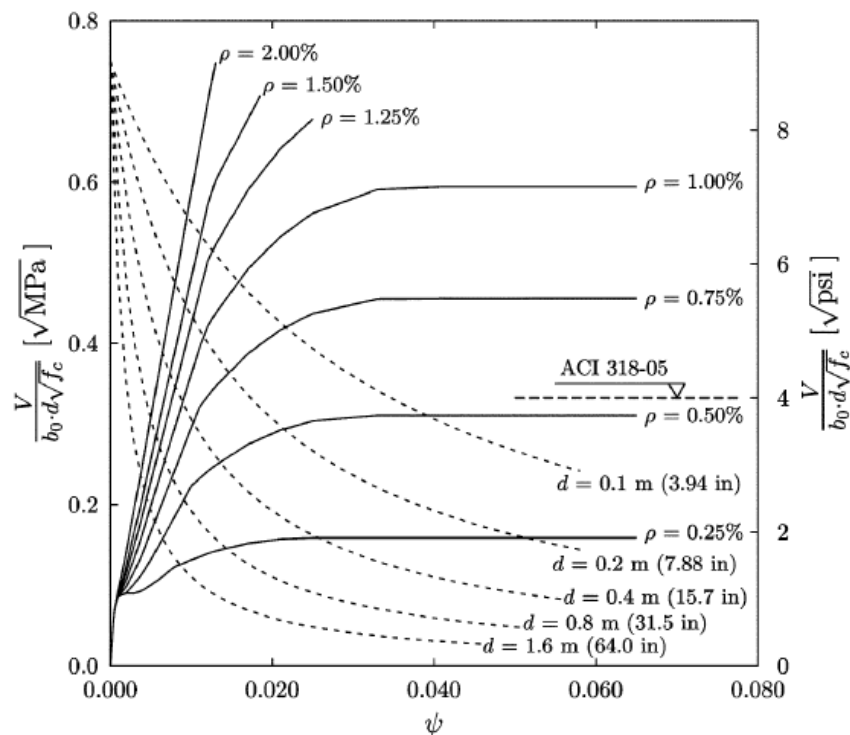
Figur 3.19: Sammenligning av beregnede kapasiteter mot bruddkriterium

Siden beregningene i EK2 ikke avhenger av rotasjon vil det i de fleste parametersammenligninger være tilfeller der den er i overkant konservativ og tilfeller der den er ikke-konservativ. I parameterstudiene som er gitt så langt har EK2 stort sett vært konservativ sammenlignet med ACI, men begge to er konstante verdier med hensyn på rotasjon og de vil derfor ikke kunne være i nærheten av å kunne representere faktisk oppførsel like bra som en formulerings basert på en last-rotasjonskurve.

Det vil videre bli sett på noen sammenligninger av faktisk oppførsel, formuleringer basert på last-rotasjonskurver og ACI som er utført i kildegrunnlaget. Siden ACI og EK2 begge beregner konstante verdier for kapasitet med hensyn på vinkel vil det ikke bli utført sammenligninger mot EK2 utover de som er inkludert i kildegrunnlaget.

For å illustrere den store variasjonen i sannsynlige konfigurasjoner er det i Figur 3.20 vist bruddkriterium for armeringsandeler fra 0.25% til 2% og effektive høyder fra $d=0.1\text{m}$ til $d=1.6\text{m}$. Det kommer tydelig frem at bruddlasten varierer kraftig og typen brudd varierer også fra duktile til sprøe brudd.

Tynne dekker med høy armeringsandel gir generelt sett sprøe brudd. Konstruksjoner med lav armeringsandel, spesielt for tykkere dekker, gir bruddlast lavere enn beregnet etter ACI. Last-rotasjonskurven er gitt på den mest nøyaktige formen fra Ligning (3.15), som tidligere har vist seg å stemme bra med faktisk oppførsel. [2]



Figur 3.20: Sammenligning av forskjellige effektive høyder og armeringsandeler [2]

3.4 Dimensjonering av konstruksjoner uten skjærarmering etter MC 2010

Teorigrunnlaget for MC2010 viser seg å stemme godt med faktisk oppførsel og kombinasjonen av et bruddkriterium og en last-rotasjonskurve gir en bedre tilnærming til problemet enn de konstante verdiene regnet ut fra dagens regelverk. Det største problemet med formelverket som er brukt så langt er at det er tidkrevende. Bruddkriteriet kan regnes ut forholdsvis enkelt, men last-rotasjonsligningen krever mer arbeid og det bør derfor utvikles en forenklet metode å regne ut dette på.

For å finne et forenklet uttrykk for last-rotasjonssammenhengen må det gjøres noen antakelser. Det antas et uttrykk for momentkapasiteten til et tverrsnitt gitt i Ligning (3.25), Lineær-elastisk materialoppførsel beskrevet i Ligning (3.26) og en sammenheng mellom radius og rotasjon/kurvatur gitt av Ligning (3.27). [2]

$$m_R = \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c}\right) \quad (3.25)$$

$$EI_1 = \rho \cdot \beta \cdot E_s \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{c}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{c}{3d}\right) \quad (3.26)$$

$$r_y = -\frac{\psi}{\chi_y} = \frac{\psi}{\frac{m_R}{EI_1}} \leq r_s \quad (3.27)$$

I tillegg til disse antakelsene antas det at kapasiteten mot bøyning, V_{flex} , nås ved en radius $r_y = 0,75r_s$. Ved å sette Ligning (3.25) og (3.26) inn i Ligning (3.27) finnes Ligning (3.28).

$$\begin{aligned} \psi &= 0,75r_s \frac{m_R}{EI_1} \quad (3.28) \\ &= 0,75r_s \frac{\rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c}\right)}{\rho \cdot \beta \cdot E_s \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{c}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{c}{3d}\right)} \\ &= \frac{0,75 \cdot r_s \cdot f_y}{\beta \cdot d \cdot E_s} \cdot \frac{\left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c}\right)}{\left(1 - \frac{c}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{c}{3d}\right)} \end{aligned}$$

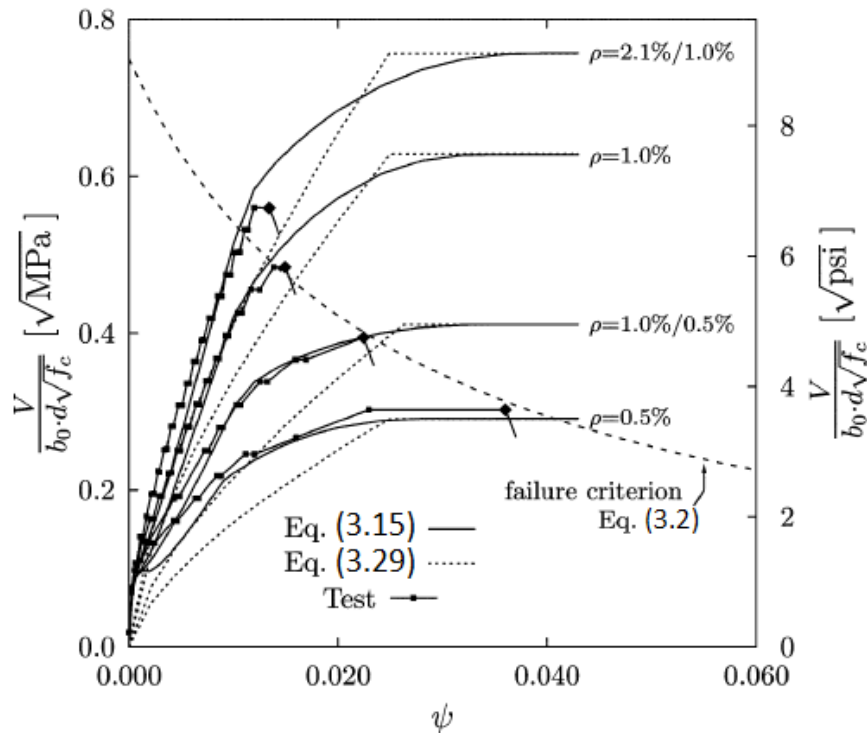
Dette uttrykket er fortsatt for regnetungt til å brukes i MC2010 og det gjøres derfor en siste antakelse om at formen på last-rotasjonssammenhengen bestemmes av brøken $\frac{V}{V_{flex}}$ med eksponenten $3/2$. β antas lik 0,5 og parentesene byttes ut med $\frac{V}{V_{flex}}$, dette gir Ligning (3.29). [2]

$$\psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_y}{d \cdot E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}}\right)^{3/2} \quad (3.29)$$

3.4.1 Vurdering av forenklet uttrykk

For å undersøke gyldigheten til det forenklete uttrykket i Ligning (3.29) utføres det en sammenligning mot resultat fra analytisk quadrilinear (Ligning (3.15)) i Figur 3.21. Figuren viser også resultatene fra utførte forsøk med varierende lengdearmring. Bruddkriteriet fra Ligning (3.2) er også inkludert. Forsøkene er også brukt som sammenligningsgrunnlag i Figur 3.16.

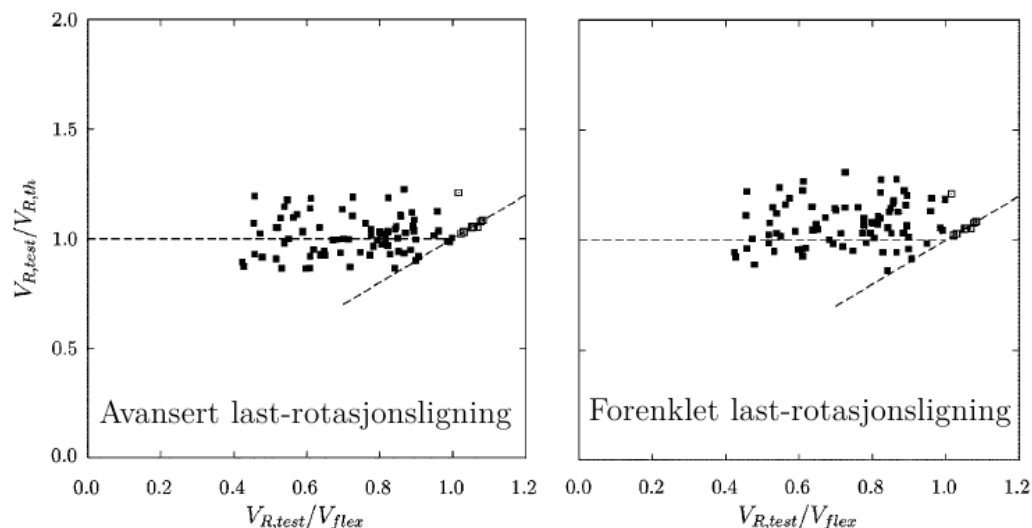
Ligning (3.29) viser en veldig forenklet sammenheng mellom last og rotasjon, men den anslår kapasiteten mot gjennomløkking rimelig nøyaktig og ligger på konservativ side. [2]



Figur 3.21: Sammenligning av bruddkriterie mot last-rotasjonsligninger [2]

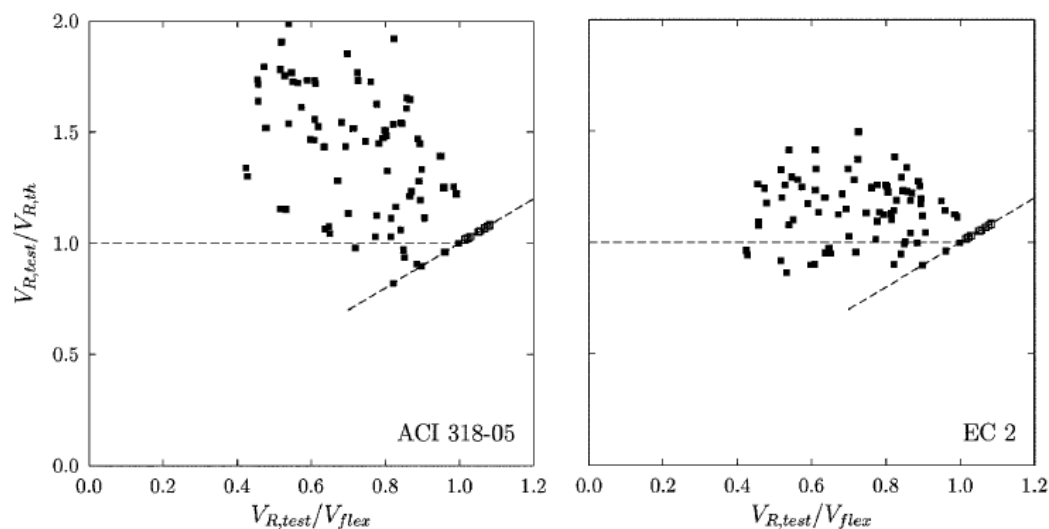
Ligningene funnet så langt har også blitt sammenlignet, med hensyn på utregnet gjennomløkkingskapasitet, mot 87 forsøk funnet i litteraturen. Resultatet fra sammenligningen er vist i Figur 3.22. Noen av forsøkene gikk til bøyebrydd som er markert ved den skrå stiplede linjen til høyre i figuren. Begge plottene i figuren tar utgangspunkt i bruddkriteriet fra Ligning (3.2) og sammenligner med både den mest nøyaktige ligningen for last-rotasjon gitt av Ligning (3.15) (Avansert last-rotasjonsligning), samt den mest forenklete ligningen gitt i Ligning (3.29) (Forenklet last-rotasjonsligning). [2]

Ligning (3.24) gir noenlunde samme kapasitet som Avansert last-rotasjonsligning og er derfor ikke inkludert i resultatet. Plottet viser en sikkerhetsfaktor hvor faktisk kapasitet blir dividert på beregnet og en verdi på 1 vil derfor gi korrekt resultat og en verdi over 1 er konservativ. Sikkerhetsfaktoren er plottet mot en faktor som beskriver hvor mye av bøyingskapasiteten som er brukt, gitt av testresultatet dividert på bøyingskapasiteten. Ikke-konservative verdier kan lukes bort og lav spredning av resultatene er derfor det viktigste i sammenligningen. [2]



Figur 3.22: Sammenligning av Ligning (3.15) og (3.29) mot Ligning (3.2) [2]

For å få et inntrykk av kvaliteten på ligningene ble det også gjort en sammenligning mot ACI og EK2, vist i Figur 3.23. Det vises tydelig at ACI har en vesentlig høyere spredning i resultatene enn EK2, men har færre tilfeller der den er ikke-konservativ. Sammenlignet med beregninger fra MC2010, fra Figur 3.22, har EK2 noenlunde like mange ikke-konservative resultater, men viser større spredning. [2]



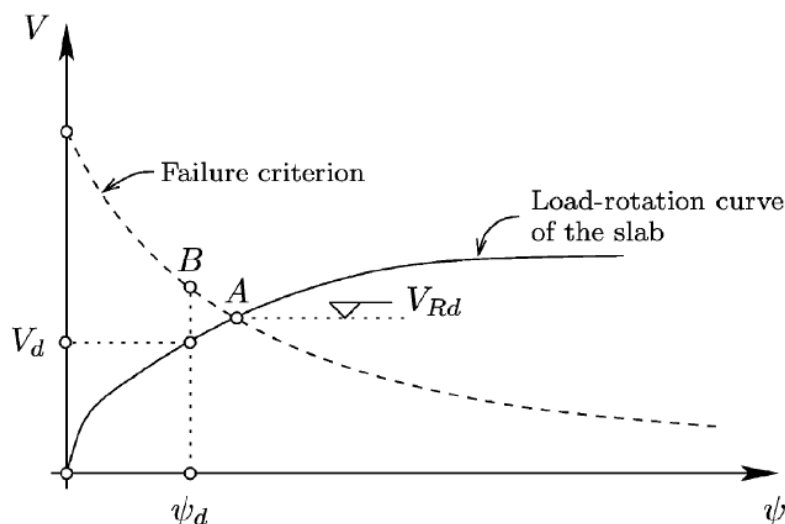
Figur 3.23: Sammenligning av ACI og EK2 mot Ligning (3.2) [2]

3.4.2 Dimensjonering i praksis

Det er mulig å kombinere kapasitetsligningen og ligningen for påkjent kraft ved gitt rotasjon til en ny ligning som kan brukes i dimensjonering. Den nye ligningen vil da kreve iterasjoner for å komme frem til riktig svar. Iterering er tidkrevende og ikke vanlig praksis i Eurokode.

Istedenfor iterasjoner anbefales det innført en prosedyre som illustrert i Figur 3.24. Først finnes påkjent skjærkraft, V_d (eksempelvis fra en lineær-elastisk analyse) deretter finnes rotasjonen ψ etter Ligning (3.29). Etter å ha funnet vinkelen kan kapasiteten ved gitt vinkel finnes etter Ligning (3.2) (Punkt B). Hvis kapasiteten er overskredet må det enten legges til mer lengdearmring, søyledimensjonen økes, dekketykkelsen økes eller legges inn skjærarmring.

Ved bruk av iterasjonsmetoder kan den faktiske kapasiteten finnes, markert i Figur 3.24 som V_{Rd} (Punkt A). [2]



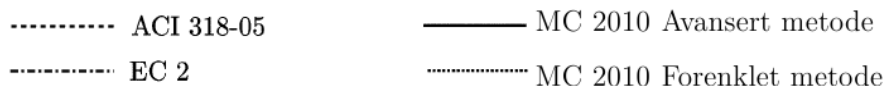
Figur 3.24: Illustrasjon av dimensjoneringsprinsipp [2]

3.4.3 Sammenligning av dimensjoneringsprinsipp mot EK2 og ACI

For å kunne vurdere det endelige forslaget til dimensjoneringsprinsipp utføres det en sammenligning mot EK2 og ACI for 6 sentrale parametere. I tillegg til parameterne er de fleste sammenligningene supplert med en eller to forsøksserier. Det er ikke inkludert mange forsøk, men ettersom forsøkene er utført direkte mot parameteren som sammenlignes blir det gode sammenligninger.

I sammenligningene er det brukt Ligning (3.2) som bruddkriterium for begge metodene etter MC2010. Som last-rotasjonsligning brukes Ligning (3.15) for Avansert metode og (3.29) for Forenklet metode. Beregningene etter EK2 benytter metoden med beregnet β -verdi. Det henvises til eksempelberegningene i Kapittel 4 for sammenligning og forklaring av metodene i EK2.

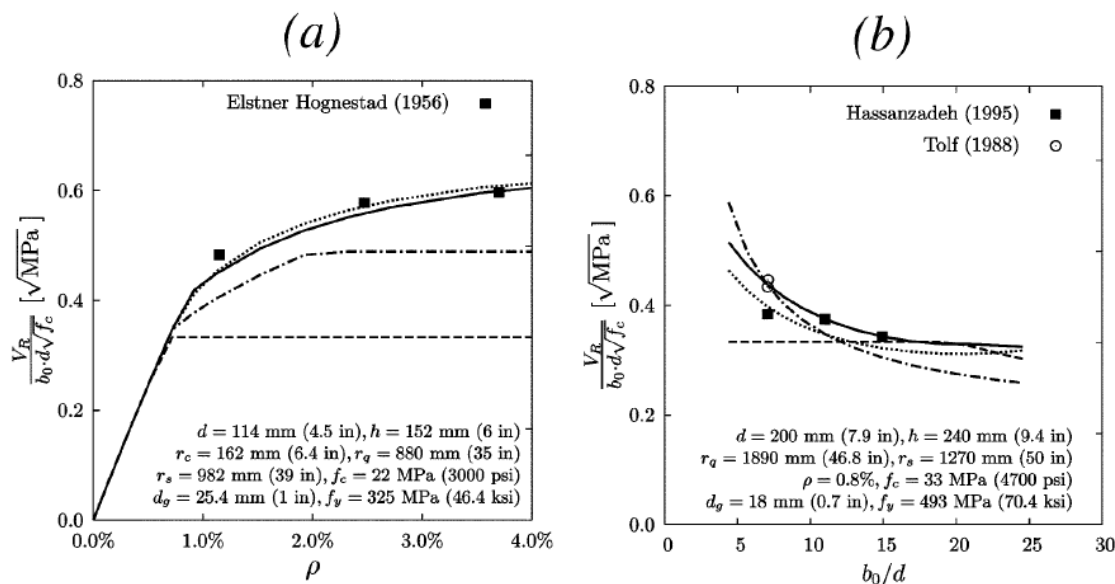
Linjebruken i alle sammenligningene er gitt i Figur 3.25.



Figur 3.25: Illustrasjon av linjebruk i Figur 3.26, 3.27 og 3.28 [2]

De to første sammenligningene vist i Figur 3.26 sammenligner henholdsvis andelen lengdearmring ρ i a) og kontrollsnitt mot effektiv dekketykkelse, gitt ved $\frac{b_0}{d}$, i b). ACI tar ikke hensyn til lengdearmring og har derfor en konstant verdi. EK2 har noe justering for lengdearmring og er ikke like konservativ som ACI. Begge metodene i MC2010 stemmer godt overens med forsøksresultatene. [2]

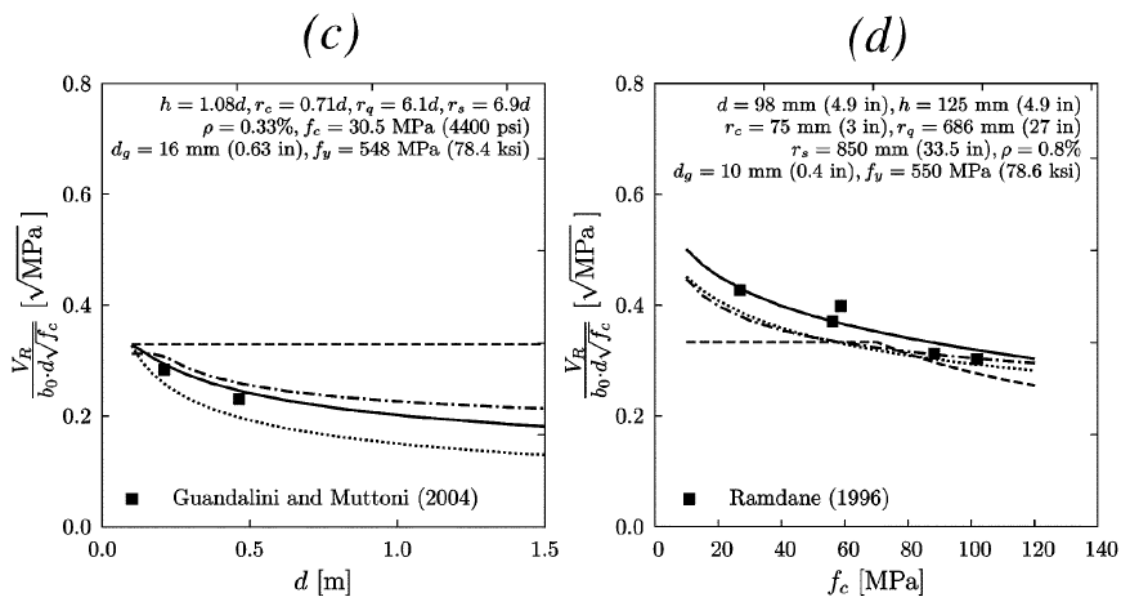
Når det gjelder sammenligningen med hensyn på kontrollsnitt i Figur 3.26b) gir også her ACI en konstant verdi i og med at justeringen kun inntreer ved større verdier av $\frac{b_0}{d}$. EK2 og MC2010 har justeringer for kontrollsnitt og samsvarer bra med forsøksresultatene. Hovedforskjellen på metodene når det gjelder kontrollsnitt er at EK2 bruker kontrollsnitt $2d$ fra søylen, mens ACI og MC2010 bruker $0,5 d$. [2]



Figur 3.26: Sammenligning med hensyn på armering og kontrollsnitt [2]

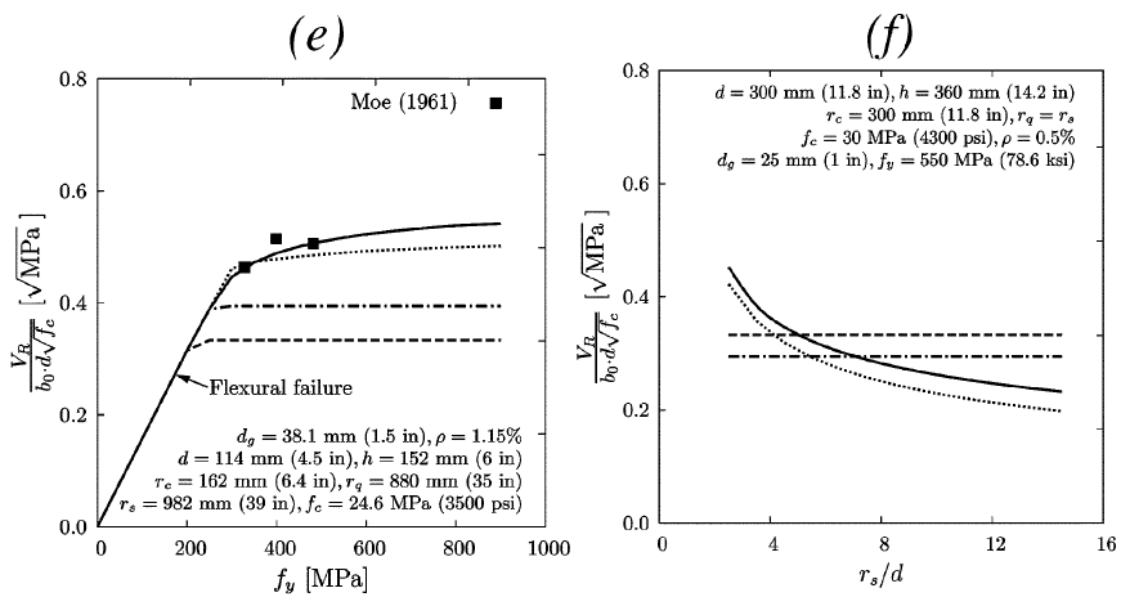
I Figur 3.27 sammenlignes effekten av effektiv tverrsnittshøyde d i c) og effekten av betongfastheten i d). Selv om det foreligger få forsøk er det en tendens at kapasiteten blir lavere ved lavere d . MC2010 og EK2 har justeringer for dette, men ACI ignorerer det, noe som gir ikke-konservative resultater for høyere verdier av d . Det påpekes også at EK2 er minst konservativ, mens den forenklete er mest.

Sammenligninger av betongfastheter i Figur 3.27d) viser at alle metodene gir konservative verdier, men MC2010 og EK2 beskriver oppførselen bedre. [2]


 Figur 3.27: Sammenligning med hensyn på d og f_{ck} [2]

Figur 3.28e) viser effekten av varierende flytespenning for armeringsstålet. Både forsøk og MC2010 anslår en noe høyere kapasitet ved økt flytespenning. De empirisk-baserte standardene ACI og EK2 gir konservative verdier etter en gitt verdi.

Effekten av forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde vises i Figur 3.28f). EK2 og ACI gir begge konstante verdier, mens MC2010 antyder at kapasiteten reduseres når faktoren økes. Det finnes ingen forsøk til å understøtte modellene og dette er et område for videre forskning. [2]


 Figur 3.28: Sammenligning med hensyn på f_{yd} og r_s/d [2]

3.5 Dimensjonering av konstruksjoner med skjærarmering etter MC2010

I mange konstruksjoner er det behov for å legge inn skjærarmering, både for å øke duktiliteten og gjennomlokkingskapasiteten. Det finnes flere måter å legge inn skjærarmering på, men det vil her bli lagt vekt på fordelt skjærarmering under aksesymmetrisk last. Beregningene for å finne rotasjonen avhenger ikke av skjærarmering og er derfor de samme som for konstruksjoner uten skjærarmering. En konstruksjoner med skjærarmering kan hovedsakelig få tre typer brudd [7]:

- Knusing av betong nær opplegg ($V_{R,crush}$)
- Gjennomlokking innenfor skjærarmert areal ($V_{R,in}$)
- Gjennomlokking utenfor skjærarmert areal ($V_{R,out}$)

Alle de tre typene brudd vil kunne opptre i alle konstruksjoner og brudd defineres derfor av den bruddtypen som har lavest kapasitet, vist i Ligning (3.30).

$$V_R = \min(V_{R,crush}, V_{R,in}, V_{R,out}) \quad (3.30)$$

I dagens standarder håndteres normalt knusing av betongen enten ved at gjennomlokkingskapasiteten reduseres med hensyn på gjennomlokkingskapasiteten til konstruksjon uten skjærarmering (ACI), eller ved at det benyttes en redusert trykkapasitet på betongen (EK2).

Gjennomlokkingskapasiteten utenfor skjærarmert areal angir hvor langt ut skjærarmering må benyttes og beregningsmetodikken er lik som når gjennomlokking kontrolleres i dekker uten skjærarmering, men kontrollsnittet og skjærkapasiteten justeres til passende verdier.

For å finne kapasiteten mot gjennomlokking innenfor skjærarmert areal må kapasiteten finnes og dagens regelverk bruker stort sett en formulering som i Ligning (3.31). V_{c0} og V_{s0} er henholdsvis kapasiteten til dekket uten skjærarmering og kapasiteten til skjærarmeringen innenfor et gitt område. η_c og η_s er sikkerhetsfaktorer for henholdsvis betong og armering. [7]

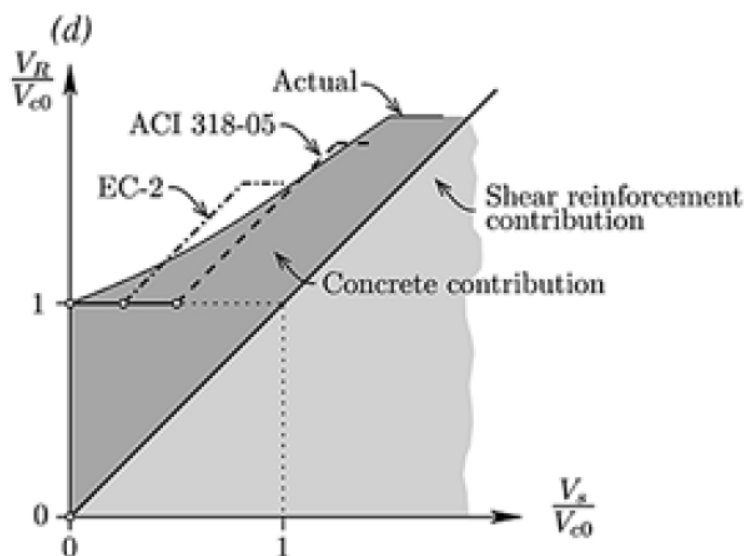
$$V_{R,in} = \eta_c \cdot V_{c0} + \eta_s \cdot V_{s0} \quad (3.31)$$

Hovedårsaken til at betongens kapasitet reduseres når det legges inn skjærarmering er at skjærarmering tillater større rissvidder og dette fører igjen til mindre kapasitet fra "aggregate interlock". EK2 angir en konstant η_c lik 0.75. η_s angis på forskjellige måter, men både ACI og EK2 begrenser maksimumsspenning i armeringen. EK2 begrenser spenningen etter Ligning (3.32). Når det gjelder antatt rissvinkel som definerer hvor mye av skjærarmeringen som bidrar antar ACI 45° mens EK2 antar 34°. [7] [6]

$$f_{ywd} = (250 + 0.25d)MPa \quad (3.32)$$

Siden både ACI og EK2 er empirisk-baserte vil de gi enkle beskrivelser av oppførselen til konstruksjonen. Figur 3.29 sammenligner EK2, ACI og faktisk oppførsel, med en antatt $\eta_s=1$, og det kommer frem at den faktiske verdien av η_c varierer med hensyn på flere parametere,

i motsetning til forutsetningen bak begge standardene. Ved lave skjærarmeringsareal (sammenlignet med total kapasitet) gir begge standardene konservative verdier, men kan vises å være ikke-konservative ved høyere verdier.

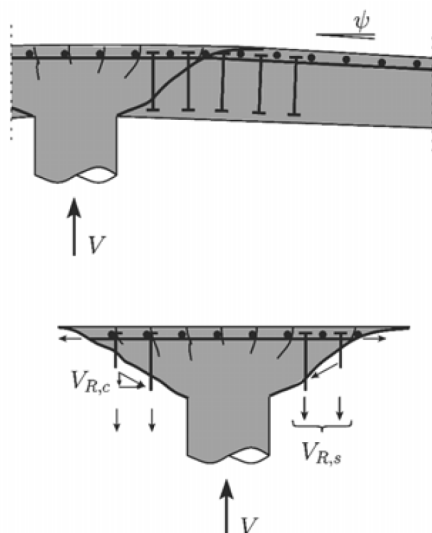


Figur 3.29: Sammenligning av EK2, ACI og faktisk oppførsel med hensyn på skjærarmeringsbidrag og betongbidrag [7]

MC2010 baserer seg på samme teori når det gjelder konstruksjoner med skjærarmering som konstruksjoner uten skjærarmering, CSCT. CSCT baserer seg på en mekanisk modell istedenfor empiriske formler og kan derfor benyttes på forskjellige typer og fordelinger av skjærarmering, diametere, heftbetingelser, lengdearmering og andre geometriske og mekaniske parametere. Det vil altså kunne benyttes for vesentlig flere typer armeringssystemer enn dagens regelverk. Videre vil beregningsmetoder for de tre hovedtypene brudd bli presentert.

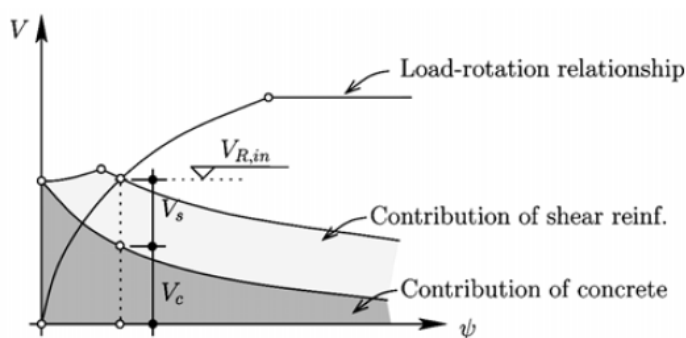
3.5.1 Gjennomlokkingskapasitet innenfor skjærarmert område

Innenfor området med skjærarmering inntreffer brudd når et kritisk riss oppstår og tøyningene blir konsentrert i risset. Som for konstruksjoner uten skjærarmering vil fortsatt betongen ha noe kapasitet, spesielt fra aggregate interlock, i tillegg til at skjærarmeringen vil ha kapasitet. Figur 3.30 viser dannelsen av kritisk riss, samt kreftene som virker over risset. [7]



Figur 3.30: Opptrepende krefter i skjærarmering og betongbidrag [7]

Kapasiteten mot gjennomlokking kan altså deles opp i bidraget fra betongen og bidraget fra skjærarmering. Prinsippet er vist i Figur 3.31 og gitt i Ligning (3.33). [7]



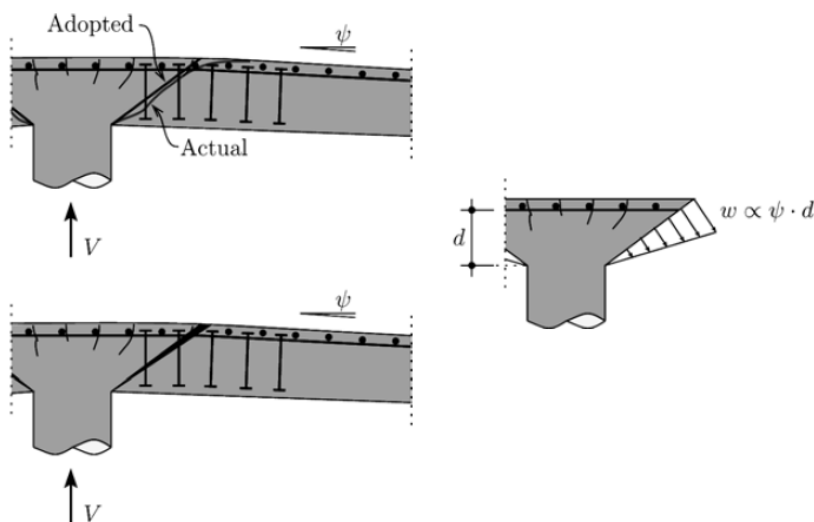
Figur 3.31: Bidrag fra betong og armering til gjennomlokkingskapasitet [7]

$$V_{R,in} = V_c + V_s \quad (3.33)$$

Bidraget til kapasitet fra betongen, V_c , er allerede funnet for konstruksjoner uten skjærarmering og er gitt i Ligning (3.2). For å finne bidraget fra armeringen benyttes antakelsen om at rissvidden er proporsjonal med produktet av ψ og d , gitt i Ligning (3.34). [7]

$$w \propto \psi \cdot d \quad (3.34)$$

Figur 3.32 viser den faktiske geometrien i konstruksjonen og geometrien som benyttes videre i beregningene. Antakelsen om størrelsen på det kritiske risset er også vist.

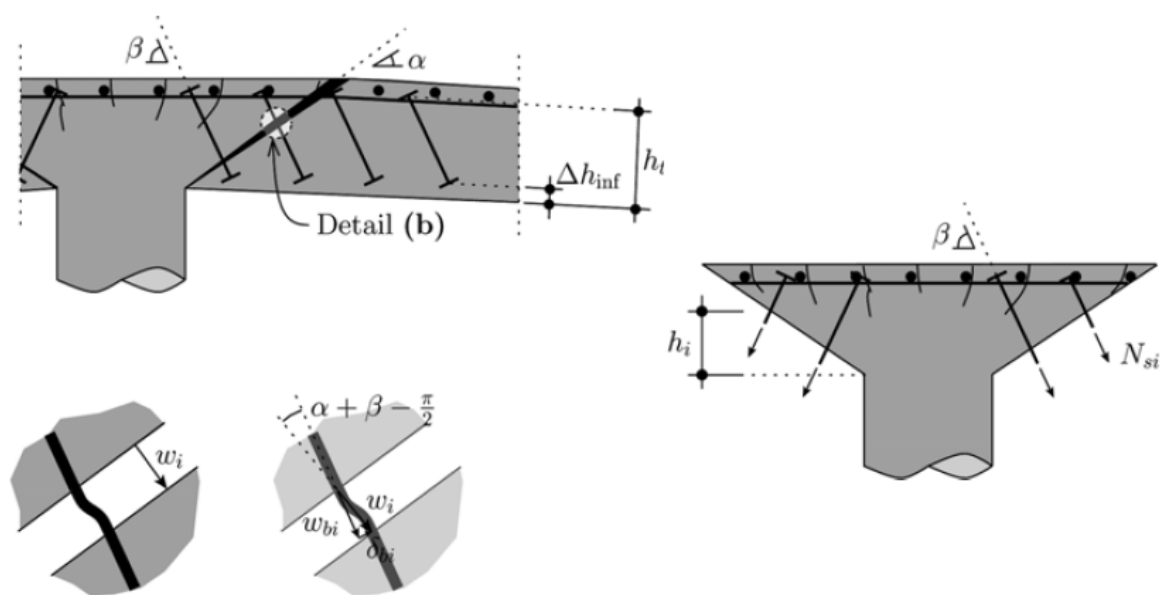


Figur 3.32: Faktisk geometri og geometri for beregningsmodell [7]

Antakelsen om størrelsen på det kritiske risset fra Ligning (3.34) kan omformes ved å innføre en konstant κ som i grunnlaget til MC2010 er foreslått lik 0.5. Dette gir Ligning (3.35).

$$w = \kappa \cdot \psi \cdot d \quad (3.35)$$

Siden formelverket som utvikles skal være generelt og være gyldig for skjærarmoring med vilkårlig vinkel må det defineres noen geometriske størrelser. Alle vinkler og avstander som brukes videre er presentert i Figur 3.33. For utledningene antas det at det kritiske risset er rett og at bruddflaten er konisk. Det antas også at risset roterer om nedre ende. w_i er rissvidden, w_{bi} er den relative rissvidden parallelt med skjærarmoringen og δ_{bi} normalt på skjærarmoringen. α er rissvinkelen og i MC2010 er denne foreslått lik 45° . h_i er den vertikale avstanden fra bunnen av risset og opp til hvor skjærarmoring krysser risset.



Figur 3.33: Definisjoner av vinkler og avstander [7]

Den relative rissvidden parallelt på risset, w_{bi} , og normalt på risset, δ_{bi} , kan finnes ved å modifisere Ligning (3.35). d byttes ut med h_i for å finne rissvidden w_i før uttrykket multipliseres med henholdsvis cosinus og sinus til vinkelen mellom rissets normal og skjærarmeringen. Dette uttrykkes i Ligning (3.36a) for w_{bi} og Ligning (3.36b) for δ_{bi} . [7]

$$w_{bi} = w_i \cdot \cos\left(\alpha + \beta_i - \frac{\pi}{2}\right) = \kappa \cdot \psi \cdot h_i \cdot \cos\left(\alpha + \beta_i - \frac{\pi}{2}\right) \quad (3.36a)$$

$$\delta_{bi} = w_i \cdot \sin\left(\alpha + \beta_i - \frac{\pi}{2}\right) = \kappa \cdot \psi \cdot h_i \cdot \sin\left(\alpha + \beta_i - \frac{\pi}{2}\right) \quad (3.36b)$$

Siden w_{bi} er utvidelsen av skjærarmeringen kan denne brukes til å finne σ_{si} som er spenningen i skjærarmeringen. σ_{si} er en funksjon av rissvidden som igjen er en funksjon av rotasjonen, ψ . Ved å multiplisere spenningen med arealet og summere for hver skjærarmering som krysser risset finnes N_{si} etter Ligning (3.37). Ved å dekomponere finnes bidraget til gjennomlokingskapasiteten etter Ligning (3.38). [7]

$$N_{si} = \sum_{i=1}^n \sigma_{si}(\psi) \cdot A_{si} \quad (3.37)$$

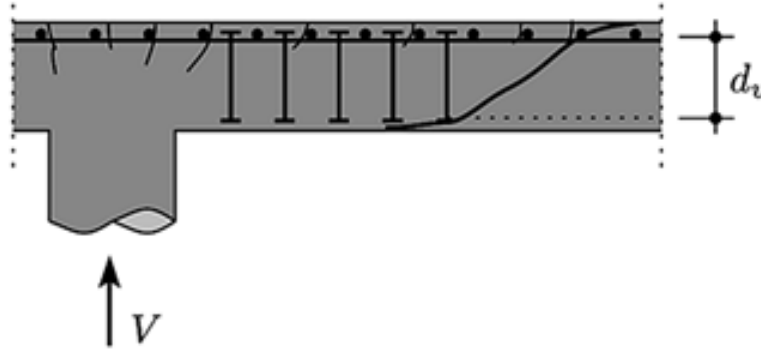
$$V_s = \sum_{i=1}^n \sigma_{si}(\psi) \cdot A_{si} \cdot \sin(\beta_i) \quad (3.38)$$

Kapasitetsformelen for armeringsbidraget stemmer bra med teorien illustrert i Figur 3.31. Bidraget er lik null ved null vinkel, da det ikke er noen riss og ingen spenning i armeringen, før det øker og forblir konstant når armeringen når flyter.

Dimensjonering for gjennomlokking innenfor området med skjærarmering følger samme prinsipp som uten skjærarmering. Først antas en skjærkraft som fører til en vinkel ψ etter Ligning (3.29). Denne vinkelen brukes for å finne betong- og armeringsbidraget til kapasiteten. Kapasiteten sammenlignes så med påført skjærkraft. Det eneste som skiller seg fra dimensjonering uten skjærarmering er at det tas hensyn til bidraget fra armeringen når kapasiteten finnes. [7]

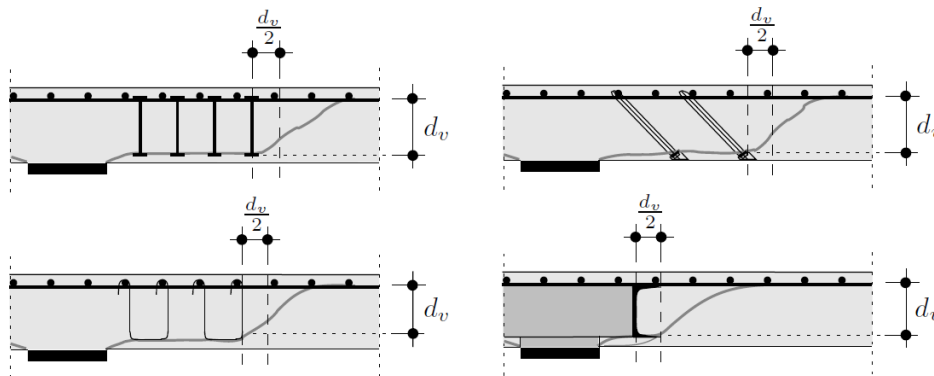
3.5.2 Gjennomlokkingskapasitet utenfor skjærarmert område

Gjennomlokkingsbrudd utenfor skjærarmert område skjer på samme måte som ved gjennomlokkingsbrudd for konstruksjoner uten skjærarmering, men ved at det kritiske risset oppstår utenfor skjærarmeringen. Illustrasjon av brudd utenfor skjærarmering er vist i Figur 3.34. [7]



Figur 3.34: Illustrasjon av gjennomlokkingsbrudd utenfor skjærarmering [7]

Kapasiteten mot gjennomlokkingsbrudd kan settes opp med utgangspunkt i bruddkriteriet for konstruksjoner uten skjærarmering fra Ligning (3.2). Siden dette bruddet går lenger ute endres b_0 til $b_{0,out}$ som er omkretsen til et kontrollsnitt. MC 2010 definerer dette kontrollsnittet som $d/2$ utenfor siste skjærarmering. Den effektive tverrsnittshøyden d endres til d_v for å ta hensyn til overdekningen i underkant og at risset kan utvikles fra bunnen av skjærarmeringen og til topp. Avstanden d_v og kontrollsnittet $b_{0,out}$ er vist i Figur 3.35 og det endelige bruddkriteriet gitt i Ligning (3.39). Det antas her konservativt at all rotasjon skjer ved det kritiske risset, mens i realiteten vil noe av rotasjonen være innenfor området med skjærarmering. [7]



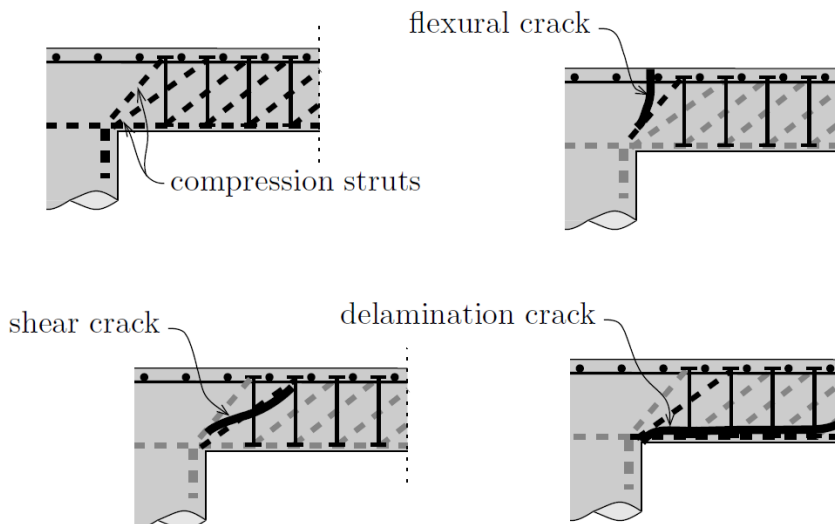
Figur 3.35: Definisjon av d_v og kontrollsnitt $b_{0,out}$ [8]

$$\frac{V_{R,out}}{b_{0,out}d_v\sqrt{f'_c}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1 + 15\frac{\psi d}{d_{g0}+d_g}} \quad (3.39)$$

Bruddkriteriet gitt av Ligning (3.39) brukes på samme måte som tidligere ved at det antas en skjærkraft som gir en rotasjon, denne settes så inn i bruddkriteriet for å kontrollere om konstruksjonen har nok kapasitet. Vinkelen finnes fortsatt fra Ligning (3.29).

3.5.3 Kapasitet mot knusing av betong

Knusing av betong påvirkes hovedsakelig av den effektive trykkapasiteten til betongen nær søylen. Denne kapasiteten påvirkes igjen av betongfastheten og den tredimensjonale tøyningstilstanden. Figur 3.36 viser trykkomponenter som bærer skjær og ulike riss som kan oppstå og påvirke kapasiteten til trykkomponentene. [7]



Figur 3.36: Illustrasjon av trykkomponenter og typer riss [7]

Kapasiteten mot knusing påvirkes av geometriske mål og materialparametere, men også av typen skjærarmering som brukes. Typen skjærarmering bestemmer hvor riss oppstår, som igjen påvirker kapasiteten.

MC2010 velger å forenkle påvirkningen av forskjellige typer armering og redusere det til en enkel parameter λ . λ avhenger av typen skjærarmering, men i all hovedsak er den lik 3 for armering med T-hoder og lik 2 for andre typer. MC2010 tillater at det kan velges verdier høyere enn 2 for λ for enkelte typer armering, men dette må eventuelt dokumenteres igjennom forsøk. [9] [7]

Bruddkriteriet finnes så på samme måte som for betongbidraget tidligere, med unntak av at λ innføres og et kontrollsnitt $b_{0,col}$ betraktes. Kontrollsnittet $b_{0,col}$ er definert som $d/2$ fra kanten til søylen. Dette gir en ligning på samme form som tidligere, vist i Ligning (3.40). [7]

$$\frac{V_{R,crush}}{b_{0,col}d\sqrt{f'_c}} = \lambda \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1 + 15\frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3.40)$$

På samme måte som tidligere kan også dette bruddkriteriet benyttes mot vinkelen fra Ligning (3.29) for å finne kapasitet.

3.6 Endelig formulering i MC2010, konstruksjoner uten skjærarmering

MC 2010 bygger på en “levels of approximation”-tilnærming til dimensjonering og den vil derfor ha 4 forskjellige nivåer for beregningen av vinkel som funksjon av påkjent skjærkraft. Teorien som er presentert så langt er basert på forskningsrapporter som danner grunnlaget for MC 2010. Selve dokumentet MC2010 er et forslag til regelverk og blir til ved enighet blant utvalgte eksperter. Alle valgte verdier i MC2010 er derfor ikke alltid begrunnet. Videre presenteres de 4 nivåene for tilnærmingen til vinkelen, samt en liten begrunnelse bak valget.

