

## Konceptuell utformning av bärande system i höghus

*Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad*

**ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON**

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg 2007  
Examensarbete 2007:112



EXAMENSARBETE 2007:112

# Konceptuell utformning av bärande system i höghus

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
*Avdelningen för konstruktionsteknik*  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2007

Konceptuell utformning av bärande system i höghus  
*Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad*  
ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON

© ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON, 2007

Examensarbete 2007:  
Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
Chalmers tekniska högskola  
412 96 Göteborg  
Telefon: 031-772 10 00

Chalmers repo service / Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Göteborg 2007

Conceptual design of load bearing systems in tall buildings  
Master's Thesis in the International Master's Program Structural Engineering  
ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON  
Department of Civil and Environmental Engineering  
Division of Structural Engineering  
Chalmers University of Technology

## **ABSTRACT**

The project concerns different solutions for the load bearing structure in high-rise buildings, as well as important factors, which can be decisive for the design of this system. Due to the fact that high-rise buildings are still very rare in Sweden, the evaluated methods originate from all over the world.

A building with a height of 150 m has been used as a starting point in a conceptual process, which aim has been to design the load bearing structure in an efficient way. The efficiency has been taken into consideration through aspects like economics, building physics, installation technology, energy conservation, and fire issues. In order to establish which alternative that contains the superior properties, basic calculations has been made containing relatively rough estimations. These calculations indicated that the comfort criteria regarding the horizontal accelerations due to wind loads are decisive for the design of the building, a result that is in line with current literature in the area.

Two different building designs is presented, which both fulfil the different demands and considerations. The first alternative consists of a relatively small, central core, which is connected to the façade, using big storey-high outriggers at four floors. The other alternative uses a bit larger core, located eccentrically at a façade wall. Since the calculations were made by hand in this stage, all effects were not included, mainly due to extensive calculations, but also due to lack of accepted calculation methods. In order to guarantee these approximated results, aids in shape of computer programs was utilized, which also allow more complicated effects to be included. The Finite Element Method (FEM)-program 3D Structure was used.

The results from the computer models do not fully correspond with the rough calculations in either case. Especially the eigenfrequency doesn't match and the computer model indicates that larger cores are needed in both buildings. Since the acceleration is complicated to calculate even with the use of computer it is recommended that a wind tunnel test is used in order to optimize the size of the core. Both systems should be a reasonable design option to use with smaller changes.

Keywords: high-rise buildings, load bearing system, conceptual design

## Konceptuell utformning av bärande system i höghus

*Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad*

ERIK SAMUELSSON & IDA SVENSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Betongbyggnad

Chalmers Tekniska Högskola

### SAMMANFATTNING

Olika konstruktionsmetoder vid byggnation av höga hus har studerats och fokus har legat på det bärande systemet, samt faktorer som påverkar valet av detta. Då höga hus än så länge är mycket sällsynta i Sverige har istället metoder som används i övriga världen analyserats i första hand.

En byggnad med en höjd på ca 150 m, placerad i Göteborg, har använts som utgångspunkt i en konceptuell process, vilken syftat till att utforma det bärande systemet på ett effektivt sätt. Olika hänseenden har beaktats vad gäller effektiviteten, där hänsyn har tagits till aspekter som ekonomi, byggnadsfysik, installationsteknik, energi, samt brand och utrymning. För att komma fram till vilket system som är mest lämpligt har överslagsberäkningar gjorts, vilka påvisade att de komfortmässiga kraven för byggnadens transversella accelerationer var helt avgörande för byggandets utformning. Dessa accelerationer härrör från vindens dynamiska inverkan på byggnaden och enligt litteraturen är detta fenomen ofta dimensionerande för just höga hus.

Två olika koncept på stomsystemet togs fram, vilka bäst uppfyllde alla krav och önskemål. Det ena alternativet byggde på en relativt liten, centralt placerad kärna, vilken sammankopplats till fasaden med horisontella fackverk på fyra våningsplan. Det andra bestod i en ensam excentriskt placerad kärna med en avsevärt ökad storlek. Alla effekter kunde dock inte inkluderas i överslagsberäkningarna, både beroende på omfattningen av beräkningarna, samt en allmän brist på accepterade lösningsmetoder. För att säkerställa approximativa resultat, samt inkludera effekter som tidigare inte kunnat modelleras, utfördes beräkningar nu också med 3D Structure, som är ett avancerat beräkningsprogram vilket bygger på Finita Element-Metoden (FEM).

Resultat från datorberäkningar stämmer inte riktigt överens med överslagsberäkningar och det är framförallt egenfrekvensen som avviker. Datormodelleringar indikerar att en större kärna erfordras för att klara kraven på horisontella accelerationer. Eftersom dessa dock är komplicerade att modellera rekommenderas vindtunneltest för att möjliggöra en optimering av kärnans storlek. Bägge systemen bör dock vara fullt tillämpbara med mindre modifikationer.

Nyckelord: Höghus, lastbärande system, konceptuell utformning

# Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	VII
BETECKNINGAR	VIII
1 INLEDNING	1
1.1 Historik för höga hus	1
1.2 Skillnader mellan höga och låga hus	3
1.3 Syfte	4
1.4 Avgränsningar	4
1.5 Arbetsmetodik	4
1.6 Rapportöversikt	5
2 REDOGÖRELSE AV OLIKA STOMKOMPONENTER OCH DESS UNDERLIGGANDE FAKTORER	6
2.1 Stomsystem	6
2.1.1 Fackverk (stagad ram)	6
2.1.2 Ramkonstruktion	8
2.1.3 Ramkonstruktion med utfyllnad	9
2.1.4 Skjuv-väggar	10
2.1.5 Kombinerade ram-vägg-system	11
2.1.6 Tubkonstruktioner	11
2.1.7 Central kärna med utriggare	14
2.1.8 Hängkonstruktioner	15
2.1.9 Tredimensionella konstruktioner	16
2.2 Bjälklag	17
2.2.1 Bjälklag i armerad betong	17
2.2.2 Bjälklag med stålramskonstruktion	20
2.3 Grundläggning	21
2.3.1 Fundament	21
2.3.2 Slagpålar	22
2.3.3 Grävpålar	23
2.4 Placering av byggnadens driftskärna	24
2.5 Erforderlig hisskapacitet	25
2.6 Energiaspekter	27
2.6.1 Ventilation	28
2.6.2 Värmebalans	29
2.7 Brandskydd	31

2.7.1	Brandklasser	32
2.7.2	Utrymning	32
2.8	Dynamisk respons	33
2.8.1	Horisontella rörelser	33
2.8.2	Dämpare	35
2.9	Produktionsaspekter	36
3	METODER FÖR ÖVERSLAGSBERÄKNINGAR	40
3.1	Snedställningslast	40
3.2	Nyttig last	42
3.3	Moment-areametoden för beräkning av utböjning	42
3.4	Beräkning av knäckningslast	43
3.4.1	Vianellos metod för beräkning av knäckningslast	44
3.4.2	Lorentsens metod för beräkning av byggnaders systemknäckning	47
3.4.3	Specialfall, $x_T = y_T = 0$	49
3.5	Hänsyn till andra ordningens effekter	50
3.6	Beräkning av byggnaders egenfrekvens	51
3.7	Beräkning av horisontell acceleration i byggnaden	52
3.8	Kontroll av andra svängningseffekter	55
4	VAL AV GRUNDLÄGGANDE KONCEPT	57
4.1	Grundläggande förutsättningar	57
4.2	Metodik vid val av koncept	59
4.3	Fall 1 - Central kärna	61
4.4	Fall 2 – Utnyttjande av hisschakt	65
4.5	Fall 3 – Minimal erforderlig central kärna	67
4.6	Fall 4 – Central kärna med dämpning	68
4.7	Fall 5 – Central kärna med utriggare	69
4.8	Fall 6 - Excentrisk kärna	73
4.9	Slutsatser om grundläggande koncept	75
5	FÖRDJUPAD DIMENSIONERING AV LOVANDE KONCEPT	77
5.1	Konstruktion med central kärna och utriggare	77
5.1.1	Val av grundläggningsmetod	77
5.1.2	Dimensionering av källarens utriggarväggar	80
5.1.3	Påldimensionering	84
5.1.4	Val av bjälklag	86
5.1.5	Dimensionering av upplagsbalkar	87
5.1.6	Utformning av kärna och källare	88
5.1.7	Dimensionering av utriggare	89



5.2	Byggstomme med större excentrisk kärna	90
5.2.1	Val av grundläggningsmetod	90
5.2.2	Dimensionering av källarens utriggarväggar	91
5.2.3	Påldimensionering	92
5.2.4	Val av bjälklag	96
5.2.5	Dimensionering av balkar	97
5.2.6	Utformning av kärna och källare	97
6	DATORBERÄKNINGAR	98
6.1	Beräkningsförutsättningar	98
6.1.1	Beräkningsmodell	98
6.1.2	Visualisering av valda modeller	101
6.2	Resultat av datorberäkningar	104
6.2.1	Stomme med utriggare	104
6.2.2	Stomme med excentrisk kärna	108
7	SAMMANFATTNING AV RESULTAT	115
7.1	Jämförelse mellan överslagsberäkningar och dator-beräkningar	115
7.2	Jämförelse mellan första och andra ordningens teori	117
7.3	Effekt av utriggare	118
7.4	Jämförelse mellan de olika byggnaderna	120
8	SLUTSATSER OCH RÅD INFÖR FORTSATTA STUDIER	121
8.1	Slutsatser	121
8.2	Råd inför fortsatta studier	122
9	REFERENSER	123
9.1	Skriftliga källor	123
9.2	Muntliga källor	125

## BILAGOR

A1	Vindlast, byggnad med bredd 33,6 m
A2	Vindlast, byggnad med bredd 38,4 m
B1	Handberäkning, utriggarkonstruktion
B2	Handberäkning, konstruktion med excentrisk kärna
C1	Utböjning för utriggarkonstruktion
C2	Utböjning för konstruktion med excentrisk kärna

- D1 Knäckningsberäkning för utriggarkonstruktion, kärna
- D2 Knäckningsberäkning för utriggarkonstruktion, kärnvägg
- D3 Knäckningsberäkning för konstruktion med excentrisk kärna, kärna
- E1 Beräkning av egenfrekvens för utriggarkonstruktion
- E2 Beräkning av egenfrekvens för konstruktion med excentrisk kärna
- F Lastkombinationer för datorberäkningar
- G1 Stabilitetskontroll – Utriggarkonstruktion utan utriggare
- G2 Stabilitetskontroll – Utriggarkonstruktion med utriggare
- G3 Stabilitetskontroll – Konstruktion med excentrisk kärna

## Förord

Idén om studien väcktes av konsultföretaget VBK, som önskade få olika konstruktionsprinciper för höga hus belysta. Erfarenhet och kunskap av att bygga hus över 100 meter höga är begränsade i Sverige då byggnationer av detta slag är sällsynta. Studien har varit ett samarbete mellan VBK och avdelningen Konstruktionsteknik på Institutionen Bygg- och Miljöteknik vid Chalmers tekniska högskola.

Studien har tagit fram olika tänkbara stomalternativ för en 150 meter hög byggnad i Göteborg. Komponenter som påverkar val av stomalternativ såsom brand, ventilation, produktion, hissar, dynamik och grundläggning behandlas alla i rapporten. Beräkningar har gjorts för hand för att senare kontrolleras med hjälp av datorprogrammet FEM Design.

Vi vill rikta ett speciellt tack till vår handledare på VBK, Sören Svensson och vår examinator Björn Engström från Chalmers. Utan deras vägledning och kunskap hade studien tagit betydligt mycket längre tid. Vi vill även tacka Börje Johansson, Kenneth Eriksson, Kamal Handa, Arne Dahlberg, Daniel Ekström, Karl Johan Laag, Björn Linder och alla anställda på VBK som samtliga har hjälpt oss med information inom respektive expertområden.

Göteborg november 2007

Erik Samuelsson & Ida Svensson

# Beteckningar

## Latinska versaler

$A$	Tvärsnittsarea
$A_{bjälklag}$	Area som ett bjälklag spänner upp
$A_{lastyta,kärna}$	Area, vars last byggnadens kärna bär upp
$A_s$	Armeringens tvärsnittsarea
$A_{sv}$	Armeringsarea för tvärkraftsarmering
$B^2$	Vindens bakgrundsrespons, dvs. responsen av bakgrundsturbulensen
$B_{ix}$	Böjstyvhetsparameter med avseende på y-axeln för ett stabiliserande element $i$ , orienterat i x-riktningen
$B_{iy}$	Böjstyvhetsparameter med avseende på x-axeln för ett stabiliserande element $i$ , orienterat i y-riktningen
$B_{kärna}$	Bredd på lastbärande kärna i byggnad
$B_{x\text{ ekv}}$	Ekvivalent böjstyvhetsparameter med avseende på y-axeln (styvheten verkar i x-riktningen)
$B_{y\text{ ekv}}$	Ekvivalent böjstyvhetsparameter med avseende på x-axeln (styvheten verkar i y-riktningen)
$C$	Ekvivalent styvhetsparameter, avseende total knäckning för byggnad
$E$	Elasticitetsmodul
$E_{cd}$	Dimensioneringsvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{cd,inst.}$	Dimensionerande elasticitetsmodul för betong vid instabilitetsberäkning för osprucken betong
$E_{ck}$	Karakteristisk elasticitetsmodul för betong
$E_{sk}$	Karakteristisk elasticitetsmodul för stål
$E_x$	Elasticitetsmodul i x-riktningen
$E_y$	Elasticitetsmodul i y-riktningen
$F_c$	Tryckresultant för betong
$F_{h,tot}$	Fiktiv horisontell last, vilken motsvarar effekter från snedställning
$F_i$	Ekvivalent transversell last, verkandes i bjälklaget på våning $i$ ,
$F_K$	Kármáns vindenergispektrum
$F_s$	Dragresultant för armeringsstål
$F_{v,tot}$	Total vertikal last verkande på ovanförliggande bjälklag
$G$	Egenvikt
$H_{hus}$	Husets höjd
$I$	Tröghetsmoment
$I_c$	Tröghetsmoment för osprucket betongtvärsnitt
$I_p$	Polärt tröghetsmoment
$I_u$	Vindturbulensens intensitetsfaktor
$L$	Längd

$L_h$	Byggnadens höjd
$L_{hus}$	Byggnadens sidolängd
$L_{kärna}$	Längd på lastbärande kärna i byggnad
$L_{påle}$	Längd på påle
$M$	Moment
$M_E$	Lasteffekt från moment
$M_{Ed}$	Dimensionerande lasteffekt från moment
$M_{Rd}$	Dimensionerande bärförmåga för moment
$M_{sned}$	Moment på grund av snedställning
$M_{vind}$	Moment på grund av vind
$N$	Normalkraft
$N_c$	Tryckverkande normalkraft
$N_{fasadp.,gynn.}$	Normalkraft i en fasadpelare, då stor last är gynnsamt
$N_{fasadp.,ogynn.}$	Normalkraft i en fasadpelare, då stor last är ogynnsamt
$N_k$	Kritisk knäckningslast
$N_M$	Normalkraft från momentpåverkan
$N_{Rd}$	Normalkraftskapacitet
$N_t$	Dragverkande normalkraft
$R$	Resonansrespons för vindlastberäkning
$R_{cd,kärnvägg}$	Bärkapacitet för en kärnvägg i betong
$S_C$	Scrutons tal
$V$	Tvärkraft
$V_{cw}$	Tvärkraftskapacitet vid livtryckbrott
$V_d$	Dimensionerande tvärkraft
$V_{Rd}$	Tvärkraftskapacitet
$W$	Böjmotstånd
$W_i$	Last av våning $i$

### Latinska gemena

$a$	Byggnadens längd
$a_G$	Faktor för den dynamiska vindeffekten ”galloping”
$a_{max}$	Accelerationens maximala värde för en byggnad
$a_{rms}$	Accelerationens medelvärde för en byggnad (Root Mean Square)
$b$	Byggnadens bredd
$b_f$	Effektiv flänsbredd
$b_w$	Bredd på liv
$b_{w,tot}$	Total bredd på samtliga medverkande balkliv
$d$	Effektiv höjd, avstånd från tryckt kant till dragarmering
$d_{påle}$	Diameter, påle

$f_0$	Eigenfrekvens
$f_{cc}$	Tryckhållfasthetsvärde för betong
$f_{ccd}$	Dimensionerande tryckhållfasthetsvärde för betong
$f_{cck}$	Karakteristiskt tryckhållfasthetsvärde för betong
$f_{ct}$	Dragkraftskapacitet hos betong
$f_{ctk}$	Karakteristisk dragkraftskapacitet hos betong
$f_{st}$	Dimensionerande flytgränsvärde för armering
$f_{sv}$	Draghållfasthetsvärde för tvärkraftsarmering
$f_v$	Formell skjuvhållfasthet för betong
$g_w$	Vindlastens spetsfaktor
$h_{vån}$	Höjd på en våning
$h_w$	Höjd på balkliv
$k_E$	Eulers knäckningskonstant
$k_p$	Faktor som ger samband mellan accelerationens medelvärde och maximala värde
$k_v$	Parameter för knäckning rörande böjning
$k_z$	Fjäderstyvhet i z-riktningen
$l$	Längd
$m$	Massa per längdenhet
$n$	Antal
$n_{pelare}$	Antal samverkande pelare vid beräkning av snedställningslast
$q$	Utbredd last
$q_k$	Nyttig last
$q_{k,bunden}$	Nyttig last, bunden del
$q_{k,fri}$	Nyttig last, fri del
$q_m$	Medelvärde på vindtryck
$s$	Säkerhetsfaktor mot knäckning
$s$	Avstånd mellan tvärkraftsarmering i längdled
$t_{kärna}$	Tjocklek på kärnans vägg
$v$	Horisontell knäckningsutböjning av byggnad
$v'$	Vinkel av knäckningsutböjning, lutning
$v''$	Krökning av knäckningsutböjning
$v_{CG}$	Kritisk vindhastighet för ”galloping”-effekten
$v_{ant}$	Antagen utböjningskurva, avseende knäckningsberäkning med Vianellos metod
$v_{ber}$	Beräknad utböjningskurva, avseende knäckningsberäkning med Vianellos metod
$v_m$	Medelvindhastighet
$v_{mk}$	Karakteristisk medelvindhastighet
$w$	Horisontell utböjning av byggnad
$w'$	Vinkel av utböjning, lutning

$w''$	Krökning av utböjning
$w_i$	Horisontell utböjning av byggnad på våning $i$
$x$	Tryckzonshöjd i balk utsatt för böjmoment
$x_T$	Avstånd mellan bjälklagets tyngdpunkt i x-led och beräknat origo, avseende total knäckning för byggnad
$y_T$	Avstånd mellan bjälklagets tyngdpunkt i y-led och beräknad origo, avseende total knäckning för byggnad
$z$	Avstånd mellan betongens tryckresultant och dragresultant

### Grekiska versaler

$\Gamma_M$	Momentförstoringsfaktor som tar hänsyn till andra ordningens effekter
------------	---

### Grekiska gemena

$\alpha$	Tryckblocksfaktor för beräkning av rektangulära betongtvärsnitt utsatta för böjning, under förutsättning att betongstukningen är dimensionerande
$\alpha_0$	Systematiska avvikelser för snedställningslast
$\alpha\delta$	Slumpmässiga avvikelser för snedställningslast
$\alpha_{md}$	Faktor som omvandlar vertikal last verkande på ovanförliggande bjälklag till en fiktiv horisontell last verkande i samma punkt
$\beta$	Tryckblocksfaktor för beräkning av rektangulära betongtvärsnitt utsatta för böjning, under förutsättning att betongstukningen är dimensionerande
$\delta_a$	Aerodynamisk dämpning
$\delta_d$	Dämpningsfaktor härrörande från en extra dämpare i byggnaden
$\delta_m$	Mekanisk dämpningsfaktor
$\delta_s$	Byggnadens totala dämpningsfaktor
$\varepsilon_{cc}$	Betongstukning
$\varepsilon_{cu}$	Betongstukningens slutliga värde
$\varepsilon_s$	Ståltöjning
$\varepsilon_{sy}$	Flytgränstöjning för stål
$\phi$	Diameter
$\phi_1$	Modfaktor för beräkning av acceleration i byggnad
$\phi_b$	Storleksfaktor med hänsyn till konstruktionens bredd vid dynamisk vindlastberäkning
$\phi_h$	Storleksfaktor med hänsyn till konstruktionens höjd vid dynamisk vindlastberäkning
$\gamma_n$	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen i brottgränstillstånd
$l_{max}$	Rekommenderad maximal horisontell acceleration i byggnaden, maximalt värde
$l_{rms}$	Rekommenderad maximal horisontell acceleration i byggnaden, medelvärde (rms)

$\rho$	Densitet
$\rho$	Koefficient för beräkning av tvärkraftsarmering, beroende av minsta dragarmeringsmängd
$\rho_c$	Densitet för betong
$\sigma$	Spänning
$\sigma_c$	Betongspänning
$\sigma_{cc}$	Betongtryckspänning
$\sigma_{ct}$	Betongdragspänning
$\sigma_{Rd,c}$	Spänningskapacitet för tryckt tvärsnitt
$\sigma_s$	Stålspänning
$\xi$	Koefficient beroende på effektiva höjden vid beräkning av tvärkraftskapacitet
$\xi_{\bar{a}r}$	Faktor som omvandlar karakteristisk medelvindhastighet, byggande på en referensvindhastighet med återkomsttid på 50 år till en som har en återkomsttid på 5 eller 10 år



# 1 Inledning

## 1.1 Historik för höga hus

I takt med att urbaniseringen i dagens samhälle ökar, ställer detta allt högre krav på tillgängliga bostäder och lokaler i städernas centrala delar. På grund av höga markpriser, PR-mässig status samt eftersträvan att bevara stadens grönområden och allmänna ytor, återstår i flera fall endast alternativet att bygga på höjden. Definitionen på vad ett högt hus egentligen är har dock naturligtvis förändrats avsevärt genom åren. Normen sätts av vad civilisationen känner till samt vad vi är kapabla att bygga. Det är dock inte bara över tiden som definitionen ändras, utan också var man befinner sig geografiskt och utifrån vilket perspektiv byggnaden ses. Ur en modern civilingenjörs perspektiv definierar, fritt översatt, Smith, Coull (1991) ett högt hus som: "en byggnad som på grund av dess höjd, är påverkad av transversella krafter i form av vind eller jordbävning, i så hög grad att de spelar en avgörande roll i dimensioneringen av bärverket".

Ur ett historiskt perspektiv har däremot de transversella krafterna inte varit dimensionerande. Ända fram till 1800-talet användes huvudsakligen sten och trä som byggnadsmaterial, vilka inte tillåter byggnader av högre karaktär. På flera håll i världen föredrogs träkonstruktioner, av den orsaken att faktorer som kostnad, materialtillgång och produktionsförlopp hade en gynnsam inverkan. Detta resulterade i att flera städer till stora delar var uppbyggda av träbyggnader. Under 1700- och 1800-talet totalförstördes flera av dessa städer i bränder och de byggdes istället upp med murverk, för att undvika framtida katastrofer. På grund av murverkens höga vikt, uppstod problem vid höjder på omkring 20 våningar, då bärkonstruktionen, som krävdes för att bära upp egenvikten, upptog orimligt stor plats i byggnadens nedre plan. Lösningen blev att övergå till det nya materialet stål, som började användas på 1880-talet. Några år senare uppfanns den elektriska hissen, vilken tillsammans med stålet utgjorde förutsättningar för att bygga ännu högre byggnader. Utvecklingen fortgick och kulminerade med 102 våningar höga Empire State Building (381 m) år 1931. Vid den här tiden stod i princip USA för hela höghusutvecklingen, där Chicago och New York var de ledande städerna. Av ekonomiska skäl framtogs även betong som ett alternativt byggnadsmaterial omkring sekelskiftet 1900. Det dröjde dock först till 1920-talet innan betongen användes i högre byggnader och vid färdigställandet av Empire State Building var det högsta huset i världen, byggt i betong, endast 23 våningar högt. En stor anledning varför betong användes i en mindre utsträckning var dess mer komplicerade materialegenskaper, där kunskap saknades gällande samverkan mellan betong och armering. Strävan att bygga högt kom av sig med börskraschen i New York 1929, och den påföljande depressionen och världskrig medförde en stiltje i höghusutvecklingen, de nästföljande decennierna.

Under 1960-talet kom datorerna som revolutionerade beräkningsmöjligheterna och det blev möjligt att kombinera olika stomsystem i större utsträckning. Det 110 våningar höga World Trade Center (412 m) byggdes år 1973 som en följd av detta och byggnaden var den första över 400 meter. Vid de här höga höjderna ökade problematiken kring dynamiska effekter, vilket gjorde det svårt att nå mycket högre höjder än 450 meter. En milstolpe som kom att förändra detta var introduktionen av dämpande system, som syftar till att aktivt minska svängningar i huset. Dämpande

system användes först i Citicorp center, i New York 1977, men har blivit allt vanligare på senare tid i takt med att allt högre höjder eftersträvas.

I slutet av 1980-talet var 27 av de 30 högsta byggnaderna i världen belägna i USA, men därefter har andra regioner i världen tagit över utvecklingen. Det är framförallt sydöstra Asien och Arabiska halvön som dominerar höghusbyggandet i dagsläget, vilket syns i tabell 1.1, där världens högsta byggnationer återfinns.

Tabell 1.1 Världens högsta byggnader i olika kategorier 070613

Användningsområde	Byggnad	Stad, Land	Höjd [m]	Våningar	År
Hotell	Burj Dubai*	Dubai, Förenade arabemiraterna	>800	160	2009
Torn	Canadian National Tower	Toronto, Kanada	553	1	1976
Kontor	Taipei 101	Taipei, Taiwan	509	101	2004
Bostad	Q1	Surfers Paradise, Australien	323	78	2005
Hotell	Burj al-Arab	Dubai, Förenade arabemiraterna	321	60	1999

\*Under byggnation

Tabell 1.2 Sveriges högsta byggnader i olika kategorier 070613

Användningsområde	Byggnad	Stad, Land	Höjd [m]	Våningar	År
Bostad	Turning Torso	Malmö	190	54	2004
Torn	Kaknästornet	Stockholm	155	34	1967
Kontor	Kista Science Tower	Stockholm	128	32	2001
Hotell	Gothia Ö Tower*	Göteborg	92	30	2008
Hotell	Gothia W Tower	Göteborg	70	24	2001

\*I planeringsstadiet, iaktta att dagens Gothia Ö Tower kommer att byta namn till Crown Tower och det nya tornet kommer att överta namnet Gothia Ö Tower.

