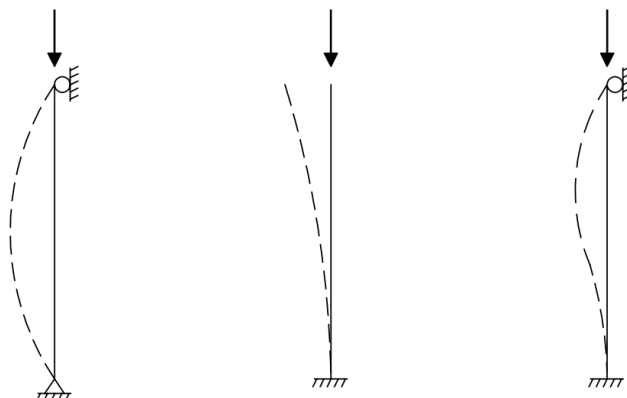


Jämförande beräkningar av betongpelare



Caroline Rosenqvist

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2018

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Jämförande beräkningar av betongpelare

Comparative calculations of concrete columns

Caroline Rosenqvist

2018

Rapport TVBK-5268
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-18/5267 (87p)

Examensarbete
Handledare: Oskar Larsson Ivanov
Juni 2018

Förord

Detta examensarbete är skrivet som avslut på mina studier på Civilingenjörsprogrammet Väg och vatten vid Lunds Tekniska Högskola. Examensarbetet omfattar 30 högskolepoäng och är utfört på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola.

Under arbetets gång har jag fått stöd och vägledning av ett par personer som jag vill rikta ett särskilt tack till. Tack till Carsten Moll (konstruktör) som hjälpt mig med initiering av problemställning och insyn i konstruktörens dagliga arbete. Min handledare Oskar Larsson Ivanov (Universitetslektor vid Lunds Tekniska Högskola) har med bitvis stort tålamod väglett mig i rätt riktning, tack. Sist, men inte minst, tack till er som korrekturläst och särskilt tack till Dan Rosenqvist.

Lund, juni 2018

Caroline Rosenqvist

Sammanfattning

När en betongpelare dimensioneras ska dess kritiska tvärsnitt bestämmas och dimensioneras med hänsyn tagen till pelarens slankhet och andra ordningens effekter. Dessa parametrar kan begränsa pelarens bärförmåga och riskera knäckning istället för att tvärsnittets kapacitet blir avgörande. För att uppskatta pelarens slankhet beskrivs i Eurokod t.ex. den nominella styvhetsmetoden och den generella metoden som båda kräver iterativa beräkningar, vilket gör att program som Concrete Column och Frame Analysis blir mycket användbara. Dock indikerar erfarenheter från konstruktörer på skillnader i armeringsmängder mellan dessa program. För att utreda eventuella skillnader och dess orsaker har denna studie genomförts. Resultatet visar på stora skillnader i andra ordningens moment och armeringsmängder mellan beräkningsprogrammen, där Frame Analysis ofta ger de lägre värdena, men också att programmen placerar armeringsmängd på olika sätt i tvärsnittet. Den huvudsakliga orsaken till skillnader beror på att Concrete Column använder den nominella styvhetsmetoden och Frame Analysis den generella metoden för att ta fram dimensionerande moment och då dessa blir olika stora påverkas erforderlig armeringsmängd. En annan orsak till skillnaderna är att programmen beaktar momentfördelning och upplagsdefinitioner på olika sätt. Denna studie syftar till att öka förståelsen för dimensionering av betongpelare och beräkningsprogrammen samt öka tryggheten hos konstruktörer, vilket kan uppfyllas genom att skillnader mellan programmen har kunnat förtydligas.

Abstract

When designing a concrete column, the critical cross section must be determined with regard to the column slenderness and second order effects. These parameters could limit the columns resistance by the risk of buckling instead of the cross sections resistance deciding the limit state. Eurocode describes among three methods the nominal stiffness method and the general method to approximate the slenderness and second order effects. Both these methods demands iterative calculation processes and therefore the programs Concrete Columns and Frame Analysis are useful. Experiences from structural engineers indicates differences in reinforcement amounts given by these programs. This study aim to evaluate possible differences and the reason for these between the two programs and analytical hand calculation methods. The result shows large differences in size of second order moments and amount of reinforcement between the programs, Frame Analysis often gives the lower values. Also differences in placement of the reinforcement in the cross section could be shown. The main reason is derived to the different methods used in Concrete Column (the nominal stiffness method) and Frame Analysis (the general method) used to approximate the second order moment which will affect the amount of reinforcement. The differences also depend on how the programs considers the moment distribution and joint types. Another aim of the study is to contribute to the understanding of calculation methods and the programs above and make structural engineers more comfortable in the design process, which can be fulfilled by clarifying the differences in the methods.

Innehåll

Sammanfattning	
Innehåll	
Allmänna definitioner	
Beteckningar	
1 Inledning	1
1.1 Bakgrundsteori	1
1.2 Syfte och frågeställningar	2
1.3 Metod	2
1.4 Avgränsningar	3
2 Dimensionering av betongpelare enligt Eurokod 2	5
2.1 Första ordningens effekter	5
2.1.1 Imperfektioner	6
2.2 Slankhet	8
2.3 Andra ordningens moment	10
2.3.1 Nominella styvhetsmetoden	11
2.4 Erforderliga tvärsnittsegenskaper	13
2.5 Biaxiell böjning	15
3 Beräkningsmetoder	17
3.1 Handberäkningsmetod 1	17
3.1.1 Förenklingar i handberäkningsmetod 2	18
3.2 Concrete Column	19
3.2.1 Beräkningsmetod	19
3.3 Frame Analysis	21
3.3.1 Beräkningsmetod	22
3.4 Sammanställning av möjliga indata och utdata i beräkningsprogrammen	26
4 Dimensioneringsfall	29
4.1 Dimensioneringsfall 1	30
4.1.1 Indata	31
4.2 Dimensioneringsfall 2	32
4.2.1 Indata	34
4.3 Dimensioneringsfall 3	34
4.3.1 Indata	35
5 Resultat och analys	37
5.1 Dimensionering av de olika fallen	37
5.1.1 Dimensionerande krafter och erforderlig armeringsmängd	37
5.1.2 Tryckkrafts- och momentkapacitet	40
5.1.3 Armeringsplacering	43
5.1.4 Interaktion mellan moment och normalkraft	45
5.2 Kontrollberäkningar	46
5.2.1 Dimensionerande moment	46
5.2.2 Tryckkrafts- och momentkapacitet	47
5.2.3 Biaxiell böjning	50
5.3 Enskilda parametrar	51
5.3.1 Knäckningslängd	51

5.3.2 Nominell styvhet	52
6 Slutsatser	55
6.1 Jämförelse mellan Concrete Column och Frame Analysis	55
6.2 Skillnader mellan dimensioneringsfall.....	56
6.3 Lämpligt val av beräkningsprogram	57
6.4 Jämförelse med handberäkningsmetoder	58
6.4.1 Handberäkningar i jämförelse med datorberäkningar	58
6.4.2 Förenklad handberäkningsmetod	59
7 Diskussion	61
7.1 Jämförelse mellan Concrete Column och Frame Analysis	61
7.2 Lämpligt val av beräkningsprogram	62
7.3 Övrig jämförelse och diskussion	62
7.3.1 Armeringsplacering	62
7.4 Programhantering	63
7.4.1 Generellt	63
7.4.2 Concrete Column.....	64
7.4.3 Frame Analysis.....	64
7.5 Begränsningar, felkällor och vidare studier	66
7.5.1 Begränsningar.....	66
7.5.2 Felkällor	67
7.5.3 Vidare studier	67
Referenser	69
Bilaga A - Frame Analysis - flödesschema styvhetsberäkning.....	70
Bilaga B – Indata vid beräkningar	71

Figurer

1. Geometrisk imperfektion beaktas med en excentricitet eller en sidolast	7
2. Minsta dimensionerande moment för tvärsnittet.....	8
3. Knäckningsfall och motsvarande knäckningslängder.....	9
4. Normalkrafts- och momentbelastat dubbelarmerat tvärsnitt	13
5. Ett typiskt utseende för en interaktionskurva	14
6. Spännings- och töjningsfördelning i Concrete Column	21
7. Spännings- och töjningsfördelning i Frame Analysis	25
8. Armeringsplacering i Frame Analysis	25
9. Knäckningsfall 1-3 med respektive upplagsvillkor och knäckningsmod.....	29
10. Dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.....	30
11. Första ordningens momentfördelning (fall 1).....	31
12. Momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet (fall 1).....	31
13. Dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.....	32
14. Första ordningens momentfördelning (fall 2).....	33
15. Momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet (fall 2).....	33
16. Dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.....	34
17. Första ordningens momentfördelning (fall 3).....	35
18. Momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet (fall 3).....	35
19. Interaktionskurvor för fall 1a (Concrete Column).....	45
20. Interaktionskurvor för fall 2a (Frame Analysis).....	45
21. Interaktionskurvor för fall 3b.....	46
22. Interaktionskurvor för fall 1b.....	49
23. Spänningsfördelning vid biaxiell böjning	62
24. Flödesschema över iterationsprocessen vid styvhetsberäkning i Frame Analysis	70

Tabeller

1. Indata som kan påverkas i beräkningsprogrammen	26
2. Möjliga utdata från beräkningsprogrammen	27
3. Förutsättningar för dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.	32
4. Förutsättningar för dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.	34
5. Förutsättningar för dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.	36
6. Dimensionerande andra ordningens moment	37
7. Erforderligt antal armeringsstänger	39
8. Tryckkrafts- och momentkapacitet.	40
9. Tvärsnittets tryckkraftkapacitet samt pelarens teoretiska knäckningslast.	42
10. Armeringsplacering enligt de fyra beräkningsmetoderna	44
11. Skillnad i dimensionerande andra ordningens moment vid kontrollberäkning	47
12. Skillnad i tryckkrafts- och momentkapacitet vid kontrollberäkning	48
13. Skillnad i tryckkrafts- och momentkapacitet vid kontrollberäkning	49
14. Biaxiell utnyttjandegrad.	51
15. Knäckningslängder beräknade med samtliga beräkningsmetoder.	51
16. Nominell styvhet enligt Concrete Column och handberäkningar	52
17. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.....	71
18. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.....	72
19. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.....	73

Allmänna definitioner

Nedanstående definitioner är hämtade från Eurokod 2 under avsnitt 5.8.1 Definitioner.

<i>Andra ordningens effekter:</i>	tillkommande lasteffekter orsakade av bärverkets deformationer.
<i>Biaxiell böjning:</i>	samtidig böjning kring två huvudaxlar.
<i>Enskilda bärverksdelar:</i>	bärverksdelar som antingen är enskilda eller som för dimensioneringsändamål får behandlas som sådana.
<i>Första ordningens effekter:</i>	lasteffekter beräknade utan hänsyn till inverkan av bärverksdelens deformationer men inkluderande inverkan av geometriska imperfektioner.
<i>Knäckning:</i>	brott på grund av instabilitet för en bärverksdel (eller ett bärverk) under perfekt centrisk tryckkraft och utan sidolast. Anm.: ”Ren knäckning” enligt ovan är inte ett relevant gränstillstånd för verkliga bärverk p.g.a. imperfektioner och sidolaster, men en nominell knäckningslast kan användas som en parameter i vissa metoder för analys av andra ordningen.
<i>Knäckningslast: (nominell)</i>	den kritiska last vid vilken knäcknings inträder; för en enskild elastisk bärverksdel är den synonym med Euler-lasten.
<i>Nominellt andra ordningens moment:</i>	ett andra ordningens moment som används i vissa dimensioneringsmetoder och som ger ett totalt moment som är kompatibelt med tvärsnittets erforderliga kapacitet i brottgränstillstånd.

Beteckningar

Om inget annat anges är beteckningarnas definitioner hämtade från Eurokod 2 avsnitt 1.6 Beteckningar.

α_{cc}	beaktar tryckhållfasthetens långtidsegenskaper och ogynnsamma effekter av lastpåföring. ¹
α_h	reduktionsfaktor för längd och höjd
α_m	reduktionsfaktor för antal konstruktionsdelar
β	koefficient.
ε	töjning
γ_C	partialkoefficient för betong (endast beaktande osäkerheter i materialegenskapen).
γ_S	partialkoefficient för armeringsstål (endast beaktande osäkerheter i materialegenskapen).
κ	krökning
θ_i	initiallutning
θ_0	grundvärde för initiallutning
λ	slankhetstal
(λ_y, λ_z)	
λ_{lim}	gränsvärde för slankhetstalet
ρ	geometriskt armeringsinnehåll
$\varphi_{(\infty, t_0)}$	kryptal
φ_{ef}	effektivt kryptal
ω	mekaniskt armeringsinnehåll
\mathbf{a}	förskjutningsvektor (i ekvationen $K\mathbf{a} = \mathbf{f}$)
A	faktor som beror på effektivt kryptal
A_c	betongtvärsnittets area
A_{eff}	effektivt betongtvärsnitt
A_s	armeringens tvärsnittsarea
$A_{s,min}$	minsta tvärsnittsarea för armering
b	tvärsnittsbredd
(b_{eq})	
B	faktor som beror av mekaniskt armeringsinnehåll
c_0	koefficient beroende av momentfördelning av första ordningen
Δc_{dev}	10 mm för utförandetolerans av täcksikt, dimensioneringstillägg
c_{min}	minsta täckande betongskikt
c_{nom}	nominell tjocklek på täckande betongskikt
C	faktor som beror av momentkvot
e_i	excentricitet från geometrisk imperfektion
(e_y, e_z)	
E_c	elasticitetsmodul för betong
E_{cd}	dimensionerad elasticitetsmodul för betong
E_s	elasticitetsmodul för armeringsstål
EI	böjstyvhets

¹ (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b)

EI_{nom}	nominell böjstyvhet
f	lastvektor innehållande de yttre nodlasterna (i ekvationen $Ka = f$)
f_{cd}	dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet.
f_{ck}	karaktäristiskt värde för betongens tryckhållfasthet.
f_{yd}	dimensioneringsvärde för armeringens sträckgräns.
f_{yk}	karaktäristiskt värde för armeringens sträckgräns.
h	tvärsnittshöjd
(h_{eq})	
H_i	horisontell last från geometrisk imperfektion
i	tröghetsradie
I	tröghetsmoment
I_c	tröghetsmoment för betongtvärsnittet
I_{eff}	effektivt tröghetsmoment
I_s	tröghetsmoment för armeringstväsningen
k, k_1, k_2	inspänningsgrad
k_e	faktor för beaktning av geometrisk imperfektion
K	styvhetsmatris (i ekvationen $Ka = f$)
K_c	faktor för inverkan av sprickbildning, krypning, etc.
K_s	faktor för beaktning av armeringsbidrag till böjstyvhet
l_0	knäckningslängd
m	relativt moment
M_{01}, M_{02}	första ordningens ändmoment
M_{0Ed}	första ordningens dimensionerande moment
M_{0Eqp}	första ordningens dimensionerande moment i bruksgränstillstånd
n	relativ tryckkraft
N_B	teoretisk knäckningslast
N_{Ed}	dimensionerande tryckkraft
r_m	momentkvot mellan ändmoment av första ordningen

1 Inledning

Enligt Boverket ska dimensionering av bärande konstruktioner ske på ett sådant sätt att kraven i plan- och bygglagen (2010:900) gällande bärförmåga, stadga och beständighet uppfylls (Boverket, 2016a) vilket ska göras utifrån Boverkets konstruktionsregler (EKS10) och de tillhörande Eurokoderna med de nationella kraven. Vid dimensionering av konstruktionselement i betong, exempelvis pelare, ska framförallt Eurokod 2 (SS-EN 1992-1-1) användas. Hänsyn ska tas till bland annat vilken typ av belastning pelaren utsätts för, materialparametrar, slankhet, andra ordningens effekter, geometriska imperfektioner, krypning och sprickbildning (Isaksson et al, 2010).

Att dimensionera betongpelare för hand är ofta omständigt och därför kan istället beräkningsprogram användas (Isaksson et al, 2010). Både Concrete Column och Frame Analysis är programvaror som tillhandahålls av Strusoft där betongpelare kan dimensioneras utifrån kraven i Eurokod (Strusoft, uå). Konstruktörer på Tyréns återger att enligt deras erfarenheter erhålls olika erforderlig armeringsmängd från programmen vid dimensionering av betongpelare där Concrete Column oftast ger större mängd. I nuläget är det inte utrett vad som är orsaken till skillnaderna.

1.1 Bakgrundsteori

För att dimensionera en betongpelare ställs först dess belastningssituation upp med exempelvis yttre laster och upplagstyp. Därefter beräknas de yttre lasterna med hjälp av Eurokod del 1. Utmärkande för dimensionering av betongpelare är att tvärsnittsmått, betong- och armeringskvalitet och armeringsdiameter inte kan beräknas fram utan måste antas för att genomföra beräkningen. Dimensioneringen övergår därmed till en kontroll av antagna egenskaper (Isaksson et al, 2010). I nästa steg antas därför dessa egenskaper varefter materialparametrarna dimensioneras.

Definitionen av en pelare är bland annat att dess huvudsakliga belastning är en tryckkraft (Isaksson et al, 2010). Pelare antas dock alltid utsättas för ett samtidigt moment minst lika stort som det på grund av geometriska imperfektioner. Dessa uppkommer då en perfekt modell inte kan representeras i verkligheten. Pelaren kan exempelvis bli monterad med en initiallutning eller initialkrokighet och därmed är pelaren samtidigt utsatt för tryckkraft och moment. Detta komplicerar dimensioneringsprocessen genom att en samtidig momentbelastning måste beaktas och att andra ordningens effekter uppstår. Även de styvhetsförändringar som uppstår under plastiskt beteende komplicerar processen. Därför finns det beräkningsprogram att ta till hjälp eller vid handberäkningar kan istället för jämviktsekvationer interaktionssamband användas.

Andra ordningens effekter innebär att på grund av tryckkraften och pelarens slankhet böjer pelaren ut, vilket orsakar en excentricitet hos tryckkraften vilket i sin tur ger upphov till andra ordningens moment. Excentriciteten kan sedan ökas ytterligare och orsaka större och större moment om inte jämvikt uppnås.

Vid dimensionering av betongpelare kontrolleras slankheten för att ta reda på om inverkan av andra ordningens effekter ska beaktas (Isaksson et al, 2010), eftersom knäckningsrisken reducerar bärförmågan för en slank pelare. En betongpelare är slank om förhållandet mellan

tvärsnittsdimension och ostagad längd är högt, men även upplagsvillkor och långtidseffekter påverkar knäckningsrisken. En slank pelare riskerar att knäckas på grund av andra ordningens effekter innan materialbrott hinner ske, där denna risk kontrolleras genom att beräkna pelarens slankhetstal som jämförs med ett gränsvärde.

För att beakta andra ordningens effekter beskrivs i Eurokod tre olika metoder för att beräkna storleken på andra ordningens moment. Dels är det två förenklade metoder som uppskattar momentet genom antingen nominell styvhet eller nominell krökning och dels är det en generell metod baserad på icke-linjära beräkningar som framförallt lämpar sig för datorberäkningar. I båda beräkningsprogrammen kan dimensionering utföras med de förenklade metoderna, men Frame Analysis kan även tillämpa den generella metoden. Det är upp till konstruktören att välja metod för att uppfylla kraven på bland annat bärförmåga och hållbarhet. I dessa dimensioneringsprocesser krävs en del antaganden som kan ha en inverkan på resultatet.

1.2 Syfte och frågeställningar

Avsikten är att bidra till mer säker dimensionering genom förståelse för programmens dimensioneringsmetoder och större trygghet för konstruktörer vid användning av dessa beräkningsprogram. Detta kan leda till ett effektivare arbete för konstruktörer och eventuellt ett mer hållbart materialanvändande.

För att kunna uppnå detta kommer skillnader och likheter att klargöras mellan beräkningsmetoderna i Concrete Column, Frame Analysis och handberäkningar samt resultaten från dessa. Därför formuleras nedanstående frågeställningar.

1. Vilka skillnader respektive likheter finns det mellan beräkningsmetoderna i Concrete Column och Frame Analysis?
2. Finns det dimensioneringsfall där de båda programmen beräknar på samma sätt eller med liknande resultat?
3. Utifrån skillnader och likheter mellan beräkningsprogrammen, i vilka typer av fall är det inte lämpligt att använda det ena eller andra programmet?
4. Hur väl speglar beräkningsprogrammen resultatet från handberäkningar?
5. Hur påverkas resultatet i handberäkningar om förenklingar görs?

1.3 Metod

Inför jämförelsen presenteras först bakomliggande teori för dimensionering av betongpelare enligt Eurokod, sedan beskrivs den information som Strusoft tillhandahåller om de båda beräkningsprogrammen Concrete Column och Frame Analysis.

Jämförelsen baseras också på ett antal dimensioneringsfall som dimensioneras fyra gånger vardera; en gång för respektive beräkningsprogram, en gång med handberäkningar och en gång med förenklade handberäkningar. Dimensioneringen som utförs för hand är tänkt vara så noggrann som möjligt samtidigt som den ska vara rimlig att utföra.

När en betongpelare dimensioneras kan flera olika kombinationer av tvärsnittsmått, armeringsdiameter och hållfasthetsklass vara möjliga val för att uppnå tillräcklig kapacitet. För

att underlätta jämförelsen används samma indata inom dimensioneringsfall gällande tvärsnittsmått, betong-/armeringskvalitet och armeringsdiameter. Dessa indata bestäms via en dimensionering i Concrete Column och dimensionerande utnyttjandegrad hålls så nära 100% som möjligt.

Som ett ytterligare tillskott till jämförelsen mellan beräkningsprogrammen kontrollberäknas resultaten. Först genomförs en dimensionering i Concrete Column för att bestämma erforderlig armeringsmängd. Sedan kontrolleras denna armeringsmängd (samt övrig indata) i Frame Analysis. Motsvarande görs när dimensioneringen utförs i Frame Analysis, att en kontroll genomförs med Concrete Column. I resultatet benämns dessa kontrollberäkningar med beräkningsprogrammets namn följt av ett (K).

1.4 Avgränsningar

I jämförelsen används den generella metoden och styvhetsmetoden i Frame för att beräkna andra ordningens moment. I Concrete Column och i handberäkningarna används den nominella styvhetsmetoden.

Endast dimensioneringar i brottgränstillstånd utförs med varje beräkningsmetod.

För att använda rimliga värden begränsas indata såsom tvärsnittsmått till att vara rektangulära samt minst $250 \times 250 \text{ mm}^2$ och armeringsdiameter till minst 12 mm. För att möjliggöra avläsning av kryptal begränsas lägsta hållfasthet till C20/25. Konstanta tvärsnitt antas längs pelaren.

Vid dimensionering av armering avses den längsgående armeringen. I betongpelare bör en minimimängd bygelarmering användas för att hindra den längsgående armeringen från att knäcka ut på grund av stora tryckkrafter. Vid dimensionering av den längsgående armeringen i dimensioneringsfallen används bara minimikravet på bygelarmering, därmed utförs ingen dimensionering av omslutande armering.

För att underlätta för läsaren är ekvationer som ursprungligen anges i Eurokod numrerade i denna rapport med samma nummer. Övriga ekvationer numreras löpande.

2 Dimensionering av betongpelare enligt Eurokod 2

En pelares huvudsakliga belastning är ofta en tryckkraft men det antas alltid förekomma ett lägsta böjmoment samtidigt (Isaksson et al, 2010). Detta för att en pelare inte kan utföras eller monteras perfekt rak vilket gör att normalkraften verkar med en excentricitet som i sin tur leder till en momentbelastning. Pelaren kan givetvis även belastas av ett större moment än lägst antagna på grund av olika belastningsförutsättningar. Men om momentet är större än böjknäcklasten kan pelaren knäckas. Pelare ska därför dimensioneras både med hänsyn till tvärsnittets bärförmåga och elementets risk för böjknäckning. Då en pelare kan påverkas påtagligt av andra ordningens effekter ska dessa också beaktas i dimensioneringen.

För pelare i betong måste hänsyn tas till geometriska imperfektioner, lastexcentricitet, andra ordningens moment och knäckningsrisk manuellt i dimensioneringen (Isaksson et al, 2010). Utmärkande är också att erforderliga materialegenskaper, armeringsmängd och tvärsnittsmått inte kan beräknas i dimensioneringen utan dessa måste antas och dimensioneringen övergår istället till en kontroll av dessa storheter. I Eurokod 2 (SS-EN-1992-1-1:2005) beskrivs de metoder som bör tillämpas vid dimensionering av betongpelare i byggnader och kan kortfattat beskrivas som följande: Första steget är att beräkna första ordningens lasteffekter på pelaren. Detta görs utifrån givna förutsättningar, dimensionerande laster och antagna tvärsnittsegenskaper. Sedan kontrolleras pelarens slankhet. En slank pelare riskerar att knäckas på grund av andra ordningens effekter och därför ska dessa beaktas vid dimensionering (Isaksson et al, 2010b). Andra ordningens moment beror deformationen som tryckkraften ger upphov till i kombination med geometriska imperfektioner och en iterativt förändrad styvhet. Detta medför att en analys av andra ordningens moment kan bli komplex och icke linjär (Isaksson et al, 2010). I Eurokod 2 beskrivs två förenklade beräkningsmetoder för att uppskatta andra ordningens moment och en så kallad fullständig analys som innefattar en icke linjär analys. De förenklade metoderna är den nominella styvhetsmetoden respektive krökningsmetoden. Denna studie är avgränsad till den nominella styvhetsmetoden.

2.1 Första ordningens effekter

Första ordningens belastning uppstår precis vid pålastning av pelaren innan deformation hunnit uppstå. Första ordningens effekter är inverkan av både de dimensionerande lasterna och geometriska imperfektioner. När deformation uppstår på grund av tryckkraft i kombination med slankhet och imperfektioner påverkas pelaren även av andra ordningens effekter. Deformationen medför att tryckkraften verkar med en excentricitet som orsakar ett moment, även kallat andra ordningens moment (SS-EN-1992-1-1:2005). Om pelaren är tillräckligt slank kommer tryckkraften succesivt att öka deformationen vilket i sin tur ökar momentet, om inte jämvikt uppnås kommer pelaren att knäcka (Isaksson et al, 2010).

Första ordningens snittkrafter beräknas utifrån den yttre belastningen inklusive tillkommande last från geometriska imperfektioner. Om det rör sig om andra laster än en centrisk/excentrisk tryckkraft kan till exempel lastfallen i Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al, 2010b) tas till hjälp för att beräkna snittkraftsfördelningar och dimensionerande snitt längs pelaren. Laster och materialparametrar ska dimensioneras enligt Eurokod 1 SS-EN-1991-1-7:2006 och Eurokod 2 SS-EN-1992-1-1:2005 (SS-EN-1992-1-1:2005). Nedanstående ekvation 3.15. används för att beräkna dimensioneringsvärdet för betongens tryckkraftskapacitet och ekvation 3.16 för att beräkna armeringens flytgräns, f_{yd} .