Ligningene på alle nivåene baseres på det forenklete uttrykket for vinkelen fra Ligning (3.29), bortsett fra at V byttes ut med m_{sd} , gjennomsnittlig moment per enhetsbredde, og V_{flex} byttes ut med m_{Rd} , momentkapasiteten per enhetslengde. Forholdet mellom påkjent skjærkraft og skjærkraft ved bøyingsbrudd er det samme som forholdet mellom påkjent moment og momentkapasiteten til dekket. Påkjent moment og momentkapasiteten til dekket er størrelser som er enklere å bestemme og disse benyttes derfor i den endelige formuleringen. [9]

Det er kun beregningen av vinkelen som er basert på nivå og det vil derfor presenteres valg for beregning av bruddkriterium, samt en del definisjoner og tilleggskrav som gjelder for alle nivåer.

Level of approximation 1 (LoA 1)

Nivå 1 brukes hovedsakelig i ”preliminary design” og det antas her at $m_{sd} = m_{Rd}$. Dette betyr at ved brudd vil lengdearmeringen flyte over hele bredden. Dette gir store rissvidder som igjen gir lavere gjennomlØkkingskapasitet og er derfor konservativ. Konstruksjoner som er innenfor dette kravet vil oppføre seg duktilt. Uttrykket for rotasjon på nivå 1 er gitt i Ligning (3.41). Avstanden r_s er lengden til momentnullpunkt og blir forklart sammen med b_s i et eget punkt i dette kapittelet. [9]

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \quad (3.41)$$

Level of approximation 2 (LoA 2)

På nivå 2 brukes Ligning (3.42) for å finne rotasjonen. Dette er den samme som grunnligningen, men tilnærmelsen på nivå 2 ligger i måten momentet m_{sd} finnes. Denne ligningen er også gyldig for dekker hvor lengdearmeringen er økt for å øke kapasiteten mot gjennomlØkking. [9]

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (3.42)$$

Hvis dekket har innlagt spennarmering endres uttrykket i Ligning (3.42) til uttrykket i Ligning (3.43) hvor m_{Pd} er avlastningsmomentet fra trykkreftene spennarmeringen gir. m_{Pd} skal ta hensyn til kryp, svinn og tap av spennkraft.

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{1.5} \quad (3.43)$$

Størrelsen på momentet m_{sd} avhenger av hvor søylen står i forhold til kantene av dekket og hvordan m_{Rd} er beregnet. Beregningene er oppsummert under:

- Indre søyler: $m_{sd} = V_d/8$
- Kantsøyler hvor m_{Rd} er beregnet med armering i overkant parallelt med kant: $m_{sd} = V_d/4$
- Kantsøyler hvor m_{Rd} er beregnet med minimumsverdien av over- og underkantsarmering normalt på enden av dekket: $m_{sd} = V_d/8$
- Hjørnesøyler hvor m_{Rd} er beregnet med minimumsverdien av over- og underkantsarmering i begge retninger: $m_{sd} = V_d/8$

Denne listen viser forenklingene presentert i MC 2010. I kildegrunlaget til MC 2010 er det også presentert uttrykk for å beregne gjennomsnittlig påkjent moment, m_{sd} , som tar hensyn til momentoverføring fra dekket til søylen. Dette uttrykket er gitt i Ligning (3.44) og er ikke inkludert i MC 2010, men kan fortsatt være nyttig da MC 2010 ikke gir instruksjoner for hvordan overført moment skal behandles. $e_u \cdot V_{Ed}$ er momentet som er overført til søylen og $2b_s$ er bredden momentet overføres over, halve til hver side. b_s er definert i et eget punkt lenger ut i kapittelet. [10]

$$m_{sd} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{e_u}{2b_s} \right) \quad (3.44)$$

Kildegrunlaget gir grunn til å tro at denne alternative formuleringen vil bli inkludert i en senere utgave av MC2010 og blir derfor tatt hensyn til i eksempelberegninger.

Uttrykket på nivå 2 er forholdsvis enkelt i bruk, men til tross for dette viser det seg at det gir gode resultater. I sammenligninger viser det seg å stemme bedre med faktiske forsøk enn mange gjeldende dimensjoneringsstandarder. [9]

Level of approximation 3 (LoA 3)

For dimensjonering på nivå 3 må det benyttes en lineær-elastisk analyse for å finne mengden lengdearmering i dekket. Analysen brukes også til å finne verdier for m_{sd} og r_s . Siden m_{sd} og r_s er mer nøyaktige enn på nivå 2 kan sikkerhetsfaktoren på 1,5 kan justeres ned til 1,2. Dette gir en stivere oppførsel og mindre sikkerhetsmargin. Uttrykket for beregning av rotasjon på nivå 3 er gitt i Ligning (3.45). [9]

$$\psi = 1.2 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (3.45)$$

Level of approximation 4 (LoA 4)

Ved dimensjonering på nivå 4 finnes last-rotasjonssammenhengen ved å integrere moment-kurvatur sammenhengen for konstruksjonen direkte. Denne metoden bør stort sett bare benyttes hvis store og dyre forsterkninger kan unngås ved små økninger i kapasitet. Slike analyser er svært tidskrevende og det bør i utgangspunktet bare forventes vesentlige økninger i kapasitet for dekker med lave mengder lengdearmring eller konstruksjoner hvor det er store omfordelinger av momenter. For andre konstruksjoner gir nivå 3 allerede god nøyaktighet. [9]

Nivå 4 metoder er ofte sensitive for nøyaktighet av parametere som inngår og slike metoder bør derfor kun benyttes av erfarne designere og de numeriske simulasjonene bør kontrolleres mot faktiske forsøk. [9]

Valg av LoA

I all hovedsak er valget av LoA opp til den som dimensjonerer en konstruksjon, men det finnes noen retningslinjer for hvilket nivå som bør velges. LoA 1 er det mest konservative og kan velges i preliminær dimensjonering og er også nyttig for å sjekke om en bruddtype er aktuell. Nivå 2 og 3 bør benyttes for de aller fleste nye konstruksjoner, men kan også benyttes for kontroll av eldre konstruksjoner. Nivå 4 bør som tidligere nevnt stort sett kun benyttes hvis det er nødvendig i og med at dette er tidskrevende og krever en del mer kunnskap ettersom det fort kan gi ukorrekte resultater. [10]

Tilleggseksentrisitet, Δe

I “MC2010 - First final draft” er det ikke inkludert informasjon om at det skal tas hensyn til Δe , men dette antydes i kildegrunnet og i eksempelberegninger utført etter MC2010 [11]. Δe skal ta hensyn til avstanden mellom arealsenteret til kontrollsnittet og arealsenteret til søylen. For indre søyler vil arealsentrene sammenfalle, men ikke for kant- og hjørnesøyler.

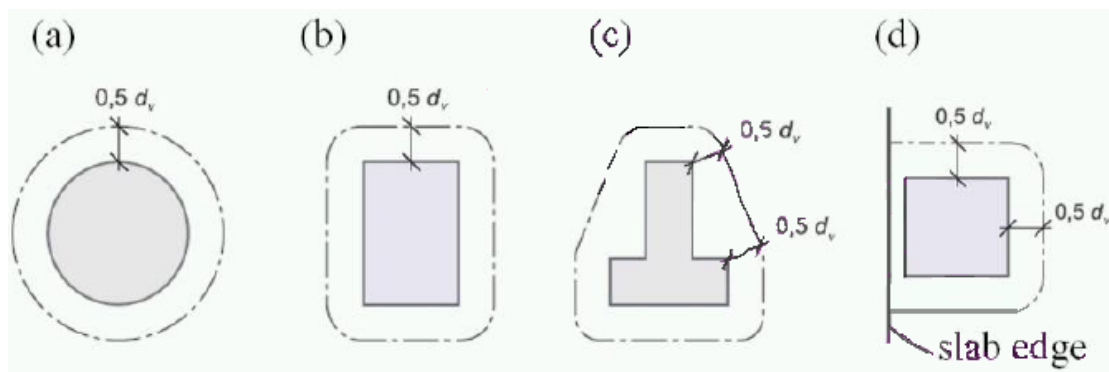
Selv om Δe ikke er inkludert i MC2010 foreløpig er det sterke indikasjoner på at den vil inkluderes på et senere tidspunkt. Eksempelberegninger i Kapittel 4 vil derfor utføres både med og uten denne eksentrisiteten og effekten vil diskuteres underveis.

Definisjon av Kontrollsnitt

I MC 2010 benyttes et basis kontrollsnitt, b_1 , som er definert som en avstand $d_v/2$ fra søylekant. d_v er avstanden fra overkant armering og ned til effektivt opplegg. d_v skal også reduseres dersom dekket ikke har konstant tykkelse. Basis kontrollsnitt reduseres ofte til et skjærmotstående snitt, b_0 , som brukes for beregning av kapasitet. Videre vil føringer for hvordan b_1 skal finnes samt regler for reduksjon til b_0 presenteres. Grunnen til at det opereres med et skjærbærende snitt er for å ta hensyn til en variabel fordeling av skjær langs basis kontrollsnitt. [10]

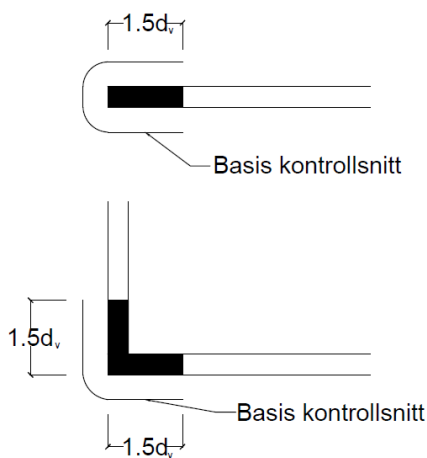
Siden CSCT antar et kritisk riss som oppstår med en vinkel på 45° vil det være naturlig å velge et kontrollsnitt på en avstand $0,5d_v$ ut fra søylen for å finne kreftene i senter av risset. Dette er også valgt i MC 2010. [9]

Hvordan kontrollsnittet velges er likt som i EK2, bortsett fra at avstanden som er brukt i EK2 er $2d$. Prinsippet for hvordan kontrollsnittet finnes er vist i Figur 3.37. Kontrollsnittet skal alltid konstrueres slik at lengden blir minimert, innenfor betingelsen om minst $0,5d_v$ ut fra søylerand. [6] [9]



Figur 3.37: Definisjon av basis kontrollsnitt [9]

Ved dimensjonering av lange søyler og vegger brukes også basis kontrollsnitt. MC 2010 tillater at skjærkreftene finnes ved å summere reaksjonskreftene opp til $1,5 d_v$ fra kant. Dette er vist i praksis sammen med lengden av basis kontrollsnitt i Figur 3.38. [9]

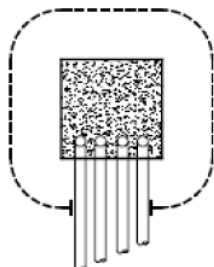


Figur 3.38: Definisjon av basis kontrollsnitt for vegger og lange søyler

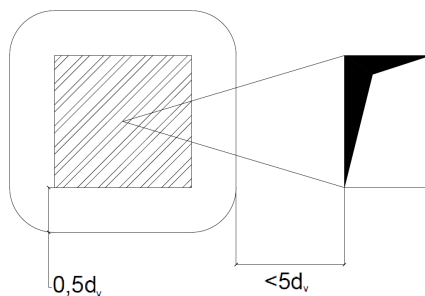
For å finne kritisk skjærbærende snitt, b_0 , i et helt generelt tilfelle benyttes Ligning (3.46) hvor V_{Ed} er påkjent skjærkraft og $\nu_{perp,d,max}$ er maksimal skjærkraft normalt på basis kontrollsnitt. Den generelle utregningen av b_0 i Ligning (3.46) anbefales hvis det opptrer store konsentrerte laster ($\geq 0,2V_{Ed}$) nær opplager ($\leq 3d$ fra opplagerrand) eller for svært usymmetriske dekker.

$$b_0 = \frac{V_{Ed}}{\nu_{perp,d,max}} \quad (3.46)$$

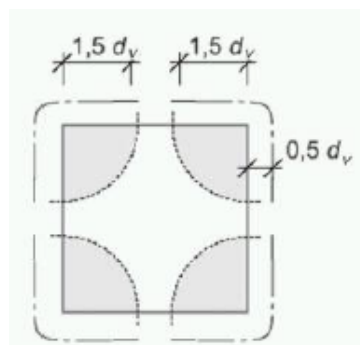
I konstruksjoner hvor det er støpt inn rør eller lignende skal disse monteres normalt på opplagerrand og bredden skal trekkes fra skjærbærende snitt, vist i Figur 3.39. Hvis dekket har en åpning nærmere enn $5d_v$ skal kontrollsnittet reduseres som illustrert i Figur 3.40. Ved lengre rette linjer på en søylerand tillates det ikke at mer enn totalt $3d_v$ inkluderes, vist i Figur 3.41. [9]



Figur 3.39: Reduksjon av kontrollsnitt ved innstøpte rør [9]



Figur 3.40: Reduksjon av kontrollsnitt ved utsparinger



Figur 3.41: Reduksjon av kontrollsnitt ved høy søylebredde [9]

Ved dimensjonering av konstruksjoner hvor den generelle beregningen av skjærbærende snitt fra Ligning 3.46 ikke trenger å benyttes kan skjærbærende snitt finnes ved en reduksjonsfaktor, k_e , som multipliseres med basis kontrollsnitt, b_1 . Reduksjonsfaktoren finnes etter Ligning (3.47). Parameteren e er lasteksentrisiteten og finnes ved å dividere overført moment, M_d , på overført skjærkraft, V_d . Hjelpetørrelsen b er diameteren til en sirkel som har samme areal som arealet innenfor basis kontrollsnitt. [9]

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (3.47)$$

For konstruksjoner hvor sideveis stabilitet ikke avhenger av kapasiteten til konstruksjonen mellom dekket og søylen og hvor spenn ikke avviker i lengde med mer enn 25% kan det benyttes forenklete verdier for k_e som følger [9]:

- For indre søyler: 0,9
- For kantsøyler : 0,70
- For hjørnesøyler: 0,65

Dette kravet er tilsvarende som i EK2 6.4.3(6). [6]

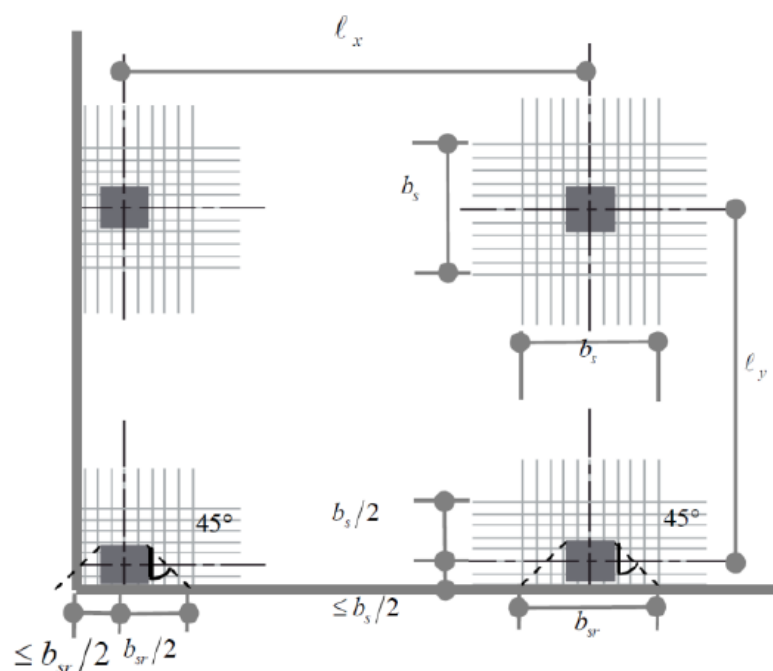
Definisjon av b_s og r_s

I beregningen av rotasjonen benyttes det noen hjelpeverdier i form av b_s og r_s . Disse to vil her bli definert på samme måte som MC 2010 definerer dem.

Avstanden r_s er definert som avstanden fra søylen til punktet hvor momentet er null. Hvordan r_s beregnes avhenger av hvilket nivå dimensjoneringen utføres på. For nivå 1 og 2 kan r_s settes lik $0,22L_x$ eller $0,22L_y$ som er spennvidden i henholdsvis x og y-retning. Denne antakelsen er gyldig så lenge forholdet mellom spennviddene i de to retningene er mellom 0,5 og 2,0. For nivå 3 beregninger finnes r_s ved en lineær-elastisk analyse av konstruksjonen, mens for nivå 4 beregninger må det benyttes analytiske eller numeriske beregningsmetoder. [9]

Bredden b_s er bredden som brukes for å finne gjennomsnittlig bøyemoment i dekket. Uttrykket for b_s er gitt i Ligning (3.48). Hvis søylen er nær en kant (kantsøyler eller hjørnesøyler) finnes det maks-verdier for bredden, dette er illustrert i Figur 3.42. [9]

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min} \quad (3.48)$$



Figur 3.42: Definisjon av b_s [9]

Formulering av bruddkriterium

På samme måte som med last-rotasjonssammenhengen blir også bruddkriteriet justert noe før det presenteres i MC 2010. Det må etableres et karakteristisk bruddkriterium som kommer innenfor 5% fraktilen. Som vanlig i dimensjoneringsstandarder innføres det en sikkerhetsfaktor γ_c og det innføres en koeffisient k_{dg} som tar hensyn til maksimum aggregat størrelse, denne finnes etter Ligning (3.49). For å forenkle beregningen samles en del av uttrykket i en faktor k_ψ gitt i Ligning (3.50). Det endelige uttrykket som benyttes i MC 2010 er gitt i Ligning (3.51). [9]

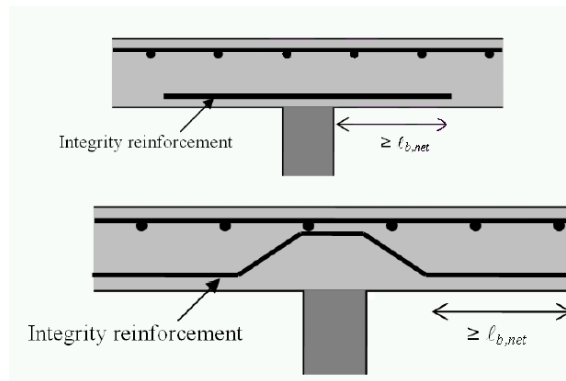
$$k_{dg} = \frac{48[\text{mm}]}{16 + d_g} \quad (3.49)$$

$$k_\psi = \frac{1}{1.5 + 0.6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0.6 \quad (3.50)$$

$$V_{Rd} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (3.51)$$

Integritetsarmering

I tillegg til beregningsreglene som er gitt innføres det i MC 2010 noen delvis empiriske krav til integritetsarmering i konstruksjoner uten skjærarmering uten at disse er videre begrunnet. Årsaken til dette kravet er å forhindre global kollaps. Plassering av integritetsarmering er vist i Figur 3.43. [9]



Figur 3.43: Form og plassering av integritetsarmering [9]

Kapasiteten integritetsarmeringen i konstruksjonen har etter gjennomlokking er gitt i Ligning (3.52) hvor A_{si} er arealet, f_{yd} flytespenningen, ϕ_{int} diameteren og ϵ_{su} tøyningen ved brudd til integritetsarmeringen. Det stilles også to krav til input-verdiene gitt i Ligning (3.53). [9]

$$V_{Rd,int} = \sum \left(A_{si} f_{yd} \frac{d}{22 \cdot \phi_{int}} (3\sqrt{\epsilon_{su}} + \sin(\alpha)) \right) \quad (3.52)$$

$$\frac{d}{22 \cdot \phi_{int}} \leq 1 \quad (3\sqrt{\epsilon_{su}} + \sin(\alpha)) \leq 1 \quad (3.53)$$

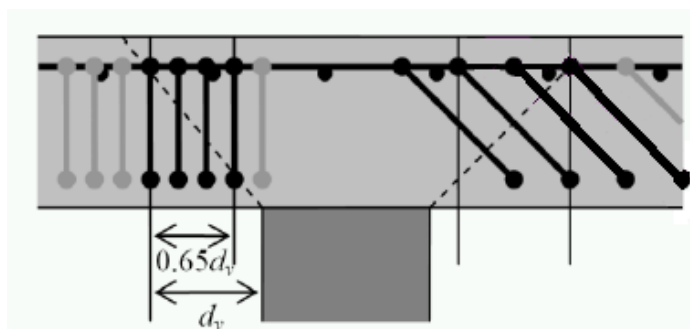
3.7 Endelig formulering i MC2010, konstruksjoner med skjærarmering

På samme måte som for konstruksjoner uten skjærarmering må det gjøres noen tilpasninger før beregningsmodellen introduseres i MC 2010. Beregningene av rotasjon er de samme som i avsnitt 3.6. I den endelige utgaven av MC2010 benyttes prinsippet med at kapasiteten innenfor skjærarmert område finnes som en sum av bidragene fra betong og armering fra Ligning (3.33) i 3.5.1. I tillegg til gjennomlokkingskapasiteten presenteres det regler for gjennomlokkingskapasiteten utenfor skjærarmert område, kapasiteten mot knusing av betong og regler for armeringsplassering.

Gjennomlokkingskapasitet innenfor skjærarmert område

Betongens bidrag til kapasiteten er allerede definert i Ligning (3.51) i avsnitt 3.6. Armeringens bidrag til kapasiteten defineres i Ligning (3.54). Summen av A_{sw} er summen av tverrsnittsarealet til all skjærarmering som er tilstrekkelig forankret og krysser bruddflaten som er definert med konisk form og 45° vinkel. Skjærarmeringen må også ligge innenfor et område fra $0,35d_v$ til d_v fra kanten av søylen, se Figur 3.44. α er vinkelen mellom dekket og skjærarmering. Det påpekes at vinkelen mellom skjærarmering og dekket her og i MC2010 er referert til som α , mens den i tidligere figurer og i grunnlaget for MC2010 er referert til som β . σ_{sd} er spenningen som kan oppnås i skjærarmeringen og er gitt ved Ligning (3.55). [9]

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{sw} \sin(\alpha) \quad (3.54)$$



Figur 3.44: Illustrasjon av armering som inngår i beregninger [9]

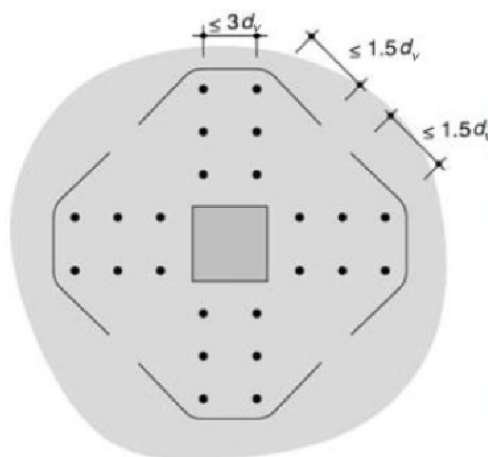
$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \psi}{6} \leq f_{ywd} \quad (3.55)$$

I kildegrunlaget til MC2010 er det antydnet en modifikasjon som muligens inkluderes på et senere tidspunkt. Denne modifikasjonen går ut på å legge til bidraget som kommer fra heften mellom betongen og armeringen. Den foreslåtte ligningen er gitt i Ligning (3.56) [7]. Bruken av denne ligningen er videre diskutert i Eksempel 4 i 4.2.1.

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \psi}{6} \leq f_{ywd} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd} \cdot d}{f_{ywd} \cdot \phi_w}\right) \quad (3.56)$$

Gjennomlokkingskapasitet utenfor skjærarmert område

Kapasiteten mot gjennomlokking utenfor skjærarmert område i MC2010 finnes med samme metode som utledet i avsnitt 3.5.2, med noen endringer. Kritisk snitt defineres $0,5d_v$ utenfor skjærarmering, men det legges en begrensning på en maksimal effektiv avstand mellom to skjærarmeringer på $3d_v$, se Figur 3.45. [9]



Figur 3.45: Maksimum effektiv avstand mellom skjærarmeringer [9]

Den endelige kapasiteten finnes på samme måte som gjennomlokkingskapasiteten for konstruksjoner uten skjærarmering gitt i Ligning (3.57). k_ψ er lik som for konstruksjoner uten skjærarmering og er definert i Ligning (3.50). Uttrykket for kapasiteten er det samme som for både konstruksjoner uten skjærarmering og betongbidraget i konstruksjoner med skjærarmering, men det betraktes et kontrollsnitt b_2 utenfor skjærarmeringen istedenfor b_1 som tidligere. Snittet b_2 hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering er definert som snittet hvor betongen har tilstrekkelig kapasitet uten skjærarmering og ofte vil det være denne det løses for. [9]

$$V_{Rd} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_2 d_v \quad (3.57)$$

Kapasitet mot knusing av betong

I avsnitt 3.5.3 ble det konkludert med at knusing av betong i trykkomponent kan finnes av samme uttrykk som kapasiteten mot gjennomlokking uten skjærarmering multiplisert med en faktor λ . Dette uttrykket benyttes direkte i MC2010, men λ byttes ut med k_{sys} . Det endelige uttrykket er gitt i Ligning (3.58). Verdien av k_{sys} tillates ikke satt høyere enn 2,0 med mindre det kan forsvares med forsøk. Teorigrunnlaget for MC2010 viste at det kunne forsvares med en $\lambda = 3.0$ med vertikale armeringsjern med T-hoder og dette er derfor et område der det bør utføres flere forsøk og mer forskning. k_ψ er den samme som definert for gjennomlokkingsbrudd uten skjærarmering i Ligning (3.50). [9]

$$V_{Rd,max} = k_{sys} k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (3.58)$$

Regler for plassering av armering

I tillegg til reglene som er presentert så langt er det også inkludert regler for plassering av armering. MC2010 har noen regler i kapittel 7.3.5 for gjennomlokking som allerede er presentert. Det finnes også noen regler i kapittel 7.13.5.3, som dekker regler for plassering av armering i dekker, inkludert armering mot gjennomlokking. Reglene gitt i 7.13.5.3 fra MC2010 presenteres her.

Først stilles det et krav om at kraftinnføringslengden til lengdearmeringen ikke skal overlape med minimumsverdien av en linje $2,5 d$ fra kontrollsnittet og avstanden til punktet med null moment (r_s).

I tillegg til dette stilles det en del krav direkte til skjærarmeringen (for konstruksjoner med skjærarmering) som følger:

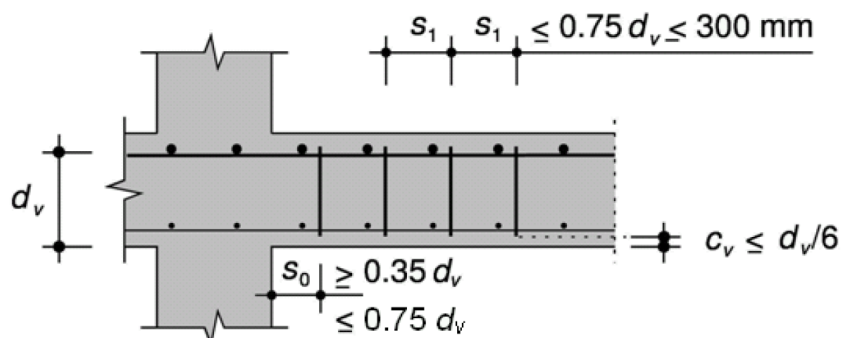
- Minst 2 skjærarmeringslag i radiell retning
- Geometrien og typen skjærarmering skal sikre tilfredsstillende forankring i begge ender
- Avstanden mellom første skjærarmering og søylen skal være minimum $0,35 d$ og maksimum $0,75 d$
- All skjærarmering nærmere søylen enn $0,35 d$ skal ikke inkluderes
- Maks avstand mellom skjærarmering i radiell retning er minimumsverdien av $0,75 d$ og 300 mm .
- Tangentiell avstand mellom konsentrisk armering i lag nummer 2 skal ikke være mer enn $1,5 d$
- Overdekning på trykksiden av dekket skal ikke overstige $d/6$

I tillegg til dette skal ikke diameteren på skjærarmeringen overstige verdiene gitt i Tabell 7.13-2 i MC2010, gjengitt her i Tabell 3.2.

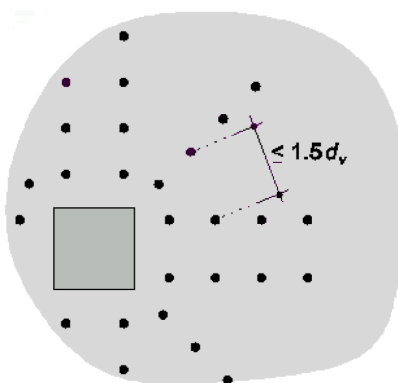
Tabell 3.2: Maksimal diameter til skjærarmering ved gitt d

$d[\text{mm}]$	$\phi_{v,max} [\text{mm}]$
<160	-
160-180	14
181-220	16
221-260	18
261-340	20
341-600	25
>600	30

De fleste minimumsavstandene som er oppgitt er oppsummert i Figur 7.13-7 i MC2010, som er gjengitt her i Figuren 3.46 og 3.47.



Figur 3.46: Minimumsavstander i radiell retning etter MC2010 [9]



Figur 3.47: Minimumsavstander i tangentiell retning etter MC2010 [9]

Kapittel 4

Eksempler på dimensjonering av konstruksjoner

En av hovedforskjellene på MC2010 og EK2 er at MC2010 fokuserer på å dimensjonere en konstruksjon, mens EK2 deler konstruksjonen opp i flere mindre komponenter og beregner kapasiteten til hver enkelt del. For å kunne sammenligne blir det utført kapasitetsberegninger etter begge regelverkene for en valgt konstruksjon.

I tillegg til å sammenligne MC2010 og EK2 på konstruksjoner med og uten skjærarmring vil det bli utført en kapasitetsberegning for en indre søyle i en dekkekonstruksjon etter LoA3 for illustrere bruken av beregningsmetoden.

LoA4 krever tyngre analyser og anbefales bare benyttet i spesielle tilfeller. LoA4 er ikke videre diskutert.

Når det gjelder kant- og hjørnesøyler er det noe uklart hvordan utoverrettet eksentrisitet skal behandles i EK2. Dette problemet er grundig diskutert i en tidligere masteroppgave skrevet av Erik Opdal [12]. Når det gjelder MC2010 er det også noe uklart, men eksempelberegninger utført av Aurelio Muttoni med flere antyder at regelverket er tenkt benyttet for innoverrettet eksentrisitet [11]. Det vil i denne oppgaven kun utføres beregninger med innoverrettet eksentrisitet.

4.1 Dimensjonering av konstruksjoner uten behov for skjærarmring

Det vil her bli dimensjonert indre, kant- og hjørnesøyle etter MC2010 og EK2. Det vil kun bli dimensjonert etter LoA1 og LoA2 i MC2010 ettersom LoA3 krever mer informasjon om hele konstruksjonen og ikke er laget for å dimensjonere enkeltkomponenter.

For indre søyler og hjørnesøyler vil symmetri gjøre definisjoner av akser unødvendig. For kantsøyler defineres x-aksen som aksens langs kant og y-aksen fra søylen og inn mot senter av platen. Alle momenter defineres som momenter om angitt akse, eksempelvis vil m_x gi moment om x-aksen og dermed krefter som virker i y-retning.

4.1.1 Eksempel 1, Indre søyle

Indre søyler er i utgangspunktet greie å regne på i og med at man unngår eksentrisitet fra senter av søylen til senter av kontrollsnittet. I MC2010 benyttes samme beregningsalgoritme uavhengig av om det finnes momenter om en eller to akser, mens i EK2 velges beregningsmetoden etter om det finnes momenter i en eller to retninger. Det vil videre blir presentert utregning av kapasitet for en indre søyle uten skjærarmering etter LoA1 og LoA2. Det vil også bli gjort sammenligninger med EK2, med beregninger vedlagt i Vedlegg B. Alle input-verdier for eksempelet er gitt i Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Parameterverdier for Eksempel 1

Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c ,	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
Dekketykkelse, h , [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d , [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Reduksjonsfaktor for LoA1, k_e	0,9
Lastforhøyningsfaktor EK2, β	1,15
Lasttilfelle 1, [kNm]	$M_{d,x} = 30, M_{d,y} = 0$
Lasttilfelle 2, [kNm]	$M_{d,x} = M_{d,y} = 30$

For å kunne beregne kapasiteten etter MC2010 må man ha momentkapasiteten til dekket. For å finne momentkapasiteten kan man enten velge armering og regne ut kapasiteten, eller man kan velge et påkjent moment og finne nødvendig armeringsareal. Her velges en momentkapasitet og nødvendig armeringsareal beregnes etter EK2. Beregning av nødvendig armeringsareal er likt for EK2 og MC2010 og det er derfor irrelevant hvilken metode som velges. Trykksonens momentkapasitet finnes etter Ligning (4.1). Videre finnes armeringsarealet som er nødvendig for valgt momentkapasitet etter Ligning (4.2) og (4.3). Det velges en momentkapasitet på 60 kNm med normalarmert tverrsnitt. [1] [6]

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,275 \cdot \frac{30 \cdot 0,85}{1,5} \cdot 1000 \cdot 210^2 = 206 \text{ kNm} \quad (4.1)$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,trykksone}}\right)d = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{60 \text{ kNm}}{206 \text{ kNm}}\right)d = 0,95d \quad (4.2)$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{60 \text{ kNm}}{199,6 \text{ mm} \cdot 434 \text{ N/mm}^2} = 693 \text{ mm}^2 \quad (4.3)$$

I MC2010 brukes kun momentkapasitet som input og i EK2 brukes armeringsareal. Siden det ikke er behov for å velge et antall armeringsjern og senteravstand brukes verdien fra Ligning (4.3) videre for å få en mest mulig nøyaktig momentkapasitet. Det tas altså ikke hensyn til minimum senteravstand og lignende.

MC2010, LoA1

Ved dimensjonering etter LoA1 må først lengden av kontrollsnittet finnes. Hvordan kontrollsnittet finnes er gitt i Avsnitt 3.6 og er beregnet i Ligning (4.4).

$$b_0 = k_e \cdot (4 \cdot b_s + d \cdot \pi) = 0,9 \cdot (4 \cdot 260 \text{ mm} + 210 \text{ mm} \cdot \pi) = 1530 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Etter MC2010 7.3.5.3 kan r_s tilnærmes lik $0,22 L$ på nivå 1 og 2. Siden spennvidden er lik i begge retninger beregnes kun x-retning etter Ligning (4.5)

$$r_s = 0,22 \cdot L_x = 0,22 \cdot 6 \text{ m} = 1,32 \text{ m} \quad (4.5)$$

Videre beregnes vinkelen over søylen etter Ligning (7.3-45) i MC2010, her gjengitt i Ligning (4.6). E_s velges lik 200000 N/mm^2 som er vanlig praksis i dimensjonering av betongkonstruksjoner. Vinkelen brukes så for å finne faktoren k_ψ etter Ligning (7.3-41) i MC2010, her gjengitt som Ligning (4.7). Faktoren k_{dg} tar hensyn til maks aggregatstørrelse og blir lik 1 ved en maksimum aggregatstørrelse på 32 mm.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} = 1,5 \cdot \frac{1,32 \text{ m} \cdot 434 \text{ N/mm}^2}{0,21 \text{ m} \cdot 200000 \text{ N/mm}^2} = 0,021 \quad (4.6)$$

$$\begin{aligned} k_\psi &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \\ &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot 0,021 \cdot 210 \cdot 1} \\ &= 0,245 \leq 0,6 \end{aligned} \quad (4.7)$$

Til slutt finnes den endelige kapasiteten etter Ligning (7.3-39) i MC2010, gjengitt som Ligning (4.8)

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,245 \cdot \frac{\sqrt{30 \text{ N/mm}^2}}{1,5} \cdot 1530 \text{ mm} \cdot 210 \\ &= 288 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.8)$$

Den endelige kapasiteten etter MC2010 LoA1 er altså 288 kN. Det påpekes at det i begge lasttilfellene velges et opptredende moment på 30 kNm som for gitte parameterverdier er et relativt stort moment og det kan diskuteres om den forenklete metoden faktisk er gyldig i dette tilfellet.

MC2010, LoA2

På nivå 2 er selve beregningsalgoritmen forholdsvis lik den på nivå 1, men med noen modifikasjoner. Hovedforskjellen på nivå 1 og 2 er at faktoren k_e beregnes istedenfor å benytte de fastsatte verdiene på nivå 1, samt at vinkelen regnes ut med hensyn på opptredende moment og momentkapasitet.

For å kunne finne en verdi for faktoren k_e må først arealet innenfor kontrollsnittet finnes etter Ligning (4.9). Videre finnes eksentrisiteten, e_u etter Ligning (4.10) og b_u etter Ligning (4.11). Til slutt finnes faktoren k_e etter Ligning (4.12).

$$\begin{aligned} A_c &= b_c^2 + 2 \cdot b_c \cdot d + \frac{d^2}{4} \cdot \pi & (4.9) \\ &= 260^2 + 2 \cdot 260 \cdot 210 + \frac{210^2}{4} \cdot \pi \\ &= 0,21\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$e_u = \frac{M_d}{V_d} = \frac{30\text{kNm}}{328\text{kN}} = 91,5\text{mm} \quad (4.10)$$

$$b_u = \sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 211400}{\pi}} = 519\text{mm} \quad (4.11)$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} = \frac{1}{1 + \frac{91,5\text{mm}}{519\text{mm}}} = 0,85 \quad (4.12)$$

For å finne kapasitet er formelverket på forhånd lagt inn i Excel for å kunne finne en endelig kapasitet ved hjelp av iterasjoner og derfor er det i Ligning (4.10) valgt $V_d = 328$ kN, som stemmer med maksimal kapasitet. Regnearket med iterasjonsprosessen er vedlagt i Vedlegg A. Videre beregninger viser at påkjent skjærkraft lik 328 kN gir en kapasitet på 328 kN.

MC2010 tillater at påkjent skjærkraft reduseres for å ta hensyn til lasten som virker på arealet A_c . Siden det ikke er en hel konstruksjon som er beregnet og MC2010 ikke stiller noen krav om at det må inkluderes ignoreres dette i alle beregninger. Alle beregningene er vist for lasttilfelle 1. For lasttilfelle 2 endrer momentet M_d seg da dette er definert som vektorsummen av momentene i de to retningene.

Det påpekes at den utregnede verdien for k_e etter Ligning (4.12) er lavere enn den fastsatte verdien som ble brukt på nivå 1 beregningen og med tanke på at nivå 1 skal være konservativ i forhold til nivå 2 betyr dette at LoA1 sannsynligvis er gyldig for gitt lasttilfelle.

En lavere verdi for k_e gir en noe lavere b_0 enn på nivå 1, men ellers er beregningen av b_0 like og blir ikke gjengitt her. Momentkapasiteten er allerede bestemt lik 60 kNm, men det må også beregnes gjennomsnittlig opptredende moment, m_{sd} . For å finne dette må bredden det skal tas gjennomsnitt over, b_s , finnes. Denne bredden finnes etter MC2010 7.3.5.3, gjengitt med Ligning (4.13). Momentet m_{sd} finnes så etter Ligning (4.14). Ligning (4.14) finnes ikke direkte i MC2010, men det er oppgitt uttrykket for bredden momentet skal fordeles utover og det er logisk at dette skal fordeles på begge sider som gir faktoren 2. Bruken av Ligning (4.14) støttes av eksempelberegninger etter MC2010 utført av Aurelio Muttoni, som også er medforfatter av grunnlaget til MC2010, og er begrunnet i 3.6. [11]

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} = 1,5 \cdot \sqrt{1,32\text{m} \cdot 1,32\text{m}} = 1,98\text{m} \quad (4.13)$$

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_d}{2 \cdot b_s} = \frac{328\text{kN}}{8} + \frac{30\text{kNm}}{2 \cdot 1,98\text{m}} = 48,6\text{kNm} \quad (4.14)$$

Videre finnes vinkelen over søylen etter Ligning (7.3-46) i MC2010, gjengitt som Ligning (4.15), og faktoren k_ψ etter Ligning (7.3-41) i MC2010, gjengitt som Ligning (4.16).

$$\begin{aligned} \psi &= 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \\ &= 1,5 \cdot \frac{1,32\text{m} \cdot 434\text{N/mm}^2}{0,21\text{m} \cdot 200000\text{N/mm}^2} \left(\frac{48,6\text{kNm}}{60\text{kNm}} \right)^{1,5} \\ &= 0,015 \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned} k_\psi &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \\ &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot 0,015 \cdot 210 \cdot 1} \\ &= 0,296 \leq 0,6 \end{aligned} \quad (4.16)$$

Kapasiteten kan så finnes fra Ligning (7.3-46) i MC2010, her gjengitt som Ligning (4.17).

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \\ V_{Rd,c} &= 0,296 \cdot \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 1445\text{mm} \cdot 210\text{mm} \\ V_{Rd,c} &= 328\text{kN} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Som Ligning (4.17) viser bli kapasiteten 328 kN, som er større enn kapasiteten beregnet etter LoA1. Dette stemmer godt med prinsippet om at nivå 1 skal være konservativt i forhold til nivå 2. For lasttilfelle 2 endres momentet M_d til 42 kNm som er vektorsummen av momentene i begge retninger. Økningen i totalmomentet fører til en redusert kapasitet på 315 kN.

EK2

Ved beregning etter EK2 brukes formelverket i EK2 6.4.3. Det utføres beregninger både med den forenklete β verdien for indre søyler og en beregnet β verdi for rektangulære søyler. Den fastsatte verdien for indre søyler er 1.15 og med parameterne som er brukt i dette eksempelet blir det regnet ut en β lik 1,14 for lasttilfelle 1. At beregnet verdi mer eller mindre samsvarer med fastsatt verdi er tilfeldig. Forskjellen i β gir en nesten ubetydelig forskjell i kapasitet med 342 kN for forenklet metode og 345 kN for metoden med beregning av β .

For lasttilfelle 2 er kapasiteten etter forenklet metode den samme, 342 kN. Metoden for beregning av β med moment om to akser er en forenkling og siden det er lagt vekt på å være konservativ gir denne lavere kapasitet enn for lasttilfelle 1. Endelig beregnet kapasitet med moment om begge akser blir 324 kN.

For full utregning av kapasitet etter EK2 henvises til Vedlegg B.

Sammenligning av MC2010 og EK2, Eksempel 1

De endelige kapasitetene oppsummeres i Tabell 4.2. MC2010 regner stort sett en lavere kapasitet enn EK2. For lasttilfelle 2 gir forenklet metode etter EK2 en høyere kapasitet enn metoden med beregning av β , dette er uheldig ettersom den forenklete metoden bør være konservativ. Det faktum at metoden med beregning av β i EK2 ikke alltid er konservativ mot forenklet metode understøttes av kilder i litteraturen [12]. Det har også blitt påpekt at EK2 heller ikke alltid er konservativ i forhold til utførte forsøk [2].

MC2010 har mer kontinuitet i beregningsmetoder og beregnede verdier. Ved store momenter i begge retninger økes totalmomentet som igjen reduserer k_e faktoren. Det kan diskuteres om det er riktig å kun beregne kapasitet i forhold til den retningen med størst nedbøyning, uten at dette utdypes nærmere her.

Hvorvidt det er MC2010 som beregner for lav kapasitet eller om det er EK2 som beregner for høy kapasitet er vanskelig å vurdere uten å sammenligne mot faktiske forsøk.

Tabell 4.2: Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 1

Beregningsmetode	Lasttilfelle 1 [kN]	Lasttilfelle 2 [kN]
MC2010 , LoA1	288	288
MC2010 , LoA2	328	315
EK2, Forenklet metode	342	342
EK2, Beregnet β	345	324

4.1.2 Eksempel 2, Kantsøyle

Når det skal utføres dimensjonering av kantsøyler er det ikke lenger like mye symmetri og tyngdepunktet for kontrollsnittet og søylen sammenfaller ikke. I EK2 tas det hensyn til denne eksentrisiteten ved lastforhøyningsfaktoren β , men det er noe uklart hvordan regelverket skal benyttes i alle tilfeller. MC2010 tar ved LoA1-beregninger kun hensyn til dette igjennom den fastsatte verdien k_e .

Ved LoA2-beregninger er det noe usikkert hvordan eksentrisiteten mellom tyngdepunktene skal inkluderes. MC2010 i seg selv tillater bruk av forenklet verdi av momentet m_{sd} , men antyder at det også bør tas hensyn til opptredende moment fordelt over en beregnet lengde b_s . Dette er også metoden som er brukt i Eksempel 1. I eksempelberegninger utført av forfatterne av kildegrunlaget til MC2010 er det tatt hensyn til en tilleggseksentrisitet Δe som kommer fra avstanden mellom tyngdepunktet til søylen og tyngdepunktet til kontrollsnittet. Dette er også diskutert i et eget punkt i 3.6. Denne tilleggseksentrisiteten inkluderes både til å redusere eksentrisiteten e_u som benyttes for å finne k_e og for å redusere momentet m_{sd} . [11]

Siden Δe benyttes til å redusere faktoren k_e og momentet m_{sd} vil det være konservativt å ikke ta hensyn til faktoren. Det er utført beregninger både med og uten Δe og det viser seg at den påvirker kapasiteten i stort grad. Med tanke på at MC2010 kun er et grunnlag for en ny Eurokode og ikke et endelig regelverk antas det at beregning av Δe vil inkluderes på et senere tidspunkt og videre beregninger er derfor utført med denne parameteren. Denne påstanden understøttes av eksempelberegninger utført av bl.a. Muttoni og Fernández Ruiz som er ansvarlige for store deler av kildegrunlaget til MC2010 på området gjennomlokking. [11]

Videre vil det bli presentert kapasitetsberegning av en kantsøyle etter MC2010 og EK2. Beregningen etter LoA1 skiller seg kun fra beregninger av indre søyler med en annen verdi for k_e og det henvises derfor til Eksempel 1 for en grundigere presentasjon av beregningsgangen. Beregninger etter LoA2 er forholdsvis like som beregningene i Eksempel 1, men på grunn av eksentrisiteten kommer det inn noen nye elementer som presenteres i sin helhet.

Som tidligere vil kun resultatene fra beregningene etter EK2 presenteres og det henvises til Vedlegg B for komplette utregninger.

Alle parameterverdier er gitt i Tabell 4.3

Tabell 4.3: Parameterverdier for Eksempel 2

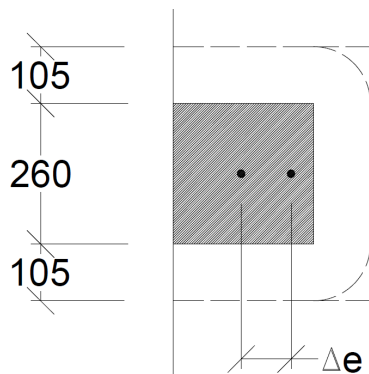
Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
Dekketykkelse, h, [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d, [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Reduksjonsfaktor for LoA1, k_e	0,7
Lastforhøyningsfaktor EK2, β	1,4
Lasttilfelle 1, [kNm]	$M_{d,x} = 30, M_{d,y} = 0$
Lasttilfelle 2, [kNm]	$M_{d,x} = M_{d,y} = 30$
Momentkapasitet i begge retninger, [kNm]	60

MC2010, LoA1

Dimensjoneringen er som vist i Avsnitt 4.1.1 forholdsvis enkel i og med at k_e er en fastsatt verdi og man kun trenger å regne ut lengden på kontrollsnittet, finne vinkelen ψ og faktoren k_ψ før man finner kapasiteten. Med verdiene gitt i Tabell 4.3 finnes en kapasitet på 146 kN etter LoA1. Kapasiteten blir lik for begge lasttilfellene da LoA1-beregninger kun bruker en fastsatt verdi for k_e og ikke tar hensyn til momentet ved beregning av vinkelen over søylen.

MC2010, LoA2

For å finne kapasiteten etter LoA2 dukker problemet med tilleggseksentrisiteten Δe opp. Det blir først presentert hvordan denne finnes for en kantsøyle, samt hvordan den påvirker faktoren k_e og momentet m_{sd} . Kontrollsnittet som brukes for en kantsøyle er vist i Figur 4.1. Etter MC2010 skal kontrollsnittet med sirkulære kanter benyttes, men for å forenkle beregningene av eksentrisiteten benyttes det rektangulære kontrollsnittet. Dette gir et neglisjerbart avvik. Alle beregninger er vist for Lasttilfelle 1. Beregningene for lasttilfelle 2 er ikke inkludert da den eneste forskjellen er verdien på totalmomentet m_d , vektorsummen av momentene i de to retningene, som gir en noe høyere e_u .