I tabell 1.2 ses Sveriges högsta byggnationer och som en jämförelse med övriga världen är de av en klart mindre storlek. Höga byggnader är inte bara lägre utan även sällsynta i Sverige, varför det konstruktörmässiga kunnandet är relativt begränsat. Gällande svenska normer riskerar att vara otillräckliga för extrema byggnader och bör kompletteras med erfarenhet från tidigare projekt, alternativt experimentella utvärderingar. Kunskapen är dock stor i andra delar av världen, såsom USA som har en lång historik av skyskrapor, liksom flera länder i Asien som de senaste decennierna haft en enormt stark utveckling inom höga hus. Vilka lösningar har visat sig vara bäst i dessa länder och kan de tillämpas i Sverige eller behövs anpassningar för våra förhållanden? [Gustafsson, Hehir (2005)] [Smith, Coull (1991)]

## 1.2 Skillnader mellan höga och låga hus

Det finns ett par effekter som särskilt måste beaktas vid höga hus. Dels så skapas stora vertikala gravitationskrafter, som kan ge grova dimensioner av den bärande stommen samt skapa problem för byggnadens grundläggning, dels så kan de transversella lasterna ge problem med stabilitet och obehagliga svängningar.

Den mest påtagliga skillnaden gentemot lägre hus är den sistnämnda hänsynen till transversella krafter. I huvudsak är det vindlaster som ger upphov till de transversella krafterna och dessa ökar olinjärt med höjden på byggnaden. Dels blir den utsatta ytan större ju högre byggnaden är, dels blir momentet som skapas på grund av de transversella krafterna betydligt större då hävarmen ökar med husets höjd. Vinden orsakar svängningar i byggnaden, vilka kan leda till obehag i form av illamående för de som vistas i huset. I värsta fall kan huset komma i egensvängning, vilket leder till att de dynamiska lasterna ger ett så stort bidrag att de blir avgörande för husets stabilitet. Vid byggnation, speciellt vid höga hus, kan oavsiktlig lutning så kallad snedställning uppstå, vilken leder till tilläggskrafter i konstruktionen. Dessutom skapar vinden och snedställning ytterligare tilläggskrafter och moment på grund att huset böjer ut, den så kallade andra ordningens effekt. Även jordbävning skapar transversella laster. I lägre hus är däremot påverkan av de transversella lasterna starkt begränsade då slankheten är alltför liten för att transversella laster skall ha någon betydande inverkan på stabiliteten. Även krafter beroende på temperaturskillnad mellan solsida och skuggsida kan behöva beaktas om stomkonstruktionen är exponerad för värme och kyla.

Höga hus genererar inte endast stabilitetsrelaterade problem utan även säkerhetsrelaterade problem i form av särskilda krav för brand, utrymning etc. Dessutom kan logistiska problem uppstå vid transporter och kommunikationer om exempelvis antal hissar är underdimensionerat. Även under produktionstiden kan logistiska problem skapas då transporttiden för byggmaterialet i kranarna ofta blir en flaskhals på byggarbetsplatsen. Hänsyn till ovanstående måste tas redan i tidigt planeringsstadium, då det påverkar val av stomsystem.

### 1.3 Syfte

Projektets mål är att tillhandahålla information om olika bärande system för höga hus, samt belysa viktiga parametrar vilka påverkar utformning av stommen. Utifrån en generell utredning skall ett fåtal effektiva bärande system tas fram genom en fallstudie. Effektiviteten innebär att i samråd med arkitekt utforma och dimensionera stomsystem, grundläggning och bjälklag ur ett materialekonomiskt och produktionseffektivt perspektiv. Lösningförslagen på höghuset, som ämnas byggas av ett stort svenskt företag i Göteborg, avses vara av konceptuell karaktär.

### 1.4 Avgränsningar

Fallstudien utgår ifrån ett koncept framtaget av arkitekt begränsat av en tillgänglig markyta på ca 50x50 m<sup>2</sup> och en arbetsplats för ungefär 4000 personer i normal kontorsmiljö.

I projektet studeras de två dominerande materialen vid byggnader av den här storleksklassen, betong och stål samt kombinationer av de två. Beräkningar kommer att genomföras för att säkerställa systemens rimlighet, men inga detaljutformningar kommer att inkluderas.

Beräkningar kommer att utföras i brottgränsstadiet i första hand och påverkan i bruksgränsstadiet tas endast hänsyn till i generella diskussioner.

### 1.5 Arbetsmetodik

För att få en inblick i vilka system som både har använts och används idag vid höghusbyggnationer, kommer en litteraturstudie att ligga till grund för fortsatt utredning. Eftersom höga byggnader är så sällsynta i Sverige så kommer tyngdpunkten i studien att bygga på projekt runt om i världen. Förutom skriftliga källor kommer ansvariga personer vid tidigare projekt att kontaktas för att kunna bistå med expertkunskap, samt att få en underliggande motivering till val som gjorts i nu befintliga byggnader. Den här kunskapen kompletteras ytterligare med intervjuer av forskare, i huvudsak på de svenska högskolorna.

Med den här informationen som bakgrund skall kunskapen tillämpas i en fallstudie, vilken är tänkt att ytterligare belysa väsentlig problematik i ämnet. Studien är av konceptuell karaktär och genom en iterativ process skall ett fåtal fullgoda lösningalternativ tas fram. Dessa skall i så stor utsträckning som möjligt ta hänsyn till alla olika inverkanse faktorer och väga samman dessa till en helhetslösning.

Noggrannare beräkningar kommer sedan att utföras med hjälp av avancerade beräkningsprogram med avsikt att säkerställa alternativens genomförbarhet, kontrollera tidigare gjorda approximationer och verifiera det konstruktiva verkningssättet.

## 1.6 Rapportöversikt

Kapitel 2 innehåller en allmän översikt av olika stomsystem som använts det senaste seklet, samt en kortare överblick av olika bjälklagsalternativ och grundläggningsmetoder. Därefter tas en rad olika ämnen upp som alla i mer eller mindre utsträckning berör stommen på höga hus. Det innefattar bland annat väsentliga dynamiska aspekter, samt hänsyn till ventilations- och brandutformning. Alla berörda ämnen är av generell karaktär, men hela tiden kopplat till höga hus och det lastbärande systemets påverkan.

I kapitel 3 ges en genomgång av de beräkningsmetoder som senare används vid överslagsberäkningar. Teorin beskrivs i mer allmänna ordalag och inga resultat redovisas i detta läge.

Kapitel 4 behandlar den fallstudie som genomförts och hela kapitlet är en återgivning av den konceptuella process som genomgått. Här beskrivs hur beräkningar har genomförts och olika idéer återges i kronologisk ordning, allt eftersom de uppkom och utvecklades. Eftersom en hel del omfattande beräkningar genomförts i detta skede av processen redovisas endast kortare beskrivningar av beräkningarna samt de mest väsentliga resultaten. De slutliga koncept som processen levererar beskrivs utförligare och här återfinns även samtliga beräkningar som bilagor till rapporten.

Avsikten är att modellera de mest lovande koncepten med hjälp av datorprogram, vilka ger utförligare resultat. I fallstudien i kapitel 4 gjordes överslagsberäkningar, men dessa innehåller en mängd approximationer och förenklingar. I flera fall behövs ytterligare val göras för att kunna datormodellera byggnaderna. Kapitel 5 innehåller kompletterande överslagsberäkningar, vilka utgör en grund för val av indata till kommande datorberäkningar.

I kapitel 6 redovisas datormodelleringen i sin helhet där både vald modell genomgås samt förutsättningar för modellen. Här presenteras också de resultat som anses vara väsentliga för helhetsbilden, medan mindre viktiga resultat utgör bilagor. Det görs dock ingen helhetsanalys av resultaten i detta skede.

Kapitel 7 innehåller en sammanfattning av samtliga resultat där en mer kvalitativ jämförelse och analys genomförs. Här jämförs överslagsberäkningar med datormodelleringsresultat och skillnader mellan första och andra ordningens effekter belyses. Här dras också slutsatser av beräkningar och eventuella brister i modelleringen diskuteras.

En mycket kortfattad slutsats av hela projektet återges i kapitel 8.

## 2 Redogörelse av olika stomkomponenter och dess underliggande faktorer

I det här kapitlet presenteras de metoder som använts vid byggnation av höga hus. Fokus ligger på det lastbärande systemet men även andra aspekter som påverkar valet av bärverk tas också upp.

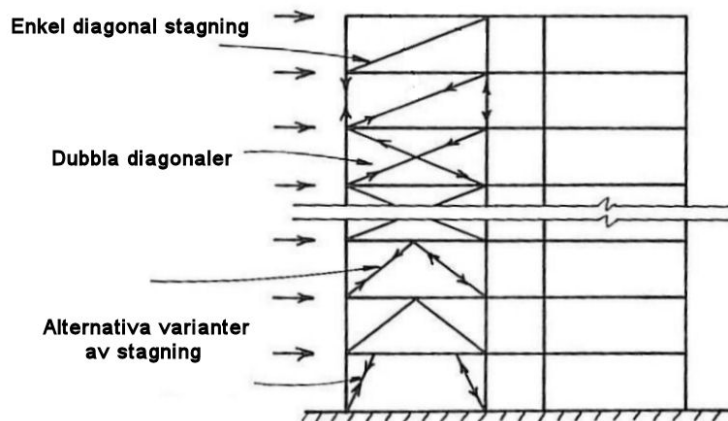
### 2.1 Stomsystem

I takt med datorernas utveckling har allt mer komplicerade hus kunnat byggas och många av de skyskrapor som idag byggs hade inte varit möjliga att bygga för bara 20 år sedan. Trenden är att flera olika typer av bärande system integreras i allt större utsträckning, till skillnad från tidigare då man huvudsakligen förlitade sig på en sorts bärande system för varje byggnad. Även om dessa moderna byggnader är komplicerade i sin funktion återfinns dock klassiska grundprinciper även i dessa, vilka är presenterade detta avsnitt.

#### 2.1.1 Fackverk (stagad ram)

Fackverk är en av de allra första bärverkstyper som har använts i höga byggnader, där byggnadens höjd överstiger det som gamla byggprinciper, såsom murning i sten, tillät. 1889 byggdes Masonic Temple i Chicago som räknas som det första huset där en stagad ramkonstruktion användes. Systemet är ett ramverk med diagonala stag som skapar ett vertikalt fackverk, vilket tar upp transversella krafter på ett mycket effektivt sätt, se figur 2.1. Då åtminstone några av de diagonala stagen är utsatta för drag, används detta system nästan uteslutande som stålkonstruktioner, eftersom stål är ett material som klarar höga dragkrafter. Det finns undantag när betong har använts, men där har systemet utformats så att endast tryckstag bildas, för att undvika alltför omfattande armering i de dragutsatta delarna. Det går att lösa genom att armera efter behov, men då är det ofta gynnsammare att istället endast nyttja stål, på grund av den mindre ytan som då krävs.

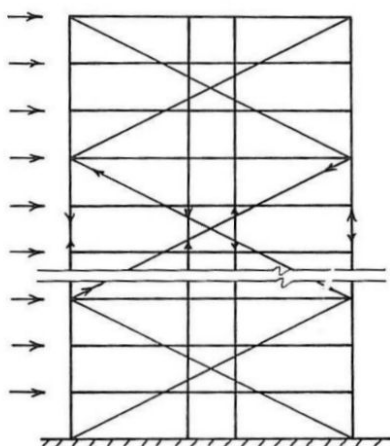
Stålkonstruktionen är lätt, vilket är en stor fördel för höga hus, då det är lättare att ta hand om gravitationskrafterna som annars snabbt blir mycket stora ju högre byggnaden blir. Samtidigt är styvheten som motstår transversella laster stor, i förhållande till konstruktionens vikt. Systemet är därför materialekonomiskt oavsett höjd på byggnaden. Ytterligare en fördel är att de horisontella balkarna endast marginellt bidrar till transversalkapaciteten, vilket innebär att golvets ramkonstruktion är oberoende av hur högt upp i byggnaden det är placerat. Detta beror på att vindlasten verkar i de horisontella balkarnas längdriktning och ger ett normalkraftsbidrag, vilken ger ett litet bidrag i förhållande till det moment som golvkonstruktionens måste motstå. Följaktligen kan samma golvkonstruktion användas i hela byggnaden vilket ger lägre kostnader och en förenklad byggprocess. [Smith, Coull (1991)] [Eisele, Kloft (2003)]



Figur 2.1 Princip för stagade ramkonstruktioner [Smith, Coull (1991)]

En stor nackdel är dock att det ofta är svårt att integrera de sneda stagen med fönster och dörrar. Lösningen kan vara att placera dem i de inre väggar, där inverkan är mindre, exempelvis omkring trapphus och serviceschakt. De sneda stagen kan också vara mer tidskrävande att montera, vilket förhöjer kostnader, men den här effekten är dock inte så påtaglig att den är avgörande i sig.

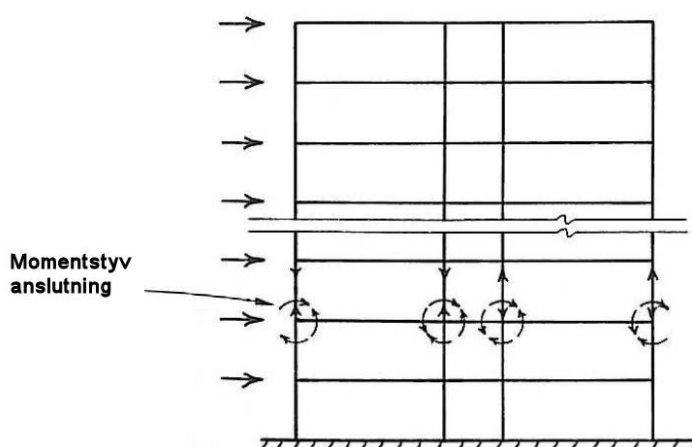
Ovan nämnda nackdelar har gjort att systemet till stor del har ersatts av modernare lösningar i höga hus och det har historiskt sett huvudsakligen återfunnits i lägre byggnader, exempelvis lagerhallar och hangarer. I vissa fall används det dock fortfarande i dagens höghus men då i större skala, där stagen löper över flera våningar, och då kan systemet fungera som ett medvetet arkitektoniskt inslag med stagen utvändigt synliga på fasaden, se figur 2.2.



Figur 2.2 Ram med stora yttre stag, löpande över flera våningar [Smith, Coull (1991)]

## 2.1.2 Ramkonstruktion

Systemet är uppbyggt av pelare och balkar med momentstyva hörn, vilka har en betydande momentkapacitet, se figur 2.3. Styvheten mot transversella krafter är därför beroende av balkens och pelarens böjstyvhet samt anslutningens utformning. Fördelen med detta system är att flexibiliteten gällande fönster och dörrar är mycket bra. Utan kombination med andra system för ökad transversell styvhet, lämpar sig dock inte detta system för riktigt höga byggnader. Överstiger våningsantalet ca 25 blir dimensionskraven på ramen, för att kunna motstå transversell påverkan, alltför stora för att det skall vara ett ekonomiskt hållbart system. I Sverige är dock detta system väldigt ovanligt när det gäller att stabilisera högre byggnader.



Figur 2.3 Ramkonstruktion med momentstyva anslutningar [Smith, Coull (1991)]

Kapaciteten att motstå transversella laster i en ramkonstruktion är till stor del beroende av de horisontella balkarnas dimension och följaktligen går det inte att använda samma system för hela byggnaden, till skillnad mot fackverkssystemet. På grund av att systemet använder momentstyva knutar ger vindlasten ett ökat moment i golvkonstruktionens balkar, vilket innebär att lastpåverkan ökar ju längre ned i byggnaden de är placerade. Detta innebär att dimensionen på balken ökar ned mot markplan och detta kan medföra avsevärt högre bjälklag på dessa undre våningar. Detta kan då komma i konflikt med krav på arkitektonisk utformning, samt innebära orimligt stort bidrag till byggnadens totalhöjd.

På grund av de styva infästningar mellan balk och pelare skapas ett negativt moment (dragen överkant) som reducerar det maximala positiva momentet i spannet, jämfört med en fritt upplagd balk. Den här effekten minskar på så vis dimensionskravet på de horisontella balkarna. I höga byggnader där egenvikten är avgörande för utformningen, ökar gravitationskraften i pelarna ju högre byggnaden är, vilket innebär att pelarna blir allt mindre flexibla. Detta ökar då även kravet på infästningen mellan pelare och balk och därför tenderar de styva infästningarna att vara ekonomiskt avgörande, när byggnaden skjuter i höjden. Däremot vid lägre höjder är det fortfarande balkdimensionen som är den avgörande faktorn.

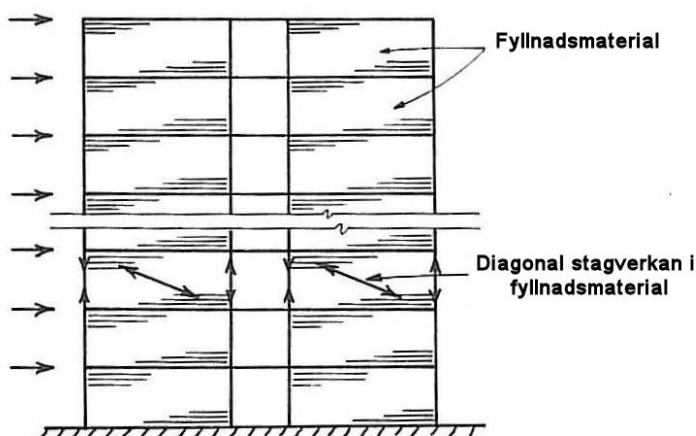


Det här systemet kan användas både i betong och i stål, men det lämpar sig bäst för betongkonstruktioner beroende på den styvhet som finns i infästningar i betong. Motsvarande infästningar i stål tenderar ofta att bli kostsamma. Systemet är en utveckling av fackverkskonstruktioner och de första byggnaderna där det användes var gjorda i stål. Användning av betong startade dock inte lika tidigt och det började byggas konstruktioner i armerad betong först omkring sekelskiftet 1900. Det rörde sig dock om mindre komplicerade konstruktioner till en början och den första riktiga byggnaden av högre karaktär i betong, byggdes först efter första världskrigets slut omkring 1918. Utvecklingen gick långsamt och betongens positiva egenskaper utnyttjades långtifrån fullt ut, där särskilt förståelsen för samverkan mellan betong och armering inte var klarlagd.

En variant av ramkonstruktioner är ett så kallat pelardäck där konstruktionen funktionsmässigt i princip är en ram med, i det normala fallet, jämnt fördelade lastbärande pelare. Liksom stel ram bör den kombineras med andra metoder för att motstå transversell last. På grund av pelarnas permanenta placering i byggnaden, används systemet främst som bostäder och hotell. I dessa fall krävs heller ingen extra takhöjd och plattan kan direkt användas som innertak. [Smith, Coull (1991)] [Eisele, Kloft (2003)] [Nordenson (2004)]

### 2.1.3 Ramkonstruktion med utfyllnad

Det här systemet består av en ram, antingen av armerad betong eller av stål, där tomrummen fylls exempelvis med murverk eller platsgjuten betong. När en fylld ram är lastad transversellt i planet fungerar murverket, i väggen, som ett diagonalt tryckstag och stabiliserar på så sätt konstruktionen. Dessutom kan fyllnaden fungera som yttervägg, vilket gör systemet till en ekonomiskt effektiv metod att öka styvheten i byggnaden, se figur 2.4.

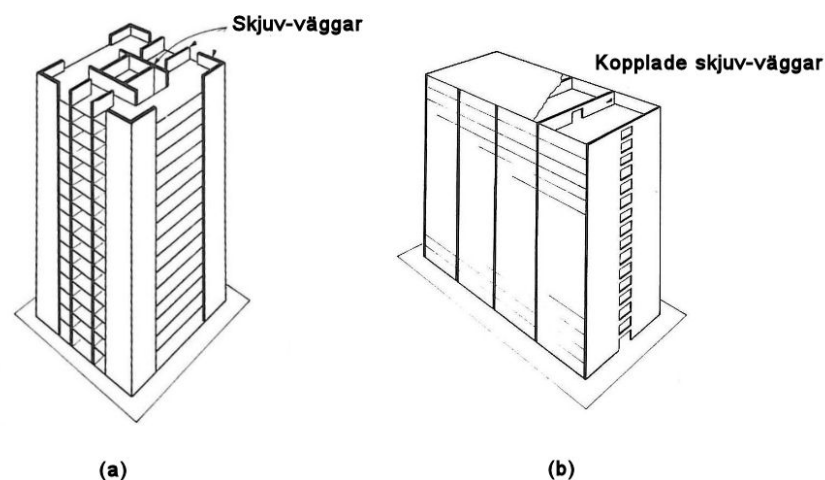


Figur 2.4 Ramkonstruktion med utfyllnad [Smith, Coull (1991)]

Den komplexa samverkan som uppstår mellan ram och fyllnad, samt även internt i själva fyllnadsmaterialet, gör det svårt att modellera fyllda ramar på ett realistiskt sätt. En starkt bidragande faktor till detta är också den ojämna kvalitet som murning ger upphov till. Detta, tillsammans med rädsla för framtida bortforslande av fyllnadsmaterialet, har gjort att man ej tillgodoser sig fyllnadsmaterialets positiva effekter, utan snarare sett det som ett komplement till den normala ramkonstruktionen. Forskning har pågått en längre tid med avsikt att hitta en generell beräkningsmetod för dessa väggar och detta har mynnat ut i ett antal olika metoder som beskriver förloppet mer eller mindre bra. Utvecklingen som sker innebär i huvudsak justeringar och förbättringar av parametrar som beskriver fyllnadsmaterialets egenskaper över tid, såsom till exempel styrka och styvhet, men forskningen inom området har blivit mer prioriterad det senaste decenniet, delvis beroende på de positiva effekterna, som har påvisats, vid jordbävningar. En mer ingående metod för att beskriva förloppet är att ta hjälp av FEM-modeller (Finita Element Metoden), men det blir snabbt komplicerat och tidskrävande vid större byggnader. Oftast använder man sig av förenklade modeller med ett eller flera diagonalstag, då man är intresserad av totalstabiliteten hos byggnaden. Forskningen fortgår då systemet som använts sedan början av 1900-talet fortfarande är intressant att använda och används till en stor grad i södra Europa, åtminstone upp till 30 våningar, men även med hänseende till reparationsarbeten på den stora mängd hus som finns av den här typen. [Ghosh, Amde (2002)] [Fonseca, Silva, Laurengo (1998)] [Perera (2005)]

## 2.1.4 Skjuv-väggar

Vertikala väggar av betong eller stenmurverk, har som nämnts tidigare, en hög styvhet i planet, vilket gör dem mycket användbara för att styva upp höga byggnader. I en konstruktion med skjuv-väggar kan dessa utgöra hela kapaciteten för transversell last och de fungerar som en konsol från bottenplattan, se figur 2.5 (a). Skjuv-väggskonstruktioner lämpar sig för upp till ca 35 våningar. [Smith, Coull (1991)]

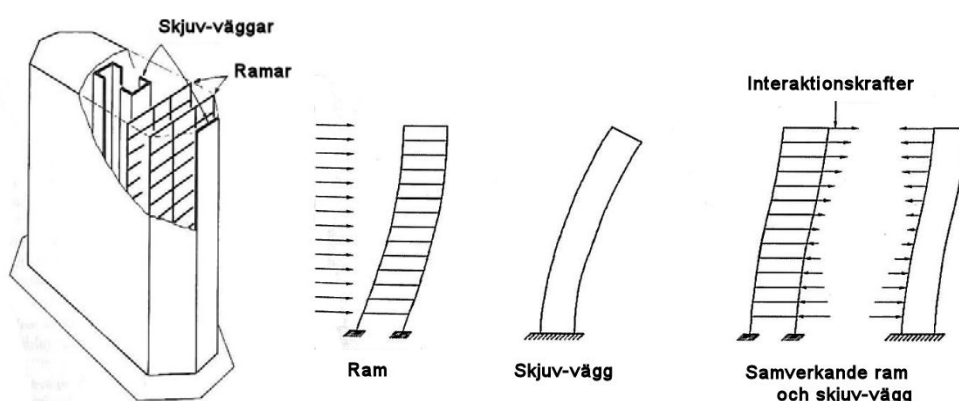


Figur 2.5 (a) Skjuv-väggskonstruktion; (b) Kopplad skjuv-väggskonstruktion [Smith, Coull (1991)]

Ett speciellt, men dock vanligt, fall är då man har två eller flera väggskivor i samma plan, sammankopplade med balkar eller styva plattor i varje våningsplan, så kallad kopplad skjuv-väggskonstruktion, se figur 2.5 (b). Beteendet förändras och väggarna samverkar, vilket leder till än högre horisontell styvhet.

## 2.1.5 Kombinerade ram-vägg-system

Väggskivor kan liknas vid konsolbalkar då böjdeformationerna är helt dominerande, medan en ramkonstruktion uppvisar generellt skjuvdeformationer. Kombinerar dessa två, vilket är fallet i ram-vägg-system, tvingas de bägge två systemen att samverka i en gemensam deformationsform, på grund av sammankopplingen med horisontellt stela balkar och plattor, se figur 2.6. Resultatet är en styvare och starkare byggnad som är lämplig för högre höjder än båda de två systemen var för sig, ca 40-60 våningar anses normalt som ekonomiskt gynnsamt. figur 2.6 visar också en principiell bild över deformationerna hos både en ramkonstruktion och en skjuv-väggskonstruktion. Det går även att utforma byggnaden så att skjuvkraften i ramen är approximativt jämnt utbredd, om än noggranna beräkningar krävs, då beräkningarna är förhållandevis komplicerade. Fördelen är då att samma golvsystem kan användas i hela byggnaden. [Nordenson (2004)] [Smith, Coull (1991)] [Dubinski (1989)]



Figur 2.6 Kombinerat ram-vägg-system, samt principiell interaktion mellan de olika systemen [Smith, Coull (1991)] [Nordenson (2004)]

## 2.1.6 Tubkonstruktioner

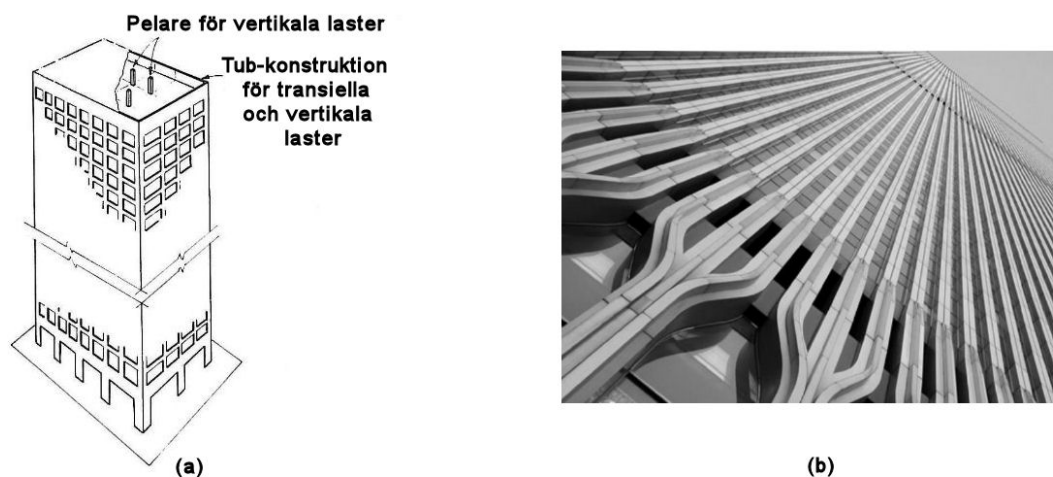
Tubkonstruktioner utvecklades först i mitten på 60-talet och datorer användes som hjälpmedel vid framtagning av principen. Systemet är effektivt på att motstå transversella laster och styvheten tillhandahålls helt och hållet av de momentstyva ramverk som sitter som ett skal runt byggnadens sidor, se figur 2.7 (a). Ramen består av pelare som sitter tätt ihop, oftast med 2-4 meters centrumavstånd, sammankopplade med höga fackverksbalkar. Vertikal last tas både av ramen kring byggnadens omkrets samt inre pelare. Ofta är det önskvärt att ha större öppningar i fasaden på

bottenvåningen, vilket kan skapas genom att slå ihop ett antal pelare till en enda av större dimension, se figur 2.7 (b).