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.1)^2$$

Faktorn α_{cc} beaktar inverkan av långtidseffekter på tryckhållfastheten och ogynnsamma effekter av sättet som lasten påförs. Partialkoefficienten γ_c gäller för betong i brottgränstillstånd vid varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer (SS-EN-1992-1-1:2005). Partialkoefficient γ_s gäller för ospänt armeringsstål i brottgränstillstånd (Isaksson et al, 2010b).

Vid dimensionering av betongpelare ska ett flertal krav kontrolleras eller uppfyllas. Två av dessa gäller beständighet och minimiarmering i tvärsnitt. Den armeringsmängd som placeras i betongtvärsnittet ska uppfylla kraven på beständighet under kapitel 4 i Eurokod 2. Dessa verifieras genom att utifrån avsedd miljö för betongpelaren väljs ett nominellt täckande betongskikt, c_{nom} , med ekvation 2.2.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.2)^3$$

Faktorn c_{min} är ett minsta täckande betongskikt och Δc_{dev} ett dimensioneringstillägg.

Minimiarmering enligt Eurokod 2 är formulerat som 10% av dimensionerande tryckkraft dividerat med armeringens flytspänning. Det rekommenderade värdet för maximalt tillåten armeringsarea får inte överstiga 4% av betongtvärsnittets area, förutom vid omlottskarvning (SS-EN-1992-1-1:2005).

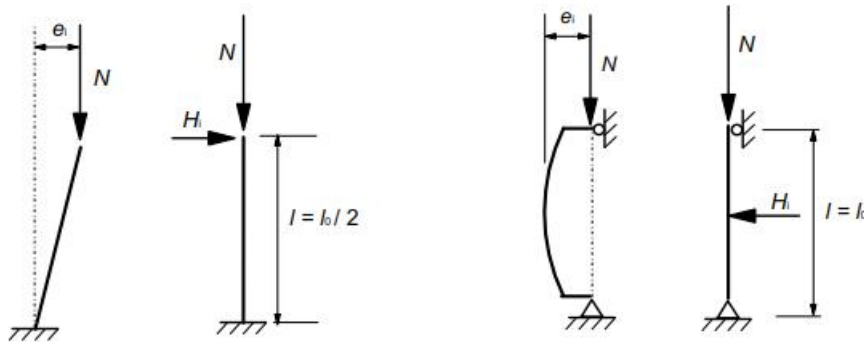
$$A_{s,min} = \frac{0.10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c \quad (9.12N)$$

2.1.1 Imperfektioner

I geometriska imperfektioner inkluderas initiallutning, initialkrokighet hos pelaren och excentrisk placering av last (Isaksson et al, 2010). En beräkningsmodell är en idealisering av verkligheten och ingen pelare kan garanteras utformas eller monteras helt rakt utan någon krokighet eller lutning. Likaså kan inte heller lasten garanteras angripa exakt centriskt även om så var fallet i beräkningsmodellen. På grund av detta ska geometriska imperfektioner beaktas i brottgränstillstånd. Som tidigare beskrevs ska ett lägsta moment beaktas vid dimensionering av betongpelare och det är momentet på grund av geometriska imperfektioner. Imperfektioner kan representeras med antingen en excentricitet eller en horisontallast (se Figur 1), vilka ger upphov till moment. Första ordningens moment är alltså summan av eventuellt yttre momentbelastning och moment på grund av en tryckkraft i kombination med geometriska imperfektioner, med hänsyn till momentets fördelning längs pelaren (SS-EN-1992-1-1:2005).

² (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 36)

³ (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b, s. 109)



Figur 1. För enskilda pelare kan geometrisk imperfektion beaktas med en excentricitet eller en sidolast (SS-EN-1992-1-1:2005).

I avsnitt 5.2 Geometriska imperfektioner i Eurokod 2 beskrivs hur hänsyn tas till imperfektioner med hjälp av en lutning θ_i som kan räknas om till en excentricitet eller horisontallast beroende på vilket som är lämpligast för aktuellt dimensioneringsfall. Nedan beskrivs hur geometrisk imperfektion beräknas fram.

Lutningen på grund av imperfektioner beräknas som produkten av ett grundvärde för lutningen θ_0 och två reduktionsfaktorer α_m och α_h enligt ekvation 5.1.

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.1)$$

Reduktionsfaktorerna beräknas med ekvation 2.3 samt 2.4 och beror för enskilda, avstyvade pelare på dess verkliga längd l och på faktorn m som sätts till 1 för enskilda pelare.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}, \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad (2.3)^4$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (2.4)^5$$

När lutningen räknas om till en excentricitet, e_i , beror excentriciteten på knäckningslängden, l_0 , enligt ekvation 5.2. Hur knäckningslängden beräknas beskrivs i avsnitt 2.2 Slankhet. För enstaka pelare i avstyvade system kan förenklingen $e_i = l_0/400$ användas. Moment på grund av geometrisk imperfektion beräknas med excentriciteten multiplicerat med dimensionerande tryckkraft. Excentriciteten ska antas uppstå där den ger mest ogynnsam effekt på pelaren, se Figur 1. Momentfördelningen kan se lite olika ut beroende på vilka upplag aktuell pelare har.

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2} \quad (5.2)$$

Om en sidokraft, H_i , istället används för att representera geometriska imperfektioner ska den antas belasta pelaren där den ger som störst moment, se Figur 1 ovan (Isaksson et al, 2010). Sidokraften beräknas med ekvation 5.3a respektive 5.3b, där N är normalkraften som belastar pelaren axiellt.

$$H_i = \theta_i N \quad \text{för konsolpelare/väggar} \quad (5.3a)$$

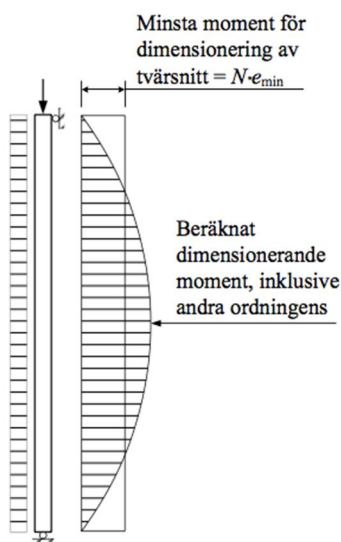
$$H_i = 2\theta_i N \quad \text{för pelare/väggar med stöd i båda ändar} \quad (5.3b)$$

⁴ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 51)

⁵ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 51)

Hänsyn till geometriska imperfektioner enligt ovan tillhör elementkontrollen av pelaren. Den går ut på att kontrollera så att lasten är mindre än pelarens böjknäckningslast med hänsyn till styvhet och knäckningslängd (Isaksson et al, 2010). Även en tvärsnittskontroll måste utföras för att verifiera att spänningar i tvärsnittet inte överstiger dess kapacitet. Dimensionerande snitt är det värst belastade tvärsnittet längs pelarens längd. Vid tvärsnittskontrollen anger Eurokod 2 (SS-EN-1992-1-1:2005) att ett lägsta moment måste inkluderas i kontrollen. Den utgår från att en centrisk last inte kan garanteras angripa pelaren centriskt. Därför ska en minsta oavsiktlig lastexcentricitet på 20 mm beaktas vid dimensionering av pelartvärsnittet eller värde enligt ekvation 2.5 där h är tvärsnittshöjd. Detta görs alltså oberoende av om pelaren är slank eller ej. Om detta moment blir större än övrig momentbelastning av tvärsnitt längs pelaren blir momentet på grund av oavsiktlig excentricitet dimensionerande för tvärsnittet, se Figur 2.

$$e = h/30 \quad (2.5)^6$$



Figur 2. Minsta dimensionerande moment för tvärsnittet. (Betongföreningen, 2009)

2.2 Slankhet

En pelares bärförmåga påverkas av hur slank den är (SS-EN-1992-1-1:2005). En pelare som inte är slank begränsas i teorin av materialbrott. En slank pelare däremot riskerar att knäckas under tryckbelastning innan materialbrott hinner ske. Det vill säga att tryckkraftskapaciteten med avseende på elementet blir mindre än den med avseende på tvärsnittets kapacitet. Om denna risk föreligger eller ej kontrolleras genom att slankhetstalet för pelaren beräknas och jämförs med ett gränsvärde för slankhetstal. Om slankhetstalet är större än detta gränsvärde så måste pelaren betraktas som slank och hänsyn ska tas till andra ordningens effekter (Isaksson et al, 2010). I Eurokod 2 avsnitt 5.8.2 står det att om andra ordningens effekter är minst 10% av första ordningens så måste dimensioneringen ta hänsyn till inverkan av andra ordningens effekter. Slankhetskontrollen är ett förenklat sätt att kontrollera om denna inverkan behöver beaktas (SS-EN-1992-1-1:2005). Kontroller utförs genom att ett slankhetstal tas fram och jämförs med ett gränsvärde för slankhet, vilket också beräknas fram för pelaren. Om slankhetstalet är större än gränsvärdet ska pelaren beaktas som slank.

⁶ (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b, s. 102)

Slankhetstalet för enskilda bärverksdelar beräknas med ekvation 5.14 och beror av teoretisk knäckningslängd, l_0 , samt tröghetsradie, i , för osprucket tvärsnitt.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.14)$$

Pelarens teoretiska knäckningslängd kan i de renodlade Eulerknäckningsfallen beräknas enkelt med hjälp av en faktor β som multipliceras med pelarens verkliga längd (SS-EN-1992-1-1:2005). Se Figur 3 för värden på β . Dessa renodlade knäckningsfall förutsätter en viss inspänningsgrad i upplagen och anger ett fåtal upplagskombinationer. Om pelaren har andra förutsättningar avseende upplagen blir knäckningslängden mer komplex att beräkna. Då behöver inspänningsgraden vara känd i båda upplagen. Om så är fallet kan knäckningslängden beräknas med ekvation 5.15 om pelaren är avstyvad och ekvation 5.16 om den inte är avstyvad. För lägsta värde på inspänningsgrad med mera, se avsnitt 5.8.3.2 i Eurokod 2.

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45+k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45+k_2}\right)} \quad (5.15)$$

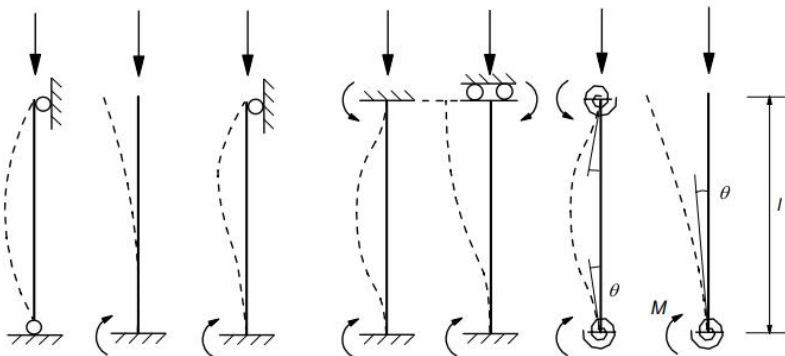
$$l_0 = l \cdot \max\left(\sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}, \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right)\right) \quad (5.16)$$

där:

l är den verkliga längden

k_1, k_2 är den relativa inspänningsgraden i upplag 1 respektive 2 och beräknas med ekvation 2.6.

$$k = \left(\frac{\theta}{M}\right) * \left(\frac{EI_{nom}}{L}\right) \quad (2.6)^7$$



a) $l_0 = l$ b) $l_0 = 2l$ c) $l_0 = 0,7l$ d) $l_0 = l/2$ e) $l_0 = l$ f) $l/2 < l_0 < l$ g) $l_0 > 2l$

Figur 3. Knäckningsfall och motsvarande knäckningslängder för pelare med konstanta tvärsnitt (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 64).

Gränsvärdet för enskilda elements slankhetstal beräknas med ekvation 5.13N. Gränsvärdet betor på fyra faktorer; A , B , C och n .

$$\lambda_{lim} = 20ABC/\sqrt{n} \quad (5.13N)$$

⁷ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 63)

Faktorn A beror av det effektiva kryptalet, φ_{ef} , och beräknas enligt ekvation 2.7. Om det effektiva kryptalet är okänt kan A sättas till 0.7 (SS-EN-1992-1-1:2005).

$$A = \frac{1}{1+0.2\varphi_{ef}} \quad (2.7)^8$$

Det effektiva kryptalet, φ_{ef} , tar hänsyn till de allmänna förutsättningarna för krypning och lasternas varaktighet (SS-EN-1992-1-1:2005). Betong kryper med tiden, vilket medför en ökning av deformationen hos pelaren som kommer att påverka andra ordningens moment då utböjningen ökar (Isaksson et al, 2010). Med ekvationen 5.19 kan det effektiva kryptalet beräknas.

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t_0)} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (5.19)$$

där $\varphi_{(\infty,t_0)}$ är det slutliga värdet på kryptalet. M_{0Eqp} är första ordningens böjmoment för kvasipermanent lastkombination och M_{0Ed} är första ordningens böjmoment för dimensionerande lastkombination i brottgränstillstånd.

Faktorn B beror av den mekaniska armeringsmängden, ω . Om den är okänd kan B sättas till 1.1, annars kan B och ω beräknas enligt ekvation 2.8 och 2.9.

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (2.8)^9$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) \quad (2.9)^{10}$$

Faktorn C beror av förhållandet mellan första och andra ordningens ändmoment, r_m . C kan beräknas med hjälp av ekvationen 2.10 eller sättas till 0.7 om r_m är okänd.

$$C = 1.7 - r_m \quad (2.10)^{11}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (2.11)^{12}$$

$$|M_{02}| > |M_{01}| \quad (2.12)^{13}$$

Faktorn n beror av förhållandet mellan normalkraften och tvärsnittets kapacitet, dvs relativ normalkraft, och beräknas med ekvation 2.13.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (2.13)^{14}$$

2.3 Andra ordningens moment

Andra ordningens effekter innebär att pelaren böjer ut på grund av tryckkraften och pelarens slankhet, vilket orsakar en excentricitet hos tryckkraften som ger upphov till andra ordningens

⁸ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

⁹ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

¹⁰ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

¹¹ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

¹² (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

¹³ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

¹⁴ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 62)

moment. Excentriciteten kan ökas ytterligare under belastning och orsaka större och större moment till dess att ett jämviktsläge uppnås eller att knäckning sker (Tord Isaksson A. M., 2010). Eurokod 2 beskriver tre olika metoder för att beräkna andra ordningens moment (SS-EN-1992-1-1:2005). Två förenklade metoder och en generell. Den generella metoden bygger på en icke linjär analys. För mer information om denna metod se avsnitt 5.7 och 5.8.6 i Eurokod 2. En av de förenklade metoderna är den nominella krökningsmetoden som uppskattar ett andra ordningens moment utifrån en approximerad utböjning. För mer information om denna metod se avsnitt 5.8.8 i Eurokod 2. Den andra förenklade metoden är nominella styvhetsmetoden. Med den uppskattas böjstyvhetsmetoden för att kunna beräkna en nominell knäckningslast och utifrån den beräkna andra ordningens moment.

2.3.1 Nominella styvhetsmetoden

Styvhetsmetoden syftar till att beräkna pelarens nominella böjstyvhet under aktuell belastning. Metoden beaktar faktorer som reducerar styvheten så som uppsprickning av tvärsnitt, materialets icke linearitet och krypning (SS-EN-1992-1-1:2005). Styvhetsmetoden beaktar dessa effekter på ett förenklat sätt med korrigeringsfaktorer så ett motsvarande andra ordningens moment kan beräknas. En reducerad böjstyvhet tas fram och används för att beräkna pelarens knäckningslast. Denna behövs för att uppskatta andra ordningens moment genom att förstora första ordningens moment.

För att beräkna den nominella styvheten hos slanka pelare med godtyckliga tvärsnitt används ekvation 5.21 som beror av ett styvhetsbidrag från både betong och armering. E_{cd} respektive E_s är dimensionerat värde för betongens respektive armeringens elasticitetsmodul, I_c är betongtvärsnittets tröghetsmoment och I_s är armeringens tröghetsmoment omkring betongareans tyngdpunkt.

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

Styvhetsbidraget från betongen multipliceras med en faktor, K_c , som bland annat beaktar uppsprickning och krypning (SS-EN-1992-1-1:2005). Faktorn K_s multipliceras med styvhetsbidraget från armeringen och beräknas med ekvation 5.22. Om det geometriska armeringsinnehållet är mer än 0.2% kan hela armeringsmängden tillgodoräknas, men om den är 1% eller mer används en förenklad beräkning där armeringsbidraget bortses från vid beräkning av böjstyvheten, även en förenkling av faktorn K_c görs enligt ekvation 5.26.

$$\begin{aligned} \text{om } \rho \geq 0.002 \\ K_s &= 1 \\ K_c &= \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} \end{aligned} \quad (5.22)$$

$$\begin{aligned} \text{om } \rho \geq 0.01 \\ K_s &= 0 \\ K_c &= \frac{0.3}{1 + 0.5 \varphi_{ef}} \end{aligned} \quad (5.26)$$

Faktorn k_1 faktor beror av hållfasthetsklass och k_2 av normalkraft och slankhet. Dessa faktorer beräknas med ekvation 5.23 respektive 5.24.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0.20 \quad (5.24)$$

där n är relativ normalkraft som beräknas med ekvation 2.14.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (2.14)^{15}$$

Faktorn k_2 kan förenklas enligt ekvation 5.25 om slankhetstalet är okänt.

$$k_2 = n 0.30 \leq 0.20 \quad (5.25)$$

Geometriskt armeringsinnehåll definieras som armeringens totala area, A_s , i förhållande till betongtvärsnittets area, A_c , se ekvation 2.15.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (2.15)^{16}$$

Andra ordningens dimensionerande moment beräknas genom att förstora första ordningens moment enligt ekvation 5.28 (SS-EN-1992-1-1:2005). Förstoringen av första ordningens moment utgår från fördelningen mellan första och andra ordningens moment, β , knäcklasten, N_B , och dimensionerande tryckkraften, N_{Ed} .

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right) \quad (5.28)$$

För enskilda bärverksdelar med konstanta tvärsnitt och normalkraft får andra ordningens moment antas ha en sinusformad fördelning och β kan då uttryckas enligt ekvation 5.29. Koefficienten c_0 beror på fördelningen av första ordningens moment. Om det momentet är konstant sätts c_0 till 8. Om första ordningens moment är paraboliskt fördelat sätts c_0 till 9.6. Om momentet är triangulärt fördelat sätts c_0 till 12.

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (5.29)$$

Knäckningslasten, N_B , baseras på den tidigare beräknade nominella styvheten, i övrigt beräknas den enligt Eulers formel.

$$N_B = \frac{\pi^2 E I_{nom}}{l_0^2} \quad (2.16)^{17}$$

Den nominella styvhetsmetoden kräver en iterativ beräkningsprocess på grund av att dimensionerande andra ordningens moment beror av tvärsnittsegenskaper och armeringsmängd vilka är okända då dessa i sin tur beror av dimensionerande moment och normalkraft. Därför antas tvärsnittsegenskaper och armeringsmängd som sedan verifieras iterativt med beräknat samtidigt moment och normalkraft.

¹⁵ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 68)

¹⁶ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 67)

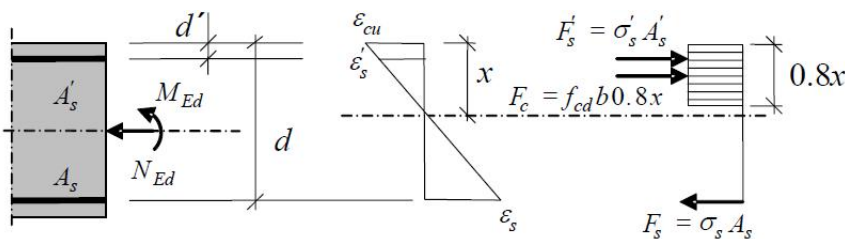
¹⁷ (SS-EN-1992-1-1:2005, s. 68)

2.4 Erforderliga tvärsnittsegenskaper

Med hjälp av dimensionerande krafter (första eller andra ordningens) kan kontroll av de antagna tvärsnittsegenskaperna utföras. Det kan antingen göras med hjälp av jämviktssamband eller interaktionssamband som är ett förenklat sätt att använda jämviktsekvationer, dessa ger likvärdiga resultat (Isaksson et al, 2010). För ett tvärsnitt som belastas av tryckkraft samtidigt som ett moment kan jämviktsekvationer 2.17 och 2.18 ställas upp för ett dubbelarmerat tvärsnitt, se Figur 4. Precis som vid enbart momentbelastade tvärsnitt ska kraft och momentjämvikt uppfyllas (Tord Isaksson A. M., 2010).

$$N_{Ed} + F_s - F'_s - F_c = 0 \quad (2.17)^{18}$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \left(d - \frac{h}{2} \right) - F'_s (d - d') - F_c (d - 0.4x) = 0 \quad (2.18)^{19}$$



Figur 4. Normalkrafts- och momentbelastat dubbelarmerat tvärsnitt och motsvarande snittkrafter för att upprätta jämvikt (Isaksson et al, 2010).

Jämviktsberäkningarna har många lösningar och kräver en iterativ beräkningsprocess för att finna lämplig armeringsmängd, vilket blir komplicerat vid handberäkningar (Strusoft, 2009). Då kan istället interaktionssamband baserat på jämviktsekvationer för normalkrafts- och tryckkraftsbelastat tvärsnitt vara bättre lämpade eftersom det finns färdiga diagram att tillgå. I Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al, 2010) finns ett interaktionsdiagram som är giltigt för betongkvaliteter upp till C50 och symmetriskt armerade rektangulära tvärsnitt. Användandet av interaktionsdiagram medför att efter dimensionerande krafter är beräknade kan en avläsning göras för att kontrollera egenskaperna, istället för ytterligare beräkningar. Även om avläsningen i diagrammet kan upplevas svår att utföra noggrant förtydligar Isaksson et al (2010) att tillräcklig noggrannhet uppnås utan att påverka resultatet avsevärt. För att avläsningen ska ske på säkra sidan måste den göras till vänster om kurvorna och aldrig höger om för att kapaciteten då är överskriden.

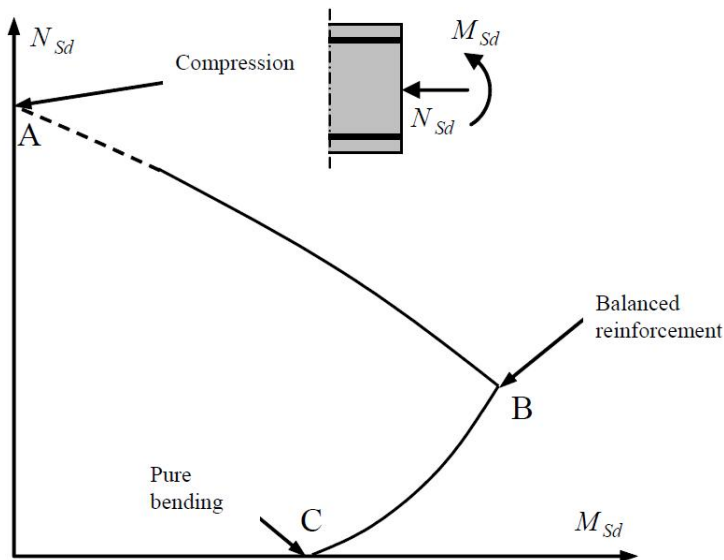
Ett interaktionsdiagram redovisar sambandet mellan relativ tryckkraft och samtidigt relativt moment. Avläsningen ger en mekanisk armeringsmängd som kontrolleras mot den antagna armeringsmängden. Om de båda armeringsmängderna inte sammanfaller uppstår en iterativ beräkningsprocess med den mekaniska armeringsmängden till det att de blir samma. Då överensstämmer den reducerade styvheten med andra ordningens moment vid given armeringsmängd.

Figur 5 visar hur en typisk interaktionskurva ser ut (Isaksson et al, 2010). Kurvan representerar möjliga kombinationer av maximal normalkraft och maximalt moment under en given armeringsmängd. Värderna till höger om kurvan är alltså kombinationer av normalkraft och moment som överskrider tvärsnittets kapacitet. Längs den avtagande delen av kurvan begränsas pelaren av tryckbrott där en ökande normalkraft ger mindre utrymme för momentbelastning.

¹⁸ (Tord Isaksson A. M., 2010, ss. 402-404)

¹⁹ (Tord Isaksson A. M., 2010, ss. 402-404)

Längs den nedre delen av kurvan begränsas tvärsnittet av dragbrott där en ökande tryckkraftsbelastning bidrar till en ökad momentkapacitet. Hur stor normalkrafts- och momentkapacitet pelartvärsnittet har beror därmed på hur stor belastningen av vardera kraft är.



Figur 5. Ett typiskt utseende för en interaktionskurva. (Isaksson et al, 2010)

Med dimensionerande normalkraft och moment kan relativ normalkraft och moment beräknas med ekvation 2.19 samt 2.20 (Isaksson et al, 2010b).

$$\frac{N_{Ed}}{bdf_{cd}} \tag{2.19}^{20}$$

$$\frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} \tag{2.20}^{21}$$

Med dessa värden beräknade avläses den mekaniska armeringsmängden, ω , i interaktionsdiagrammet som krävs i en dragen eller tryckt zon av tvärsnittet. Från denna mängd kan sedan armeringsarean beräknas med ekvation 2.21 för att jämföras med antaget värde eller för att utföra nästa iteration.

$$A_s = \frac{\omega bdf_{cd}}{f_{yd}} \tag{2.21}^{22}$$

När pelarens egenskaper gällande betong- och armeringskvalitet, armeringsmängd och tvärsnittsmått är bestämda kan pelarens normalkrafts- och momentkapacitet beräknas utifrån interaktionsdiagrammet (Betongföreningen, 2009). Genom det relativa momentet och tryckkraften kan för tvärsnittsegenskaperna motsvarande kapaciteter beräknas. Detta kan beräknas för kapacitet i styv respektive vek riktning. Det som skiljer beräkningarna åt är att måtten b och d kan få olika värden beroende på tvärsnittsmått och hur armeringen placeras i tvärsnittet. Om tvärsnittet är kvadratisk blir b densamma i båda riktningar eftersom höjd och bredd är samma. Om armeringen placeras samlat i hörnen av ett kvadratisk tvärsnitt blir d samma värde för båda riktningarna, då d är måtten från kant till armeringslagrets tyngdpunkt.