Figur 4.1: Illustrasjon av kontrollsnitt for kantsøyle etter MC2010 [mm]

Eksentrisiteten Δe er definert som avstanden mellom tyngdepunktet til søylearealet og tyngdepunktet til kontrollsnittet, se Figur 4.1. Det påpekes at det er snakk om tyngdepunktet til selve kontrollsnittet og ikke arealet innenfor kontrollsnittet. Denne avstanden finnes ved først å finne avstanden fra fri kant til tyngdepunktet av kontrollsnittet. Dette gjøres ved å summere produktet av lengden på hvert linjestykke og avstanden fra kant til tyngdepunktet til hvert enkelt linjestykke. Siden avstanden fra fri kant til søylearealets tyngdepunkt er halve søylebredden subtraheres denne og Δe finnes. Dette er illustrert i Ligning (4.18).

$$\Delta e = \frac{(b_c + d) \cdot (b_c + d/2) + 2 \cdot (b_c + d/2) \cdot 1/2 \cdot (b_c + d/2)}{(b_c + d/2) + 2 \cdot (b_c + d/2)} - \frac{b_c}{2} \quad (4.18)$$

$$\Delta e = \frac{(260 + 210) \cdot (260 + 105) + 2 \cdot (260 + 105) \cdot 1/2 \cdot (260 + 105)}{(260 + 105) + 2 \cdot (260 + 105)} - \frac{260}{2}$$

$$\Delta e = 124\text{mm}$$

For å finne reduksjonsfaktoren må først hjelpestørrelsen b_u beregnes etter Ligning (4.19).

$$b_u = \sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 166818\text{mm}^2}{\pi}} = 461\text{mm} \quad (4.19)$$

Videre trengs eksentrisiteten e_u og det er her usikkert om Δe skal inkluderes da MC2010 ikke nevner det, men kildegrunlaget indikerer at den skal inkluderes. e_u beregnes uten Δe i Ligning (4.20) og med Δe i Ligning (4.21). Som i Eksempel 1 er det også her iterert og funnet den endelige kapasiteten på 220 kN på forhånd, og videre beregninger vil bekrefte at denne verdien er korrekt. Regnearket med iterasjonsprosessen er vedlagt i Vedlegg A.

$$e_u = \frac{M_d}{V_d} - \Delta e = \frac{30\text{kNm}}{220\text{kN}} - 124\text{mm} = 12,4\text{mm} \quad (4.20)$$

$$e_u = \frac{M_d}{V_d} = \frac{30\text{kNm}}{220\text{kN}} = 136,4\text{mm} \quad (4.21)$$

Etter å ha funnet de nødvendige hjelpeverdiene kan k_e finnes med Δe etter Ligning (4.22) og uten etter Ligning (4.23).

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} = \frac{1}{1 + \frac{12,4\text{mm}}{461\text{mm}}} = 0,974 \quad (4.22)$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} = \frac{1}{1 + \frac{136,4\text{mm}}{461\text{mm}}} = 0,77 \quad (4.23)$$

Som Ligning (4.22) og (4.23) viser har Δe stor innvirkning på faktoren k_e og det vil være svært konservativt å ikke inkludere den. I videre beregninger vil Δe bli inkludert, men det vil også bli presentert resultater fra beregninger uten Δe for å se mer på effekten det gir.

Beregningen av bredden b_s momentet $m_{s,d}$ skal fordeles over endres også noe for kantsøyle da det legges inn maksimumsverdier i x og y-retning etter henholdsvis Ligning (4.24) og (4.25). Begge verdiene er lavere enn den utregnede verdien for b_s på 1,98 m og blir derfor gjeldende. Dette er gitt av Figur 7.3-27 i MC2010 og gjengitt i 3.6 som Figur 3.42.

$$b_{s,x} = 3 \cdot b_c = 3 \cdot 0,26 = 0,78\text{m} \quad (4.24)$$

$$b_{s,y} = \frac{b_c}{2} + \frac{b_s}{2} = \frac{0,26}{2} + \frac{1,98}{2} = 1,12\text{m} \quad (4.25)$$

For å finne opptredende moment brukes Ligning (4.26) og (4.27). Siden det for kantsøyler kun er eksentrisitet en vei tas det kun hensyn til eksentrisiteten Δe ved beregning av $m_{sd,x}$. MC 2010 tolkes dit hen at det er lagt inn en minimumsverdi for momentet i y-retning på $V_d/4$ og dette tas hensyn til i beregningen av $m_{sd,y}$. Ved beregning av momentet i x-retning fordeles $M_{d,x}$ over bredden b_s og ikke $2 \cdot b_s$ som tidligere da det kun er en side som tar opp momentet. Det beregnede momentet i x-retning uten hensyn til Δe er 66 kNm.

$$\begin{aligned} m_{sd,x} &= \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e}{b_s} \right| \quad (4.26) \\ &= \frac{220\text{kN}}{8} + \left| \frac{30 - 220 \cdot 0,123\text{m}}{0,78\text{m}} \right| \\ &= 31\text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{sd,y} &= \frac{V_d}{8} + \frac{M_{d,y}}{2 \cdot b_s} \geq \frac{V_d}{4} \quad (4.27) \\ m_{sd,y} &= \frac{220\text{kN}}{8} + \frac{0\text{kNm}}{2 \cdot 1,12\text{m}} \geq \frac{220\text{kN}}{4} \\ m_{sd,y} &= 28\text{kNm} \geq 55\text{kNm} \\ m_{sd,y} &= 55\text{kNm} \end{aligned}$$

I MC2010 velges det for temaet gjennomlokking kun å ta hensyn til den retningen med størst vinkel. For å finne hvilken vei vinkelen er størst må vinkelen beregnes for begge retninger. På grunn av at det ikke finnes en eksentrisitet i y-retning og minimumsverdien på $V_d/4$ for momentet i y-retning blir $m_{sd,y}$ størst. Spennvidden og momentkapasiteten er lik i begge retninger noe som gir grunn til å tro at vinkelen blir størst i denne retningen. Beregningene er vist for x-retning og y-retning i henholdsvis Ligning (4.28) og (4.29). Beregningen av k_ψ tar utgangspunkt i største vinkel og er gjengitt i Ligning (4.30).

$$\begin{aligned}\psi_x &= 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{sd,x}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \\ &= 1,5 \cdot \frac{1,32\text{m} \cdot 434\text{N/mm}^2}{0,21\text{m} \cdot 200000\text{N/mm}^2} \left(\frac{31\text{kNm}}{60\text{kNm}} \right)^{1,5} \\ &= 0,0076\end{aligned}\quad (4.28)$$

$$\begin{aligned}\psi_y &= 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{sd,y}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \\ &= 1,5 \cdot \frac{1,32\text{m} \cdot 434\text{N/mm}^2}{0,21\text{m} \cdot 200000\text{N/mm}^2} \left(\frac{55\text{kNm}}{60\text{kNm}} \right)^{1,5} \\ &= 0,018\end{aligned}\quad (4.29)$$

$$\begin{aligned}k_\psi &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \\ &= \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot 0,018 \cdot 210 \cdot 1} \\ &= 0,266 \leq 0,6\end{aligned}\quad (4.30)$$

Kapasiteten finnes så etter Ligning (7.3-40) i MC2010, gjengitt som Ligning (4.31).

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \\ V_{Rd,c} &= 0,266 \cdot \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 1080\text{mm} \cdot 210\text{mm} \\ V_{Rd,c} &= 220\text{kN}\end{aligned}\quad (4.31)$$

Ved å beregne kapasiteten uten å ta hensyn til Δe vil man få et moment $m_{sd,x}$ på 66 kN. Beregninger gir en vinkel på 0,0234 og den endelige kapasiteten (når man tar hensyn til at faktoren k_e reduseres og derfor også beregningsmessig lengde på kontrollsnittet) blir 152 kN. Dette viser at det for dette tilfellet vil være veldig konservativt å ikke inkludere Δe med en kapasitet på 220 kN når den inkluderes og 152 kN når den utelates.

I lasttilfelle 2 settes det i tillegg på et moment på 30 kNm i y-retning som reduserer k_e , men på grunn av minimumskravet for $m_{sd,y}$ på $V_d/4$ påvirkes ikke beregningen av vinkelen direkte. Beregnet kapasitet for lasttilfelle 2 blir 204 kN.

EK2

Beregningene for Eksempel 2 etter EK2 utføres etter reglene i 6.4.3. Regelverket er forholdsvis greit i bruk når det kommer til beregning av påkjent last og kapasitet, mens det som for Eksempel 1 er noe usikkerhet rundt beregningen av lastforhøyningsfaktoren β . For eksentrisitet en vei finnes den etter Ligning (4.32) og to veier etter Ligning (4.33). Ligning (4.32) er angitt i EK2 6.4.3(4) og Ligning (4.33) som EK2 (6.44). Lengdene u_1 og u_1^* er henholdsvis lengden av kontrollsnittet og redusert kontrollsnitt etter Figur 6.20 i EK2. Faktorene k og W_1 finnes på samme måte som for indre søyle, men med endringene oppgitt i 6.4.3(4) i EK2. Eksentrisiteten e_{par} kommer av momentet som virker om en akse normalt på fri kant (her $m_{d,y}$) dividert på skjærkraften V_d .

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (4.32)$$

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (4.33)$$

Ved å løse ut β -verdiene finnes maks skjærkraft for lasttilfelle 1 lik 197 kN og for lasttilfelle 2 lik 167 kN. Det påpekes her at β -verdien for lasttilfelle 1 kun finnes ut fra geometriske betraktninger og en vilkårlig økning i momentet ikke vil spille inn på kapasiteten. For lasttilfelle 2 spiller heller ikke endringer av momentet i x-retning inn, men en økning av momentet i y-retning fører til en høyere e_{par} og en redusert kapasitet. Det faktum at størrelsen på momentet i x-retning ikke påvirker kapasiteten er en konsekvens av forenklinger gjort i regelverket og kan ved store momenter gi uheldige konsekvenser.

Det utføres også forenklede beregninger etter EK2 med de fastsatte verdiene for β . De fastsatte verdiene viser seg å være konservative og man oppnår altså en lavere kapasitet med forenklet metode. Siden det ikke tas hensyn til noen momenter gir begge lasttilfeller samme kapasitet på 160 kN.

Alle beregninger etter EK2 er vedlagt i Vedlegg B.

Sammenligning av MC2010 og EK2, Eksempel 2

For dimensjonering av kantsøyler blir modellen EK2 bygger på mer avansert og det har derfor blitt gjort store forenklinger. Påvirkningen momentet i x-retning har på kapasiteten er ignorert, noe som kan gi feilaktige resultater. Beregninger etter MC2010 tar fortsatt kun hensyn til den retningen med størst moment, men faktoren k_e reduseres på grunn av et større totalmoment. I tillegg til økt totalmoment er det satt en relativt høy minimumsverdi for beregnet moment i y-retning, $m_{sd,y}$. Dette fører til at det blir nedbøyningen i y-retning som blir dimensjonerende i dette eksempelet, selv om det for lasttilfelle 1 bare settes på et moment i x-retning.

Tabell 4.4 viser et vesentlig større spenn i beregningene fra MC2010 enn de fra EK2. Dette kan nok begrunnes noe med de store forenklingene for LoA1, men det spiller nok også inn at Δe er inkludert i beregningene. Uten Δe ville LoA2 gitt lavere kapasitet og bedre samsvar med LoA1.

Tabell 4.4: Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 2

Beregningsmetode	Lasttilfelle 1 [kN]	Lasttilfelle 2 [kN]
MC2010 , LoA1	146	146
MC2010 , LoA2	220	204
EK2, Forenklet metode	160	160
EK2, Beregnet β	197	167

4.1.3 Eksempel 3, Hjørnesøyle

For dimensjonering av hjørnesøyler vil problemet med eksentrisiteten Δe dukke opp i begge akseretningene. Siden det er sterke indikasjoner på at eksentrisiteten skal inkluderes velges det for dette eksempelet å inkludere den i beregninger etter MC2010 LoA2.

Alle geometriske mål og parametere er oppsummert i Tabell 4.5.

Tabell 4.5: Parameterverdier for Eksempel 3

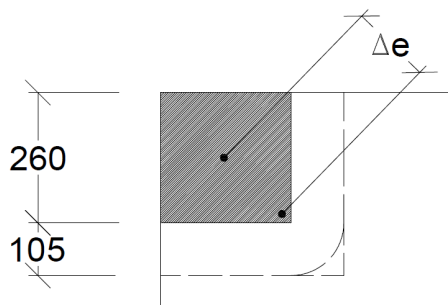
Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
Dekketykkelse, h, [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d, [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Reduksjonsfaktor for LoA1, k_e	0,65
Lastforhøyningsfaktor EK2, β	1,5
Lasttilfelle 1, [kNm]	$M_{d,x} = 30, M_{d,y} = 0$
Lasttilfelle 2, [kNm]	$M_{d,x} = M_{d,y} = 30$
Momentkapasitet i begge retninger, [kNm]	60

MC2010, LoA1

For LoA1-beregninger endres k_e til 0,65, ellers er beregningene like som Eksempel 1 og 2. Endelig beregnet kapasitet blir 84 kN for begge lasttilfeller.

MC2010, LoA2

For beregninger etter LoA2 må først eksentrisiteten Δe bestemmes. I motsetning til Eksempel 2 med kantsøyle er det eksentrisitet i 2 retninger. Siden søylen er kvadratisk blir eksentrisiteten lik begge veier og Δe finnes ved en geometribetraktning. Figur 4.2 viser dimensjonene og Δe .



Figur 4.2: Illustrasjon av kontrollsnitt for hjørnesøyle etter MC2010 [mm]

Størrelsen på eksentrisiteten i x og y-retning finnes på samme måte som for kantsøyler ved å vekte enkeltlengdene av kontrollsnittet og trekke fra halve søylebredden, gitt i Ligning (4.34). Δe finnes så ved Pytagoras etter Ligning (4.35).

$$\begin{aligned} \Delta e_x &= \frac{(b_c + d/2) \cdot (b_c + d/2) + (b_c + d/2) \cdot 1/2(b_c + d/2)}{(b_c + d/2) + (b_c + d/2)} - \frac{b_c}{2} & (4.34) \\ &= \frac{3/2(b_c + d/2) \cdot (b_c + d/2)}{2 \cdot (b_c + d/2)} - \frac{b_c}{2} = \frac{1}{4}(b_c + 3 \cdot d/2) \\ &= \frac{1}{4}(260\text{mm} + 315\text{mm}) = 144\text{mm} \end{aligned}$$

$$\Delta e = \sqrt{2} \cdot \Delta e_x = 203,3\text{mm} \quad (4.35)$$

Videre beregning av kapasitet følger for LoA2 samme metode som Eksempel 1 og 2. Den eneste endringen som inntreffer for hjørnesøyler er at det finnes andre begrensninger for bredden b_s og andre minimumsverdier for momentene $m_{sd,x}$ og $m_{sd,y}$. Disse beregningene, samt den endelige beregningen av kapasitet blir her presentert for lasttilfelle 1. Som for Eksempel 1 og 2 er det kun totalmomentet som endrer seg for lasttilfelle 2 og beregningene er derfor ikke presentert.

Lengden b_s begrenses i begge retninger til $2b_c$. Dette er gitt av Figur 7.3-27 i MC2010 og gjengitt i Avsnitt 3.6 som Figur 3.42. b_s finnes av Ligning (4.36).

$$\begin{aligned} b_s &= 1,5\sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq 2 \cdot b_c & (4.36) \\ b_s &= 1,5\sqrt{1,32\text{m} \cdot 1,32\text{m}} \leq 2 \cdot 0,26\text{m} \\ b_s &= 1,98\text{m} \leq 0,52\text{m} \end{aligned}$$

For beregningen av opptredende moment settes det for hjørnesøyler en minimumsverdi på $V_d/2$. Det er utført iterasjoner på forhånd som har gitt en kapasitet på 117 kN og dette er derfor brukt som påkjent kraft. Påkjent moment i x og y-retning er gitt av henholdsvis Ligning (4.37) og (4.38). Regnearket for iterasjonene er vedlagt i Vedlegg A.

$$\begin{aligned} m_{sd,x} &= \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e_x}{b_s} \right| \geq \frac{V_d}{2} & (4.37) \\ &= \frac{117\text{kN}}{8} + \left| \frac{30 - 117 \cdot 0,144\text{m}}{0,52\text{m}} \right| \geq \frac{117\text{kN}}{2} \\ &= 40\text{kNm/m} \geq 58,5\text{kNm/m} \\ &= 58,5\text{kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{sd,y} &= \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e_y}{b_s} \right| \geq \frac{V_d}{2} & (4.38) \\ &= \frac{117\text{kN}}{8} + \left| \frac{0 - 117 \cdot 0,144\text{m}}{0,52\text{m}} \right| \geq \frac{117\text{kN}}{2} \\ &= 47\text{kNm/m} \geq 58,5\text{kNm/m} \\ &= 58,5\text{kNm/m} \end{aligned}$$

Etter å ha funnet momentene i begge retninger finnes vinkelen i begge retninger og faktoren k_ψ fra den største vinkelen. Kapasiteten finnes til slutt etter Ligning (4.39).

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d & (4.39) \\ V_{Rd,c} &= 0,25 \cdot \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 606\text{mm} \cdot 210\text{mm} \\ V_{Rd,c} &= 117\text{kN} \end{aligned}$$

Kapasiteten er altså 117 kN for lasttilfelle 1. Ved beregninger etter lasttilfelle 2 endres kun totalmomentet siden minimumskravet for $m_{sd,y}$ er for stort til at et påkjent på moment på 30 kNm har noe å si. Beregnet kapasitet etter lasttilfelle 2 blir 99 kN.

EK2

Etter EK2 skal β -verdien for hjørnesøyler regnes ut etter Ligning (6.46) i EK2, gjengitt her i Ligning (4.40). Denne Ligningen skal brukes uansett om man har moment om en eller 2 akser. Dette er en kraftig forenkling ettersom den kun tar hensyn til geometrien i konstruksjonen og ikke størrelsen på opptredende krefter.

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} = \frac{1179\text{mm}}{919\text{mm}} = 1,28 \quad (4.40)$$

Den fastsatte β -verdien etter EK2 er for hjørnesøyler på 1,5, mens ved beregning blir verdien 1,28 for dette eksempelet. Ettersom resten av beregningene er like får man altså et konservativt anslag ved bruk av forenklet metode, ved gitt geometri. Den endelige kapasiteten for begge lasttilfeller blir 84 kN etter forenklet metode og 98 kN etter metoden med beregning av β .

Sammenligning av MC2010 og EK2, Eksempel 3

Sammenligning av alle resultatene er oppsummert i Tabell 4.6. Tabellen viser at de forenklede metodene i EK2 og MC2010 faktisk samsvarer for begge lasttilfeller. Tatt i betraktning de store forskjellene i beregningsalgoritmene tolkes dette kun som en ren tilfeldighet. Metoden fra EK2 med beregning av β gir en høyere kapasitet som i og for seg er bra med tanke på at den forenklede metoden skal være konservativ. LoA2 er den eneste metoden som gir forskjellig kapasitet for de to lasttilfellene, og den eneste metoden som i det hele tatt tar hensyn til størrelsen på momentet.

Tabell 4.6: Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 3

Beregningsmetode	Lasttilfelle 1 [kN]	Lasttilfelle 2 [kN]
MC2010 , LoA1	84	84
MC2010 , LoA2	117	99
EK2, Forenklet metode	84	84
EK2, Beregnet β	98	98

4.2 Dimensjonering av konstruksjoner med behov for skjærarmering

Beregningene etter MC2010 for konstruksjoner med skjærarmering er i hovedsak like som for konstruksjoner uten skjærarmering, men med en ekstra kapasitet fra armeringen. Reglene i EK2 gir et helt nytt uttrykk for kapasitet hvor det er valgfritt om man tar hensyn til betongbidraget eller ikke.

EK2 tar utgangspunkt i at det armeres i konsentriske sirkler ut fra søylen. Dette kan gi mer arbeid på byggeplass siden det vanligste og enkleste er å armere i rektangulære mønster. Etter reglene i MC2010 kan det armeres i valgfritt mønster, men kun armering i avstand mellom $0,35 d$ og d fra ytterkant av søylen inkluderes i beregningene. For å forhindre brudd utenfor dette området finnes det også en ytre d hvor skjærarmering ikke lenger er nødvendig.

I tillegg til at beregningene er forskjellige har de to kodene forskjellige krav til armeringsplassering og en sammenligning vil derfor være mer omfattende enn kun å beregne kapasitet for et gitt eksempel. Det vil videre velges parameterverdier for en søylekonstruksjon og bli beregnet nødvendig armeringsareal etter de to regelverkene. Det vil også bli diskutert hvordan armeringen skal plasseres.

Definisjonene av akseretninger og momenter er likt som for konstruksjoner uten behov for skjærarmering i Avsnitt 4.1. For indre søyler vil ikke selve retningen til momentet ha noen betydning, men heller om det er momenter i en eller to retninger og forholdet mellom dem.

4.2.1 Eksempel 4, indre søyle med skjærarmering

I MC2010 poengteres det at LoA1 er ment for “preliminary design” og ikke til å dimensjonere nye bygninger. Det antas her at LoA1 kun bør benyttes til en kontroll om det i det hele tatt trengs skjærarmering og ikke bør brukes til å beregne mengden armering. På grunnlag av dette vil det kun bli beregnet nødvendig skjærarmering etter LoA2 og EK2 Avansert.

For å sørge for at armering er nødvendig velges her et eksempel med høyere laster enn tidligere. Alle parametere er gitt i Tabell 4.7.

Tabell 4.7: Parameterverdier for Eksempel 4

Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
Dekketykkelse, h , [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d , [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Påkjent skjærkraft i søyle [kN]	500
Påkjent moment, [kNm]	$M_{d,x} = M_{d,y} = 40$
Momentkapasitet i begge retninger, [kNm]	80

MC2010, LoA2

For å beregne nødvendig skjærarmering etter LoA2 må først betongbidraget beregnes. Dette bidraget beregnes på samme måte som kapasiteten ble beregnet for Eksempel 1-3, konstruksjoner uten skjærarmering. Siden beregningene allerede er presentert vises det til Vedlegg A for komplett utregning. Den endelige betongkapasiteten er gitt av Ligning (4.41).

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v = 0,27 \cdot \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 1395\text{mm} \cdot 210\text{mm} = 287\text{kN} \quad (4.41)$$

Kapasiteten til betongbidraget beregnes altså til 287 kN og en påkjent kraft på 500 kN gjør at det er nødvendig med skjærarmering. Før nødvendig skjærarmering beregnes må det først beregnes skjærtrykkapasitet. Skjærtrykkapasiteten er et absolutt krav som beregnes etter Ligning (4.42). Hvis skjærtrykkapasiteten ikke er tilstrekkelig må det utføres andre tiltak som økning av dekketykkelsen, økning av søyledimensjon eller lignende. Faktoren k_{sys} kan etter MC2010 settes lik 2 med mindre det kan dokumenteres at en høyere verdi kan benyttes.

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (4.42)$$

$$V_{Rd,max} = 2 \cdot 287\text{kN} = 574\text{kN} \leq \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 1395\text{mm} \cdot 210\text{mm} = 1070\text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 574\text{kN}$$

Beregnet skjærtrykkapasitet er altså større enn påkjent skjærkraft og konstruksjonen får tilstrekkelig kapasitet med innlagt skjærarmering.

For å bestemme nødvendig skjærarmeringsareal må maksimal spenning i skjærarmeringen beregnes. Siden armeringen ikke vil være aktivert ved lave vinkler, ψ , er spenningen gitt som en funksjon av ψ og begrenset av flytespenningen. Ligningen for beregning av spenningen er gitt i Ligning (7.3-43) i MC2010 og er her gjengitt som Ligning (4.43).

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{ywd} \quad (4.43)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{200000\text{N/mm}^2 \cdot 0,0177}{6} = 589\text{N/mm}^2 \leq 435\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = 435\text{N/mm}^2$$

I kildegrunlaget til MC2010 er det antydnet at det også kan inkluderes et tillegg til skjærarmeringen som tar hensyn til heft mellom skjærarmeringen og betongen, f_{bd} , effektiv dekketykkelse og diameteren til skjærarmeringen, ϕ_w . Dette uttrykket er ikke gitt i MC2010, men det er god mulighet for at det inkluderes på et senere tidspunkt [11]. Uttrykket er presentert i Ligning (4.44), men siden begrensningen på 435 N/mm² fortsatt gjelder er ikke dette brukt i videre beregninger. Verdien for maksimal heft, f_{bd} , er gitt av MC2010 og diameteren til skjærarmeringen er valgt lik 8 mm.

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &= \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd} \cdot d}{f_{ywd} \cdot \phi_w}\right) \\ \sigma_{sd} &= \frac{200000\text{N/mm}^2 \cdot 0,0177}{6} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 210}{435 \cdot 8}\right) = 696\text{N/mm}^2\end{aligned}\quad (4.44)$$

Nødvendig skjærarmering og minimumsarmering kan nå beregnes. Nødvendig skjærarmering beregnes med utgangspunkt i at armeringen skal ta opp differansen mellom påkjent skjærkraft og betongbidraget, etter Ligning (4.45). Minimumsarmeringen kommer fra et krav i MC2010 om at armeringen minimum må ha kapasitet til å bære halve den påkjente skjærkraften, vist i Ligning (4.46). Vinkelen α er valgt lik 90 grader for vertikal skjærarmering.

$$A_{s,w} = \frac{V_d - V_{Rd,c}}{k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \sin(\alpha)} = \frac{500\text{kN} - 287\text{kN}}{0,82 \cdot 435\text{N/mm}^2 \cdot \sin(90)} = 596,5\text{mm}^2 \quad (4.45)$$

$$A_{s,w} = \frac{0,5 \cdot V_d}{k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \sin(\alpha)} = \frac{0,5 \cdot 500\text{kN}}{0,82 \cdot 435\text{N/mm}^2 \cdot \sin(90)} = 700\text{mm}^2 \quad (4.46)$$

Som Ligning (4.45) og (4.46) viser blir minimumsarmeringen gjeldene og det må være minst 700mm^2 skjærarmering for å ha tilfredsstillende kapasitet. Dette er mengden armering som må legges innenfor $0,35d$ og $1d$ fra søylerand. I tillegg til dette må det være armert i henhold til regler for minimumsarmering helt ut til et ytre kontrollsnitt med lengde b_0 . Denne lengden finnes uten hensyn til reduksjonsfaktoren k_e etter Ligning (4.47). Effektiv dekketykkelse $d_{v,out}$ er effektiv dekketykkelse d minus overdekningen i underkant.

$$b_0 = \frac{V_d}{k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot d_{v,out}} = \frac{500\text{kN}}{0,27 \cdot \frac{\sqrt{30\text{N/mm}^2}}{1,5} \cdot 174} = 2836,5\text{mm} \quad (4.47)$$

Reduksjonsfaktoren k_e kan finnes tilnærmet korrekt ved å anta et sirkulært kontrollsnitt med radius $2r_{out}$ hvor r_{out} er radiusen til en sirkel med omkrets b_0 . r_{out} finnes etter Ligning (4.48) og k_e etter Ligning (4.49).

$$r_{out} = \frac{b_0}{2 \cdot \pi} = \frac{2836,5}{2 \cdot \pi} = 451,5\text{mm} \quad (4.48)$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{2 \cdot r_{out}}} = \frac{1}{1 + \frac{113\text{mm}}{2 \cdot 451,5\text{mm}}} = 0,89 \quad (4.49)$$

Til slutt kan den nødvendige lengden til kontrollsnittet finnes etter Ligning (4.50).

$$b_{out} = \frac{b_0}{k_e} = \frac{2836,5\text{mm}}{0,89} = 3192\text{mm} \quad (4.50)$$

Altså må det armeres helt ut til et kontrollsnitt på minimum 3192 mm. Når det armeres vil det normalt sett være enklest å velge en diameter på skjærarmeringen og senteravstanden i hver retning. Det antas rektangulær armeringsplassering. Ved hjelp av en enkel geometri-betraktning finnes tettheten til armeringen i et horisontalt snitt og ved å multiplisere denne med det totale arealet som er innenfor $1 d$ og utenfor $0,35 d$ fra søylerand. Dette er gitt av henholdsvis Ligning (4.51) og (4.52). For dette eksempelet er det valgt en diameter på 8 mm og en senteravstand på 100 mm i begge retninger.

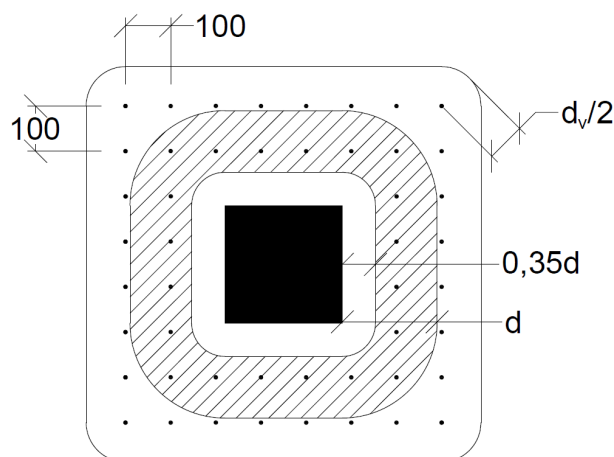
$$\rho_{sw} = \frac{\frac{8\pi}{4}\text{mm}^2}{100\text{mm} \cdot 100\text{mm}} = 0,5\% \quad (4.51)$$

$$A_{sw} = \rho_{sw} \cdot (4 \cdot b_c \cdot d + d^2 \cdot \pi - 4 \cdot b_c \cdot 0,35 \cdot d - (0,35 \cdot d)^2 \cdot \pi) \quad (4.52)$$

$$A_{sw} = 0,005(4 \cdot 260 \cdot 210 + 210^2 \cdot \pi - 4 \cdot 260 \cdot 0,35 \cdot 210 - (0,35 \cdot 210)^2 \cdot \pi)$$

$$A_{sw} = 1325\text{mm}^2 \geq 700\text{mm}^2$$

Med valgt armeringsplassering er det altså 1325mm^2 med skjærarmering innenfor gjeldende område, som er godt over minimumskravet på 700mm^2 . For å få tilstrekkelig omkrets på ytre kontrollsnitt velges det sidekanter lik 700mm og armeringen blir som vist i Figur 4.3. Armeringen innenfor skravert område er armeringen som tar opp skjærkraft fra søylen og er med i beregningene. Kravene om at første armering skal være minst $0,35 d_v$ og maks $0,75 d_v$ fra søylerand er tilfredsstillt. Avstandskravet om maks $0,75 d_v$ og maks 300 mm mellom hver armeringsstang i radiell retning er også oppfylt. Det er benyttet 2 lag med armering i radiell retning som er minimum. Alle krav til armeringen er forklart og oppsummert i Avsnitt 3.7.



Figur 4.3: Illustrasjon av armeringsplassering etter MC2010, Eksempel 4 [mm]

I kildegrunlaget til MC2010 antydes det at metoden med ρ multiplisert med arealet hvor det må plasseres skjærarmering er en gyldig metode. På grunn av utformingen til arealet kan det tenkes at det for noen parameterverdier vil være tilfeller hvor den faktiske plasserte armeringen avviker fra det som er beregnet med ρ . [11]

I dette tilfellet blir det plassert totalt 22 armeringsjern som skal inkluderes i beregningene. Dette gir en $A_{sw} = 1106 \text{ mm}^2$ som er lavere enn det som ble beregnet med ρ , men fortsatt høyere enn beregningsmessig nødvendig. Dette bør enten påpekes eller byttes ut med en metode hvor faktisk antall plasserte jern beregnes. MC2010 spesifiserer ikke direkte hvordan A_{sw} skal beregnes og det er mulig metoden med faktisk plasserte jern skal brukes, selv om dette ikke er gjort i eksempelberegninger. [11]

Det er plassert 48 armeringsjern med et enkeltareal på $50,3 \text{ mm}^2$ som gir et totalt armeringsareal på 2412 mm^2 .

EK2

Ved dimensjonering etter EK2 beregnes først β på samme måte som tidligere. Etter å ha funnet β beregnes $v_{Rd,c}$ og $v_{Rd,max}$, også dette på samme måte som i Eksempel 1-3. Beregningene er presentert i sin helhet i Vedlegg B, men beregningsgangen er forklart for å få frem hvilke antakelser som er gjort underveis.

v_{Ed} finnes fra den påkjente skjærkraften og siden skjærspenningen er større enn skjærspenningskapasiteten trengs det skjærarmering. Det kontrolleres at $v_{Rd,max}$ er høyere enn v_{Ed} siden manglende skjærtrykkapasitet ville krevd andre tiltak enn skjærarmering (økt dekketykkelse eller lignende).

Det er ikke tilstrekkelig skjærtrykkapasitet etter ekstrakravet i N.A, og det benyttes derfor kun maksimumsverdien. Dette er tillatt så lenge betongbidraget neglisjeres når nødvendig armeringsareal beregnes. Det påpekes at det nesten er nok kapasitet og små justeringer ville sannsynligvis tillatt at betongbidraget kunne blitt tatt med.

Etter beregningsmetodene i EK2 finner man nødvendig armeringsareal i en konsentrisk runde rundt søylen. Dette arealet finnes lik 1088 mm^2 . Det finnes så nødvendig areal per lengdeenhet som igjen gir en minimum senteravstand på $169,9 \text{ mm}$. Denne senteravstanden er funnet med armeringsstenger med en $D=8 \text{ mm}$. Det velges en tangentiell senteravstand lik 160 mm som gjør at man trenger 23 armeringsstenger pr. lag innenfor det kritiske snittet ved $2d$. For å få symmetri velges det 24 stenger med 3 på hver langsida og 3 i kvarte sirkel. Det kontrolleres at alle senteravstander i tangentiell retning er under 160 mm .

For å beregne hvor langt ut det må armeres finnes først den omkretsen som gir tilstrekkelig kapasitet når det kun tas hensyn til betongen, u_{out} . Denne beregningen er den samme som har blitt gjort i Eksempel 1-3 bare at det nå løses for omkrets istedenfor kapasitet. Denne omkretsen finnes lik 5000 mm . Videre løses det for radiusen til u_{out} etter Ligning (4.53).

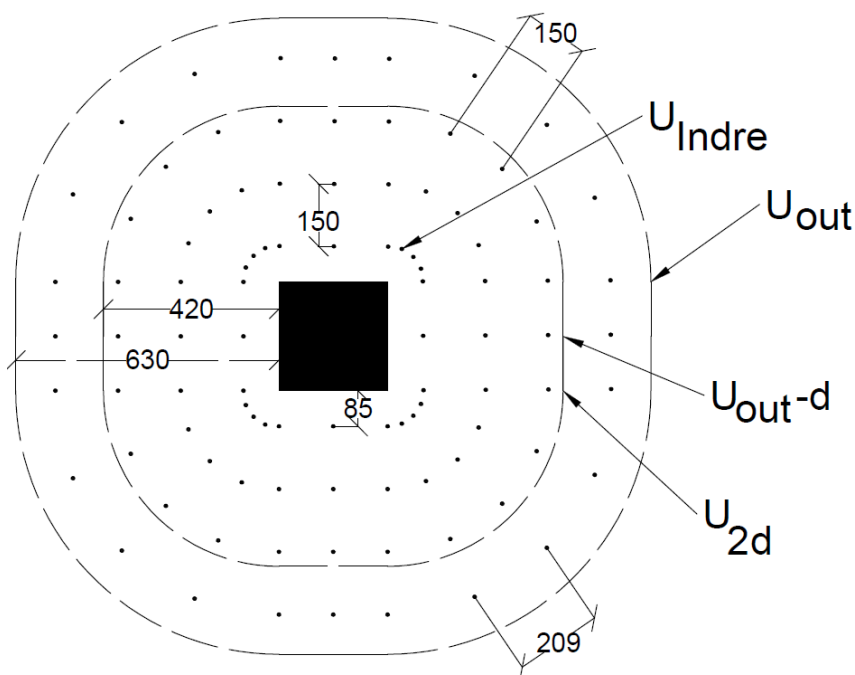
$$r_{out} = \frac{u_{out} - 4 \cdot b_c}{2 \cdot \pi} = \frac{5000 \text{ mm} - 4 \cdot 260 \text{ mm}}{2 \cdot \pi} = 630 \text{ mm} \quad (4.53)$$

EK2 tillater at armeringen legges i en avstand d innenfor u_{out} . Snittet som ligger d innenfor u_{out} samsvarer tilfeldigvis med kritisk kontrollsnitt, men siden ytterste armeringslag innenfor kritisk kontrollsnitt ligger innenfor selve snittet må det legges et lag utenfor kritisk kontrollsnitt. Alle snitt og avstander er vist i Figur 4.4.

EK2 stiller også en del minimums- og maksimumskrav til radielle og tangentielle lengder. Den radielle avstanden fra søylekant må være mellom $0,3 d$ og $0,5 d$. Denne velges lik $0,4 d = 85$ mm. Videre utover er den maksimale radielle avstanden $0,75 d = 157,5$ mm og velges her lik 150 mm.

Den tangentielle avstanden innenfor kritisk snitt er minst lik 160 mm (basert på nødvendig antall armeringsstenger) som er under minimumskravet på $1,5 d = 315$ mm, men siden armeringen skal legges radielt utover må det kontrolleres om dette gir tilstrekkelig avstand i ytterste snitt. Armeringslag utenfor kritisk snitt kan ha en maksimal tangentiell avstand på $2 d = 420$ mm. Her blir de sirkulære hjørnene som har en lengde på 990 mm avgjørende. Maks avstand på 420 mm gir nødvendig antall lengder $n = 990/420 = 2,4$, som gir 2 stenger (med 3 linjestykker mellom siden det legges armering på enden av de rette stykkene). Innerste snitt krever allerede 24 stenger og siden armeringen skal plasseres radielt utover blir det plassert 3 på hver langside og 3 på hver bue også utenfor kritisk snitt.

Hele armeringsplasseringen er oppsummert i Figur 4.4. Det legges altså totalt $3 \cdot 4 + 3 \cdot 4 = 24$ stenger i hvert lag. Med 4 lag blir dette 96 armeringsstenger med 8 mm diameter og totalt 4825 mm^2 .



Figur 4.4: Illustrasjon av armeringsplassering etter EK2, Eksempel 4 [mm]

Det totale armeringsarealet virker i utgangspunktet stor, men det finnes noen faktorer som gjør at den blir en del større enn det som kanskje hadde vært nødvendig. For det første kunne armeringsplasseringen blitt optimalisert ved å bruke en usymmetrisk fordeling langs kontrollsnittene. Valgt armeringsplassering er forenklet ved at det legges 3 jern på hver rette linje slik at de buede hjørnene lett kan deles i like lengder.

Siden EK2 stiller krav om at armeringen skal ligge radielt utover blir faktisk tangentiell senteravstand langt lavere enn minimumskravet på $2d$ som igjen fører til større armeringsareal enn beregningsmessig nødvendig.

Et siste moment er at betongbidraget er neglisjert. Dette er i henhold til reglene, men hadde skjærspenningen vært $0,02\text{N/mm}^2$ lavere kunne man brukt den beregnede verdien for skjærtrykkkapasitet (og ikke maksimumsverdien) og dermed inkludert betongbidraget i beregningen av armeringen og funnet en lavere nødvendig skjærarmering.

En reduksjon i skjærspenningen med $0,02\text{N/mm}^2$ hadde krevd en reduksjon i påkjent skjærkraft fra 500 kN til 494 kN som hadde gjort at man kunne inkludert 75 % av betongkapasiteten, beregnet til 368 kN (ved en påkjent skjærkraft på 494 kN). Det er ikke beregnet det totale armeringsarealet når betongbidraget inkluderes, i og med at det må tas hensyn til minimumslengder og lignende. Det beregnede nødvendige armeringsarealet per lag er funnet lik 488 mm^2 når betongbidraget inkluderes mot 1088 mm^2 når betongbidraget neglisjeres. Tallverdiene viser at neglisjeringen av betongbidraget gir en reduksjon i armeringsarealet.

Det er i dette eksempelet kun studert et sirkulært armeringsgrid siden reglene i EK2 legger opp til at dette skal benyttes. Det er også mulig å benytte kvadratiske armeringsgrid, men reglene er da noe uklare.

Sammenligning av MC2010 og EK2, Eksempel 4

Som vist i beregningene er det valgt å sammenligne de to beregningsmetodene på grunnlag av beregnet mengde skjærarmering. Dette virker mest fornuftig da de forskjellige kravene til armeringsplassering og minimumsavstander vil gjøre at det er vanskelig å velge en armeringsplassering og beregne kapasiteten ut fra dette. I tillegg til beregnet armeringsareal er det i Tabell 4.8 inkludert kapasiteten konstruksjonen har uten skjærarmering. Kapasiteten uten skjærarmering er beregnet til samme verdi for både EK2 og MC2010, noe som gir et godt sammenligningsgrunnlag for skjærarmering.

Tabell 4.8: Sammenligning av beregnet kapasitet, Eksempel 4

Beregningsmetode	Kapasitet uten armering [kN]	Armeringsareal [mm ²]
MC2010 , LoA2	343	2412
EK2	343	4825

Nødvendig skjærarmeringsareal er ganske nøyaktig dobbelt så stort for EK2 som for MC2010. For å begrunne den store forskjellen vil det videre diskuteres to hovedårsaker.

Betongbidraget: MC2010 tillater at betongbidraget inkluderes når det beregnes nødvendig skjærarmeringsareal, men setter en begrensning på at skjærarmeringen må bære minst halve skjærkraften. Denne begrensningen viser seg å være gjeldende her. EK2 har empiriske formler for når betongbidraget kan inkluderes som ikke tillater at det inkluderes for dette eksempelet. Det antydes at nødvendig armeringsareal hadde vært vesentlig lavere hadde betongbidraget vært inkludert. Siden kravet om at skjærarmeringen må bære halve skjærkraften er dimensjonerende for MC2010 utlignes denne effekten noe.

Ytre kontrollsnitt: Ved å sammenligne lengden av ytre kontrollsnitt etter de to regelverkene observeres det at EK2 krever et lenger ytre kontrollsnitt enn MC2010 som gir et større område med armering. Snittet hvor EK2 legger det siste armeringslaget har for dette eksempelet en radius på 630 for de sirkulære hjørnene som sammen med de rette sidekantene parallelt med søylen gir en total omkrets på $2 \cdot \pi \cdot r + 4 \cdot b_c = 2 \cdot \pi \cdot 630 \text{ mm} + 4 \cdot 260 \text{ mm} = 5000 \text{ mm}$. Denne omkretsen er større en omkretsen etter MC2010-beregningene på 3460 mm.

Det konkluderes med at disse to effektene er hovedårsaken til at EK2 beregner et større nødvendig skjærarmeringsareal. Det faktum at EK2 tillater inkludering av betongbidraget har blitt kritisert som en mangel på kontinuitet og at det bryter med fagverksmodellen EK2 bygger på [12]. MC2010 tillater inkludering av betongbidraget, men reduserer risikoen for feil bruk ved at det kreves at skjærarmeringen bærer minst halve skjærkraften samt at tillatt spenning i skjærarmeringen begrenses med hensyn på vinkelen over søylen.

Det er ikke mulig å konkludere med om det er riktig å inkludere betongbidraget eller hvor stor effekten av plasseringen til ytterste armerte snitt er uten å sammenligne med faktisk forsøk, dette er derfor ikke diskutert videre.

Når det gjelder hvordan armeringen plasseres har MC2010 en klar fordel ved at den har mindre strenge krav til hvordan armeringen plasseres og tillater kvadratiske armeringsgrid. Det eneste problemet med kvadratisk armeringsgrid i MC2010 er at noen jern havner utenfor området for beregningsmessig skjærarmering som kan føre til større beregnet mengde armering med kvadratisk grid i forhold til sirkulært grid.

Det er mulig å plassere armeringen kvadratisk etter EK2 også, men dette er mer tidkrevende ettersom regelverket er basert på konsentriske rektangulære kontrollsnitt i radiell retning med avrundede hjørner .

I praktisk bruk er kvadratiske grid helt klart å foretrekke og dette trekkes derfor frem som en av de store fordelene med MC2010 i forhold til EK2 når det gjelder plassering av skjærarmering.

4.2.2 Kant- og hjørnesøyler med skjærarmering

Kant- og hjørnesøyler dimensjoneres etter de samme prinsippene som er vist i Eksempel 1-4. Beregningsmetoden er lik som for konstruksjoner uten skjærarmering, men med et tillegg i kapasiteten som kommer fra armeringen. Dette var også tilfellet for indre søyler. I den foreløpige versjonen av MC2010 er ikke alle minimumsregler og lignende helt klart definert og siden beregningene er såpass nøye beskrevet for lignende tilfeller er ikke beregningene for kant- og hjørnesøyler inkludert.

4.3 Dimensjonering etter LoA3

Dimensjonering etter LoA3 følger samme metode som LoA2, men det benyttes en lineær-elastisk analyse for å bestemme lengden til momentnullpunkt, r_s , og størrelsen av gjennomsnittlig moment m_{sd} . Det vil videre bli presentert en beregning etter LoA3 for en indre søyle med lineær-elastisk analyse i Diana.

Siden det i LoA3 kreves en lineær-elastisk analyse av hele konstruksjonen kan det ikke velges vilkårlige verdier for aksiallast og moment. Det vil derfor ikke bli sammenlignet direkte med kapasiteten etter LoA2, men det vil bli diskutert forskjeller.

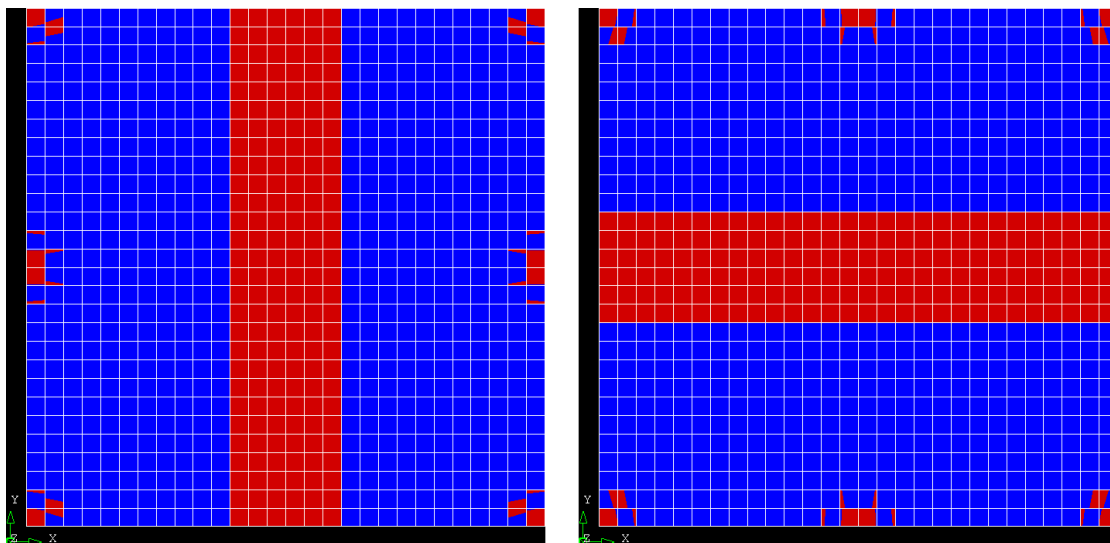
Diana-modellen bygges opp med skallelementer og 28 elementer per sidekant. Spennviddene er 6 m som gir en elementlengde på 429 mm. Modellen er en skalert versjon av den som blir brukt for momentstudiet i Kapittel 6 og det henvises til 6.1 for en mer detaljert beskrivelse av geometrien.

Definisjonen av akseretningen og momenter er likt som for Eksempel 1-4. Akseretningen har liten betydning for indre søyler som er symmetriske. Momentene er definert som momenter om angitt akse.

4.3.1 Avstand til momentnullpunkt, $r_{s,x}$

For å finne avstanden til momentnullpunkt utføres det en lineær-elastisk analyse og momentene finnes i x og y-retning pr. lengdeenhet. Størrelsen på momentene hentes ut fra elementene. Et finere mesh med mindre elementer ville gitt et mer nøyaktig svar, men siden dette er ment som en presentasjon av beregningsmetoden og ikke en nøyaktig kapasitetsberegning anses resultatene som tilfredsstillende.

Figur 4.5 viser elementene som har momentverdier større enn null for henholdsvis m_{xx} og m_{yy} . Momenter større enn null er vist i rødt og mindre enn null i blått. Figuren viser at det er totalt 3 elementer ut fra senter til hver side som gir $r_{s,x} = r_{s,y} = 429 \text{ mm} \cdot 3 = 1287 \text{ mm}$. I Eksempel 1 i 4.1.1 ble r_s funnet lik 1,32 m som er i samme størrelsesorden.



Figur 4.5: Elementer med henholdsvis m_{xx} og m_{yy} større enn null

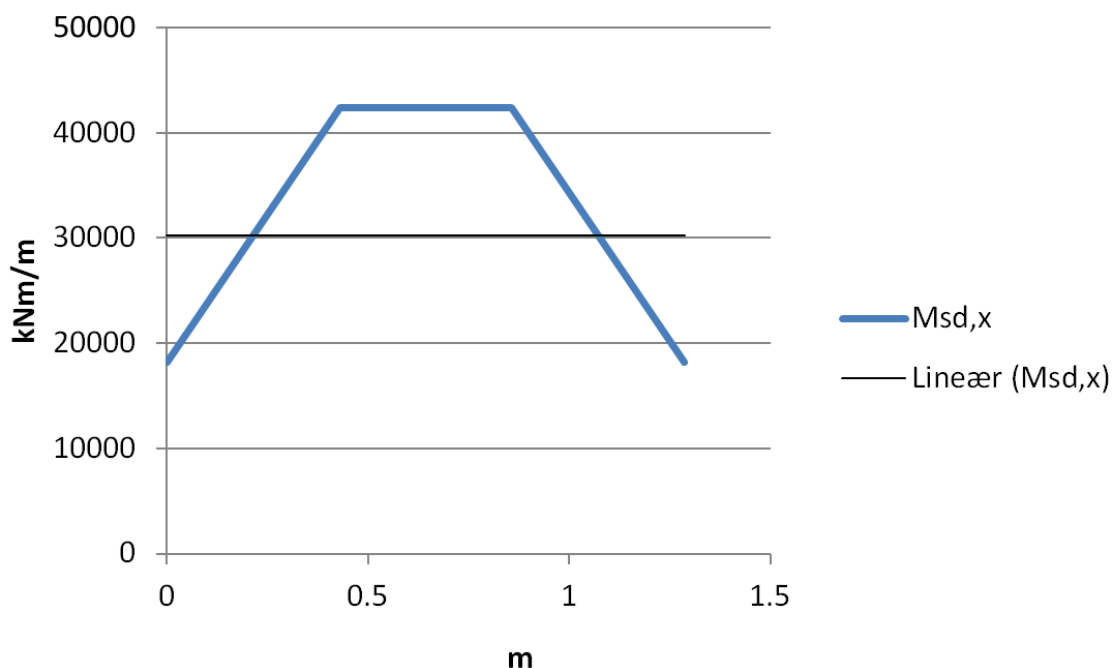
4.3.2 Gjennomsnittlige momenter, m_{sd}

Momentene skal alltid beregnes som gjennomsnittlige verdier over bredden b_s . For indre søyler er denne gitt av Ligning (4.54). Det finnes ingen maksimumsverdi, som det gjør for kant- og hjørnesøyler. Verdien på 1,93 m er i samme størrelsesorden som for Eksempel 1 i 4.1.1.