Vid transversell last verkar byggnadens yttre ramverk likt en konsol utformat som ett lådtvärsnitt med två liv och två flänsar. Detta gäller då byggnaden har ett rektangulärt tvärsnitt, vilket är den absolut vanligaste formen. Det uppstår dock kraftkoncentrationer vid tubens hörn och de största värdena på axialkrafter i pelarna och böjmoment i knutpunkterna kommer att uppstå här. En optimering av byggnadens form hade lastmässigt sett varit en rund byggnad, men det ger i sin tur en mängd andra icke konstruktionsmässiga komplikationer både i byggfasen och i utnyttjandet av byggnaden.

Systemet är lämpligt för både stål och betong och har använts för byggnader med alltifrån 40 till över 100 våningar. Det finns en mängd fördelar med tubkonstruktioner som gjort att det är väl representerat historiskt sett. Det repetitiva systemet gör att det är effektivt att resa och det är enkelt att använda sig av prefabricerade stålelement eller lättflyttade gjutformor för betong som används i hela byggnaden. Samtidigt går det att använda för riktigt höga höjder, men arkitektoniska invändningar har framkommit genom åren. Den huvudsakliga kritiken har riktats mot den rutnätslika fasaden som medför små fönster.

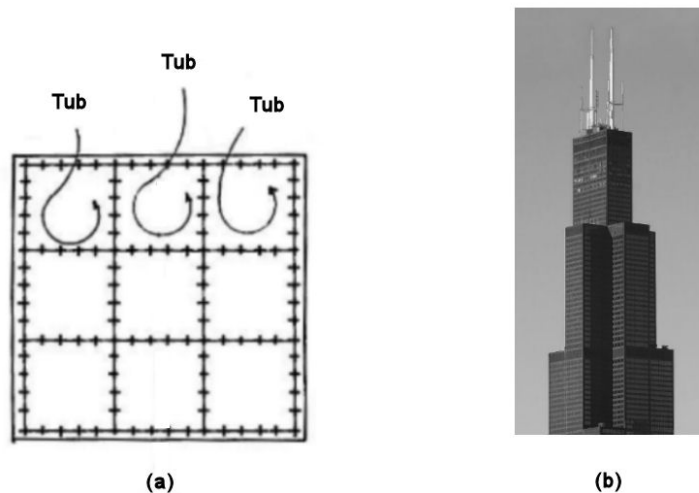
Ett välkänt exempel på en typisk tubkonstruktion var World Trade Center i New York. I figur 2.7 (b) syns en närbild på det ena av tornen, där de tätt sittande pelarna i skalet syns mycket tydligt. Fotot är taget från marknivån och de utvidgade fönsterytorna i fasaden på de nedre våningarna framgår också.



Figur 2.7 (a) Tubkonstruktion; (b) World Trade Centers fasad

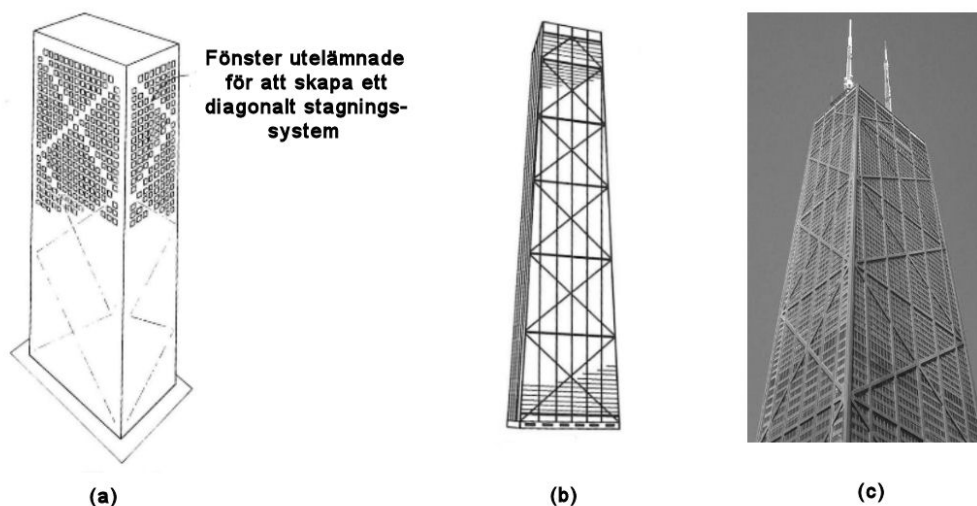
Det finns ett antal varianter på den ursprungliga tubkonstruktionen som beskrivits ovan. Ett alternativ är att delvis ersätta de inre pelarna med en kärna som kan bestå av ett fackverk då stål används eller skjuv-väggar av betong. Både den inre kärnan och det yttre skalet bidrar då till att bära gravitationslaster och transversella laster. På grund av att yttre skalets hävarm är betydligt större än ramverket/skjuv-väggens hävarm, domineras kapaciteten av det yttre skalet.

Ett annat sätt är att använda sig av flera samverkande tuber, se figur 2.8 (a). Systemet fungerar i princip som en enkel tubkonstruktion, men med förbättrat motstånd mot transversella laster. Tack vare de extra inre livan fördelas skjuvkraften jämnare över flänsen och därmed också spänningarna i pelarna, vilket innebär att pelarna kan placeras med större mellanrum. Det här anses som en relativt stor vinst då pelarna blir mindre påträngande och friheten vad gäller fönster ökar. Sears Tower i Chicago, som var världens högsta byggnad mellan 1974 och 1997, är byggt med nio samverkande tuber. Systemet har utnyttjats arkitektoniskt då de individuella tuberna är olika långa, vilket har gett den karaktäristiska trappstegslika formen, se figur 2.8 (b).



Figur 2.8 (a) Exempel på plan med nio samverkande tuber (b) Sears Tower i Chicago [Smith, Coull (1991)] [www.arrakeen.ch]

Ytterligare en variant på tubkonstruktionen är att styva upp det perifera skalet med diagonalstag, se figur 2.9, vilket då resulterar antingen i att högre höjder blir tillgängliga, eller att större avstånd tillåts mellan pelarna i fasadkonstruktionen. Detta beror på ökad styvhet mot transversell lastpåverkan, då tuben också byggs upp av ett fackverk. Den första byggnaden där den här metoden användes var i stål i byggnaden John Hancock Building 1969, figur 2.9 (c). Om bygganden är gjord i betong används inga extra stag utan stagen bildas då genom att låta frånvaron av fönster bilda ett styvare stag diagonalt i byggnaden, se figur 2.9 (a). [Nordenson (2004)] [Smith, Coull (1991)] [Dubinski (1989)]



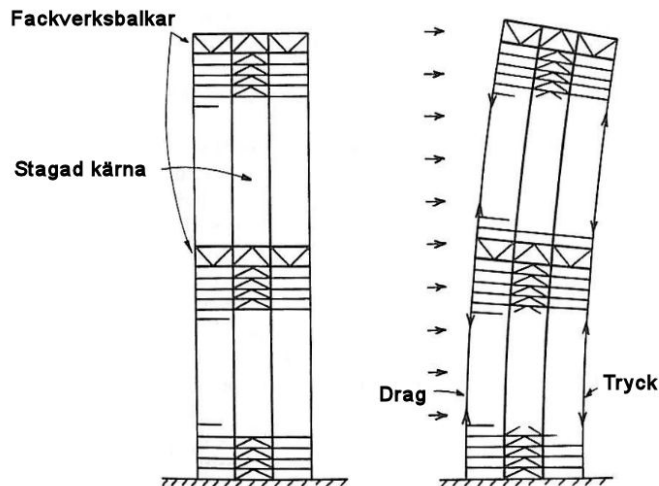
Figur 2.9 Tubkonstruktioner med diagonalstag; (a) I betong; (b) I stål; (c) John Hancock Building, den första byggnaden där metoden användes [Smith, Coull (1991)] [www.lensimpressions.net]

### 2.1.7 Central kärna med utriggare

Utriggarkonstruktioner innebär att en central kärna förses med horisontella fackverkssystem, vilka förbinder kärnan med perifera pelare, se figur 2.10. Dock sammanbinds kärnan och det yttre skalet endast i ett mindre antal punkter till skillnad mot exempelvis kopplade skjuv-väggar. Vid transversell belastning av byggnaden med dessa fackverkskonstruktioner motverkas byggnadens böjning av drag respektive tryck i de perifera pelarna, enligt figur 2.10, och därmed också den horisontella förskjutningen. Det är rent praktiskt mycket svårt att koppla alla perifera pelare till fackverksbalkarna och lösningen på detta problem kan vara att låta en horisontell fackverksbalk löpa runt byggnadens yta, som då kopplar ihop alla pelare och gör dem aktiva i kapaciteten mot transversella laster.

Dimensionerna på erforderliga fackverksbalkar blir ofta så stora att de upptar två våningsplan, varför de oftast placeras vid driftsplan, där maskinrum för hissar, ventilation m.m. inhyses.

Effekten av samverkan mellan kärna och perifera pelare beror till stor del på hur många fackverksbalkar det finns mellan kärnan och det yttre skalet. Ju fler kopplingar det finns desto styvare blir byggnaden, men förhållandet där emellan är inte linjärt och den positiva effekten avtar för varje extra sammankoppling. Systemet har hittills använts till byggnader på ca 40-70 våningar och då har antalet sammanbindningsnivåer maximerats till fyra eller fem innan det blivit ekonomiskt ogynnsamt. Trots att systemet inte använts för högre byggnader än 70 våningar finns det ingenting som motsäger att det fortfarande är effektivt och ekonomiskt fördelaktigt för än högre byggnader. [Eisele, Kloft (2003)] [Smith, Coull (1991)]

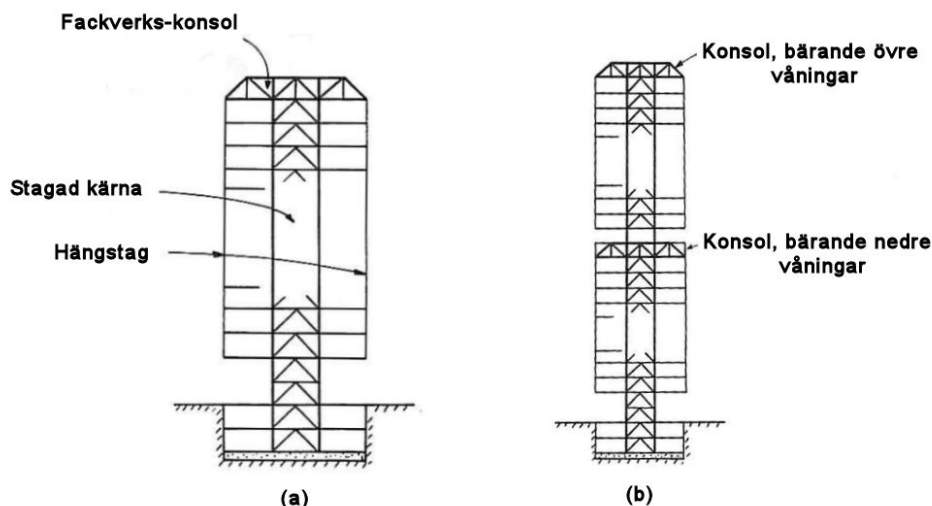


Figur 2.10 Konstruktion med stagad kärna och horisontella fackverk, samt konstruktionens verkan under last [Smith, Coull (1991)]

## 2.1.8 Hängkonstruktioner

Då utvecklingen och förståelsen av höga hus blir allt bättre ökar viljan att bygga mer komplext. Arkitektens önskemål påverkar allt mer val av bärande system. Hängkonstruktioner och tredimensionella konstruktioner, se avsnitt 2.1.9, är varianter av stommar där arkitekten önskat en öppen planlösning på bottenplan.

Hängkonstruktioner består av en central kärna med utgående konsoler i toppen, i vilka våningarna nedanför är upphängda. En principiell bild av systemet återfinns i figur 2.11 (a), där även den främsta fördelen framgår i form av stora öppna ytor i botten av byggnaden. I och med att de perifera stagen är dragna, kan högpresterande stål användas och därmed minimeras dimensionen, vilket ger ökade ytor tillgängliga för fönster. Den här funktionen motverkas dock till stor del av behovet av rostskydd och brandskydd, vilka i sin tur kräver större dimensioner på dragstagen.



Figur 2.11 (a) Hängkonstruktion; (b) Hängkonstruktion med två konsoler [Smith, Coull (1991)]

Det finns också ett antal nackdelar med att hänga konstruktionen på det här viset. För det första så är systemet ineffektivt på så sätt att lasten först leds upp till toppen av huset och därefter måste hela lasten bäras upp av kärnan. För det andra uppstår ofta problem med en vertikal förskjutning i hängstagen vilken sprids sig ned genom byggnaden och ger stora deformationer på de nedre våningarna. Ett vanligt sätt att minska den sistnämnda effekten är att använda multipla konsolsystem, se figur 2.11 (b). Oavsett hur många konsolsystem som används är byggnadsprincipen ineffektiv både för att bära upp vertikala och transversella krafter, på grund av den smala botten på byggnaden. Därför väljs nästan uteslutande detta system då frihet i utnyttjandet av byggnadens nedre plan är ett krav.

## 2.1.9 Tredimensionella konstruktioner

Begreppet tredimensionella konstruktioner innefattar tredimensionella ramverk, vars element bär upp både vertikala och transversella laster och som har en markant mer komplex utformning jämfört med andra system. Dessa konstruktioner är ofta effektiva på så sätt att de kan motstå stora laster trots att de är relativt lätta. Ett känt exempel där detta utnyttjats är det 76 våningar höga Bank of China i Hong Kong, se figur 2.12.

Principen är enkel, men det krävs stor arbetsinsats för att bestämma hur lasten fördelar sig i den geometriskt mycket komplexa byggnaden. Det är också komplicerat, och därmed dyrt, att göra de tredimensionella infästningar som krävs, men det finns ett antal stora fördelar med metoden. Rent estetiskt anses den tilltalande, samtidigt som byggnaden kan utformas mycket fritt. Till exempel leds lasten i Bank of China ned i byggnadens fyra hörn i olika etapper och i bottenplan erfordras endast pelare i hörnen vilket ger en mycket öppen planlösning. Potentialen är hög i 3D-konstruktioner och avsevärt mycket högre byggnader än vad som finns idag torde vara möjligt att bygga. [Höweler (2003)] [Smith Coull, (1991)] [Campi (2000)]





Figur 2.12 Bank of China, Hong Kong [Campi (2000)] [<http://yoda.zoy.org>]

## 2.2 Bjälklag

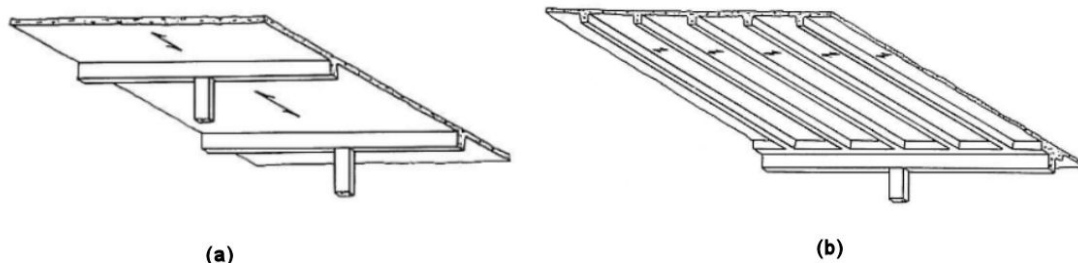
Oavsett om golvsystemet medverkar i totalstabiliteten av byggnaden eller ej, så är det en viktig faktor ur ett ekonomiskt perspektiv. Det gäller i än större grad för högre byggnader där den totala golvytan snabbt blir stor när byggnaden skjuter i höjden. Generellt sett så har det använts två huvudsakliga metoder genom historien, enbart armerad betong alternativt en stålramskonstruktion där stål och betong samverkar. Det finns en mängd alternativ med dessa och en markant skillnad finns mellan Europa och Amerika. I exempelvis Tyskland har det sedan länge varit lagstiftat att arbetare skall ha sin arbetsplats inom 7 m från fönster, vilket inneburit att system med korta spännvidder varit tillräckliga. I USA har liknande krav däremot inte funnits och detta har resulterat i avsevärt längre spännvidder. Nedan följer en principiell genomgång av de alternativ som vanligtvis har använts världen över.

### 2.2.1 Bjälklag i armerad betong

Bjälklagskonstruktioner i armerad betong kan i princip delas in i två kategorier där lasten bärs antingen i en eller två riktningar mellan stöd. Den enklaste varianten är den där lasten bärs i en riktning till bärande balkar eller väggar med hjälp av en solid platta, se figur 2.13 (a). Systemet är lämpligt för spann upp till ca 8 meter och en plattjocklek på ca 20 - 25 cm. Det är dock relativt ineffektivt både vad gäller utnyttjande av betong och armering och är bäst lämpat i bostadshus där behovet av stor spännvidd vanligtvis inte existerar på grund av de permanenta innerväggarna.

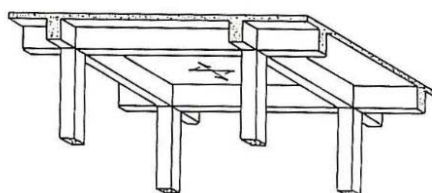
Ett sätt att möjliggöra större spännvidd och även få en slankare platta är att använda sig av mindre, tätt sittande bärbalkar som fungerar som ett ribbjälklag, se figur 2.13 (b). Plattan kan i vissa fall bli så tunn som 6 cm, med bärbalkar på ca 15-50 centimeters höjd. Avståndet mellan bärbalkarna är vanligen runt 50-70 centimeter. Lämplig spannlängd är i detta fall upp till 12 meter. Vinsten med det här systemet är

huvudsakligen en minskad vikt, medan nackdelarna främst uppstår i produktion i form av mer komplicerade former och armeringsmontering.



Figur 2.13 (a) Platta som bär last i en riktning; (b) Ribbjäklag [Smith, Coull (1991)]

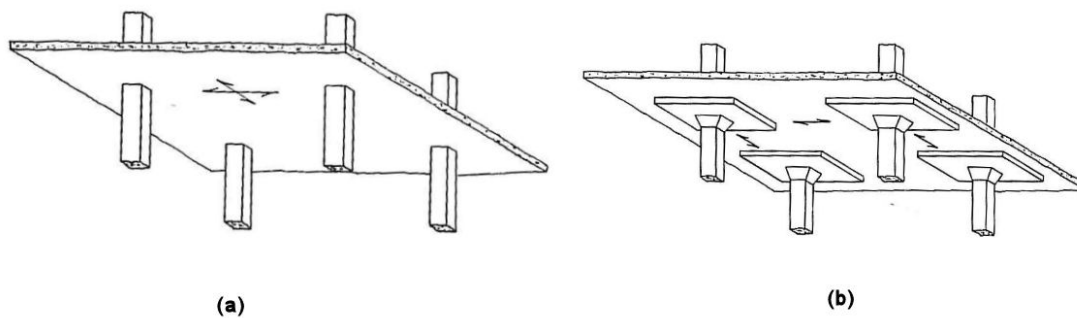
Armeras plattan i bägge riktningar erhålls ett system enligt figur 2.14. Detta kan i vissa fall ge en minskad betongmängd, men någorlunda kvadratiska spann krävs för att systemet skall vara effektivt.



Figur 2.14 Platta som bär last i två riktningar, samverkande balksystem [Smith, Coull (1991)]

Om inga balkar nyttjas i systemet kallas det pelardäck, se figur 2.15 (a). Det här är en bra lösning vad gäller gjutform och armering, samtidigt som den jämna undersidan gör det möjligt att använda plattan direkt som innertak, vilket minimerar våningshöjden. Det sistnämnda gäller dock huvudsakligen i bostäder och hotell. I kontorsbyggnader placeras vanligtvis installationer i taket, vilket eliminerar den här möjligheten.

Kapaciteten hos plattor som bär last i bägge riktningar kan ökas genom att öka tjockleken på plattan över stöd, en så kallad vot, se figur 2.15 (b). Detta minskar risken för stansning av plattan på grund av stora laster på bjälklaget, samt omfördelar moment. Metoden är ovanlig i Sverige då formsättningen är kostsam. [Eisele, Kloft (2003)] [Smith, Coull (1991)]



Figur 2.15 (a) Platta som bär last i två riktningar; (b) Platta som bär last i två riktningar med ökad tjocklek över stöd [Smith, Coull (1991)]

Under det senaste decenniet har det blivit allt vanligare att använda sig av prefabricerade element vid nybyggnationer och de används också i allt större utsträckning. Bjälklag är ofta fördelaktigt att bygga med prefabricerade element, då bjälklagens dimensioner i många konstruktioner är oberoende av vilken våning de skall användas till. Eftersom elementen gjuts i en fabrik under kontrollerade former, utnyttjas materialen till fullo och resultatet är en material- och geometrioptimerad produkt.

Håldäckselement är en utpräglad prefabricerad produkt, där plattan består av förspänd betong och de karaktäristiska stora genomgående hålen som löper i samma riktning som lasten bärs, se figur 2.16. Elementet kan liknas vid I-balkar, där betongen mellan hålen motsvarar livet med tillhörande flänsar. Lastkapaciteten för dessa element är mycket stor i förhållande till den låga egenvikt de har. I jämförelse med ett vanlig homogent element är vinsten i minskad egenvikt mycket stor vid ett större våningsantal. Håldäckselement är mycket vanliga i Sverige och det ses ofta som ett förstahandsalternativ vid byggnationer. I flera andra länder nyttjas de däremot inte alls i lika hög grad. Detta kan till viss del förklaras med en, till viss del obefogad, skepsis mot beteendet under jordbävningsslaster.



Figur 2.16 Håldäckselement

Vanligen är elementen 1,2 meter breda och de fogas ihop på plats för att få god samverkan mellan elementen och övriga konstruktionsdelar. Elementen avjämnas med en pågjutning av cementbruk på ca 30-40 mm alternativt en påspackling på ca 15-20 mm. I och med att plattorna är färdiggjutna behövs inga bjälklagsformar. På det här sättet minimeras tiden som går åt på byggsplatsen och metoden är ekonomiskt

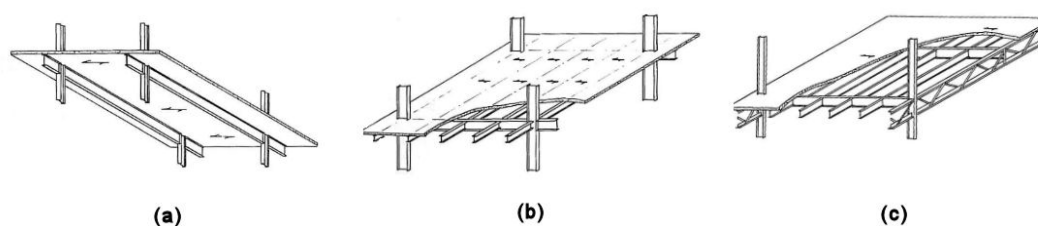
gynnsam både material- och produktionsmässigt. Det finns dock även nackdelar med detta system och eventuellt måste specifika ljudkrav på bjälklaget beaktas.

Flexibiliteten är också försämrad när det gäller ingrepp i bjälklaget. Plattan är mycket känsligare för infästning av armatur, eventuell håltagning och installationer, exempelvis ventilationskanaler, jämfört med en vanlig armerad platta. Särskild hänsyn behöver här tas och det är av stor vikt att infästningar görs i rätt område av plattan, med tillräckligt avstånd från både hålkärna och armering. [Lutz (2002)] [Department of Building and Housing (2007)]

Ett vanligt plattbärlag, där plattan med pågjutning i sig bär alla laster till stöden är oftast inte aktuellt för de spännvidder som kontorslokaler kräver i dagens läge. Det är däremot fortfarande ett rimligt alternativ vid byggnation av bostäder och hotell.

## 2.2.2 Bjälklag med stålramskonstruktion

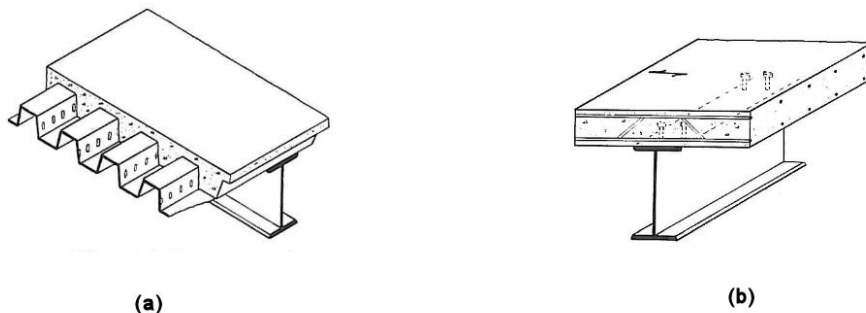
Golv av den här typen karaktäriseras av att en betongplatta vilar på en stålram av varierande slag. En enkel variant syns i figur 2.17 (a), där ett rektangulärt mönster spänns upp av balkar och pelare. Plattan är armerad så att lasten bärs i den kortaste av spännviddsriktningarna. Där skiljeväggar förekommer kan balkarna placeras i skiljeväggarna och dimensionen på stålbalkarna ökas och ingår i systemet som motstår transversella laster i exempelvis ett fackverks- eller stel ramkonstruktion. I de fall där större krav ställs på stora pelarfria ytor kan systemet användas med balkar i två riktningar eller vid mer extrema fall balkar i två riktningar samt större primärbalkar, se figur 2.17 (b)-(c).