²⁰ (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b, s. 105)

²¹ (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b, s. 105)

²² (Tord Isaksson A. M., Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling, 2010b, s. 105)

2.5 Biaxiell böjning

Med biaxiell böjning menas samtidig böjning i två riktningar (Tord Isaksson A. M., 2010, s. 289). Om betongpelaren inte uppfyller kraven m.a.p. relativ slankhet samt relativ excentricitet måste biaxiell böjning beaktas (SS-EN-1992-1-1:2005). Det vill säga att om kraven uppfylls behöver dimensioneringen med andra ordningens moment enbart utföras i den mest ogynnsamma huvudriktningen. Kraven får bara användas om någon av de förenklade metoderna används för att uppskatta andra ordningens moment. Det första kravet gäller relationen mellan slankhet i y- och z-led och det andra kravet handlar om de relativa excentriciteterna. Om slankhetstalen understiger båda nedanstående krav och om de relativa excentriciteterna uppfyller ett av kraven på relativ excentricitet kan biaxiell böjning bortses ifrån, se ekvation 5.38a samt 5.38b.

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ och } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (5.38a)$$

$$\frac{(e_y/h_{eq})}{(e_z/b_{eq})} \leq 0.2 \text{ eller } \frac{(e_z/b_{eq})}{(e_y/h_{eq})} \leq 0.2 \quad (5.38b)$$

Om biaxiell böjning ska beaktas bör detta göras med hjälp av uttryck 5.39. Dimensionerande moment i ekvationen ska inkludera ett eventuellt andra ordningens moment. Värdet på a väljs utifrån tvärsnittsform och förhållande mellan dimensionerande normalkraft och normalkraftskapacitet enligt tabell på s72 i SS-EN 1992-1-1:2005.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1.0 \quad (5.39)$$

3 Beräkningsmetoder

Nio dimensioneringsfall beräknas med Concrete Column samt Frame Analysis för att kunna jämföra metoder samt resultat, där kompletterande handberäkningar även kommer att utföras. Beräkningsmetoderna som alla följer Eurokod beskrivs nedan och för beräkningsprogrammen utgår beskrivningen från den tillgängliga information som användaren har åtkomst till via programmets hjälpavsnitt. I slutet av kapitlet beskrivs vilken indata användaren kan påverka och vilket resultat som kan presenteras i beräkningsprogrammen.

3.1 Handberäkningsmetod 1

Två varianter av handberäkningar används vid dimensioneringen där båda följer dimensioneringsmetoden som är beskriven i kapitel 2. Varianterna benämns handberäkningsmetod 1 respektive 2 och skillnaden mellan dem är graden av förenklingar. Handberäkningarna är tänkta att kunna utföras utan datorhjälp, därför är vissa förenklingar tillämpade av praktiska skäl i både variant 1 och 2. I handberäkningsmetod 1 har förenklingar försökt genomföras i den utsträckning det är rimligt medan i handberäkningsmetod 2 har alla tillåtna förenklingar använts och ytterligare några som inte nämns i Eurokod. Det kan exempelvis röra sig om att välja ett valbart värde på en storhet istället för att beräkna själva värdet.

Egenskaper om betongkvalitet är hämtade ur tabell 3.1 i SS-EN 1992-1-1:2005 och i figur 3.1 i Eurokod 2 avläses kryptalet, $\varphi(\infty, t_0)$, under normala miljöförhållanden vid 28-dagars ekvivalent ålder. För armeringens egenskaper används tabell C.1. Enligt avsnitt 3.2.7 i SS-EN 1992-1-1:2005 sätts värdet för elasticitetsmodulen, E_S , till 200 GPa. Partialkoefficienter för betong samt i brottgränstillstånd vid varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer är $\gamma_C = 1.5$, $\gamma_S = 1.15$ (SS-EN-1992-1-1:2005). Faktorn α_{cc} sätts till 1. Vid beräkning av betongtäcksikt antas åtskilda stänger vilket ger att c_{min} är stängens diameter. Dimensioneringstillägget Δc_{dev} är 10 mm då normal utförandetolerans antas.

För att representera geometrisk imperfektion väljs excentricitet respektive horisontallast beroende på dimensioneringsfall. Knäckningslängden beräknas utifrån de renodlade fallen där den verkliga längden multipliceras med faktorn β beroende på knäckningsfall. När slankhetstalet beräknas behövs tröghetsradien som beräknas med ekvation 2.22 för rektangulära tvärsnitt. Slankhetstalet beräknas för både y- och z-riktning där höjden h avser tvärsnittets höjd i vald riktning.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (2.22)^{23}$$

Gränsvärdet för slankhetstalet beror av faktorerna A , B , C och n . I Handberäkningsmetod 1 beräknas dessa och justeras vid varje iterationssteg.

Den nominella styvheten består av bidrag från både armeringen och betongen. Parametrarna för dessa bidrag beräknas fullt ut i handberäkningsmetod 1 och justeras i iterationsstegen då de bland annat beror på armeringsmängd, momentfördelning och relativ normalkraft.

²³ (Susanne Heyden, Ola Dahlblom, Anders Olsson, Göran Sandberg, 2008)

Andra ordningens moment beräknas med ekvation 5.28 där faktorn β beräknas beroende på momentfördelning och knäcklasten som justeras i varje iterationssteg. Vid iterationen justeras även värdet på den effektiva höjden när armeringsmängden förändras, vilken i sin tur påverkar avläsningen i interaktionsdiagrammet.

Den mekaniska armeringen är angiven på kurvor märkta med 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 i interaktionsdiagrammet i Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al, 2010b). En kontroll utförs för att finna en lämplig nivå av interpolering mellan kurvorna vid handberäkningar. Lämplighet avgörs dels utifrån hur praktiskt det är att utföra avläsningen vid olika noggrannhet på interpoleringen och dels utifrån hur väl resultatet konvergerar mot samma lösning vid olika interpoleringsnivåer. Det visade sig lämpligt att vid behov interpolera mitt mellan två kurvor. Noggrannare interpolering var opraktiskt och påverkade inte resultatet avsevärt. Detta gäller även för de förenklade handberäkningarna.

Vid kontroll av biaxiell böjning beräknas värden på slankhet, relativ excentricitet och ekvivalenta tvärsnittsmått. För värde på exponenten a i ekvation 5.39 interpoleras värdena i tabell på s72 i SS-EN 1992-1-1:2005.

3.1.1 Förenklingar i handberäkningsmetod 2

I handberäkningsmetod 2 används alla de rekommenderade värdena enligt Eurokod 2 istället för att beräkna fram ett värde. Även andra förenklingar görs som inte är nämnda i Eurokod, men är i de flesta fall valda på säkra sidan. De förenklingar som skiljer sig från Handberäkningsmetod 1 beskrivs nedan.

Rekommenderade värden

För att beräkna lutningen på grund av en geometrisk imperfektion behövs faktorn α_h som för enstaka pelare får förenklas till 1 istället för att beräknas enligt ekvation 2.3. Faktorn beror av pelarens längd som är lika i alla dimensioneringsfallen. Förenklingen används inte bara för att testa längdens inverkan utan också för att förenkla beräkningsprocessen genom att minska antal steg. Kanske är längden inte fullt bestämd när beräkningen utförs och lutningen är då framtagen på säkra sidan då lägsta tillåtna värde på faktorn α_h är 2/3.

Ett antal rekommenderade värden vid beräkning av gränsvärdet för slankhet föreslås i Eurokod 2. Dessa används som förenklingar av handberäkningsmetod 2. Om det effektiva kryptalet är okänt kan $A=0.7$ användas. Om det mekaniska armeringsinnehållet inte är känt får $B=1.1$ användas. Om momentkvoten mellan första ordningens ändmoment är okänd får $C=0.7$ användas. Det medför förenkling av gränsvärdet enligt ekvation 2.23 där det enbart beror av den relativa normalkraften. Förenklingen medför även att gränsvärdet blir samma oavsett riktning.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0.7 \cdot 1.1 \cdot \frac{0.7}{\sqrt{n}} = \frac{10.78}{\sqrt{n}} \quad (2.23)$$

Vid beräkning av nominell styvhet används faktorn k_2 som beror av slankhetstalet. I avsnitt 5.8.7.2.2) anges en förenklad ekvation, 5.25, för faktorn k_2 som får användas då λ är okänt. Det kan vara fallet då tvärsnittet inte är bestämt än, men för att avläsa i interaktionsdiagrammet används tvärsnittsmåttet. Därför är detta en förenkling som är mer sannolik att använda för att förenkla själva beräkningsprocessen och inte för att påverka beräkningsteorin.

$$k_2 = n0.30 \leq 0.20 \quad (5.25)$$

Övriga förenklingar

När andra ordningens moment uppskattas enligt den nominella styvhetsmetoden används variabeln β , vilken beräknas beroende på fördelning av första ordningens moment. En förenkling av ekvation 5.28 för andra ordningens moment, vilken motsvarar att $\beta = 1$, anges i 5.8.7.3.4) i Eurokod 2. Denna förenkling anges kunna användas då första ordningens momentfördelning inte kan sättas till konstant, parabolisk eller symmetriskt triangulär. I Handberäkningsmetod 2 används denna förenkling oavsett vilken momentfördelning som förekommer. På förhand är det osäkert om denna förenkling är på säkra sidan.

$$M_{Ed} = \frac{M_{oEd}}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \quad (5.30)$$

Vid beräkning av nominell styvhet med ekvation 5.21 behövs faktorn k_1 för att beräkna K_c . Faktorn k_1 beror av betongens karaktäristiska tryckhållfasthet. Här antas k_1 till lägsta möjliga värde genom att välja $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. Lägsta värde på k_1 är på säkra sidan utifrån att faktorn då bidrar till en minskad nominell styvhet.

3.2 Concrete Column

Concrete Column är utformat för dimensionering och kontroll av betongpelare och betongväggar utsatta för samtidig tryckkraft och moment, i enlighet med Eurokod 2 (Strusoft, 2011).

Användaren kan se tre olika vyer i Concrete Column. En där indata anges, en annan med orienteringsfigur över pelaren, tvärsnittet och riktning på krafter. Den tredje visar resultatet i textutskrift. Concrete Column delar in pelaranalysen i dimensionering respektive kontroll. I dimensioneringsläget är armeringsmängden okänd och programmet tar fram en armering och dess placering (Strusoft, uåb). Detta utifrån belastning, materialegenskaper, tvärsnittsmått och knäckningslängd. I kontrollläget är armeringsmängden och dess placering känd. All indata utöver armering anges på samma sätt vid dimensionering och kontroll.

3.2.1 Beräkningsmetod

Programmet delar in dimensioneringen i slank dimensionering och icke slank dimensionering, där slankhetskontrollen utförs enligt Eurokod 2 (Strusoft, 2011). Är elementet slankt inkluderas andra ordningens effekter som beräknas med någon av de förenklade metoderna; nominella styvhetsmetoden eller krökningsmetoden (upp till användaren). En knäckningslängd i respektive riktning hos elementet anges av användaren innan själva beräkningen utförs av programmet. Visar det sig att andra ordningens moment är mindre än 10% av första ordningens moment inkluderas inte effekten av andra ordningen vid dimensioneringen enligt punkt (6) i avsnitt 5.8.2 i Eurokod 2.

Första ordningens dimensionerande moment i värst belastat snitt längs pelaren med avseende på yttre belastning ska användaren ange i programmet. Tillskott på grund av geometrisk imperfektion beräknas av Concrete Column om den inte ska representeras av en horisontallast vilken i så fall anges med motsvarande moment. Tillskott från andra ordningens moment

adderas också av programmet till första ordningens moment. Om första ordningens moment på grund av oavsiktlig lastexcentricitet är större blir detta moment dimensionerande.

Moment på grund av geometrisk imperfektion beräknas av programmet, men användaren påverkar om den beräknas med horisontallast eller excentricitet. Om horisontallast används beräknar man om den till ett moment som anges i programmet. Det totala momentet som anges måste vara minst lika med momentet som motsvaras av excentricitet från geometrisk imperfektion. Om momentet ska beräknas via en excentricitet anges en faktor k_e . Concrete Column anger faktorn enligt ekvation 2.23 där e_i är excentricitet från geometrisk imperfektion.

$$e_i = \frac{l_0}{k_e} \quad (2.23)^{24}$$

Elementet dimensioneras först i vardera huvudriktning. Sedan genomförs en kontroll huruvida biaxiell böjning ska beaktas, om så är fallet beräknas biaxiell utnyttjandegrad enligt Eurokod avsnitt 5.8. Precis som vid tidigare momentberäkning är momentet på grund av oavsiktlig lastexcentricitet det lägsta dimensionerande om andra ordningens moment inte blir större. Vid

Dimensionerande tryckkraftskapacitet för en icke slank pelare beräknas som summan av bidraget från betongtvärsnittets bärförmåga och armeringens bärförmåga (se ekvation 2.24), det vill säga tvärsnittets tryckkraftskapacitet.

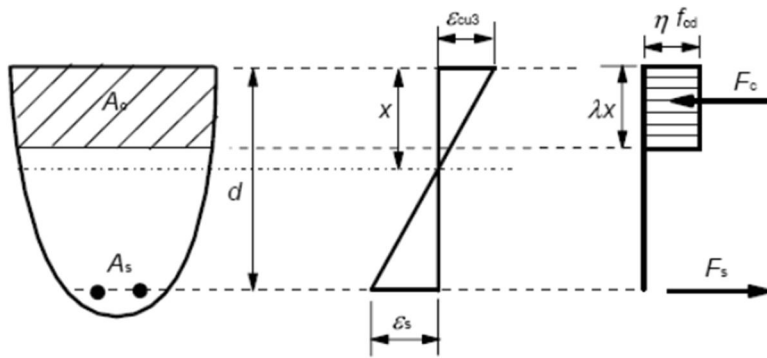
$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (2.24)^{25}$$

Ekvation 2.24 gäller för rent tryckbelastat tvärsnitt utan hänsyn till knäckning. Är pelaren slank blir tryckkraftskapaciteten det lägsta av föregående och knäckningslasten. Den beräknas med knäckningslängd enligt avsnitt 5.8.3.2 och den nominella styvheten, se ekvation 2.16. Samma ekvationer används vid kontrollberäkning, med den skillnaden att betongarean reduceras med armeringsarean. Pelarens tryckkraft- och momentkapacitet beräknas med hänsyn till momentets och normalkraftens samtidiga inverkan vilket betyder att tryckkraftskapaciteten för tvärsnittets bärförmåga även reduceras med aktuellt moment.

Förutsättningar avseende material som måste definieras inför dimensioneringen är armeringskvalitet, stångdiameter inklusive krav på diameter och antal stänger, krav på mellanrum mellan stänger, betongkvalitet, exponeringsklass, livslängd och täcksikt. Utifrån materialegenskaperna ges maximala töjningar i betongen och flyttöjningen i stålet. Från det beskrivs principen för töjningsfördelningen enligt Figur 6. Vid dimensionering används en linjär töjningsfördelning och rektangulär spänningsfördelning. Riktning för böjning antas vara parallell med tvärsnittets axlar.

²⁴ (Strusoft, Concrete Module 6, 2011, s. 23)

²⁵ (Strusoft, Concrete Module 6, 2011, s. 57)



Figur 6. Spännings- och töjningsfördelning i Concrete Column. T.v. visas ett godtyckligt tvärsnitt med dess tryckta zon (snedstrecksmarkerad). Diagrammet i mitten visar den linjära töjningsfördelningen som utifrån maximalt tillåtna töjningar. T.h. visas den antagna rektangulära spänningsfördelningen. Punktstreckad linje visar nivå av neutralt lager, det vill säga där töjningarna är 0. (Strusoft, 2011)

Programmet använder en iterativ beräkningsprocess för att ta fram nödvändigt antal stänger och motsvarande kapacitet. Töjningsfördelningen är beroende av snittkraftsfördelning och omvänt vilket kräver en iterativ beräkningsprocess för att ta fram armeringsmängd som i sin tur påverkar töjningsfördelning och snittkrafter. Iterationen tar i varje steg hänsyn till antal stänger och möjlig placering av stängerna. Iterationen beaktar också sprickbildning och icke linjära material. Beroende på dimensionerande tryck- eller dragspänning i tvärsnittet så justeras neutrala axelns läge. Programmet använder jämviktsekvationer för tvärsnittet och beräknar interaktionssambanden mellan normalkraft och moment. Beroende på vilken armeringsmängd som beräknas fram delas iterationsberäkningen in i tre delar. En för balanserad armeringsmängd, en för balanserad med tryckta stänger och en för obalanserad armeringsmängd. Armeringsstängerna placeras enligt krav i Eurokod 2 och först fylls lagret längs ut i tvärsnittet för att sedan vid behov fylla på mot tvärsnittets tyngdpunkt.

3.3 Frame Analysis

Frame Analysis kan användas för att analysera, dimensionera och kontrollera enstaka element eller exempelvis ramar i betong enligt Eurokod 2 (Strusoft, 2011b). Även dimensioneringar i stål och trä kan göras där materialvalen har särskilda anpassningar i dimensioneringsprocessen. Centralt i dimensioneringsprocessen av betongpelare är hur andra ordningens effekter tas fram. Pelare är känsliga för knäckning och därför blir uppskattningen av andra ordningens effekter betydelsefull (Isaksson et al, 2010). Frame Analysis uppskattar dessa dels med hjälp av den generella metoden och dels med nominella styvhetsmetoden respektive krökningsmetoden. Programmet beräknar effekterna i pelarens båda böjriktningar (styv samt vek), riktningar som i programmet kallas för i planet och ut ur planet. Dimensionering av pelaren görs med hänsyn till tvärsnittets och elements bärförmåga. Utgångspunkten är att Frame Analysis beräknar fördelningen av snittkrafter och utifrån dessa kan sedan en armeringsmängd tas fram (Strusoft, 2011b). Nedan ges en översikt av beräkningsmetoden som programmet använder enligt dess programbeskrivning och i avsnitt 3.4 ges en sammanställning av de indata som användaren kan påverka.

I Frame Analysis visas fyra lägen som berör indata, beräkningar och resultat. De första två heter Input geometry och Input loads där exempelvis materialkvaliteter, tvärsnittsmått, upplag och laster definieras. I nästa läge redovisas resultat gällande bland annat momentfördelning, deformation och jämviktsskontroll. Här visas inte kapaciteter efter dimensionering utan den utförs i fjärde steget där också det resultatet presenteras.

Om geometrisk imperfektion representeras med en horisontallast placeras den i beräkningsmodellen liksom övriga laster och får räknas fram för hand. Om istället en excentricitet används beräknas den först för hand, sedan anges värdet via faktorn k_e enligt ekvation 2.23. Frame Analysis kallar denna representation för Initial bow imperfektion och visar en figur som ser ut som en tryckt pelare med formen av en pilbåge.

Inför analysen kan ett antal val göras kring beräkningsutförandet. Metod för att beräkna andra ordningens moment i pelarens veka riktning kan väljas mellan de båda förenklade metoderna, där nominella styvhetsmetoden är förvald. Detta gäller inte för pelarens styva riktning där den generella metoden används. Användaren måste specificera hur täta avstånden ska vara mellan beräkningssnitten längs elementet i iterationen för betongegenskaperna. Det går att specificera snitt som är särskilt intressanta exempelvis nära upplag. Det utförs en iterationsberäkning för betongegenskaperna och en för andra ordningens analys. Lägsta reducering av styvhet kan specificeras och hänsyn till uppsprickning av tvärsnitt kan påverkas.

Användaren anger om analysen ska utföras enligt första eller andra ordningens effekter. Om första ordningens analys väljs används första ordningens förskjutningar och andra ordningens moment beräknas då med vald förenklad metod (styvhetsmetoden eller krökningsmetoden). Om andra ordningens analys väljs kommer andra ordningens förskjutningar att användas för att beräkna snittkrafterna i pelaren i planet. Oavsett val av första eller andra ordningens analys av snittkrafter beräknas andra ordningens moment i pelarens veka riktning med vald förenklad ordningens metod baserat på första ordningens snittkrafter, precis som Eurokod beskriver att man gör i nominella styvhetsmetoden.

I resultatläget visas diagram över fördelning av första och andra ordningens snittkrafter. Även deformationen visas. Detaljerade tabeller kan skrivas ut över exempelvis upplagskrafter och jämviktskontroll. När beräkningen är utförd och snittkrafter kända kan en dimensionering av pelaren genomföras. Nu dimensioneras armeringsmängden, men först måste knäckningslängd specificeras. Detta görs något olika beroende på beräkningsmetod av andra ordningens moment. Om snittkrafterna är beräknade med första ordningens analys (dvs andra ordningens moment är beräknat med en förenklad metod) anges en knäckningslängd i planet. Användaren får då beräkna denna för hand, exempelvis med de renodlade knäckningsfallen. Om ingen knäckningslängd anges använder programmet pelarens verkliga längd, det vill säga knäckningslängden för en pendelpelare. För knäckningslängd ut ur planet beräknas denna av programmet genom att användaren väljer upplagstyp ut ur planet. Om snittkraftsberäkningen däremot är utförd med andra ordningens analys så ska ingen knäckningslängd anges i pelarens plan och ut ur planet anges upplagsvillkoren.

3.3.1 Beräkningsmetod

Frame Analysis använder två steg då elementet analyseras och dimensioneras. Första steget är att analysera snittkrafter längs elementet. Steg två är att dimensionera armeringsmängd med hänsyn till andra ordningens effekter. Snittkrafterna kan beräknas antingen med första eller andra ordningens teori (Strusoft, 2011b). Vid båda dessa analyser används en iterationsprocess för att ta hänsyn till att styvheten påverkas av sprickbildning och icke-linearitet hos materialen.

Första ordningens analys av snittkrafter ger de snittkrafter som uppstår i elementet innan deformation hunnit uppstå (Strusoft, 2011b). Andra ordningens snittkrafter beräknas med hänsyn till den deformation som uppstår på grund av belastningen. Även om första ordningens snittkrafter beräknats så används alltid andra ordningens effekter vid dimensionering av

armering i steg två. När snittkrafterna beräknats med första ordningens teori i steg ett kommer andra ordningens effekter att beräknas med någon av de förenklade metoderna i steg två. Om däremot snittkrafterna beräknats med andra ordningens teori i steg ett kommer en generell metod enligt Eurokod 2 att användas för att beräkna andra ordningens effekter i steg två och motsvarande armeringsmängd. Om ingen given armering finns kan en initial armeringsmängd beräknas fram av programmet inför en mer noggrann analys av första eller andra ordningen (Strusoft, uå). Den initiala armeringsmängden beräknas då enligt första ordningens teori och utan hänsyn till uppsprickning av tvärsnitt (Strusoft, 2011b).

För att uppnå tillräckligt noggrant resultat i Frame Analysis jämförs olika mått mellan beräkningssnitten för att se hur det påverkar resultatet. Strusoft rekommenderar att inte göra för små elementindelningar. Minsta rekommenderade indelning är måttet av tvärsnittshöjden eller en tiondel av elementets längd. Då pelarna som ska dimensioneras är 2.7 m så får elementindelningen inte underskrida 0.27 m eller tvärsnittshöjden, därför används 0.5 m som utgångspunkt. Vid dimensionering görs en kontroll så att detta val inte innebär för täta eller glesa beräkningssnitt.

Analys av snittkrafter

När första ordningens snittkrafter beräknas tas ingen hänsyn till förskjutning av ramen eller elementet, dock beaktas styvhetens förändring under belastning. Det sker därmed ingen automatisk knäckningskontroll av elementet (Strusoft, 2011b), som istället tas hänsyn till via någon av de förenklade metoderna i steg två när armeringsmängden dimensioneras. Då beaktas interaktionen mellan normalkraften och momentet på elementnivå. Med andra ordningens analys av snittkrafter kontrolleras om den samtida tryckkraften och momentet på grund av förskjutningar blir för stora för tvärsnittets kapacitet vid dimensionering av armering. Knäckningsrisken är alltså inkluderad på tvärsnittsnivå. Denna kontroll tillhör den generella metoden. Om analysen inte kan verifiera ett jämviktsläge för ramens deformationer så avbryter programmet beräkningen och varnar användaren för att ramen/elementet är instabilt.

Beräkningarna i Frame Analysis utförs med en finit elementmetod utifrån förskjutningssamband i ekvation 2.25 (Strusoft, 2009). I ekvation 2.25 är K en styvhetmatris, a är en förskjutningsvektor och f är lastvektorn innehållande de yttre nodlasterna och upplagskrafter. Först definieras varje elements egenskaper och dess noder med upplagsvillkor, vilket i sin helhet definierar själva ramen som ska analyseras. Sedan formulerar programmet ekvationer för elementen (lokalt) med relationer mellan styvhet, krafter och förskjutningar. Dessa ekvationer assembleras till ett globalt ekvationssystem, dvs jämviktsekvationer för hela ramen. Programmet kan därefter lösa ekvationssystemet med hänsyn till givna upplagsvillkor och krafter. Uppgifter om styvheten erhålls dels från indata och dels från en iterativ beräkning för att ta hänsyn till icke-lineariteter hos materialet under belastning som reducerar styvheten. Beräkningen resulterar i nodförskjutningar och stödreaktioner för elementet, vilket används i de tidigare definierade lokala ekvationerna för att beräkna bärverksdelarnas snittkrafter.

$$Ka = f \quad (2.25)$$

Beräkningar av en betongpelare blir komplicerade på grund av att styvheten förändras vid uppsprickning, icke-linjärt materialbeteende och långtidseffekterna krympning och krypning (Strusoft, 2011b). Programmet använder en iterativ beräkningsprocess för att ta fram det reducerade styvhetsvärdet efter att ha beräknat snittkrafter. Med hjälp av det ospruckna tvärsnittets area och yttröghetsmoment och övriga förutsättningar kan snittkrafter beräknas. De

spänningar, töjningar och den krökning som uppstår beräknas, om tvärsnittsarea och yttröghetsmoment behöver justeras så räknas dessa om till effektiva värden. Om nya värden beräknas fram så används dessa effektiva styvhetsvärden till att beräkna nya snittkraftsfördelningar och processen upprepas tills konvergerande styvhetsvärden uppnått. Efter det kontrolleras om töjning eller krökning påverkas till följd av förändrade styvhetsvärden, då beräknas vilka snittkrafter detta motsvarar och iterationen upprepas. Flödesschema visas i Bilaga A. Med uppdaterade värde på töjning och krökning kan den effektiva styvheten beräknas med ekvationerna 2.26 och 2.27.

$$A_{eff} = N/E_c/\varepsilon \quad (2.26)^{26}$$

$$I_{eff} = M/E_c/\kappa \quad (2.27)^{27}$$

För att ta hänsyn till uppsprickningens och andra icke-lineariteters inverkan på det effektiva tvärsnittets egenskaper ska elementet delas in i flera mindre element (Strusoft, 2011b). Detta gör användaren genom att specificera olika beräkningssnitt längs elementets längd. Antingen vid särskilt intressanta delar eller bara en generell indelning. Enligt Strusoft ska inte för täta snitt användas då det kan försämrare resultatet. Rekommendationen ges att inte ange tätare beräkningssnitt än tvärsnittshöjden eller $L/10$, där L är elementlängden.