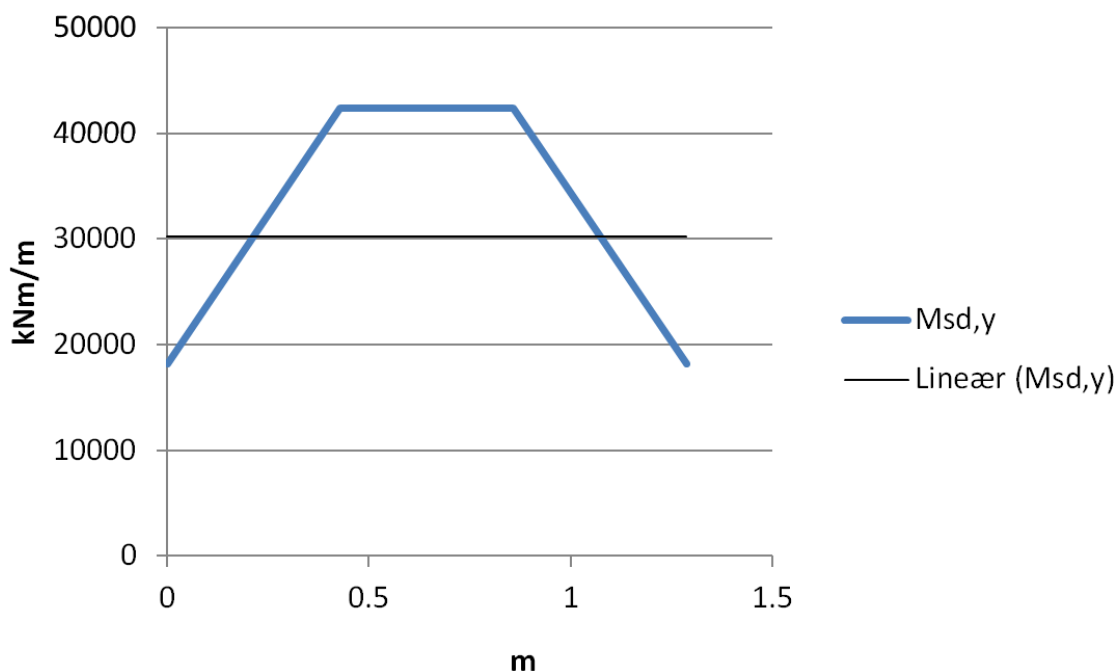
$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} = 1,5 \cdot \sqrt{1287 \cdot 1287} = 1931 \text{ mm}. \quad (4.54)$$

På grunn av et relativt grovt nett vil det bli ikke være mulig å hente ut verdier over nøyaktig 1,93 m. Verdiene er høyest ved søylen og dette løses ved at det kun hentes verdier fra 2 elementer på hver side som gir en effektiv $b_s = 1,72$ m. Dette vil gi en unøyaktighet, men det blir en konservativ løsning. Ved analyser av reelle konstruksjoner bør det benyttes et finere elementnett eller flere integrasjonspunkter.

Etter LoA3 skal M_{xy} inkluderes i det gjennomsnittlige momentet slik at det finnes et maksimalt moment. Siden både $M_{d,x}$ og $M_{d,y}$ er positive adderes absoluttverdien av M_{xy} for å få maksimumsverdien. Summasjonen av momentene for henholdsvis x og y-retning er vist i Figur 4.6 og 4.7. Momentene er hentet ut fra Diana og summert i regneark. Regnearket finnes i elektronisk vedlegg.



Figur 4.6: Summert moment for elementer nær søylen i x-retning



Figur 4.7: Summert moment for elementer nær søylen i y-retning

For å finne det påkjente gjennomsnittlige momentet m_{sd} tas gjennomsnittet av verdiene som er funnet over bredden b_s , vist i Figur 4.6 og 4.7 som “Lineær”. Siden avstanden b_s er lik i begge retninger og alt ellers er symmetrisk blir momentet i begge retninger lik 30,3 kNm.

Elementene som er brukt i Diana-modellen er skall- og bjelkeelementer som ikke har fysiske dimensjoner. Dette betyr at søylen kun vil være i kontakt med dekket i et gitt punkt istedenfor over hele søyledimensjonen. Videre vil dette føre til at momentene i dekket vil bli større enn ved bruk av romlige elementer. Dette problemet forhindres delvis ved at momentene hentes ut i integrasjonspunkter og ikke elementrand hvor momentene er størst.

Ved å bruke romlige elementer med fysiske dimensjoner ville momentene blitt mer nøyaktige, men ettersom dette kun er tenkt som en illustrasjon av beregningsgangen i LoA3 er dette ikke utført her.

4.3.3 Kapasitetsberegning

Den endelige kapasitetsberegningen utføres på samme måte som for Eksempel 1 i 4.1.1, bortsett fra at faktoren 1,5 i uttrykket for vinkelen byttes ut med 1,2. Grunnen til dette er at verdiene som hentes fra en lineær-elastisk analyse anses som mer nøyaktige enn de anslåtte verdiene. Dette er forklart mer utfyllende i Avsnitt 3.6. Beregningen av vinkelen er vist i Ligning (4.55).

$$\begin{aligned}\psi &= 1,2 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} & (4.55) \\ &= 1,2 \cdot \frac{1,29m \cdot 434\text{N/mm}^2}{0,21m \cdot 200000\text{N/mm}^2} \left(\frac{30,3\text{kNm}}{60\text{kNm}} \right)^{1,5} \\ &= 0,0058\end{aligned}$$

Ved å beregne kapasiteten ut fra vinkelen på samme måte som i 4.1.1 finnes en endelig kapasitet på 496,7 kN. Dette er vesentlig høyere enn kapasiteten på 328 kN som ble funnet i Eksempel 1. Disse tallene kan ikke sammenlignes direkte da m_{sd} i eksempel 1 avhenger av et valgt påkjent moment på 30 kNm og dette er hovedgrunnen til den store forskjellen i kapasitet.

Dette eksempelet bør hovedsakelig kun ses på som en illustrasjon av dimensjonering etter LoA3.

Kapittel 5

Parameterstudie

For å kunne sammenligne de to metodene på et mer generelt grunnlag vil det her utføres en parameterstudie. I motsetning til eksempelregning vil man med en parameterstudie kunne vurdere påvirkningen forskjellige parametere har på de to metodene. Det vil bli lagt vekt på å sammenligne parametere som minst ett av regelverkene ikke tar hensyn til, samt parametere som de to regelverkene vektlegger forskjellig. På denne måten kommer forskjellene mellom de to regelverkene frem og styrker og svakheter kan diskuteres.

Alle parameterstudiene er utført i regnearkene som har blitt brukt i eksempelberegningene tidligere. Beregningene i parameterstudiet er utført for flere tilfeller og det blir iterert frem til endelig kapasitet. Beregningsmetode med nummererte ligninger er vedlagt i Vedlegg. Appendix A inneholder alle beregninger etter MC2010 og Vedlegg B alle beregninger etter EK2. Regnearkene med selve parameterstudiet er inkludert i elektronisk vedlegg.

Siden begge regelverkene opererer med en forenklet og en mer avansert metode vil det med “EK2 Avansert” og “LoA2” alltid henvises til de avanserte metodene mens “EK2 Forenklet” og “LoA1” viser til de forenklete metodene.

Parameterstudiet blir delt opp i konstruksjoner med og uten skjærarmering.

5.1 Konstruksjoner uten skjærarmering

Alle de faste verdiene som blir brukt for konstruksjoner uten skjærarmering er oppsummert i Tabell 5.1. I hvert enkelt studie vil minst en verdi være variabel og oppgitt verdi i tabellen kan da ignoreres. Når det er oppført mer enn en verdi vil det blir kommentert i teksten hvilken verdi som benyttes. I alle figurer er enheter utelatt og det henvises til Tabell 5.1 hvor alle enheten er inkludert.

Tabell 5.1: Faste verdier for parameterstudie, konstruksjoner uten skjærarmering

Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
E-modul for armeringsstål, E_s , [N/mm ²]	200 000
Momentkapasitet, begge retninger, [kNm]	60
Lengdearmering, begge retninger, [mm ² /m]	693
Dekketykkelse, h , [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d , [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Reduksjonsfaktor for indre søyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,9$, $\beta = 1,15$
Reduksjonsfaktor for kantsøyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,7$, $\beta = 1,4$
Reduksjonsfaktor for hjørnesøyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,65$, $\beta = 1,5$
Påkjent moment i x-retning, M_x , [kNm]	40 / 0
Påkjent moment i y-retning, M_y , [kNm]	40 / 0

5.1.1 Påkjent moment, M_x og M_y

For å kunne sammenligne påvirkningen påkjent moment har for beregnet kapasitet etter de to regelverkene vil det bli utført beregninger etter LoA2 i MC2010 og metoden med beregnet β -verdi i EK2. De forenklede metodene blir inkludert i sammenligninger, men siden de har konstante verdier for k_e og β gir de konstant kapasitet uavhengig av størrelsen på momentet.

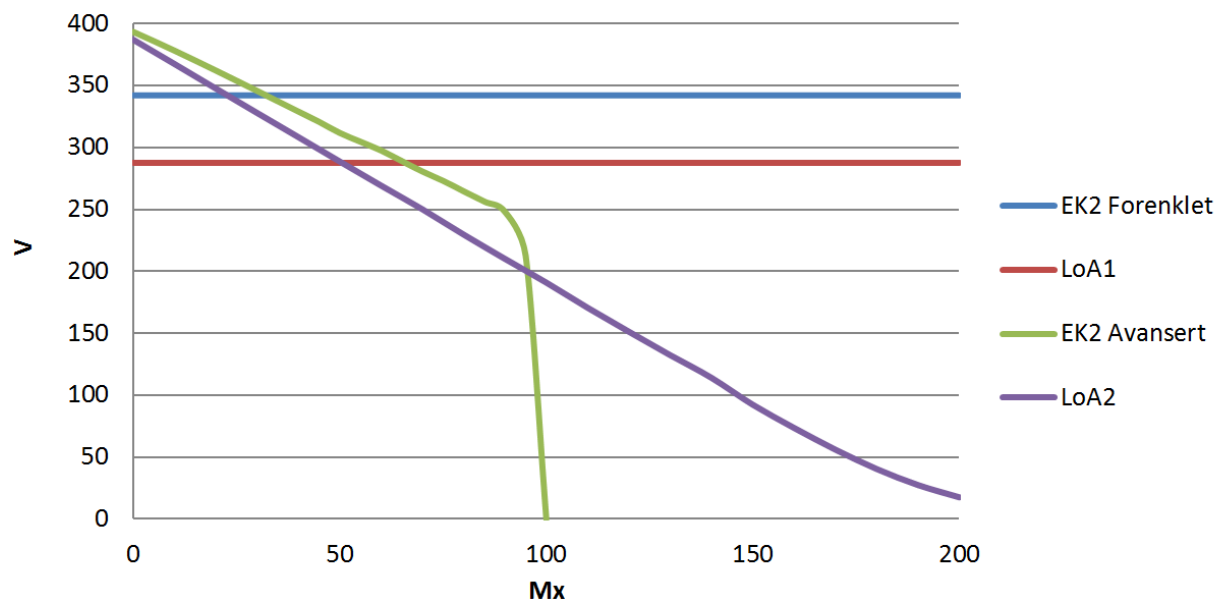
Det vil bli utført sammenligninger for indre søyler, kant- og hjørnesøyler i og med at EK2 varierer kraftig i beregningsmetodikk avhengig av søyletype.

Alle verdier er som angitt i Tabell 5.1, med unntak av påkjent moment i begge retninger som varierer.

Indre søyle

Beregningene for både LoA2 og EK2 utføres på samme måte som for Eksempel 1 i Avsnitt 4.1.1 og det henvises til Vedlegg A og B for beregningsmetodikk.

Den første sammenligningen som blir utført er kun med hensyn på M_x . M_y er satt lik null. Resultatet er presentert i Figur 5.1 og viser at med hensyn på momentet M_x gir de to forenklete metodene konstante verdier. Det observeres at den forenklete metoden i EK2 gir lavere kapasitet enn den avanserte opp til rundt 40 kNm og LoA1 gir lavere kapasitet enn LoA2 opp til rundt 50 kNm. Ved momenter over 50 kNm gir begge de forenklete metodene høyere kapasitet enn de avanserte metodene, som igjen betyr at feil bruk av forenklet metode vil bety en overestimering av kapasiteten i forhold til de avanserte metodene.

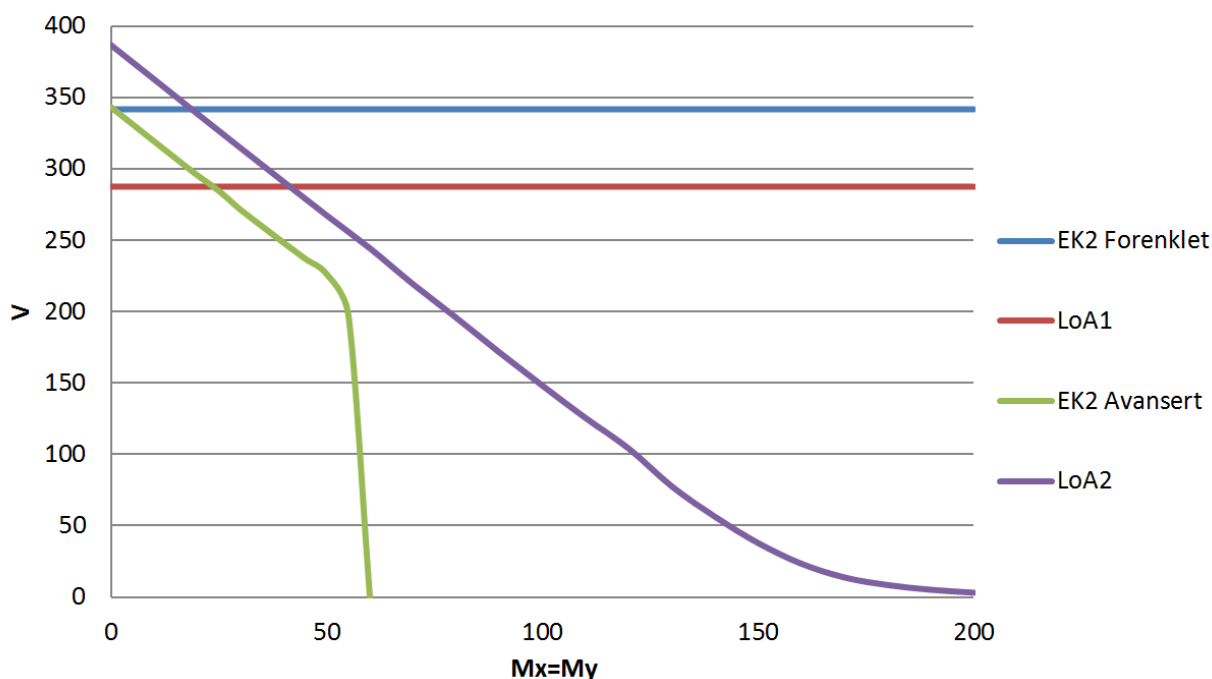


Figur 5.1: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, indre søyle

Når det gjelder metoden i EK2 med beregnet β observeres det en lineær reduksjon i kapasiteten helt frem til et punkt rundt 100 kNm hvor kapasiteten går til null. Denne kritiske momentverdien er forklart under vurderingen av parameterstudiet for påkjent moment i slutten av dette avsnittet, etter at det er sett på kant- og hjørnesøyler.

Beregningene etter LoA2 viser en lineær reduksjon av kapasitet i forhold til påkjent moment. Hovedforskjellen mellom EK2 og MC2010 er at EK2 beregner noe høyere kapasitet frem til rundt 100 kNm hvor EK2 beregner null kapasitet. For større momenter beregner LoA2 fortsatt noe kapasitet, men det kan diskuteres hvorvidt det er realistisk med konstruksjoner med såpass store momenter og små aksiallaste. Ved rundt 200 kNm finner man ikke lenger likevekt mellom kapasitet og påkjent skjærkraft etter LoA2 og dette antas derfor som endelig kapasitet.

Når det beregnes kapasitet med moment i begge retninger bytter EK2 ut beregningsmetoden i forhold til moment i en retning. LoA2 tar hensyn til begge momentene i beregningen av eksentrisiteten e_u før kapasiteten beregnes med hensyn på retningen med størst vinkel over søylen. En sammenligning av beregnet kapasitet med like momenter i begge retninger er vist i Figur 5.2.



Figur 5.2: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, indre søyle

Kapasiteten som beregnes med de to forenklete metodene er lik som for tilfellet med moment i kun en retning. Dette er helt i tråd med forventningene da ingen av metodene tar hensyn til moment.

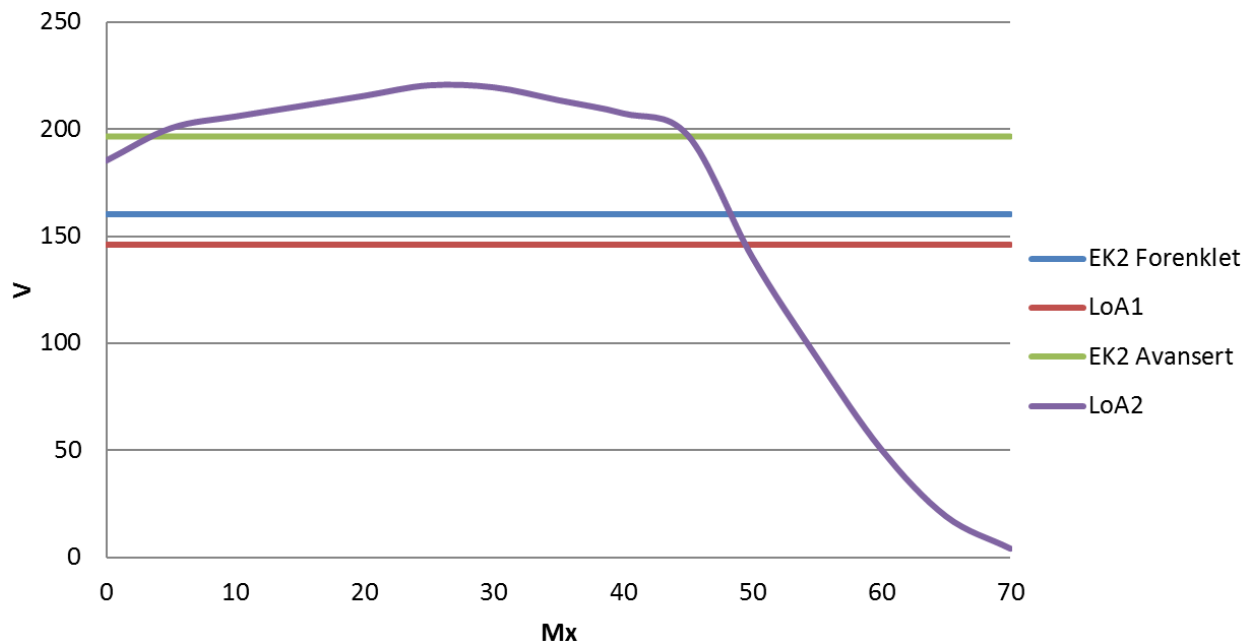
Hovedforskjellen fra tilfellet med moment i en retning er at LoA2 nå beregner høyere kapasitet enn EK2, men formen på begge kurvene er forholdsvis like. EK2 finner nå et endelig moment på rundt 60 kNm. LoA2 ser kun på retningen med størst vinkel over søylen og selv om vinkelen i dette tilfellet er stor i begge retninger blir det ikke en stor reduksjon av kapasiteten. Reduksjonen som finnes kommer av at totalmoment M_d økes når det er moment i to retninger. Kapasitetene som beregnes etter LoA2 for høye momenter er lave og vil sannsynligvis være mer en konsekvens av et ønske om kontinuitet i regelverket enn nødvendig i praktisk bruk.

En noe spesiell observasjon er at den beregnede kapasiteten etter EK2 med $M_x = 0$ ikke er den samme som kapasiteten funnet med $M_x = M_y = 0$. Sammenligningene viser at man faktisk beregner en kapasitet på 40-50kN mindre om man benytter regelverket for moment om 2 akser og setter begge lik 0, enn om man regner med ett moment satt lik 0. Dette fremhever et av de største problemene med EK2, nemlig kontinuitet i regelverket.

Kantsøyle

Ved beregninger av kapasitet for kantsøyler bytter nok en gang EK2 ut hele regelverket. For moment om en akse bestemmes β kun ut fra en geometrisk betraktning, mens ved moment i 2 retninger benyttes det en kombinasjon av geometrisk betraktning og hensyn til eksentrisiteten momentet om en akse normalt på kant gir. LoA2 har et justert regelverk i form av at en del geometriske hjelpestørrelser regnes ut på forskjellige måter, men hovedtrekkene er de samme som for indre søyler. Det henvises til Eksempel 2 i Avsnitt 4.1.2 for en detaljert beskrivelse av beregningene.

Det vil her utføres like sammenligninger som for indre søyler. Resultatet fra sammenligningen av kapasitet med $M_y=0$ er vist i Figur 5.3. Kapasiteten som beregnes med de forenklede metodene er fortsatt konstante, men reduserte i forhold til indre søyler. Dette skyldes at de fastsatte verdiene for β og k_e er henholdsvis høyere og lavere for kantsøyler enn for indre søyler.



Figur 5.3: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, kantsøyle

Siden beregningen etter EK2 avhenger kun av den geometriske betraktningen vil også den avanserte metoden i EK2 gi en konstant verdi. Den konstante verdien viser seg å være på omtrentlig samme nivå som den beregnede verdien fra LoA2 til rundt 45 kNm hvor LoA2 reduseres kraftig. På et generelt grunnlag er det uheldig at EK2 beregner samme kapasitet uavhengig av moment, men det kan diskuteres hvorvidt disse tilfellene oppstår i praksis.

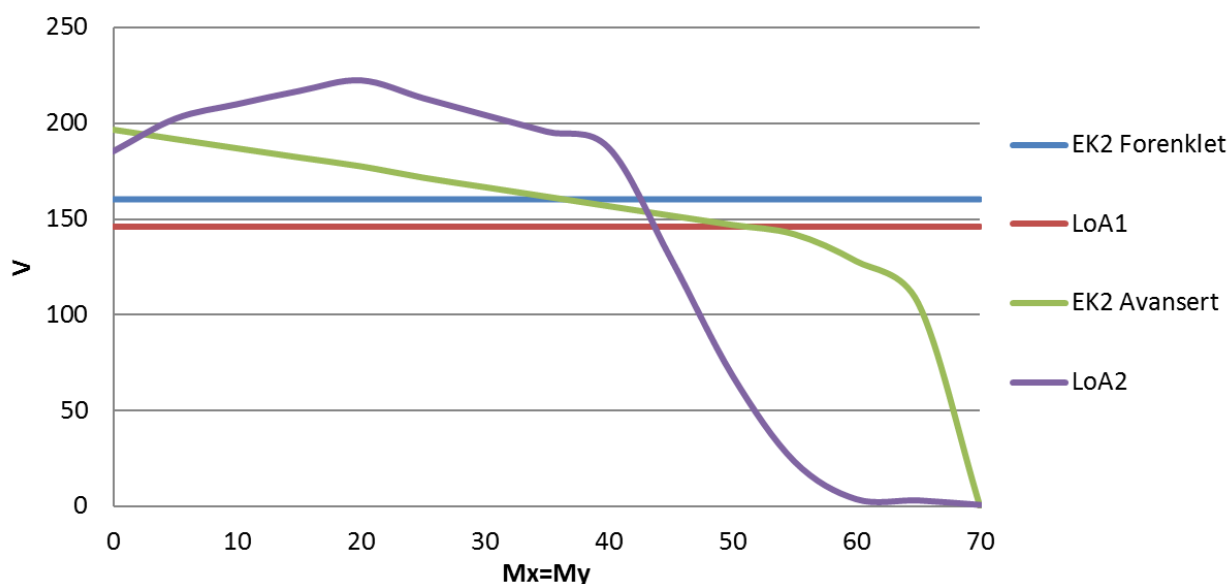
Ved lave påkjente momenter kan kapasiteten etter LoA2 økes ved å øke påkjent moment. Dette kan forklares ved at i beregningen av e_u skal den konstante eksentrisiteten Δe , som kommer fra avstanden mellom søylens tyngdepunkt og kontrollsnittets tyngdepunkt, trekkes fra den beregnede eksentrisiteten M_d/V_d . Eksentrisiteten e_u skal behandles som en absoluttverdi og ved 0 moment blir e_u lik Δe . Ved økende moment øker M_d/V_d som gjør at e_u reduseres før den snur når M_d/V_d blir større enn Δe og øker videre for økende moment. Δe er forklart i Avsnitt 3.6 og beregningen av e_u er for kantsøyler gitt i Eksempel 2 i Avsnitt 4.1.2.

Som for indre søyle er det også utført en sammenligning med moment i begge retninger, presentert i Figur 5.4. For dette tilfellet er kapasiteten etter EK2 igjen avhengig av påkjent moment med en relasjon som har en lineær reduksjon før kritisk momentverdi nås. Formen på kurven minner mye om det som ble observert for indre søyler. Begrunnelsen for den kritiske momentverdien er den samme som for indre søyler, gitt under vurderingen av parameterstudiet for påkjent moment.

Kapasiteten beregnet etter LoA2 er høyere enn både de forenklede metodene og EK2 frem til rundt 45 kNm hvor LoA 2 får en kraftig reduksjon i kapasiteten.

Kapasiteten beregnet etter LoA2 med moment i begge retninger gir en sammenheng mellom moment og aksiallast som ligner på kurven gitt ved moment kun i en retning. Dette kan forklares ved å se litt nærmere på hvilke beregninger som blir utført. Den eneste forskjellen på beregningene er at det ved moment i to retninger tas hensyn til vektorsummen av de to momentene som gir en annen verdi for e_u . Alle videre beregninger er kun basert på retningen med størst vinkel. Hvis man ser på den komplette utregningen kommer det frem at vinkelen over søylen blir lik i begge retninger ved moment i begge retninger i motsetning til tilfellet med moment i en retning hvor vinkelen blir større den ene veien.

Et interessant poeng er at ved moment i to retninger har både EK2 og LoA2 et relativt flatt nivå (innenfor 50-70 kNm) før kapasiteten faller plutselig ved et gitt momentnivå. For LoA2 ligger dette nivået rundt 40-45 kNm, mens det for EK2 ligger rundt 65-70 kNm. Dette kan forenklet sett bety at MC2010 tillater et maksimalt moment i begge retninger på rundt 45 kNm for en søyle med gitte dimensjoner og materialparametere, mens EK2 tillater nærmere 70 kNm. Hvilke kombinasjoner av moment og aksiallast som finnes i praksis diskuteres videre i Kapittel 6.



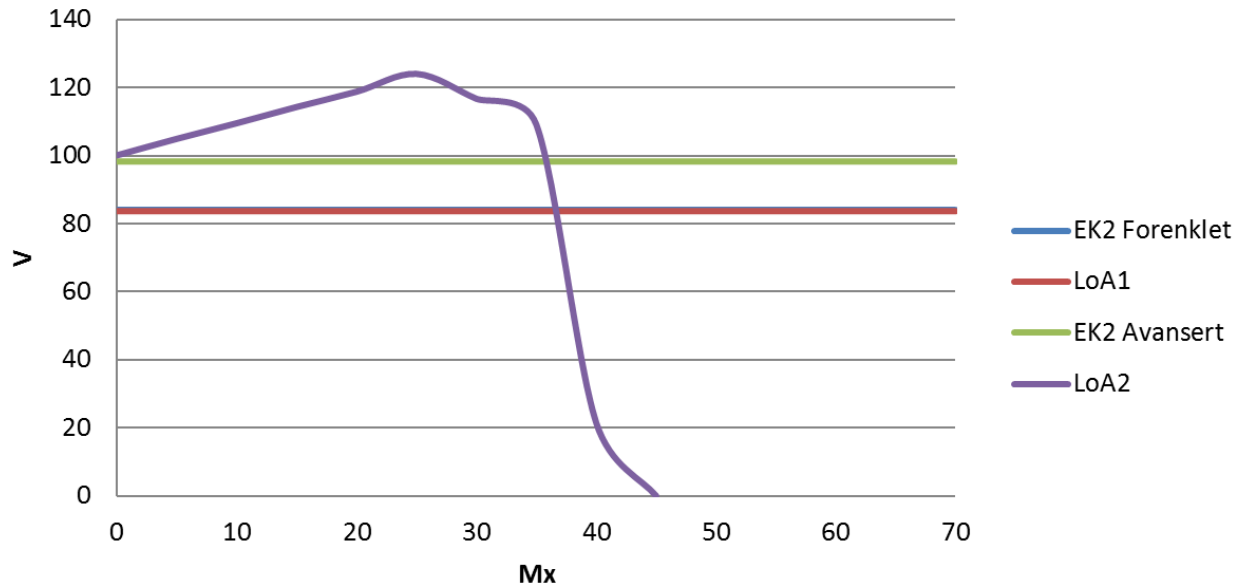
Figur 5.4: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, kantsøyle

Hjørnesøyle

Når det kommer til hjørnesøyler velger EK2 å gå bort fra alle statiske sammenhenger og beregner kun β fra en geometrisk betraktning med lengden av kontrollsnitt dividert på et redusert kontrollsnitt. Dette vil for en valgt geometri gi en konstant verdi for β . Beregningene etter LoA2 er stort sett like som for indre søyler og kantsøyler, med unntak av noen geometriske hjelpestørrelser. Prinsippet om at kapasitet beregnes ut fra retningen med størst vinkel følges fortsatt. For komplette utregninger vises det til Eksempel 3 i Avsnitt 4.1.3.

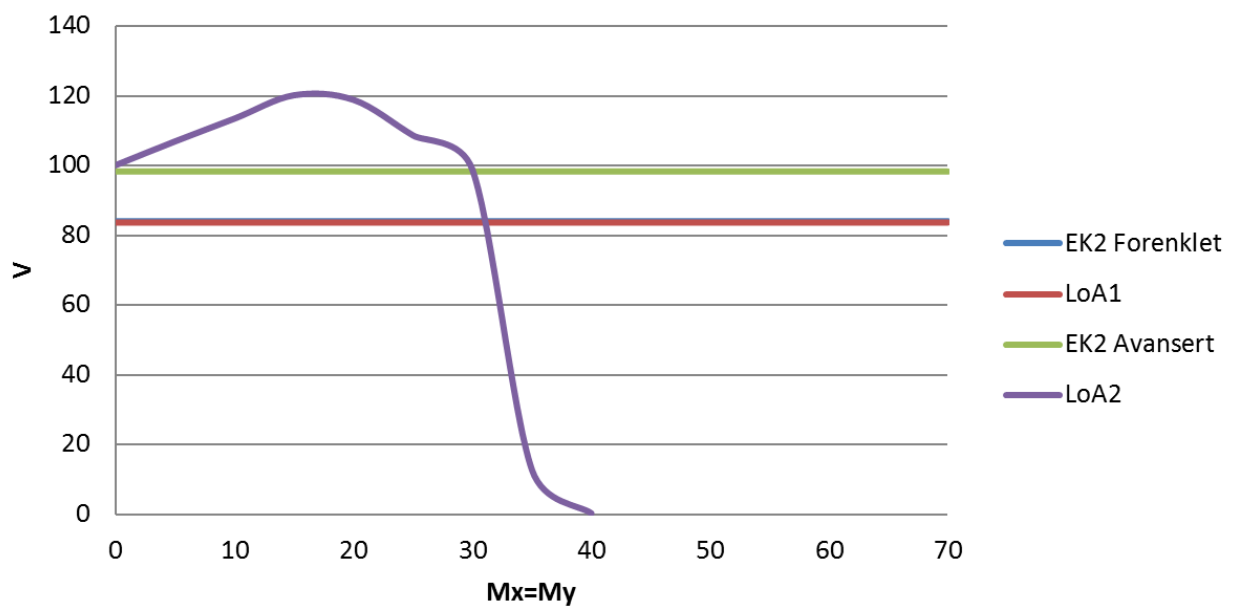
På samme måte som for indre søyler og kantsøyler utføres det først en sammenligning av beregnet kapasitet mot påkjent moment M_x uten moment i y-retning. Resultatet er vist i Figur 5.5. Ved ren tilfeldighet er kapasiteten som finnes etter LoA1 den samme som kapasiteten etter den forenklete metoden i EK2 og disse sammenfaller derfor på figuren.

For beregninger etter LoA2 er fortsatt eksentrisiteten Δe med i beregningene og man vil derfor få en økning av kapasiteten ved økende moment i starten siden den totale eksentrisiteten e_u reduseres når totalmomentet øker. Denne effekten var også tilstede for kantsøyler. Sammenlignet med kantsøyler gir økning av momentet her en mer lineær økning i starten og et brattere fall når maksimalt moment oppnås. Det endelige maksimale momentet ligger rundt 35-40 kNm for LoA2.



Figur 5.5: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle

Sammenligningen av kapasitet med moment i begge retninger er vist i Figur 5.6. Kapasiteten som beregnes etter LoA2 for de to tilfellene er nesten like, bortsett fra at moment i to retninger gir et noe lavere maksimalt moment, rundt 30-35 kNm.



Figur 5.6: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, hjørnesøyle

Vurdering av parameterstudie for påkjent moment

Etter å ha sett på effekten påkjent moment i en og to retninger har på kapasiteten til alle tre søyletypene kommer det klart frem at de forenklete metodene kun viser en konstant kapasitet uavhengig av påkjent moment. Dette er som forventet da beregningene ikke tar hensyn til moment.

Den avanserte metoden i EK2 tar kun hensyn til aksiallast og moment for indre søyler og kantsøyler med moment i to retninger. For kantsøyler med moment i en retning og hjørnesøyler er regelverket såpass forenklet at det beregner en konstant kapasitet som er høyere enn forenklet metode i EK2.

LoA2 tar hensyn til begge momentene i alle tilfeller, men en økning i det nest største momentet vil ikke gi en vesentlig påvirkning på kapasiteten siden det kun tas hensyn til retningen med størst vinkel. Selv om denne vurderingen kan diskuteres er det uansett en forbedring fra EK2 som beregner konstant kapasitet uavhengig av momentet for noen tilfeller.

Hvilke momenter som oppstår i faktiske konstruksjoner diskuteres videre i Kapittel 6.

For indre søyler og kantsøyler med moment i to retninger gir EK2 en kraftig reduksjon i kapasitet ved en gitt kritisk verdi. For å verifisere denne kritiske verdien studeres beregningene og det observeres at det er skjærtrykkkapasiteten som er problemet. Denne kritiske verdien vil også være til stede for søyler med skjærarmring. Begrunnelsen som presenteres her er lik for alle søyletyper og uavhengig av om det skjærarmes eller ikke ettersom skjærtrykkkapasitet er en maksimal kapasitet.

Uttrykket for skjærtrykkkapasitet er gitt i avsnitt NA.6.4.5 i EK2, gjengitt her i Ligning (5.1), og uttrykket for påkjent skjærspenning langs u_0 er gitt av Ligning (6.38) i EK2, her gjengitt som Ligning (5.2).

$$V_{Rd,max} = 1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} \quad (5.1)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \quad (5.2)$$

Ved å sette kapasiteten i Ligning (5.1) lik skjærspenningen i Ligning (5.2) fås uttrykket i Ligning (5.3).

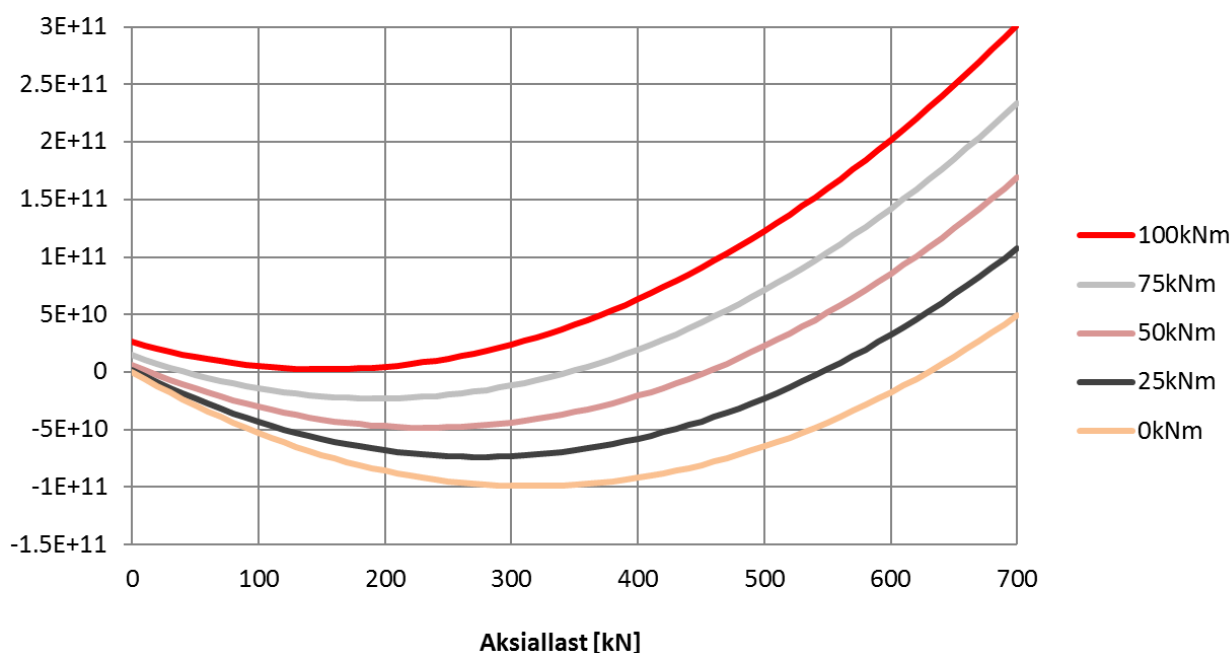
$$\begin{aligned} 1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} &= \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \\ 1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d &= \beta^2 \cdot V_{Ed} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Uttrykket for β er gitt av Ligning (5.4) som innsatt i Ligning (5.3) gir andregradsligningen vist i Ligning (5.5).

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot W_1} \quad (5.4)$$

$$V_{Ed}^2 + \left(2 \cdot k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot M_{Ed} - 1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d\right) \cdot V_{Ed} + \left(k \cdot \frac{u_1}{W_1}\right)^2 \cdot M_{Ed}^2 = 0 \quad (5.5)$$

Ligning (5.5) viser at kapasiteten er gitt av en andregradsligning som avhenger av flere parametere. De fleste parametrene er gitt av geometrien og varierer ikke avhengig av påkjent moment. Ved økende påkjent moment vil det ikke lenger finnes løsning for Ligning 5.5. Figur 5.7 viser formen på andregradsligningen for flere momentverdier. Ved rundt 100 kNm blir momentet for stort og det finnes ikke lenger løsning for ligningen. Det påpekes at x-aksen i figuren er gitt i kN og tallverdiene på y-aksen er hjelpestørrelser uten benevning.



Figur 5.7: Grafisk løsning av andregradsligning for indre søyle

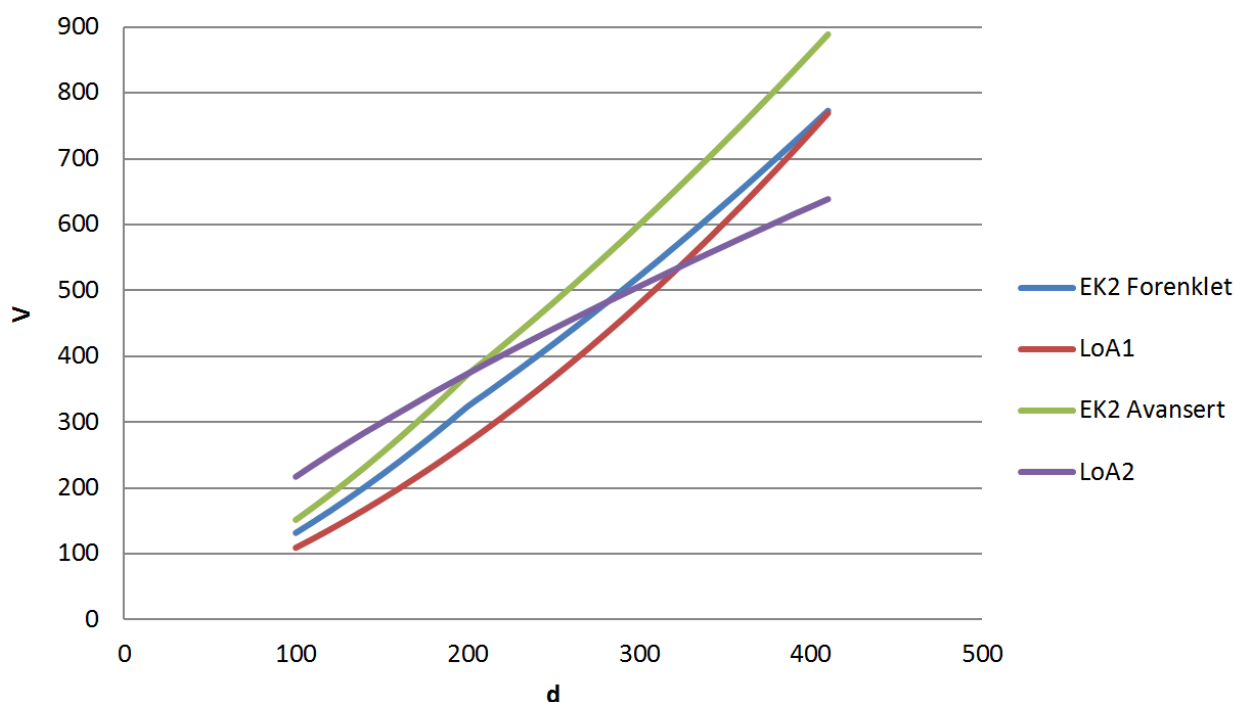
5.1.2 Effektiv dekketykkelse, d

For å sammenligne påvirkningen den effektive dekketykkelsen d har på beregnet kapasitet benyttes alle verdier med unntak av d som angitt i Tabell 5.1. Det vurderes ett lasttilfelle med 0 kNm og ett med 40 kNm i begge retninger. Det er valgt et intervall for d -verdier på 100-410 mm som anses som tilfredsstillende for de fleste praktiske tilfeller og for å fange opp hovedtrender.

Indre søyle

Sammenligningen av beregnet kapasitet med varierende effektiv dekketykkelse er presentert for tilfellet med null moment i begge retninger i Figur 5.8. Figuren viser at alle regelverkene viser den samme hovedtendensen, økende dekketykkelse gir økt kapasitet, om enn med noe variabelt stigningstall.

LoA2 skiller seg ut med et lavere stigningstall enn de andre metodene. Årsaken til dette er at en økende d reduserer k_ψ , som er med i uttrykket for kapasiteten. Den totale kapasiteten øker siden d inngår direkte i uttrykket for kapasitet, men k_ψ tar bort deler av økningen.

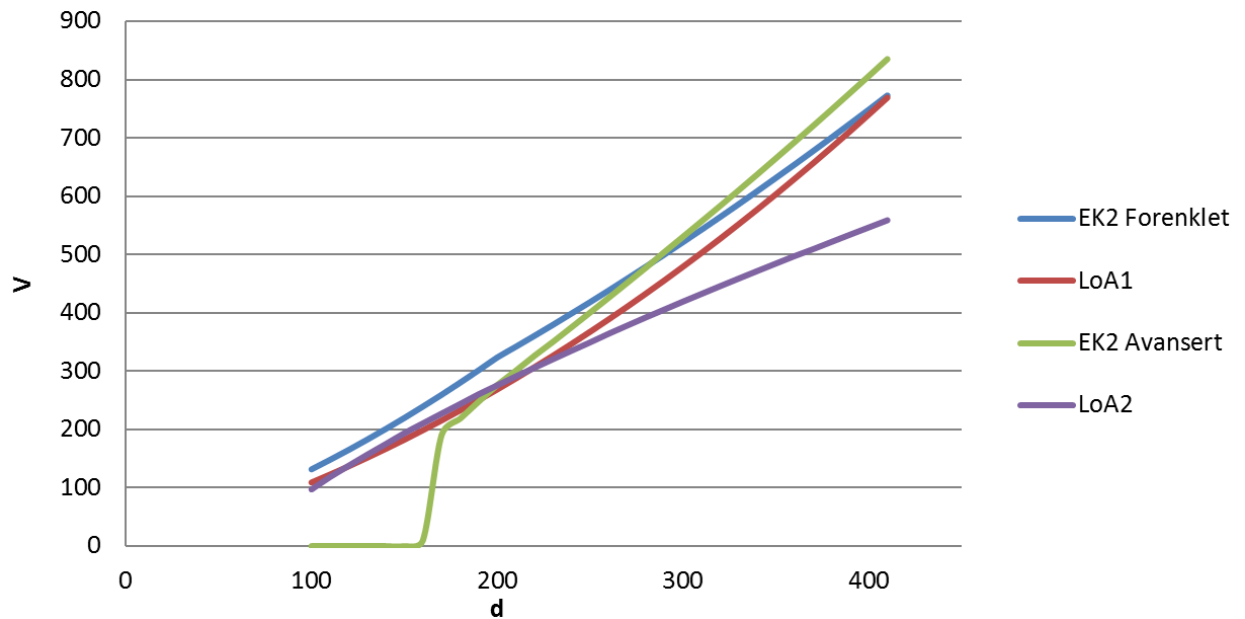


Figur 5.8: Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 0$ kNm , indre søyle

For å kunne vurdere om påkjent moment har noe å si for sammenhengen mellom d og kapasitet er det i Figur 5.9 sammenlignet beregnet kapasitet for en indre søyle med påkjent moment 40 kNm i begge retninger. De forenklete metodene gir samme verdi som for tilfellet uten moment i Figur 5.8.

LoA2 får en reduksjon av kapasitet fra tilfellet uten moment på rundt 120 kN ved $d=100$ mm og rundt 80 kN ved $d=410$ mm. Denne reduksjonen kommer av at et høyere påkjent moment gir en høyere eksentrisitet e_u som igjen gir en reduksjon i faktoren k_e . En redusert k_e gir kortere kontrollsnitt og til slutt en lavere kapasitet.

Det som skiller seg mest ut i forhold til tilfellet uten momenter er at EK2 beregner null kapasitet frem til $d=170$ mm. Årsaken til den kraftige reduksjonen er allerede diskutert under vurderingen av parameterstudiet for påkjent moment i Avsnitt 5.1.1. Figur 5.7 viser hvordan andregradsligningen som gir tillatt aksiallast ved gitt moment ikke vil ha løsning ved høye momentverdier. Figur 5.9 viser at en d under 170 mm ikke vil gi løsning for andregradsligningen ved momenter på 40 kNm siden d også inngår i andregradsligningen.



Figur 5.9: Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, indre søyle

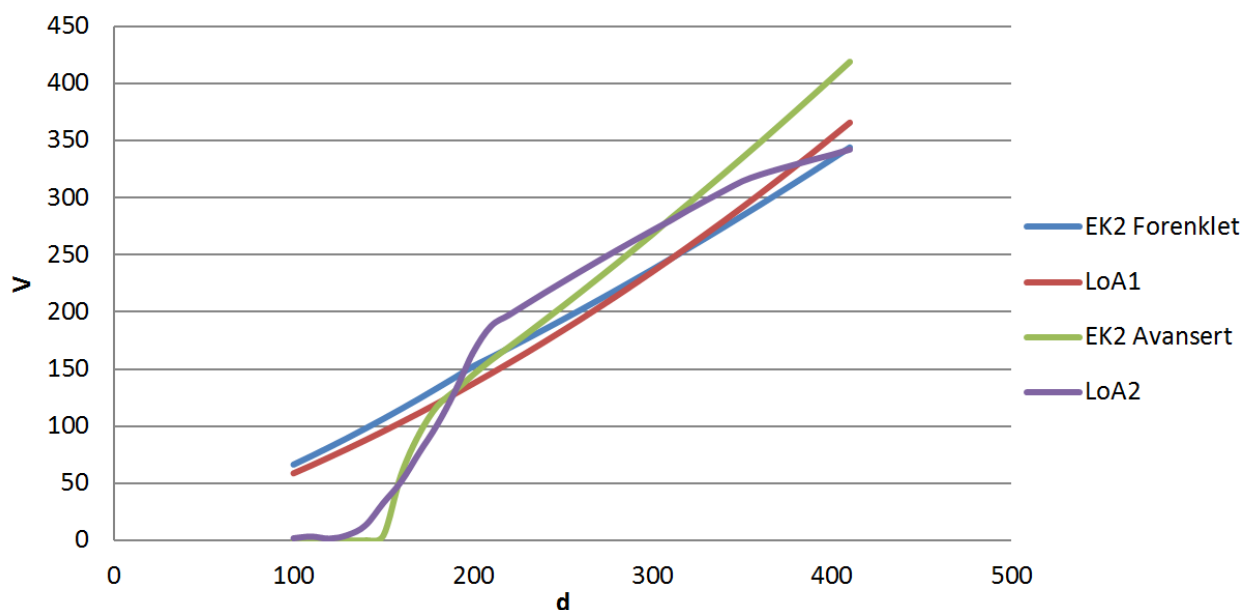
Kantsøyle

Lastsituasjonen med kun aksiallast er utelatt da dette parameterstudiet viser de samme hovedtrendene som for indre søyler i Figur 5.8, om enn med noe lavere kapasiteter siden kantsøyler generelt har lavere kapasitet.

Lastsituasjonen med 40 kNm moment i begge retninger er mer interessant og sammenligningen er presentert i Figur 5.10. De to forenklede metodene viser som for indre søyler en økende totalkapasitet for økende d .