Figur 2.17 *Betongplatta på stålramskonstruktion med balkar i (a) - en riktning; (b) - två riktningar; (c) - två riktningar plus primärbalkar av större dimension [Smith, Coull (1991)]*

Ett annat sätt att bygga upp bjälklaget är att skapa ett kompositgolv med en trapetskorrugerad plåt (veckad plåt), som utgör form för en betongplatta, se figur 2.18 (a). Kopplingsdetaljerna mellan balk och platta utformas för att uppta förskjutningskrafter mellan balk och platta och därmed fungerar plattan som en tryckfläns till stålbalkarna. Den här effekten kan också uppnås utan den trapetskorrugerade stålplåten, där då plattan spänner i den korta riktningen mellan balkarna, figur 2.18 (b). En fördel med att ha en plåt som form är också att stålet kan fungera som dragarmering åt betongplattan, även om säkerhetsföreskrifter både

gällande konstruktion och att brand normalt kräver en viss mängd ordinär armering. Ytterligare fördel med att använda sig av en underliggande plåt är att ingen temporär gjutform behöver byggas, dock kan bockryggar vara nödvändigt för att klara gjutlasten av den färska betongmassan. De är lätta att lägga ut för hand och att de också genast fungerar som en plattform för vidare arbete. Allt detta bidrar till att byggtiden minskar, vilket givetvis är en stor ekonomisk vinst. Den vinsten motverkas emellertid av att systemet i sig är dyrare än andra lösningar. Samtidigt som akustiken kan vara ett problem. [Eisele, Kloft (2003)] [Smith, Coull (1991)] [Buckner (2002)]



Figur 2.18 (a) Betongplatta med underliggande stålplåt, vilken fungerar både som formverk och extra armering; (b) Platta infäst i stålbalk, vilket medför att plattan fungerar som en tryckfläns [Smith, Coull (1991)]

## 2.3 Grundläggning

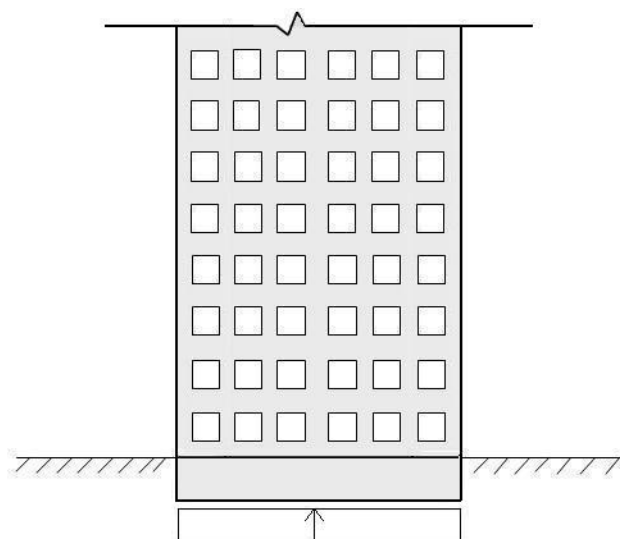
Ett höghus skapar stora vertikala laster vilket kan ställa ansenliga krav på grundläggningen. Då de vertikala lasterna ofta kommer ner som punktlaster på grundläggningskonstruktionen/fundamentet kan problem uppstå med att fördela lasterna horisontellt för att byggnaden inte skall sätta sig ojämnt, samt att grundläggningens konstruktion lokalt inte får överbelastas. Detta medför vanligtvis en balansgång mellan hur grovt fundament som behövs respektive hur många pelare som behövs för att föra ner lasten vertikalt i byggnaden. Grundläggningens huvudsakliga uppgifter är att föra över de vertikala lasterna från huset ner i marken med så små deformationer som möjligt samt att stabilisera hela byggnaden. Toleransen för både initial lutning och utböjning av höga byggnader är extremt låg, då förskjutningen av byggnadens övre del ökar kraftigt med byggnadshöjden.

Beroende på jordens bärförmåga, alternativt djupet för fast botten, samt byggnadens laster varierar grundläggningsmetod. De tre vanligaste grundläggningsmetoderna som förekommer i Sverige följer nedan.

### 2.3.1 Fundament

Ett tjockt betongfundament gjuts i marken och jordtrycket under fundamentet bär upp hela byggnadens laster, se figur 2.19. Fundamentet skall inte enbart klara av de

vertikala lasterna, utan även transversella laster som uppstår av vind och snedställning samt eventuellt förekommande jordbävninglaster.

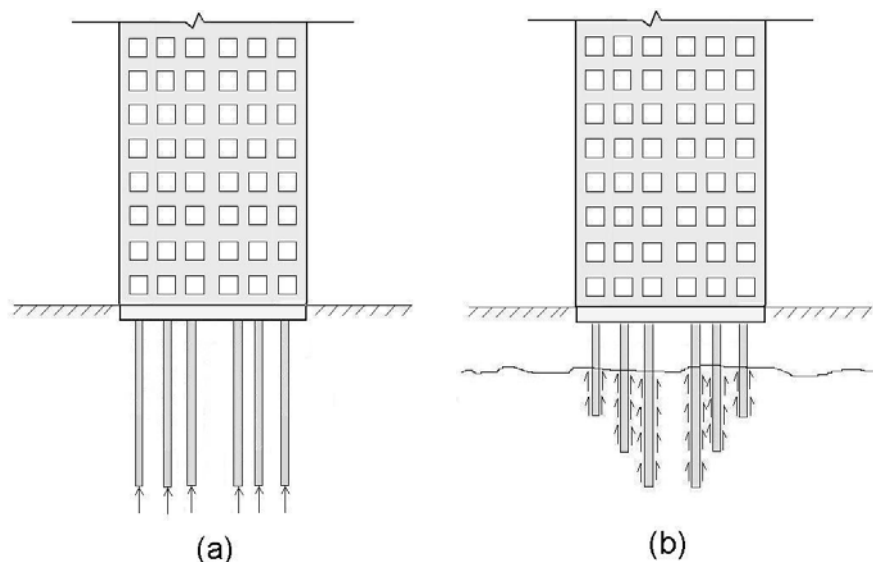


Figur 2.19 Lastupptagningen vid fundament grundläggning

Om marken består av ett hårdare, lastbärande material, såsom friktionsjord eller berg är metoden mest gynnsam. Det finns dock ett undantag då det inte är mest lämpat att enbart använda fundament som grundläggning trots att jordkvalitén är hög. Detta är när lasterna från byggnaden är oregelbundna eller då stora punktlaster finns på fundamentet. I dessa fall är det ofta mer lönsamt att använda fundament med kompletterande pålar (se avsnitt 2.3.2) och på så sätt reducera fundamentets tjocklek. [Eisele, Kloft (2003)]

### 2.3.2 Slagpålar

Pålar används i första hand för att överföra vertikala men även till viss del horisontella laster från byggnaden genom svaga eller instabila jordlager ner till bärande jord eller berg. I de flesta fall är slagpålar gjorda av betong men även stål- och träpålar förekommer. Den vanligaste påltypen i Sverige är stödpålning, som innebär att pålen slås ner i marken till fast botten, ofta till berg, men även i vissa fall till friktionsjord. Stödpålar klassas som spetsburna, det vill säga att belastningen i pålen främst överförs genom pålens spets, se figur 2.20 (a). Normalt används två typer av stödpålar, förtillverkade betongpålar och stålpålar med tvärsnitten O samt X. Stödpålar används där avståndet ner till berg eller bärande friktionsjord inte är allt för stort. Där jordmaterialet utgörs av lera till stort djup används istället kohesionspålar som ofta består av en träpåle med en överpåle av betong. Kohesionspålar överför belastningen i pålen via sin mantelyta till leran och skjuvkrafter längs mantelytan håller konstruktionen uppe, se figur 2.20 (b).



Figur 2.20 Lastupptagning med stödpålar (a) samt kohesionspålar där det översta lerlagret inte är lastbärande (b)

Slagpålar skapar mer eller mindre massförträngning, det vill säga att när pålarna slås ner i marken packas jorden runt pålen och på så sätt skapas ett önskat tryck, vilket är en nackdel för metoden. [Eisele, Kloft (2003)] [Handboken Bygg, Geoteknik (1984)]

### 2.3.3 Grävpålar

Med en grävpåle menas en i jorden grävd eller borrarad och gjuten betongpåle. I de flesta fall slås ett så kallat foderrör, som är ett runt stålrör, ner i marken varefter jorden i röret grävs ut. Foderröret har dock ingen bärande funktion utan den platsgjutna betongpålen som gjuts i foderröret skall bära hela lasten. Metoden är bra då den inte tränger undan jorden runt om pålarna och på så sätt ökar inte trycket i jorden på samma sätt som för slagpålar. Två andra fördelar är att grävpålar, alstrar relativt lågt buller och har en låg vibrationsnivå vid produktionen. Detta gör metoden bra i stadsmiljö där krav ofta finns på ljudmiljö.

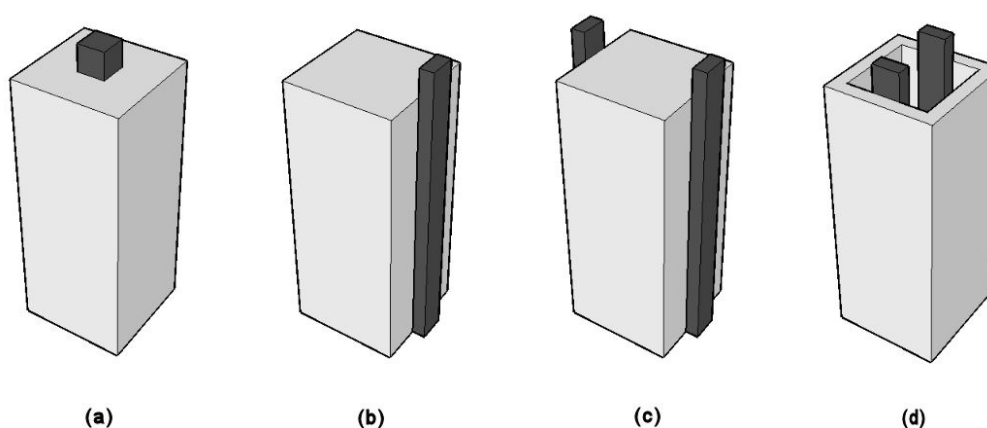
Grävpålar används till byggnader med stora laster och/eller då det översta jordlagret består av jordarter som inte är lastbärande, samt då djupet till bärande mark inte är allt för stort. Grävpålen uppber normalt lasten antingen genom anliggningsstryck mot berg eller fast botten alternativt via friktion mot manteln alternativt en kombination av båda. De vanligaste grävpålar har en diameter av 1 m, 1.25 m och 1.5 m. Pålen är i normalt fall armerad.

Grävpålar kan enkelt förankras i berg och ta upp stora dragkrafter. Detta sker med dragstag som borraras in och injekteras fast i berget. [Eisele, Kloft (2003)] [Handboken Bygg, Geoteknik (1984)]

## 2.4 Placering av byggnadens driftskärna

Alla höghus behöver ett utrymme för vertikala kommunikations- och driftssystem, samt ett visst driftsutrymme för varje våning. Detta upptar oundvikligen plats från byggnadens primära ytor, exempelvis arbetsplatser eller hotellrum. För att maximera primärytan samlas oftast alla dessa funktioner inom ett litet område, som benämns driftskärna. Driftskärnan innefattar funktioner som trapphus, hiss- och ventilationsschakt, tele-, elektriska och hygieniska installationer, men även toaletter och städutrymmen placeras ofta inom driftkärnan. I många fall utnyttjas även driftskärnan som konstruktionssystem för byggnadens totalstabilitet. Ett typiskt exempel är att utnyttja hisschaktens väggar som stabiliserande enheter .

I princip finns det fyra placeringar av kärnan som tillämpas, vilka återfinns i figur 2.21, även om kombinationer av dem inte är ovanliga.

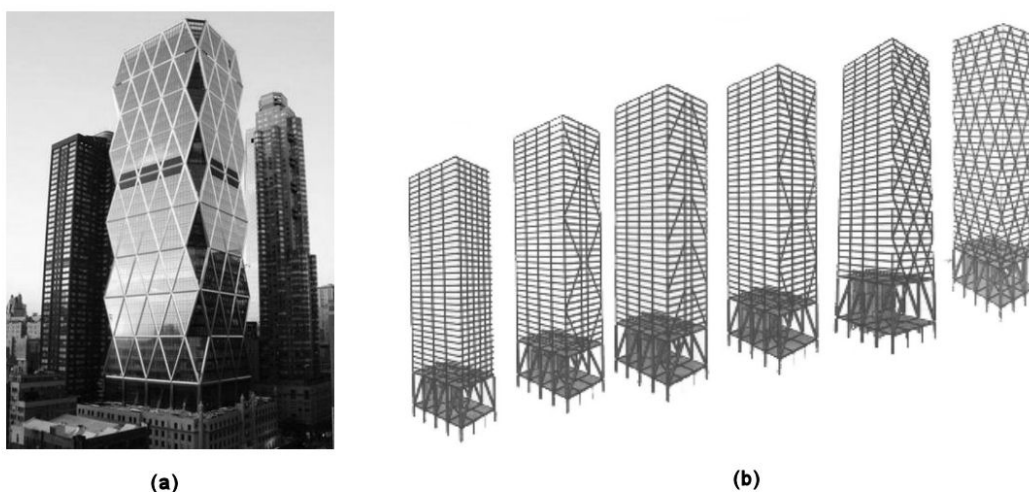


Figur 2.21 Placering av driftskärna; (a) Central kärna; (b) Sidokärna; (c) Delad kärna; (d) Atrium

Det finns inget entydigt svar om vilket alternativ som är bäst ur alla perspektiv och i slutändan är det ofta en kompromissfråga, då olika alternativ är lämpliga ur olika aspekter. En sidokärna är bra på så sätt att den maximerar den yta som är tillgänglig att använda i byggnaden samtidigt som friheten att inreda våningsplanen är stor. Dessa anledningar gör att beställare många gånger förespråkar den här varianten. Det finns dock konstruktionsmässiga nackdelar som uppstår på grund av excentriciteten i byggnaden, vilken kan innebära att ytterligare hänsyn måste tas mot transversella laster. Ett tydligt exempel på detta är det karaktäristiska Hearst Tower i New York, som numer är känt för sin tydliga externa fackverkskonstruktion, se figur 2.22. De ursprungliga planerna inkluderade emellertid inte något fackverk över huvud taget utan byggde på principen med en ramkonstruktion. Beställaren ville dock ha en sidokärna på grund av verksamheten och detta medförde att motstående sida av byggnaden behövde styvas upp för att kunna motstå de transversella lasterna. En styvare konstruktion innebar i det här fallet en fasadkonstruktion som blev alltför tät arkitektoniskt sett. Lösningen blev en fackverkskonstruktion på den motstående sidan



om kärnan och senare tillämpades detta på hela byggnaden. I figur 2.22 syns en principiell utveckling av konceptet i detta fall.



Figur 2.22 *Hearst Tower; (a) Färdig byggnad; (b) Utveckling av konstruktionskonceptet [www.asce.com]*

Ur ett rent konstruktionsmässigt perspektiv är en central kärna att föredra då byggnadens symmetri kan utnyttjas på ett positivt sätt och den här typen av byggnader finns väl representerade runt om i världen. Om system med kärnan på sidan eller en delad kärna tillämpas kan dock positiva energimässiga effekter utnyttjas. Kärnan kan fungera som en temperaturutjämnare över dygnet där betongen kyls ned under natten och sedan fungerar som en kylningsbuffert under en viss del av dagen, vilket gör att uppvärmningen tar längre tid och kylningsbehovet minskas, se avsnitt 2.6.2.

Det är även en fördel om driftskärnan ligger vid sidorna eftersom det då är lättare att utnyttja ett naturligt ventilationsflöde i kärnan, vilket minskar behovet av mekanisk ventilation, se avsnitt 2.6.1 för mer ingående beskrivning av ventilationsalternativ.

På grund av de hårda krav på säkerhet som finns i höga byggnader begränsas kärnans placering ofta av säkerhetsföreskrifter mot brand. Detta på grund av att utrymningsvägarna i form av trapphus ofta är placerade i driftskärnan och det finns minimikrav som specificerar det längsta tillåtna avståndet till ett trapphus, se avsnitt 2.7 för mer information. [Yeang (2000)] [Langdon (2002)] [Fortner (2006)]

## 2.5 Erforderlig hisskapacitet

Det är mycket viktigt att en byggnads hisssystem dimensioneras korrekt, med tillräcklig stor kapacitet för alla framtida tänkbara användare av byggnaden. Installeras ett undermåligt system skapar detta stor irritation hos byggnadens användare. Det kan lätt skapas långa väntetider vid rusningstider, samt att åktiden lätt skenar iväg vid alltför många stopp på vägen. En av de största anledningarna till att detta innebär ett så pass stort problem är de uppenbara problemen med att installera

fler hissar i efterhand. Ofta är den enda lösningen att placera fler hissar utvändigt på byggnaden, vilket inte brukar ses som ett godtagbart alternativ. I det generella fallet kommer antalet hissar i byggnaden att vara låst till det antal som bestäms vid projekteringen. En viss förbättring kan ske med optimering av styrsystem, men dessa system används nu ofta redan i projekteringen, vilket medför att det är än viktigare att erhålla en korrekt kapacitet redan från början.

Antalet hissar är många gånger en avgörande faktor för utformningen av byggnadens stomsystem. Dels genom att hissakten skapar hål i alla bjälklag genom huset, dels då hissväggar, som nämnts tidigare, är utmärkta att utnyttja som bärande väggar. Därför måste en dimensionering av hissystemet ske tidigt i projekteringsskedet, för att ge korrekta förutsättningar för stomdimensioneringen.

Ett mått på hur väl ett hissystem fungerar är att titta på intervallmedeltiden, vilken är definierad som den genomsnittliga tiden mellan två hisskörningar i huvudentrén under morgonrusning. Den upplevda standarden är dock individuell och påverkas även av miljön där människor väntar. I en trevlig miljö upplevs kvalitén på hissystemet som mycket bättre, trots att det tidsmässigt inte är det. De värden som eftersträvas återfinns i tabell 2.1, vilka verkar som en ungefärlig internationell måttstock.

*Tabell 2.1 Kvalitén på intervallmedeltider för hissystem i höga byggnader*

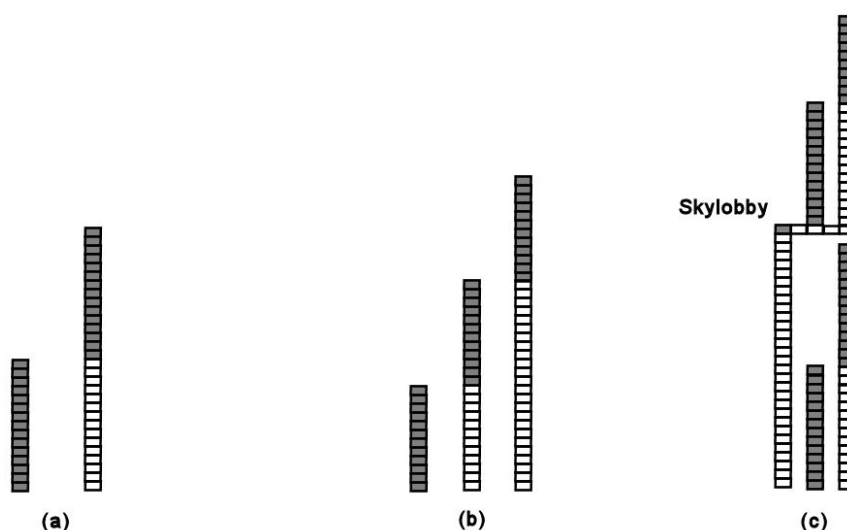
Medeltid [s]	Betjäningsgrad
20-25	mycket god
25-30	god
30-35	rimlig
35-40	tillfredställande
> 40	ej tillfredställande

Det finns en mängd faktorer som spelar in vid dimensionering av erforderligt antal hissar och beräkningarna är komplexa. Hänsyn tas till bland annat antal individer i byggnaden, våningsantal, våningshöjd, hisstorlek, hisshastighet, vilken aktivitet som finns på de olika våningarna, närhet till kommunikationer och möjlighet till flexitid etc.

I höga byggnader är det opraktiskt att låta alla hissar betjäna alla våningsplan. Väntetiderna och åktiderna blir långa och systemet är ineffektivt. En enkel lösning är att tilldela hälften av hissarna till de nedre våningsplanen och resterande till byggnadens övre halva, se figur 2.23 (a). Fördelen är att de som åker till översta våningarna inte behöver stanna på några av de nedre våningarna och därmed kan hissen få upp en hög hastighet och systemet är avsevärt mycket effektivare. Det här systemet är som mest effektivt för våningsantal mellan 20 och 35. Är våningsantalet lägre fungerar ett konventionellt system bättre, beroende på att antalet hissar är så pass lågt i dessa fall. Då våningsantalet ligger mellan 35 och 45 har det visat sig vara fördelaktigt att nyttja tre hissgrupper istället, se figur 2.23 (b) och vid våningsantal

upp till 60 är det lönt att nyttja ytterligare en grupp. Nackdelen med dessa system är vid resor mellan två olika delar av huset. Detta kommer då att kräva ett byte, men antalet byten är dock begränsat till maximalt ett, oavsett hur resan ser ut. Fyra hissgrupper är ett maximalt antal och även detta fall är ofta diskutabelt, då ytan i de nedre planen som krävs för alla hisschakt börjar bli orimligt stor.

Vid byggnader med mer än 60 våningar används numer ett annorlunda koncept som bygger på mer än en lobby. Tanken är att resenärer till de överst våningarna tar en expresshiss, vilken inte stannar på vägen, till en andra så kallad skylobby, belägen relativt högt upp i huset. Där görs ett byte till en andra hiss som betjänar de resterande våningarna, se figur 2.23 (c). Fördelen är att hissar kan placeras i samma schakt och därmed reduceras erforderlig area till hisschakt i huvudlobbyn. Det har dock visat sig att systemet endast är ekonomiskt och strukturmässigt försvarbart i byggnader över 200 meter.



Figur 2.23 (a) Två hissgrupper som betjänar övre respektive nedre delen av byggnaden; (b) Tre hissgrupper för något högre byggnader; (c) Expresshissar upp till en skylobby där byte sker för vidare transport upp i byggnaden

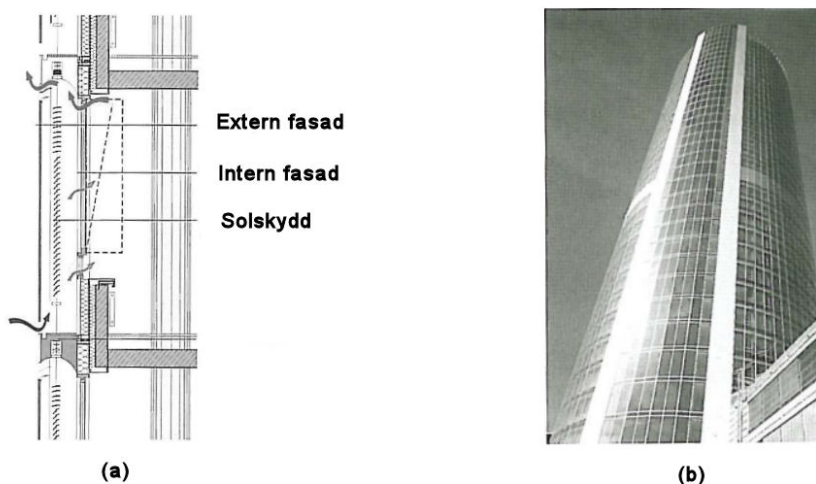
## 2.6 Energiaspekter

De huvudsakliga skälen till att lägga vikt vid byggnadens energiförbrukning under drift är främst av ekonomisk och miljömässig karaktär. Besparingarna genom en energimässigt välplanerad byggnad kan bli så stora som 30-60 % av hela livscykelns energikostnad [Yeang (1996)], vilket innebär en ansenlig besparing även i kronor räknat. I flera företag är en miljövänlig strategi högre prioriterad idag än tidigare, vilket bland annat beror på moraliska- och pr-mässiga skäl, samt förberedelse för hårdare framtida krav från myndigheter.

## 2.6.1 Ventilation

Naturlig ventilation är ett energieffektivt sätt att minska behovet av mekanisk ventilation, även om funktionen tillämpas allra bäst i länder med mer tropiskt klimat, där värme och fukt är ett större problem än här i Sverige. Som nämnts ovan uppnås den här funktionen lättare om driftskärnan ligger perifert i huset. Närheten till frisk luft innebär att kärnan går att ventileras på ett effektivare sätt. Då driftskärnan är centralt placerad uppstår det problem med att utnyttja självdrag i själva kärnan, av den orsaken att miljön i kärnan är ett så pass skilt område från den övriga verksamhetens miljö. Separeringen av områdena är nödvändigt bland annat med hänsyn till brandsäkerhet, som nämns senare i avsnitt 2.7. Resultatet är att mekanisk ventilation används för kärnutrymmen som placeras centralt i byggnaden.

En förutsättning för att självdrag ska kunna, åtminstone delvis, ersätta behovet av luftkonditionering och mekanisk ventilation är att fasaden är öppningsbar, där fönstrens positioner kan styras, och att solen kan avskärmas efter behov. När ett system används, som till stor del förlitar sig på öppningsbara fönster, är det en ansevärd fördel att ha en dubbelfasad på grund av höga vindhastigheter. Dubbelfasad är ett system med två separata fasader med luftspalt emellan, se figur 2.24. De huvudsakliga fördelarna, med dubbelfasad, är minimerad påverkan av vindbyar och tryckfluktuationer, viss minskning av buller, samt ett bra skydd för nederbörd, vilket alla bidrar till en behagligare inomhusmiljö då de inre fönstren är öppna. Nackdelen är dock en ökad initial kostnad, i och med att två fasader måste uppföras. Om däremot solskydd erfordras kan dessa placeras emellan de båda fasadskikten. Avsevärt mycket lättare solskydds konstruktioner kan då användas eftersom vindbelastningen, som annars är mycket stor i höghus, starkt begränsas.