Dimensionering av armering

Elementets slankhet kontrolleras både i styv och vek riktning (Strusoft, 2011b). Vid kontroll i planet så kan användaren välja om nominella styvhetsmetoden alternativt krökningsmetoden ska användas eller om den generella metoden ska användas. Men ut ur planet kan användaren enbart välja mellan de båda förenklade metoderna för att beräkna andra ordningens moment och knäckningslängd. När analysen gjorts med första ordningens snittkrafter och dimensionering av armering sker med en förenklad metod anges knäckningslängden i planet och ut ur planet beräknas knäckningslängden utifrån upplag som definieras. När snittkraftsanalysen gjorts enligt andra ordningens teori och dimensionering av armering sker med den generella metoden behöver ingen knäckningslängd anges i planet. Den är redan beaktad med den generella metoden som tar hänsyn till förskjutningar. Ut ur planet i detta fall beräknas knäckningslängden utifrån definierade upplag och andra ordningens moment med en förenklad metod.

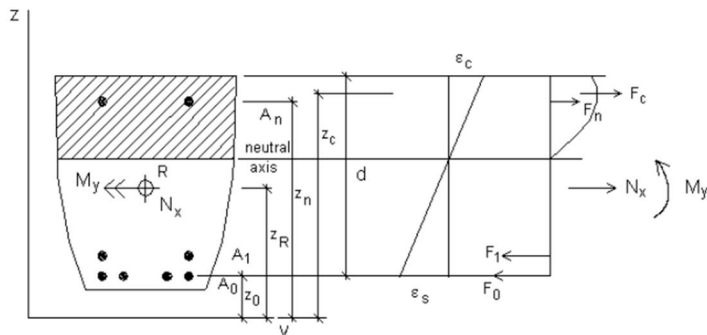
I programbeskrivningen förklaras att geometrisk imperfektion kan beaktas antingen med faktorn k_e eller via en horisontell last, men att Frame Analysis inte använder detta (Strusoft, 2009). Användaren måste alltså ange ett värde på faktorn k_e om geometrisk imperfektion ska beaktas. Beaktning av geometrisk imperfektion via faktorn k_e kallas i programmet att ta hänsyn till initialkrokighet. Initialkrokigheten appliceras i den minst gynnsamma riktningen. Strusoft föreslår att initiallutning kan representeras med en motsvarande horisontallast (Strusoft, 2011b).

För att dimensionera armeringen krävs en iterativ beräkningsprocess för att varje kombination av töjningsfördelning, armeringsmängd och dess placering ger en snittkraftsfördelning (Strusoft, 2011b). Programmet använder jämviktsekvationer för elementets kritiska tvärsnitt. Förutsättningar för jämviktsekvationerna behöver ställas upp inför beräkning. Det gäller bland annat riktning för böjning som antas vara parallella med tvärsnittets koordinataxlar, likaså

²⁶ (Strusoft, 2011b, ss. 41-42)

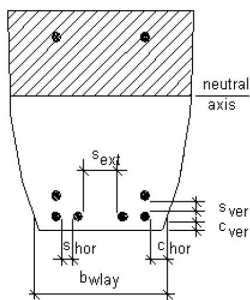
²⁷ (Strusoft, 2011b, ss. 41-42)

neutrala lagret. Även materialkvalitet, stångdiameter, täcksikt, stångdiameter, minsta mellanrum mellan stänger etc. Eftersom iterationsprocessen ger en placering av armeringsmängden så krävs att sådan indata bestäms på förhand. En linjär töjningsfördelning antas som beror på värden för maxtöjningar, se Figur 7. Jämviktsekvationerna tar hänsyn till den samtidiga belastningen av normalkraft och moment (Strusoft, 2011b). Jämvikt ska råda både för axiell last och för moment, därför behövs två jämviktsekvationer där både normalkraften och moment inverkar på tvärsnittet samtidigt. Strusoft beskriver att vid biaxiell böjning använder Frame Analysis en approximativ metod för att få fram resultat då mer än en lösning finns (Strusoft, 2011b). Inga vidare detaljer kring detta ges.



Figur 7. Spännings- och töjningsfördelning i Frame Analysis. Riktning för böjning antas parallellt med tvärsnittets axlar och en linjär töjningsfördelning förutsätts (Strusoft, 2011b).

När Frame Analysis beräknar erforderlig mängd armering och ska placera denna i tvärsnittets övre och undre lager fylls först det nedre lagret på och lager adderas succesivt som de fylls på, se Figur 8 (Strusoft, 2011b). När ett nytt lager läggs till måste en ny beräkning med det nya lagrets tyngdpunkt utföras. Lager på ena sidan om tvärsnittets neutrala axel läggs bara till fram till denna axel, när det är fullt hit anses tvärsnittets kapacitet fullt uppnådd.



Figur 8. Armeringsplacering i Frame Analysis. Armeringen placeras i översta/understa lagret först och sedan fylls lagren på succesivt och nya adderas vid behov (Strusoft, 2011b).

3.4 Sammanställning av möjliga indata och utdata i beräkningsprogrammen

I Tabell 1 visas en sammanställning av all indata som kan påverkas i Concrete Column (C) och Frame Analysis (F). Om indata inte kan påverkas anges ett bindestreck (-). Även en sammanställning för vilken utdata som kan redovisas i de båda beräkningsprogrammen redovisas, se Tabell 2.

Tabell 1. Indata som kan påverkas inför beräkning i Frame Analysis och Concrete Column. I kolumn 2 och 3 förkortas Concrete Column med ett C och Frame Analysis med ett F. Om en asterisk (*) anges används värden enligt Eurokod 2 om inte dessa manuellt ändras i programmen.

Indata som kan påverkas i beräkningsprogrammen	Värde specificeras	Indata bockas för
Geometri		
Elementlängd	C/F	
Tvärsnittsmått	C/F	
Upplag	-/F	
Knäckningslängd	C/F (första)	
Anslutande element med egenskaper	-/F	
Geometrisk imperfektion	C/F	
Slankt element		C/-
Stabiliserad i styv alt. vek riktning		C/F
Betong		
Hållfasthetsklass	C/F	
Exponeringsklass	C/F	
Livslängd	C/F	
Typ av draghållfasthet (bruksgräns)		C/F
Kryptal	C/F	
Effektivt kryptal	C/F	
Krympning		-/F
Armering		
Kvalitet	C/F	
Armeringsdiameter	C/F	
Armeringsdiameter byglar	C/F	
Jämnt avstånd eller buntade	C/F	-/F
Avstånd mellan stänger	C*/F*	
Avstånd mellan byglar	C*/F*	
Lutning på byglar	-/F	
Täckskikt	C*/F*	
"Vibration space"	C*/F*	
Största aggregatstorlek	C*/F*	
"Cover deviation"	C*/F*	
Last		
Max snittkraft (moment, normalkraft)	C/-	
Last (Linje-/punkt-/etc.) (storlek)	-/F	
Varaktighet		-/F

Angreppspunkt	-/F	
Lastkombinationer	-/F	
Inbördes beroende		C/F
Beräkning		
Inkludera tvärkraftsarmering		C/F
Använd tryckkraftsarmering		-/F
Minsta längsgående armeringsmängd (EK)		C/F
Uppskatta armeringsmängd inför beräkning		-/F
Första/andra ordningens analys		-/F
Metod för andra ordningens moment		C/F
Antal tvärsnitt att redovisa snittkrafter	-/F	
Konvergensgrad (tvärsnittsberäkning)	C/F	
Max antal iterationer (tvärsnittsberäkning)	C/F	
Konvergensgrad (andra ordn. analys)	-/F	
Max antal iterationer (andra ordn. analys)	-/F	
Konvergensgrad (styhetsberäkning)	-/F	
Max antal iterationer (styhetsberäkning)	-/F	
Lägsta styvhetsreducering	-/F	
Hänsyn till spruckna tvärsnitt		C/F
Beräkningssnitt (hänsyn till sprickor)	-/F	

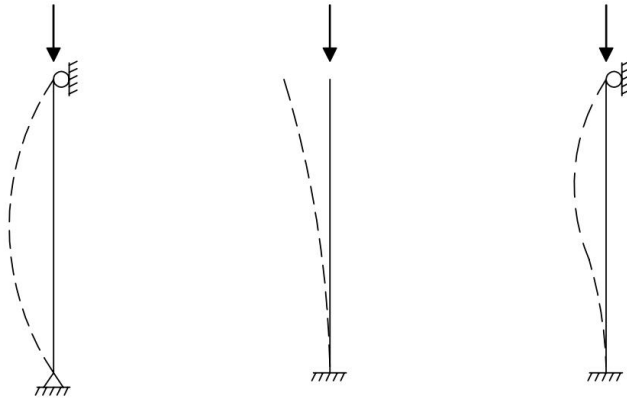
Tabell 2. Möjliga utdata i Concrete Column respektive Frame Analysis.

Utdata från beräkningsprogrammen	Värde eller tabell	Diagram
Snittkrafter		
Moment från last	C	
Moment från geometrisk imperfektion	C	
Moment pga. andra ordningens effekter, ΔM	C	
Moment pga. oavsiktlig lastexcentricitet	C	
Information ovan ges i båda riktningarna	C	
Normalkraft	C	
Nodlaster	-/F	
Nodförskjutningar	-/F	
Upplagsreaktioner	-/F	
Max-/min.värden (M, V, M, σ)	-/F	
Jämviktskontroll	-/F	
Interaktionssamband	-/F	C/F
Total inverkan av moment (1,2)	-/F	-/F
Total inverkan av normalkraft (1, 2)	-/F	-/F
Total inverkan av tvärkraft (1,2)	-/F	-/F
Total deformation (1,2)		-/F
Information ovan ges i båda riktningarna	-/F	
Kapaciteter		
Momentkapacitet	C/F	

Information ovan ges i båda riktningar	C/F	
Utnyttjandegrad moment	C/F	
Biaxiell momentkapacitet	C/F	
Tryckkraftskapacitet m.a.p. tvärsnittets förmåga	C	
Tryckkraftskapacitet m.h.t. aktuellt moment	C/F	
Utnyttjandegrad tryckkraftskapacitet (tvärsnittsnivå)	C/F	
Tryckkraftskapacitet m.h.t. slankhet	C	
Utnyttjandegrad tryckkraft m.h.t. slankhet	C	
Information ovan ges i båda riktningar	C/F	
Tvärkraftskapacitet	C/F	
Egenskaper tvärsnitt		
Tvärsnittsarea	-/F	
Yttröghetsmoment i båda riktningar	-/F	
Tröghetradie i styv/vek riktning	C/F	
Tyngdpunkt för armerat tvärsnitt	-/F	
Böjmotstånd i styv/vek riktning	-/F	
Tryckt zon hos tvärsnitt		C
Spänningsfördelning över tvärsnitt		C
Töjningsfördelning över tvärsnitt		C
Spänningsfördelning längs pelaren (N+M)	-/F	
Töjningsfördelning längs pelaren (N+M)	-/F	
Armeringsplacering	C/F	C/F
Generell information		
Effektivt krytpal	C/F	
Slankhetstal i styv/vek riktning	C	
Knäckningslängd i styv/vek riktning	C/F	
Yttre belastning och gränstillstånd	C/F	
För verifiering av indata		
Betongkvalitet	C/F	
Övriga betongegenskaper (exponeringsklass, mm.)	C/F	
Armeringskvalitet och diameter	C/F	
Övriga armeringsegenskaper	C/-	
Definition slank resp. kort	C	
Stabilisering i något led	C/F	
Tvärsnittsmått	C	
Verklig längd	C/F	
Upplag	-/F	
Hänsyn till geometrisk imperfektion	C/F	
Snittkrafter beräknade m. första/andra ordningens teori	-/F	
Metod för andra ordningens moment (styv/vek riktning)	C/F	

4 Dimensioneringsfall

Jämförelsen mellan beräkningsprogrammen utgår från ett antal dimensioneringsfall som är delvis definierade med hjälp av Eulers knäckningsfall. I Figur 9 presenteras de knäckningsfall som används. Knäckningsfall 1 är en pendelpelare och knäckningsfall 2 är en konsolpelare. Det tredje knäckningsfallet är en pelare som är fast inspänd i botten och har ett rulllager i toppen.



KNÄCKNINGSFALL 1

KNÄCKNINGSFALL 2

KNÄCKNINGSFALL 3

Figur 9. Knäckningsfall 1-3 med respektive upplagsvillkor och knäckningsmod.

Varje knäckningsfall delas in i tre olika dimensioneringsfall a, b, och c. I dimensioneringsfall a utsätts pelaren för en centriskt angripande tryckkraft och det moment som belastar pelaren uppstår på grund av eventuell geometrisk imperfektion eller oavsiktlig lastexcentricitet. I fall b angriper tryckkraften avsiktligt excentriskt och orsakar ett större moment än det på grund av geometrisk imperfektion eller oavsiktlig lastexcentricitet. Dimensioneringsfall c har utöver samma excentriska tryckkraft som i fall b en sidolast som också ger upphov till en momentbelastning. Detta resulterar i nio olika dimensioneringsfall. Det som skiljer fallen åt inför dimensionering är alltså knäckningslängd, belastning och inverkan av geometrisk imperfektion, lastexcentricitet och effektivt kryptal eftersom det beror på belastningen. Även faktorer som betongkvalitet, armeringsdiameter, tvärsnittsmått som avgörs under dimensionering kan komma att skilja sig åt mellan de nio fallen.

Pelarna antas vara 2.7 m höga och placerade i en kontorsbyggnad på nedersta plan, av totalt sju plan. Med en lastnedräkning enligt avsnitt 2.10 i Byggkonstruktion (Tord Isaksson A. M., 2010) beräknas tryckkraften N_{Ed} som belastar pelaren. I brottgränstillstånd är tryckkraften 1500 kN och i bruksgränstillstånd 1100 kN. Sidolasten representeras av en vindlast vilken räknas om till en linjelast utifrån pelarnas längd och centrumavstånd på 5 m. Vindlasten blir 10.50 kN i brottgränstillstånd. Enligt Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al, 2010) kan vindlasten i bruksgränstillstånd sättas till 0 kN. Lasterna är beräknade i bruksgränstillstånd för att kunna ta fram det effektiva kryptalet.

För avläsning av kryptalet krävs att cementtyp antas, här väljs normal cement (N) där hållfasthetens tillväxt sker i normal takt. Pålastningen antas ske tidigast vid 28 dagars ekvivalent ålder. Eftersom pelarna är placerade inomhus i en vanlig kontorsbyggnad är exponeringsklassen X0 och livslängden bestäms till 50 år.

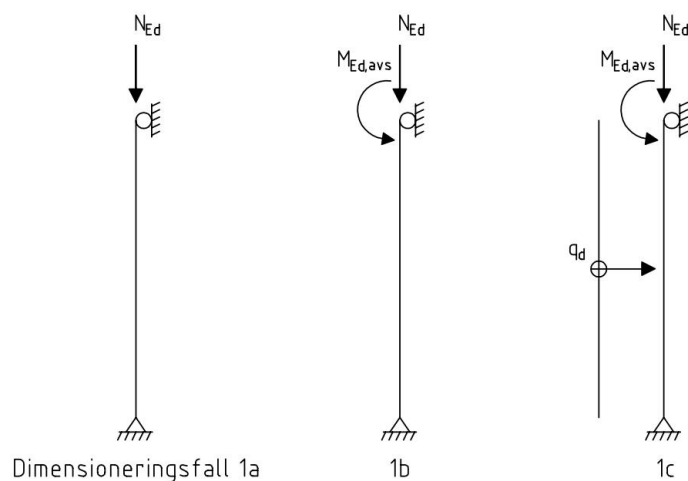
Vid dimensionering av betongpelare finns det många kombinationer av tvärsnittsmått, hållfasthet och armeringsdiameter som är möjliga för att kunna hantera aktuell belastning. För att underlätta jämförelsen och valet av dessa parametrar hålls de likadana inom varje

dimensioneringsfall. Samma tvärsnittsmått, hållfasthet och armeringsdiameter används då vid varje beräkningsmetod för respektive fall. Det som då återstår är att fastställa armeringsmängd med de olika metoderna.

I avsnitt 4.1 fram till 4.3 presenteras dimensioneringsfallen och de indata som används vid dimensionering. För dimensionering med Concrete Column måste första ordningens moment först beräknas då denna anges som indata, vilken också presenteras i dessa avsnitt.

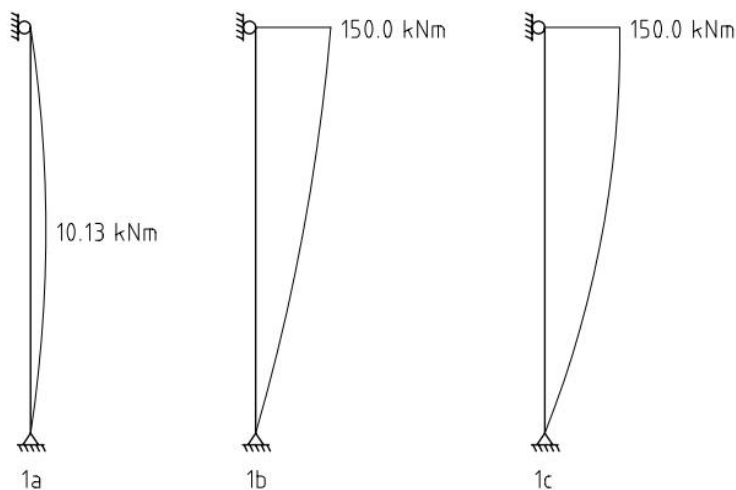
4.1 Dimensioneringsfall 1

De tre belastningarna av pendelpelaren visas i Figur 10. Knäckningslängden beräknas utifrån Eulers knäckningsfall där $\beta = 1$ för en pendelpelare. Det medför att knäckningslängden är densamma som pelaren verkliga längd, 2.7 m.



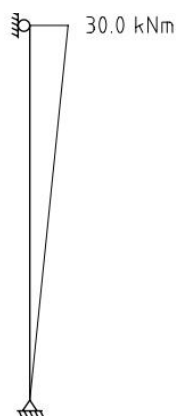
Figur 10. Dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.

Första ordningens momentfördelningar beräknas då dessa används som indata i Concrete Column och handberäkningar. Momentfördelningarna beror på geometrisk imperfektion, excentrisk tryckkraft och sidolast. För att representera geometrisk imperfektion används i detta fall en excentricitet, e_i , som är lika stor i fall 1a, 1b och 1c eftersom längd, knäckningslängd och m är samma för fallen. Initialkrokigheten reduceras inte m.a.p. längd eller antal pelare då inverkan på enskild pelare ska bestämmas. Faktorerna α_h och α_h beräknas båda till 1.0 då $l = L$ och $m = 1$. Detta ger en excentricitet på 6.75 mm. Första ordningens momentfördelning i dimensioneringsfall 1a beror enbart på geometrisk imperfektion. I fall 1b verkar utöver moment på grund av geometrisk imperfektion också ett moment på grund av att tryckkraften angriper excentriskt i pelarens topp. Momentet beräknas till 150 kNm genom att multiplicera tryckkraften med excentriciteten (100 mm). Detta moment är lika stort i dimensioneringsfall 1b och 1c eftersom tryckkraften och excentriciteten är densamma. I fall 1c beror momentfördelningen dels av den excentriska tryckkraften och dels av sidolasten. Momentfördelningen på grund av sidolasten beräknas med hjälp av lastfallet med motsvarande upplag i Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al, 2010b). I Figur 11 visas första ordningens momentfördelning för de tre fallen.



Figur 11. Första ordningens momentfördelning i dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.

Om andra ordningens moment skulle bli mindre än första ordningens moment på grund av oavsiktlig lastexcentricitet blir det senare momentet dimensionerande. Detta kan bara bli aktuellt för fall 1a då tryckkraften antas angripa centriskt. I fall 1b och 1c antas tryckkraften angripa med större excentricitet än den oavsiktliga. Minsta lastexcentricitet som bör beaktas är 20 mm. Första ordningens momentfördelning för den oavsiktliga lastexcentriciteten visas i Figur 12.



Figur 12. Första ordningens momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet i dimensioneringsfall 1.

4.1.1 Indata

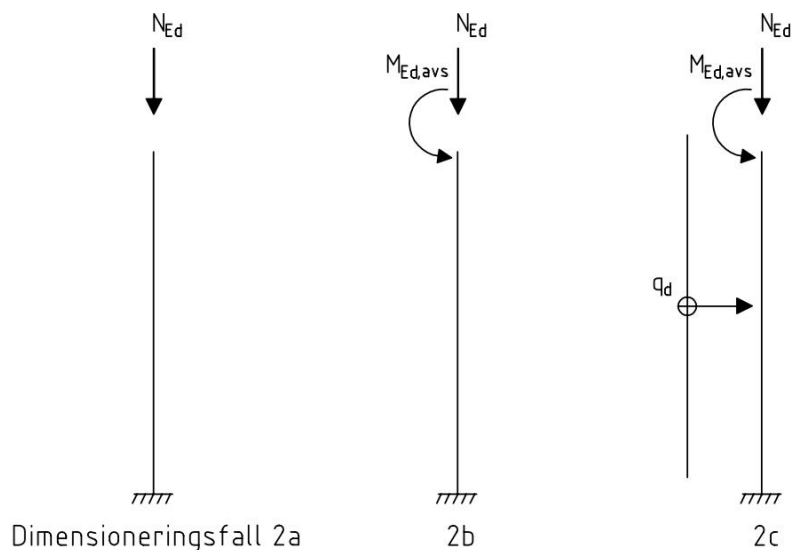
I Tabell 3 visas en sammanställning av indata för dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c. Den anges något olika beroende på vilken beräkningsmetod som används. Exakt hur all indata är angiven vid varje beräkningsmetod kan läsas i bilaga B.

Tabell 3. Förutsättningar för dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.

Parameter	Knäckningsfall 1a	Knäckningsfall 1b	Knäckningsfall 1c
Tvärsnittsmått (mm ²)	350x350	350x400	350x400
Hållfasthet (MPa)	C20	C20	C20
Armeringsdiameter (mm)	12	14	14
Effektivt kryptal	2.20	1.760	1.321
Knäckningslängd (m)	2.7	2.7	2.7
N_{Ed} (kN)	1500	1500	1500
Geometrisk imp., e_i (m)	0.00675	0.00675	0.00675
$M_{avs,max}$ (kNm)	-	150	150
q_d (kN/m)	-	-	10.5
$M_{oavs,max}$ (kNm)	30	30	30

4.2 Dimensioneringsfall 2

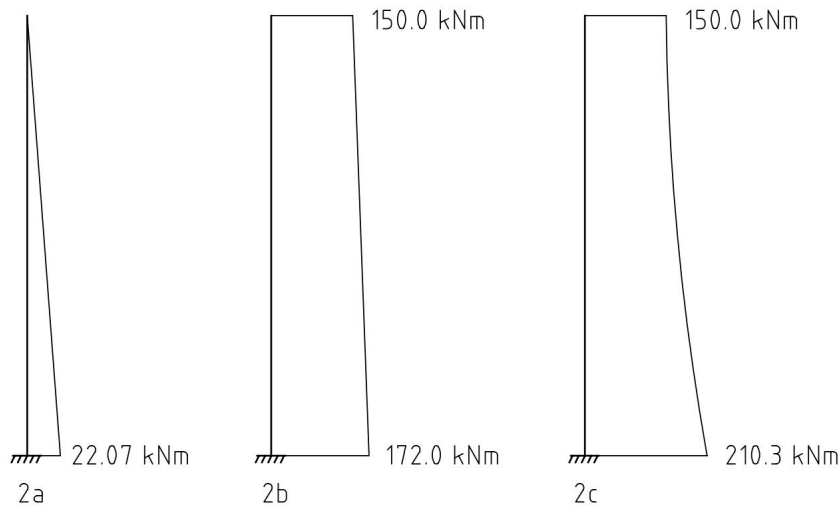
Fall 2 representeras av en konsolpelare som utsätts för de tre olika belastningarna som visas i Figur 13. Konsolpelaren har den största knäckningslängden av de tre knäckningsfallen som används i denna dimensionering. För en konsolpelare är $\beta = 2.18$ vilket tillsammans med den verkliga längden 2.7 m ger en teoretisk knäckningslängd på 5.89 m.



Figur 13. Dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.

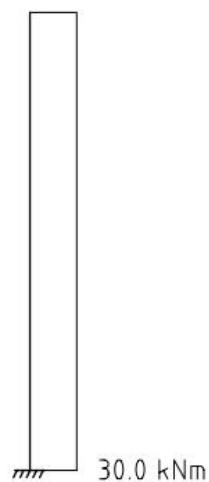
Första ordningens momentfördelning visas i Figur 14. I fall 2a beror momentfördelningen på den geometriska imperfektionen som i sin tur är beroende av knäckningslängd och tryckkraft. Imperfektionen beräknas i detta dimensioneringsfall med hjälp av en horisontell last, H_i , istället för en excentricitet som i fall 1. Detta för att få samma typ av momentfördelning som övrig belastning i fall 2. Den horisontella lasten beräknas genom att multiplicera tryckkraften med den beräknade initiallutningen av pelaren. I detta knäckningsfall reduceras inte initiallutningen m.a.p. längd eller antal pelare då inverkan på enskild pelare ska bestämmas vilket ger att faktorerna α_h och α_h beräknas båda till 1.0. Detta ger en initiallutning på 0.005 och motsvarande horisontallast beräknas till 7.5 kN som verkar i pelarens topp eftersom den placeringen orsakar störst momentbelastning. Fördelningen kan sedan beräknas utifrån lastfall.

Den geometriska imperfektionen är lika stor i fall 2a som 2b och 2c. I fall 2b beror även momentfördelningen på den excentriska tryckkraften. För en konsolpelare bli denna fördelning konstant utmed pelarens längd. I fall 2c beror momentfördelningen utöver samma faktorer som i fall 2b också på en sidolast. Den momentfördelningen beräknas med hjälp av motsvarande lastfall.



Figur 14. Första ordningens momentfördelning i dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.

Första ordningens moment på grund av oavsiktlig lastexcentricitet visas i Figur 15. Den baseras på en minsta lastexcentricitet (20 mm) som ska beaktas enligt Eurokod. Eftersom excentriciteten hos tryckkraften i fall 2b och 2c är större än 20 mm kan inte andra ordningens moment bli mindre än momentet på grund av oavsiktlig lastexcentricitet i dessa fall. I fall 2a kan däremot detta moment bli dimensionerande.