EK2 avansert viser også for kantsøyler en kraftig reduksjon i kapasiteten i området $d=160$ - 170 mm. Dette kommer av at det for $d = 170$ mm og $M_x = M_y = 40$ kNm ikke finnes løsning på andregradsligningen gitt i Ligning (5.5). Dette var også tilfellet for indre søyler.

Et interessant poeng med Figur 5.10 er at LoA2 også antyder en kritisk d -verdi i samme område som EK2 avansert. Årsaken til denne kritiske verdien vil diskuteres videre under vurderingen av parameterstudie for effektiv dekketykkelse lenger ut i kapittelet, etter at også hjørnesøyler er studert.



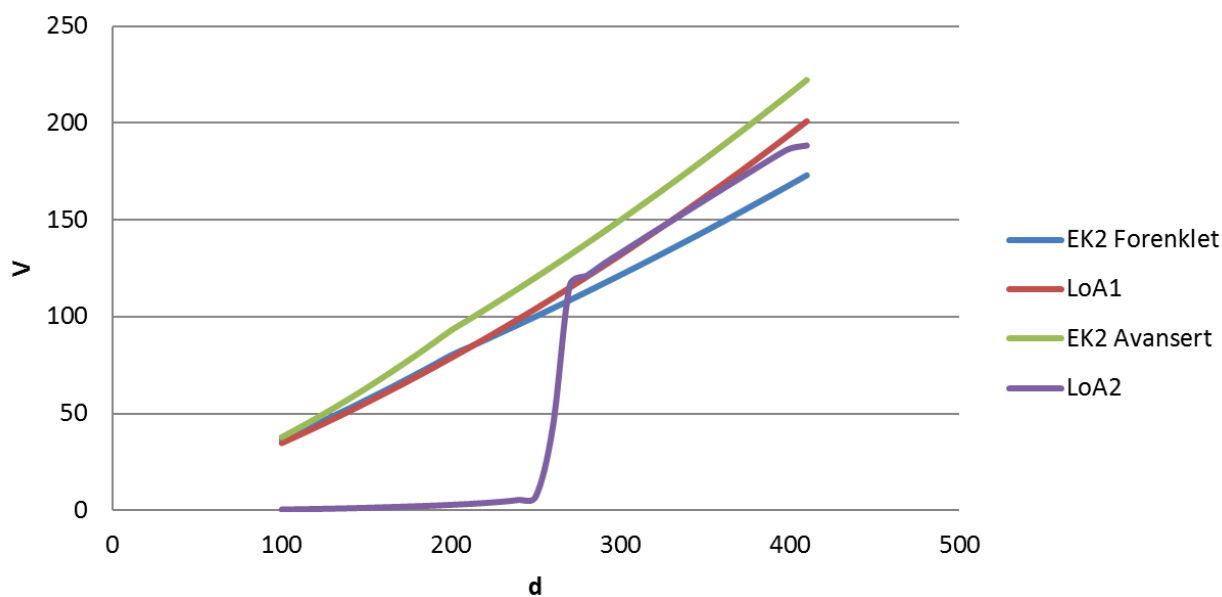
Figur 5.10: Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, kantsøyle

Hjørnesøyle

Kapasitetsberegninger for hjørnesøyler med kun aksiallast er ikke presentert da dette gir de samme hovedtrendene som for indre søyler. Lasttilfellet med aksiallast og påkjent moment på 40 kNm i begge retninger er inkludert og blir presentert i Figur 5.11. De forenklede metodene viser tilsvarende tendenser som for indre søyler og kantsøyler.

Problemet med beregningene etter EK2 avansert er at metoden nå benytter en forenkling som ikke tar hensyn til noe annet enn geometri. Dette gjør at også den avanserte metoden etter EK2 kun viser en lineær sammenheng med økende kapasitet for økende d . Denne forenklingen gjør at kapasiteten mot skjærtrykk ikke lenger finnes av en andregradsligning og det vil ikke finnes en kritisk d -verdi.

Beregningene etter LoA2 antyder en kritisk d -verdi på samme måte som for kantsøyler. For dette tilfellet er den kritiske verdien rundt 260 mm.



Figur 5.11: Kapasitetssammenligning m.h.p d , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle

Vurdering av parameterstudie for effektiv dekketykkelse, d

Etter å ha sammenlignet betydningen av d for forskjellige typer søyler kan det konkluderes med at de forenklede metodene kun viser en lineær sammenheng mellom d og kapasitet. Det er noe variasjon i beregnet kapasitet og stigningstall, men hovedtendensene er de samme.

Når det gjelder avansert metode etter EK2 antydes det at det finnes en kritisk d -verdi hvor kapasiteten faller kraftig for både indre søyler og kantsøyler. For hjørnesøyler gjør forenklinger i regelverket at sammenhengen mellom d og kapasitet blir lineær.

Beregningene etter LoA2 for indre søyler viser ikke tegn til en kritisk d i intervallet som undersøkes. Ved å undersøke verdier av d lavere enn 100 mm påvises en kritisk $d=60$ mm. LoA2 antyder også en kritisk d -verdi for kant- og hjørnesøyler.

Årsaken til den kritiske d -verdien etter EK2 er allerede begrunnet, men det vil bli sett nærmere på hvorfor LoA2 også antyder en kritisk verdi.

LoA2 beregner kapasiteten etter et uttrykk som inneholder faktoren k_{psi} , betongens trykkfasthet, kritisk kontrollsnitt og effektiv dekketykkelse. Ved å se nærmere på beregningene kommer det frem at både k_{psi} og b_0 er funksjoner av aksiallasten V . Ved å inkludere dette finnes Ligning (5.6). Ligningen beviser at det også etter LoA2 vil være en ligning av andre grads orden eller høyere som bestemmer kapasiteten. Ettersom en utledning av den endelige ligningen er mer tidkrevende enn for EK2, på grunn av flere ledd som avhenger av V , vil dette ikke utføres. Dette anses heller ikke som nødvendig ettersom effekten er tilstrekkelig dokumentert av Ligning (5.6).

$$V = k_{psi}(V) \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0(V) \cdot d_v \quad (5.6)$$

Det kan diskuteres om den kritiske d -verdien ligger utenfor praktiske tilfeller, men i og med at de forenklede metodene ikke tar hensyn til den i det hele tatt er det noe å være oppmerksom på. Dette gjelder spesielt ved dimensjonering av tynne dekker. Ved beregninger av hjørnesøyler ignorerer også den avanserte metoden i EK2 problemet og dersom effekten kan dokumenteres i praktiske forsøk er dette en vesentlig mangel i EK2.

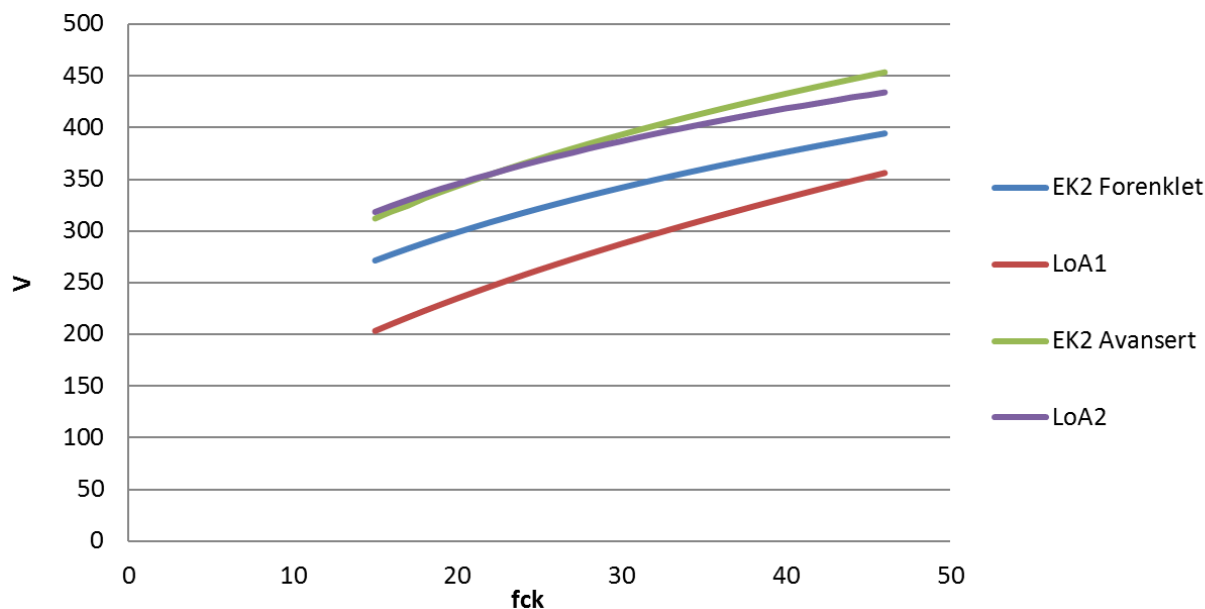
På et generelt grunnlag er det uheldig når de forenklede metodene ikke beregner lavere kapasitet enn de avanserte, spesielt når de er såpass ikke-konservative som beregningene med lav effektiv dekketykkelse viser.

MC2010 legger begrensninger på at LoA1 ikke skal benyttes til dimensjonering og kun til såkalt "preliminary design". EK2 hevder at forenklet metode gir konservative verdier for β , men forsøkene med lav d for indre søyler og kantsøyler motbeviser dette.

5.1.3 Betongens trykkfasthet, f_{ck}

Trykkfastheten til betong er en faktor som bør ha en påvirkning på kapasiteten ettersom en sterkere betong kan ta opp mer skjærkrefter. I både EK2 og MC2010 kommer f_{ck} inn i beregningene en gang, men i EK2 er den opphøyd i $1/3$ og i MC2010 opphøyd i $1/2$. Det forventes derfor ulikt stigningstall for de to regelverkene, samt en variasjon i beregnet kapasitet. Resultatet for en indre søyle uten momenter er vist i Figur 5.12.

Resultatene stemmer godt med forventningene. De forenklede metodene beregner lavere kapasitet enn de to mer avanserte metodene som mer eller mindre samsvarer.

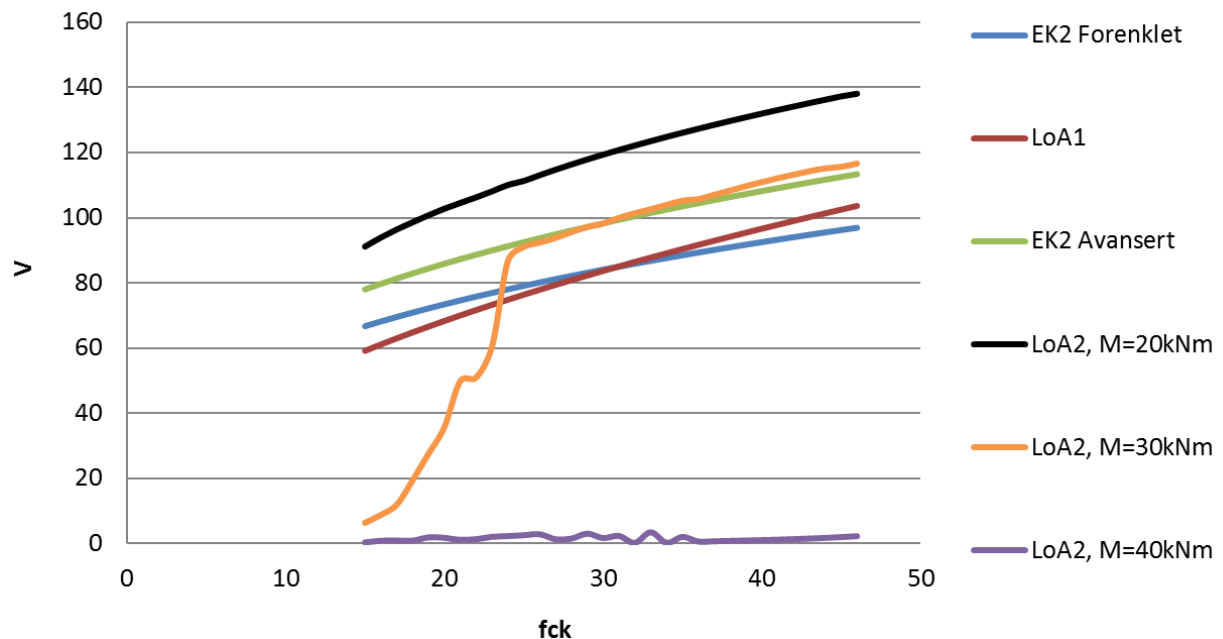


Figur 5.12: Kapasitetssammenligning m.h.p f_{ck} , $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle

Kantsøyler og indre søyle med påkjent moment er ikke presentert da de gir tilsvarende resultater som tidligere.

I tilfellet med effektiv dekketykkelse ble det antydnet en kritisk d -verdi som ga en kraftig reduksjon i kapasiteten. Denne effekten antydes ikke med betongfastheten i Figur 5.12. Den kritiske verdien for effektiv dekketykkelse kom etter LoA2 bedre til syne for hjørnesøyler med påkjent moment. Denne sammenligningen er utført for betongfastheter i Figur 5.13. Påkjent moment er spesifisert for LoA2 og lik 40 kNm for de andre metodene.

Begrunnelsen for den kritiske verdien er at det ikke finnes en løsning ved gitt moment. For å vurdere påvirkningen moment har på sammenhengen mellom betongfastheten og tillatt aksiallast er det i Figur 5.13 også inkludert tilfeller med 30 kNm og 20 kNm påkjent moment.



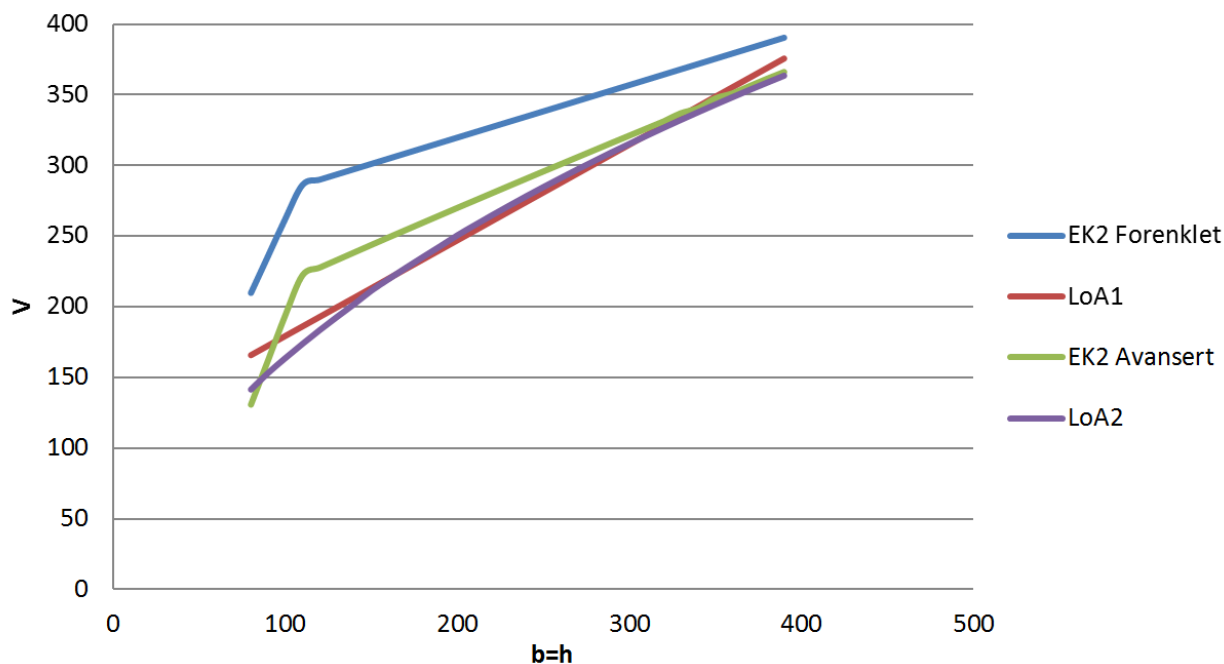
Figur 5.13: Kapasitetssammenligning m.h.p f_{ck} , $M_x = M_y = 40$ kNm (spesifisert for LoA2), hjørnesøyle

5.1.4 Søylenes dimensjoner, $b = h$

Dimensjonene til søylen påvirker hovedsakelig lengden av kontrollsnittet langs søylen og det kritiske snittet en avstand $x \cdot d$ fra søylekant (avhengig av regelverk).

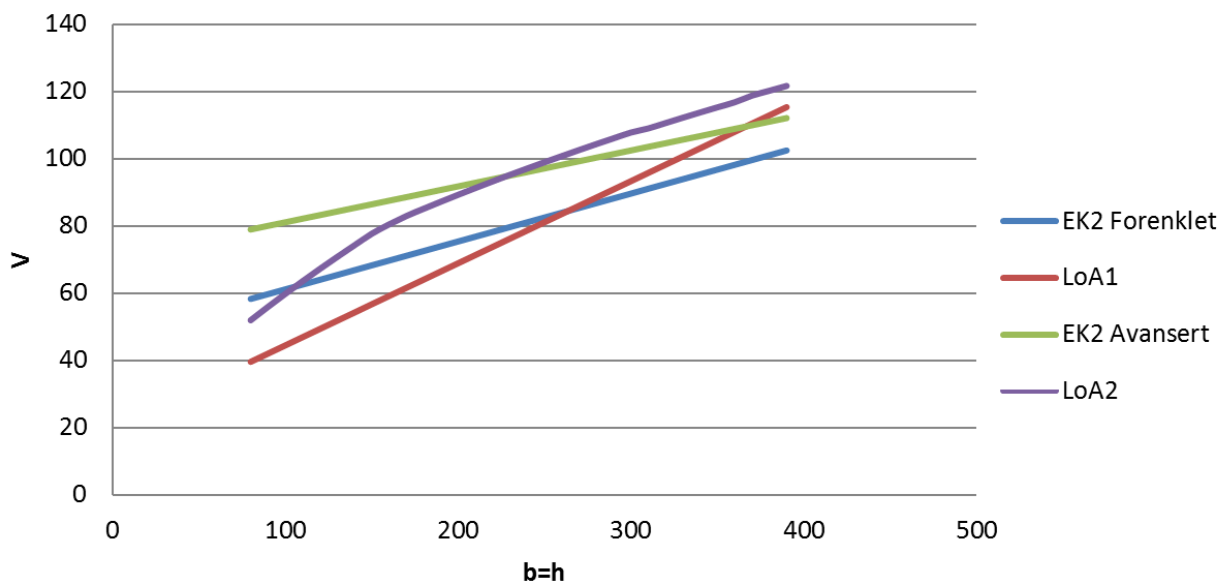
For en indre søyle uten momenter vil MC2010-beregningene gi en lineær sammenheng med søyledimensjonene siden det kun beregnes en kapasitet for konstruksjoner uten skjærarmring. For EK2-beregninger beregnes både $v_{Rd,max}$ ved søylekant og $v_{Rd,c}$ ved kritisk kontrollsnitt. Kapasiteten vil derfor få en knekk i det punktet hvor $v_{Rd,max}$ ikke lenger er dimensjonerende siden de to har forskjellige stigningstall. Dette er illustrert i Figur 5.14.

Lasttilfeller med momenter i en eller to retninger viser de samme trendene og er derfor ikke inkludert.



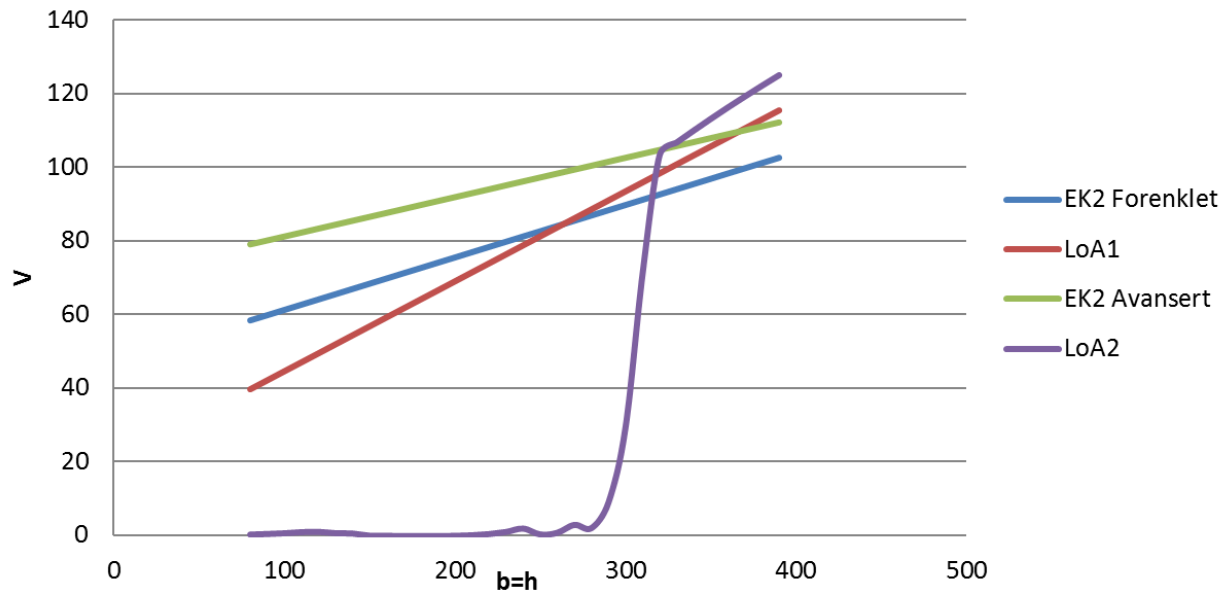
Figur 5.14: Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle

Søylens dimensjoner påvirker som tidligere nevnt hovedsakelig lengden av kontrollsnitt. Denne påvirkningen vil bli prosentvis større for hjørnesøyler da to frie kanter gjør at lengden av kontrollsnittet er kortere. Kantsøyler vil også få noe av denne effekten, men her inkluderes kun hjørnesøyler ettersom det er et mer ekstremt tilfelle. Beregninger av kapasitet for hjørnesøyler uten påkjent moment er gitt i Figur 5.15. Alle metodene antyder en forholdsvis lineær sammenheng mellom kapasitet og søyledimensjon.



Figur 5.15: Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle

I Avsnitt 5.1.2 og 5.1.3 ble det antydnet henholdsvis en kritisk d og en kritisk f_{ck} hvor kapasiteten fikk en kraftig reduksjon. Denne kritiske verdien ble påvirket av blant annet påkjent moment. For å kontrollere om det finnes et lignende kritisk nivå for søyledimensjonen er det i Figur 5.16 presentert beregnede kapasiteter med et påkjent moment på 40 kNm i begge retninger.



Figur 5.16: Kapasitetssammenligning m.h.p $b=h$, $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle

For parameterne i dette studiet antyder Figur 5.16 en kritisk verdi for søyledimensjonen ved rundt 300 mm·300 mm. Dette stemmer godt med resultatene fra parameterstudiet for effektiv dekketykkelse hvor en d lik 210 mm og søyledimensjon 260 mm·260 mm ga tilnærmet null kapasitet.

Den kritiske verdien funnet i Figur 5.16 avhenger av flere parametere og en økning i for eksempel påkjent moment ville gitt tilsvarende resultat som en økning i moment gjorde for kritisk betongfasthet i Figur 5.13 fra Avsnitt 5.1.3.

5.1.5 Momentkapasiteten til dekket, M_{Rd}

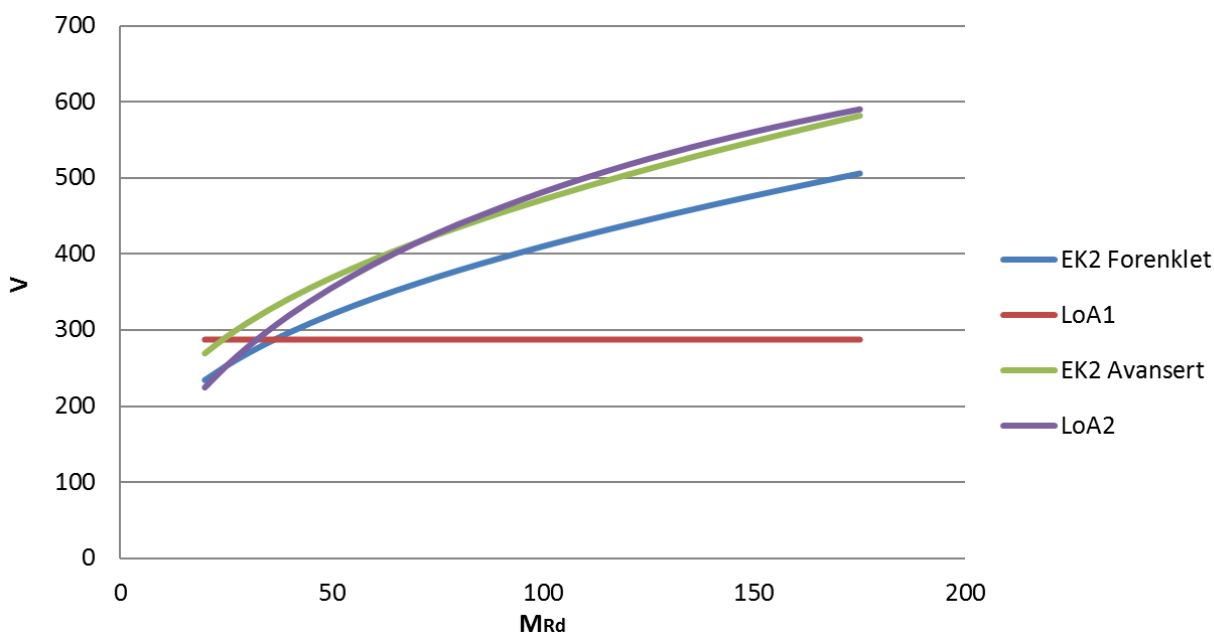
Når beregningsmetodene studeres nærmere kan det observeres at begge metodene i EK2 trenger armeringsarealet i lengderetningen for å kunne beregne kapasitet. LoA2 trenger momentkapasiteten til dekket. Det interessante er at LoA1 ikke trenger noen av delene og beregner kapasiteten uavhengig av hvor sterkt dekket er i bøyning. LoA1 tar hensyn til d , men i teorien (sett bort fra regler om minimumsarmering) kan dekket være nesten uarmert uten å påvirke kapasiteten mot gjennomlokking.

I Figur 5.17 er det presentert beregnet kapasitet med hensyn på momentkapasiteten til dekket for en indre søyle. Som forventet gir LoA1 en konstant verdi, mens de tre andre metodene gir en ikke-lineær sammenheng. Forenklet metode etter EK2 beregner noe lavere kapasitet enn de to avanserte metodene, som mer eller mindre samsvarer.

Ved å studere den samme søylen med påkjent moment i begge retninger finnes nøyaktig den samme verdien for LoA1, mens kurvene til de andre metodene har mer eller mindre samme form. Sammenligning av beregnet kapasitet for kantsøyler vil gi tilsvarende resultater som i Figur 5.17.

Grunnen til at momentkapasiteten til dekket utelates i LoA1 er ganske enkelt at den antar flytning i lengdearmeringen og derfor at momentkapasiteten er nådd. Dette betyr at LoA1 markerer maksimal kapasitet uten at det er risiko for bøyningsbrudd. Antakelsene bak LoA1 ble diskutert i Avsnitt 3.6.

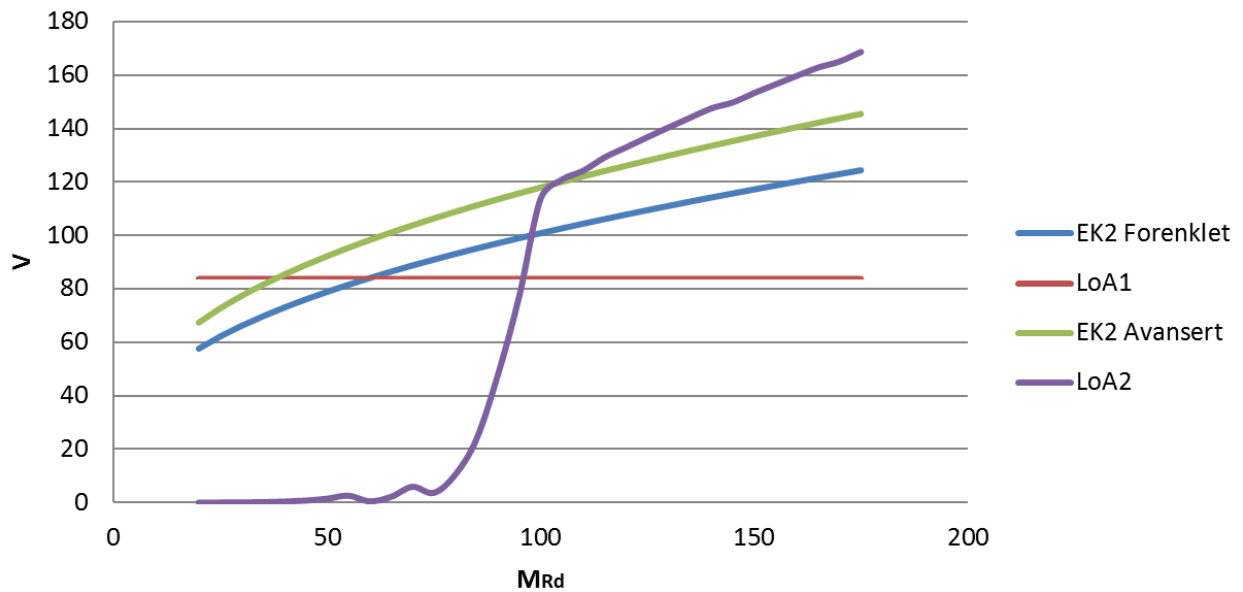
Det påpekes at det må skilles mellom momentet i dekket og momentet i søylen. Momentet i dekket vil eksempelvis være høyt for en indre søyle med symmetrisk last og geometri, mens momentet i søylen vil være tilnærmet lik null.



Figur 5.17: Kapasitetssammenligning m.h.p M_{Rd} , $M_x = M_y = 0$ kNm, indre søyle

I studiene av den effektive dekketykkelsen og søyledimensjonen ble det påvist en kraftig reduksjon i kapasiteten ved en gitt kritisk verdi, spesielt for hjørnesøyler. Siden de valgte faste verdiene fra Tabell 5.1 ga reduksjon i kapasiteten forventes det at det for hjørnesøyler også vil bli observert en lignende reduksjon i kapasiteten for en kritisk momentkapasitet. Denne reduksjonen inntreffer ikke uten påkjent moment, men for lastsituasjonen med 40 kNm i begge retninger finnes den. Lastsituasjonen med påkjent moment er vist i Figur 5.18.

LoA1 og begge metodene i EK2 gir for hjørnesøyler nøyaktig de samme kapasitetene for begge lasttilfeller ettersom ingen av dem tar hensyn til påkjent moment. Alle metodene bortsett fra LoA2 gir samme form på kurvene som for indre søyler, men med noe lavere kapasitet.



Figur 5.18: Kapasitetssammenligning m.h.p M_{Rd} , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle

5.2 Konstruksjoner med skjærarmering

Når det gjelder konstruksjoner med skjærarmering vil mange parametere påvirke kapasiteten på samme måte som for konstruksjoner uten skjærarmering og er derfor utelatt. Mengden skjærarmering er naturligvis en ny parameter og vil derfor bli studert. Størrelsene på påkjent moment vil også vurderes for å kunne ses i sammenheng med tillatte momenter i konstruksjoner uten skjærarmering og momentene som faktisk opptrer for gitte aksiallaster. Sammenligninger av påkjente momenter og aksiallaster blir diskutert videre i Kapittel 6.

Alle parameterne som brukes i parameterstudiet for konstruksjoner med skjærarmering er presentert i Tabell 5.2. Også her er enhetene utelatt i figurer og det henvises til Tabell 5.2 hvor de er oppført for hver variabel.

Tabell 5.2: Faste verdier for parameterstudie, konstruksjoner med skjærarmering

Parameter	Verdi
Karakteristisk betongfasthet, f_{ck} , [N/mm ²]	30
Sikkerhetsfaktor, γ_c	1,5
Maksimal aggregatstørrelse, k_{dg} , [mm]	32
Dimensjonerende flytespenning armering, f_{yd} , [N/mm ²]	434
E-modul for armeringsstål, E_s , [N/mm ²]	200 000
Momentkapasitet, begge retninger, [kNm]	60
Lengdearmering, begge retninger, [mm^2/m]	693
Dekketykkelse, h, [mm]	250
Effektiv dekketykkelse, d, [mm]	210
Søyledimensjon, [mm·mm]	260·260
Spennvidde x-retning, [m]	6
Spennvidde y-retning, [m]	6
Reduksjonsfaktor for indre søyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,9$, $\beta = 1,15$
Reduksjonsfaktor for kantsøyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,7$, $\beta = 1,4$
Reduksjonsfaktor for hjørnesøyler, hhv. MC2010 og EK2	$k_e=0,65$, $\beta = 1,5$
Påkjent moment i x-retning, $M_{d,x}$, [kNm]	40 / 0
Påkjent moment i y-retning, $M_{d,y}$, [kNm]	40 / 0
Skjærarmering, [mm ²]	1000

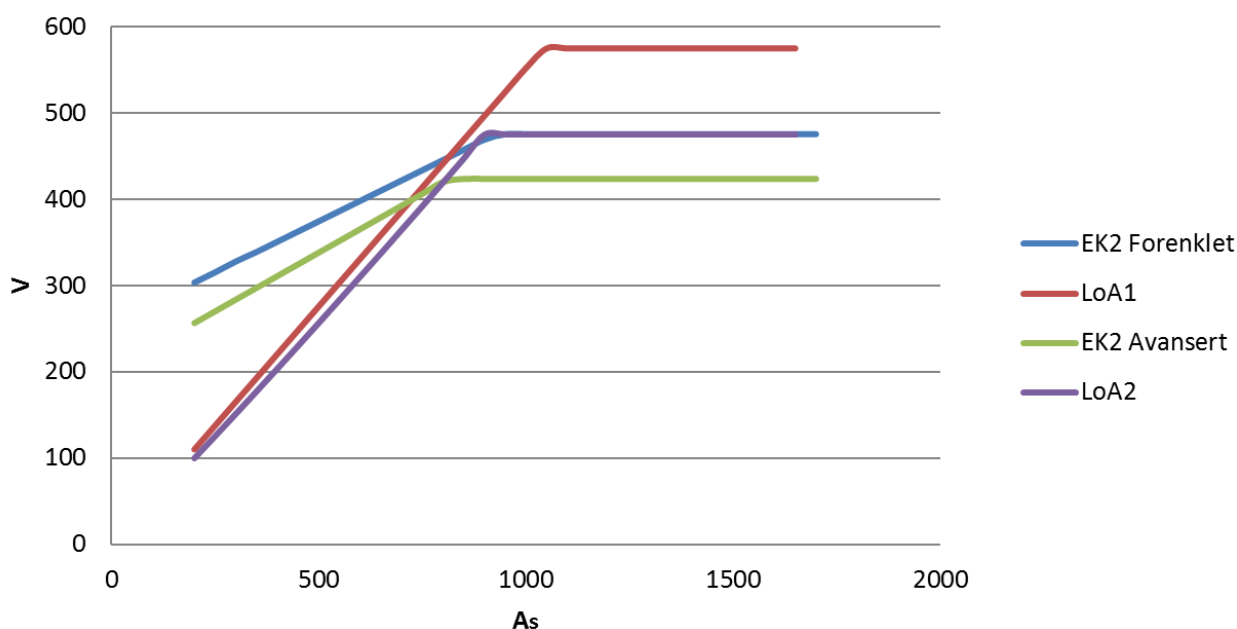
5.2.1 Armeringsareal, A_s

En sammenligning av armeringsareal er ikke like enkelt som for konstruksjoner uten skjærarmering ettersom regelverkene avviker når det gjelder armeringsplassering. Det stilles også forskjellige krav til minimumslengder. For at sammenligningen skal kunne gjennomføres vil det her kun tas hensyn til det statiske momentet og ikke noen former for minimumsarmering. Reglene for minimumsarmering er allerede diskutert i Eksempel 4 i Avsnitt 4.2.1.

Etter EK2 finnes β på samme måte som i utførte eksempelberegninger og kapasiteten finnes med hensyn på skjærarmeringen. Det vil også bli tatt hensyn til skjærtrykkkapasiteten. EK2 beregner kapasiteten med hensyn på armeringsarealet per armeringslag og har et krav om minst to lag. Det vil her antas to lag og det totale armeringsarealet som presenteres er derfor det dobbelte av det beregningsmessige. EK2 tillater at betongbidraget utelates, men siden MC2010 tar hensyn til dette vil det her bli inkludert.

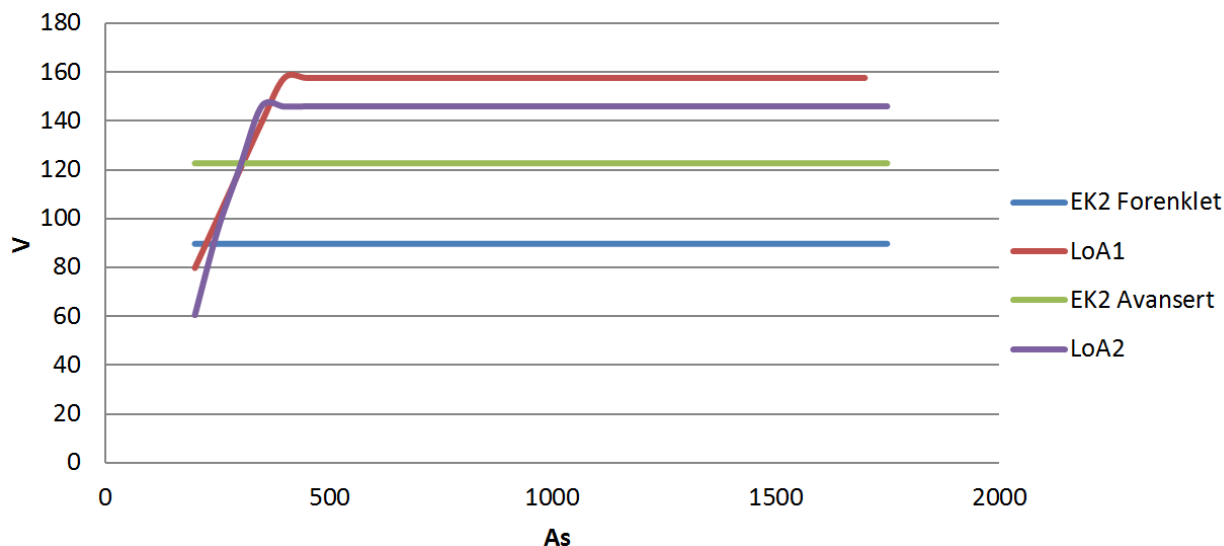
For MC2010 utføres beregningene på samme måte som i Eksempel 4 i Avsnitt 4.2.1. I tillegg til å beregne kapasiteten tas det også hensyn til $V_{Rd,max}$ som en maksimal kapasitet. MC2010 stiller krav til at skjærarmeringen må kunne bære minimum halve lasten, noe som gjør at MC2010 tillater relativt lave kapasiteter for små armeringsareal.

Resultatet av sammenligningen for en indre søyle med påkjent moment lik 40 kNm i begge retninger er vist i Figur 5.19. Det kommer tydelig frem at alle metodene gir en bilineær sammenheng med et flatt nivå til slutt. Dette skyldes at kapasiteten til betongen og stålet vil være gjeldende for små armeringsareal, mens for større mengder vil betongtrykkkapasiteten bestemme. Dette betyr at en armeringsareal på over 1000 mm² for denne konstruksjonen er unødvendig etter alle regelverkene.



Figur 5.19: Kapasitetssammenligning m.h.p A_s , $M_x = M_y = 40$ kNm, indre søyle

Sammenhengen vist i Figur 5.19 gjelder også for indre søyler uten påkjent moment. For kant- og hjørnesøyler vil kontrollsnittet bli kortere og betongtrykkkapasiteten etter EK2 blir derfor lavere. Reduksjonen gjør at betongtrykkkapasiteten blir dimensjonerende i hele intervallet og gir en konstant kapasitet. MC2010 har et krav om at armeringen skal bære halve aksiallasten og dette vil bestemme kapasiteten for små armeringsareal. Beregnet kapasitet med hensyn på armeringsareal for en hjørnesøyle med et påkjent moment på 40 kNm i begge retninger er vist i Figur 5.20. De beregnede kapasitetene er høyere for kantsøyler, men selve hovedtrenden er den samme som hjørnesøylen i dette tilfellet.



Figur 5.20: Kapasitetssammenligning m.h.p A_s , $M_x = M_y = 40$ kNm, hjørnesøyle

5.2.2 Påkjent moment, M_x og M_y

Hvilke momenter som er tillatt etter de to regelverkene med hensyn på aksiallast vil avhenge av mengden skjærarmering. Det vil her velges en armeringsareal på 1000mm^2 i alle beregninger.

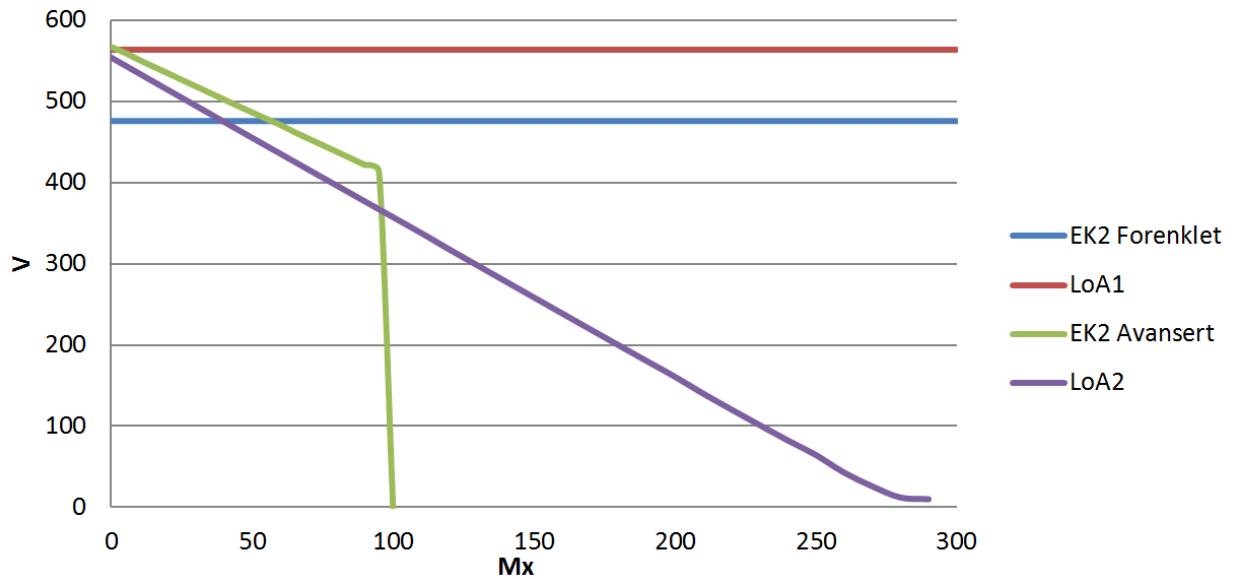
Kapasitetene som beregnes for konstruksjoner med skjærarmering vil ofte ha tilsvarende sammenhenger mellom aksiallast og påkjent moment som konstruksjoner uten skjærarmering, men med høyere tillatte aksiallast for tilfellet med skjærarmering. Begrunnelsene for formen på sammenhengene er tilsvarende som for konstruksjoner uten skjærarmering og det henvises derfor til Avsnitt 5.1.1 for videre begrunnelser.

Selv om sammenhengene er tilsvarende de som ble funnet for konstruksjoner uten skjærarmering vil det være nyttig å sammenligne tillatte aksiallast og momenter for konstruksjoner med og uten skjærarmering. Dette studiet må sees i sammenheng med Kapittel 6 hvor det diskuteres hvilke krefter og momenter som oppstår i praksis.

Parameterstudiet er for ordens skyld delt opp etter søyletype på samme måte som parameterstudiet for påkjent moment på konstruksjoner uten skjærarmering.

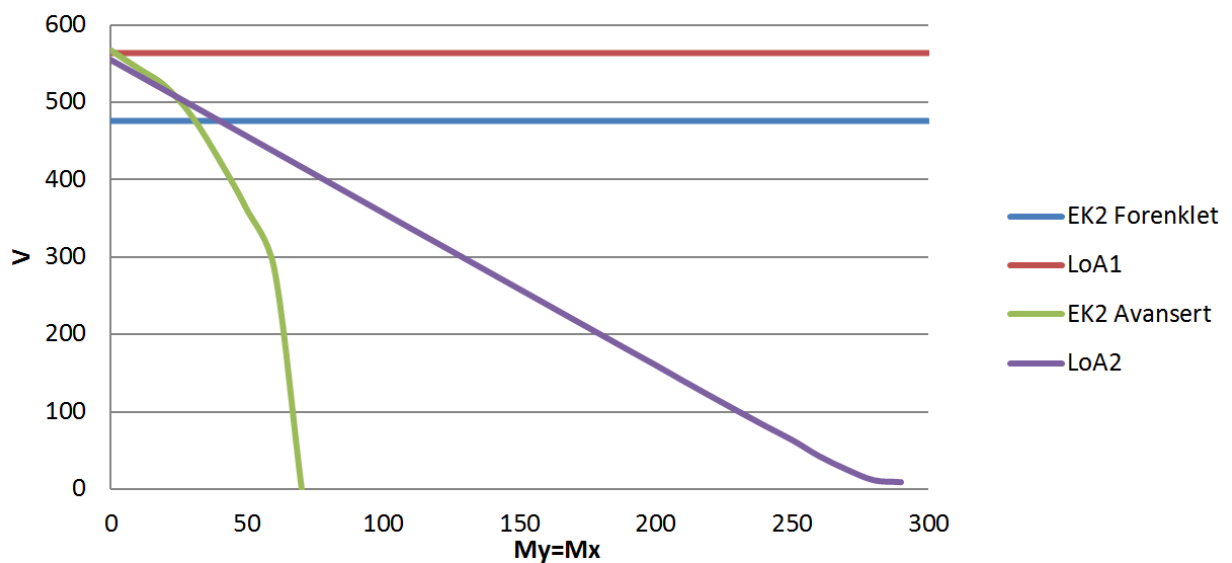
Indre søyle

For indre søyler uten påkjent moment i y-retning vises beregnede kapasiteter i Figur 5.21. Figuren viser en lignende sammenheng som for tilsvarende søyle uten skjærarmering vist i Figur 5.1. Alle metodene beregner høyere tillatt aksiallast for søylen med skjærarmering. De to forenklete metodene tar fortsatt ikke hensyn til påkjent moment og beregner derfor konstant kapasitet. EK2 beregner samme maksimale verdi for M_x , mens LoA2 tillater et noe høyere påkjent moment.



Figur 5.21: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, indre søyle

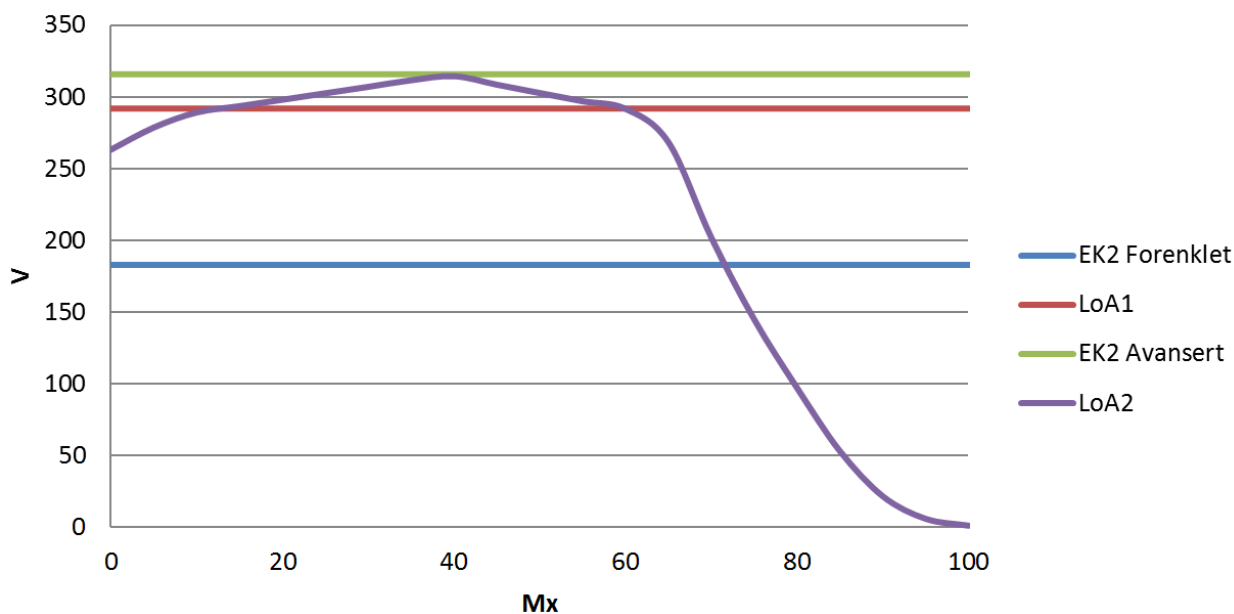
Det kan konkluderes tilsvarende for indre søyle med påkjent moment i begge retninger, vist i Figur 5.22.