Figur 2.24 (a) Principiell sektion över konstruktion med dubbel-fasad; (b) Business Tower, Nuremberg, exempel där dubbelfasad används

Systemet med naturlig ventilation är lovande i teorin, men det finns än så länge dåligt underlag för att kunna utvärdera de relativt få byggnader som använder sig av principen. Trots att systemet funnits i bruk en relativt lång tid har alltså ingen grundlig utvärdering gjorts och det är därför svårt att på förhand avgöra exakt hur effektivt det

kommer att fungera. Det ställs också mycket höga krav på kompetens vad det gäller utformningen av systemet och samverkan mellan olika delar av huset. [Eisele, Kloft (2003)] [Yeang (1996)] [Gustén (2007)]

## 2.6.2 Värmebalans

För kontorslokaler i Göteborg är det generellt kylningsbehovet som är avgörande, snarare än uppvärmningsbehovet. Det här är en kombination av att det finns stora interna värmekällor i form av människor och elektrisk utrustning, som tillsammans med en värmeåtervinnare, medför att behov av ytterligare uppvärmning reduceras till endast riktigt kalla dagar. Det här inträffar relativt sällsynt i Göteborg, sett över ett helt år. Kylningsbehovet är däremot av större vikt, vilket är ett resultat av att det inre värmestillskottet och det externa värmebidraget, under en varm dag, samverkar och att båda förvärrar då situationen. Kylningsbehovet uppstår därmed inte bara på de varmaste sommardagarna, utan långt tidigare. I vissa byggnader krävs luftkonditionering under perioden mars till oktober, även här i Sverige, vilket naturligtvis är ett stort slöseri med energiåtgång.

En stor faktor, som i hög grad inverkar när kylningsbehov uppstår, är solbestrålningen som faller på byggnaden i kombination med fasadmaterialet. Transparenta material, såsom glas, släpper igenom en mycket stor del av strålningen, vilket leder till en stor värmebelastning. Särskild hänsyn kan behöva tas i de fall där glaset täcker en stor del av fasaden, vilket har blivit allt vanligare de senaste åren på grund av arkitektoniska skäl. En dunklare fasadbeklädnad reflekterar och absorberar solbestrålningen och generellt så gäller det att ju ljusare materialet är, desto mer strålning reflekteras. Det innebär att mörkare ytor absorberar mer strålning, vilket ger en högre yttemperatur, som i sin tur värmer upp luften närmast byggnaden. Den varmare luften stiger och effekten är ett termiskt vinddrag utefter huset även under i övrigt vindstilla dagar. Beräkningar visar att vindhastigheterna kan bli så höga som 20 m/s, vid en temperaturskillnad på 20°C mellan yta och omgivande luft. Mätningar på befintliga byggnader har dessutom påvisat temperaturskillnader på upp emot 50°C [Eisele, Kloft (2003)]. Effekten är inte dimensionerande för husets totalstabilitet, men inverkar ventilationen om exempelvis fönster öppnas, samt att utemiljön på både balkonger, terrasser och markplan påverkas.

Det är också möjligt att utnyttja byggnadens olika delar som en värmebuffert. Detta innebär att själva byggnaden värms upp under dagen med hjälp av alla interna värmekällor såsom människor, apparatur etc. och extern solbestrålning. Den här värmen lagras i byggnaden och minimerar behovet av värme under den kallare natten. För att det här ska fungera behövs det byggnadsdelar med en tillräckligt bra värmekapacitet och det är då tunga konstruktioner som är erforderliga. I praktiken krävs en tung betongstomme för att det skall uppvisas någon märkbar effekt. Omvänd effekt fås på sommaren där då nattkylan absorberas i konstruktionen, vilken kan utnyttjas senare på dagen. På natten kan ventilationsgraden ökas markant, till exempel genom naturlig ventilation, då det inte finns några komfortbegränsade faktorer, såsom drag, att ta hänsyn till och kylningen kan därför ge ett stort utslag.

Ur ett rent energimässigt perspektiv är det bättre att ha en delad driftskärna, placerade på öst- och västsidan av huset. Dessa sidor är effektivast att använda då dessa är mest

utsatta för värmelaster. Intuitivt kan söderfasaden kännas mest utsatt, men framförallt i ett land som Sverige så belyser solen öst- och västfasaden under längre tid. Samtidigt står solen som högst i söder och vinkeln som solen bestrålar huset är mycket brant, vilket innebär mindre värmetransmissioner in i byggnaden. Funktionen med värmebuffert fungerar bättre om de tunga konstruktionsdelarna sitter placerade i utsatta lägen. Värmeutbytet mellan konstruktionen och omgivande luft sker lättare och följaktligen fungerar buffertprincipen bättre. Samtidigt hindrar stommen solbestrålningen under en stor del av dagen vilket är mycket avgörande för kylbehovet under sommarmånaderna. Det är dock relativt avancerat att beräkna hur stor effekten är, men utformas systemet på ett korrekt sätt, kan det ha en betydande inverkan på energibalansen i huset.

Ytterligare en fördel med att placera den tunga konstruktionsdelen i husets yttre del är att den energimässiga effekten av vind begränsas. Vindtrycket har en stor inverkan på värmetransmissionerna genom väggarna i huset och om en tung stomme placeras i den huvudsakliga utsatta vindriktningen kan extremvärden i temperaturdifferensen över åren minskas. Effekten blir dessutom mer påtaglig vid höga byggnader, då dessa är utsatta för vind i högre grad. Dels så finns det inte så mycket hinder som skyddar mot vinden, åtminstone inte i Göteborg, dels så är vindhastigheterna högre vid högre höjder. I Göteborg är sydväst det väderstreck där vinden dominerar och det gäller i stort sett hela året, med viss variation över månaderna.

Trots åtgärder som minskar kylningsbehovet är det svårt att undkomma det helt och hållet och även med naturlig ventilation, kylbuffert i form av en tung konstruktion och minskad solbestrålning kvarstår ett kylningsbehov, under åtminstone vissa dagar av året. Det finns olika sätt att lösa problemet, varav vattenburen kyla, i form av kylbafflar, och temperaturstyrd ventileringsluft är de vanligaste. Den sistnämnda varianten kan kräva så pass höga flöden att ventileringskanalerna måste dimensioneras utefter detta och oavsett vilket alternativ som väljs är det av stor vikt att utrymme för kanaler etc. finns tillgängligt i ett tidigt skede i byggprocessen. Fördelen med temperaturstyrd ventilation är dock att samma princip enkelt kan utnyttjas vid extra uppvärmningsbehov på vintern då ventilationsluften värmer upp lokalerna. Kylbafflar är däremot effektivast om de är placerade vid taket på varje våning så att kylan sedan sjunker ner i rummet på grund av densitetsskillnaden mellan varm och kall luft. Samma system fungerar inte på ett tillfredställande sätt med värme, eftersom värmen då vill stiga.

Detaljutförning av ventilations och värmesystem är också centralt att lägga vikt vid för att uppnå en god komfort i byggnaden. Även om den totala värmebalansen i byggnaden är inom rimliga gränser kan problem uppstå. I klimat som Sverige är ofta fönster kritiska under vintertid på grund av den låga yttemperaturen. I bostäder används radiatorer, placerade under fönster för att lösa problemet, men i kontorsbyggnader styrs värmen ofta genom ventilationsluften och det kan vara nödvändigt att styra utflödet till fönstren för att möjliggöra arbete inom direkt närhet till fönster. [Sasic (2007)] [Eisele, Kloft (2003)] [Yeang (1996)]

## 2.7 Brandskydd

En byggnads bärande system påverkas av kravet på brandskydd på många olika sätt. Bland annat måste huset ha tillräckligt många brandsäkra utrymningsvägar, men även byggnadens bärförmåga skall bestå under en bestämd tid så att folk hinner utrymma byggnaden samt att brandmännen kan jobba i säkerhet innan huset kollapsar. En konstruktör måste dessutom ta hänsyn till att branden inte får spridas fritt i byggnaden, det måste finnas så kallade brandceller som förhindrar branden att ta sig vidare till andra delar av byggnaden. Brand får inte heller kunna spridas mellan hus.

Brandskydd för ett högt hus är betydligt mer komplicerat än för ett lågt hus. Utmärkande för ett höghus är följande:

- All utrymning måste ske via trapphus
- En trycksatt brandhiss måste finnas till brandmännens förfogande.
- För att undvika brandspridning genom fasadfönster till ovanliggande våning bör huset delas in i vertikala sektioner med horisontella hinder på fasaden var 30-40 meter. Exempel på ett hinder kan vara en installationsvåning utan fönster.
- Utrymning sker i sektioner, det vill säga att all utrymning av byggnaden inte kan ske på samma gång då det lätt skulle bildas en flaskhals och skapas kaos i trapporna utan förbestämda sektioner utrymmer gruppvis.
- Det finns ingen möjlighet för utvändigt släckningsarbete, det vill säga invändig släckning är det enda alternativet.
- Tidsinsatsen blir fördröjd då det tar längre tid att till exempel analysera brandplatsen och lägga upp en plan för ingripandet.
- Problem uppstår med att få upp tillräcklig vattenmängd i byggnaden. Ofta används stigarledningar som pumpar upp vattnet, men om höjdskillnaden överstiger 50-60 meter (cirka sexton våningar) krävs kompletterande pumpar för att få önskat tryck vid släckningsarbete.
- Räddningstjänstens radiokommunikation kan störas av för tjocka betongväggar och av stora mängder stål då radiovågorna bryts.
- Möjligheten för brandgasventilering är begränsad då det vanligtvis är svårt att öppna tillräckligt stora ytor ut mot det fria, vilket gör att gasen sprids inne i byggnaden.
- Även den så kallade stackhuseffekten, vilken skapas på grund av tryckskillnaderna som uppstår till följd av temperaturskillnaderna inomhus och utomhus, bör beaktas. Effekten blir speciellt märkbar då utetemperaturen minskar med höjden på ett högt hus.
- Vid eventuell kollaps av byggnaden blir konsekvenserna större jämfört med vid lägre byggnader.

- Risken för nedfallande byggnadsdelar täcker ett större område jämfört med ett lågt hus.

En brandanalys görs alltid för högre byggnader. I analysen skall bland annat punkter som gasspridning, utrymning och byggnadens bärförmåga beaktas. Detta sammanfattas i en brandskyddsdocumentation som används i en projektering och under byggskedet. Efter att ett hus byggts måste en brandtablå tillsammans med brandritningar finnas lätt tillgänglig i byggnadens entrévåning. Av tablå och ritningarna skall förutsättningar för utförandet och brandskyddets utformning framgå så att brandmän vid eventuell brand snabbt kan få en uppfattning om byggnadens brandskyddssystem. [Eisele, Kloft (2003)] [BBR (2006)] [Ekström (2007)]

### 2.7.1 Brandklasser

För att ett hus skall klassas som ett höghus ur brandsynpunkt skall huset vara minst en våning högre än vad de lokala brandstegen når. Göteborgs brandkår har stegar som är 27 meter långa vilket motsvarar att byggnader över 8 våningar räknas som höghus ur brandsynpunkt. Byggnader i Sverige klassificeras in i tre olika brandklasser som motsvarar hur stor risk för personskada som råder. Hus med tre våningar eller fler hamnar i klass BR1, där stor risk för personskada föreligger. Byggnadsdelar delas in i andra brandklasser med varierande tidskrav, beroende på vilken funktion de har i konstruktionen. Exempel på en byggnadsdelsförteckning kan vara, REI 60 – M, vilket betyder att byggnadsdelens funktion är bärförmåga (R), integritet (täthet, E) och isolering (I), tidskravet är 60 minuter, vilket innebär att byggnadsdelen skall motstå brand i minst en timme innan kollaps, samt att byggnadsdelen kan motstå mekanisk överkan (- M). [BBR (2006)] [Eisele, Kloft (2003)] [Ekström (2007)]

### 2.7.2 Utrymning

Vid brand skall samtliga personer som befinner sig inne i en byggnad kunna evakueras, antingen genom en utrymningsväg som leder till en säker utgång på markplan eller till en säker flyktplats där personerna skyddas både från värmen och från lågorna men även från giftiga gaser.

Dagens svenska brandnormer sträcker sig endast till byggnader med sexton våningar. För högre byggnader krävs en utredande brandanalys för just det specifika huset och brandlösningar för höghus kan därför variera. Turning Torso, som i dagsläget är Sveriges högsta byggnad, har till exempel endast ett trapphus som utrymningsväg vilket egentligen motsäger Boverkets norm, BBR 06. Normen rekommenderar att byggnader med mer än sexton våningsplan krävs mer än en utrymningsväg, men utrymningsanalysen för Turning Torso visar att endast ett trapphus behövs i detta fall. [Boverket (2006)] Som utrymningsväg finns det bland annat två olika varianter av trapphus, Tr 1 och Tr 2, den sistnämnda används endast för byggnader under nio våningar. Tr 1 måste motstå brand och brandgas under minst en timma. Kravet på hur länge ett trapphus skall kunna motstå brand varierar och ökar med byggnadens höjd. Tiden bestäms efter utrymningstiden. Hela huset skall kunna utrymmas utan insts från brandmän innan huset kollapsar. För att förhindra att folk i sin hets springer ner i



källaren får inte Tr 1 fortsätta ner under planerad evakueringsvåning. Trapphuset måste även ha en förbindelse med andra utrymmen genom en brandsluss, som antingen är öppen mot det fria eller är försedd med en anordning som förhindrar brandgas att spridas till trapphuset. Brandslussen får förses med självstängande dörrar av en lägre brandteknisk klass, men slussen måste vara så stor att den kan passeras utan att två dörrar måste vara öppna samtidigt. I Tr 1 får det inte finnas någon hiss eller inkastöppning till sopschakt eller motsvarande som snabbt kan sprida branden mellan olika våningsplan.

Det finns krav på hur långt gångavståndet i en utrymningsväg till ett trapphus får vara. Längden varierar beroende på vilken aktivitet som verkar i byggnaden, men generellt bör inte gångavståndet överstiga 30 meter, om utrymningen sker i två riktningar. Då utrymningsvägar är placerade nära varandra skall dessa vara helt skiljda från varandra så att endast en av dem kan bli rökfylld och oanvändbar av samma brand.

Placeringen av trapphusen har alltså en stor inverkan på en eventuell utrymning och generellt är en delad kärna att föredra. Då finns det två helt separata utrymningsvägar att tillgå men det är även positivt ur en ljusaspekt, då naturligt ljus kan utnyttjas för upplysning. I World Trade Center, som hade en central kärna, hade personerna i huset stora problem med att lokalisera trapphusen i det totala mörker som bildades, i samband med att strömförsörjningen försvann. Resultatet blev en kaotisk utrymning, där folk snubblade över varandra utan att se någonting. Risken för att liknande problem skall uppstå minimeras när dagsljus kan utnyttjas. [BBR (2006)] [Yeang (1996)]

## 2.8 Dynamisk respons

Ett hus utsätts inte endast för statiska utan även för dynamiska laster, vilket skapar svängningar i byggnaden. Krafter som orsakar dynamiska laster är framför allt vind, men även jordbävningar där detta förekommer. En slank byggnad bör därför kontrollberäknas med hänsyn till de dynamiska lasterna. En byggnad räknas som slank om höjd eller längd i förhållande till tvärmåttet vinkelrät de transversella lasterna är mindre än 5, eller att konstruktionens egenfrekvens är större än 3 Hertz, alternativt att dämpningen av byggnaden är större än 0.1. Generellt så är accelerationen starkt sammankopplad med byggnadens egenfrekvens, vilken i sin tur huvudsakligen beror på massa- och styvhetsfördelning.

Påverkan från vindlasterna är stora och vid dimensionering av ett högt hus bör följande beaktas: vindvirvlar vilka uppstår utifrån byggnadens form, maximalt tillåten horisontell rörelse och acceleration av byggnaden, samt hur lasterna som tillförs byggnaden från vindenergi skall tas upp, det vill säga hur byggnaden skall dämpas.

### 2.8.1 Horisontella rörelser

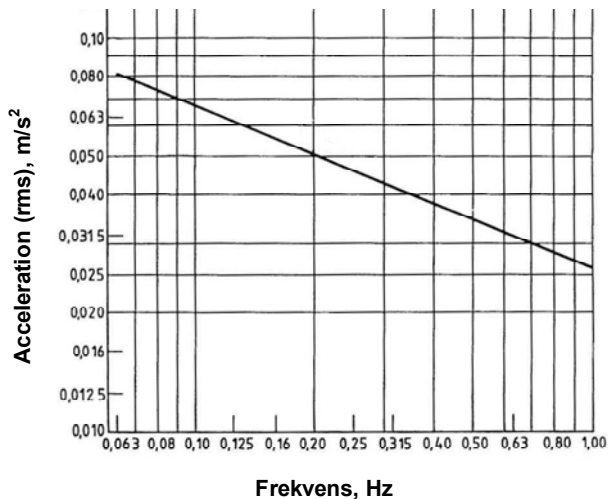
Horisontella rörelser uppstår av antingen vindbyar eller vindvirvlar. Den förstnämnda orsakar att byggnaden svajar i vindens riktning, medan vindvirvlar gör att byggnaden rör sig vinkelrät mot vinden. När de horisontella rörelserna i byggnaden studeras är

det inte bara de horisontella deformationerna som beaktas utan även hur människor i byggnaden upplever förändringen av svängningshastigheterna i huset, det vill säga accelerationen. Om accelerationerna blir för höga uppkommer ett obehagligt illamående hos dem som vistas i byggnaden, vilket inte är acceptabelt. Det är ovanligt att de dynamiska lasterna är dimensionerande för byggnadens stabilitet. Oftast krävs det en styvare konstruktion för att klara av kraven för accelerationen än vad det krävs för att huset inte skall rasa på grund av hållfasthets krav. Kraven på hur hög acceleration som är tillåten för att illamående inte skall uppstå i allt för stor utsträckning varierar i en byggnad efter aktiviteten i huset och generellt så är det hårdare krav för bostäder än för hotell och kontor. Detta beror på hur länge människor vistas i byggnaden. Det är dock inte alla normer och rekommendationer som tar hänsyn till detta. ISO 6897:1984 ger endast ett generellt värde för byggnader, samt ett för offshorebyggnader, det förra återges i figur 2.25.

Den horisontella deformationen beror på byggnadens styvhet i denna riktning och kan därför förhållandevis enkelt förändras genom val av stomme, material och form på byggnaden eller med hjälp av en aktiv dämpare, se avsnitt 2.7.2. Byggnadens horisontella deformation minskar desto styvare byggnaden är. Men ju styvare konstruktionen blir desto högre blir dess frekvens, vilket är detsamma som att accelerationen av byggnaden ökar. Dessa effekter är inte önskvärda och vanliga lösningar på problemet är att öka massan på konstruktionen eller en omfördelning av styvhet samt att förbättra dämpningen på byggnaden. Lösningen att öka massa är mycket oekonomiskt, men blir ändå ofta det valda alternativet då det i dagsläget inte finns tillräckligt med kunskap om att uppskatta dämpningen tillräckligt bra. [Hellgren (2007)] [Andersson, Högberg (2007)] [BSV (1997)] [Pollard (2007)]

Vid dimensionering är det väsentligt att hålla horisontella rörelser på en acceptabel nivå, men vad detta innebär i siffror är mer oklart. Gällande svenska normer täcker inte dessa höjder och dokumentationen som finns är otillräcklig och ofta obekräftad. Det finns egentligen inga riktvärden vad gäller tillåten utböjning. I litteratur förekommer riktlinjer på exempelvis  $L/1000$ , men vid en betraktelse av verkliga fall är det få byggnader som håller sig efter dessa riktlinjer. Funktionen i dessa byggnader har dock visat sig vara fullgod och därmed förlorar dessa riktlinjer sin tillförlitlighet. En jämförelse med redan existerande byggnader indikerar att ett hus av storleksordningen 150 meter bör ha en utböjning mindre än cirka 3 decimeter. Det skall tilläggas att detta är ett mjukt krav och ses mer som ett riktmärke i beräkningar, snarare än som ett slutligt tillåtet värde.

Vad gäller accelerationer så finns det mer dokumentation, även om svenska normer inte heller här ger någon information. Det finns dock en internationell standard, ISO 6897:1984, vilken ger en föreslagen gräns för horisontella accelerationer för byggnader som ett medelvärde (rms), se figur 2.25.



Figur 2.25 Föreslagen gräns för byggnaders horisontella acceleration, enligt ISO 6897:1984, gällande för vindlast med en återkomsttid på 5 år

Ytterligare ett sätt att kontrollera accelerationen ges av Melbourne (1998) i ekvation (2-1). Den här formeln ger en gräns,  $t_{\max}$ , för vindens maxvärde och den bygger på fullskaliga försök på en rad byggnader runt om i världen.

$$t_{\max} = \sqrt{2 \ln(f_0 T)} \left( 0,68 + \frac{\ln(R)}{5} \right) e^{(-3,65 - 0,41 \ln(f_0))} \quad (2-1)$$

där

$f_0$  är egenfrekvensen

$T$  är varaktighet i sekunder, vilken normalt ansätts till  $T = 600$  s

$R$  är återkomsttid i år för vindlast

## 2.8.2 Dämpare

Det finns ett antal olika sätt att dämpa en byggnad på. För det första så innehar byggnaden i sig en viss dämpning, vilken består av både aerodynamisk dämpning och dämpning med hjälp av olika konstruktionslösningar. Den sistnämndas dämpning beror på val av det bärande systemets material, med anledning av att varje material har olika dämpningsegenskaper. Även eventuella glapp skapar friktion i fogar, vilket innebär en energiförlust som resulterar i ökad dämpning. Aerodynamisk dämpning beror mer på byggnadens geometri och fasad. En ojämn fasad skapar en viss tröghet i konstruktionen så att vindhastigheten skiljer sig på byggnadens olika sidor och på så sätt reduceras både den horisontella rörelsen och accelerationen.

På slutet av 1970-talet började speciella system användas för att erhålla en extra dämpning, som ett tillskott till byggnadens egen dämpning. En av de första varianterna som användes består av en fri rörlig massa, placerad i byggnadens övre

del, som syftar till att motverka byggnadens rörelser. Det finns ett antal varianter med olika verkningssätt och generellt så delas de in i två kategorier: aktiva och passiva dämpare. Ett exempel på passiva dämpare kan vara en stor massa som är upphängd i byggnadens topp och när byggnaden böjer ut, förblir massan i ett ursprungligt läge och motverkar då rörelsen. Principen är enkel, men för att få systemet effektivt krävs omfattande undersökningar, då dämparens massa måste vara både proportionerlig mot byggnadens massa och egenfrekvens för att fungera på ett tillfredställande sätt. En aktiv dämpare kan för den oinvidde se likadan ut som en passiv, men skillnaden är stor då en aktiv dämpare förlitar sig på en dator som med hjälp av sensorer som känner av byggnadens rörelser och beräknar och utför en optimal motreaktion. Till skillnad från passiva dämpare krävs här en stor energitillförsel, för att åstadkomma motreaktionen.

På senare tid har nya typer av dämpare kommit fram och under 90-talet började dämpare av typen TLCD (Tuned Liquid Column Damper) att användas. Dessa består förenklat av ett stelt rörsystem, fyllt med vatten. Detta är en semi-aktiv dämpare, vilket innebär att den, liksom passiva dämpare, inte kan tillföra någon mekanisk energi till systemet. Däremot kan dämpningsegenskaperna förändras genom att förändra hydrauliska motstånd. Det finns ett antal stora fördelar med detta system, jämfört med andra typer av dämpare, vilket gör det till ett alltmer lockande alternativ. Installationskostnaderna är mycket låga, det är lätt att tillämpa på nya byggnader, det är lätt att ”ställa in” för att passa byggnadens dynamiska egenskaper, det kräver i princip inte något underhåll över huvud taget, samt att det är relativt lätt att smidigt integrera i byggnadens konstruktion. Samtidigt innebär det en förhållandevis liten extra massa, jämfört med andra system och i förhållande till uppnådd dämpning, samt att energibehovet är litet, då systemet utnyttjar byggnadens egen rörelse.

Användandet av dämpare är väldigt vanlig i dagens moderna skyskrapor och på platser där jordbävningar förekommer används metoden även i avsevärt lägre hus. Eftersom det som nämnts ovan ofta är accelerationerna som är avgörande för byggnadens respons så kan dämpare med fördel användas när en slankare stomme önskas, vilket ofta är fallet av antingen arkitektoniska eller bruksmässiga skäl. [Hellgren (2007)] [Andersson, Högberg (2007)] [BSV (1997)] [Pollard (2007)] [Hochrainer, Ziegler (2006)] [Fahim, Bijan (1997)]

## 2.9 Produktionsaspekter

Produktionen vid höghus skiljer sig från byggnationer av lägre hus. Traditionellt byggs ofta höghus i centrala delar i städerna, vilket innebär en liten arbetsyta, samtidigt som byggnadsvolymen är stor.

Generellt så eftersträvas ett snabbt produktionsförlopp, då detta är gynnsamt ur ett ekonomiskt perspektiv. I ett land som Sverige är arbetskraft relativt dyrt och därför är det önskvärt att minimera antalet mantimmar. Ett vanligt sätt att åstadkomma detta är genom användandet av prefabricerade element, som kan färdigställas i speciellt utformade fabriksmiljöer. Risk för påverkan från oförutsägbara faktorer, såsom väderinverkan på arbetare, utrustning och material, kan då minimeras och resultatet är en kort monterings tid. Vid de fall där byggplatsutrymmet är begränsat kan elementen beställas så att de anländer vid tiden för montering, vilket på så sätt frigör väsentligt

utrymme på marken. Vid användning av prefabricerade element så är det fogningen mellan elementen som är tidsödande, men detta får balanseras med kostanden för mer komplicerade transporter om större färdiga element används. [Hoseini (2007)]

Det bör eftersträvas att använda prefabricerade element i så stor omfattning som möjligt vid höga hus för att på så sätt minimera tidsåtgången för att resa varje våning. En bidragande faktor är dessutom att gjutformar, betong, armering m.m. inte behöver transporteras upp med värdefull krantid, samtidigt som det är en enkel lösning, vilket förenklar arbetet på plats. Det finns dock vissa begränsningar vad gäller prefabricerade konstruktionslösningar, speciellt vid byggnader högre än cirka 100 m. De stora krafter som skapas vid höga byggnader medför ofta komplicerade kopplingar mellan prefabricerade element som blir mycket kostsamma. Kärnan är mycket bra att utföra med platsgjuten betong för att dra nytta av dess styvare egenskaper. Vid en undersökning av hur det ser ut runt om i världen så byggs också kärnan nästan uteslutande med platsgjuten betong, i fall med lite högre byggnader. Det finns då huvudsakligen tre olika typer av platsgjutningsmetoder som nyttjas vid höga hus som beskrivs nedan. Används något av dessa system till kärnan är det förhållandevis enkelt att resa resterande system i prefabricerade element.