Figur 15. Första ordningens momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet i dimensioneringsfall 2.

4.2.1 Indata

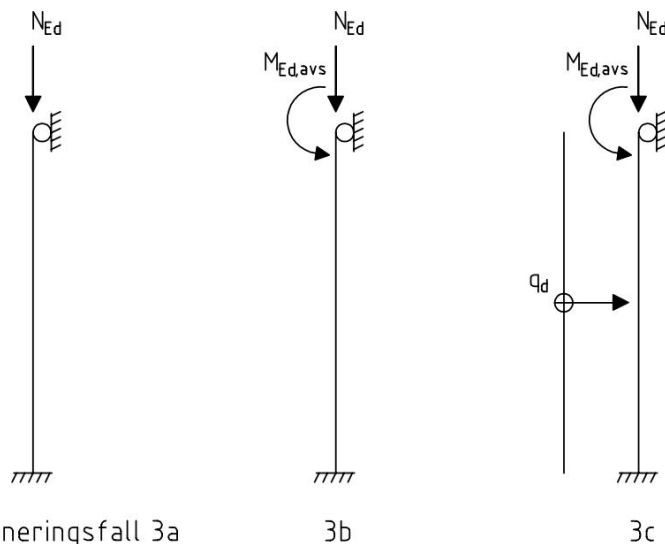
Sammanställningen av indata för dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c presenteras i Tabell 4. Som beskrevs för fall 1 anges indata olika beroende på vilken beräkningsmetod som används och exakt hur den är angiven vid varje beräkningsmetod återges i bilaga B.

Tabell 4. Förutsättningar för dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.

Parameter	Knäckningsfall 2a	Knäckningsfall 2b	Knäckningsfall 2c
Tvärsnittsmått (mm ²)	350x350	350x450	350x450
Hållfasthet (MPa)	C20	C30	C35
Armeringsdiameter (mm)	12	16	14
Effektivt kryptal	2.20	1.760	1.321
Knäckningslängd (m)	5.89	5.89	5.89
N_{Ed} (kN)	1500	1500	1500
Geometrisk imp., H_i (kN)	7.5	7.5	7.5
$M_{avs,max}$ (kNm)	-	150	150
q_d (kN/m)	-	-	10.5
$M_{oavs,max}$ (kNm)	30	30	30

4.3 Dimensioneringsfall 3

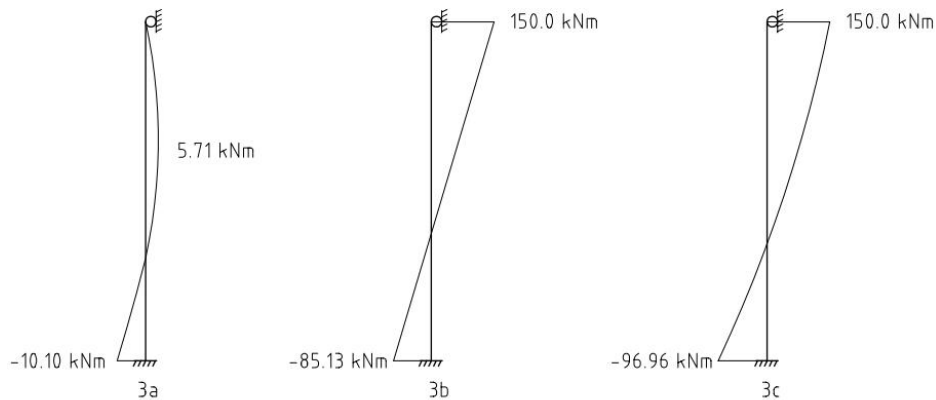
Det tredje fallet är en pelare som har en fast inspänning i botten och ett rullager i toppen där förskjutning i horisontalled är förhindrad, se Figur 16 med de tre belastningstyperna. Knäckningslängden för denna typ av upplag hos pelaren blir 2.08 m då är $\beta = 0.77$ och den verkliga längden 2.7 m.



Figur 16. Dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.

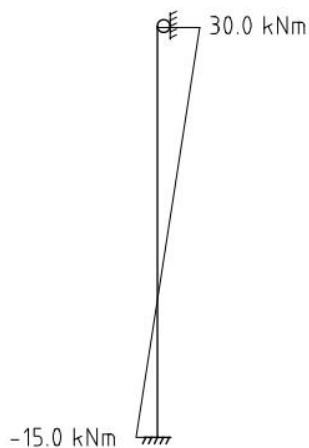
Den geometriska imperfektionen är som i fall 1 beräknat med en excentricitet, e_i . Faktorerna α_h och α_h är 1.0 som i fall 1 vilket ger samma initialkrokighet, 5mm. Men knäckningslängden är mindre i fall 3 och därför blir även excentriciteten mindre. Den beräknas till 5.2 mm och är lika stor i fall 3a, 3b och 3c. I fall 3b ger även den excentriska tryckkraften upphov till ett moment längs pelaren vilken beräknas med hjälp av lastfall. Utöver geometrisk imperfektion

och excentrisk tryckkraft ger även sidolasten upphov till momentfördelningen i fall 3c, även den beräknas med lastfall. Momentfördelningarna i respektive fall presenteras i Figur 17.



Figur 17. Första ordningens momentfördelning i dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.

Oavsiktlig lastexcentricitet ger upphov till moment som kan bli dimensionerande. I Figur 18 visas fördelningen av detta moment. Som i tidigare beskrivna fall är excentriciteten hos tryckkraften större än den oavsiktliga i fall 3b och 3c, därmed kan denna komma att bli dimensionerande enbart i fall 3a.



Figur 18. Första ordningens momentfördelning på grund av oavsiktlig lastexcentricitet i dimensioneringsfall 3.

4.3.1 Indata

I Tabell 5 visas sammanställningen av indata för dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c. Den exakta indata vid respektive beräkningsmetod presenteras i bilaga B.

Tabell 5. Förutsättningar för dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.

Parameter	Knäckningsfall 3a	Knäckningsfall 3b	Knäckningsfall 3c
Tvårsnittsmått (mm ²)	300x300	300x350	300x350
Hållfasthet (MPa)	C20	C25	C25
Armeringsdiameter (mm)	12	14	14
Effektivt kryptal	2.27	2.05	2.05
Knäckningslängd (m)	2.08	2.08	2.08
N_{Ed} (kN)	1500	1500	1500
Geometrisk imp., e_i (m)	0.0052	0.0052	0.0052
$M_{avs,max}$ (kNm)	-	150	150
q_d (kN/m)	-	-	10.5
M_{oavs} (kNm)	30	30	30

5 Resultat och analys

I detta avsnitt presenteras resultat som erhållits vid beräkningar av dimensioneringsfallen med Concrete Column, Frame Analysis och handberäkningsmetod 1 samt 2. Det är dels dimensioneringar och dels kontrollberäkningar. I sista avsnittet redovisas de skillnader som noterats i enskilda parametrar såsom knäckningslängd och nominell styvhet.

5.1 Dimensionering av de olika fallen

Varje dimensioneringsfall är dimensionerat en gång med respektive metod vilket resulterar i fyra resultat för varje fall. Dimensionerande moment blev olika i alla fallen och endast i ett fall blev armeringsmängden samma med alla metoderna. Generellt blev det små absoluta skillnader i armeringsmängd mellan handberäkningsmetod 1 och 2. Armeringen placeras i de flesta fallen olika med respektive beräkningsmetod.

5.1.1 Dimensionerande krafter och erforderlig armeringsmängd

Tryckkraftens storlek varierar inte mellan varken dimensioneringsfall eller beräkningsmetoder. I samtliga fall blir den dimensionerande tryckkraften 1500 kN. I alla dimensioneringsfall blev andra ordningens dimensionerande moment olika beroende på beräkningsmetod. Storleken på andra ordningens moment i pelarens styva riktning varierar mellan de olika metoderna enligt Tabell 6, där de relativa skillnaderna uppgår till mellan 20-125%. Den största absoluta skillnaden kan observeras i fall 2c där den förenklade handberäkningsmetoden ger 71,3 kNm större moment än Frame Analysis.

Tabell 6. Dimensionerande andra ordningens moment i pelarens styva riktning.²⁸

Fall	Concrete Column	Frame Analysis	Hand 1	Hand 2	Största skillnad
	Medz (kNm)				
1a	15,2	20,2	15,3	14,2	42%
1b	179,9	150	180,1	179,3	20%
1c	179,9	150	180,1	179,3	20%
2a	69,9	31,1	-	-	125%
2b	287,6	237,4	288,6	313,7	58%
2c	286,8	271,7	342,8	343,0	26%
3a	9,6	14,9	10,9	10,8	55%
3b	169,4	150	188,8	188,0	26%
3c	169,4	150	188,8	188,0	26%

Den största relativa skillnaden fås i fall 2a där Concrete Column beräknar momentet till 69.9 kNm, vilket är 125% större än momentet från Frame Analysis som blir 31.1 kNm. Enligt handberäkningsmetoderna är knäckningslasten lägre än tryckkraften vilket gör att det inte går att dimensionera pelarens armeringsmängd under givna förutsättningar och därmed beräknas inte något andra ordningens moment.

²⁸ Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

I dimensioneringsfall 2b och 3a uppgår de relativa skillnaderna till 58% samt 55% och i övriga fall är skillnaden mellan 20-42%. Frame Analysis räknar fram det lägsta andra ordningens moment i de flesta fall, bortsett från 1a och 3a som är utmärkande för att första och andra ordningens momentbelastning är liten.

Det största momentet erhålls med handberäkningsmetoderna för de fall då pelaren belastas av ett större moment än det på grund av geometriska imperfektioner, sålunda i 6 av 9 fall. Concrete Column ger i de flesta dimensioneringsfall ett moment i storleksordning mellan resultaten från Frame Analysis och de båda handberäkningsmetoderna, alltså varken minsta eller största moment. Generellt sett är Concrete Columns resultat närmare handberäkningsmetoderna än Frame Analysis.

Ser man till själva knäckningsfallen (1, 2 och 3) så minskar de relativa skillnaderna mellan beräkningsmetodernas resultat ju större momentbelastningen av pelaren blir, alltså i fall a är skillnaderna störst, mindre i fall b och minst i fall c. I fall a utsätts pelaren för ett mindre första ordningens moment än i fall b och c. Detta indikerar på att storleken på pelarens belastning påverkar variationen på andra ordningens moment mellan beräkningsmetoderna.

För fyra fall (1b, 1c, 3b och 3c) blir dimensionerande andra ordningens moment lika stort i Frame Analysis som första ordningens högsta moment, till skillnad från övriga metoder som beräknar fram ett större andra ordningens moment i dessa fall. Detta beror troligtvis på att Frame Analysis använder en finit elementmetod för att beräkna andra ordningens effekter. Randvillkoret i toppen där första ordningens moment är 150 kNm tillåter inte en ökning av momentet på grund av upplagsdefinitionen där inget momentupptagande är möjligt i pelartoppen. Förstoringen av första ordningens moment börjar därmed i närmaste beräkningssnitt intill upplaget. I dessa fall är inte den yttre belastningen tillräckligt stor för att andra ordningens moment längs pelaren ska bli större än 150 kNm vilket gör detta till dimensionerande storlek. Concrete Column och handberäkningsmetoderna tar inte hänsyn till momentfördelningen på detta vis utan använder en förstoringfaktor baserat på nominell knäckningslast som multipliceras med första ordningens moment för att uppskatta andra ordningens moment.

Samtliga metoder beräknar andra ordningens moment i både styv och vek riktning och beaktar biaxiell böjning enligt Eurokod. Concrete Column och handberäkningsmetoderna använder samma beräkningsmetod i styv och vek riktning. Frame Analysis däremot använder en generell metod i styv riktning och en förenklad metod i den veka riktningen. Första ordningens moment i dimensioneringsfallen belastar pelaren i dess styva riktning. Eftersom denna riktning bör vara dimensionerande redovisas enbart resultat för pelarens styva riktning. Generellt kan beskrivas att alla beräkningsmetoderna tar hänsyn till oavsiktlig lastexcentricitet och geometriska imperfektioner i både styv och vek riktning. Dock tar Frame Analysis hänsyn till oavsiktlig lastexcentricitet enbart i styv riktning.

Den biaxiella momentkapaciteten beräknas med alla fyra metoderna på samma sätt, dock skiljer det lite i vilka fall metoderna kontrollerar denna och hur stor utnyttjandegraden blir. Det beror delvis på att dimensionerande moment och armeringsmängd (därmed momentkapacitet) blir olika mellan metoderna. Om biaxiell utnyttjandegrad ska kontrolleras eller ej beror på ekvivalent slankhet och relativt tvärsnittsmått. Eftersom slankheten skiljer mellan metoderna kan detta sannolikt ha påverkat när biaxiell kontroll är utförd eller ej.

Armeringsmängd

Erforderlig armeringsmängd i samtliga dimensioneringsfall presenteras i Tabell 7 och varierar inom fallen mellan 0-100% med de olika beräkningsmetoderna. Den största relativa skillnaden beräknas i fall 1b och 2c där skillnaden blir 100% mellan beräkningsmetoderna, Frame Analysis ger den minsta armeringsmängden och handberäkningarna den största. Den största absoluta skillnaden uppstår i fall 1b och 2c där handberäkningsmetoderna ger 8 st fler stänger än Frame Analysis.

Tabell 7. Erforderligt antal armeringsstänger (totalt i tvärsnittet).²⁹

Fall	Antal armeringsstänger				Största skillnad
	Concrete Column	Frame Analysis	Hand 1	Hand 2	
1a (φ12)	4	4	4	4	0%
1b (φ14)	12	8	16	16	100%
1c (φ14)	12	10	16	16	60%
2a (φ12)	18	17	-	-	6%
2b (φ16)	13	7	10	10	86%
2c (φ14)	16	8	16	16	100%
3a (φ12)	12	12	14	14	17%
3b (φ14)	18	13	20	22	69%
3c (φ14)	18	16	20	22	38%

Enbart i fall 1a fås samma mängd armering med samtliga beräkningsmetoder; 4 stänger. Detta beror troligtvis på att andra ordningens moment blev mindre än moment på grund av oavsiktlig lastexcentricitet (30 kNm) och därmed har detta moment som är samma i alla beräkningsmetoderna varit grunden för armeringsmängden. En annan möjlig orsak kan vara att dimensionerande krafter var så pass små att minsta tillåtna armeringsmängd blev avgörande vilken beror av betongtvärsnittets area. Dock kan detta ifrågasättas eftersom storleken på dimensionerande moment var samma för fall 3a (30kNm), minimiarmering för båda fallen är 4 stänger, och trots detta har minimiarmeringsmängden inte varit avgörande för fall 3a. Inte heller verkar slankhetskapaciteten varit avgörande då den skiljer ungefär 2% mellan fallen, även om den beror på styvhet som påverkas av armeringsmängd och tvärsnittmått bland annat.

I fall 2a blev den absoluta skillnaden i jämförelse med övriga fall liten där det skiljer 1 stång mellan resultatet från Concrete Column och Frame Analysis. Trots att den relativa skillnaden i dimensionerande moment är 125% för detta fall är skillnaden i armeringsmängd 6%. Eftersom att armeringsbehovet beror på både moment och normalkraft under samtidig belastning har sannolikt normalkraften varit avgörande i detta fallet och skillnaderna i moment genomsyrar inte behovet av armeringsmängd då tryckkraften är lika stor i alla beräkningar. För detta fall beräknades ingen armeringsmängd med handberäkningsmetoderna då pelaren är för slank och knäcker trots maximalt tillåten armeringsmängd.

Frame Analysis beräknar genomgående den minsta armeringsmängden, medan handberäkningarna i strax över hälften av fallen beräknar fram den största mängden armering.

²⁹ Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

Concrete Column beräknar störst armeringsmängd för fall 2a, 2b och 2c. I övrigt är armeringsmängden från Concrete Column mellan resultaten från övriga metoder.

Förutom tvärsnittparametrar skiljer upplagsförhållanden mellan fallen. Fall 1 är en pendelpelare, fall 2 en konstpelare och fall 3 är fast inspänd i botten och har ett rullager i toppen. Möjligen har det en inverkan på i vilka fall Concrete Column respektive handberäkningar ger störst armeringsmängd.

För resultaten gällande dimensionerande moment minskade skillnaderna inom knäckningsfallen vid ökande belastning av pelaren. Som exempel var den relativa skillnaden i andra ordningens moment 125% för fall 2a, men 58% i fall 2b och 26% i fall 2c, där fall 2c har större momentbelastning än fall 2a. Detta samband syns inte för armeringsmängden.

5.1.2 Tryckkrafts- och momentkapacitet

Eftersom armeringsmängden skiljer mellan beräkningsmetoderna inom dimensioneringsfallen kan en skillnad i tryckkraftskapacitet och momentkapacitet förväntas, vilket också har skett. På sätt och vis är detta inte ett resultat i sig som är intressant då det är beroende av armeringsmängden och även dimensionerande moment som påverkar återstående tryckkraftskapacitet. Kapaciteterna som beräknas med de olika beräkningsmetoderna presenteras ändå för att ge läsaren en ökad förståelse för resultaten. En oerfaren konstruktör behöver troligtvis göra handöverslag för att tolka hur stor inverkan skillnader i armeringsmängd har på kapaciteterna och detta avsnitt redovisar överskådligt skillnaderna.

Interaktionen mellan tryckkraft och moment medför att även tryckkraftskapacitet och momentkapacitet hänger ihop. Därför presenteras dessa i gemensamt i Tabell 8. Tryckkraftskapaciteten som anges i tabellen är den avgörande, d.v.s. lägsta. I Frame Analysis anges enbart denna tryckkraftskapacitet (ospecificerad), men i Concrete Column visas flera kapaciteter där användaren själv får läsa av vilken som blir avgörande. Lägsta tryckkraftskapacitet i Concrete Column blir för alla fallen tvärsnittets tryckkraftskapacitet reducerad med aktuellt moment, det är denna tryckkraftskapacitet som anges i Tabell 8. Tvärsnittets rena tryckkraftskapacitet och tryckkraftskapacitet m.a.p. slankhet beräknade med Concrete Column och handberäkningsmetoderna presenteras senare i avsnittet.

Tabell 8. Tryckkrafts- och momentkapacitet.³⁰

Fall	Concrete Column	Frame Analysis	Hand 1	Hand 2	Största skillnad	Concrete Column	Frame Analysis	Hand 1	Hand 2	Största skillnad
	NRd (kN)					MRdz (kNm), styv riktning				
1a	1702.9	1824.0	1500.0	1500.0	22%	48.1	48.1	33.9	33.9	42%
1b	1579.2	2385.7	1500.0	1500.0	59%	190.6	171.0	203.3	203.3	19%
1c	1579.2	2515.4	1500.0	1500.0	68%	190.6	182.7	203.3	203.3	11%
2a	2260.6	1853.3	-	-	22%	138.6	131.2	-	-	6%
2b	3070.1	2133.3	1500.0	1500.0	105%	387.2	289.1	327.1	327.1	34%
2c	3435.0	2092.1	1500.0	1500.0	129%	402.5	300.9	387.1	387.1	34%
3a	1662.8	1772.0	1500.0	1500.0	18%	34.0	34.1	41.4	41.4	21%
3b	1702.8	2586.7	1500.0	1500.0	72%	200.5	186.2	198.4	213.7	15%
3c	1702.8	2779.8	1500.0	1500.0	85%	200.5	207.7	198.4	213.7	8%

³⁰ Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

Som beskrevs ovan är det rimligt att det uppstår skillnader i kapaciteterna eftersom olika armeringsmängd beräknas enligt Tabell 7, men på grund av dessa skillnader i armeringsmängd blir inte kapaciteterna fullt jämförbara. Några saker kan dock påpekas. Det ena är att fall 1a där armeringsmängden blev densamma med alla metoderna är olika tryckkrafts- och momentkapaciteter beräknade. Det andra är att relativ skillnad i kapaciteterna inte följer ett tydligt mönster som stämmer överens med skillnader i armeringsmängd. Det kan dels bero på att exempelvis tryckkraftskapacitet även påverkas av aktuell momentbelastning. En annan sak att påpeka är att tvärsnittets bärförmåga beror av kombinationen av samtidigt moment- och normalkraftsbelastning och sambandet mellan dessa enligt interaktionskurvan i Figur 5 bör kunna iaktas i resultaten. Dock är det svårt att jämföra eftersom att det är olika armeringsmängd i de olika beräkningarna.

Tryckkraftskapaciteten inom dimensioneringsfallen varierar generellt mer än vad momentkapaciteten gör. Exempelvis uppgår den relativa skillnaden i beräknad tryckkraftskapacitet till 129% för fall 2c medan momentkapaciteten skiljer 34% mellan beräkningsmetoderna i samma fall. Ser man till samtliga fall så varierar tryckkraften mellan 18-129% och momentkapaciteten mellan 6-42%. Störst absolut skillnad uppstår i fall 2c. Concrete Column beräknar en tryckkraftskapacitet som är 1935 kN större än handberäkningsmetoderna och en momentkapacitet som är 102 kNm större än Frame Analysis.

I ungefär hälften av fallen beräknar Frame Analysis de högsta tryckkraftskapaciteterna medan handberäkningsmetoderna ger de högsta momentkapaciteterna. I fall 2a-2c beräknar Concrete Column högsta tryckkrafts- och momentkapaciteterna. De metoder som ger största momentkapacitet sammanfaller med de metoder som beräknat fram största armeringsbehovet enligt Tabell 7.

Den beräkningsmetod som beräknat största tryckkraftskapacitet beräknar inte nödvändigtvis fram den största momentkapaciteten av de fyra metoderna enligt resultaten. Som exempel kan nämnas fall 1b och 1c där Frame Analysis räknar fram största tryckkraftskapacitet, men minsta momentkapacitet. Däremot, i flera av de fall där största armeringsmängd beräknats med en viss metod har samma metod gett största momentkapacitet. Då kapacitet hänger ihop med armeringsmängd kan en sådan typ av resultat förväntas. I detta sammanhang är fall 1a intressant. Där är samma armeringsmängd grunden i samtliga beräkningsmetoder, tillsammans med övriga förutsättningar, enligt Tabell 3. Trots detta beräknas olika tryckkraftskapacitet och olika momentkapacitet med beräkningsmetoderna. Procentuella skillnader är 22% respektive 42% enligt Tabell 8. Sambandet man bör kunna se i resultaten är som beskrevs ovan en lägre tryckkraft ger en högre momentkapacitet.

För alla fallen fås den lägsta tryckkraftskapaciteten med handberäkningsmetoderna och den är samma som den axiella lasten, vilket är en följd av beräkningsmetoden. För fall 1 (a-c) samt fall 3 (a-c) beräknar Frame Analysis den största tryckkraftskapaciteten, medan Concrete Column ger den största i fall 2 (a-c). Inget tydligt samband kan ses mellan armeringsmängd och dessa resultat. För nästan samtliga fall har Concrete Column beräknat en större armeringsmängd än Frame Analysis. Möjligtvis indikerar det på att skillnaderna beror på andra faktorer så som knäckningsfall, nominell styvhet eller dimensionerande krafter.

Tryckkraftskapacitet m.a.p. tvärsnittets bärförmåga samt slankhet

Både Concrete Column och handberäkningsmetoderna beräknar och redovisar tryckkraftskapaciteter m.a.p. tvärsnittets förmåga respektive knäckningsrisk, dessa presenteras

i Tabell 9. För tvärsnittets rena tryckkraftskapacitet använder Concrete Column och handberäkningsmetoderna samma ekvation (ekvation 2.24). Den beror av betongtvärsnittets area, betongens hållfasthet, armeringsarea och stålqualität. De relativa skillnaderna mellan metodernas resultat varierar mellan 0-11%, vilket liknar skillnader i övriga resultat mellan dessa metoder.

Det som på förhand bör skilja resultaten åt är armeringsmängden som används. Utifrån det bör de metoder som gett störst armeringsmängd även vara de som gett störst tryckkraftskapacitet m.a.p. tvärsnittet. En jämförelse mellan Tabell 7 och Tabell 9 visar att detta stämmer överens med alla fall.

Tabell 9. Tvärsnittets tryckkraftkapacitet samt pelarens teoretiska knäckningslast.³¹

Fall	Concrete Column	Hand 1	Hand 2	Största skillnad	Concrete Column	Hand 1	Hand 2	Största skillnad
	Tvärsnittets tryckkapacitet (kN)				Teoretisk knäckningslast (kN)			
1a	1824,0	1830,0	1830,1	≈0%	1830,0	4557,5	5293,4	189%
1b	2645,2	2938,1	2938,1	11%	2669,8	9186,1	9186,1	244%
1c	2645,2	2938,1	2938,1	11%	2669,8	9186,1	9186,1	244%
2a	2491,3	-	-	-	2354,1	-	-	-
2b	4234,2	4024,6	4024,6	5%	4286,4	3322,6	3322,6	29%
2c	4688,4	4746,4	4746,4	1%	4745,9	3950,0	3878,7	20%
3a	1772,0	1888,8	1888,8	7%	1790,1	5410,3	5410,3	202%
3b	2908,6	3089,3	3223,2	11%	2954,7	9359,5	9359,5	217%
3c	2908,6	3089,3	3223,2	11%	2954,7	9359,5	9359,5	217%

Den teoretiska knäckningslasten i de olika dimensioneringsfallen skiljer 20–244% mellan beräkningsmetoderna inom fallen, se Tabell 9. Det motsvarar ungefär en absolut skillnad på 6500 kN. Eftersom den teoretiska knäckningslasten beror av bland annat nominell styvhet och indirekt armeringsmängd är det rimligt att skillnader uppstår. Dock är dessa skillnader avsevärt mycket större än de relativa skillnaderna i armeringsmängd (Tabell 7) vilket tyder på att styvhetsberäkningens resultat är annorlunda i Concrete Column i jämförelse med handberäkningarna, trots att båda använder den nominella styvhetsmetoden. För att undersöka vidare om detta kan vara förklaringen till skillnader i teoretisk knäckningslast jämfördes styvhetsvärden från Concrete Column samt handberäkningarna, se Tabell 16 avsnitt 5.3.2. Frame Analysis har inte inkluderats i jämförelsen då inga styvhetsvärden ges av programmet. Som exempel kan nämnas fall 1a där skillnaden i knäckningslast är 189%, armeringsmängden densamma mellan beräkningsmetoderna och skillnaden i nominell styvhet är åtminstone minst 100%.