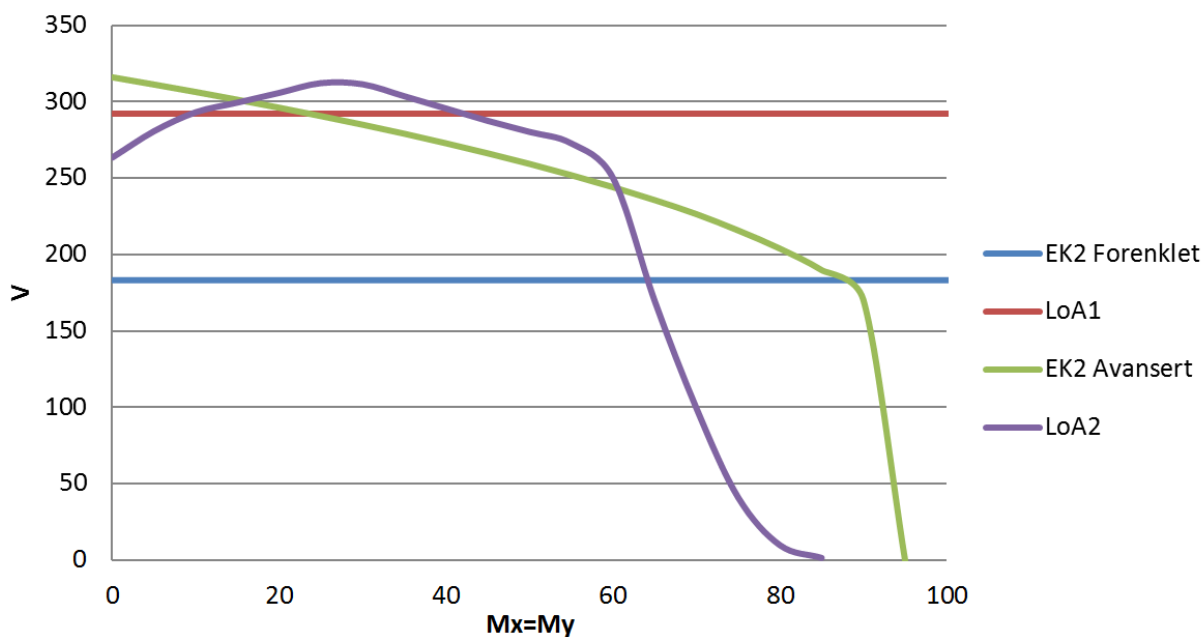
Figur 5.22: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, indre søyle

Kantsøyle

De tillatte aksiallastene er høyere for kantsøyler med armering enn uten og de forenklete metodene gir også her konstante verdier. LoA2 og EK2 Avansert avviker noe i tillatt moment for tilfellet med moment i begge retninger. For moment i en retning forenkles beregningen av β i EK2 og den tillater en konstant aksiallast. Sammenhengene er vist for tilfellet med moment i en og to retninger i henholdsvis Figur 5.23 og 5.24.



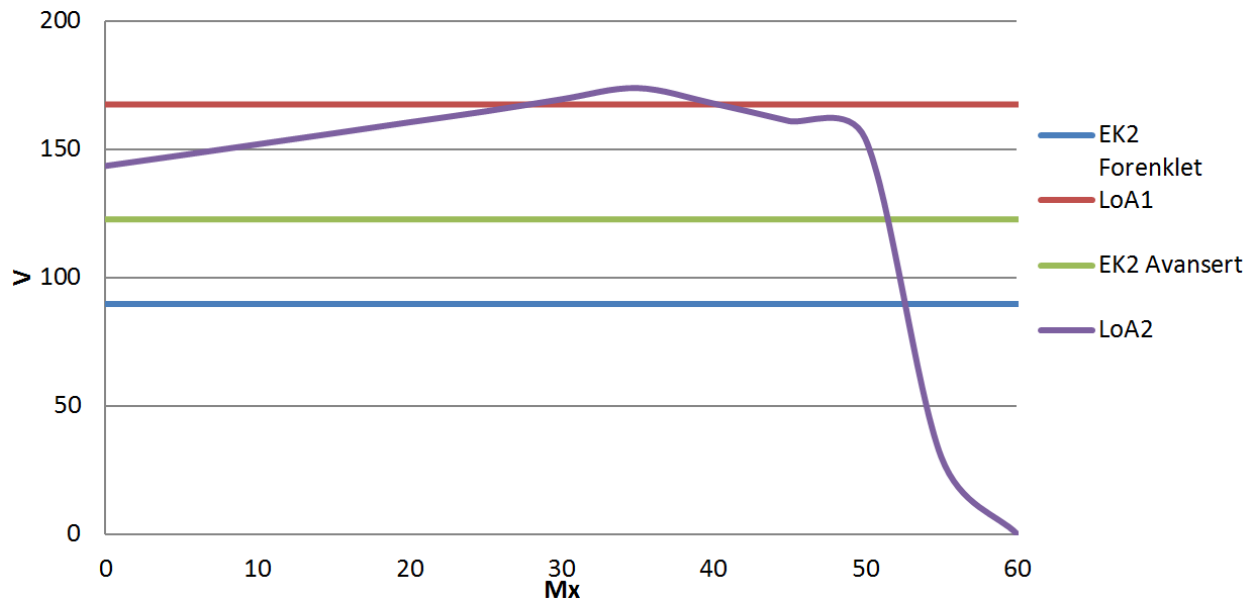
Figur 5.23: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, kantsøyle



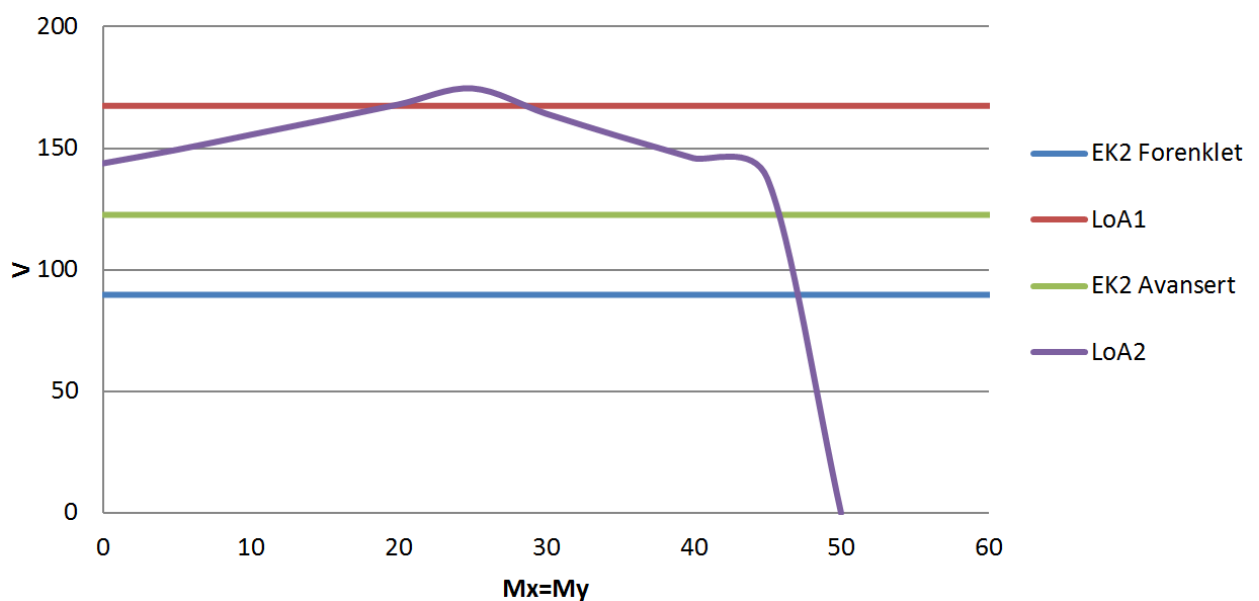
Figur 5.24: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, Kantsøyle

Hjørnesøyle

For hjørnesøyler avhenger EK2 avansert kun av geometri i beregningen av β og vil derfor gi konstant beregnet kapasitet. Til tross for at tre av metodene gir konstante verdier er alle inkludert for å danne et sammenligningsgrunnlag. De endelige kurvene er presentert i Figur 5.25 for tilfellet med moment i en retning og Figur 5.26 for tilfellet med moment i begge retninger. For EK2 betyr bruk av skjærarmering bare en noe høyere tillatt aksiallast, mens for LoA2 blir tillatt aksiallast og tillatt moment noe større.



Figur 5.25: Kapasitetssammenligning, $M_y = 0$ kNm, hjørnesøyle



Figur 5.26: Kapasitetssammenligning, $M_x = M_y$, hjørnesøyle

5.3 Oppsummering av parameterstudiet

Parameterstudiet er nå utført for parameterne som inkluderes i begge regelverkene. Videre vil parameterstudiet oppsummeres for konstruksjoner med og uten skjærarmering.

5.3.1 Konstruksjoner uten skjærarmering

Når det gjelder påkjent moment gir de forenklete metodene konstante verdier for alle tilfeller. De to mer avanserte metodene samsvarer delvis for indre søyler og kantsøyler med moment i to retninger, men for hjørnesøyler og kantsøyle med moment i en retning er EK2 såpass forenklet at den angir konstant verdi for kapasitet. Dette er påpekt som en av de største svakhetene med EK2 når det gjelder dimensjonering for gjennomlokking. Sammenligningene av tillatt aksiallast mot påkjent moment diskuteres videre i Kapittel 6 hvor det vurderes hvilke momenter som oppstår i faktiske konstruksjoner.

For effektive dekketykkelser, betongfastheter, søyledimensjoner og momentkapasiteter antydes det etter LoA2 en kritisk verdi som reduserer kapasiteten til tilnærmet lik null. Denne kritiske verdien antydes bare i noen tilfeller av EK2, men i alle tilfellene den ikke antydes skyldes det at β -beregningen blir forenklet til å kun ta hensyn til geometri.

Årsaken til disse kritiske verdiene er for begge regelverkene at det ikke lenger finnes løsning for en kapasitetsligning av andre grad. Hvorvidt disse kritiske verdiene kan dokumenteres i forsøk er ikke vurdert og er et område som bør undersøkes videre.

Det siste studiet av momentkapasiteten til dekket viser at LoA1 beregner en konstant kapasitet siden den ikke tar hensyn til momentkapasiteten. Dette er det eneste tilfellet hvor LoA1 gjør større forenklinger enn den forenklete metoden i EK2. LoA1 antar flyt i lengdearmeringen og beregner maksimal påkjent aksiallast uten at det er risiko for bøyingsbrudd.

5.3.2 Konstruksjoner med skjærarmering

De to regelverkene behandler armeringsareal noenlunde likt, men MC2010 blir for små armeringsareal veldig styrt av kravet om at skjærarmeringen skal ta halve lasten. Hadde det blitt inkludert mer minimumsregler fra EK2 ville situasjonen endret seg, men i og med at hovedpoenget her er å se på de beregningsmessige kravene er ikke dette utført.

Påvirkningen det påkjente momentet har på tillatt aksiallast er på mange måter likt som for konstruksjoner uten armering. Begge regelverkene tillater økte aksiallast for små momenter når det skjærarmeres, men ikke store økninger i påkjent moment. EK2 tillater for enkelte søyletyper uendelige momenter for gitte aksiallast ettersom beregningsmetodene er forenklet. Dette var også tilfellet for konstruksjoner uten skjærarmering.

Parameterstudiet med hensyn på påkjent moment for konstruksjoner med skjærarmering er hovedsakelig inkludert for å kunne benyttes som sammenligningsgrunnlag i Kapittel 6.

Kapittel 6

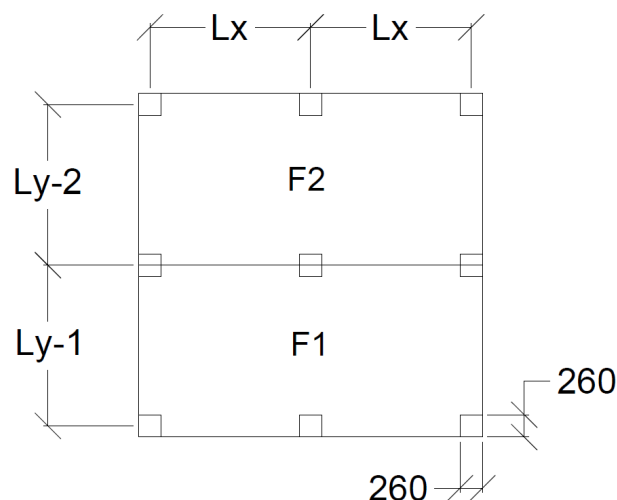
Kombinasjoner av momenter og aksiallaster i konstruksjoner

Parameterstudiet i Kapittel 5 har vist at påkjent moment er en av de viktigste parameterne i forhold til kapasitet. For å bedre kunne sammenligne regelverkene vil det her bli sett nærmere på hvilke momenter som kan forventes å opptre i praksis.

Det vil bli sett på aksiallaster og momenter for variable spennvidder og lasttilfeller og disse vil bli sammenlignet med beregnet kapasitet. Momentene finnes ved hjelp av en lineær-elastisk FEM-analyse i Diana. Sammenligningene vil bli utført mot både armerte og uarmerte konstruksjoner, med verdier hentet fra parameterstudiet i Kapittel 5. Det påpekes at denne sammenligningen er utført for gitt geometri og materialparametere og det vil derfor ikke trekkes generelle konklusjoner, men kun diskuteres resultatene som er funnet.

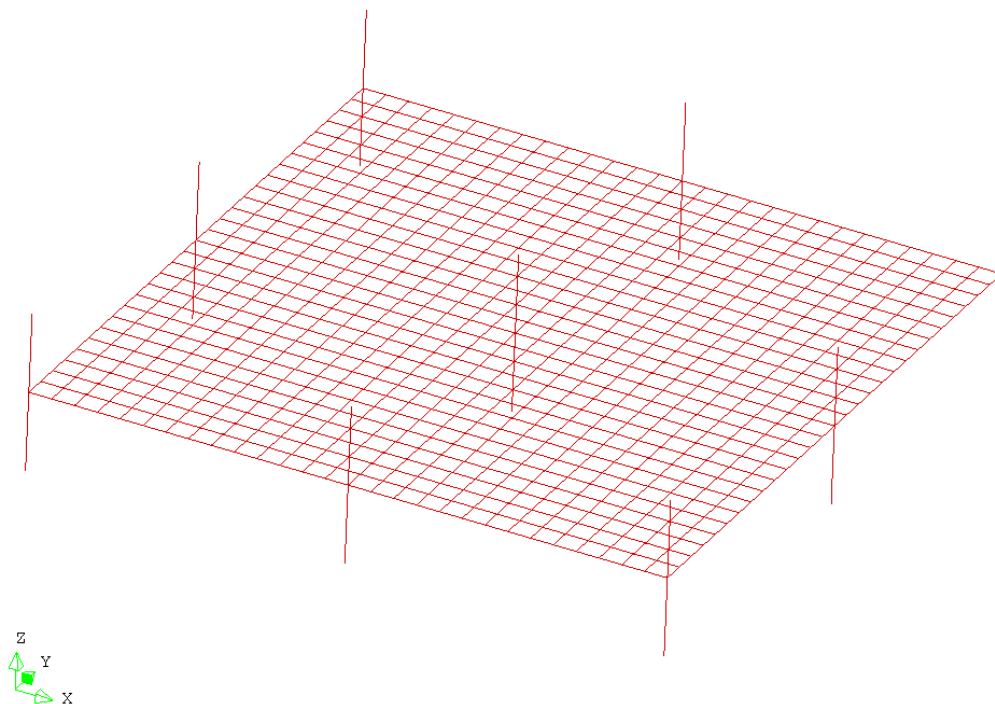
6.1 Definisjoner og oppbygning av modell

Geometrien som det tas utgangspunkt i er vist i Figur 6.1. Figuren viser også de to flatene kalt F1 og F2 som brukes til å variere plasseringen av nyttelasten.



Figur 6.1: Definisjon av geometri for momentstudie [mm]

Modellen er presentert i Figur 6.2 og er bygget opp med $28 \cdot 28$ skallelementer av typen Q20SH i dekket og totalt 20 bjelkeelementer av typen L12BE i hver søyle. Elementene er standard 4 og 2 noders elementer med 2 gauss-punkter i alle retninger. Etersom det kun utføres en lineær-elastisk analyse vil det ikke bli presentert bakgrunnsteori for programmet eller modelloppbyggingen, men modellen vil bli verifisert. [13]



Figur 6.2: Dianamodell

Input-filen for analysen er vedlagt i Vedlegg C og det henvises til den for utfyllende informasjon om modellen. Parameterne som brukes er så langt det er mulig like som i Kapittel 5 for å kunne sammenligne. Analysefiler og resultater er også vedlagt på elektronisk vedlegg.

De forskjellige lengdene som velges er oppsummert i Tabell 6.1. De tre første konfigurasjonene er rene skaleringer, mens for de to siste økes kun lengden på en flate slik at det kan vurderes tilfeller hvor nyttelasten plasseres i det største feltet. Lengdene antas å representere praktiske situasjoner, men det er ikke gjort noen vurderinger på om lengdene er fornuftige i forhold til dekketykkelse, søyledimensjon og lignende.

Tabell 6.1: Geometriske valg for momentstudie

Geometrisk konfigurasjon	$L_y - 1$ [mm]	$L_y - 2$ [mm]	L_x [mm]
1	4000	4000	4000
2	6000	6000	6000
3	8000	8000	8000
4	6000	4000	4000
5	8000	4000	4000

Lasttilfeller

For å kunne bestemme hvilke momenter som kan opptre må det i tillegg til variable lengder velges et utvalg laster som kan opptre på konstruksjonen. Egenvekten til betongen vil avhenge av tilslag, armeringsareal og lignende. I dette tilfellet antas den lik 5 kN/m^2 . Egenvekten vil alltid virke jevnt fordelt over hele konstruksjonen, mens nyttelasten skal plasseres slik at man finner plasseringen som gir størst krefter i hvert enkelt tilfelle. Nyttelasten vil også variere i størrelse. Det velges her nyttelaster fra $2,5 \text{ kN/m}^2$ og opp til 10 kN/m^2 . Til sammen defineres det 9 lasttilfeller som er oppsummert i Tabell 6.2. Siden reaksjonskreftene skal benyttes til å sammenligne to forskjellige regelverk er det ikke tatt hensyn til lastfaktorer.

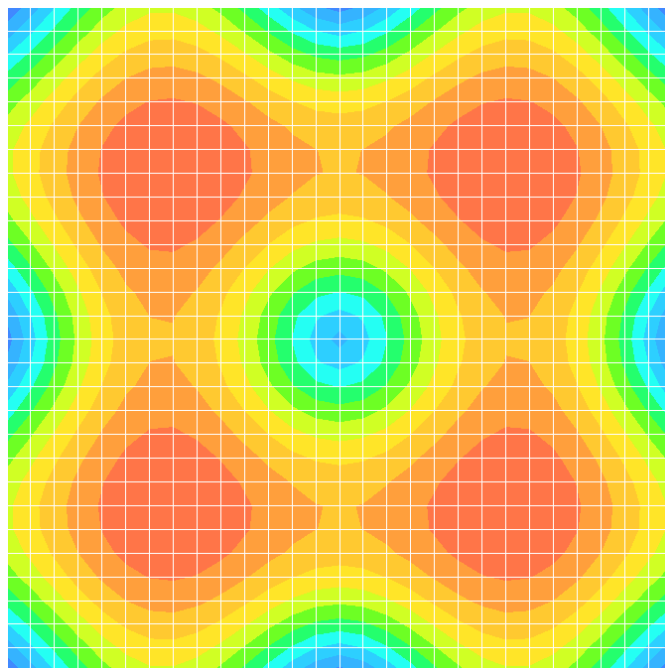
Tabell 6.2: Lasttilfeller for momentstudie

Lasttilfelle	Egenlast [kN/m ²]	Nyttelast [kN/m ²]	Flater med nyttelast
1	5	0	-
2	5	2,5	F1 og F2
3	5	2,5	F1
4	5	5	F1 og F2
5	5	5	F1
6	5	7,5	F1 og F2
7	5	7,5	F1
8	5	10	F1 og F2
9	5	10	F1

Det poengteres at alle lasttilfeller med partallsnummerering (2,4,6,8) har nyttelast i begge felt og det påfølgende odde lasttilfellet (3,5,7,9) har nyttelast kun i F1. Lasttilfelle 1 har kun egenlast og derfor lik last i begge felt.

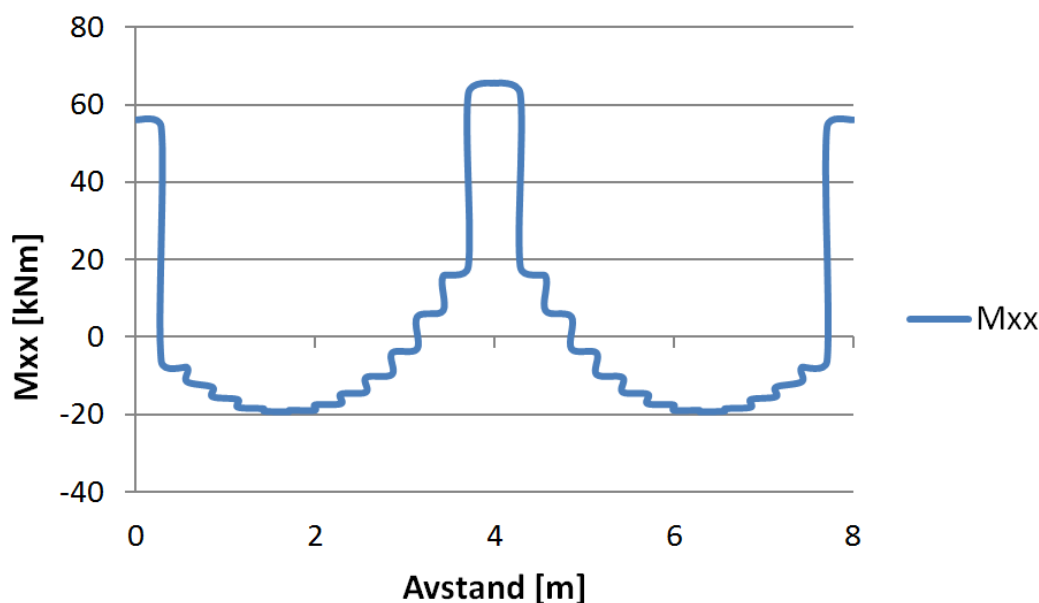
Verifikasjon av modellen

For å verifisere at modellen gir fornuftige resultater vil deformasjoner og momenter i dekket studeres. I Figur 6.3 presenteres et deformasjonsplot som klart viser at deformasjonene er null over søylene og størst i senter av de 4 kvadrantene.



Figur 6.3: Contourplot av deformasjoner

Det utføres også en kontroll av momentet i dekket, m_{xx} , parallelt med x -aksen igjennom senter av platen. Variasjonen i moment over lengden hentes ut fra gauss-punkter i elementene og presenteres i Figur 6.4. Det påpekes at modellen er bygd opp med bjelkeelementer i søylene som betyr at de kun har dimensjoner som en fysisk parameter. Dette betyr at momentene for skallelementet blir unaturlig store nær bjelken. Ettersom det stort sett er søylemomentet som skal vurderes i denne oppgaven har dette liten betydning, men de høyeste toppene i Figur 6.4 bør ignoreres.

Figur 6.4: Variasjon av m_{xx} parallelt med y -aksen i senter av platen

Koordinatsystemer og definisjoner

Modellen i Diana er bygget opp med skallelementer i dekket og bjelkeelementer i søylen. Bjelkeelementer har en lokal x-akse i bjelkeretningen. Bjelkeelementene i søylen har en lokal y-akse som samsvarer med den globale y-aksen og en lokal z-akse som samsvarer med global x-akse. Det vil i dette momentstudiet kun bli vurdert momenter i global x og y-akse ettersom det er disse som gir en variasjon av skjærkraften over søylen. Det vil ikke bli diskutert torsjonsmoment for søylene.

Siden lokal og global y-akse samsvarer vil alle momenter referert til som momenter i y-retning være i global y-akse. Alle andre momenter, referert til som moment i lokal z-akse eller global x-akse, er momenter i global x-retning. For bjelkeelementer beskriver Diana momenter med henvisning til akseretningen momentet gir moment om, som betyr at et moment i x-retning gir moment om x-aksen og dermed krefter som virker i y-retning. Denne definisjonen benyttes også her.

Det presenteres kun resultater fra bjelkeelementene i søylene, men momenter og deformasjoner har blitt kontrollert for utvalgte lasttilfeller for å verifisere modellen.

Alle momenter hentes ut fra elementet rett under dekket som en middelvei for elementet. Dette gjør at momentet i teorien vil være noe lavere enn det faktiske momentet i overgangen, men denne forskjellen neglisjeres. Modellen er bygget opp med gjennomgående søyler og det vil derfor tas hensyn til variasjonen i momentet. På grunn av symmetri er momentet av samme størrelse og motsatt rettet i elementet over dekket og tallverdien for momentet under dekket multipliseres med to.

Momenter som presenteres som positive gir alltid positiv kurvatur (nedbøyning i dekket) inn mot senter. Negative momenter gir negativ kurvatur (i teorien en oppbøyning i dekket).

Modellen er bygget opp med en etasje og det vurderes kun krefter som oppstår som følge av lastene på denne etasjen. Dette gjør at det for noen lasttilfeller vil oppstå negative aksialkrefter i søylene og negative momenter. De negative verdiene er kun teoretiske ettersom det vil være laster i etasjene over som tas opp i søylene.

6.2 Aksiallaster og momenter fra FEM-analyse

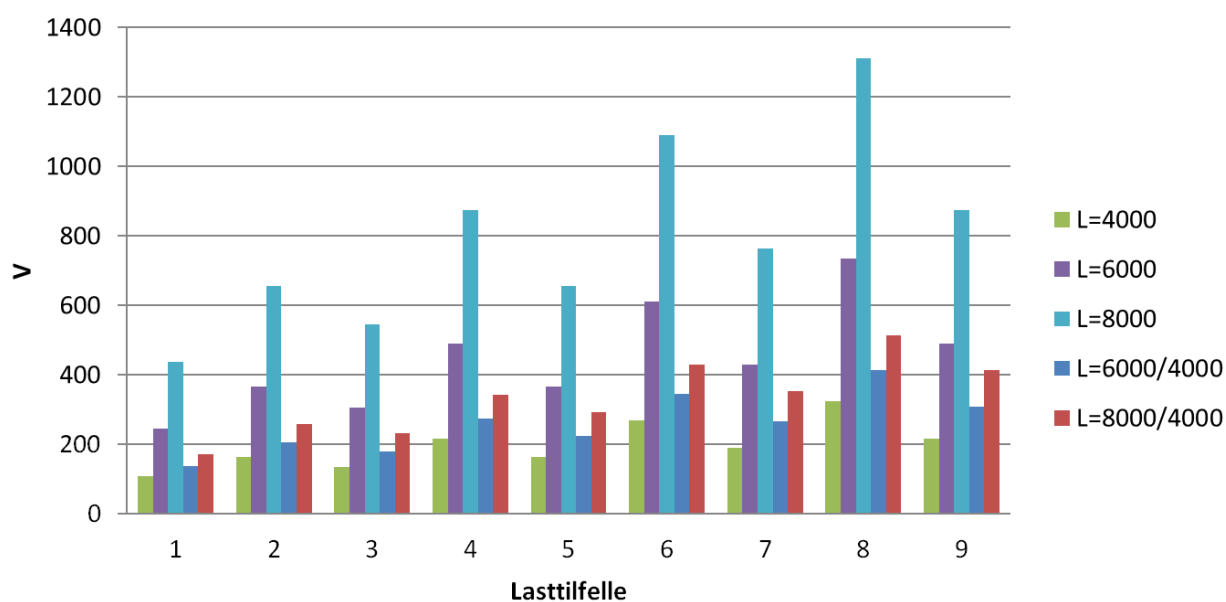
I tillegg til at lengdene og lastene varierer vil reaksjonskreftene avhenge av hvor søylen er plassert og om det er indre søyle, kant- eller hjørnesøyle. Momentstudiet blir derfor videre delt opp etter søyletype.

For enkelhets skyld er enheter utelatt fra alle figurene i dette avsnittet. Det er kun presentert aksialkrefter og momenter, alle aksialkrefter er gitt i kN og alle momenter i kNm.

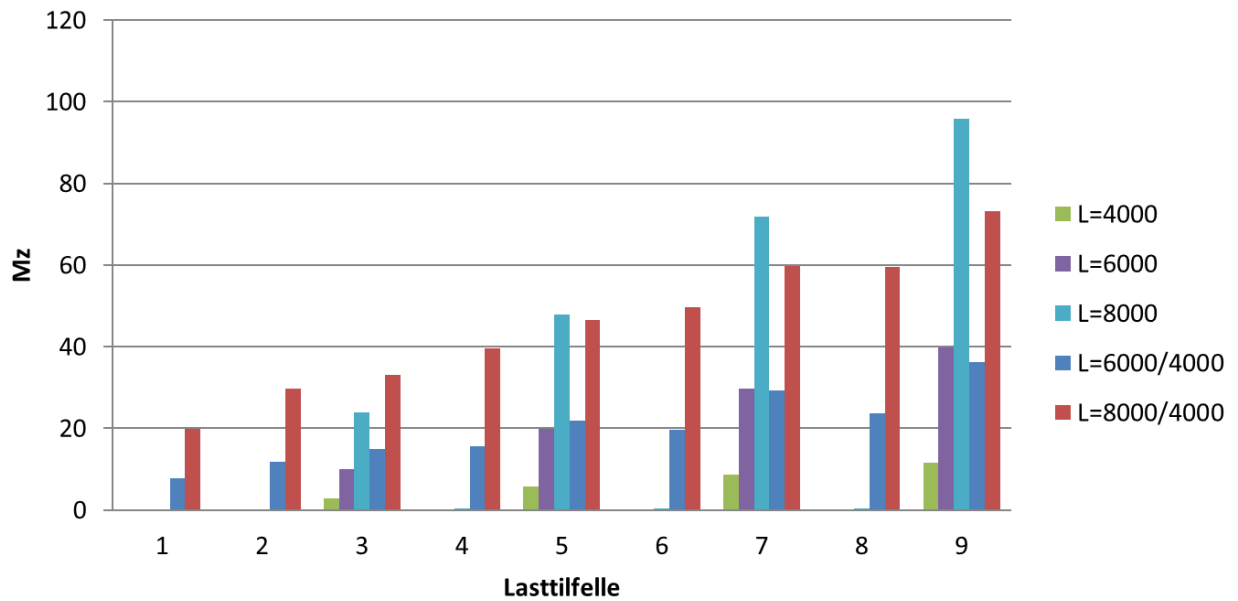
6.2.1 Indre søyler

Det er forventet at indre søyler (Søyle 1) vil ha de største aksiallastene. Når det gjelder opptredende moment vil det avhenge av lasttilfellet ettersom kun lasttilfellene med nyttelast i ett felt vil gi moment i lokal z-retning. Presentasjon av momenter i y-retning er utelatt da alle lasttilfeller og geometrier gir $M_y = 0$.

Aksiallastene for hvert lasttilfelle og hver geometriske konfigurasjon er presentert i Figur 6.5. Figuren viser at de største aksiallastene, som forventet, oppstår for størst lengder og størst total belastning. Totalt varierer aksiallasten fra rundt 100 kN til litt over 1300 kN. Momentene for samme søyle er vist i Figur 6.6. Her kommer det tydelig frem at ved like lengder og lik belastning i begge felt vil det ikke oppstå noen momenter i søylen. Ulike lengder og plassering av nyttelast vil gi momenter mellom 0 kNm og nærmere 100 kNm.



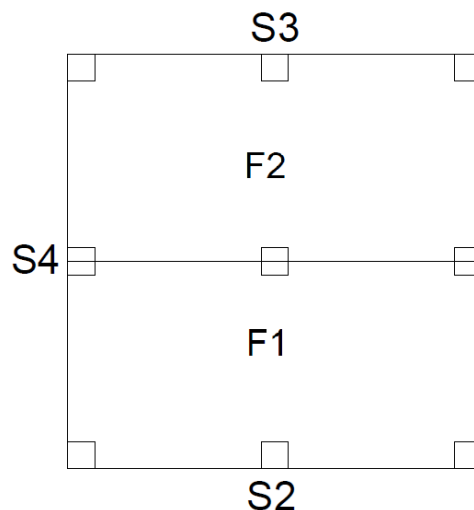
Figur 6.5: Aksiallast, Indre søyle



Figur 6.6: Moment i lokal z-retning, Indre søyle

6.2.2 Kantsøyler

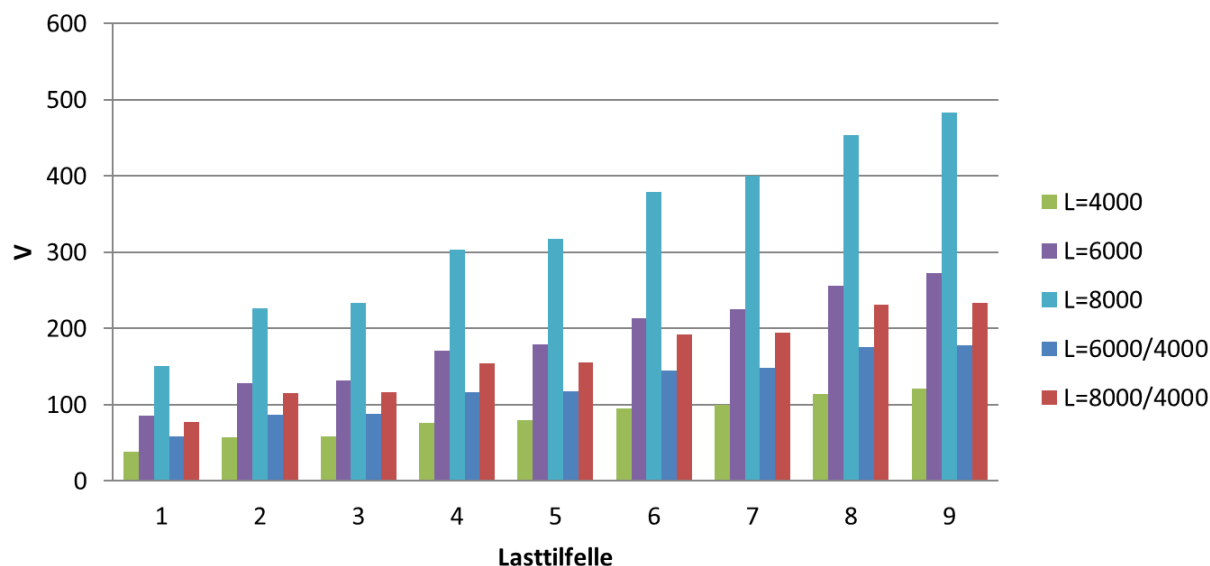
Reaksjonskreftene for kantsøyler vil avhenge av hvilken kantsøyle som betraktes og det er derfor viktig å ha en nummerering av søylene, denne er vist i Figur 6.7. Siden belastningene er såpass forskjellige vil 3 av søylene studeres videre. Den siste kantsøylen vil ha tilsvarende belastninger som S4 på grunn av symmetri.



Figur 6.7: Søylenummerering kantsøyler

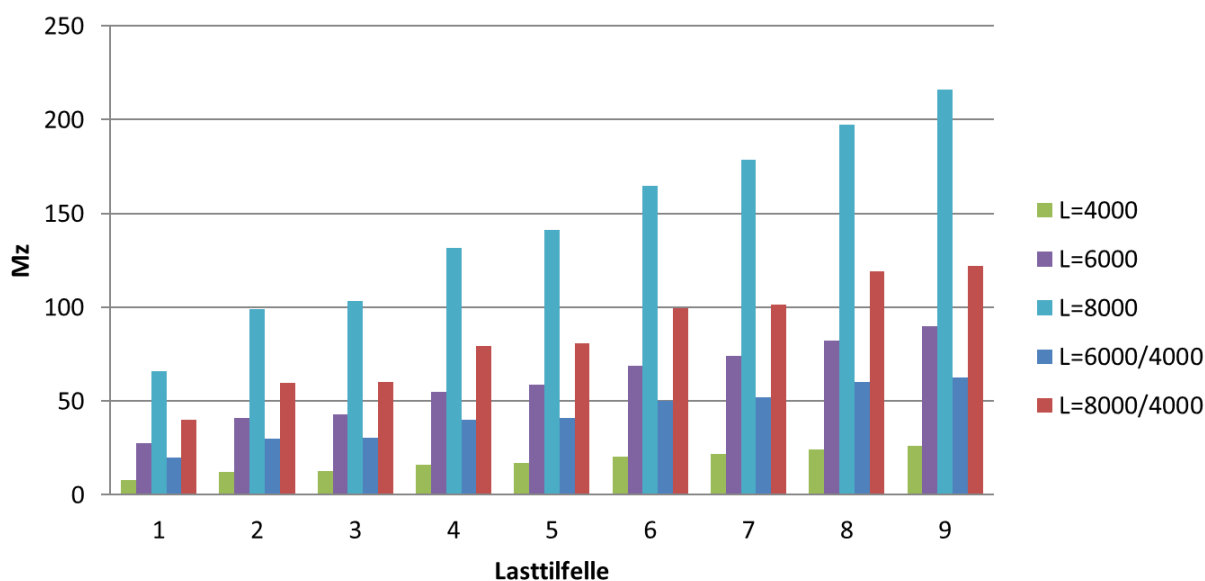
Søyle 2

Søyle nummer 2 vil ha relativt stor aksiallast for alle lasttilfeller ettersom den ligger i ytterkant av F1 som alltid har nyttelast. Variasjonen i aksiallast er gitt i Figur 6.8. Som ventet kommer også her de største lastene fra høye spennvidder og høy total last. Det observeres at aksiallastene er noe høyere i tilfellet med nyttelast i ett felt, til tross for lavere total last på konstruksjonen. Variasjonen i aksiallast er mellom 30 kN og nærmere 500 kN.



Figur 6.8: Aksiallast, Kantsøyle 2

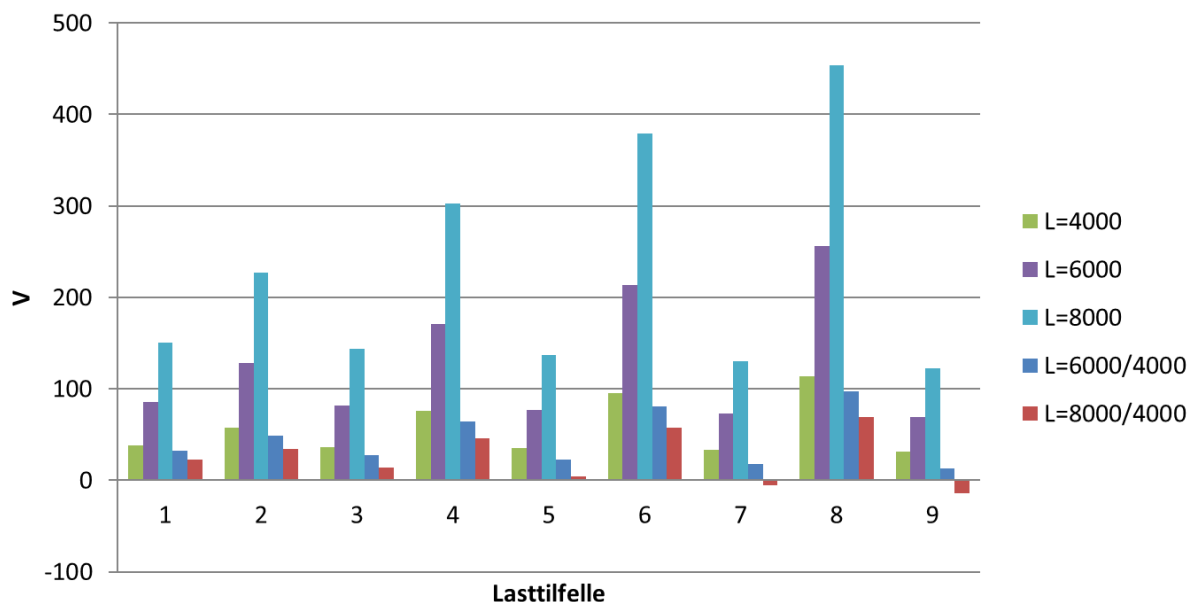
Når det gjelder moment, vist i Figur 6.9, kan det konkluderes med at spennviddene påvirker størrelsen på momentet mer enn det variasjonen i last gjør. Dette gjør at tilfellet med 8 meters spennvidder gir klart størst momenter, fulgt av tilfellet med 8 + 4m spennvidder. Totalt for søyle 2 varierer det fra et moment på under 10 kNm til et moment over 200 kNm.



Figur 6.9: Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 2

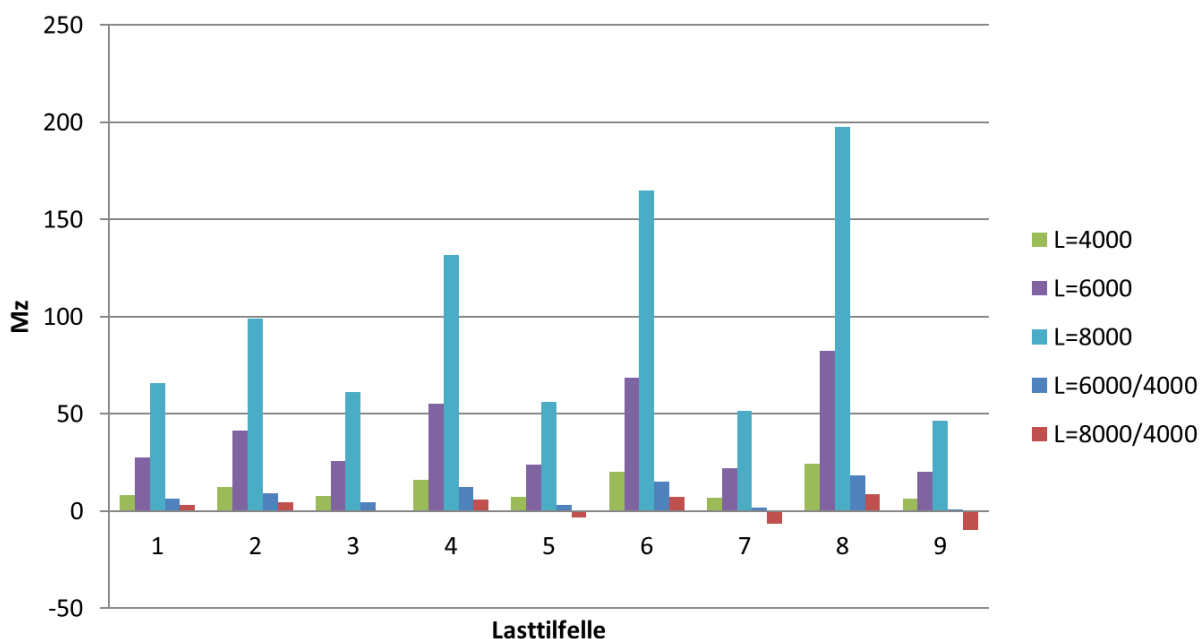
Søyle 3

For søyle 3 vil aksiallastene være de samme som for søyle 2 i lasttilfellene med nyttelast i begge felt. For tilfellene med last kun i F1 vil aksiallasten i Søyle 3 bli vesentlig lavere, presentert i Figur 6.10. For lasttilfelle 7 og 9 vil det bli negative aksialkrefter, men disse er kun teoretiske ettersom last fra overliggende etasjer ikke er inkludert.



Figur 6.10: Aksiallast, Kantsøyle 3

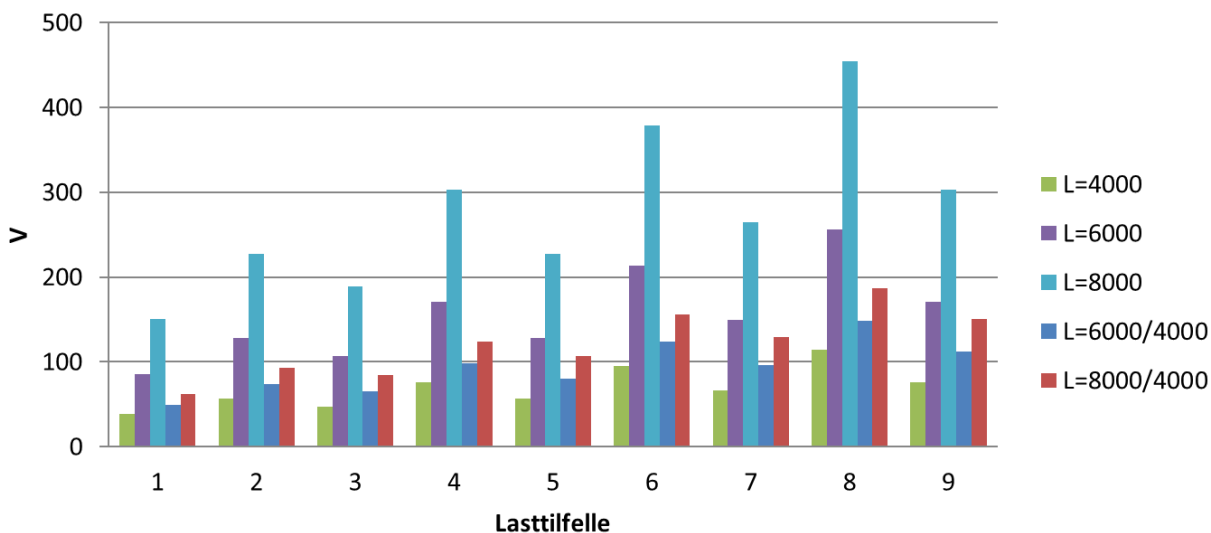
På samme måte som aksiallasten vil momentet variere fra de samme verdiene som søyle 2 for tilfeller med last i begge felt og vesentlig lavere verdier for last kun i F1. For $L_y = 6$ m vil momentet reduseres betraktelig. $L_y = 8$ m gir negative momenter for lasttilfelle 3,5,7 og 9. Dette vil gi en liten negativ kurvatur inn mot senter av platen, som i teorien vil gi oppbøyning av platen. Dette momentet er kun et teoretisk funn og påvirkning av laster fra etasjer over er ikke inkludert. Variasjonen ligger mellom -10 kNm og nærmere 200 kNm, vist i Figur 6.11.



Figur 6.11: Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 3

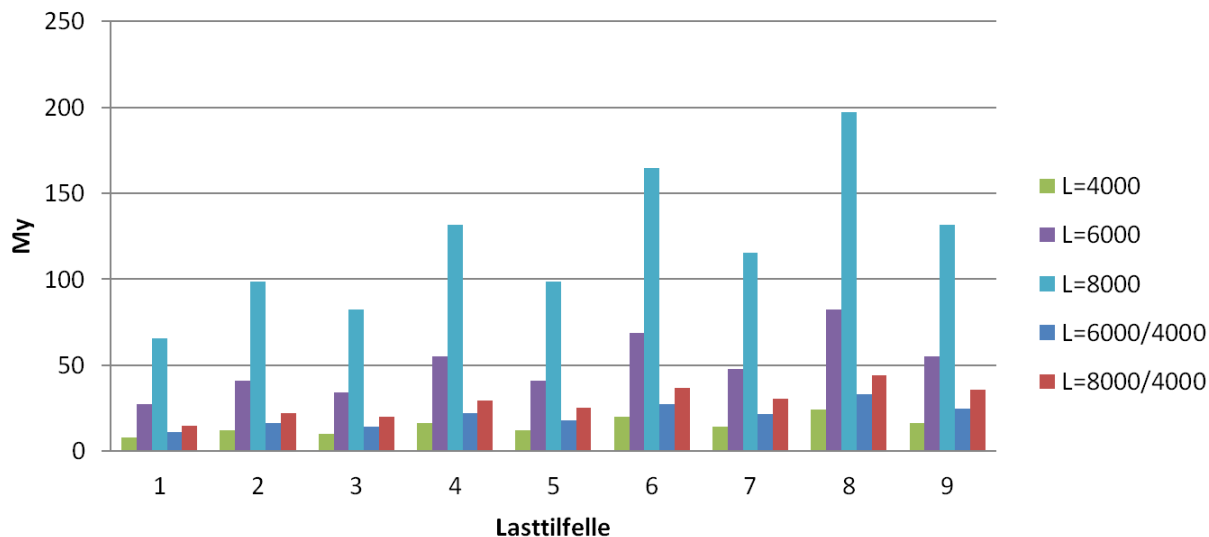
Søyle 4

For søyle 4 vil aksiallasten avhenge mer av den totale lasten da den ligger midt mellom de to feltene. For lasttilfellene med last i begge felt vil aksiallastene være like som de to andre kantsøylene, mens tilfellene med nyttelast i ett felt vil gi en verdi et sted mellom de to andre søylene. Dette er illustrert i Figur 6.12.



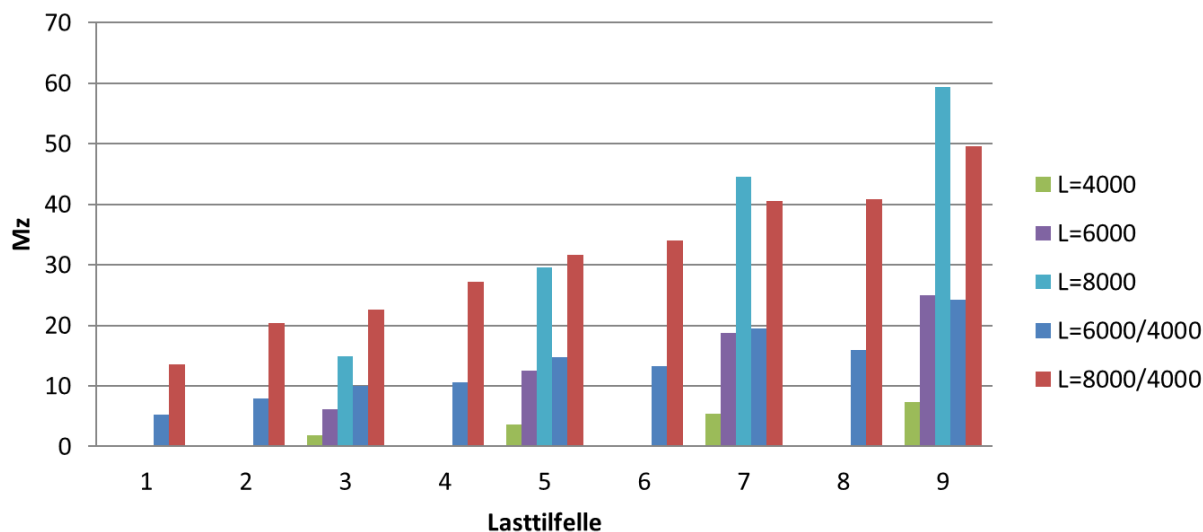
Figur 6.12: Aksiallast, Kantsøyle 4

Momentene i y-retning vil være i samme størrelsesorden som momentene i z-retning for de to andre søylene (mot senter av platen). Med last i begge felt vil verdiene være like for alle kantsøylene, mens med last i ett felt vil søyle 4 ligge et sted mellom søyle 2 og 3. Dette er vist i Figur 6.13.