- Glidformsgjutning
- Klättrande gjutform
- Plattformsgjutning

Glidformsgjutning innebär att en hydrauliskt driven gjutform stiger i byggnaden i takt med att den blir färdigställd och metoden används vanligast för byggnadens kärna. Det krävs emellertid att arbetet kan fortgå även på natten, då processen måste fortgå oavbrutet för att uppnå en tillfredställande kvalitet på betongen. Hela byggnaden kan dock normalt inte gjutas i ett svep av stabilitetsskäl, utan delas in i etapper om ca 30-40 meter. Metoden har kommit att anses relativt komplicerad av olika anledningar, såsom problem med att säkerställa betongens kvalitet och osäkerhet mot vädersvängningar. Glidformsgjutning används därför relativt sällan idag, särskilt i Sverige där kunskap om utförande i dagsläget är begränsad.

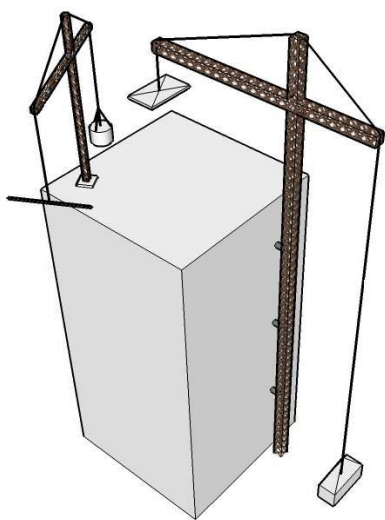
Klättrande gjutform arbetar däremot i korta sektioner, där formverken ”klättrar” med byggnaden upp på högre höjder, oftast våning för våning. Även detta system används huvudsakligen för kärnan och en stor fördel är att arbetet kan fortskrida även i mycket höga vindhastigheter. Idag är klättrande gjutformar den metod som föredras av de flesta byggföretagen, när det gäller uppförandet av höghus.

Plattformsgjutning är en modernare utveckling, jämfört med de två tidigare nämnda metoderna och idén här är att färdigställa hela våningen med externa och interna väggar, samt själva kärnan. Metoden har klara fördelar i form av minimering av lagringsplats, ökad arbetsplatssäkerhet och förbättrat väderskydd. [Eisele, Kloft (2003)]

Stor noggrannhet krävs vid planering av både vertikala transporter och logistik. Det har visat sig historiskt att det ofta är vertikala transporter som är flaskhalsar i höghusbyggnationer. Tillgången till lyftkapacitet i form av kranar är avgörande för att kunna lyfta upp allt materiel. Eftersom lyften är höga tar de lång tid, och därför

optimeras lyftlogistiken så långt som möjligt. I många fall opereras kranarna dygnet runt, för att kunna nyttja dem till fullo. Detta kan också vara nödvändigt då kranar inte får operera vid högre vindhastigheter än 15 m/s.

En traditionell lyftkran kräver orimligt mycket stagning för att säkerställa den egna stabiliteten vid högre höjder. Därför nyttjas den byggnad som är under byggnation till att stödja kranen. Kranen blir alltså högre och högre i takt med att byggnaden växer, vilket åstadkomes genom att kranen tillfälligt lyfts av en annan kran och att krankroppen under tiden byggs på ett antal meter. Följaktligen behövs det minst två kranar, varav en av dem kan placeras på toppen av byggnaden, se figur 2.26. Mindre kranar som är placerade på byggnaden utför lokala lyft, medan de klättrande kranarna utför lyft från marken.



*Figur 2.26 Vanligt koncept med markkran som infästs i byggnaden samt en kran på toppen, vilken följer med byggnaden i takt med att den växer*

Ett antal bygghissar krävs också för att transportera byggarbetare och andra mindre transporter av materiel med mera. Dessa placeras också utanför byggnaden, då det inte går att nyttja byggnadens egna hisschakt eftersom detta skulle störa pågående arbete.

Ytterligare ett område som kan vara en flaskhals är att betongpumpar som krävs för att transportera betongmassa från marknivå till aktuellt gjutställe, har begränsad kapacitet. Pumparna når höjder på ca 70-80 meter i normalfallet, vilket kan innebära att särskilda pumpstationer kan behöva inrättas på vissa våningar i byggnaden.

Det finns andra hänseenden vid höghusbyggnationer, som inte brukar vara avgörande, men vilka dock kräver extra planering och åtgärder i jämförelse med ett lågt hus. Oavsett byggmetod så behövs något slags vindskydd, åtminstone för de våningar som är i färd med att resas. Vindpåverkan är avsevärt mycket större på högre höjder och det blir svårt att montera vertikala element, till exempel väggelement, redan vid mycket låga vindhastigheter på marknivå. Här kommer naturligtvis säkerhetsaspekter också in, då byggarbetare måste vara säkrade mot att själva blåsa ned från

byggplatsen. Det är också viktigt att se till att åtminstone två utrymningsvägar finns tillgängliga under hela byggprocessen. Utrymning kan dock ske med hissar eller till kranar i händelse av till exempel brand. [Linder (2007)]

### 3 Metoder för överslagsberäkningar

Litteraturstudier som genomförts och presenterats i kapitel 2 har sedan använts för att ta fram olika alternativa lösningar. För att vidareutveckla de olika koncepten och säkerställa deras rimlighet har grundläggande beräkningar genomförts för hand. I ett senare läge har simuleringar av de slutliga koncepten skett med hjälp av datorprogram. De svenska normerna från Boverket har använts i den grad de har varit tillämpbara. Då kompletteringar har behövts redovisas detta. Ett antal beräkningsmetoder, har utnyttjats vid framtagning av dimensionerade lasteffekter. Dessa beräkningsmetoder presenteras i detta kapitel.

#### 3.1 Snedställningslast

Vid byggnationer eftersträvas noggrannhet i så stor grad som möjligt, men det är aldrig praktiskt möjligt att åstadkomma ett perfekt bygge. Alla pelare, balkar och andra konstruktionsdelar kommer att placeras en aning fel samt ha vissa formfel, såsom krokighet och skevhet. För det vertikalt bärande systemet kan detta vara kritiskt, eftersom en pelare med en liten snedställning skapar ett extra moment som byggnaden måste klara att ta upp. I byggnader med flera våningar är detta i än högre grad viktigt att ta hänsyn till då flera snedställda pelare kan samverka i detta avseende.

BKR 03, [Boverket (2003)], anger ingen metod för att beräkna effekten av snedställning. Istället har en metod från Statens planverks författningssamling (1983) istället nyttjats i överslagsberäkningar. Initiallutningen hos systemet,  $\alpha_{m,d}$ , beräknas i den här metoden enligt ekvation (3-1).

$$\alpha_{m,d} = \alpha_0 + \frac{\alpha\delta}{\sqrt{n_{pelare}}} \quad (3-1)$$

där

$\alpha_0$  är systematiska avvikelser, vilka sätts till  $\alpha_0 = 0,003$

$\alpha\delta$  är slumpmässiga avvikelser, vilka sätts till  $\alpha\delta = 0,012$

$n_{pelare}$  är antalet samverkande pelare i hela konstruktionen

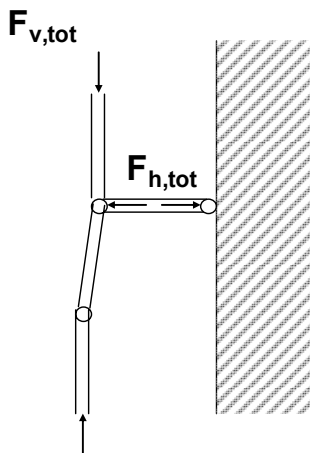
Den här lutningen,  $\alpha_{m,d}$ , används sedan i ekvation (3-2) för att räkna fram en horisontell kraft,  $F_{h,tot}$ , som antas verka i varje vånings ovanliggande bjälklag, vilket motsvarar effekten av snedställning, se figur 3.1. Detta ses då som en tilläggskraft på det stabiliserande elementet.

$$F_{h,tot} = \alpha_{m,d} F_{v,tot} \quad (3-2)$$

där



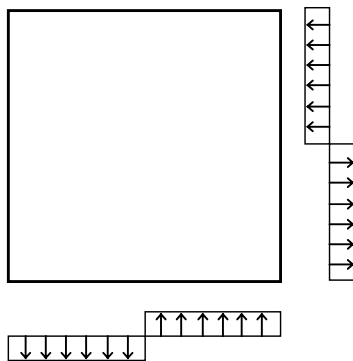
$F_{v,tot}$  är den totala vertikala kraften som verkar på ovanförliggande bjälklag



Figur 3.1 Snedställning av pelare beaktas genom att en horisontell last adderas enligt figuren, direkt proportionell mot vertikalt verkande last

Snedställning skall enligt normen förutsättas på ett så ofördelaktigt sätt som möjligt, beroende på vilken lasteffekt som studeras.

I flera av stabilitetsberäkningar innebär detta att de horisontella snedställningslasterna antas verka i samma riktning som vindlasten. Vid exempelvis rotationsknäckning ska däremot snedställningslasten antas bidra till rotation av systemet, se figur 3.2.



Figur 3.2 Då rotation är kritiskt för stabiliteten, antas snedställningslasterna verka på följande vis

## 3.2 Nyttig last

Nyttig last har beräknats enligt BKR 03 och för en kontorsbyggnad uppgår den bundna nyttiga lasten till  $q_{k,bunden} = 1,0 \text{ kN/m}^2$  och den fria delen till  $q_{k,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Då ytan för ett våningsplan överstigit  $30 \text{ m}^2$  har både den bundna och fria nyttiga lasten reducerats med en faktor 0,7 enligt BKR 03, avsnitt 3.41. Enligt samma avsnitt får även den fria lasten reduceras till tre våningsplan vid lastnedräkning. Här ges ingen övre gräns, utan texten är formulerad på så sätt att detta är giltigt för oändligt höga byggnader. Det är dock diskutabelt hur passande det här rådet är då byggnader blir riktigt höga. Å ena sidan är den fria lasten avsevärt större än vad som kan kallas normal användning och fri last på alla våningsplan skulle innebära en grov överdimensionering. Å andra sidan är tre våningsplan en extremt liten andel för många höga byggnader. Här har istället antagits att 20 % av det totala antalet våningsplan är belastade med fri nyttig last, vid lastnedräkning i fall där permanent last är ogynnsam.

## 3.3 Moment-areametoden för beräkning av utböjning

Ett specialfall av moment-areametoden kan användas för att beräkna utböjningen av byggnader med ojämn styvhetsfördelning. Byggnaden antas vara fast inspänd i marken och betraktas som en konsolbalk. Laster som verkar på byggnaden är en olinjärt växande utbredd vindlast samt snedställningslaster i form av punklaster som verkar på varje våning.

$$(EIw'')' = q(x) \quad (3-3)$$

där

$E$  är elasticitetsmodulen

$I$  är yttröghetsmomentet

$w$  är utböjningen

$q$  är en utbredd last

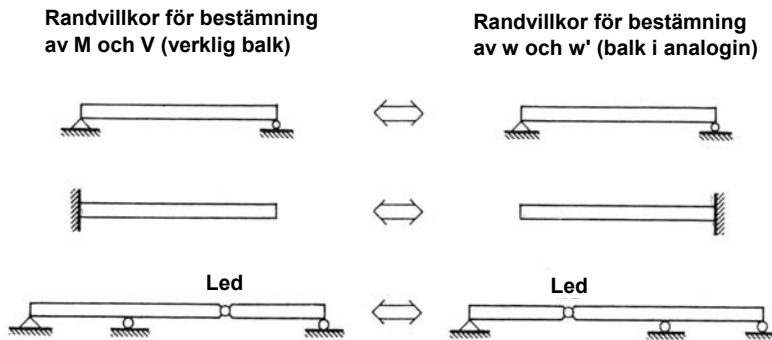
Metoden bygger på att böjningen, ekvation (3-3), kan skrivas dels som ett samband mellan utböjningen  $w(x)$  och momentet  $M(x)$ , dels som ett samband mellan momentet  $M(x)$  och den transversella lasten  $q(x)$  enligt ekvation (3-4) samt (3-5).

$$w''(x) = -\frac{M(x)}{EI(x)} \quad (3-4)$$

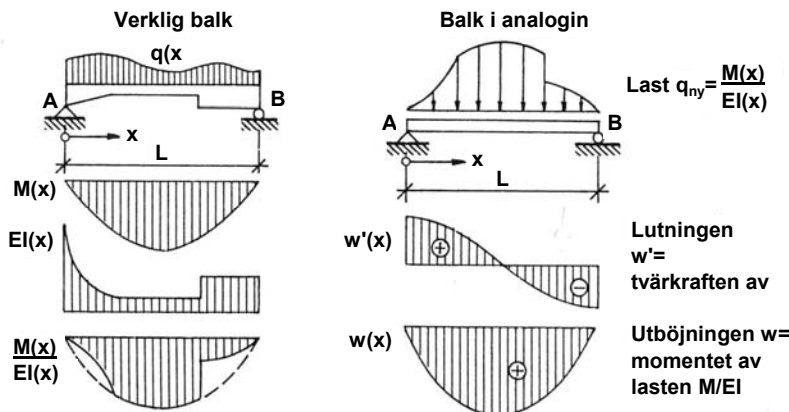
$$M''(x) = -q(x) \quad (3-5)$$

Under antaganden att  $w$  svarar mot  $M$ ,  $w'$  svarar mot tvärkraften  $V = M'$  samt,  $M/EI$  svarar mot  $q$  blir ekvation (3-2) och (3-3) identiska. Detta innebär att på

samma sätt som momentet kan beräknas för en given last,  $q$ , kan utböjningen,  $w$ , beräknas för en känd fördelning av  $M/EI$ . Steg ett i beräkningsgången är att räkna ut momentfördelningen,  $M(x)$ , över byggnaden med vinden samt snedställningen som laster. Momentfördelningen divideras där efter med byggnadens styvhet,  $EI$ . Denna fördelning,  $M/EI$ , betraktas därefter som en fiktiv utbredd last över byggnaden. Moment – areametoden kräver även att randvillkoren anpassas med hänsyn till deformationsvillkoren, se figur 3.3. Utböjningen,  $w$ , beräknas därefter såsom momentet av lasten,  $M/EI$  på den analoga balken, se figur 3.4. [Handboken Bygg (1983)]



Figur 3.3 Randvillkor vid användning av moment-areametoden [Handboken Bygg (1983)]



Figur 3.4 Tillämpningsexempel på moment-areametoden [Handboken Bygg (1983)]

### 3.4 Beräkning av knäckningslast

Vianellos metod för att beräkna knäckningslast, beskriven i avsnitt 3.4.1, är väl lämpad för enskilda stabiliserande element, såsom exempelvis ett hisschakt för vilka styvheten varierar med byggnadens höjd. Den är däremot inte alltid enkel att använda

för en hel byggnads totalstabilitet. Om det finns flera samverkande stabiliserande element är det svårt att använda metoden, samtidigt som den endast tar hänsyn till plan knäckning och inte beaktar rotationsknäckning. Approximationen att hela byggnaden verkar som en enskild pelare blir då också tveksam.

Lorentsen ger en metod för att beakta hela byggnadens knäckning, men den har begränsningar, då den förutsätter att de stabiliserande elementen har en konstant styvhet över höjden.

I överslagsberäkningar har Vianellos metod använts för att beräkna ett enskilt elements knäckningslast och sedan har dessa enskilda knäckningslaster använts för att med hjälp av Lorentsens metod, beräkna en total knäckningslast för byggnaden.

### 3.4.1 Vianellos metod för beräkning av knäckningslast

I fall med enstaka pelare används ofta Eulers uttryck för knäckning för att uppskatta knäckningslasten för en enskild komponent, utsatt för en koncentrerad last i toppen. Det är dock inte möjligt att använda sig av detta uttryck vid stabilitetsberäkningar för hela byggnader och en analog förenklad metod som är beroende av en faktor  $k_v$ , byggnadens styvhet,  $EI$ , och byggnadens totala höjd  $L_h$ , enligt ekvation (3-6) används då istället.

$$N_k = k_v \frac{EI}{L_h^2} \quad (3-6)$$

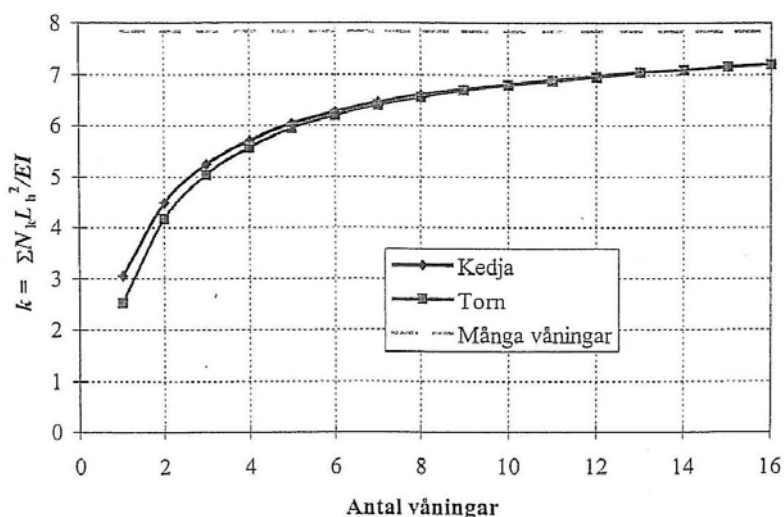
Faktorn  $k_v$ , som inte skall blandas ihop med Eulers knäckningskonstant  $k_E$ , beror bland annat på hur många våningar byggnaden har. Vid fall med en över höjden konstant styvhet,  $EI$ , och jämnt fördelade normalkrafter på varje våningsplan kan värdet på  $k_v$  väljas med hjälp av figur 3.5.

Vid övriga fall är det lämpligt att använda sig av Vianellos metod för att beräkna knäckningslast för att få fram ett lämpligt värde på  $k_v$ . Metoden bygger på att en pelare utsatt för centrisk normalkraft,  $N$ , ges en extra utböjning på grund av en påtvingad förskjutning som sedan avlägsnas. Resonemanget är nu att det kan inträffa tre olika fall:

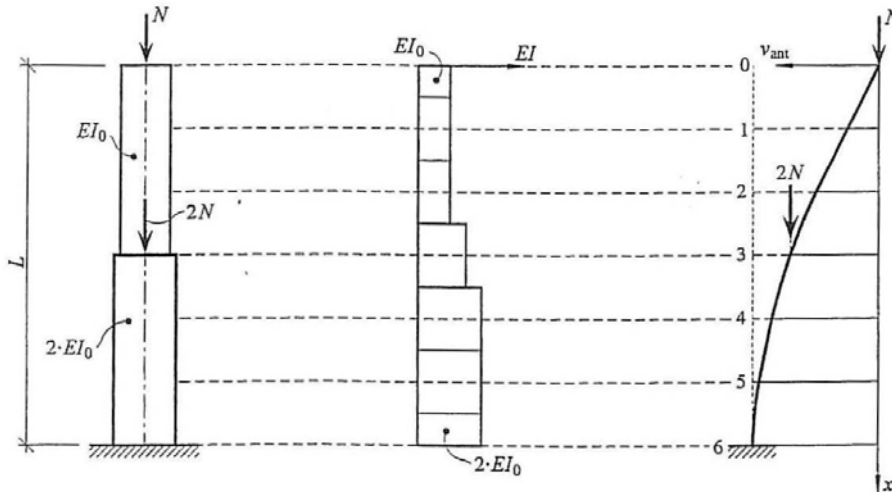
- I. Utböjningen går tillbaka, vilket innebär att pelaren är stabil och knäckningssäkerheten är större än ett,  $s > 1$
- II. Utböjningen ökar, vilket innebär att pelaren är instabil,  $s < 1$
- III. Utböjningen kvarstår, vilket motsvarar att pelaren är utsatt för knäckningslast,  $s = 1$

Knäckningsvillkoret är med andra ord att den extra utböjningen kvarstår efter att tvånget avlägsnats. Det här kan utnyttjas till att beräkna knäckningslasten genom nedanstående beräkningsgång, som lämpligen utförs med hjälp av ett kalkylprogram:

- 1) En utböjningslinje  $v_{ant}$  antas. Vid numerisk beräkning skissas lämpligen en rimlig utböjningslinje för hand som tar hänsyn till randvillkoren.
- 2) Pelaren delas in i lämpligt antal element beroende på sökt noggrannhet och hänsyn bör tas till normalkrafterna så att de hamnar i centrum av ett element, se exempel i figur 3.6.
- 3) Utifrån  $v_{ant}$  och given normallast beräknas momentet  $Nv_{ant}$  och krökningen  $Nv_{ant} / EI$  för varje element i pelaren. Utböjningen  $v$  är alltså endast orsakad av normalkraft och har ingen koppling till utböjning på grund av transversella laster.
- 4) Därefter integreras krökningen två gånger, vilket ger en ny beräknad utböjningslinje,  $v_{ber}$ . Integrationen genomförs lämpligen på ett förenklat sätt, där krökningen,  $v''$ , antas vara konstant över elementlängden. Genom att välja elementlängden tillräckligt liten går det alltid att uppnå tillräckligt goda resultat. Vid integreringen sätts aktuella randvillkor in i uttrycken, vilket i fallet med ett höghus motsvaras av en fast inspänd pelare. Då blir lutningen  $v'(0) = 0$  och krökningen  $v''(L) = 0$  om inspänningssnittet är placerat vid  $x = 0$  för en pelare med längden  $L$ .



Figur 3.5 Faktorn  $k_v$  för byggnader med konstant styvhet och jämnt fördelade normalkrafter [Lorentsen, Petersson, Sundquist (2000)]



Figur 3.6 Exempel på elementindelning vid användning av Vianellos metod [Pettersson, Sundquist (2000)]

Överensstämmer, den i punkt 4) framräknade utböjningslinjen,  $v_{ber}$  med den antagna utböjningslinjen  $v_{ant}$ , är  $N$  lika med knäckningslasten. Blir  $v_{ber}$  mindre än  $v_{ant}$ , så är  $N$  mindre än knäckningslasten. Eftersom  $N$  ingår som en multiplikator i integrationen kan ett samband för knäckningssäkerheten,  $s$ , ställas upp enligt ekvation (3-5).

$$s = \frac{N_k}{N} = \frac{v_{ant}}{v_{ber}} \quad (3-7)$$

Ekvation (3-7) gäller i varje element i pelaren vilket medför att  $v_{ant}$  och  $v_{ber}$  skall vara likformiga, vilket bör kontrolleras genom att beräkna kvoten  $v_{ant}/v_{ber}$  i varje element. Varierar denna kvot i alltför stor grad så upprepas steg 3) - 4), fast nu med  $v_{ant} = v_{ber}$ . Genom att upprepa förfarandet är det möjligt att uppnå en mycket bra likformighet mellan  $v_{ant}$  och  $v_{ber}$ , men en tillräckligt god approximation uppnås redan efter ett fåtal iterationer i de flesta fall, förutsatt en någorlunda rimligt antagen utböjningslinje. Om dessutom  $\Sigma v_{ant}/\Sigma v_{ber}$  används, istället för  $v_{ant}/v_{ber}$ , i uträkningen av  $s$  enligt ekvation (3-8), så räcker det oftast med två iterationer för att uppnå en tillräckligt god uppskattning.

$$s = \frac{\sum v_{ant}}{\sum v_{ber}} \quad (3-8)$$

Det kan vara intressant att jämföra uträknad säkerhetsfaktor med det värde som  $k_v$  enligt figur 3.5 ger. Eftersom dessa värden baseras på hela byggnadens knäcksäkerhet måste säkerhetsfaktorn enligt ekvation (3-8) multipliceras med antalet våningar, se ekvation (3-9). Det är viktigt att komma ihåg att värdena endast kan förväntas överensstämma vid konstant styvhet och jämn normalkraftsfördelning, eftersom figur 3.5 förutsätter detta. [Lorensen, Pettersson, Sundquist (2000)]

$$k_v = n_{vån} s = n_{vån} \frac{\sum v_{ant}}{\sum v_{ber}} \quad (3-9)$$

där

$n_{vån}$  är antalet våningar i byggnaden

### 3.4.2 Lorentsens metod för beräkning av byggnaders systemknäckning

Det finns mycket få förenklade metoder för beräkning av systemknäckning hos flervåningsbyggnader och det verkliga förloppet är komplicerat, varför oftast datorberäkningar erfordras. Det är framförallt metoder för analys av rotationsknäckning som saknas.

Lorentsen, Petersson och Sundquist (2000) presenterar ett tillvägagångssätt, vilket dock har vissa begränsningar i förutsättningarna:

- lasten är jämnt utbredd över de inbördes lika våningsplanen
- alla våningsplan är lika utformade
- lasten bärs av pendelpelare som är tätt placerade
- stabiliserande enheter (väggar och torn) är fast inspända nedtill och har antingen konstant styvhet utefter byggnadens höjd eller likformigt varierande styvhet

Metoden bygger på att samma uttryck som för det plana knäckningsfallet, enligt ekvation (3-6). Emellertid används en ekvivalent styvhet som tar hänsyn till utformningen av det stabiliserande systemet och systemets knäckningslast beräknas enligt ekvation (3-10).

$$\sum N_k = k_v \frac{C}{L_h^2} \quad (3-10)$$

där

$C$  är en ekvivalent styvhetsparameter som bestäms ur ekvation (3-11)

$k_v$  faktor som bestäms ur figur 3.5

$L_h$  är husets totala höjd

Den ekvivalenta styvhetsparametern  $C$ , som bestäms ur ekvation (3-11), tar hänsyn till det stabiliserande systemets styvheter och geometri. Detta är en tredjegrads ekvation, vilken ger tre rötter som motsvarar plan knäckning i x- och y-led, samt rotationsknäckning. I de fall där vridcentrum inte sammanfaller med tyngdpunkten

kommer dock inte plan knäckning att uppstå och rötterna motsvarar då istället en blandning av plan knäckning och rotationsknäckning.

$$\begin{aligned} & \left[ \sum (B_{ix}) - C \right] \left[ \sum (B_{iy}) - C \right] \left[ \sum (B_{ix}y^2 + B_{iy}x^2) - \frac{CI_p}{A_{bjälklag}} \right] = \\ & = C^2 x_T^2 \left[ \sum (B_{ix}) - C \right] + C^2 y_T^2 \left[ \sum (B_{iy}) - C \right] \end{aligned} \quad (3-11)$$

där

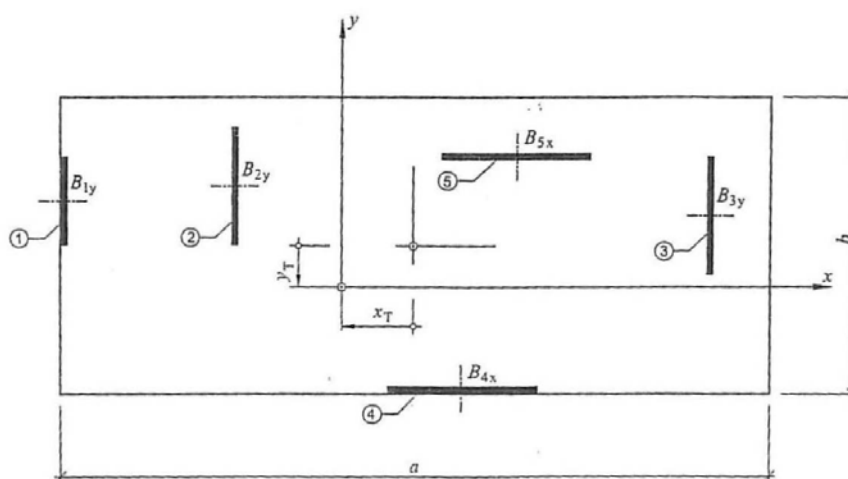
$B_{ix}$  är böjstyvheten med avseende på y-axeln för ett stabiliserande element orienterat i x-riktningen

$B_{iy}$  är böjstyvheten med avseende på x-axeln för ett stabiliserande element orienterat i y-riktningen

$I_p$  är bjälklagets polära tröghetsmoment med avseende på origo

$A_{bjälklag}$  är bjälklagets area,  $A_{bjälklag} = ab$

$x_T$  och  $y_T$  är avstånd från bjälklagets tyngdpunkt till origo, enligt figur 3.7.  
 $x_T$  och  $y_T$  skall väljas så att  $\sum B_x y = 0$  och  $\sum B_y x = 0$ .