Vid handberäkningarna beräknas den nominella styvheten med en armeringsmängd som avläses i ett interaktionsdiagram. Möjligtvis är avläsningen tillräckligt grov för att ge upphov till skillnad i nominell styvhet i jämförelse med Concrete Column. Dock baseras resultaten för den teoretiska knäckningslasten på olika armeringsmängd vilket också påverkar skillnaden mellan beräkningsmetodernas resultat. Fall 1a kan användas som jämförelse där beräkningarna i både Concrete Column och för hand baseras på 4 st armeringsstänger. Trots det skiljer

³¹ Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

knäckningslasten 189% mellan beräkningsmetoderna. Concrete Column presenterar inte vad den nominella styvheten beräknats till, men med en omräkning med ekvation 2.16 kan den beräknas till $1.35 \cdot 10^6$. I handberäkningsmetod 1 blev nominella styvheten $3.37 \cdot 10^6$, vilket är mer än dubbelt så stort. Handberäkningsmetod 2 gav en nominell styvhet på $3.91 \cdot 10^6$. Styvheten beräknas alltså inte till samma värde trots att alla förutsättningar från dimensioneringsfall 1a är samma för alla tre beräkningsmetoderna.

I de flesta dimensioneringsfallen blir de båda tryckkraftskapaciteterna lika stora med handberäkningsmetod 1 som 2. Gällande knäckningslasten skiljer resultatet mellan metoderna för fall 1a och 2c. Skillnad uppstår trots att indatan för dimensioneringsfallen är samma för båda metoderna inklusive armeringsmängd. Handberäkningsmetod 1 och 2 skiljer sig åt i beräkning av nominell styvhet då metod 2 beräknar styvhetsreduktionen för betongen på ett förenklat sätt. Istället för att beräkna faktorerna som reducerar betongens styvhet är de valda till fasta värden. Dessa beaktar inverkan av hållfasthetsklass, relativ normalkraft samt slankhet. Ytterligare en förenkling i den nominella styvhetsmetoden används och den gäller förstoring av första ordningens moment. Detta bör enbart påverka iterationsprocessen för att finna en konvergerande mängd armering och andra ordningens moment. När väl armeringsmängd är funnen beräknas den nominella styvheten oberoende av hur andra ordningens moment beräknas. Den nominella styvheten påverkar i sin tur knäckningslasten. I fall 1a är en pendelpelare med mindre momentbelastning än konsolpelaren i fall 2c. I fall 1a ger den förenklade metoden ett resultat på osäkra sidan då kapaciteten blir större än med handberäkningsmetod 1. Detta hänger samman med beräknat andra ordningens moment som också blir på osäkra sidan. Ett mindre andra ordningens moment i den förenklade handberäkningsmetoden beror på att pelaren inte betraktas lika slank i den metoden och får därmed också en högre knäckningslast. Förenklingar i handberäkningsmetoden medför att pelaren i fall 1a betraktas mindre slank och ger resultat på osäkra sidan. Fall 2c visar på det omvända. Där ger den förenklade handberäkningsmetoden ett resultat på säkra sidan i jämförelse med handberäkningsmetod 1.

5.1.3 Armeringsplacering

I Tabell 10 visas hur armeringen placerats i de olika beräkningsmetoderna. Handberäkningarna placerar alltid armeringen symmetriskt i övre och undre lager i tvärsnittets styva riktning, vilken sammanfaller med den riktning som har störst belastning. Concrete Column använder också denna typ av placering, men om tvärsnittet är kvadratisk och har lika stor belastning i båda huvudriktningar armeras tvärsnittet symmetriskt m.a.p. båda dessa riktningar, se fall 2a och 3a. Detta är fördelaktigt med hänsyn till möjlig biaxiell böjning.

Frame Analysis däremot placerar armering i övre och undre lager i tvärsnittets styva riktning, men effektiviserar armeringsmängden med hänsyn till spänningsfördelningen över tvärsnittet. Som exempel kan nämnas fall 1b. En mindre armeringsmängd är placerad i ena kanten av tvärsnittet där det troligtvis uppstår drag och en större mängd armering i andra kanten där det uppstår en tryckspänning som är betydligt större i storlek. Ett sådant tvärsnitt blir betydligt mer känsligt för riktning på momentbelastningen än helt symmetriskt armerade tvärsnitt.

Det är intressant att se närmare på fall 2a. Trots stora relativa skillnader i andra ordningens moment blir den absoluta skillnaden liten i armeringsmängd. Tabell 10 visar att armeringen placerats olika med beräkningsprogrammen, vilket påverkar pelarens styvhet i respektive huvudböjriktning och därmed andra ordningens moment.

Tabell 10. Armeringsplacering enligt de fyra beräkningsmetoderna. Rött område anger tryckzonens fördelning enligt Concrete Column.

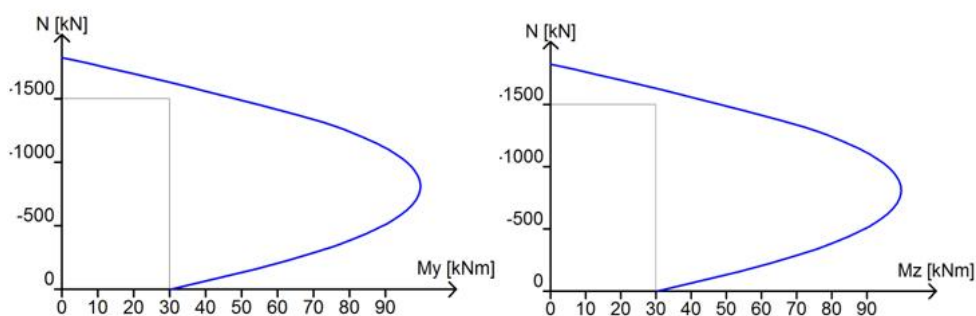
Fall	Armeringsplacering		
	Concrete Column	Frame Analysis	Handberäkning 1 och 2
1a ($\phi 12$)			
1b ($\phi 14$)			
1c ($\phi 14$)			
2a ($\phi 12$)			
2b ($\phi 16$)			
2c ($\phi 14$)			
3a ($\phi 12$)			
3b ($\phi 14$)			
3c ($\phi 14$)			

5.1.4 Interaktion mellan moment och normalkraft

Interaktionskurvor mellan normalkraft och moment för givet tvärsnitt finns tillgängliga efter beräkning i både Concrete Column och Frame Analysis. Kurvorna för tre intressanta fall visas i Figur 19 till 21. I Concrete Column visas vart i diagrammet den aktuella interaktionen mellan normalkraft och andra ordningens moment hamnar med hjälp av grå linjer, dvs. vilken momentkapacitet pelaren har under aktuell normalkraft med valda tvärsnittsegenskaper.

Fall 1a är intressant för att samma armeringsmängd har beräknats fram med båda programmen och därmed ser interaktionskurvorna likadana ut. I Figur 19 visas kurvorna från Concrete Column i respektive huvudböjriktning för att visa att kurvorna även blir likadana i båda riktningar då armeringen är symmetriskt placerad, se Tabell 10.

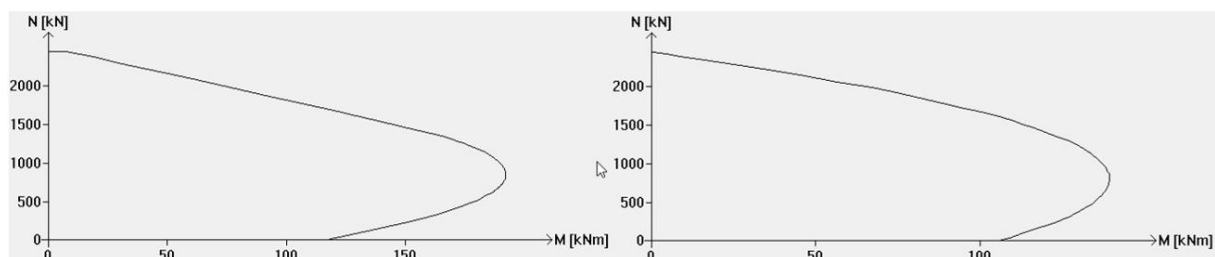
Concrete Column – 1a



Figur 19. Interaktionskurvor i respektive huvudböjriktning vid dimensionering av fall 1a i Concrete Column.³²

I fall 2a skiljer det endast 1 armeringsstång mellan med beräkningsprogrammen, men Concrete Column har placerat armeringen någorlunda symmetriskt i böjriktningarna och Frame Analysis helt symmetriskt i ena böjriktningen. I Figur 20 visas interaktionskurvorna för båda böjriktningarna enligt Frame Analysis och dessa ser som väntat olika ut, där den veka riktningen visar en lägre momentkapacitet vid samma tryckkraft då den effektiva höjden minskar.

Frame Analysis – 2a

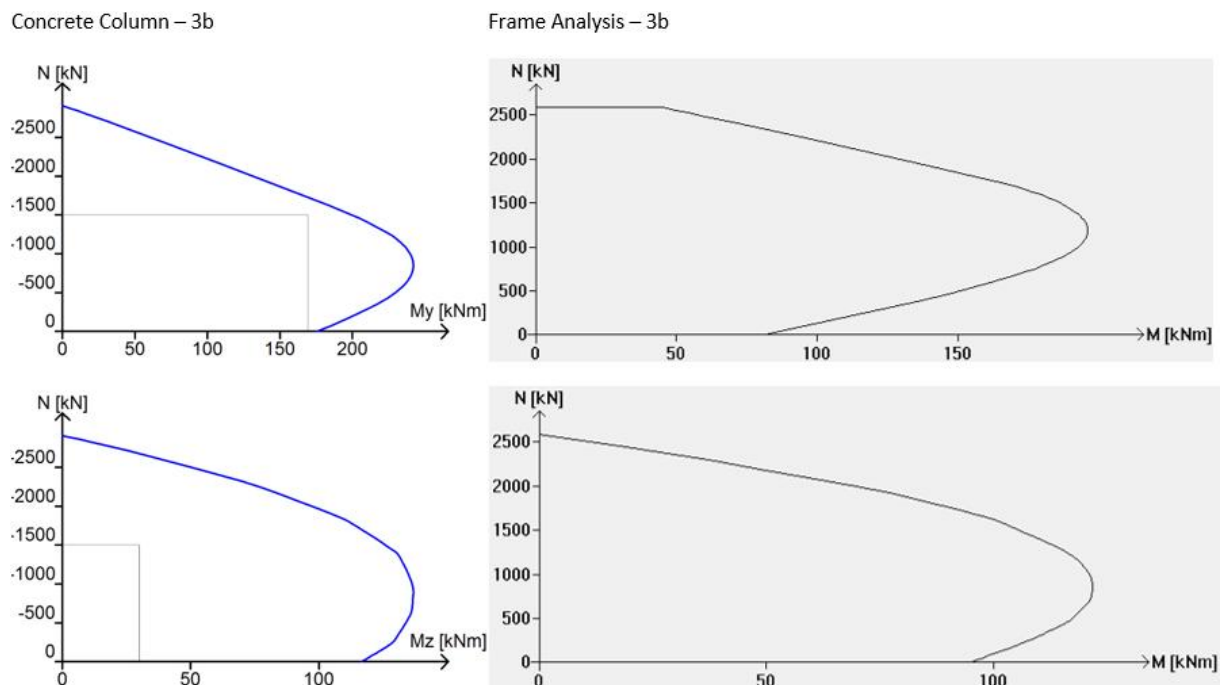


Figur 20. Interaktionskurvor vid dimensionering av fall 2a i Frame Analysis. Till vänster: kurva för styv riktning. Till höger: kurva för vek riktning.

I Figur 21 visas interaktionskurvor för fall 3b både från Concrete Column och Frame Analysis samt i respektive riktning. Armeringen för detta fall är placerad i den styva riktningen och Concrete Column har beräknats fram mer armering än Frame Analysis samt placerat den helt symmetriskt. Interaktionskurvorna visar att kapaciteten skiljer mellan böjriktningarna och även mellan beräkningsprogrammen. Det framgår inte om interaktionen mellan normalkraft och

³² Grå streck visar kapaciteten som markeras av Concrete Column, vid aktuell belastning av tvärsnittet. Frame Analysis markerar inte aktuell kapacitet.

moment är betraktad en riktning i taget eller med hänsyn till eventuell biaxiell böjning. För böjning i den vecka riktningen i tvärsnittet med armering enligt Frame Analysis bör det uppstå biaxiell böjning då armeringen inte är symmetriskt placerad och på så sätt vrider det neutrala lagret från huvudböjaxeln. Kurvorna i nedanstående figurer visar på olika böjkapacitet mellan beräkningsprogrammen vilket troligtvis beror på olika mängd armering samt placering av armeringen. I samtliga fall ges liknande form på kurvorna som karaktäriseras av en kortare nedre del där ökande normalkraft ger ökande momentkapacitet och en övre del där momentkapaciteten minskar vid ökande normalkraft.



Figur 21. Interaktionskurvor vid dimensionering av fall 3b. Till vänster: kurva från Concrete Column. Till höger: kurva från Frame Analysis (övre är för y-riktning och undre är för z-riktning).³³

5.2 Kontrollberäkningar

Dimensioneringsresultaten i ovanstående avsnitt visar att de olika beräkningsmetoderna ger olika dimensionerande moment och armeringsmängd. Konsekvensen blir att det är svårt att fullt ut jämföra resultaten och därför har kontrollberäkningar utförts av datorprogrammets resultat, d.v.s. armeringsmängd. Det skiljer därmed inget mellan förutsättningar vid kontrollberäkningarna och en utökad grund till jämförelsen mellan beräkningsprogrammen fås med resultaten. Vid kontroll av resultat från Frame Analysis har Concrete Column använts och på motsvarande sätt har Frame Analysis använts för att kontrollera Concrete Columns resultat.

5.2.1 Dimensionerande moment

Vid kontrollberäkning av resultaten användes precis samma indata med båda beräkningsmetoderna vilket medför att ingen armeringsmängd beräknas fram och redovisas utan den kontrollberäknas. I Tabell 11 redovisas resultaten för andra ordningens dimensionerande moment.

³³ Se 32.

Tabell 11. Skillnad i dimensionerande andra ordningens moment vid kontrollberäkning av erforderlig armeringsmängd. Programmet som använts vid kontrollberäkning är markerat med ett "K".³⁴

Fall	Concrete Column	Frame Analysis (K)	Skillnad	Frame Analysis	Concrete Column (K)	Skillnad
	Medz (kNm)	Medz (kNm)		Medz (kNm)	Medz (kNm)	
1a	15,2	20,2	33%	20,2	15,2	33%
1b	179,9	150	20%	150	197,7	32%
1c	179,9	150	20%	150	184,5	23%
2a	69,9	32,9	112%	31,1	51,2	65%
2b	287,6	200,2	44%	237,4	365	54%
2c	286,8	239,6	20%	271,7	368,6	36%
3a	9,6	14,8	54%	14,9	9,1	64%
3b	169,4	150	13%	150	175,7	17%
3c	169,4	150	13%	150	171,5	14%

Skillnaderna mellan beräkningsprogrammen varierar mellan 13-112%. Oavsett om det gäller kontrollberäkning med eller av Frame Analysis blir momentet mindre med detta program i alla fall utom fall 1a och 3a. De absoluta skillnaderna varierar mellan 5 kNm till 128 kNm.

Ju mer slank en pelare är desto större utböjning uppstår under belastning vilket resulterar i ett större andra ordningens moment. Möjligen betraktar Concrete Column pelaren mer slank än vad Frame Analysis gör, som i 8 av 9 fall beräknar det minsta dimensionerande momentet. I så fall betyder det att slankheten antingen överskattas med Concrete Column eller böjstyvheten överskattas med Frame Analysis, eller båda dessa möjligheter samtidigt. Skulle det gälla genomgående för alla beräkningar bör detta mönster även antydast från Tabell 6 (andra ordningens moment) och Tabell 7 (armeringsmängd). Dessa tabeller visar att i de flesta fallen ger Concrete Column högre andra ordningens moment och samma armeringsmängd eller mer än Frame Analysis.

I fall 3a beror momentet enbart på den geometriska imperfektionen. Skillnaden i moment mellan Concrete Column och Frame Analysis uppstår redan i första ordningens moment. Vid beräkning av moment på grund av geometrisk imperfektion för hand (indata till Concrete Column) blir momentet 7.9 kNm. Frame Analysis beräknar momentet automatiskt om det ska beaktas och det blir 10.13 kNm för fall 3a. Eftersom förstoringen av första ordningens moment baseras på detta följer en skillnad med till andra ordningens moment. Det kan tilläggas att Frame Analysis inte tillåter beräkningen att genomföras om momentet är mindre än 10.13 kNm i detta fallet.

5.2.2 Tryckkrafts- och momentkapacitet

Tryckkrafts- och momentkapacitet som ges vid kontrollberäkning av Concrete Column presenteras i Tabell 12. I

³⁴ Värden som återges från Tabell 6 anges kursivt.

Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

Tabell 13 redovisas kapaciteterna från kontrollberäkning av Frame Analysis resultat.

Tabell 12. Skillnad i tryckkrafts- och momentkapacitet vid kontrollberäkning av resultaten från Concrete Column med Frame Analysis.³⁵

Fall	Concrete Column	Frame Analysis (K)	Skillnad	Concrete Column	Frame Analysis (K)	Skillnad
	NRd (kN)			MRdz (kNm)		
1a	1702.9	1824.0	7%	48.1	48.1	0%
1b	1579.2	2645.2	68%	190.6	190.6	0%
1c	1579.2	2645.2	68%	190.6	190.6	0%
2a	2260.6	2491.3	10%	138.6	138.6	0%
2b	3070.1	2588.6	18%	387.2	387.2	0%
2c	3435.0	2609.7	32%	402.5	402.5	0%
3a	1662.8	1772.0	7%	34.0	34.0	0%
3b	1702.8	2908.6	71%	200.5	200.5	0%
3c	1702.8	2908.6	71%	200.5	200.5	0%

Vid kontroll av resultaten från Concrete Column med hjälp av Frame Analysis blev det dimensionerande momentet mindre med Frame Analysis, se Tabell 11. För kapaciteterna i Tabell 12 visas inte samma förhållande. Generellt för resultaten är att tryckkraftskapaciteten blir mellan 7-71% större med Frame Analysis och momentkapaciteten blir lika stor med båda programmen. Det motsvarar en absolut skillnad på cirka 231 kN till 1206 kN. Antingen beräknar Frame Analysis en större tvärsnittsförmåga eller slankhetskapacitet än Concrete Column. Frame Analysis anger inte vilket av värdena som blivit dimensionerande och inte heller anges vilken knäckningslängd som beräknats.

³⁵ Värden som återges från Tabell 8 anges kursivt.

Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

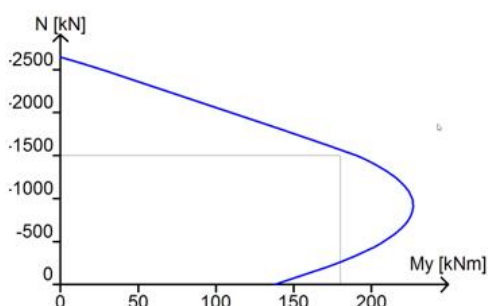
Tabell 13. Skillnad i tryckkrafts- och momentkapacitet vid kontrollberäkning av resultaten från Frame Analysis med Concrete Column.³⁶

Fall	Frame Analysis	Concrete Column (K)	Skillnad	Frame Analysis	Concrete Column (K)	Skillnad
	NRd (kN)			MRdz (kNm)		
1a	1824.0	1702.0	7%	48.1	48.1	0%
1b	2385.7	1562.9	53%	171.0	171.0	0%
1c	2515.4	1572.4	60%	182.7	182.7	0%
2a	1853.3	2232.7	20%	131.2	144.8	10%
2b	2133.3	2518.1	52%	289.1	289.1	0%
2c	2092.1	2869.5	37%	300.9	300.9	0%
3a	1772.0	1660.2	7%	34.1	34.1	0%
3b	2586.7	1690.7	53%	186.2	186.2	0%
3c	2779.8	1816.4	53%	207.7	207.7	0%

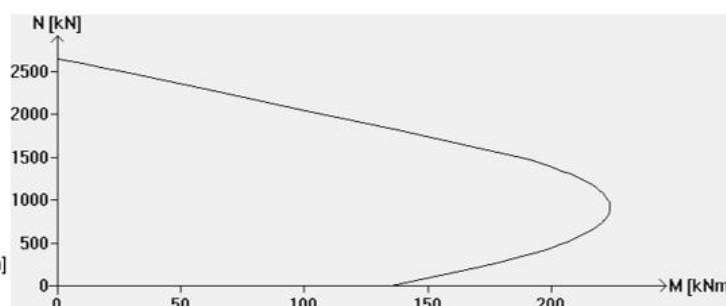
Tryckkraftskapaciteten vid kontrollberäkning med Concrete Column skiljer mellan 7-60% från Frame Analysis resultat. Enbart i knäckningsfall 2 blir kapaciteten större med Concrete Column. Resultaten från kontrollberäkning med Frame Analysis indikerar på samma mönster (se Tabell 12) och likaså uppstår små absoluta skillnader i momentkapacitet mellan metoderna.

När precis samma armeringsmängd och -placering används i Frame Analysis vid kontrollberäkning som vid dimensionering i Concrete Column blir interaktionskurvorna mycket lika, se Figur 22. Ingen tydlig skillnad visas i varken lutning på kurvorna, största tryckkraftskapacitet, minsta momentkapacitet eller läge för balanserat brott.

Concrete Column – 1b



Frame Analysis (K) – 1b



Figur 22. Till vänster visas interaktionskurvan vid dimensionering av fall 1b i Concrete Column. Till höger visas kurvan från kontrollberäkningen med Frame Analysis, dvs. samma armeringsmängd användes som vid beräkning med Concrete Column.³⁷

³⁶ Värden som återges från Tabell 8 anges kursivt.

Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

³⁷ Grå streck visar kapaciteten som markeras av Concrete Column, vid aktuell belastning av tvärsnittet. Frame Analysis markerar inte aktuell kapacitet.

5.2.3 Biaxiell böjning

Vid dimensionering av fallen blev de relativa skillnaderna stora för den biaxiella utnyttjandegraden mellan de olika beräkningsmetoderna. Utnyttjandegraden beräknas med ekvation 5.39 i Concrete Column och de båda handberäkningsmetoderna och beror av momentkapacitet, aktuellt moment samt relativ normalkraft. Eftersom att dessa faktorer varierar mellan metoderna kan den biaxiella utnyttjandegraden även förväntas variera. Därför jämförs den biaxiella utnyttjandegraden istället för kontrollberäkningar i Tabell 14. I ett par fall presenterade Concrete Column att kontroll av biaxiell utnyttjandegrad inte var nödvändig och i några fall visades ingen biaxiell utnyttjandegrad alls i något av beräkningsprogrammen.

Vid tolkning av resultaten i Tabell 14 bör det nämnas att Frame Analysis har inte redogjort inför beräkning vilken metod som används för att beräkna biaxiell utnyttjandegrad. I de fall den biaxiella utnyttjandegraden är beräknad och presenterad i programmet har även ekvationen visats och det är samma som ekvation 5.39 vilken Concrete Column också använder.

Tabell 14. Biaxiell utnyttjandegrad beräknad med Concrete Column samt Frame Analysis (K) för olika dimensioneringsfall.³⁸

Fall	Biaxiell utnyttjandegrad	
	Concrete Column	Frame Analysis (K)
1a	Inget resultat visas	Inget resultat visas
1b	"Ingen kontroll nödvändig"	85%
1c	"Ingen kontroll nödvändig"	85%
2a	90%	33%
2b	97%	54%
2c	92%	63%
3a	Inget resultat visas	Inget resultat visas
3b	94%	83%
3c	94%	83%

I fall 1a och 3a är det mindre skillnader i andra ordningens moment samt momentkapacitet mellan beräkningsprogrammen och för den biaxiella utnyttjandegraden uppvisas ingen skillnad i resultatet. Inget av beräkningsprogrammen presenterar någon utnyttjandegrad. Däremot är det relativt stora skillnader i andra ordningens moment mellan beräkningsprogrammen för fall 2 (a-c) vilket också återspeglas i den biaxiella utnyttjandegraden. Concrete Column beräknar fram ett större andra ordningens moment och likaså en större utnyttjandegrad. Särskilt intressant kan fall 1b och 1c vara då Concrete Column anger att kontroll av biaxiell utnyttjandegrad inte är nödvändig medan Frame Analysis beräknar en någorlunda hög utnyttjandegrad för samma fall. Att kontrollen inte är nödvändig kan tolkas som att den skulle vara så pass låg vid beräkning att den inte är relevant, vilket inte en utnyttjandegrad på 83% enligt Frame Analysis kan anses vara.

³⁸ Högsta värde anges i rött, lägsta värde med grönt och värden mellan dessa i orange.

Skillnader i biaxiell utnyttjandegrad påverkas även den relativa normalkraften. I fall 2 (a-c) där den biaxiella utnyttjandegraden varierar mycket mellan programmen är det visserligen inte stor skillnad i relativ normalkraft, men för fall 1b-c samt 3b-c är det stor skillnad. Frame Analysis beräknar för dessa fall en lägre relativ normalkraft vilket bör bidra till en lägre biaxiell utnyttjandegrad, men den påverkas även av skillnaderna i andra ordningens moment.

5.3 Enskilda parametrar

I detta avsnitt presenteras skillnader i enskilda parametrar mellan beräkningsmetodernas resultat, exempelvis knäckningslängd och nominell styvhet.

5.3.1 Knäckningslängd

De knäckningslängder som har använts vid beräkningar av de olika dimensioneringsfallen visas i Tabell 15. Concrete Column och handberäkningsmetoderna beräknar knäckningslängden i både styv och vek riktning, medan Frame Analysis endast tar fram den i vek riktning.

Tabell 15. Knäckningslängder beräknade med samtliga beräkningsmetoder. Frame Analysis anger knäckningslängd i pelarens veka riktning.

Fall	Frame Analysis	Övriga metoder
1 (a, b, c)	2.7	2.7
2 (a, b, c)	5.40	5.89
3 (a, b, c)	1.89	2.08

Samma knäckningslängd är angiven i Concrete Column som i handberäkningar, men Concrete Column avrundar värdet till en decimal. För dessa knäckningsfall ger avrundningen en större knäckningslängd vilket ger resultat på säkra sidan. Knäckningslängden används vid beräkning av reducerad styvhet och andra ordningens moment där ett större värde ger större reduktion av styvheten och ett större moment. Avrundningen av knäckningslängd bör påverka resultatet i liten utsträckning och ej vara av stor betydelse med tanke på att en approximativ metod används för styvhet och moment.