Figur 6.13: Moment i lokal y-retning, Kantsøyle 4

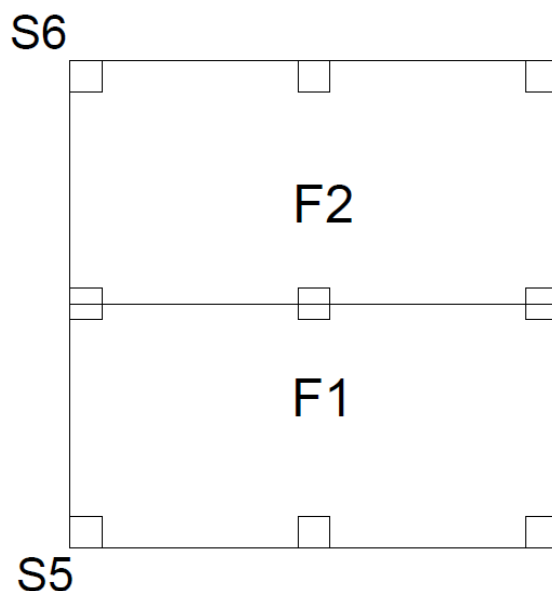
Siden søyle 4 ligger i skillet mellom de to feltene vil det her også kunne oppstå momenter i z-retning. Når spennviddene er ulike (geometrisk konfigurasjon 4 og 5) vil lastene på hver side være ulike. Dette er også tilfellet når nyttelasten kun er i ett felt. Figur 6.14 oppsummerer hvilke verdier momenter har for valgte lasttilfeller og spennvidder.



Figur 6.14: Moment i lokal z-retning, Kantsøyle 4

6.2.3 Hjørnesøyler

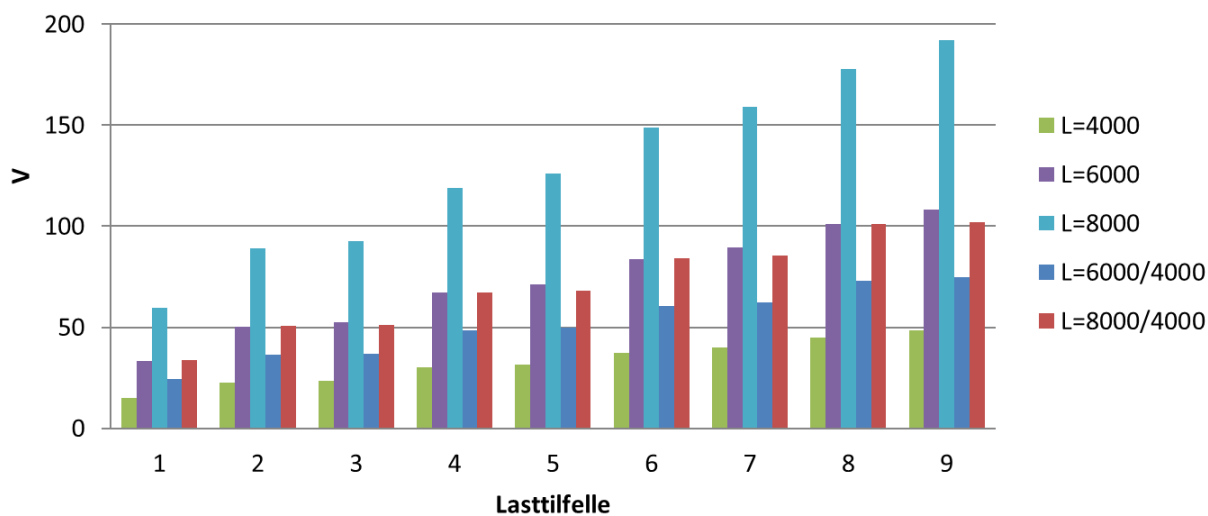
Som for kantsøyler vil også aksiallasten og momentene for hjørnesøyler avhenge av hvor søylen er plassert. Nummereringen for hjørnesøyler er vist i Figur 6.15. Det vil bli sett på søyle 5 og 6 ettersom de to siste vil ha tilsvarende reaksjonskrefter på grunn av symmetri.



Figur 6.15: Søylenummerering hjørnesøyler

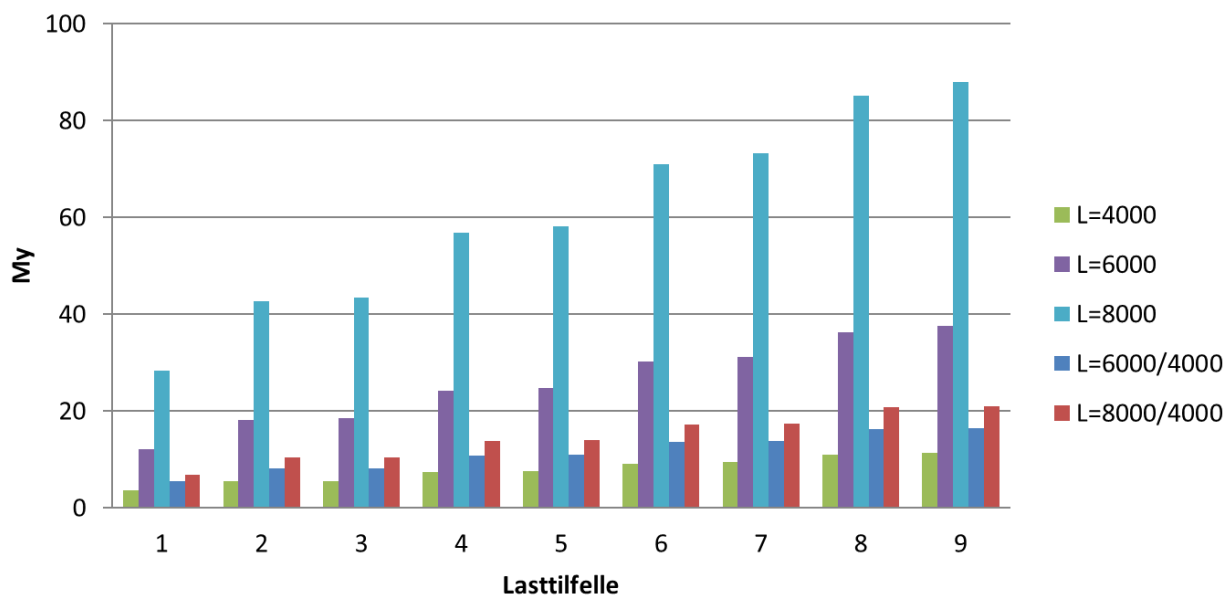
Søyle 5

Søyle 5 ligger ved feltet som alltid har nyttelast (F1) og vil derfor ha store momenter og aksiallaster for alle lasttilfeller. Aksiallastene er oppsummert i Figur 6.16. Figuren viser at aksiallastene øker noe for tilfellene med last i ett felt, dette til tross for at den totale lasten reduseres når nyttelasten kun plasseres i ett felt. Dette var også tilfellet for søyle 2 (kantsøyle).

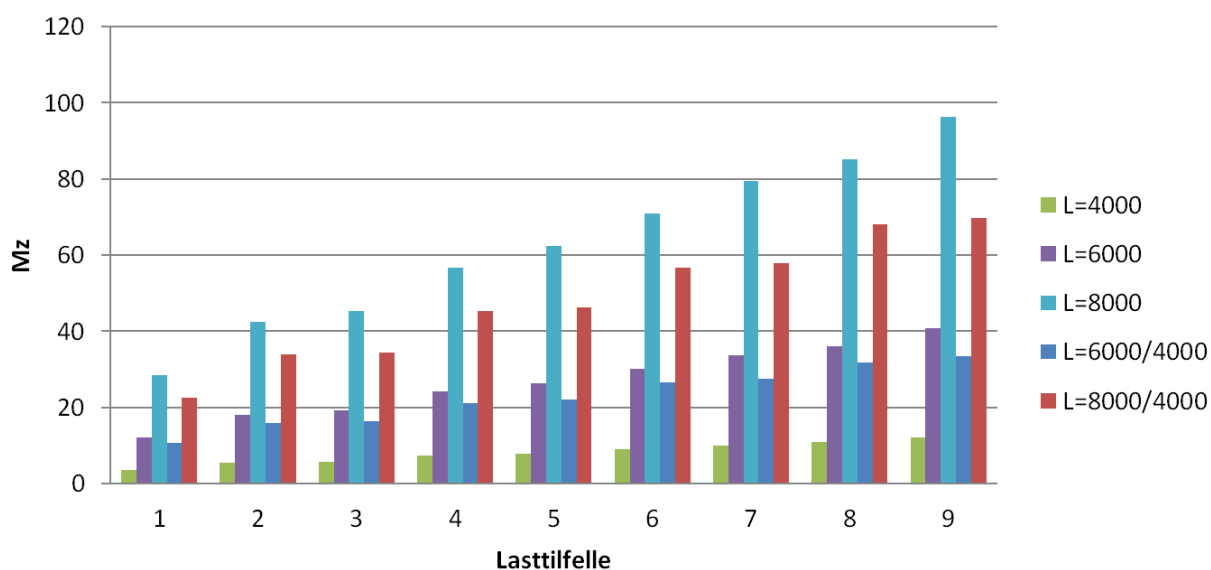


Figur 6.16: Aksiallast, Hjørnesøyle 5

Momentene vil for symmetrisk geometri og belastning være like i begge retninger. Når nytte- lasten plasseres kun i ett felt blir momentet i z-retning noe høyere enn i y-retning. Dette kan enkelt begrunnes med å betrakte konstruksjonen som en 2-felts bjelke i begge retninger. I y-retning er det kun nytte- last i det nærmeste feltet, mens i z-retning vil det være full last i begge felt. Momentet om z-aksen (fra belastning i y-retning) vil få en reduksjon grunnet "løft" fra lasten i feltet lengst borte. For tilfellet med ulike lengder vil momentet i z-retning bli vesentlig større grunnet større spennvidde. Momentene for y og z-retning er gitt i henholdsvis Figur 6.17 og 6.18.



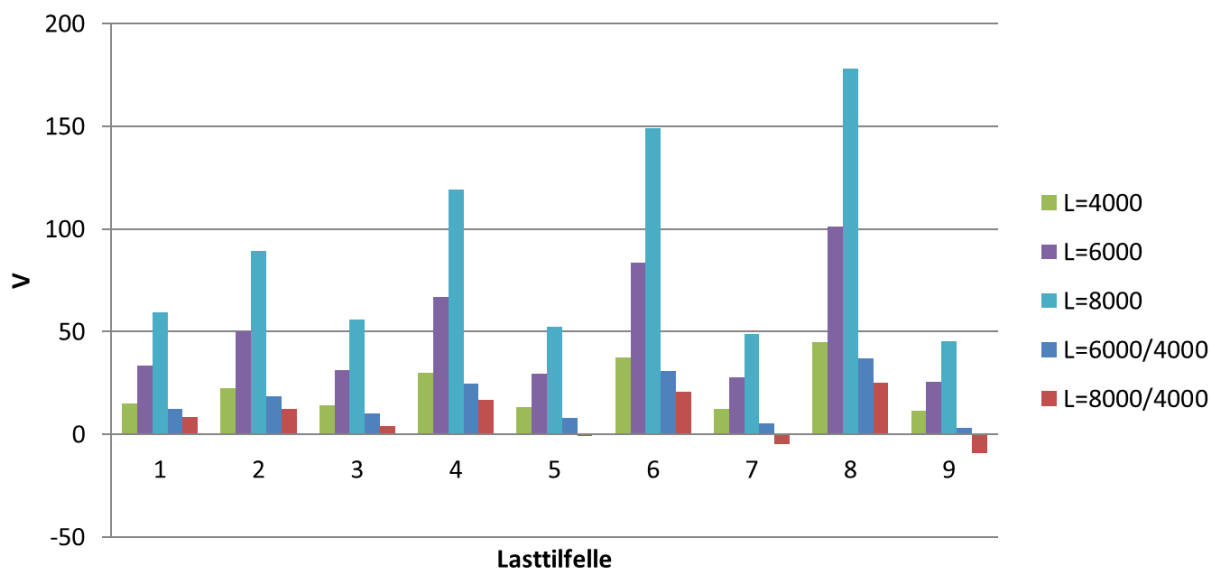
Figur 6.17: Moment i lokal y-retning, Hjørnesøyle 5



Figur 6.18: Moment i lokal z-retning, Hjørnesøyle 5

Søyle 6

Søyle 6 er som søyle 3 plassert på motsatt side i forhold til feltet som alltid har nyttelast. Figur 6.19 viser at aksiallasten er vesentlig lavere for lasttilfellene med nyttelast kun i ett felt. For lasttilfelle 7 og 9 observeres det en teoretisk negativ aksiallast. Dette ble også observert for kantsøylen S3.

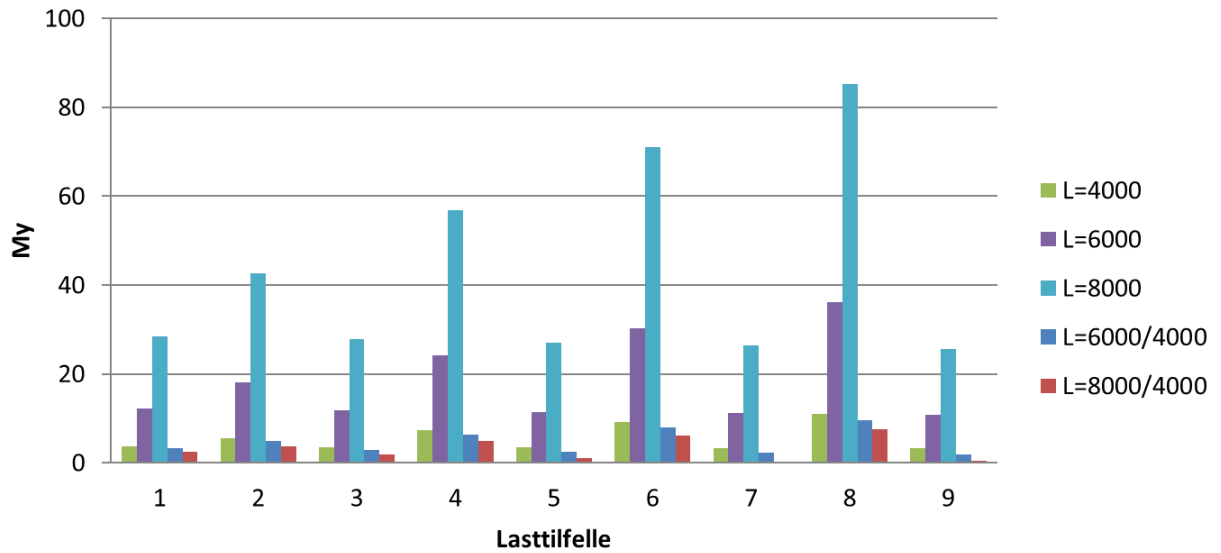


Figur 6.19: Aksiallast, Hjørnesøyle 6

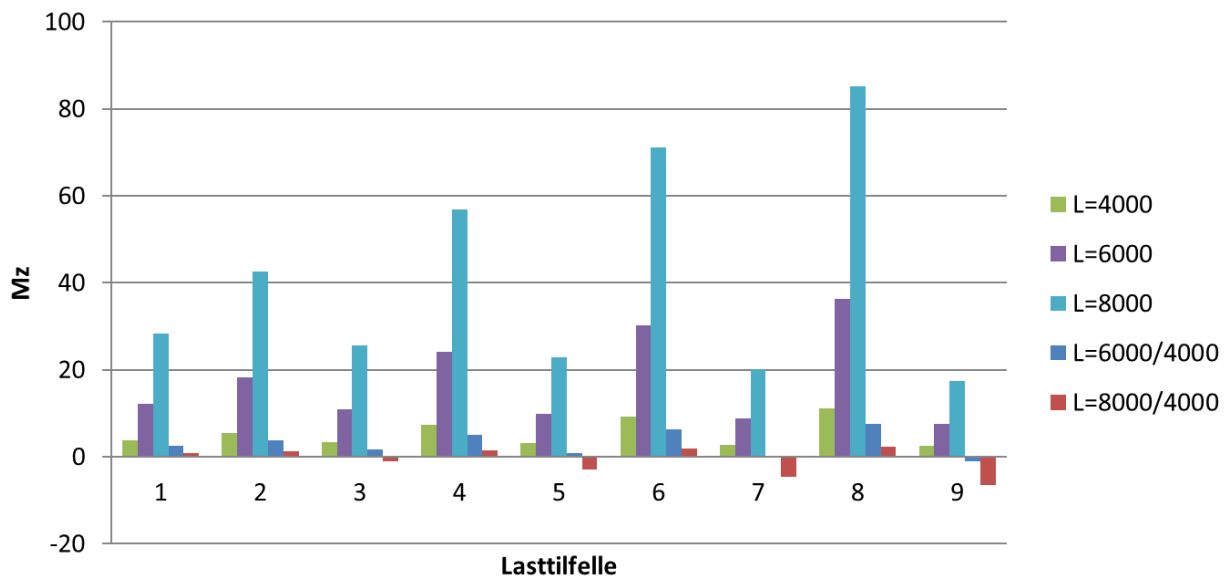
For symmetriske konstruksjoner og symmetrisk last vil momentene for søyle 6 være like i begge retninger. De vil også være like som momentene i søyle 5. Når nyttelasten kun plasseres i F1 vil momentene reduseres i begge retninger.

For lasttilfelle 9 med spennvidder på 6 + 4 meter, samt lasttilfellene 3,5,7 og 9 for spennvidder på 8 + 4 meter vil momentene i z-retning være negative. Dette kan begrunnes med at feltet på motsatt side er lenger i tillegg til at det har større last og det vil derfor gi en teoretisk negativ kurvatur langs y-aksen ved hjørnesøylen. Dette var også tilfellet med søyle 4 (kantsøyle) som fikk negativ kurvatur for tilfellet med spennvidder på 8 + 4 meter. Verdiene for momentene i y-retning er oppsummert i Figur 6.20 og for z-retning i Figur 6.21.

Som for kantsøylen S4 er den negative kurvaturen kun teoretisk ettersom lasten fra etasjene over dekket ikke er inkludert.



Figur 6.20: Moment i lokal y-retning, Hjørnesøyle 6



Figur 6.21: Moment i lokal z-retning, Hjørnesøyle 6

6.3 Sammenligning av krefter fra Diana og kapasitetsberegninger

Etter å ha betraktet en dekkekonstruksjon med variable spennvidder og laster ble det funnet flere kombinasjoner av mulige aksiallast og momenter for hver enkelt søyletype. I både EK2 og MC2010 finnes kun kapasitet i form av tillatt aksiallast i søylen. Momentet tas hensyn til i de avanserte metodene, med unntak av metodene for noen søyletyper i EK2.

De forenklede metodene beregner alltid konstant kapasitet med hensyn på moment og de kan enkelt justeres ved bruk av sikkerhetsfaktorer. LoA1 er ikke et endelig regelverk og det er derfor noe usikkerhet rundt hvilke sikkerhetsfaktorer som velges i den endelige utgaven. Begge de forenklede metodene krever at spennviddene ikke avviker med mer enn 25% som gjør at to av de geometriske konfigurasjonene ikke kan dimensjoneres etter forenklede metoder. På grunnlag av dette vil kun de avanserte metodene sammenlignes.

Beregningen av kapasitet i EK2 avhenger ikke av spennviddene og kapasitetskurvene vil derfor være like uansett hvilke spennvidder som betraktes. LoA2 beregner kapasitet med utgangspunkt i avstanden til momentnullpunkt som for LoA2 tilnærmes lik 0,22 L. Dette betyr at kapasitetskurvene som ble funnet for LoA2 i Avsnitt 5.1.1 og 5.2.2 kun er gyldig for lasttilfellet med 6 meters spennvidder fra Avsnitt 6.2.

Det vil være unødvendig å sammenligne alle de geometriske konfigurasjonene med beregnede kapasiteter for hver enkelt søyletype og det vil derfor velges ut to konfigurasjoner som studeres nærmere. Etter en enkel sammenligning av momentene som er funnet fra Avsnitt 6.2 mot kapasitetene i Avsnitt 5.1.1 og 5.2.2 velges tilfellene med 6 m + 6 m og 8 m + 4 m spennvidder.

Av de symmetriske tilfellene vil 4 m + 4 m spennvidder stort sett gi tilstrekkelig kapasitet for alle lasttilfeller, mens 8 m + 8 m vil gi tilstrekkelig kapasitet for de fleste lasttilfellene. 6 m + 6 m vil ligge et sted imellom disse to. Når det gjelder de usymmetriske vil 8 m + 4 m være et mer ekstremt tilfelle enn 6 m + 4 m som gjør det mer interessant å sammenligne.

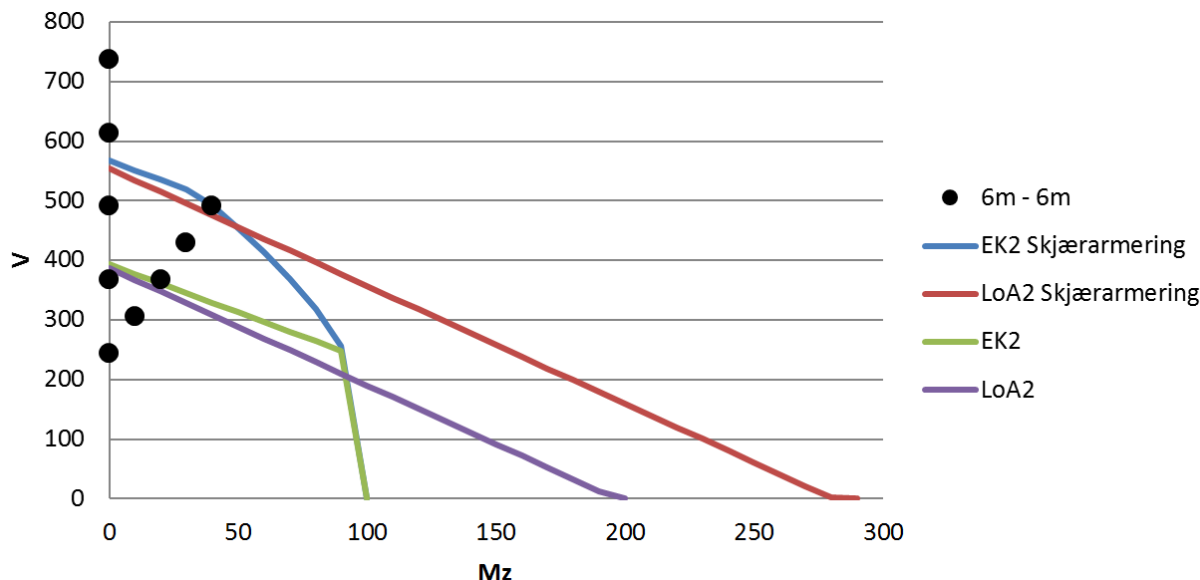
Både kapasiteten som beregnes og reaksjonskreftene som er funnet avhenger av hvilken type søyle som betraktes. Sammenligningen av påkjente momenter og kapasitet vil derfor deles opp etter søyletype. Som tidligere er enheter utelatt fra figurene og det benyttes kN for alle aksialkrefter og kNm for alle momenter.

6.3.1 Indre søyler

For indre søyler vil det for lasttilfellene og geometrien som er betraktet her kun oppstå moment i en retning og reaksjonskreftene må derfor sees i sammenheng med kapasitetene som er beregnet for moment kun om en akse. Momentet M_y blir tilnærmet lik null.

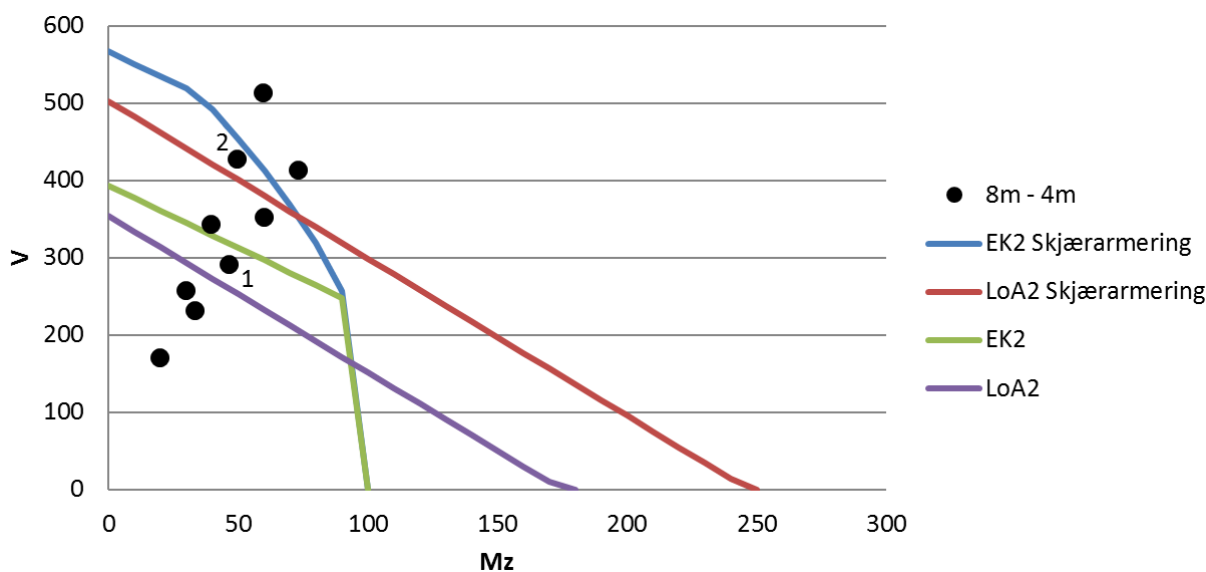
Det ble i Avsnitt 5.1.1 og 5.2.2 konkludert med at EK2 avansert og LoA2 ga forholdsvis like kapasiteter opp til et gitt moment. For moment om en akse lå dette maksimale momentet på rundt 100 kNm. EK2 tillater ikke større moment enn dette, mens MC2010 reduserer kapasiteten lineært ved økende moment. Det ble i Avsnitt 6.2 vist at det for indre søyler med symmetrisk geometri ikke oppstår momenter over 100 kNm, se eventuelt Figur 6.6. Dette gjør at MC2010 og EK2 vil beregne noenlunde samme kapasitet for alle tilfeller.

I Figur 6.22 er kapasitetskurvene for konstruksjoner med og uten skjærarmering presentert sammen med kombinasjonene av moment og aksiallast funnet for 6 meters spennvidder fra Avsnitt 6.2. Som forventet oppstår det forholdsvis små momenter og de to regelverkene beregner mer eller mindre sammen kapasitet. Det observeres at når skjærtrykkkapasiteten blir dimensjonerende etter EK2 beregnes det lik kapasitet uavhengig av skjærarmering.



Figur 6.22: Kapasitetkontroll, Indre søyle, $M_z = 0$ kNm, Lik spennvidde

Figur 6.23 viser tilsvarende sammenligning som i Figur 6.22 for tilfellet med 8 m + 4 m spennvidder. EK2 beregner nøyaktig samme kapasitet siden den ikke avhenger av spennvidden. LoA2 beregner noe lavere kapasitet på grunn av endringen i spennvidden som igjen fører til større avvik mellom regelverkene. Det observeres minst 1 lasttilfelle som vil falle innenfor kapasitetskurven for EK2, men ikke for LoA2, både for konstruksjoner med og uten skjærarmering. Disse to punktene er nummerert i Figur 6.23 med henholdsvis 2 og 1.



Figur 6.23: Kapasitetkontroll, Indre søyle, $M_z = 0$ kNm, Ulik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

6.3.2 Kantsøyler

For kantsøyler forventes det andre kombinasjoner av reaksjonskrefter ettersom det ikke vil være tilfeller med store aksialkrefter uten momenter, som for indre søyler. Søyler 2 og 3 vil ikke ha momenter i z-retning, men vil få relativt store momenter inn mot senter av platen (y-retning) for alle lasttilfeller. Søyler 2 er plassert på kanten av feltet som alltid har nyttelast (F_1) og vil derfor alltid ha like store eller større reaksjonskrefter enn søyle 3. Siden lasttilfellene med nyttelast i ett felt både gir lavere aksiallast og lavere moment for søyle 3 enn søyle 2 vil søyle 3 vurderes. Momentet i y-retning er null for alle tilfeller og søylen vil derfor sammenlignes med kapasitetskrav for $M_y = 0 \text{ kNm}$.

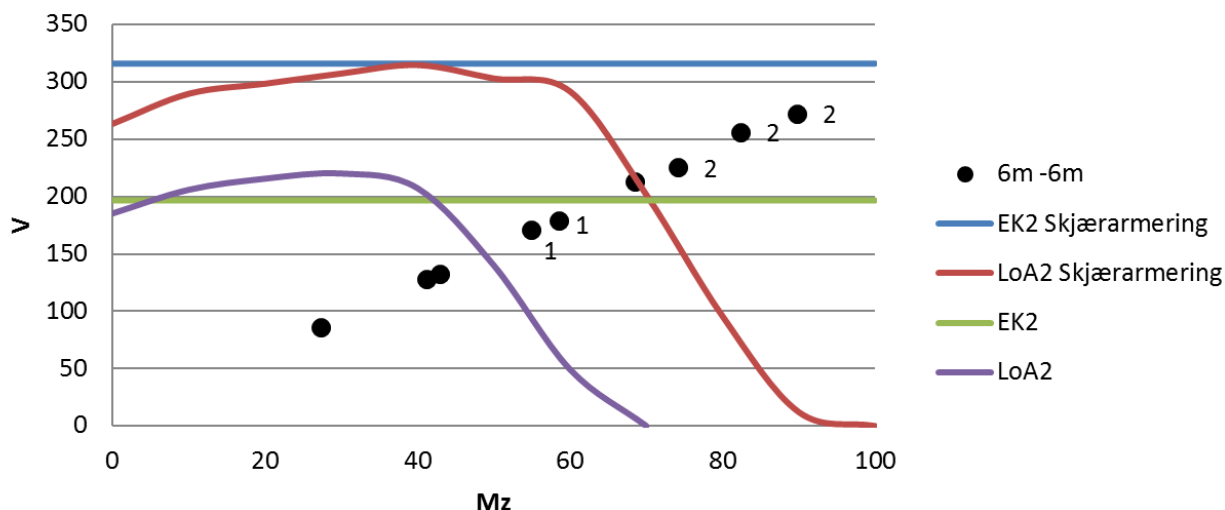
I søyle 4 vil det for lasttilfeller med nyttelast i ett felt oppstå relativt store momenter også i y-retning, i tillegg til momentet som virker inn mot senter av platen. I teorien bør denne søylen sammenlignes med kapasitetskrav for høye M_y -verdier og lave M_z -verdier for last i ett felt og med kapasitetskrav for moment i kun en retning for lasttilfellene med last i begge felt. Siden det her betraktes flere lasttilfeller og spennvidder vil dette være tungvint og det vil kun gjennomføres en konservativ sammenligning mot kapasitetskrav med like momenter i begge retninger.

Det henvises til Avsnitt 6.2 for fullstendig oversikt over aksiallast og momenter for hver enkelt søyle.

Søyle 2

For kantsøyler med moment i en retning beregner EK2 en konstant verdi ettersom den kun tar hensyn til geometriske betraktninger i bestemmelsen av β . Dette fører til at lasttilfeller som gir store momenter, uten for store aksiallast, vil få tilstrekkelig kapasitet etter EK2. LoA2 tar fullt hensyn til momentet som gjør at tillatt aksiallast vil variere kraftig.

På grunn av den forenklete beregningsmetoden i EK2 vil det være flere lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke etter LoA2. Figur 6.24 viser kapasitetskurvene for konstruksjoner med og uten skjærarmering for begge regelverkene, samt kombinasjonene av moment og aksiallast for forskjellige lasttilfeller. Punktene som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2 og ikke LoA2 er nummerert med 1 for konstruksjoner uten skjærarmering og 2 for konstruksjoner med skjærarmering.

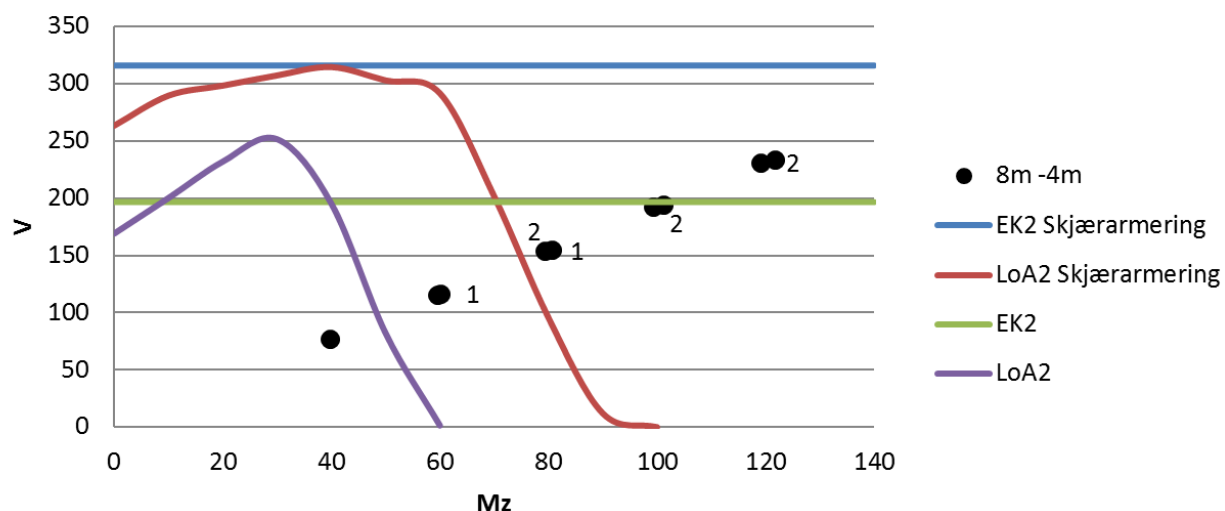


Figur 6.24: Kapasitetkontroll, Kantsøyle 2, $M_z = 0$ kNm, Lik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

Figur 6.25 viser tilsvarende sammenligning som i Figur 6.24 for tilfellet med 8m + 4m spennvidder. Etter endringen i spennvidder beregner nå LoA2 noe lavere kapasiteter, mens EK2 beregner den samme kapasiteten uavhengig av spennvidder. Dette var også tilfellet for indre søyler. Momentene fra Diana blir større for tilfellet med ulike spennvidder, som igjen fører til at flere lasttilfeller faller utenfor kapasitetskurven til LoA2 og innenfor EK2.

Søyle 2 vil ikke få store endringer i moment og aksiallast når nyttelasten plasseres i ett felt og punktene vil derfor opptre parvis.

Som tidligere er punktene som faller utenfor LoA2 og innenfor EK2 nummerert med 1 for konstruksjoner uten skjærarmering og 2 for konstruksjoner med skjærarmering. Det påpekes at det finnes to tvillingpunkter (nummerert både 1 og 2) som etter LoA2 ikke har nok kapasitet selv med skjærarmering, mens de etter EK2 har tilstrekkelig kapasitet uten skjærarmering.

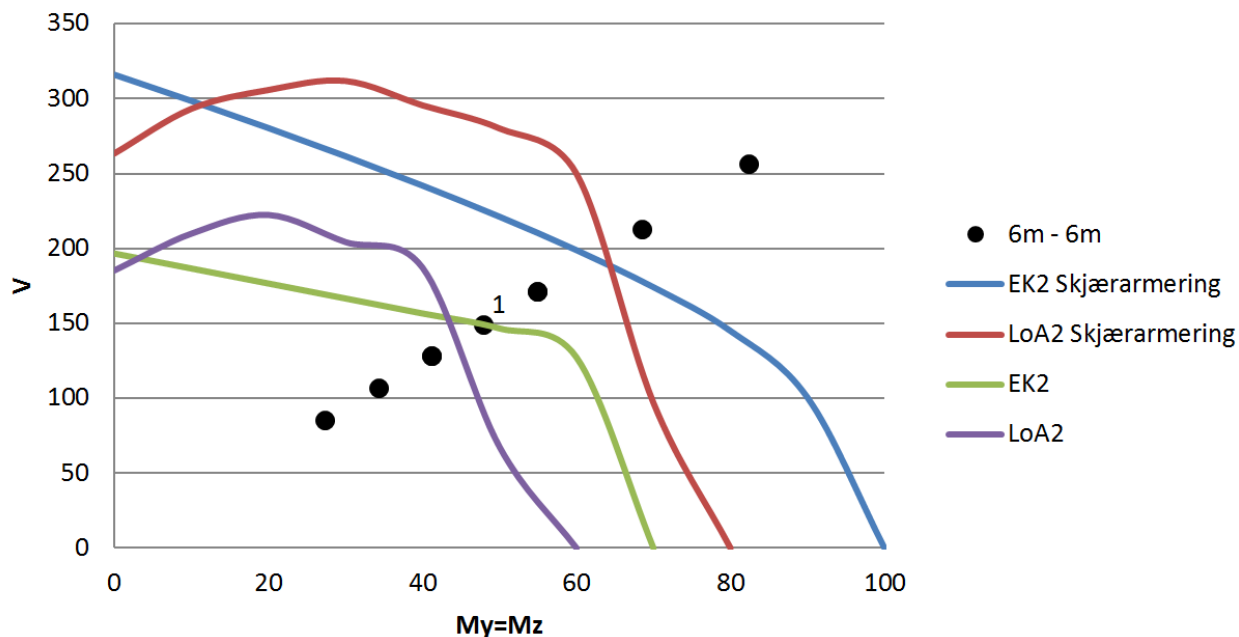


Figur 6.25: Kapasitetkontroll, Kantsøyle 2, $M_z = 0$ kNm, Ulik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

Søyle 4

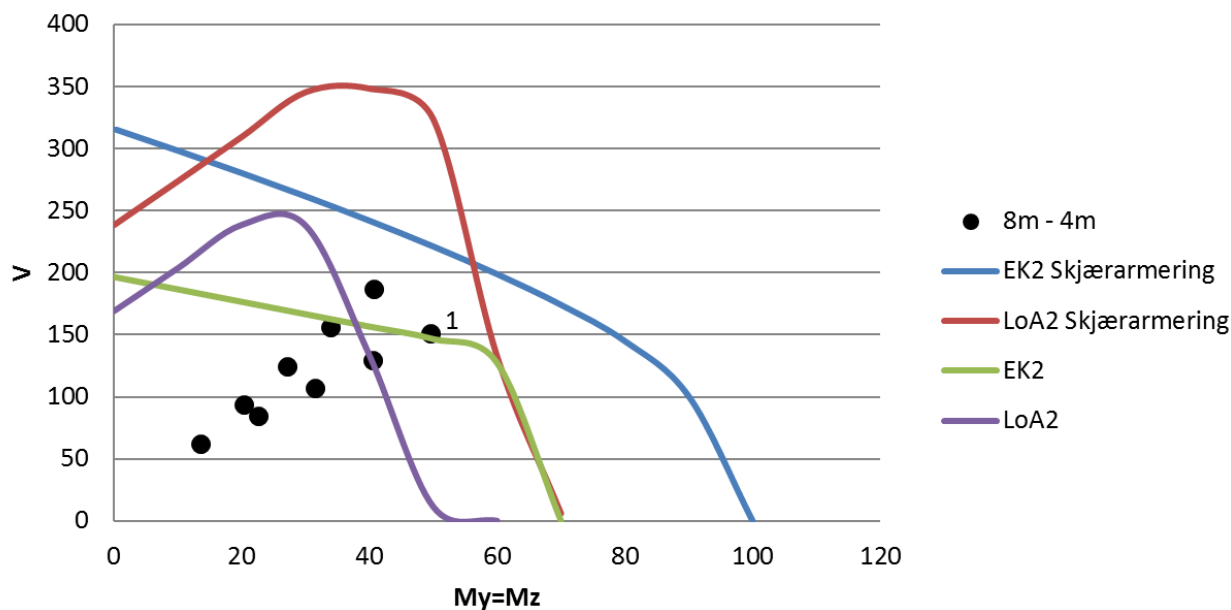
For kantsøyle med moment i to retninger er ikke EK2 lenger like forenklet og kapasitetene som beregnes er nå i nærheten av det som beregnes etter LoA2.

Figur 6.26 viser sammenligningen av beregnet kapasitet mot kombinasjonene av moment og aksiallast fra Diana. For konstruksjoner uten skjærarmering er det ett punkt som faller utenfor LoA2 og innenfor EK2 (nummerert 1), mens det ikke finnes noen for konstruksjoner med skjærarmering. Totalt sett er ikke avvikene mellom regelverkene store og de kan derfor utlignes og bli nesten identiske ved hjelp av sikkerhetsfaktorer og små justeringer.



Figur 6.26: Kapasitetkontroll, Kantsøyle 4, $M_z = M_y$, Lik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

Figur 6.27 viser tilsvarende sammenligning som i Figur 6.26 for tilfellet med ulike spennvidder. Avviket mellom regelverkene er noe større enn i Figur 6.26 siden LoA2 tar hensyn til spennviddene. Selv om avviket mellom regelverkene er større er det fortsatt bare ett punkt (nummerert 1) som faller innenfor EK2 og utenfor LoA2 for konstruksjoner uten skjærarmering. For konstruksjoner tillater regelverkene de samme lasttilfellene.



Figur 6.27: Kapasitetkontroll, Kantsøyle 4, $M_z = M_y$, Ulik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

For kantsøyle med moment i to retninger er regelverkene såpass like at det ikke er hensiktsmessig med videre sammenligninger. Den eneste forskjellen som er av betydning er hensynet til spennviddene som muligens vil føre til større forskjeller ved større variasjoner i lengdene.

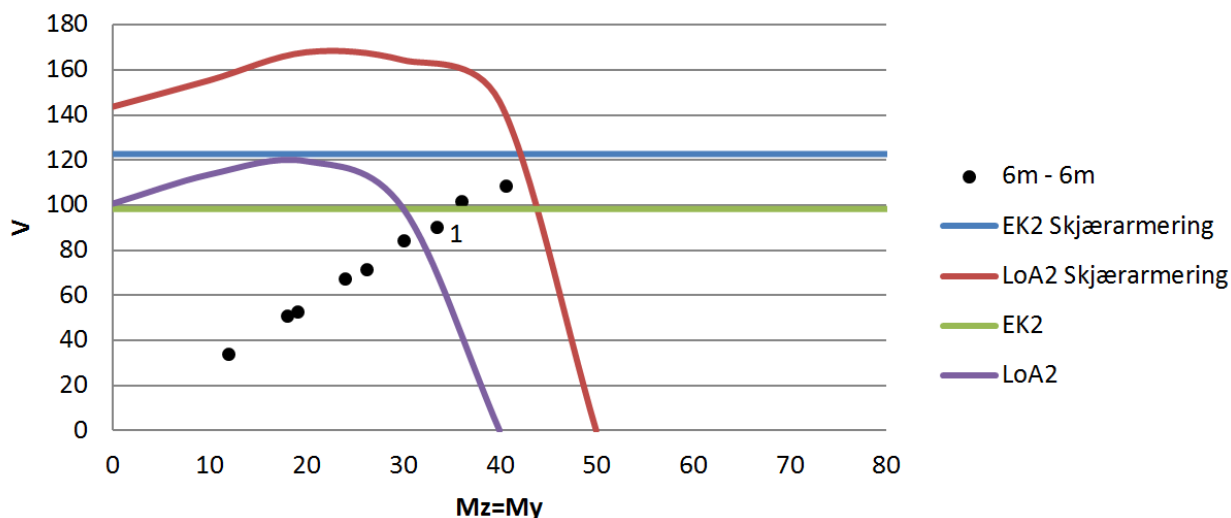
6.3.3 Hjørnesøyler

For hjørnesøyler vil det stort sett alltid opptre momenter i begge retninger. Størrelsen på momentene vil variere avhengig av geometri og lastplassering, men for symmetriske tilfeller vil momentene være like store. I Avsnitt 6.2 ble hjørnesøylene S5 og S6 studert og det kan konkluderes med at S5 vil ha større eller like store aksiallast og momenter som S6. Det vil videre bli gjort sammenligninger med hensyn på S5.

Selv om det for hjørnesøyler vil være ulike momenter i de to retningene vil søylen bli konservativt sammenlignet med kapasitetskrav for like momenter i begge retninger. Sammenligningen blir utført med hensyn på det største momentet, M_z , og M_y settes lik M_z . På samme måte som for indre søyler og kantsøyler vil det sammenlignes konstruksjoner med spennvidder på 6 m + 6 m og 8 m + 4 m.

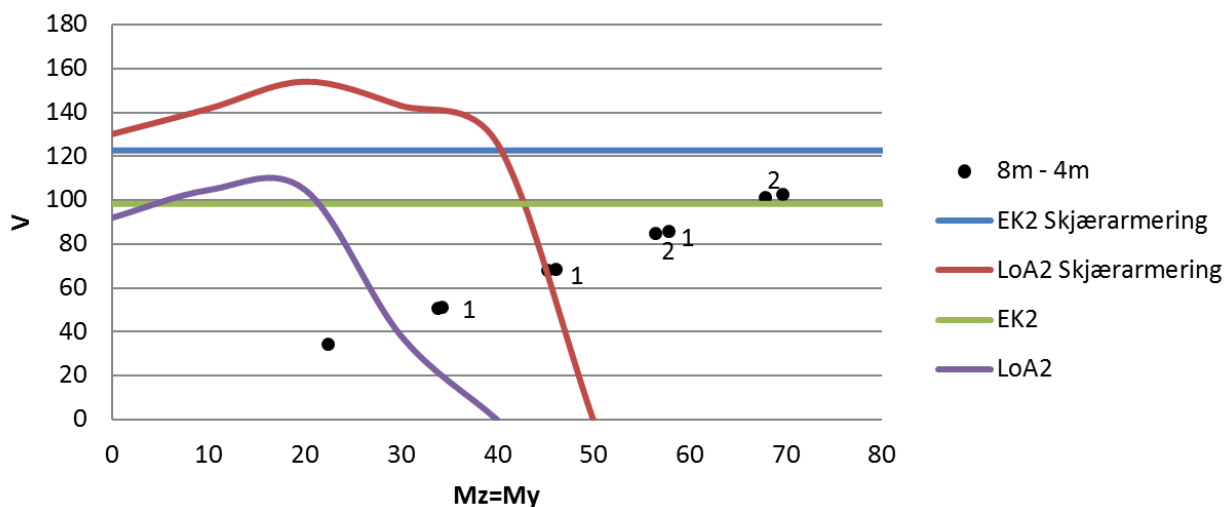
Beregningene etter EK2 er for hjørnesøyler forenklet og β -beregningen tar kun hensyn til geometri. Dette fører til en konstant kapasitet med hensyn på varierende moment.

Den første sammenligningen med hensyn på 6 m + 6 m spennvidder er presentert i Figur 6.28. For konstruksjoner med skjærarmering finnes det ingen lasttilfeller som har utilstrekkelig kapasitet, mens for tilfellet uten skjærarmering er det ett lasttilfelle som får tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2 (nummerert 1).



Figur 6.28: Kapasitetkontroll, Hjørnesøyle 4, $M_z = M_y$, Lik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

Siden en økning av spennvidder vil øke momentene mer enn aksiallastene vil langt flere tilfeller få tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke etter LoA2. Dette er dokumentert i Figur 6.29. Størrelsen på aksiallastene og momentene endres ikke mye når nyttelasten plasseres i ett felt og tilfellene opptrer derfor parvis. Hele 6 punkter kan vises å få tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke etter LoA2, for konstruksjoner uten skjærarmering. Disse punktene er nummerert med 1. For konstruksjoner med skjærarmering får 4 lasttilfeller (nummerert med 2) tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2. Det finnes også to tilfeller (nummerert både 1 og 2) som får tilstrekkelig kapasitet uten skjærarmering etter EK2, men ikke en gang med skjærarmering etter LoA2.



Figur 6.29: Kapasitetkontroll, Hjørnesøyle 4, $M_z = M_y$, Ulik spennvidde, Nummerering angir lasttilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke LoA2.

Kapittel 7

Diskusjon og videre arbeid

7.1 Konstruksjoner uten skjærarmering

De forenklede metodene gir forenklede sammenhenger som kan justeres ved å endre sikkerhetsfaktorer. Verdiene beregnet med forenklede metoder blir ikke diskutert videre og alle referanser til regelverk er til de avanserte metodene.

For konstruksjoner uten skjærarmering avhenger sammenligningene av hvilken søyletype som betraktes og hvilke momenter som er påkjent. For indre søyler gir MC2010 og EK2 stort sett de samme kapasitetene, men EK2 skiller seg ut ved at den ikke tillater momenter over et gitt nivå. Endring av andre parametere gir noenlunde samme resultat for begge regelverk. Dette er som forventet for indre søyler da EK2 har minst forenklinger i beregningsmetoden for denne søyletypen.