Figur 3.7 Exempel på placering av koordinatsystem [Lorentsen, Petersson, Sundquist (2000)]

I förutsättningarna till metoden framgår det att lasten skall vara lika fördelad över våningsplanen och att lasten skall bäras av pendelpelare. Villkoret att lasten skall bäras av pendelpelare kan ge upphov till problem vid analys av höga byggnader. I dessa fall bär ofta de stabiliserande enheterna själva en ansenlig del av lasten, vilket då inte överensstämmer med metodens förutsättningar. Detta kan medföra en viss osäkerhet i resultaten, beroende på hur byggnaden utformas.



Det är också orimligt att ha en konstant styvhet över höjden, då detta ger stort slöseri med material, samtidigt som det innebär onödig extra egentyngd, som måste bäras upp. Metoden tillåter dock att styvheten varierar över höjden, så länge som alla stabiliserande enheter har samma styvhetsvariation. [Lorentsen, Petersson, Sundquist (2000)]

Det är emellertid inte givet vilka böjstyvheter,  $B_{ix}$  och  $B_{iy}$ , som skall användas i ekvation (3-11), då styvheten varierar över höjden. Att välja den minst styva övre delen av huset, skulle ge ett orimligt lågt värde på knäckningen, även om det skulle vara på den säkra sidan.

Med avsikt att erhålla ett så korrekt värde som möjligt har i detta projekt Vianellos metod använts, se avsnitt 3.4.1, för att räkna ut knäckningslasten för varje enskilt stabiliserande element. Därefter har denna beräknade knäckningslast använts, tillsammans med tabellerade värden på  $k_v$ , i ekvation (3-6) och då gett en ekvivalent böjstyvhet för varje stabiliserande element,  $B_{x_{ekv}}$  och  $B_{y_{ekv}}$ . Dessa ekvivalenta böjstyvheter skall dock inte blandas ihop med byggnadens totala ekvivalenta styvhetsparameter,  $C$ .  $B_{x_{ekv}}$  och  $B_{y_{ekv}}$  används istället i ekvation (3-11) för att räkna ut  $C$ . På detta vis ingår bidraget från den varierande styvheten på ett mer rimligt sätt, jämfört med att endast uppskatta värdet på styvheten.

I den här metoden används alltså de tabellerade värdena på  $k_v$ , vilka gäller för en byggnad med konstant styvhet över höjden. Bakgrunden till detta val är att de tidigare beräknade värdena på  $k_v$  endast gäller för enskilda element. Metoden använder nu istället ekvivalenta böjstyvheter och därmed används då tabellerade värden på  $k_v$  som då gäller för hela byggnaden.

### 3.4.3 Specialfall, $\mathbf{x}_T = \mathbf{y}_T = \mathbf{0}$

Det är vanligt att det stabiliserande systemet hos höga byggnader är symmetriskt uppbyggt, det vill säga att  $x_T = y_T = 0$ . Ekvation (3-11) förenklas då avsevärt och de tre rötterna återfinns i ekvationerna (3-12)-(3-14).

$$C_1 = \sum(B_x) \quad (3-12)$$

$$C_2 = \sum(B_y) \quad (3-13)$$

$$C_3 = \frac{\sum(B_x y^2 + B_y x^2)}{I_p / A} \quad (3-14)$$

Rötterna  $C_1$  och  $C_2$  svarar mot plan knäckning i x- och y-led, medan  $C_3$  svarar mot rotationsknäckning.

Vid de fall där ett stabiliserande torn används, räknas en total böjstyvhet ut för hela tornet i respektive huvudriktning och används på samma sätt som enskilda väggar i

formlerna. På detta sätt inkluderas inte tornväggarnas samverkan gällande rotationsstyvhet, vilket är en brist i metoden. Om tornet dessutom är placerat centralt i byggnaden så fungerar inte uttryck (3-14) för rotationsknäckningen i och med att inga hävarmar existerar,  $x = y = 0$ . Det innebär att ett centralt placerat torn inte får någon rotationsknäckningssäkerhet över huvud taget, vilket naturligtvis inte är rimligt. Även Gustafsson, Hehir (2005) konstaterar detta och föreslår en lösning där tornets väggar behandlas som fristående väggar, vilket då innebär att de enskilda väggarna får en hävarm och följaktligen att  $C_3 \neq 0$ . Hänsyn tas då inte till väggarnas samverka, vilken kan vara väsentlig. Ett fyrkantigt lådtvärsnitt har avsevärt mycket större styvhet mot rotation jämfört med det fall där sidorna inte samverkar alls. Metoden bör således ge ett värde på säkra sidan, men i allt för hög grad för att vara praktiskt användbar.

Övrig litteratur som har studerats berör endast frågan på ett flyktigt sätt och ett flertal böcker hänvisar till Lorentsen, Petersson och Sundquist (2000) utan närmare utredning. Ingen utförligare information har alltså hittats och detta kan förklaras med att det visat sig vara mycket komplicerat att beräkna rotationsknäckning för hand och allmän praxis är att nyttja datorkapacitet. För att kontrollera rotationsknäckningen, vilken är extra väsentlig vid endast ett stabiliserande element, bör alltså kompletterande datorberäkningar utföras redan i ett skede i projekteringen. [Lorentsen, Petersson, Sundquist (2000)] [Gustafsson, Hehir (2005)]

### 3.5 Hänsyn till andra ordningens effekter

Transversella laster såsom vind och effekter av initial snedställning ger upphov till ett böjande moment i byggnadsstommen och dess infästning i grunden. Dessutom böjer huset ut och ytterligare moment uppkommer av den vertikala lasten på grund av att byggnadsstommen nu är förskjuten. Det här fenomenet benämns andra ordningens effekt och är komplext att beräkna exakt för hand. Det finns dock en förenklad approximativ metod som beräknar en momentförstoringsfaktor  $\Gamma_M$ , vilken multipliceras med första ordningens beräknade moment. Ekvation (3-15) beskriver hur  $\Gamma_M$  beräknas.

$$\Gamma_M = \frac{1}{1 - \frac{\sum(N)}{\sum(N_k)}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{s}} \quad (3-15)$$

där

$N$  är aktuell normallast

$N_k$  är knäckningslasten

$s$  är säkerhetsfaktor mot knäckning

Verkande moment med andra ordningens effekter inkluderade,  $M_E$  beräknas då enligt ekvation (3-16).

$$M_E = \Gamma_M M_0$$

där

$$M_0 \text{ är moment enligt första ordningens teori} \quad (3-16)$$

### 3.6 Beräkning av byggnaders egenfrekvens

Att räkna ut egenfrekvensen för en byggnad för hand är mycket krävande och en approximativ metod är nödvändig. Det finns ett flertal olika metoder att uppskatta egenfrekvensen i ett tidigt skede och som endast tar hänsyn till mycket få parametrar, exempelvis endast antalet våningar. Uppskattningen är dock mycket grov och om utformningen av huset är känd mer i detalj kan fler parametrar beaktas, vilket ger ett mer trovärdigt resultat. Osäkerheten är dock fortfarande relativt stor och det är därför lämpligt att uppskatta egenfrekvensen med mer än en metod.

Ett förenklat synsätt är att se hela huset som en fast inspänd konsol. Detta ger ofta en tillräckligt bra uppskattning av egenfrekvensen. Shock and vibration handbook, [Harris, Crede (1976)], ger ett uttryck för egenfrekvensen,  $f_0$ , av en fast inspänd och jämnstyv konsol, enligt ekvation (3-17).

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,23mL^4}} \quad (3-17)$$

där

$E$  är elasticitetsmodulen

$I$  är yttröghetsmomentet

$m$  är massan per längdenhet

$L$  är längden på konsolen

Det här uttrycket tillåter dock inte en förändring av vare sig massa eller styvhet över byggnadens höjd, vilket ofta är fallet för högre byggnader. En ekvivalent styvhet och massa måste därför uppskattas i dessa fall. Försiktighet bör iaktas vid val av ekvivalenta storheter, då en ökning av massa ger motsatt effekt jämfört med en ökning av styvhet.

En mer pålitlig metod, på så sätt att ekvivalenta storheter inte behöver uppskattas, är en approximativ metod som bygger på Rayleigh's metod, se ekvation (3-18). [Smith, Coull (1991)]

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n F_i w_i}{\sum_{i=1}^n W_i w_i^2}} \quad (3-18)$$

där

$g$  är gravitationsaccelerationen

$F_i$  är den transversella last som verkar i bjälklaget på våning  $i$ , exempelvis vindlast som koncentrerad last, adderat last med hänsyn till snedställning

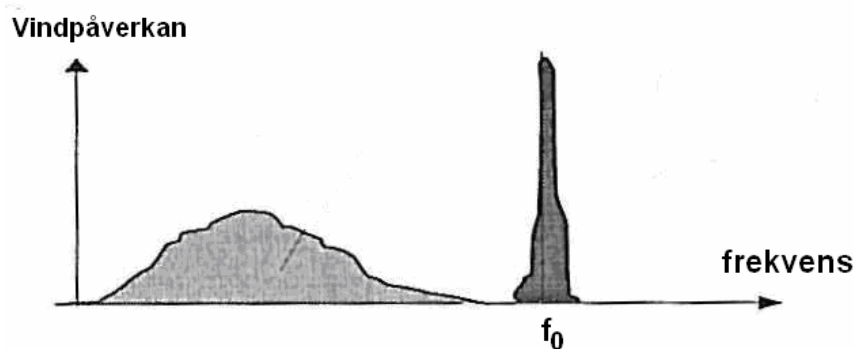
$w_i$  är den statiska horisontella utböjningen av byggnaden på våning  $i$

$W_i$  är den vertikala lasten på våning  $i$

Eftersom den här metoden utgår från byggnadens utböjning kan hänsyn tas till varierande styvheter. Även varierande massa mellan olika våningar kan beaktas, samt aktuella verkande transversella laster på olika våningar. Metoden känns dock lätt intuitivt fel, då den bygger på utböjning av statisk last och egenfrekvensen har egentligen ingenting att göra med den last som ligger på byggnaden. Däremot beror utböjningen av byggnaden av statiska laster på hur byggnadens egenskaper såsom styvhet och massa är fördelade. Detta påverkar också egenfrekvensen och i metoden anges både last och utböjning. Följaktligen bör en liten last ge en liten utböjning och därmed samma egenfrekvens som i fallet med stor last och motsvarande större utböjning. Metoden anses ge ett rimligt värde på egenfrekvensen, vilket emellertid är beroende av hur noggrant utböjningen har bestämts.

### 3.7 Beräkning av horisontell acceleration i byggnaden

Vindlast kan, lite förenklat, delas upp i två olika komponenter, en statisk del och en dynamisk del, se figur 3.8. Accelerationen orsakas av den dynamiska delen, resonansdelen, varför den statiska lastens inverkan försummas för beräkningar av byggnadens acceleration. Enligt nomenklaturen i BSV 97, [Boverket (1997)] motsvaras detta av att sätta bakgrundsresponsen  $B^2 = 0$ .



Figur 3.8 Schematisk indelning av vindlast med en kvasistatisk del och en resonansdel, varav den senare är kopplad till egenfrekvensen,  $f_1$

Det är principiellt relativt svårt att uppskatta accelerationen med handberäkningar, då det inte finns någon standardiserad beräkningsmetod att förlita sig på. Den metod som använts i detta projekt har givits av Handa (2007), vilken bygger på ovan nämnda uppdelning av vindlasten i en statisk och en dynamisk del, samt att byggnaden approximeras som en konsol med jämnt fördelad massa, vibrerande i första svängningsmoden. Accelerationen,  $a_{rms}$ , i toppen av huset beräknas då enligt ekvation (3-19).

$$a_{rms} = \frac{3I_u R q_m b \phi_1}{m} \quad (3-19)$$

där

$I_u$  är turbulensens intensitetsfaktor, definierad i enlighet med BSV 97, avsnitt 3:22

$R$  är responsens resonansdel, ges i ekvation (3-20), definierad i enlighet med BSV 97, avsnitt 3:22

$q_m$  ett medeltryck av vindlast, definierad i ekvation (3-21)

$b$  är längden på vindutsatt sida av byggnaden

$\phi_1$  är en modfaktor, vilken sätts till  $\phi_1 = 1$ , för toppen av huset

$m$  är massa per meter för husets övre tredjedel

Responsens resonansdel,  $R$ , ges i ekvation (3-20). För inverkan av parametrar hänvisas läsaren till BSV 97, då det finns ett flertal beroende parametrar, vilka inte är av intresse att studera närmare i denna rapport.

$$R = \sqrt{\frac{2\pi F_K \phi_b \phi_h}{\delta_m + \delta_a}} \quad (3-20)$$

där

$F_K$  är Kármáns vindenergisppektrum, definierad i BSV 97, avsnitt 3:22

$\phi_b$  är storleksfaktor med hänsyn konstruktionens bredd, definierad i BSV 97, avsnitt 3:22

$\phi_h$  är storleksfaktor med hänsyn konstruktionens höjd, definierad i BSV 97, avsnitt 3:22

$\delta_m$  är mekanisk dämpning, definierad i BSV 97, avsnitt 3:22

$\delta_a$  är aerodynamisk dämpning, definierad i BSV 97, avsnitt 3:22

Det vindtryck,  $q_m$ , som används i ekvation (3-19) måste baseras på vindhastigheter med en återkomsttid som är möjlig att jämföra med tillgängliga komfortkrav. Dessa krav skiljer sig åt världen över. Det varierar även huruvida accelerationens maximala värde eller om ett medelvärde jämförs. Till exempel så använder sig Japan av komfortkrav som grundar sig på vindhastigheter med en återkomsttid på endast 1 år, beroende på särskilda förhållanden med stor inverkan av tyfoner. Det är dock vanligare att använda sig av en återkomsttid på 5 eller 10 år. Detta underlättar även beräkningarna då ett enkelt samband kan användas för att omvandla en vind med återkomsttid på 50 år, vilken ges av normen, till en vind med återkomsttid på 5 eller 10 år. Detta görs genom att multiplicera vindhastigheten för 50 år med en faktor  $\xi_{\text{år}}$ .

$$q_m = \frac{1}{2} \rho (\xi_{\text{år}} v_{mk})^2 \quad (3-21)$$

där

$\rho$  är densiteten för luft, som normalt sätts till  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$\xi_{\text{år}}$  är en faktor som omvandlar karakteristisk medelvindhastighet som bygger på en referensvindhastighet med återkomsttid på 50 år till en som har en återkomsttid på 5 eller 10 år

$$\xi_{\text{år}} = \begin{cases} 0,9 & \text{för en återkomsttid på 10 år} \\ 0,86 & \text{för en återkomsttid på 5 år} \end{cases}$$

$v_{mk}$  är karakteristisk medelvindhastighet som bygger på en referenshastighet med återkomsttid på 5 år, enligt BSV 97, avsnitt 2:23

Med ovanstående metod beräknas accelerationen,  $a_{rms}$ , vilken är ett medelvärde på accelerationen (root-mean-square). Vissa komfortkrav är anpassade till detta medelvärde och angivet komfortkrav kan då direkt jämföras med beräknad acceleration. Kraven kan dock uttryckas som accelerationens maxvärde och sambandet mellan dessa två accelerationer ges på ett approximativt sätt i ekvation (3-22).

$$a_{\max} = k_p a_{rms} \quad (3-22)$$

där

$$k_p = g_w \text{ och } g_w \text{ ges av ekvation (3-23)}$$

Värdet  $g_w$  är definierat på samma sätt som BSV 97 har definierat  $g_w$ , med skillnaden att bakgrundsresponsen nu försummas.

$$g_w = \sqrt{2 \ln(600 f_0)} + \frac{0,58}{\sqrt{2 \ln(600 f_0)}} \quad (3-23)$$

där

$f_0$  är byggnadens egenfrekvens i Hz

### 3.8 Kontroll av andra svängningseffekter

Då en slank konstruktion utsätts för vindlast kan förutom den mer normala svängningen också en speciell rörelse uppkomma vinkelrätt vindriktningen. Den här effekten beror på virvelavlösning och är ofta dimensionerande för skorstenar och liknande konstruktioner. Även om konstruktioner med alla typer av tvärsnitt kan komma i svängning av denna belastningstyp, är den starkt kopplat till konstruktioner med cirkulära tvärsnitt. Det finns även en liknande svängningseffekt ”galloping” som är speciellt förknippat med konstruktioner med icke-cirkulära tvärsnitt som är vindbelastade i en speciell vinkel. BSV 97 ger en beräkningsgång för att kontrollera effekten av virvelavlösning, men nämner dock ingenting om hur ”galloping” bör kontrolleras. På grund av detta har kontrollen med avseende på virvelavlösning i detta projekt kompletterats med beräkningar för ”galloping” enligt Eurocode. Detta görs genom att först beräkna en kritisk hastighet,  $v_{CG}$ , enligt ekvation (3-24).

$$v_{CG} = \frac{2S_C}{a_G} f_0 b \quad (3-24)$$

där

$S_C$  är Scrutons tal, definierad i ekvation (3-25)

$a_G$  är en instabilitetsfaktor för ”galloping”, vilken sätts till  $a_G = 1,2$  för kvadratisk tvärsnitt

$f_0$  är byggnadens egenfrekvens

$b$  är byggnadens bredd

Scrutons tal är en faktor som beror på byggnadens dämpning,  $\delta_s$ . I det här projektet har dämpningen ansatts till summan av de bägge dämpningsfaktorerna,  $\delta_m$  och  $\delta_a$ , vilka är den mekaniska och aerodynamiska dämpningen enligt den svenska normen, BSV 97.

$$S_C = \frac{2\delta_s m}{\rho b^2} \quad (3-25)$$

där

$\delta_s$  är konstruktionens dämpning

$m$  är byggnadens massa per höjdmeter

$\rho$  är luftens densitet

Den kritiska vindhastigheten,  $v_{CG}$ , skall uppfylla nedanstående krav för att ingen effekt av "galloping" skall kunna ha en negativ inverkan på byggnaden.

$$v_{CG} > 1,25v_m$$

I detta uttryck är  $v_m$  ett uttryck för medelvindhastighet beräknat enligt Eurocode. Eftersom svensk norm används i övrigt har det här ansatts att detta värde motsvaras av den karakteristiska medelvindhastigheten enligt svensk norm,  $v_{mk}$  i BSV 97.

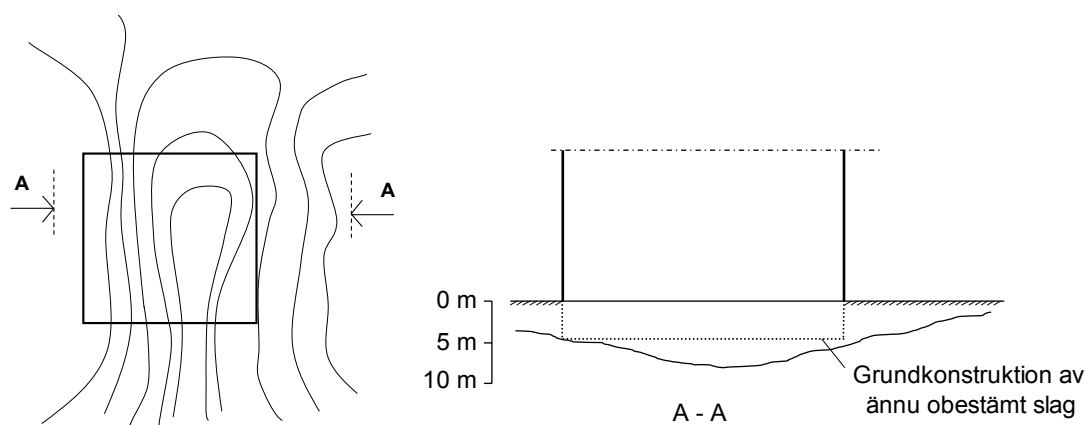


## 4 Val av grundläggande koncept

I detta kapitel presenteras olika alternativa koncept tillsammans med överslagsberäkningar för att komma fram till en så effektiv lösning som möjligt. Vidare redovisas hur dessa förslag framtagits och bearbetats, där syftet är beskriva processen och motivera de val som görs. Det skall tilläggas att överslagsberäkningar innehåller approximationer och att alla effekter inte beaktas. Resultaten används som uppskattningar för att hitta en effektiv lösning samt att bedöma datorberäkningars rimlighet och de skall därmed inte ses som slutliga beräkningar.

### 4.1 Grundläggande förutsättningar

Geografiskt antas att byggnaden skall vara belägen i Göteborg och mycket nära kusten. Området har tidigare utgjorts av en havsvik som idag är delvis utfyllt med sprängsten och delvis med hårt packad jord till en jämn markyta. Djupet till berg varierar med ett maximalt djup uppgår till cirka 10 m, se figur 4.1.



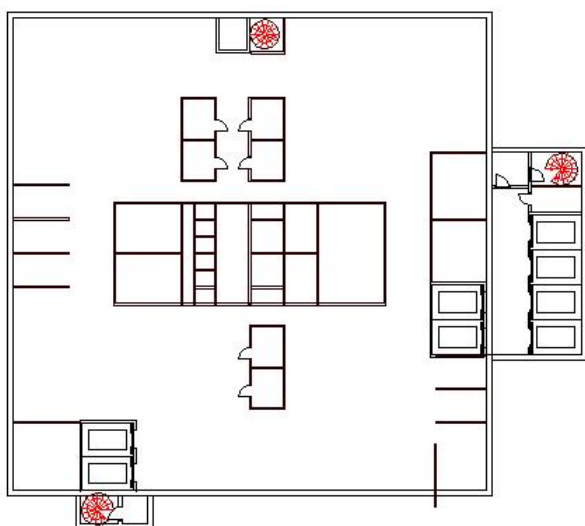
Figur 4.1 Geotekniska förutsättningar

Ytan som antas vara tillgänglig är drygt  $50 \times 50 \text{ m}^2$ , men av arkitektoniska skäl begränsas byggnadens yta ytterligare, då föresatsen är att byggnaden skall ge ett slankt intryck. Intentionen är en byggnadshöjd på 150 m, vilket tillfredställer behovet av användbar yta. Det finns en flexibilitet att ändra dessa ramar, men dock i liten mån, eftersom en kort ”knubbig” byggnad inte är önskvärd, samtidigt som ytan per våningsplan inte bör göras för liten då det är opraktiskt av användarmässiga skäl.

En arkitekt har ritat ett första utkast till byggnaden med en principiell planlösning som kan ses i figur 4.2. Den här planen har använts som ett första utgångsläge för att se om alternativet är tekniskt genomförbart och få en känsla för vilka förändringar som kan vara motiverande.

Storleken på byggnaden är kvadratisk med sidan 33,6 m i centrummått mätt. Detta mått härrör från standarddimension på en kontorsmodul vilken är 2,4 m. Bärande pelare i fasaden placeras då med det dubbla avståndet 4,8 m, vilket ger ett bra

utgångsläge att modellera olika stora kontorsrum i byggnaden. Eventuella framtida storleksjusteringar av byggnadens yttermått utförs därför lämpligen i multiplar av 4,8 m, för att behålla inredningsförutsättningarna. Vissa beräkningar utgår inte från byggnadens centrummått utan från den totala byggnadens bredd. Ett exempel är vindlasten som verkar på hela byggnadsytan och i dessa beräkningar används en något utökad bredd på 34 m vilken då tar hänsyn till ytterväggarnas tjocklek och fasadbeklädnad.



Figur 4.2 Förslag till plan enligt arkitekt

Våningshöjden är särskilt viktig vid höga hus, då till exempel endast en decimeter högre våningshöjd i detta fall direkt medför en ökad byggnadshöjd med mer än en hel våning. Arkitektens minimikrav är en fri rumshöjd på 2,7 m, vilket även gäller som en generell minsta höjd för kontor i allmänhet. Samtliga alternativ utgår därför utifrån en rumshöjd på 2,7 m. Till detta kommer utrymmen för installationer och utrymme för själva bjälklaget. Båda är antagna till 0,3 meter, vilket därmed ger en total våningshöjd,  $h_{vån} = 3,3$ . Det finns också krav på ett minsta antal p-platser i en källare under byggnaden, vilket uppgår till ungefär 10 stycken. Detta krav bortses från i handberäkningar där byggnaden modelleras som en fast inspänd konsol, men beaktas i mer noggrant utförda datorberäkningar.