Frame Analysis använder för fall 1 samma knäckningslängd som övriga metoder, men i fall 2 och 3 är knäckningslängden mindre vilket ger en mer styv pelare. Programmet anger inte hur knäckningslängden beräknas i den veka riktningen utöver att användaren påverkar genom att definiera upplagen. Möjligtvis används andra värden på faktorn β eller en så används en annan metod för att beräkna knäckningslängd exempelvis baserat på inspänningsgrad i upplagen. Då knäckningslängden blir mindre i för fall 2 och 3 påverkar detta nominell styvhet och andra ordningens moment med en minskning vilket ger resultat på osäkra sidan.

Om en baklänges beräkning utförs baserat på knäckningslängden i Frame Analysis och verklig längd motsvarar detta ett β -värde på 2.0 i knäckningsfall 2 och 0.7 i knäckningsfall 3. I Byggkonstruktion Regel- och formelsamling (Isaksson et al) anges dessa värden till 2.1 samt 0.77 vilket motsvarar en inspänningsgrad $k=0.1$ som är ett minsta rekommenderat värde. Ett ändligt rotationsstyvt upplag representeras av $k=0$ och oändligt rotationsvekt av $k=\infty$.

Rotationsstyvheten kan inte påverkas i Frame Analysis med hjälp av dessa värden, inte heller faktorn β utöver upplagsdefinitioner.

5.3.2 Nominell styvhet

Enbart handberäkningarna anger vilken nominell styvhet som beräknats, se Tabell 16. Concrete Column anger däremot vilken knäckningslast som beräknats. Utifrån den kan den nominella styvheten lösas ut ur ekvation 2.16 som programmet använder för att beräkna knäckningslast. Resultatet från dessa beräkningar redovisas också i Tabell 16. Värden från Frame Analysis anges inte i tabellen då varken nominell styvhet eller knäckningslast redovisas. Däremot är det inför beräkningar angett att minst 10 % av styvheten ska reduceras. Den nominella styvheten beräknad med handberäkningar är större i knäckningsfall 1 och 3, men i knäckningsfall 2 blir den mindre än Concrete Columns beräknade styvhet. Mellan handberäkningsmetoderna är de skillnaderna i nominell styvhet låga.

Tabell 16. Nominell styvhet för respektive fall enligt Concrete Column och handberäkningsmetod 1 samt 2. Styvheten enligt Concrete Column är omräknad för hand utifrån knäckningslast som anges i programmet.

Fall	Concrete Column	Hand 1	Hand 2
	EI_{nom} (MPa)		
1a	(1,35)	3,36	3,91
1b	(1,98)	5,19	4,84
1c	(1,98)	5,19	4,84
2a	(8,30)	-	-
2b	(15,12)	11,66	11,66
2c	(16,74)	13,86	13,61
3a	(0,80)	2,37	2,37
3b	(1,32)	4,10	4,10
3c	(1,32)	4,10	4,10

Den nominella styvheten används för att beräkna fram andra ordningens moment. Ett högre styvhetsvärde bör ge ett resultat på osäkra sidan eftersom knäckningslasten blir högre och därmed blir andra ordningens moment lägre enligt ekvation 2.16 och 5.28.

I fall 1a-1c samt 3a-3c blir styvheten lägre med Concrete Column i jämförelse med handberäkningar, men trots detta blir dimensionerande moment och armeringsmängd mindre med Concrete Column. I fall 2b och 2c blir styvheten större med Concrete Column och andra ordningens moment blir mindre än med handberäkningar, men armeringsmängden blir ändå större. Det går utifrån detta inte att avgöra huruvida resultat i slutändan ges på säkra eller osäkra sidan beroende på vilken metod som beräknat högsta eller lägsta styvhetsvärde. Dessutom beror styvhetsvärdet på hur mycket armering det finns i tvärsnittet, vilket skiljer mellan metoderna. Handberäkningsmetoderna avläser en mekanisk armeringsmängd som i vissa fall är betydligt större än precis erforderlig, vilket kan bidra till att denna metod i flera fall ger en större armeringsmängd trots en högre nominell styvhet i jämförelse med Concrete Column.

För att undersöka saken närmare kan en jämförelse i vek riktning göras då Frame Analysis använder styvhetsmetoden i denna riktning. Fall 2a har lika stort moment i styv som i vek riktning, det beror på geometrisk imperfektion. Vid kontrollberäkning av resultatet från Concrete Column i detta fall blev andra ordningens moment i styv riktning 30 kNm med Frame Analysis. Men i vek riktning med styvhetsmetoden blev momentet 48.1 kNm, vilket är 31% mindre än momentet från Concrete Column. Detta tyder på att Frame Analysis i detta fall beräknar en högre nominell styvhet än Concrete Column. Liknande jämförelse för fall 1a ger samma storlek på andra ordningens moment som i Concrete Column och för fall 3a blir momentet 17% större med Frame Analysis.

Uppsprickning av tvärsnitt kan beaktas bland annat genom att bocka för ett alternativ som beaktar uppsprickning av tvärsnitt (finns i båda beräkningsprogrammen). I Concrete Column medför detta alternativ ingen skillnad på resultaten. Den nominella styvhetsmetoden tar indirekt hänsyn till uppsprickning av tvärsnitt och det är framgår inte av resultaten om eller hur alternativet är beaktat i beräkningarna. Concrete Column kontrollerar om tvärsnittet spricker upp, vilket handberäkningarna inte tar hänsyn till mer än schematiskt med styvhetsmetoden, vilket kan vara en orsak till att den nominella styvheten är större med handberäkningarna

I Frame Analysis blir det stora relativa skillnader i andra ordningens moment om uppsprickning av tvärsnitt beaktas. Med armeringsmängd enligt Tabell 7 blir momenten mellan 13-45% större vid beaktning av spruckna tvärsnitt, men det uppstår ingen skillnad i fall 1b, 1c, 3b och 3c. Detta kan bero på att största moment uppstår precis vid upplaget och randvillkoren tillåter inte en ökning av första ordningens moment i denna punkt (150kNm). Momentet avtar sedan längs med pelaren och beaktande av sprickbildning ökar inte andra ordningens moment längs pelaren så pass mycket att det överstiger dimensionerande moment i pelarens topp.

Hur stor skillnaden på andra ordningens moment blir med eller utan hänsyn till uppsprickning kan bland annat bero på hur väl utnyttjat tvärsnittets kapacitet är. Sprickor uppstår då betongens dragspänningskapacitet överskrids och om kapaciteten inte är nära att överskridas spelar eventuellt sprickbeaktningen en mindre roll än om dragspänningskapaciteten överskrids någonstans i tvärsnittet.

6 Slutsatser

Beroende på vilken typ av resultat som avses och vilka beräkningsmetoder som jämförs blir det stora skillnader mellan resultaten. Utöver resultaten gällande momentkapacitet är det enbart ett fåtal resultat som överensstämmer mellan beräkningsmetoderna. De huvudsakliga skillnaderna är sammanfattade i nedanstående lista och beskrivs fördjupat i avsnitten nedan som syftar till att besvara frågeställningarna i kapitel 1. Utöver slutsatserna nedan har det noterats att båda beräkningsprogrammen har en något begränsad användarvänlighet vilket tas upp under diskussionen i kapitel 7.

Utifrån beräkningsresultaten i kapitel 5 kan slutsatsen dras att nedanstående utdata varierar mycket mellan beräkningsmetoderna trots att indatan är möjligaste mån är samma:

- Dimensionerande andra ordningens moment
- Armeringsmängd
- Tryckkraftskapacitet
- Momentkapacitet (mindre skillnader då samma armeringsmängd används)

Följande faktorer har kunnat visas skilja mellan beräkningsmetoderna:

- Armeringsplacering
(skiljer mellan alla metoder)
- Knäckningslängd
(skiljer mellan Frame Analysis och övriga metoder)
- Reducerade styvhetsvärden
(skiljer mellan Concrete Column och handberäkningar)
- Beaktning av första ordningens momentfördelning vilken påverkar andra ordningens fördelning i kombination med upplagshandling
(skiljer mellan Frame Analysis och övriga metoder)
- Metod för beräkning av andra ordningens moment
(skiljer mellan Frame Analysis och övriga metoder)

6.1 Jämförelse mellan Concrete Column och Frame Analysis

Enligt kapitel 3 använder Concrete Column och Frame Analysis olika beräkningsmetoder vilket också kan styrkas med resultaten i kapitel 5 då stora skillnader uppstår mellan beräkningsresultaten. För att beräkna andra ordningens moment (i styv riktning) använder Frame Analysis en generell metod som beaktar icke linjära materialbeteenden och resultaten visar att momentet generellt sett blir mindre med detta program i jämförelse med övriga metoder. Concrete Column använder den nominella styvhetsmetoden för att ta fram andra ordningens moment och i de flesta fallen blir moment större än med Frame Analysis. Den nominella styvhetsmetoden är en approximativ metod där böjstyvheten reduceras med hjälp av en faktor K_c som beaktar icke linjärt beteende hos betongen. Den generella metoden beräknar snittkrafter och motsvarande töjningar och krökningar iterativt och beräknar om en motsvarande styvhet, i olika beräkningssnitt längs pelaren. Detta bör ge ett mer teoretiskt exakt

resultat. Eurokod 2 hänvisar till att den generella metoden ger lägre moment och att styvhetsmetoden ger högre för att säkerställa att tvärsnittets bärförmåga beaktas.

En särskild skillnad mellan nominella styvhetsmetoden och den generella metoden uppstår när det geometriska armeringsinnehållet överstiger 1% av betongtvärsnittets area. I den nominella styvhetsmetoden bortses då tillskottet från armeringen till böjstyvhetsmetoden som då helt baseras på betongtvärsnittets egenskaper. I alla fall utom 1a är den geometriska armeringen minst 1%, fall 1a är dessutom det med minst skillnader i resultaten. Concrete Column utför därmed beräkningar på säkra sidan genom inte överskatta armeringens bidrag, men det framstår mycket konservativt att inte tillgodoräkna armeringsbidraget.

Concrete Column och Frame Analysis verkar betrakta interaktionen mellan normalkraft och moment på liknade sätt eftersom att kurvor med nästan samma kapaciteter ges när tvärsnittsegenskaperna är likadana mellan programmen. Detta styrker teorin ovan att det är beräkning av andra ordningens moment som skiljer mellan programmen och ger upphov till skillnader i resultaten. Det framgår inte i något av beräkningsprogrammen om hänsyn tas till biaxiell böjning när interaktionen betraktas.

Resultatet har också visat att Frame Analysis använder den teoretiska knäckningslängden för de renodlade knäckningsfallen medan Concrete Column använder en inspänningsgrad på 0.1 för fast inspända upplag. Frame Analysis beräknar då en något kortare knäckningslängd än Concrete Column, vilket resulterar i mindre andra ordningens moment. Dock bör det inte ge upphov till de stora skillnader som kan noteras i andra ordningens moment i kapitel 5, men det är på osäkra sidan då oändligt rotationsstyva upplag kan vara svåra uppnå i verkligheten.

En annan skillnad mellan beräkningsprogrammen är att Frame Analysis tar en direkt hänsyn till första ordningens momentfördelning utifrån upplagsvillkor vid beräkning av andra ordningens moment och dess fördelning. Concrete Column beaktar inte vilken andra ordningens momentfördelning som är möjlig utifrån upplagen mer än att vid förstoring av första ordningens moment används faktorn c_0 som utgår från fördelningsformen.

Momentkapaciteten beräknas enligt kapitel 3 med samma metod, detta återspeglas i resultaten från kontrollberäkningar där mycket små skillnader uppstår mellan programmen. Denna metod består av jämviktsekvationer som beaktar samtidigt belastning av normalkraft och moment och är inte en del i metoden för att uppskatta andra ordningens moment som var olika mellan metoderna.

Resultaten i Tabell 14 visar på relativt stora skillnader i biaxiell utnyttjandegrad mellan Concrete Column och Frame Analysis. Samma ekvation för att beräkna själva utnyttjandegraden är använd i de båda beräkningsprogrammen och därmed är den biaxiella utnyttjandegraden jämförbar mellan programmen. Skillnader som uppstår i biaxiell utnyttjandegrad beror sannolikt på skillnader i beräknat andra ordningens moment och även relativ normalkraft.

6.2 Skillnader mellan dimensioneringsfall

Med avseende på typ av dimensioneringsfall indikerar resultaten på att något större skillnader mellan beräkningsprogrammen uppstår i fall 2 för andra ordningens moment. Detta fall utmärks också av att Concrete Column som i övriga fall gett resultat på säkra sidan i jämförelse med Frame Analysis nu ger resultat på osäkra sidan gällande tryckkraftskapacitet. Det är tvärsnittets

bärförmåga (reducerat med aktuellt moment) som varit avgörande i fall 2 med Concrete Column och inte slankhetskapaleten. Troligtvis har inte slankhetskapaleten varit avgörande i Frame Analysis heller eftersom en lägre knäckningslängd används här, dock framgår inget värde på böjstyhvheten i detta program. I så fall kan det tyda på att tvärsnittet bärförmåga inte beräknas med samma antaganden eller metoder i beräkningsprogrammen. Concrete Column använder en konservativ ekvation som helt enkelt baseras på totalt area- samt hållfasthetsbidrag från betong och armering i tvärsnittet, se ekvation 2.24. Tryckkraftskapaleten blir lägre i Frame Analysis, utifrån det tas hänsyn till fler faktorer än area- och hållfasthetsbidrag vid beräkning av tryckkraftskapaleten vilket i så fall inte redovisas av Strusoft.

Som beskrevs ovan blir andra ordningens moment orimligt stora med Concrete Column för fall 1 och 3 (b-c), där momentbelastningen är stor, då programmet inte beaktar upplagsvillkor på samma sätt som Frame Analysis. Det leder till att andra ordningens moment uppstår vid upplag som inte är momentupptagande, som i toppen på en pendelpelares.

Det finns två fall där Frame Analysis ger ett större dimensionerande moment än Concrete Column både vid dimensionering och kontrollberäkning, dessa är fall 1a och 3a vilka utmärks bland annat av en mycket låg momentbelastning. Resultatet kan indikera på att nominella styvhetsmetoden inte approximerar små moment så väl eller motsatt att den generella metoden är för konservativ vid små moment. Skillnaderna i andra ordningens moment är visserligen små och likaså skillnaderna i armeringsmängd.

Gällande armeringsmängd uppstår det stora skillnader oavsett om en pendelpelare dimensioneras, konsolpelare eller en pelare med fast inspänd botten och rullager i toppen. Dock kan noteras att när momentbelastningen är mindre som i a-fallen oavsett pelare är skillnaderna som minst, det vill säga val av beräkningsmetod spelar mindre roll vid låga momentbelastningar.

6.3 Lämpligt val av beräkningsprogram

Inledningsvis ska noteras att det inte har kunnat påvisas att varken Concrete Column eller Frame Analysis inte följer kraven i Eurokod, precis som Strusoft beskriver verkar båda programmen utföra beräkningar enligt Eurokod. Dock redogör Strusoft inte fullt ut för exempelvis hur beräkningsiterationer går till eller fullt ut hur biaxiell böjning beräknas. Med andra ord är det upp till konstruktören att göra ett val mellan dessa beräkningsprogram beroende på exempelvis omständigheter i dimensioneringsfallet, då Eurokod inte hänvisar till ett tydligt val vid enskilda pelare. Med andra ord bör valet av beräkningsprogram snarare övergå till val av beräkningsmetod, dvs. om det är mer lämpligt med en generell analys eller en förenklad analys av andra ordningens effekter.

Concrete Column är mer användarvänligt än Frame Analysis då beräkningsmetoden bygger på den nominella styvhetsmetoden som används för hand och bör kännas bekant för de flesta konstruktörer. Programmet är även mer användarvänligt än Frame Analysis för att det finns få faktorer för konstruktören att påverka och det är ett tydligt programupplägg. Utifrån detta och att Concrete Column beräknar resultatet generellt sett på säkra sidan för knäckningsfall 1 och 3, där momentet är större än geometriskt imperfektion, kan detta utifrån det vara ett lämpligt val av program i dessa fall. Dock ska noteras att med säkra sidan avses enbart i jämförelse med resultaten från Frame Analysis. Concrete Column kan även bidra till dubbelt så stor armeringsmängd än vad som teoretiskt är nödvändigt, vilket ger stor påverkan på krav gällande en ekonomiskt och miljömässigt hållbar konstruktion om många pelare ska dimensioneras. Om

Frame Analysis kan användas på ett effektivt och säkert sätt (till exempel av en erfaren konstruktör) kan programmet vara att föredra i sådana fall och även i fall med låga moment likt 1a och 3a.

I fall 2 är det svårt att avgöra vilket program som är mest lämpligt att använda på grund av att båda beräkningsprogrammen ger resultat på osäkra sidan i delresultaten. Frame Analysis ger lägre storlek på andra ordningens moment och även mindre armeringsmängd, medan Concrete Column ger större tryckkraftskapacitet. Enligt ovan bör Frame Analysis beräknade tryckkraftskapacitet vara mer på säkra sidan vilket riktar valet till detta program, dessutom är värdet högre med Concrete Column trots reducering med ett större moment än Frame Analysis vilket också styrker denna teori. Detta knäckningsfall (konsolpelare) har störst skillnader i dimensionerande moment vilket kan leda konstruktören till tron att Concrete Column bör användas framför Frame Analysis. Dock ska då noteras att trots dessa skillnader i andra ordningens moment och att armeringsmängden är samma vid kontrollberäkningarna beräknas en högre tryckkraftskapacitet med Concrete Column.

6.4 Jämförelse med handberäkningsmetoder

6.4.1 Handberäkningar i jämförelse med datorberäkningar

Första ordningens effekter samt inverkan av geometrisk imperfektion beaktas på samma sätt med Concrete Column som med handberäkningarna. Likaså knäckningslängd och slankhet, dock med en skillnad att Concrete Column använder ett annat gränsvärde för slankhet. Detta har inte påverkat resultatet då knäckning är kontrollerad för alla fall.

Metoden i handberäkningarna är mest lik den i Concrete Column vilket återspeglas i stor del av resultaten. I de flesta fallen skiljer det närmast 0% mellan dimensionerande andra ordningens moment, där handberäkningsmetoderna aldrig ger mindre moment än Concrete Column. Med handberäkningsmetoderna blir armeringsmängden störst för fall 1 och 3 (a-c) och för fall 2 blir den mindre än Concrete Columns resultat. Utifrån detta är det på säkra sidan att utföra dimensioneringar för hand.

Concrete Column och handberäkningsmetoderna använder enligt kapitel 3 samma ekvation för att beräkna tvärsnittets bärförmåga vilket resultaten styrker. Det uppstår små skillnader i armeringsmängd mellan metoderna, till följd av detta blir skillnaderna små mellan tvärsnittets bärförmåga. Det tyder också på att interaktionen mellan normalkraft och moment hanteras på liknande sätt eftersom reduktionen av tryckkraft på grund av moment är av samma storleksordning.

Att det uppstår skillnader i armeringsmängd trots mycket lik storlek på dimensionerande krafter tyder på att styvhetsreducering eller armeringsmängd beaktas olika. Enligt kapitel 3 använder både Concrete Column och handberäkningsmetoderna den nominella styvhetsmetoden för reducering av böjstyvhets och approximation av andra ordningens moment, vilket alltså inte bör bidra till skillnader i sig. Dock används jämviktsekvationer som ställs upp i en iterativ beräkningsprocess som hela tiden jämför dimensionerande krafter och töjningar, medan handberäkningsmetoderna använder interaktionskurvor som är ett förenklat sätt att ta hänsyn till kraftjämvikten över tvärsnittet. Avläsningen i kurvorna ger troligtvis inte lika noggrant resultat som den iterativa beräkningsprocessen med jämviktsekvationerna och kan vara en orsak till de små skillnader som uppstår mellan Concrete Column och handberäkningarna. Enligt

Isaksson et al (2010) ger dessa två sätt att ta fram armeringsmängd enbart upphov till små skillnader i resultaten.

I jämförelse med Frame Analysis blir skillnaderna stora för både andra ordningens moment och erforderlig armeringsmängd. Detta kan framförallt förklaras med att olika metoder används för att beräkna andra ordningens moment och reducerad styvhet till följd av icke-lineariteter.

6.4.2 Förenklad handberäkningsmetod

Enligt resultaten blir det en liten skillnad i dimensionerande andra ordningens moment mellan de vanliga handberäkningarna och de med förenklingar, i de flesta fall nära 0% men upp till 9%. I alla fallen blev armeringsmängden minst lika stor som med den vanliga handberäkningsmetoden. Detta betyder att de förenklingar som är gjorda i handberäkningsmetoden tillsammans har bidragit till resultat på säkra sidan. Dessutom är förenklingarna inte så pass grova att resultatet avviker mycket från de mer noggrant beräknade resultaten. Förenklingar bör alltså kunna användas för handöverslag i tidiga dimensioneringsskeden vid liknande dimensioneringsfall som använts i denna studie.

En förenkling som inte bidragit till märkbara skillnader mellan resultaten är att den effektiva höjden som hållits konstant vid iterativt ökande armeringsmängd i tvärsnittet.

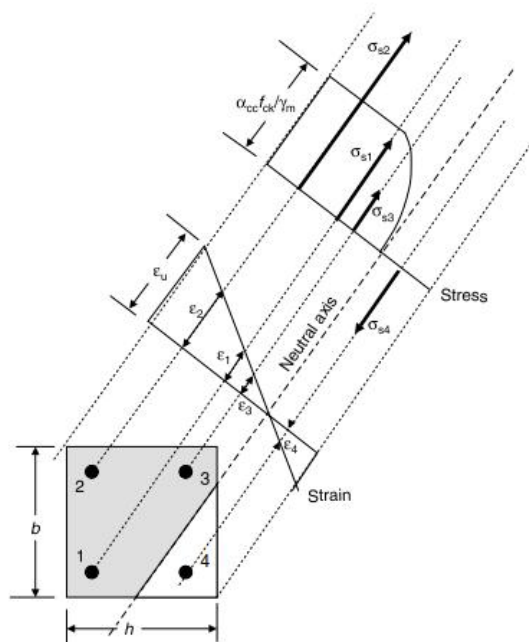
7 Diskussion

Inledningsvis bör det betonas att det är svårt att göra en helhetsbedömning av vilket beräkningsprogram som är att föredra. Detta utifrån att programmen inte beskriver beräkningsmetoderna fullt ut och att lämpligheten även beror av hur erfaren konstruktör användaren är. Nedan diskuteras resultaten och slutsatserna i studien.

7.1 Jämförelse mellan Concrete Column och Frame Analysis

Resultaten visade att Concrete Column inte i fullutsträckning beaktar upplagsvillkoren och fördelningen av första ordningens moment när andra ordningens moment beräknas. Den här metoden är troligtvis framtagen för att ge ett större andra ordningens moment än en noggrann analys, likt den som används i Frame Analysis, vilket också resultatet indikerar på. Men begränsningen med denna metod är att den inte beaktar upplagsvillkoren i full utsträckning. Det leder till att orimligt stora andra ordningens moment beräknas i jämförelse med en fullständig analys. Som exempel kan nämnas fall 1 och 3 (b-c), där första ordningens moment precis vid ett upplag förstoras till andra ordningens moment trots att upplaget inte tillåter ett andra ordningens moment att uppstå precis där.

I Frame Analysis framgår det inte i programbeskrivningen hur den biaxiella utnyttjandegraden beräknas. Istället presenteras en ekvation (5.39 i kapitel 2) tillsammans med resultaten i de fall då biaxiell utnyttjandegrad ges. Trots att den generella metoden används för att beräkna andra ordningens moment så används en konservativ metod för att kontrollera biaxiell utnyttjandegrad. Ingen vidare beskrivning av biaxiell böjning ges vilket gör det svårt att bedöma rimligheten i detta resultatet. I Concrete Column anges åtminstone att den beaktning av biaxiell böjning som programmet gör är via just denna ekvation och kraven beskrivna i Eurokod 2. Användaren vet inte i vilka fall Frame Analysis kontrollerar biaxiell böjning eller ej eller om snittkrafter är framtagna med någon hänsyn till biaxiell böjning. Däremot presenteras den tryckkraftskapaciteten med hänsyn till biaxiell, men ingen vidare förklaring till hur denna kapacitet detta ges i programbeskrivningen. Detta begränsar användarens möjlighet till bedömning av resultaten. Enligt (Beeby A.W., 2009) är ekvationen för biaxiell böjning som ges i Eurokod 2 en konservativ metod när armeringen är placerad symmetriskt över tvärsnittet och inte koncentrerat till hörnen, vilket är fallet i denna studie. Ett beräkningsprogram skulle kunna räkna ut biaxiell utnyttjandegrad genom att ta fram lutningen på det neutrala lagret och dela in tryck- och dragzon i parallella strimlor till neutrala lagret. I varje strimla beräknas sedan kraftkomponenter. Det framgår inte vilken hänsyn Frame Analysis tar till den neutrala axelns lutning vid biaxiell böjning. Concrete Column har tydligt presenterat att det är ekvation 5.39 som används och en naturlig tolkning blir då att den biaxiella böjningen inte tar hänsyn till den neutrala axelns verkliga läge. Enligt Eurokod 2 får den generella metoden användas även för biaxiell böjning och vid förenklad analys kan ekvation 5.38 användas. Det är dock otydligt formulerat om ekvationen inte bör användas vid en generell analys.



Figur 23. Vid biaxiell böjning vinklas den neutrala axelns läge beroende på hur stort momentet är i respektive böjriktning. (Beeby A.W., 2009)

7.2 Lämpligt val av beräkningsprogram

Strusoft (uå) beskriver att den generella metoden ger mer konservativt resultat vid stor momentbelastning, så stor att tvärsnittet spricker, medan styvhetsmetoden ger konservativa resultat när tryckkraften är stor. Detta förklaras inte i programbeskrivningar utan i de instruktionsfilmer som Strusoft tillhandahåller på hemsidan. Möjligen blir informationen mindre lättåtkomlig om man i första hand vänder sig till programbeskrivningen och inte vet om att det finns instruktionsfilmer, tar sig igenom samtliga och vet om att informationen inte är samma som i programbeskrivningarna. Eftersom samma storlek på tryckkraften används i samtliga dimensioneringsfall kan inte beskrivningen om Concrete Column vid stora tryckkrafter verifieras med resultaten. Det som kunnat påvisas gällande Frame Analysis och ovanstående beskrivning från Strusoft är att inverkan av spruckna tvärsnitt spelar stor roll, men hur konservativt resultatet blir och i jämförelse med vad har inte kunnat verifieras.

7.3 Övrig jämförelse och diskussion

7.3.1 Armeringsplacering

En viktig skillnad mellan beräkningsprogrammen är att de placerar armering i tvärsnittet på olika sätt. Om tvärsnittet är kvadratisk placerar Concrete Column huvudsakligen armering med hänsyn tagen till biaxiell böjning, d.v.s. att tvärsnittet armeras symmetriskt i båda riktningar och pelaren får inte en automatiskt vek eller styv riktning. Detta gör inte Frame Analysis som för varje dimensioneringsfall placerar armeringen i en förvald styv riktning, oavsett om första ordningens moment är lika stor i båda riktningar och tvärsnittet är kvadratisk.