For kantsøyler gjør EK2 store forenklinger for tilfellet med moment i en retning. Dette resulterer i at EK2 beregner konstant kapasitet uavhengig av moment for tilfellet med moment i en retning. For tilfellet med moment i to retninger er forenklingene mindre og beregningene etter EK2 er i samme størrelsesorden som etter LoA2. Ved endring av andre parametere kommer forenklingene i tilfellet med moment i en retning tydeligere frem. MC2010 antyder en kritisk verdi for de fleste parameterne ettersom det ikke finnes løsning på en andregradsligning som gir kapasitet. Dette er også tilfellet for EK2 når det er moment i to retninger, men ikke i en retning.

Forenklinger som blir gjort i EK2 for kantsøyler med moment i en retning blir også gjort for hjørnesøyler med moment i både en og to retninger. Denne forenklingen gjør at mange parametere ikke tas hensyn til og forenklingene kommer tydelig frem i sammenligninger. Kapasiteten beregnes konstant uavhengig av moment og det finnes ingen kritisk verdi for noen parametere, som det gjorde for indre søyler og kantsøyler med moment i to retninger. LoA2 antyder den kritiske verdien også for hjørnesøyler.

For indre søyler vil det kun oppstå søylemomenter ved usymmetrisk geometri eller last. Ved justering av sikkerhetsfaktorer kan de to regelverkene nesten samsvare for indre søyler.

For kantsøyler vil det stort sett oppstå moment i en retning for symmetrisk last og geometri, men det kan oppstå moment i begge retninger ved ugunstig lastplassering eller variable spennvidder. EK2 beregner fornuftige sammenhenger mellom aksiallast og moment for kantsøyler med moment i to retninger. For kantsøyler vil variabel lastplassering føre til at det nesten alltid må dimensjoneres også for moment i en retning og det er derfor uheldig at EK2 gjør såpass store forenklinger og tillater uendelig moment. LoA2 beregner nesten tilsvarende sammenhenger som EK2 for kantsøyler med moment i to retninger. Tatt i betraktning at EK2 er tilpasset forsøk bør dette verifisere beregningsmetodikken i MC2010. Det antas derfor at kapasitetskurvene som beregnes etter LoA2 for kantsøyler med moment i en retning er fornuftige.

Hjørnesøyler vil som oftest ha moment i begge retninger, men dette er av liten betydning ettersom EK2 ikke tar hensyn til momentet i det hele tatt og LoA2 tar fullt hensyn til momentet. EK2 og LoA2 beregner forholdsvis tilsvarende kapasiteter når EK2 ikke gjør store forenklinger i regelverket og i kombinasjon med kontinuiteten i beregningsmetodikken til MC2010 antyder dette at resultatene etter MC2010 for hjørnesøyler er gode.

MC2010 tar også hensyn til spennviddene i beregning av kapasitet. Dette ignoreres av EK2 som beregner lik kapasitet uavhengig av spennviddene. Dette fører til at avviket mellom de to regelverkene øker når spennviddene varierer.

7.2 Konstruksjoner med skjærarmering

For konstruksjoner med skjærarmering vil de to regelverkene ta hensyn til skjærarmeringen på forskjellige måter. I eksempelberegning ble det konkludert med at EK2 beregnet mer nødvendig skjærarmering, men dette skyldes at minimumskravene er strengere og armeringsplasseringen er annerledes enn i MC2010. De to regelverkene har ulik variasjon i beregnet moment med hensyn på armeringsareal, men dette er en sammenligning som avhenger mye av hvilke krav og regler det tas hensyn til. Den store forskjellen mellom de to regelverkene er at MC2010 er bedre tilpasset et rektangulært armeringsgrid, noe som er ønskelig i praktisk bruk.

De beregnede kapasitetene for konstruksjoner med skjærarmering har stort sett samme variasjon mot moment som konstruksjoner uten skjærarmering, men med høyere aksiallast. MC2010 viser en liten økning i tillatt moment, mens EK2 beregner tilsvarende maksimale påkjente moment som for konstruksjoner uten skjærarmering. Siden β etter EK2 beregnes på samme måte for konstruksjoner med og uten skjærarmering er fortsatt forenklingene store og det beregnes konstant kapasitet uavhengig av moment for hjørnesøyler og kantsøyler med moment i en retning.

For både konstruksjoner med og uten skjærarmering viser det seg at forenklingene som er gjort for hjørnesøyler og kantsøyler med moment i en retning gjør seg spesielt gjeldende når spennviddene er ulike. Med spennvidder på 8 m + 4 m er det opp til 6 tilfeller som har tilstrekkelig kapasitet etter EK2, men ikke etter LoA2.

7.3 Konstruksjonsdetaljer

I EK2 er det laget egne regler for hvordan løsninger med vouter og utvidet søyletopp skal behandles. MC2010 inneholder ingen føringer på hvordan dette skal løses. Det kan diskuteres hvorvidt dette er løsninger som fortsatt benyttes i praksis, men ettersom det er inkludert i EK2 bør dette også inkluderes i MC2010.

I og med at teorigrunnet ikke nevner dette antas det at det ikke fokuseres på utvide den mekaniske modellen til å gjelde tilfeller med vouter eller utvidet søyletopp. Begge delene er behandlet empirisk i EK2 og dette kan videreføres til MC2010. Den mekaniske modellen i MC2010 bør kunne utvides til å gjelde slike konstruksjonsdetaljer, men det kan vurderes om det er nødvendig med mer enn empiriske tilnærminger hvis det er løsninger som sjelden benyttes.

7.4 Armeringsplassering

Når skjærarmering plasseres i praksis er det ofte ønskelig med et rektangulært armeringsgrid for å gjøre arbeidet enklest mulig. Når armeringen skal plasseres i sirkulære mønster tar arbeidet mer tid og det er større sjans for feilplassering. EK2 gir ikke en spesifikk instruks om å benytte sirkulære armeringsgrid, men regelverket baseres seg på dette og rektangulære grid vil føre til merarbeid. MC2010 tillater konstruktøren å velge armeringsgrid helt fritt.

Det vil variere hvor effektive forskjellige grid vil være etter MC2010, men praksisen med et effektivt areal og en beregningsmetode hvor alle stenger innenfor dette arealet inkluderes er enkel i bruk.

I tillegg til det effektive arealet angis det noen maksimale avstander i radiell og tangentiell retning, samt et ytre snitt hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering. Størrelsen på avstandene som defineres og andre minimumskrav er mer empirisk basert og kan justeres.

7.5 Videre arbeid

Teorigrunnlaget for MC2010 er presentert med fokus på aksesymmetriske tilfeller og dette vil kunne utvides med flere lasttilfeller (påførte momenter og lignende), samt teorien kunne blitt grundigere sammenlignet med andre teorier, for eksempel teorien bak EK2. Det kan også gjøres et forsøk på å utvide beregningsmodellen i MC2010 til å gjelde vouter og utvidet søyletopp.

Eksempelberegningene er utført for uarmerte kvadratisk søyler og en kvadratisk indre søyle med skjærarmering. Tilfellet med sirkulære søyler er ikke behandlet og heller ikke armering i andre søyletyper. Disse beregningene vil være forholdsvis like på grunn av kontinuiteten i MC2010, men sammenligningene mot EK2 kunne vært interessante.

Parameterstudiet kan utvides til å gjelde flere parametere og for eksempel armerte og uarmerte fundamenter. En sammenligning mot utførte forsøk vil gi nyttig informasjon i forhold til sammenligningen av regelverkene.

I Kapittel 6 er det utført sammenligninger av kapasitet og kombinasjoner av momenter og aksiallast fra Diana. Denne sammenligningen kan med fordel utvides til å gjelde langt flere tilfeller. Det ble i Avsnitt 6.3 funnet lasttilfeller som falt mellom kapasitetskurvene til EK2 og MC2010 og disse bør sammenlignes med forsøk for å kunne vurdere hvor konservative de to regelverkene er. Dette kan videre benyttes for å justere sikkerhetsfaktorene i den endelige utgaven av MC2010.

For å forbedre Diana-modellen som ble benyttet i Avsnitt 6.1 kan denne bygges opp på ny med volumelementer som vil gi mer nøyaktige verdier for aksiallast og momenter. Spesielt vil dette forbedre kvaliteten på momentavlesningene i dekket. Videre kan dette benyttes for å vurdere bøyningkapasiteten til dekket mot kapasiteten mot gjennomlokking. Sammenligningen av bøyningkapasiteten til dekket og kapasiteten mot gjennomlokking er i denne oppgaven kun diskutert i teorigrunnlaget for MC2010 og ikke tatt hensyn til i videre sammenligninger.

Kapittel 8

Konklusjon

Litteraturstudiet dokumenterer teorien bak MC2010 og teorien verifiseres ved hjelp av sammenligninger mot forsøk. Selv om teorien er basert på en mekanisk modell gjøres det empiriske tilpasninger som gjør at beregningene stemmer godt overens med forsøk.

Den forenklete metoden i MC2010, LoA1, viser mange av de samme svakhetene som forenklet metode i EK2. Begge metodene er tenkt til å anslå kapasiteten for konstruksjoner med vanlige geometriske mål og materialparametere og kan justeres med bruk av sikkerhetsfaktorer. Videre vil kun de avanserte metodene vurderes.

Eksempelberegninger og parameterstudier konkluderer med at MC2010 tar hensyn til flere parametere enn EK2. Spesielt hjørnesøyler og kantsøyler med moment i en retning er kraftig forenklet i EK2. Siden det ikke er utført forsøk kan ikke verdiene fra MC2010 vurderes, men verdiene kan justeres ved bruk av sikkerhetsfaktorer og tallverdien er derfor av mindre betydning.

For indre søyler og kantsøyler med moment i to retninger beregner de to regelverkene forholdsvis likt og for disse søyletypene vil en overgang til MC2010 ha mindre betydning. For hjørnesøyler og kantsøyler med moment i en retning gjør EK2 store forenklinger og en overgang til MC2010 vil gi mer fornuftige kapasitetsberegninger.

Beregningene etter MC2010 krever noe mer arbeid sammenlignet med EK2, spesielt for hjørnesøyler. Hovedårsaken til dette er forenklingene som er gjort i EK2. Tatt i betraktning at MC2010 benytter mer eller mindre samme beregningsmetodikk for alle søyletyper og momentvariasjoner blir dimensjonering av en dekkekonstruksjon etter MC2010 totalt sett mindre arbeid enn etter EK2 ettersom EK2 benytter forskjellig beregningsmetodikk for hver søyletype.

Armeringsplassering vil bli enklere etter MC2010 ettersom rektangulært armeringsgrid tiltales. Det antydes også at MC2010 krever mindre armeringsareal, men dette må verifiseres gjennom flere sammenligninger enn det som er utført her.

MC2010 tar ikke hensyn til alle konstruksjonsdetaljene som EK2 gjør, men siden EK2 er basert på empiri vil dette kunne videreføres til MC2010. Eventuelt kan også den mekaniske modellen i MC2010 utvides til å gjelde flere konstruksjonsdetaljer.

Bibliografi

- [1] Svein Ivar Sørensen, *Betongkonstruksjoner*, Tapir Forlag 2010.
- [2] Aurelio Muttoni, *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, ACI structural journal, vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440-450.
- [3] fib technical report bulletin 57, *Shear and punching shear in RC and FRC elements*, Workshop 15-16 October 2010, Salò(Italy, fib-CEB-FIP).
- [4] K.G. Moody, M. Viest, R.C. Elstner, E. Hognestad, *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams - Part 1: Test of Simple Beams*, ACI Journal, Proceedings V.51, No. 4, Apr. 1954, pp. 317-332.
- [5] Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz, *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*, ACI Structural Journal Technical Paper, Title no. 105-s17, March-April 2008, p163 - 172.
- [6] Standard Norge, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, 2004+NA:2008.
- [7] Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni, *Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement*, ACI structural journal, vol. 106, No. 4, 2009, pp. 485-494.
- [8] Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni, *Performance and design of punching shear reinforcing systems*, Structural Concrete 13[2012] no. 1, Ernst & Sohn, 2012.
- [9] Fédèration Internationale du Bèton, *Model Code 2010 first complete draft vol. 2*, Mars 2010, fib.
- [10] Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz, *The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions*, 3rd fib international congress, 2010.
- [11] Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz, Stefan Lips *Punching og flat slabs: Design example*, Ecole Polytechnique Fédèrale de Lausanne, Switzerland, 2011.
- [12] Masteroppgave Erik Opdal, *Skjærkraft og konsentrerte laster på betongkonstruksjoner etter Eurokode2*, Høst 2010.
- [13] Online brukerveiledning til Diana, www.tnodiana.com, Hentet April 2012

Vedlegg A

Eksempelberegninger, MC2010

Her blir alle beregningene etter MC2010 for Eksempel 1-4 presentert. Først presenteres beregningene for LoA1 uten skjærarmering, deretter beregningene for alle de tre søyletypene uten skjærarmering etter LoA2. Til slutt presenteres beregning av indre søyle med skjærarmering etter LoA2.

Alle referanser av typen “Ligning (x.x)” er referanser til denne oppgaven og alle referanser av typen “MC2010 (x.x-xx)” er referanser til ligninger i MC2010.

Alle regneark som er presentert finnes også i elektronisk vedlegg.

Alle ligninger som er brukt i dette vedlegget er først gjengitt på symbolform med ligningsnummer.

MC2010 (7.3-38) / Ligning (4.17) / Ligning (4.22) / Ligning (4.23) / Ligning (4.12):

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d$$

MC2010 (7.3-40) / Ligning (4.8):

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d$$

MC2010 (7.3-41) / Ligning (4.7) / Ligning (4.16):

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6$$

MC2010 (7.3-42) / Ligning (4.45):

$$A_{s,w} = \frac{V_d - V_{Rd,c}}{k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \sin(\alpha)}$$

MC2010 (7.3-43) / Ligning (4.43):

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{ywd}$$

MC2010 (7.3-44) / Ligning (4.42):

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$$

MC2010 (7.3-45) / Ligning (4.6):

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s}$$

MC2010 (7.3-46) / Ligning (4.15):

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}$$

Ligning (4.4):

$$b_0 = k_e \cdot (4 \cdot b_s + d \cdot \pi)$$

Ligning (4.5):

$$r_s = 0,22L$$

Ligning (4.9):

$$A_c = b_c^2 + 2 \cdot b_c \cdot d + \frac{d^2}{4} \cdot \pi$$

Ligning (4.10):

$$e_u = \frac{M_d}{V_d}$$

Ligning (4.11):

$$b_u = \sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}}$$

Ligning (4.13):

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min}$$

Ligning (4.14):

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_d}{2 \cdot b_s}$$

Ligning (4.18):

$$\Delta e = \frac{(b_c + d) \cdot (b_c + d/2) + 2 \cdot (b_c + d/2) \cdot 1/2 \cdot (b_c + d/2)}{(b_c + d/2) + 2 \cdot (b_c + d/2)} - \frac{b_c}{2}$$

Ligning (4.19):

$$b_u = \sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}}$$

Ligning (4.20):

$$e_u = \frac{M_d}{V_d} - \Delta e$$

Ligning (4.24):

$$b_{s,x} = 3 \cdot b_c$$

Ligning (4.25):

$$b_{s,y} = \frac{b_c}{2} + \frac{b_s}{2}$$

Ligning (4.26):

$$m_{sd,x} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e}{b_s}$$

Ligning (4.27):

$$m_{sd,y} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_{d,y}}{2 \cdot b_s}$$

Ligning (4.34):

$$\Delta e_x = \frac{(b_c + d/2) \cdot (b_c + d/2) + (b_c + d/2) \cdot 1/2(b_c + d/2)}{(b_c + d/2) + (b_c + d/2)} - \frac{b_c}{2}$$

Ligning (4.35):

$$\Delta e = \sqrt{2} \cdot \Delta e_x$$

Ligning (4.36):

$$b_s = 1,5\sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq 2 \cdot b_c$$

Ligning (4.37):

$$m_{sd,x} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e_x}{b_s} \leq \frac{V_d}{2}$$

Ligning (4.38):

$$m_{sd,y} = \frac{V_d}{8} + \frac{M_{d,x} - V_d \cdot \Delta e_y}{b_s} \leq \frac{V_d}{2}$$

Ligning (4.44):

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd} \cdot d}{f_{ywd} \cdot \phi_w}\right)$$

Ligning (4.46):

$$A_{s,w} = \frac{0,5 \cdot V_d}{k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \sin(\alpha)}$$

Ligning (4.47):

$$b_0 = \frac{V_d}{k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot d_{v,out}}$$

Ligning (4.48):

$$r_{out} = \frac{b_0}{2 \cdot \pi}$$

Ligning (4.49):

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{2 \cdot r_{out}}}$$

Ligning (4.50):

$$b_{out} = \frac{b_0}{k_e}$$

Ligning (4.51):

$$\rho_{sw} = \frac{\frac{8\pi}{4} \text{mm}^2}{100\text{mm} \cdot 100\text{mm}}$$

Ligning (4.52):

$$A_{sw} = \rho_{sw} \cdot (4 \cdot b_c \cdot d + d^2 \cdot \pi - 4 \cdot b_c \cdot 0,35 \cdot d - (0,35 \cdot d)^2 \cdot \pi)$$

MC2010 LoA1				
<i>Karateristisk betongfasthet</i>	fck	30	N/mm ²	
<i>Sikkerhetsfaktor</i>	yc	1.5		
<i>Maksimal aggregatstørrelse</i>	dg	32	mm	
<i>Faktor for aggregatstørrelse</i>	k,dg	1		
<i>Dimensjonerende flytespenning, stål</i>	fyd	434	N/mm ²	
<i>Stålets E-modul</i>	Es	200000	N/mm ²	
<i>Spennvidde x-retning</i>	Lx	6	m	
<i>Spennvidde y-retning</i>	Ly	6	m	
<i>Dekketykkelse</i>	h	250	mm	
<i>Effektiv dekketykkelse</i>	d	210	mm	
<i>Reduksjonsfaktor indre</i>	ke indre	0.9		MC2010 7.3.5.3
<i>Reduksjonsfaktor kant</i>	ke kant	0.7		MC2010 7.3.5.3
<i>Reduksjonsfaktor hjørne</i>	ke hjørne	0.65		MC2010 7.3.5.3
<i>Søyledimensjon (kvadratisk)</i>	Søyle b	260	mm	
<i>Søyledimensjon (kvadratisk)</i>	Søyle h	260	mm	
<i>Firkantet Indre</i>	b0	1529.76101		Ligning (4.4)
<i>Firkantet Kant</i>	b0	776.90706		Ligning (4.4)
<i>Firkantet Hjørne</i>	b0	445.206849		Ligning (4.4)
<i>Avstand til momentnullpunkt, x</i>	rsx	1.32		Ligning (4.5)
<i>Avstand til momentnullpunkt, y</i>	rsy	1.32		Ligning (4.5)
<i>Vinkel, x-retning</i>	psi,x	0.02046		MC2010 (7.3-45)
<i>Vinkel, y-retning</i>	psi,y	0.02046		MC2010 (7.3-45)
<i>Utregnet psi</i>	k,psi,x	0.24522065		MC2010 (7.3-41)
<i>Maksimumsverdi for psi</i>	k,psi,y	0.24522065		MC2010 (7.3-41)
<i>Psi</i>	k,psi	0.24522065		
Kapasitet uten skjærarmering				
Indre søyle	287653	288	kN	MC2010 (7.3-40)
Kantsøyle	146088	146	kN	MC2010 (7.3-40)
Hjørnesøyle	83715.8	84	kN	MC2010 (7.3-40)

Indre Søyale MC2010 LoA2				
Karateristisk betongfasthet	fck	30	N/mm ²	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Maksimal aggregatstørrelse	dg	32	mm	
Dimensjonerende flytespenning, stål	f _{yd}	434	N/mm ²	
Stålets E-modul	E _s	200000	N/mm ²	
Spennvidde x-retning	L _x	6	m	
Spennvidde y-retning	L _y	6	m	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h	260	mm	
Momentkapasitet x-retning	M _{,rd,x}	80	kNm	
Momentkapasitet y-retning	M _{,rd,y}	80	kNm	
Påkjent skjærkraft	V _{d,0}	342	kN	
Påkjent Moment x	M _{,d,x}	40	kNm	
Påkjent Moment y	M _{,d,y}	40	kNm	
Totalt moment (vektorsummasjon)	M _{,d}	56.57	kNm	
Faktor for aggregatstørrelse	k _{,dg}	1.00		
Reduksjonsareal	A _c	211436.06	mm ²	Ligning (4.9)
Eksentrisitet	e _{,u}	165.41	mm	Ligning (4.10)
Ekvivalent sirkulær bredde	b _{,u}	518.85	mm	Ligning (4.11)
Reduksjonsfaktor	k _e	0.76		MC2010 (7.3-38)
Firkantet Indre	b ₀	1288.86	mm	Ligning (4.4)
Avstand til momentnullpunkt, x-retning	r _{sx}	1.32	m	Ligning (4.5)
Avstand til momentnullpunkt, y-retning	r _{sy}	1.32	m	Ligning (4.5)
Bredde for beregning av gjennomsnittsmoment	b _{,s}	1.98	m	Ligning (4.13)
Opptredende moment, x-retning	M _{,sd,x}	52.85	kNm	Ligning (4.14)
Opptredende moment, y-retning	M _{,sd,y}	52.85	kNm	Ligning (4.14)
Vinkel, x-retning	psi _{,x}	0.01	Rad	MC2010 (7.3-46)
Vinkel, y-retning	psi _{,y}	0.01	Rad	MC2010 (7.3-46)
Dimensjonerende vinkel (maksimum av x og y)	psi	0.01	Rad	
Utregnet psi	k _{,psi,utregnet}	0.35		MC2010 (7.3-41)
Maksimumsverdi for psi	k _{,psi,min}	0.60		Ligning (4.16)/(4.7)
Psi	k _{,psi}	0.35		
Kapasitet uten skjærarmering				
Endelig kapasitet	342655.828	342.6558	kN	MC2010 (7.3-40)

Kantsøyle MC2010 LoA2				
Karateristisk betongfasthet	fck	30	N/mm ²	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Maksimal aggregatstørrelse	dg	32	mm	
Dimensjonerende flytespenning, stål	fyd	434	N/mm ²	
Stålets E-modul	Es	200000	N/mm ²	
Spennvidde x-retning	Lx	6	m	
Spennvidde y-retning	Ly	6	m	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h	260	mm	
Momentkapasitet x-retning	M,rd,x	60	kNm	
Momentkapasitet y-retning	M,rd,y	60	kNm	
Påkjent skjærkraft	Vd,0	220	kN	
Påkjent Moment x	M,d,x	30	kNm	
Påkjent Moment y	M,d,y	0	kNm	
Påkjent totalmoment (vektoraddisjon)	M,d	30		
Faktor for aggregatstørrelse	k,dg	1		
Reduksjonsareal	Ac	166818.03	mm ²	Ligning (4.9)
Tilleggsaksentrisitet	Delta e	123.98	mm	Ligning (4.18)
Eksentrisitet	e,u	12.38	mm	Ligning (4.20)
Ekvivalent sirkulær bredde	b,u	460.87	mm	Ligning (4.19)
Reduksjonsfaktor	ke	0.97		MC2010 (7.3-38)
Firkantet Kantsøyle	b0	1080.82	mm	Ligning (4.4)
Avstand til momentnullpunkt, x-retning	rsx	1.32	m	Ligning (4.5)
Avstand til momentnullpunkt, y-retning	rsy	1.32	m	Ligning (4.5)
Bredde for beregning av gjennomsnittsmoment	b,s,utregnet	1.98	m	Ligning (4.13)
Maksimal lengde av b,s (x)	b,s,maks x	0.78	m	Ligning (4.24)
Maksimal lengde av b,s(y)	b,s,maks y	1.12	m	Ligning (4.25)
b,s x-retning	b,s,x	0.78	m	
b,s y-retning	b,s,y	1.12	m	
Opptredende moment, x-retning	M,sd,x	30.99	kNm	Ligning (4.26)
Beregnet moment, y-retning	M,sd,y,beregn	27.50	kNm	Ligning (4.27)
Minimumsmoment y-retning	M,sd,y,min	55.00	kNm	Ligning (4.27)
Opptredende moment, y-retning	M,sd,y	55.00	kNm	Ligning (4.27)
Vinkel, x-retning	psi,x	0.01	Rad	MC2010 (7.3-46)
Vinkel, y-retning	psi,y	0.02	Rad	MC2010 (7.3-46)
Dimensjonerende vinkel (maksimum av x og y)	psi	0.02	Rad	
Utregnet psi	k,psi,utregnet	0.27		MC2010 (7.3-41)
Maksimumsverdi for psi	k,psi,min	0.60		MC2010 (7.3-41)
Psi	k,psi	0.27		
Kapasitet uten skjærarmering				
Endelig kapasitet	220274.383	220.27438	kN	Ligning (4.31)

Hjørnesøyle MC2010 LoA2, med eksentrisitet				
Karakteristisk betongfasthet	fck	30	N/mm ²	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Maksimal aggregatstørrelse	dg	32	mm	
Dimensjonerende flytespenning, stål	fyd	434	N/mm ²	
Stålets E-modul	Es	200000	N/mm ²	
Spennvidde x-retning	Lx	6	m	
Spennvidde y-retning	Ly	6	m	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h	260	mm	
Momentkapasitet x-retning	M,rd,x	60	kNm	
Momentkapasitet y-retning	M,rd,y	60	kNm	
Påkjent skjærkraft	Vd,0	117.0	kN	
Påkjent Moment x	M,d,x	30	kNm	
Påkjent Moment y	M,d,y	0	kNm	
Påkjent totalmoment (vektoraddisjon)	M,d	30	kNm	
Faktor for aggregatstørrelse	k,dg	1		
Reduksjonsareal	Ac	130859.015	mm ²	
Tilleggseksentrisitetx-retning	Delta e,x = Delta e,y	143.75	mm	Ligning (4.34)
Tilleggseksentrisitet	Delta e	203.2932	mm	Ligning (4.35)
Eksentrisitet	e,u	53.1170568	mm	Ligning (4.10)
Ekvivalent sirkulær bredde	b,u	408.184851	mm	Ligning (4.11)
Reduksjonsfaktor	ke	0.88485403		MC2010 (7.3-38)
Firkantet Hjørnesøyle	b0	606.066267	mm	Ligning (4.4)
Avstand til momentnullpunkt, x-retning	rsx	1.32	m	Ligning (4.5)
Avstand til momentnullpunkt, y-retning	rsy	1.32	m	Ligning (4.5)
Bredde for beregning av gjennomsnittsmoment	b,s,utregnet	1.98	m	Ligning (4.13)
Maksimal lengde av b,s	b,s,maks	0.52	m	Ligning (4.36)
b,sr	b,sr	0.52	m	
Beregnet moment, x-retning	M,sd,x,beregnet	39.9735577	kNm	Ligning (4.37)
Minimumsmoment x-retning	M,sd,x,min	58.5	kNm	Ligning (4.37)
Moment, x-retning	M,sd,x	58.5	kNm	Ligning (4.37)
Beregnet moment, y-retning	M,sd,y,beregnet	46.96875	kNm	Ligning (4.38)
Minimumsmoment y-retning	M,sd,y,min	58.5	kNm	Ligning (4.38)
Moment, y-retning	M,sd,y	58.5	kNm	Ligning (4.38)
Vinkel, x-retning	psi,x	0.01969757	Rad	MC2010 (7.3-46)
Vinkel, y-retning	psi,y	0.01969757	Rad	MC2010 (7.3-46)
Dimensjonerende vinkel (maksimum av x og y)	psi	0.01969757	Rad	
Utregnet psi	k,psi,utregnet	0.25113682		MC2010 (7.3-41)
Maksimumsverdi for psi	k,psi,min	0.6		Ligning (4.16)
Psi	k,psi	0.25113682		
Kapasitet uten skjærarming				
Endelig kapasitet	116712.9812	116.712981	kN	MC2010 (7.3-40)

Indre Søyale MC2010 LoA2, Med skjærarmering				
Karakteristisk betongfasthet	fck	30	N/mm ²	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Maksimal aggregatstørrelse	dg	32	mm	
Dimensjonerende flytespenning, stål	f _{yd}	434	N/mm ²	
Stålets E-modul	E _s	200000	N/mm ²	
Spennvidde x-retning	L _x	6	m	
Spennvidde y-retning	L _y	6	m	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyale b	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyale h	260	mm	
Momentkapasitet x-retning	M _{rd,x}	80	kNm	
Momentkapasitet y-retning	M _{rd,y}	80	kNm	
Påkjent skjærkraft	V _{d,0}	500	kN	
Påkjent Moment x	M _{d,x}	40	kNm	
Påkjent Moment y	M _{d,y}	40	kNm	
Faktor for skjærarmeringstype	K _{sys}	2		
Maks diameter skjærarmering	phi _w	8	mm	
Avstand mellom skjærarmering, x-retning, (rektangulært system)	s _{rx}	100	mm	
Avstand mellom skjærarmering, y-retning, (rektangulært system)	s _{ry}	100	mm	
Spenning skjærarmering (heft)	f _{bd}	3	N/mm ²	
Flytespenning skjærarmering	f _{ywd}	435	N/mm ²	
Vinkel for skjærarmering	alpha	90	grader	
Overdekning UK	c	30	mm	
Totalt moment	M _d	56.57		
Faktor for aggregatstørrelse	k _{dg}	1		
Reduksjonsareal	A _c	211436	mm ²	Ligning (4.9)
Eksentrisitet	e _u	113.14	mm	Ligning (4.10)
Ekvivalent sirkulær bredde	b _u	518.85	mm	Ligning (4.11)
Reduksjonsfaktor	k _e	0.82		MC2010 (7.3-38)
Firkantet Indre	b ₀	1395.45	mm	Ligning (4.4)
Avstand til momentnullpunkt, x-retning	r _{sx}	1.32	m	Ligning (4.5)
Avstand til momentnullpunkt, y-retning	r _{sy}	1.32	m	Ligning (4.5)
Bredde for beregning av gjennomsnittsmoment	b _s	1.98	m	Ligning (4.13)
Opptredende moment, x-retning	M _{sd,x}	72.60	kNm	Ligning (4.14)
Opptredende moment, y-retning	M _{sd,y}	72.60	kNm	Ligning (4.14)
Vinkel, x-retning	psi _x	0.0177	Rad	MC2010 (7.3-46)
Vinkel, y-retning	psi _y	0.0177	Rad	MC2010 (7.3-46)
Dimensjonerende vinkel (maksimum av x og y)	psi	0.0177	Rad	
Utregnet psi	k _{psi,utregnet}	0.27		MC2010 (7.3-41)
Maksimumsverdi for psi	k _{psi,min}	0.60		Ligning (4.16)
Psi	k _{psi}	0.27		
Betongkapasitet	V _{Rd,c}	286.98	kN	Ligning (4.41)

Fortsatt neste side

Indre Søyte MC2010 LoA2, Med skjærarmering, FORTSETTELSE				
Skjærarmering nødvendig?		JA		
Maks kapasitet	V,Rd,max	573.9503	kN	MC2010 (7.3-44)
Nok totalkapasitet		JA		
Flytespenning skjærarmering uten heft	Sigma,swd1	589.61	N/mm ²	MC2010 (7.3-43)
Flytespenning skjærarmering med heft	Sigma,swd2	696.35	N/mm ²	Ligning (4.44)
Dimensjonerende flytespenning (<435) uten heft	Sigma,swd	435.00	N/mm ²	Ligning (4.43)
Dimensjonerende flytespenning (<435) med heft	Sigma,swd	435.00	N/mm ²	Ligning (4.44)
Beregnet nødvendig skjærarmering	A,sw	596.50		MC2010 (7.3-42)
Minimum skjærarmering	A,sw,min	700.03	Dimensjonerende	Ligning (4.46)
Effektiv dekketykkelse ytre	d,v,out	180.00	mm	
Lengde av ytre kontrollsnitt med reduksjonsfaktor	b,0	2836.53	mm	Ligning (4.47)
Radius ved sirkulært kontrollsnitt (for omtrentlig verdi av k,e)	r,out	451.45	mm	Ligning (4.48)
Omtrentlig verdi av k,e	k,e,tilnærmet	0.89		Ligning (4.49)
Lengde av ytre kontrollsnitt uten behov for skjærarmering	b,out	3191.96	mm	Ligning (4.50)
Skjærarmeringstetthet	rho,sw	0.50	%	Ligning (4.51)
Beregnet skjærarmering med valgte avstander og diameter	A,sw	1324.66	mm ²	Ligning (4.52)
Tilstrekkelig armering med valgte avstander og diameter?		JA		

Vedlegg B

Eksempelberegninger, EK2

Her blir alle beregninger etter EK2 for Eksempel 1-4 presentert. Først presenteres beregningene etter forenklet metode uten skjærarmering, deretter beregningene for hver søyletype uten skjærarmering. Beregningsmetoden for å finne lastforhøyningsfaktoren β avhenger av hvilke retninger det er påkjent moment og det er derfor vist to beregningsmetoder for indre søyler og kantsøyle. For hjørnesøyler påvirker ikke påkjent moment kapasiteten og det er derfor kun vist en beregning.

Alle referanser av typen “Ligning (x.x)” er referanser til denne oppgaven. Alle referanser av typen “EK2 (x.x)” er referanser til ligninger i EK2 og referanser av typen “EK2 x.x.x” er referanser til avsnitt i EK2. Det er også noen geometriske betraktninger som er referert til figurer i EK2 på formen “EK2 Fig x.xx”.

Alle regneark som er presentert finnes også i elektronisk vedlegg.

Alle ligninger som er brukt i dette vedlegget er først gjengitt på symbolform med ligningsnummer.

EK2 (6.6N):

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

EK2 (6.38):

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

EK2 (6.39):

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

EK2 (6.41):

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1$$

EK2 (6.43):

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

EK2 (6.44):

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

EK2 (6.45):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2$$

EK2 (6.47):

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

EK2 (6.52):

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin(\alpha)$$

EK2 (6.53):

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max}$$

EK2 (9.11):

$$A_{sw,min} \cdot \frac{(1,5 \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha))}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Unnummerert Ligning 6.4.3(4):

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}}$$

Unnummerert Ligning 6.4.3(5):

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}}$$

Unnummerert Ligning, EK2 6.4.4(1):

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{ly}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Unnummerert Ligning 6.4.5(1):

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

Unnummerert Ligning, EK2 6.4.5(3):

$$\begin{aligned} u_0 &= 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 && \text{(indre søyle)} \\ u_0 &= c_2 + 3d \leq c_2 + 2 \cdot c_1 && \text{(kantsøyle)} \\ u_0 &= 3d \leq c_1 + c_2 && \text{(hjørnesøyle)} \end{aligned}$$

Unnummerert Ligning NA.6.4.5:

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} \leq 1,6 \cdot v_{Rd,c} \frac{u_1}{\beta \cdot u_0}$$

Ligning (4.53):

$$r_{out} = \frac{u_{out} - 4 \cdot b_c}{2 \cdot \pi}$$

EK2 Forenklet				
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1)	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2)	260	mm	
Påkjent skjærkraft	Vd	400	kN	
Lengdearmring	As,x	693	mm	
Lengdearmring	As,y	693	mm	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²	
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²	
Lastforhøyningsfaktor	beta, indre	1.15		
Lastforhøyningsfaktor	beta, kant	1.4		
Lastforhøyningsfaktor	beta, hjørne	1.5		
Hjelpestørrelse	v(ny)	0.528		EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033		EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.98		EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.98		EK2 6.4.4(1)
Kritisk kontrollsnitt	u,1,indre	3678.94	mm	EK2 Fig. 6.13
Kritisk kontrollsnitt	u,1,kant	2099.47	mm	EK2 Fig. 6.13
Kritisk kontrollsnitt	u,1,hjørne	1179.73	mm	EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0,indre	1040	mm	EK2 6.4.5(3)
Basis kontrollsnitt	u,0,kant	780	mm	EK2 6.4.5(3)
Basis kontrollsnitt	u,0,hjørne	520	mm	EK2 6.4.5(3)
Skjærspenning kritisk snitt	v,Ed,indre	0.60	N/mm ²	EK2 (6.38)
Skjærspenning kritisk snitt	v,Ed,kant	1.27	N/mm ²	EK2 (6.38)
Skjærspenning kritisk snitt	v,Ed,hjørne	2.42	N/mm ²	EK2 (6.38)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.51	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.51	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.59	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2,indre	2.51	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2,kant	1.57	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2,hjørne	1.23	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,indre,u1	342033.41	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,indre,u0	475872.56	N	EK2 (6.53)
Kapasitet u1	V,Ed,kant,u1	160333.89	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,kant,u0	183238.73	N	EK2 (6.53)
Kapasitet u1	V,Ed,hjørne,u1	37064.32	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,hjørne,u0	89694.47	N	EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring				
Indre søyle		342.03	kN	
Kantsøyle		160.33	kN	
Hjørnesøyle		37.06	kN	

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær indre søyle, eksentrisitet en vei			
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²
Dekketykkelse	h	250	mm
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1)	260	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2)	260	mm
	c1/c2	1	
Hentet fra tabell 6.1 EK2	k	0.6	EK2 Tabell 6.1
Påkjent skjærkraft	Vd	398	kN
Lengdearmring	As,x	693	mm
Lengdearmring	As,y	693	mm
Påkjent skjærkraft	V,Ed	398	kN
Påkjent moment	M,Ed,y	0	kNm
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5	
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²
Hjelpestørrelse	W,1	1368461.92	mm EK2 (6.41)
Kritisk kontrollsnitt	u,1	3678.94	mm EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	1040	mm EK2 6.4.5(3)
Lastforhøyningsfaktor	beta	1	EK2 (6.39)
Hjelpestørrelse	v(ny)	0.528	EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033	EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.98	EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.98	EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.51	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.51	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.59	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	2.88	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,u1	393338.42	N EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,u0	629341.47	N EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring			
Indre søyle		393.34 kN	IKKE OK

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær indre søyle, eksentrisitet to veier			
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²
Dekketykkelse	h	250	mm
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1) (langs z akse)	260	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2) (langs y akse)	260	mm
	c1/c2	1	
Hentet fra tabell 6.1 EK2	k	0.6	EK2 Tabell 6.1
Påkjent skjærkraft	Vd	400	kN
Lengdearmring	As,x	693	mm
Lengdearmring	As,y	693	mm
Påkjent skjærkraft	V,Ed	398	kN
Påkjent moment	M,Ed,z	30	kNm
Påkjent moment	M,Ed,y	30	kNm
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5	
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²
Kritisk kontrollsnitt	u,1	3678.94	mm EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	1040.00	mm EK2 6.4.5(3)
Eksentrisitet	e,z	75.38	mm EK2 6.4.3(3)
Eksentrisitet	e,y	75.38	mm EK2 6.4.3(3)
Dimensjon kotnrollsnitt	b,z	1100	mm EK2 6.4.3(3)
Dimensjon kotnrollsnitt	b,y	1100	mm EK2 6.4.3(3)
Lastforhøyningsfaktor	beta	1.17	EK2 (6.43)
Hjelpstørrelse	v(ny)	0.528	EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033	EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.98	EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.98	EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.51	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.51	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.59	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	2.45	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,u1	334917.22	N EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,u0	456276.99	N EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring			
Indre søyle		334.92 kN	IKKE OK

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær kantsøyle, eksentrisitet en vei				
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1)	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2)	260	mm	
	c1/2c2	0.5		
Påkjent skjærkraft	Vd	197	kN	
Lengdearmring	As,x	693	mm	
Lengdearmring	As,y	693	mm	
Påkjent skjærkraft	V,Ed	196	kN	
Påkjent moment	M,Ed	30	kNm	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²	
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²	
Hjelpestørrelse (ikke brukt)	W,1	1368461.92	mm	EK2 (6.45)
Kritisk kontrollsnitt	u,1	2099.46891	mm	EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	780	mm	EK2 6.4.5(3)
Reduksjon i kontrollsnitt	u,1,red	130	mm	EK2 Fig. 6.20
Redusert kontrollsnitt	u,1*	1839.46891	mm	EK2 Fig. 6.20
Lastforhøyningsfaktor	beta	1.14134514		EK2 6.4.3(4)
Hjelpestørrelse	v(ny)	0.528		EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033		EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.97590007		EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.97590007		EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.50912523	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30185983	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.50912523	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.5904	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	1.92106675	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,u1	196669.208	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,u0	275701.644	N	EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring				
Kantsøyle		196.67	kN	

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær kantsøyle, eksentrisitet to veier				
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1)	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2)	260	mm	
	c1/2c2	0.5		
Hentet fra tabell 6.1 EK2	k	0.45		EK2 Tabell 6.1
Påkjent skjærkraft	Vd	160	kN	
Lengdearmring	As,x	693	mm	
Lengdearmring	As,y	693	mm	
Påkjent skjærkraft	V,Ed	166	kN	
Moment med e langs x	M,Ed,x	30	kNm	
Moment med e langs y	M,Ed,y	30	kNm	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²	
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²	
Hjelpestørrelse	W,1	827230.959	mm	EK2 (6.45)
Kritisk kontrollsnitt	u,1	2099.46891	mm	EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	780	mm	EK2 6.4.5(3)
Reduksjon i kontrollsnitt	u,1,red	130	mm	EK2 Fig. 6.20
Redusert kontrollsnitt	u,1*	1839.46891	mm	EK2 Fig. 6.20
Eksentrisitet fra M,y	e,par	0.18072289	mm	EK2 6.4.3(4)
Lastforhøyningsfaktor	beta	1.34774451		EK2 (6.44)
Hjelpestørrelse	v(ny)	0.528		EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033		EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.97590007		EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.97590007		EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.50912523	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30185983	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.50912523	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.5904	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	1.62686636	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,u1	166550.444	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,u0	197723.462	N	EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring				
Kantsøyle		166.55	kN	OK

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær hjørnesøyle, eksentrisitet to veier				
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²	
Dekketykkelse	h	250	mm	
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1)	260	mm	
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2)	260	mm	
Påkjent skjærkraft	Vd	98	kN	
Lengdearmring	As,x	693	mm	
Lengdearmring	As,y	693	mm	
Påkjent skjærkraft	V,Ed	100	kN	
Påkjent moment	M,Ed,x	30	kNm	
Påkjent moment	M,Ed,x	30	kNm	
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5		
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²	
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²	
Kritisk kontrollsnitt	u,1	1179.73	mm	EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	520	mm	EK2 6.4.5(3)
Reduksjon i kontrollsnitt	u,1,red1 (c1)	130	mm	EK2 Fig. 6.20
Reduksjon i kontrollsnitt	u,1,red2 (c2)	130	mm	EK2 Fig. 6.20
Redusert kontrollsnitt	u,1*	919.73	mm	EK2 Fig. 6.20
Lastforhøyningsfaktor	beta	1.28		EK2 6.4.3(5)
Hjelpetørrelse	v(ny)	0.528		EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.0033		EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.0033		EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.98		EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.98		EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregne	0.51	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.51	N/mm ²	EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.59	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	1.44	N/mm ²	EK2 N.A.6.4.5
Kapasitet u1	V,Ed,u1	98334.60	N	EK2 (6.38)
Kapasitet u0	V,Ed,u0	122660.45	N	EK2 (6.53)
Kapasitet uten skjærarmring				
Kantsøyle	98.33	kN	OK	

EK2 utregnet beta-verdi, rektangulær indre søyle, eksentrisitet to veier, med skjærarmering			
Betongens trykkfasthet	fck	30	N/mm ²
Dekketykkelse	h	250	mm
Effektiv dekketykkelse	d	210	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle b (c1) (langs z akse)	260	mm
Søyledimensjon (kvadratisk)	Søyle h (c2) (langs y akse)	260	mm
	c1/c2	1	
Hentet fra tabell 6.1 EK2	k	0.6	EK2 Tabell 6.1
Påkjent skjærkraft	Vd	500	kN
Lengdearmering	As,x	940	mm ²
Lengdearmering	As,y	940	mm ²
Påkjent skjærkraft	V,Ed	500	kN
Påkjent moment	M,Ed,z	40	kNm
Påkjent moment	M,Ed,y	40	kNm
Radiell senteravstand	s,r	175	mm
Tangentiell senteravstand	s,t	160	
Vinkel	alfa	90	grader
	Diameter skjærarmering	8	mm
Sikkerhetsfaktor	yc	1.5	
Flytespenning stål	fyd	434	N/mm ²
E-modul stål	Es	200000	N/mm ²
Kritisk kontrollsnitt	u,1	3678.94	mm EK2 Fig. 6.13
Basis kontrollsnitt	u,0	1040	mm EK2 6.4.5(3)
Eksentrisitet	e,z	80	mm EK2 6.4.3(3)
Eksentrisitet	e,y	80	mm EK2 6.4.3(3)
Dimensjon kotnrollsnitt	b,z	1100	mm EK2 6.4.3(3)
Dimensjon kotnrollsnitt	b,y	1100	mm EK2 6.4.3(3)
Lastforhøyningsfaktor	beta	1.19	EK2 (6.43)
Hjelpestørrelse	v(ny)	0.528	EK2 (6.6N)
Armeringstetthet	rho,y	0.00	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet	rho,z	0.00	EK2 6.4.4(1)
Armeringstetthet geometrisk snitt	rho,l	0.00	EK2 6.4.4(1)
k-verdi	k,utregnet	1.98	EK2 6.4.4(1)
k-verdi vurdert mot maksverdi	k	1.98	EK2 6.4.4(1)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c,utregnet	0.56	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet min	v,Rd,c,min	0.30	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærspenningskapasitet	v,Rd,c	0.56	N/mm ² EK2 (6.47)
Skjærtrykkskapasitet (max-verdi)	v,Rd,max1	3.59	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Skjærtrykkskapasitet	v,Rd,max2	2.69	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Skjærspenning u1	v,Ed, u1	0.77	N/mm ² EK2 (6.38)
Nødvendig med skjærarmering?		JA	
Skjærtrykkspenning	v,Ed,u0	2.71	N/mm ² EK2 (6.53)
Skjærtrykkkapasitet	v,Rd,Max	2.69	N/mm ² EK2 N.A.6.4.5
Tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet med betongbidrag?		NEI	
Tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet uten betongbidrag?		JA	
Skjærarmeringsspenning	f,ywd,ef	302.5	N/mm ² EK2 6.4.5(1)
Armeringsareal	A,sw uten betongbidrag	1088.28	mm ² EK2 (6.52)
Armeringsareal	A,sw med betongbidrag	488.54	mm ² EK2 (6.52)
	Minimumsarmering	16.39	mm ² EK2 (9.11)
Påkrevd armeringsareal	A,sw,u1	0.30	mm ² /mm
Nødvendig tangentiell senteravstand	st	169.92	mm
	Senteravstand tangentiell	160	mm
	n (antall armeringsstenger)	22.99	stk
Ytre kontrollsnitt uten armering	u,out	5006.82	mm EK2 (6.38)
Radius ytre kontrollsnitt	r,out	631.34	mm Ligning (4.53)
	Antall d ut	3.01	
	Ytterste armeringstang (1d inn fra kontrollsnitt)	2.01	

Vedlegg C

Diana-input

Videre finnes utdrag fra .dat filen som er brukt i en av de geometriske konfigurasjonene i Kapittel 6 og illustrasjonen av beregningsmetodikken i LoA3 i Avsnitt 4.3.

Av plasshensyn er det ikke inkludert alle geometriske punkt, elementnummer eller lasttilfeller. Alt som er fjernet er markert med stiplet linje.

Alle resultater funnet fra Diana og filene brukt til å bygge opp og kjøre analysen finnes i elektronisk vedlegg.

FEMGEN MODEL : TEST2
ANALYSIS TYPE : Structural 3D

'UNITS'

LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER KELVIN
FORCE N

'COORDINATES'

1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.000000E+03
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-9.000000E+02
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-8.000000E+02
4	0.000000E+00	0.000000E+00	-7.000000E+02
5	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.000000E+02
6	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.000000E+02
7	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.000000E+02
8	0.000000E+00	0.000000E+00	-3.000000E+02
9	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.000000E+02

1016	2.285714E+03	8.000000E+03	0.000000E+00
1017	2.571429E+03	8.000000E+03	0.000000E+00
1018	2.857143E+03	8.000000E+03	0.000000E+00
1019	3.142857E+03	8.000000E+03	0.000000E+00
1020	3.428571E+03	8.000000E+03	0.000000E+00
1021	3.714286E+03	8.000000E+03	0.000000E+00

'ELEMENTS'

CONNECTIVITY

1	L12BE	1	2
2	L12BE	2	3
3	L12BE	3	4
4	L12BE	4	5
5	L12BE	5	6
6	L12BE	6	7

961	Q20SH	1005	1006	1019	1018
962	Q20SH	1006	1007	1020	1019
963	Q20SH	1007	1008	1021	1020
964	Q20SH	1008	799	116	1021

MATERIALS

/ 1-964 / 1

GEOMETRY

/ 181-964 / 1

/ 1-180 / 2

'MATERIALS'

1	YOUNG	2.000000E+04
	POISON	2.000000E-01

'GEOMETRY'

1	THICK	2.500000E+02	
2	RECTAN	2.600000E+02	2.600000E+02

'GROUPS'

ELEMEN

1 DECK / 181-964 /

NODES

2 DECK_N / 11 32 53 74 95 116 137 158 179 190-1021 /

ELEMEN

3 COLS / 1-180 /

NODES

4 COLS_N / 1-189 /

'SUPPORTS'

/ 1	21	22	42	43	63	64	84	85	105	106	126	127	147	148	168	169	189	/	TR	1	
/ 1	21	22	42	43	63	64	84	85	105	106	126	127	147	148	168	169	189	/	TR	2	
/ 1	22	43	64	85	106	127	148	169	/	TR	3										

'LOADS'

CASE 1

ELEMEN

```

/ 181-376 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 377-572 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 573-768 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 769-964 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3

```

CASE 2
ELEMEN

CASE 9
ELEMEN

```

/ 181-376 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 377-572 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 573-768 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 769-964 /
FACE
FORCE -0.500000E-02
DIRECT 3
/ 181-376 /
FACE
FORCE -0.100000E-01
DIRECT 3
/ 377-572 /
FACE
FORCE -0.100000E-01
DIRECT 3

```

'DIRECTIONS'

1	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2	0.000000E+00	1.000000E+00	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	1.000000E+00

'END'