Är tvärsnittet rektangulärt så placerar båda programmen armeringen i övre och undre lager i betongtvärsnittets styva riktning. För ett sådant fall placerar Concrete Column armeringen symmetriskt vilket betyder att pelaren kan hantera momentbelastningen i både positiv eller

negativ riktning. Frame Analysis armerar annorlunda här och placerar precis den erforderliga mängd som krävs i vardera lager och gör pelaren känslig för momentets riktning.

Att Frame Analysis placerar armering osymmetriskt gör pelaren känslig för riktningen på momentbelastningen, d.v.s. positivt eller negativt moment. Exempelvis kan man på förhand inte bestämma i vilken riktning geometriska imperfektioner kan uppstå och som i vissa fall kan komma att styra i vilken riktning andra ordningens moment uppstår. För att hantera detta kan armeringsmängden beräknad från Frame Analysis justeras till symmetrisk genom att lägga till armeringsstänger i lagret med mindre armering. Om detta sätt används minskar skillnaderna mellan armeringsmängd som krävs med Concrete Column och Frame Analysis till 0% i alla fall utom 3c där armeringsmängden ökar i Frame Analysis med 11%. Detta sätt att se på skillnaderna i resultat indikerar på Concrete Column är fördelaktigt att använda för att liknande armeringsmängd bör i slutändan erhållas med båda programmen.

7.4 Programhantering

När beräkningar har utförts med Concrete Column och Frame Analysis observeras det att programmen har olika användarvänlighet och att otydligheter i beskrivning av beräkningsmetoder eller programfunktioner förekommer. Avsnitten nedan syftar till att redogöra för dessa så kallade fallgropar.

7.4.1 Generellt

Efter beräkningar har utfört i båda beräkningsprogrammen anses Concrete Column mer användarvänligt. Det beror på att indatan anges på ett sätt som speglar handberäkningar och hanteringen av programmet är relativt pedagogisk då valen som kan göras framställs enkelt och tydligt. I Frame Analysis kan samma typ av indata anges på flera sätt, det finns en utökad bredd av parametrar som kan påverkas och beräkningsmetoden redovisas inte på ett tydligt sätt.

En viktig fallgrop att notera är att interaktionskurvorna från programmen inte presenteras tillsammans med de beräknade kapaciteterna för pelaren. Det blir missvisande för en oerfaren konstruktör att presentera normalkrafts- och momentkapaciteten separat från varandra som om de inte vore beroende av varandra. Om normalkraften ökas så påverkar det momentkapaciteten och om kombinationen av dessa hamnar utanför interaktionskurvan leder det till brott av pelaren. Därför bör resultatet presenteras tillsammans med interaktionskurvorna.

En jämförelse gjordes för att se hur noga det effektiva kryptalet måste anges i beräkningsmetoderna. Den visade att kryptalet inte behöver anges noggrannare än med 1 decimal för dimensioneringsfallen i denna studie. Detta gällde för både Concrete Column och Frame Analysis. För användaren kan detta innebära dels att avläsning av kryptalet i diagram är en tillräckligt noggrann metod och dels att långtidslasterna som används för att beräkna effektivt kryptal inte behöver anges med många värdesiffror. Men undersökningen visar egentligen enbart att även om det effektiva kryptalet anges med viss avvikelse från ett mycket noggrant framtaget värde så påverkas resultaten i brottgränstillstånd mycket lite av detta.

När geometrisk imperfektion representeras med en excentricitet anges detta genom ett värde k_e . Användaren måste själv räkna om excentriciteten till faktorn k_e vilket känns onödigt omständigt och ökar risken för beräkningsfel. Det kan tyckas lättare att en excentricitet anges och att programmet själv gör omräkningen om just definitionen av faktorn k_e är viktig.

7.4.2 Concrete Column

I programmets hjälpsnitt kallas den längsgående armeringen för böjarmering vilket blir missvisande då den längsgående armeringen i betongpelare till stor del är tryckt. Visserligen ska armeringen hantera interaktionen mellan normalkraft och moment vilket kan ge upphov till dragen armering, men den dimensioneras ju inte bara för ren böjning likt en betongbalk.

En begränsning med Concrete Column som inte tydligt beskrivs av Strusoft är att användaren måste själv beakta vilka snitt längs pelaren som kan bli dimensionerande, vilket i sig inte är ett konstigt förfarande. Men att beräkningsprogrammet inte tar hänsyn till totalt momentfördelning längs pelaren väcker misstankar om att detta kan inge en falsk trygghet och till följd utförs inte denna kontroll manuellt längs pelaren.

Slankhet

Vid kontroll av pelarens slankhet beräknas slankhetstalet enligt kapitel 2 men ett annat gränsvärde än det som beräknas med handberäkningsmetoderna ges i resultatet. Ingen förklaring har hittats på vad detta gränsvärde motsvarar, Eurokod anger bara ett typ av gränsvärde som också beräknas enligt kapitel 2. Gränsvärdet i Concrete Column är utmärkande då det är större än slankhetstalet i alla dimensioneringsfall. Möjligtvis är detta ett gränsvärde beräknat utefter vald armeringsmängd för att verifiera att slankheten inte längre är dimensionerande för pelaren utan istället tvärsnittets bärförmåga. Detta har inte kunnat styrkas.

Beräkningsmetod för andra ordningens moment

Den nominella styvhetmetoden tar hänsyn till en momentfördelning med faktorn c_0 , men programmet beskriver inte hur denna faktor väljs eller hur hänsyn tas till momentfördelning. Momentfördelningen är central då den påverkar andra ordningens moment.

Beaktning av sprickbildning i tvärsnitt

Trots att den nominella styvhetsmetoden används i Concrete Column kan användaren välja att beakta sprickbildning eller ej, d.v.s. trots att styvhetmetoden ska beakta sådana effekter på andra ordningens moment och detta är ett krav enligt Eurokod. Det är oklart vad denna beaktning används till. Möjligtvis används den för att beakta spruckna tvärsnitt vid beräkning av tvärsnittet kapaciteter men detta har inte kunnat påvisas i studien.

7.4.3 Frame Analysis

Geometrisk imperfektion

Om geometrisk imperfektion ska beaktas med en horisontell last för en konsolpelare måste användaren själv beräkna om storleken på lasten m.a.p. halva knäckningslasten. Då får momentet på grund av geometrisk imperfektion som beräknas för hand omräknas med halva knäckningslängden vilket ger motsvarande värde på horisontallasten som sedan anges i Frame Analysis. Detta beskrivs inte i programmets beskrivning om hur geometrisk imperfektion beaktas.

En horisontallast kan inte appliceras i vek riktning och därmed är användaren bunden till att använda faktorn k_e , det programmet kallar för initialkrokighet. Det medför att för exempelvis en konsolpelare måste samma storlek på geometrisk imperfektion användas som för en

pendelpelare. Eurokod skriver att konstruktören kan välja om geometrisk imperfektion ska beaktas m.h.a en excentricitet eller horisontallast, men att vid omräkning representerar de en lika stor imperfektion. Det gör alltså inget om det bara går att använda faktorn k_e men den ger samma värde för olika typer av pelare vilket ger upphov till olika moment.

Oavsiktlig lastexcentricitet

Frame Analysis tar inte hänsyn till oavsiktlig lastexcentricitet vid dimensionering i vek riktning i något fall, trots att Eurokod beskriver att tvärsnittsdimensionering måste utföras m.a.p. minst oavsiktlig lastexcentricitet. Programmet använder enbart detta i styv riktning då andra ordningens moment blir mindre än oavsiktlig lastexcentricitet. Det har inte kunnat verifieras om oavsiktlig lastexcentricitet bör beaktas i två riktningar eller i minst en riktning.

Knäckningslängd

När användaren ska definiera upplagstyper för pelaren inför beräkning av knäckningslängd i vek riktning kan i båda ändar tre alternativ väljas; rigid, fixed eller hinged. Det upplevs otydligt att för en pendelpelare krävs att det för båda upplag ska väljas hinged, när i själva fallet ena änden är fixed i knäckningsfallet. Om kombinationen hinged och fixed väljs påverkar det knäckningslängden mycket och på osäkra sidan då pelaren ses som mer styv. För dimensioneringsfallen i denna studie skulle knäckningslängden reduceras från 2.7m till 1.89 m.

Det framgår inte i programmet vilken inspänningsgrad som används i programmet när knäckningslängd beräknas. Av handberäkningar gjorda utifrån resultat kan baklänges beräkningar visa att inspänningsgraden som används är $k=0$ istället för $k=0.1$ som rekommenderas av Eurokod. Detta medför en kortare knäckningslängd vilket är på osäkra sidan. Användaren verkar inte kunna påverka vilken inspänningsgrad används då endast upplagsvillkor anges för att påverka knäckningslängden i vek riktning.

Beräkningsmetod för andra ordningens moment

Det presenteras inte tydligt vid hantering av programmet att den generella metoden används i styv riktning och att en förenklad metod kan väljas för att göra analys i vek riktning. Detta presenteras i programbeskrivningen av beräkningsmetoden. Det blir speciellt otydligt då användaren har möjlighet att påverka vilken förenklad metod som ska användas i vek riktning, men det specificeras inte att valet enbart avser just vek riktning. Detta leder alltså användaren till tron om att en förenklad analys utförs i båda riktningar.

Inför beräkningarna kan användaren välja en procentsats att minst reducera böjstyvheten med vilken inte återges i resultaten och inte heller presenteras vilken böjstyvhet som är använd i exempelvis det kritiska tvärsnittet. Detta gör det svårare för konstruktören att analysera och värdera resultaten.

Val av armeringsdiameter

Valet av armeringsdiameter kan styras under två flikar, dels en under betongegenskaper och dels en under armeringsegenskaper. Det framgår inte i programbeskrivningen eller vid dessa dialogflikar att den armeringsdiameter som anges under armeringsfliken är överordnad. Det betyder att om användaren inte är uppmärksam på resultaten kommer den diameter som angivits under betongfliken att bortses från under beräkningarna. Om en större diameter anges i armeringsfliken kan resultatet bli på osäkra sidan, så pass mycket att det kan få förödande

konsekvenser. Ofta behöver man gå tillbaka till dessa flikar och justera armeringsmängd utifrån den initialt beräknade och därför behöver användaren veta vilken flik som är överordnad.

Beaktning av sprickbildning i tvärsnitt

Hänsyn till uppsprickning av tvärsnitt görs genom att bocka för en ruta innan beräkningen utförs. Bockas denna ruta ur så bockas den inte i automatiskt igen vid en ny beräkning av samma element, vilket ibland kan vara önskvärt. Det kan tyckas märkligt att rutan inte bockar för automatiskt inför varje beräkning sprickbildning måste beaktas enligt Eurokod. Resultatet i kapitel 5 visade på att beaktning av spruckna tvärsnitt kan ge upphov till stora skillnader i andra ordningens moment. I resultatet redovisas inte huruvida beräkningen är utförd med hänsyn till uppsprickning eller ej. Utifrån detta är det troligtvis lätt att missa hänsyn till uppsprickning av tvärsnitt.

Resultat

I resultatet presenteras inte heller vilken typ av tryckkraftskapacitet som beräknats som lägsta kapacitet och därmed avgörande för spelarens totala bärförmåga. Användarens förståelse för och tolkning av resultaten begränsas därmed.

7.5 Begränsningar, felkällor och vidare studier

7.5.1 Begränsningar

Fall 2 (konsolspelaren) har varit svårt att dra entydiga slutsatser kring Trots detta kan resultaten och slutsatserna från jämförelsen mellan beräkningsmetoderna anses vara relevant då husbyggnadskonstruktörer som studien framförallt riktar sig till relativt sällan använder sig av konsolspelare, men oftare av de andra två spelartyperna i studien.

Som Isaksson et al beskriver i Byggkonstruktions (2010) så är en bruksgränskontroll viktig för betongpelare på grund av andra ordningens moment och långtidseffekter. I denna studie har inte bruksgränskontroller inkluderats, men det betyder inte att den kontrollen är mindre viktig. Det var en avgränsning som gjordes tidigt i projektet för att studien inte skulle bli för stor. Om hänsyn till bruksgränsdimensionering hade gjorts skulle möjligen andra typer av skillnader noterats mellan beräkningsmetodernas erforderliga armeringsmängd bland annat.

Dimensioneringsfallen beaktar en begränsad mängd kombinationer av tryckkraft och normalkraft. För att kunna dra mer generella slutsatser borde bland annat en större vidd av kombinationer mellan normalkraft och moment användas.

Concrete Column har i fyra fall gett onödigt stora andra ordningens moment på grund av att ett moment i noden använts som belastning. För en utökad bredd i studiens resultat bör man beakta momentfördelningar som kan ge maximalt moment på andra ställen än just i noden där andra ordningens moment egentligen inte kunnat uppstå på grund av upplagsvillkoret.

Intuitivt krävs mer armeringsmängd för mer last vilket stämmer om alla förutsättningar utöver last är samma mellan dimensioneringsfall. Men då olika tvärsnittsmått och betongkvalitet är använda för de olika fallen går inte beräknad erforderlig armeringsmängd att jämföra mellan fall utan främst mellan beräkningsmetodernas resultat inom fall.

Resultaten presenteras från varje beräkningsmetod och den största skillnaden mellan metoderna anges i procent. Detta gör resultaten mer lättöverskådliga då det är många värden att jämföra, men samtidigt kan storleken på skillnader i procent bli något missvisande för vissa fall. Framförallt avses de fall där den procentuella skillnaden är hög, men i själva verket är den reella skillnaden liten. Detta kan uppstå när små värden jämförs och de reella skillnaderna är små, men procentuella skillnader blir stora.

Ingen av beräkningsmetoderna tar automatiskt hänsyn till huruvida deformationer som uppstår i varje dimensioneringsfall med respektive beräkningsmetod är rimligt och inom ställda krav. För att bättre kunna avgöra om dimensioneringen i brottgränstillstånd var realistisk och därmed gav ett realistiskt förslag på armeringsmängd skulle en kontroll gjorts av deformation i bruksgränstillstånd.

I handberäkningsmetod 2 har en del förenklingar utförts för att undersöka vilken inverkan på resultatet detta får. Medvetet har förenklingar valts som tillåts enligt Eurokod och som på förhand misstänkts ge resultat på säkra sidan och underlätta beräkningar då all indata inte än är känd, eftersom det speglar en konstruktörs arbetssätt.

7.5.2 Felkällor

Den teoretiska knäckningslängden som beräknats till en kortare längd med Frame Analysis kan påverkas genom att justera inspänningsgraden i upplaget i programmet, detta kan dock vara en svår uppskattning att göra och har därför inte utförts i studien samt för att det troligtvis inte skulle ha stor inverkan på resultaten.

Det finns ett fall där den symmetriska armeringen från Concrete Column manipulerats för att uppnå en utnyttjandegrad som är närmare 100%, fall 2a där en extra stång adderats. Detta har gjort för att det var svårt att finna en dimensionerande utnyttjandegrad nära 100% med den armeringsmängd som Concrete Column föreslog.

De stora skillnader i nominella styvhetsvärden som redovisats kan bero på felberäkningar i handberäkningsmetoden, dock har det inte kunnat identifierats var felet i så fall skulle finnas. Handberäkningsmetoderna är utförda m.h.a. MatLab där ett beräkningsprogram skrivits. Detta undviker fel genom att samma beräkning utförs varje gång och identifierade fel i handberäkning kan justeras och följer med i alla beräkningar, dock finns risken för det omvända; att fel i en beräkning finns i alla handberäkningar. För att lättare identifiera fel är programmet skapat så att all indata presenteras i utdata vilket gör fel mer spårbara och lättidentifierade.

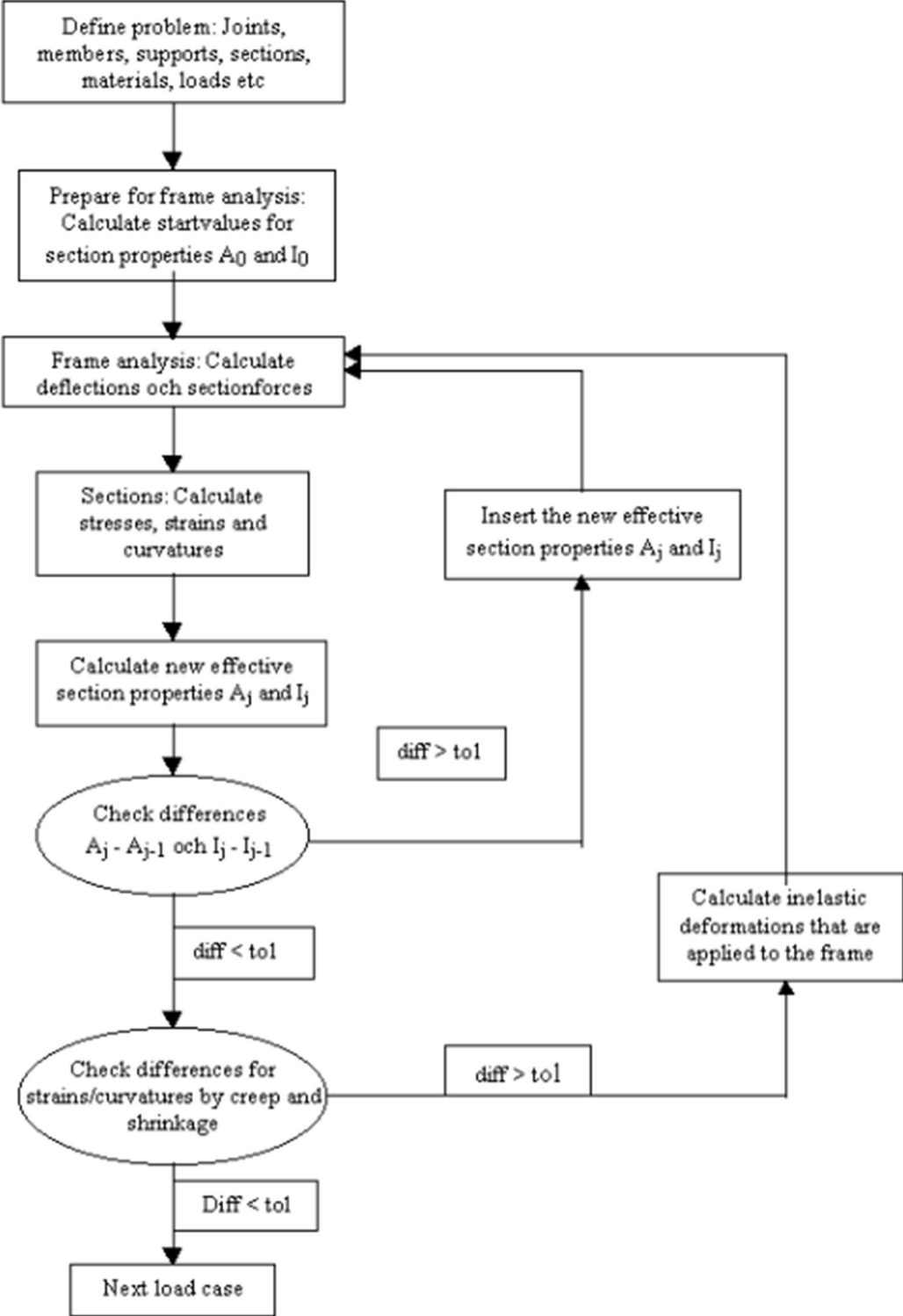
7.5.3 Vidare studier

Studien har lett till funderingar kring alternativa studier som istället kan innefatta en vridning på frågeställningar i denna studie. Frågan leds då bort från val av specifika beräkningsprogram till en problemställning som relaterar till när det är lämpligt att använda en fullständig analys av betongpelare; en finit elementmetod med noggrann beaktning av icke-lineariteter framför en förenklad analys med schablonmässiga approximationer.

Referenser

- Beeby A.W., R. S. (2009). *Designers guide to Eurocode 2: Design of concrete structures*. London: Thomas Telford Publishing
- Betongföreningen (2009). *Svenska Betongföreningens handbok om Eurokod 2*.
- Boverket (2016a). *Om Boverkets byggregler, EKS*. Hämtat från Boverket: <http://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/> den 14 juni 2017
- SS-EN-1992-1-1:2005. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm: SIS Förlag AB.
- S. Heyden, O. Dahlblom, A. Olsson, G. Sandberg (2008). *Introduktion till strukturmekniken*. (Vol. 4:5). Lund: Studentlitteratur AB.
- T. Isaksson, A. Mårtensson (2010b). *Byggkonstruktion. Regel- och formelsamling*. Lund: Studentlitteratur AB.
- T. Isaksson, A. Mårtensson, S. Thelandersson (2010). *Byggkonstruktion*. Lund: Studentlitteratur AB.
- Strusoft (2009). *Frame Analysis ("Help - Content")*. Structural Design Software in Europe AB. Hjälpaavsnitt i programmet.
- Strusoft (2009). *Information Frame Analysis 6*. Structural Design Software in Europe AB. Hjälpaavsnitt i programmet.
- Strusoft (2011). *Concrete Column (Help)*. Structural Design Software in Europe AB. Hjälpaavsnitt i programmet.
- Strusoft (2011b). *Frame Analysis Help, Concrete Module 6*. Structural Design Software in Europe AB.
- Strusoft (uå). *Instruktionsfilmer WIN-Static - Frame Analysis*. Hämtat från Strusoft: <http://www.strusoft.com/video-tutorials/swe/win-statik/frame-analysis> den 09 09 2017
- Strusoft (uå). *Winstatic*. Hämtat från Strusoft: <http://www.strusoft.com/products/win-statik> den 14 juni 2017
- Strusoft (uåb). *Instruktionsfilmer Win-Static - Concrete Column*. Hämtat från <http://www.strusoft.com/video-tutorials/swe/win-statik/concrete-column>

Bilaga A - Frame Analysis - flödesschema styvhetsberäkning



Figur 24. Flödesschema över iterationsprocessen vid styvhetsberäkning i Frame Analysis (Strusoft, 2011b).

Bilaga B – Indata vid beräkningar

Tabell 17. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 1a, 1b och 1c.³⁹

Indata vid beräkningar	Fall 1a			Fall 1b			Fall 1c		
	CC	FA	H	CC	FA	H	CC	FA	H
bxh (mm ²)	350x350	350x350	350x350	350x400	350x400	350x400	350x400	350x400	350x400
Hållfasthet (MPa)	C20	C20	C20	C20	C20	C20	C20	C20	C20
Armeringsdiameter (mm)	12	12	12	14	14	14	14	14	14
Effektivt kryptal	2.20	2.20	2.20	1.760	1.760	1.760	1.321	1.321	1.321
NEd (kN)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Geometrisk imp., ei (mm)	ke=400	ke=400	6.75	ke=400	ke=400	6.75	ke=400	ke=400	6.75
Mavs (kNm)	-	-	-	-	150	-	-	150	-
qd (kN/m)	-	-	-	-	-	-	-	10.5	-
M0Ed (kNm)	-	-	10.125	150	-	160.125	150	-	160.125
Fördelning av M0Ed, c0	-	(parabolisk)	9.6	-	(parabolisk)	9.6	-	(parabolisk)	9.6
Moavs (kNm)	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30
Knäckningslängd (m)	2.7	(2.7)	2.7	2.7	(2.7)	2.7	2.7	(2.7)	2.7

³⁹ Värden inom parantes betyder att det antingen krävs för att beräkna annat värde som anges som indata eller är ett värde som beräknas av programmet och på så vis används av programmet som indata.

Tabell 18. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 2a, 2b och 2c.⁴⁰

Indata vid beräkningar	Fall 2a			Fall 2b			Fall 2c		
	CC	FA	H	CC	FA	H	CC	FA	H
bxh (mm^2)	350x350	350x350	350x350	350x450	350x450	350x450	350x450	350x450	350x450
Hållfasthet (MPa)	C20	C20	C20	C30	C30	C30	C35	C35	C35
Armeringsdiameter (mm)	12	12	12	16	16	16	14	14	14
Effektivt kryptal	2.20	2.20	2.20	1.76	1.76	1.76	1.321	1.321	1.321
NEd (kN)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Geometrisk imp., ei (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Hgeo (kNm)	(7.5)	7.5	(7.5)	(7.5)	7.5	(7.5)	(7.5)	7.5	(7.5)
Mavs (kNm)	-	-	-	-	150	-	-	150	-
qd (kN/m)	-	-	-	-	-	-	-	10.5	-
M0Ed (kNm)	22.0725	-	22.0725	172.0725	-	172.0725	210.3445	-	210.3445
Fördelning av M0Ed, c0	-	(triangulär)	12	-	(triangulär)	12	-	(parabolisk)	9.6
Moavs (kNm)	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30
Knäckningslängd (m)	5.886	(5.4)	5.886	5.886	(5.4)	5.886	5.886	(5.4)	5.886

⁴⁰ Värden inom parantes betyder att det antingen krävs för att beräkna annat värde som anges som indata eller är ett värde som beräknas av programmet och på så vis används av programmet som indata.

Tabell 19. Indata i de olika beräkningsmetoderna för dimensioneringsfall 3a, 3b och 3c.⁴¹

Indata vid beräkningar	Fall 3a			Fall 3b			Fall 3c		
	CC	FA	H	CC	FA	H	CC	FA	H
bxh (mm^2)	300x300	300x300	300x300	300x350	300x350	300x350	300x350	300x350	300x350
Hållfasthet (MPa)	C20	C20	C20	C25	C25	C25	C25	C25	C25
Armeringsdiameter (mm)	12	12	12	14	14	14	14	14	14
Effektivt krytpal	2.27	2.27	2.27	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
NEd (kN)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Geometrisk imp., ei (mm)	ke=400	ke=400	5.20	ke=400	ke=400	5.20	ke=400	ke=400	5.20
Mavs (kNm)	-	-	-	-	150	-	-	150	-
qd (kN/m)	-	-	-	-	-	-	-	10.5	-
M0Ed (kNm)	-	-	7.80	150	-	150	150	-	150
Fördelning av M0Ed, c0	-	(parabolisk)	9.6	-	(parabolisk)	9.6	-	(parabolisk)	9.6
Moavs (kNm)	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30	(30)	(30)	30
Knäckningslängd (m)	2.079	(1.89)	2.079	2.079	(1.89)	2.079	2.079	(1.89)	2.079

⁴¹ Värden inom parantes betyder att det antingen krävs för att beräkna annat värde som anges som indata eller är ett värde som beräknas av programmet och på så vis används av programmet som indata.