Beräkningar av byggnadens behov av hissar har approximativt genomförts av Dahlberg (2007) med ovan nämnd geometri, samt följande antagna parametrar:

- Ett källargarage med plats minst 10 personbilar
- Arbetsplats för ca 75 personer per våning
- En lunchrestaurang på plan 3 med separat trappa från markplan, ca 200 matgäster
- En exklusivare restaurang på det översta våningsplanet med kapacitet för ca 150 matgäster, vilken dock används i liten utsträckning dagtid

- God betjäningsgrad, ca 25 sekunders väntetid

Resultatet från beräkningarna visade att åtta stycken hissar erfordras, vilka då placeras i två hissgrupper om fyra stycken vardera. Detta bygger på hissar med en topphastighet av 7 m/s samt plats för maximalt 13 personer. På grund av personlig integritet fylls sällan hissar till maximal kapacitet, varför simuleringar har genomförts med endast 9 personer per hisskorg. Statistik har visat att människor ogärna stiger in i en hiss då det börjar bli trångt. I det normala fallet fylls inte en hiss till mer än 70 % av den verkliga kapaciteten.

## 4.2 Metodik vid val av koncept

I kapitel 2 redovisas ett flertal olika byggnadskoncept för höga hus och enligt studerad litteratur är flera av koncepten inte lämpliga vid specifika fall. En avgörande utgångspunkt är byggnadens höjd och vissa system lämpar sig inte för alla höjder. Antingen kan de rent tekniskt vara otillräckliga på höjden eller också kan systemet ha visat sig vara ekonomiskt oförsvarbart för aktuell höjd. Till exempel så är tubkonstruktionen alltför kostsam för en byggnad med höjden 150 m och detsamma gäller för mer komplicerade tredimensionella konstruktioner. Eftersom projektet syftar till att ta fram ett ekonomiskt attraktivt förslag behandlas dessa konstruktioner inte som tänkbara i detta fall.

Andra konstruktioner innebär så pass många tekniska problem att de endast används där det är nödvändigt och hängkonstruktioner, se avsnitt 2.1.8, är ett bra exempel på detta. Det finns i princip ingen anledning att utnyttja detta system om inte byggherren kräver fria ytor vid markplan.

Det finns även klassiska system såsom fackverk vilka principiellt fungerar, men verkningssättet liknar det för skjuv-väggssystem, med skillnaden är att det sistnämnda är mer kostnadseffektivt.

De studerade alternativ som återstår, och som även utgjort grunden för det konceptuella valet i projektet, är en skjuv-väggskonstruktion och en konstruktion med utriggare. För att kunna avgöra vilket av dessa system som är att föredra och hur det skall utformas har de olika koncepten beräknats överslagsmässigt. Eftersom det i detta tidiga skede endast rört sig om att bedöma konceptens funktion har dessa beräkningar skett på ett approximativt sätt. För att minimera omfattningen på beräkningarna har dessutom endast vissa utvalda effekter studerats, vilka bedömts som kritiska. Om en byggnad inte uppfyllt något av dessa krav, har inte övriga krav kontrollerats utan förbättringar istället direkt implementerats och nya beräkningar har gjorts utifrån dessa förändringar.

En väsentlig effekt som kontrollerats i ett tidigt skede är påverkan i byggnadens stabiliserande enheter, så som tryck- och draghållfasthet. Klarar inte dessa enheter att bära upp de laster som verkar på byggnaden måste systemet direkt förändras då det är otillräckligt.

Ytterligare en påverkan som studerats är byggnadens maximala utböjning. Det finns dock inga krav som fastställer någon gräns för hur mycket en byggnad kan tillåtas att

böja ut. Anledningen till detta är att utböjningen inte är dimensionerande för byggnadens hållfasthet. En stor utböjning ger snarare upphov till andra effekter som i sin tur är kritiska, exempelvis alltför stora draglaster i stabiliserande enheter. Det är alltså inte utböjningen i sig som är problematisk utan snarare andra effekter som den ger upphov till. Värde i att studera utböjningen ligger snarare i att den påvisar byggnadens beteende och kan därmed säga om ett koncept är rimligt eller inte i ett mycket tidigt skede av byggnadens utformning.

Vid de fall där utböjningen är relativt liten kan därmed byggnadens utformning anses vara någorlunda korrekt. Med studerad litteratur som bakgrund har en rimlig utböjning för ett 150 m högt hus antagits till ca 3-4 dm i detta projekt. Det här har dock setts som en riktlinje och det har inte utgjort något definitivt krav.

Om utböjningen ansetts vara rimlig har det dock varit nödvändigt att göra fler kontroller och enligt litteratur i ämnet kan byggnadens horisontella acceleration i toppen vara kritisk. Som nämnts i avsnitt 2.8 är det komfortkrav mot accelerationen utav byggnadens svängningar på grund av vindlaster som riskerar att göra byggnaden obrukbar.

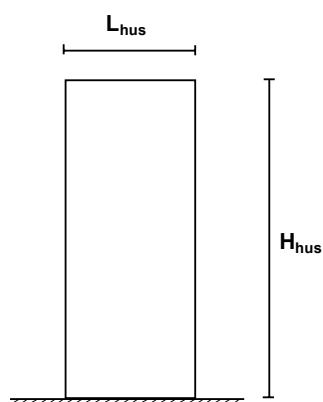
Om även kraven på byggnadens accelerationer uppfyllts har kompletterande kontroller mot byggnadens knäckning utförts, med avsikt att säkerställa kapaciteten även mot detta fenomen och eventuellt ytterligare förbättra konceptet.

De dynamiska effekterna virvelavlösning och ”galloping”, se avsnitt 3.8, visade sig inte spela in, då byggnadens utformning medförde att virvelavlösning inte behöver kontrolleras, enligt BSV 97, då ekvation (4-1) är uppfylld.

$$\frac{H_{hus}}{L_{hus}} = 4,4 < 5 \quad (4-1)$$

där

$H_{hus}$  och  $L_{hus}$  är definierade i figur 4.3



Figur 4.3 Byggnadens geometri

Den kritiska vindhastigheten för "galloping" låg på betryggande  $v_{CG} = 300$  m/s, vilket självklart innebär en betryggande marginal till medelvindhastigheten, oavsett geografiskt läge. Då mindre justeringar i byggnadens utformning endast marginellt förändrar den här kritiska hastigheten har inga ytterligare kontroller utförts för olika fall.

Lastpåverkan på byggnaden har beräknats i brottgränsstadiet och en dimensionerande elasticitetsmodul för betong har använts enligt ekvation (4-2). Detta uttryck gäller för osprucken betong vid beräkning av byggnaders instabilitet, enligt rekommendation i BBK 04, avsnitt 3.4.2.2 [Boverket (2004)].

$$E_{cd,inst} = 0,8E_{cd} \quad (4-2)$$

där

$E_{cd}$  är betongens dimensionerande elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen i ekvation (4-2) har även använts vid beräkning av byggnadens utböjning, vilket egentligen normalt utförs i bruksgränsstadiet. Anledningen till att detta val har gjorts har varit att få en bra jämförelse mellan överslagsberäkningarna och datorberäkningarna som beräknar utböjningen i brottgränsstadiet.

Vad gäller materialval har en relativt högpresterande C50/60-betong använts med en karakteristisk elasticitetsmodul på  $E_{ck} = 37$  GPa och en karakteristisk tryckhållfasthet på  $f_{ck} = 47,5$  MPa. Tungheten för armerad betong har ansatts till  $24$  kN/m<sup>3</sup> och normal armering av typ B500B används. Konstruktionselement av stål har antagits med en karakteristisk elasticitetsmodul på  $E_{sk} = 210$  GPa.

Vid beräkning av byggnadens egenfrekvens har värdet på den karakteristiska elasticitetsmodulen,  $E_k$ , använts och med vägledning av rekommendation i BKR, avsnitt 7:223, har detta värde multiplicerats med faktorn 1,2. Detta kan göras då förloppet anses vara snabbt, exempelvis vid svängning.

Genomgående för alla olika studerade koncept är att den exakta utformningen av varje alternativ har gjorts med önskvärda egenskaper, såsom bra yteffektivitet och en bra brandsäkerhet i åtanke. Avsikten har varit att ta fram en helhetslösning där alla dessa aspekter är övervägda i så hög grad som möjligt.

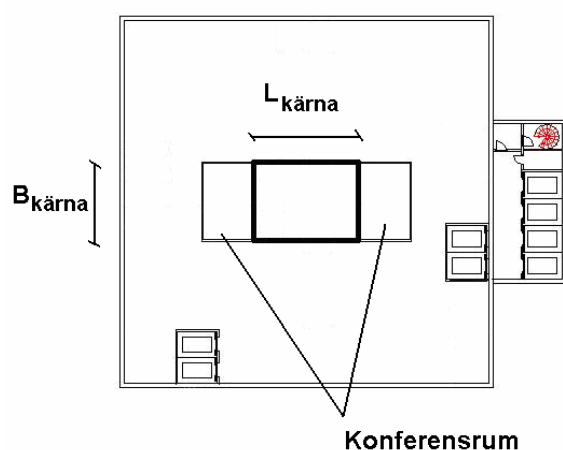
När det grundläggande konceptet valts har en mer detaljerad dimensionering utförts, vilken är beskriven i kapitel 5. resultaten från studien har sedan analyserats med hjälp av dator, vilket är beskrivet i kapitel 6.

### 4.3 Fall 1 - Central kärna

En av de mest naturliga utgångspunkterna för ett högt hus är att använda sig av en central bärande kärna. Detta är ett klassiskt välbeprövat koncept som har en rad stora fördelar och som lämpar sig mycket väl för aktuell byggnadshöjd på ca 150 meter

med skjuv-väggar i betong. Ur ett konstruktionsmässigt perspektiv är systemet bra på så vis att det är symmetriskt. Kärnan som motstår de transversella lasterna har placerats i mitten av byggnaden, vilket innebär att en stor del av de vertikala lasterna bärs upp av kärnan. De vertikala krafterna verkar då på ett gynnsamt sätt då de motverkar inspänningsmomentet som uppkommer i kärnan på grund av de transversella lasterna. Dessutom så ger inte vindlaster upphov till något vridande moment och systemet är användarvänligt på så vis att hela golvytan mot fasaden är tillgänglig att inreda efter brukarens önskemål.

Som utgångspunkt valdes en kärna enligt figur 4.4, då den är mycket väl integrerad med verksamheten i byggnaden. Den lastbärande kärnan har i det här fallet centrummått  $L_{kärna} = 9,6$  m och  $B_{kärna} = 7,2$  m. I överslagsberäkningen modellerades huset som en fast inspänd konsol, med minskande tjocklek på kärnans skjuv-väggar i betong, där den nedre tredjedelen hade en vägg tjocklek på 0,3 m, mittersta tredjedelen 0,25 m och 0,2 m i översta delen. Kärnan antogs då stå emot hela den transversella lasten, medan pelare och fasad endast upptog vertikala laster. Kärnans fyra väggar har antagits vara fristående från varandra då förenklade beräkningsmetoder som tar hänsyn till samverkan inte har använts.

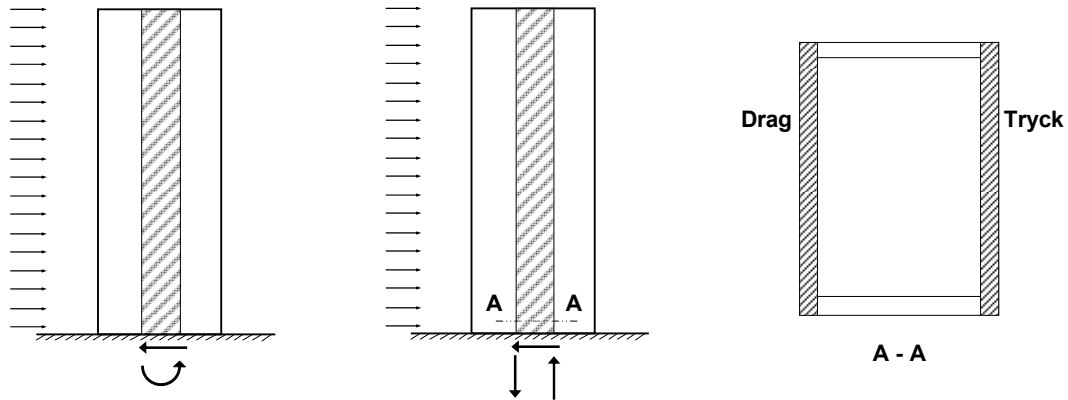


Figur 4.4 Stabiliserande väggar enbart i central kärna, feta linjer

Vindlasten har beräknats enligt svensk norm, BSV 97, och för ett hus med sidan 34 m och en höjd på 150 m, resulterar detta i ett inspänningsmoment på  $752 \cdot 10^3$  kNm för konsolen vid markplan, se Bilaga A1. Effekten av snedställning, se avsnitt 3.1, gav ett tilläggsmoment på  $99 \cdot 10^3$  kNm, vilket tillsammans med vindbelastningen gav ett totalt moment på  $851 \cdot 10^3$  kNm. I det här värdet har partialkoefficienter och andra ordningens effekter ej inkluderats. Momentet av snedställning utgör således 10 % av det totala momentet för den här byggnaden.

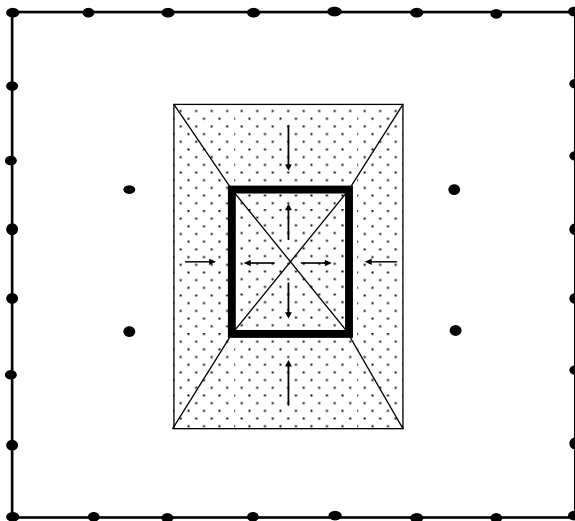
Det totala momentet vid kärnans inspänning måste kunna bäras upp av kärnans väggar och här har det förenklat antagits att endast två av kärnans väggar bidrar till momentupptagningen, se figur 4.5. Det här är en förenkling då alla väggar oftast konstrueras att samverka i verkligheten, men bidraget på de försummade väggarna minskar längre in mot mitten av kärnan och huvuddelen av momentet kommer att tas upp i markerade väggar, där en vägg är dragen och en är tryckt. De vertikala lasterna

av egentyngd, nyttig last och snölast har däremot antagits fördela sig över samtliga kärnans väggar.



Figur 4.5 Momentbelastad byggnad, där momentet antas upptas av två kärnväggar enligt högra figuren

Till skillnad mot trycklasterna motverkas dragkrafterna av byggnadens vertikala belastning och en uppskattning av influensytan som påverkar kärnan visas i figur 4.6.



Figur 4.6 Antagen influensyta,  $A_{lastyta,kärna}$ , för kärnan

För att uppskatta hur mycket last som går ned i en enskild vägg har denna last antagits vara proportionerlig mot längden på väggen, influensytan för en enskild vägg med längd  $L_{kärna}$  blir då

$$\frac{L_{kärna}}{2L_{kärna} + 2B_{kärna}} A_{lastyta,kärna}$$

I fallet med tryckkrafter är det ogynnsamt med vertikala laster varför nyttig last, snölast och egentygnd här har antagits till maximala värden. I den dragna delen av kärnan verkar dessa vertikala krafter dock gynnsamt varför dessa har minimerats genom att exkludera snö och nyttig last, samt använda partialkoefficienten 0,85 för egentygnden. Detta resulterade i följande kritiska kraftpåverkan:

$$N_t = 122 \cdot 10^3 \text{ kN (drag)}$$

$$N_c = 181 \cdot 10^3 \text{ kN (tryck)}$$

Bärförmågan med avseende på tryck hos en kärnvägg,  $R_{cd, kärnvägg}$ , har räknats ut enligt ekvation (4-3) och med en betongklass C50/60 blir  $R_{cd} = 57 \cdot 10^3 \text{ kN}$ .

$$R_{cd, kärnvägg} = f_{ccd} L_{kärna} t_{kärna} \quad (4-3)$$

där

$f_{ccd}$  är betongens dimensionerande tryckhållfasthet

$t_{kärna}$  är tjockleken på kärnans vägg, nederst i byggnaden

Jämförs lasteffekt och bärförmåga är det uppenbart att systemet är kraftigt underdimensionerat, då betongens tryckhållfasthet överskrids med mer än en faktor 3. Ett sätt att öka lastkapaciteten är att öka vägg tjockleken. En tjocklek på 1 m skulle klara kraven på bärförmåga och även om 1 m tjocka väggar kanske inte är önskvärt så är det heller inte helt orimligt för en så pass hög byggnad. Exempelvis hos den 190 m höga byggnaden Turning Torso, nyttjas ett liknande stomsystem med central kärna, där väggar på nedersta våningarna är över 2 m tjocka.

Även om bärförmågan med avseende på tryck går att lösa, så återstår det emellertid att ta hand om dragkrafterna. En enkel beräkning, där betongen antas inte bidra, ger erforderlig armeringsarea enligt:

$$A_s = \frac{N_{drag}}{f_{st}}$$

där

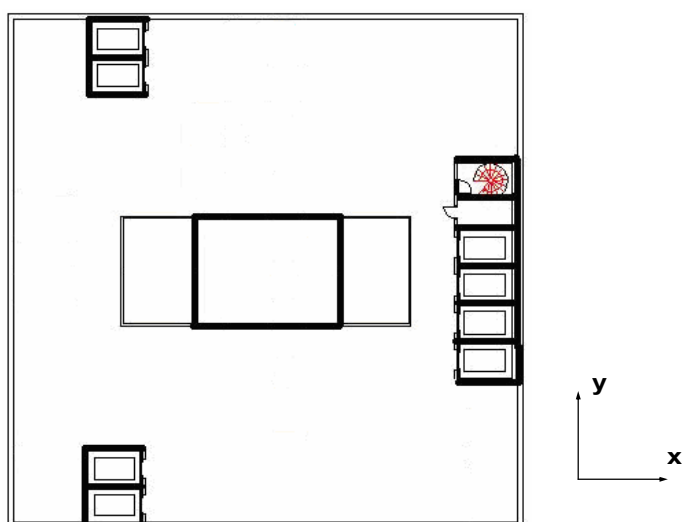
$f_{st}$  är armerings dimensionerande draghållfasthet

Resultatet med normal armering av typ B500B gav en armeringsarea på  $2800 \text{ cm}^2$ , vilket motsvarar 60 armeringsstänger  $\Phi 25$  per meter vägg. Det här är naturligtvis helt orimligt och inga vidare beräkningar utförs, då slutsatsen är att en central kärna i den här storleken inte är ett rimligt alternativ. Betydligt större hävarm behövs för att ta upp inspänningsmomentet, men en kärna av samma typ men med större mått är dock inte utesluten.



## 4.4 Fall 2 – Utnyttjande av hisschakt

I ovanstående fall utnyttjades enbart den centrala kärnan för stabilisering, men det finns ett flertal väggar som är möjliga att använda konstruktionsmässigt utan att inverka på användningen av byggnaden. Väggar som omger hisschakt kan med lätthet användas för stabiliserande funktion och då de dessutom ligger perifert från byggnadens mitt bidrar de i hög grad till byggnadens totala styvhet med avseende på transversella laster. Det stora hissbatteriet har en homogen vägg med längden ca 12 m som skulle kunna bidra med en stor styvhet i byggnadens ena riktning. Den är dock placerad utanför huskroppen, se figur 4.7, vilket reducerar väggens funktion kraftigt. Dels blir kopplingen till huskroppen komplicerad och kostsam, dels kommer i princip ingen vertikal last att bäras av detta externa hisschakt, vilket i sin tur lätt kan innebära problem med stora dragkrafter vid inspänningen. Med anledning av detta har hela det externa hissbatteriet flyttats in i huset och de två inre hissarna har placerats i byggandens motsatta del, enligt figur 4.7. På det här sättet bidrar det stora hissbatteriet med en stor styvhet, samtidigt som de små hisschakten utnyttjas för att få en mer symmetrisk situation.



Figur 4.7 Stabiliserande väggar både i kärna och tre separata hisschakt

Styvhetsfördelningen över höjden antogs till densamma som i föregående fall, med en vägg tjock på 0,2 m i den översta tredjedelen av byggnaden, 0,25 m i den mittersta tredjedelen och 0,3 m i den nedersta delen.

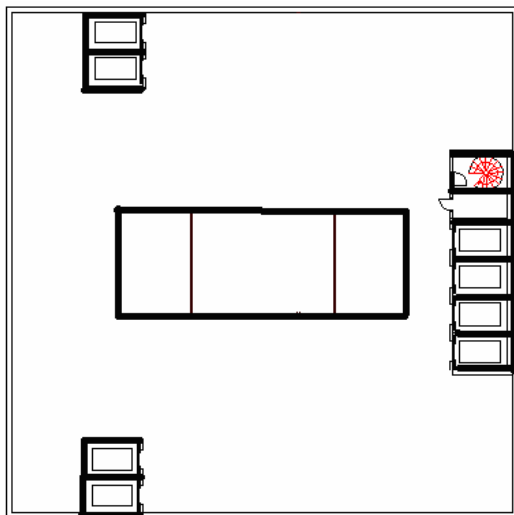
Det här systemet med hissar inkluderade medför en avsevärt ökad kapacitet på grund av att hisschakten är placerade i fasaden och att en då relativt sett liten area ger ett avsevärt mycket större bidrag i momentkapaciteten, eftersom hävarmen är avsevärt mycket större.

Lasteffekten i de stabiliserande enheterna visade sig vara rimlig i detta fall och noggrannare beräkningar genomfördes för att studera andra effekter och i nästa steg kontrollerades utböjningen. För att inkludera effekten av en över höjden ojämn styvhetsfördelning användes moment-areametoden, se avsnitt 3.3. Den totalstyvhet som använts vid beräkningarna bestod av summan av styvheterna för de enskilda

elementen, vilka är kärnan och hisschakten. Det har alltså antagits att alla enheterna motverkar utböjningen, men att de inte samverkar, vilket innebär att hisschaktens perifera position inte utnyttjats. Detta har ansetts som ett rimligt antagande då bjälklagen är alltför veka med avseende på böjning för att kunna koppla ihop stabiliserande enheter till fullständig samverkan, vilket inte hjälper i det här fallet.

I lastkombinationen som använts har vindlast betraktats som huvudlast och snedställning, snö, nyttig last är också inkluderade förutom egenvikten.

Beräkningen av utböjningen gav då en utböjning i toppen på huset på  $w = 1,6$  m i den vekaste riktningen, vilket naturligtvis är helt orimligt. Huset visade i det här fallet avsevärt mycket vekare för utböjning i x-axel, med axlar definierade i figur 4.7. För att styva upp byggnaden i den här riktningen inkluderades de två konferensrummen som är placerade i anslutningen till kärnan, se figur 4.8. Dessutom ökades tjockleken på de stabiliserande väggarna till 0,2 m i den översta tredjedelen av byggnaden, 0,3 m i den mittersta tredjedelen och 0,5 m i den nedersta delen.



Figur 4.8 Stabiliserande väggar både i utökad kärna och tre separata hisschakt

Utböjningen minskade nu kraftigt, men den är dock fortfarande alltför stor med ett värde på  $w = 0,47$  m i toppen. Ytterligare åtgärder behövs alltså för att begränsa topputböjningen, men det finns inget riktigt bra sätt att åstadkomma detta med utgångspunkt från antagen layout av det stabiliserande systemet. Det här alternativet är dessutom inte heller optimalt vad gäller utnyttjande av kontorsytan, eftersom hissarna spridits ut på ett ofördelaktigt sätt. Vidare har fönsterytan begränsats och det är produktionsmässigt ogynnsamt med flera stabiliserande torn. Rent tekniskt är det också långt ifrån optimerat, exempelvis genom att det stora hisschaktet, på grund av sin perifera position, tar väldigt lite vertikal last i förhållande till sin kapacitet. På grund av detta har inga fler förbättringar av denna lösning utförts, utan helt nya alternativ har istället tagits fram.

## 4.5 Fall 3 – Minimal erforderlig central kärna

I fallet med en central kärna enligt arkitektens planritning, visade det sig att kärnan var alltför liten. En intressant frågeställning är naturligtvis hur stor kärna som egentligen krävs för att uppfylla alla krav hos ett system med en central kärna. Samma koncept som i fall 1 har antagits med en central kärna är placerad i mitten av byggnaden, med endast kärnans ytterväggar betraktade som bärande. Frågeställningen har nu snarare varit hur stor kärnan måste vara för att klara de olika kraven.

En konstruktion med en storlek på kärnan som gav en rimlig lasteffekt i kärnans väggar samt en rimlig topputböjning av huset, visade sig dock inte vara tillräckligt stor för att klara komfortkraven på accelerationen i toppen av byggnaden. Även systemknäckning hos byggnaden studerades i detta läge, men accelerationen visade sig vara helt dimensionerande för byggnaden.

Vid beräkning av accelerationer måste först byggnadens egenfrekvens uppskattas. Här har ett noggrannare tillvägagångssätt använts, som bygger på Rayleighs metod, se avsnitt 3.7. För ett högt hus förväntas det generellt att egenfrekvensen skall ligga under 1,0 Hz. [Eisele, Kloft (2003)] [Smith, Coull (1991)]

En iterativ beräkningsgång har använts där kärnan gradvis förstörats tills en kärna där alla krav uppfyllades funnits. Den kritiska effekten var alltså accelerationen i detta fall. För en kärna med kvadratisk tvärsnitt erfordrades en sida på 18,0 m. Detta resulterade i en topputböjning på  $w = 0,171$  m, en egenfrekvens på  $f_0 = 0,419$  Hz och en acceleration med ett medelvärde på  $a_{rms} = 0,036$  m/s<sup>2</sup> och ett maxvärde på  $a_{max} = 0,125$  m/s<sup>2</sup>. De valda metoderna för att bestämma acceptabla accelerationsgränser, se avsnitt 2.8.1, ger för aktuell egenfrekvens accelerationens medelvärde,  $t_{rms} = 0,036$  m/s<sup>2</sup> och dess maxvärde,  $t_{max} = 0,124$  m/s<sup>2</sup>. Beräknade accelerationer överensstämmer således med ställda krav, vilket innebär att en kärna med sidolängden 18,0 m erfordras. Detta resultat erhöles med väggjockelekar på 0,5 m på den nedre tredjedelen av byggnaden, 0,3 m i den mellersta delen och 0,2 m högst upp. Utböjningen ansågs som acceptabel och påkänningar i kärnan låg långt under bärförmågan. Bärförmågan vid tryck utnyttjades bara till 50 %, trots att endast två kärnväggar utnyttjades för att ta upp inspänningsmomentet, se figur 4.5. Erforderlig dragkapacitet uppnåddes med endast 1 armeringsstång  $\Phi 25$  per meter.

Det var alltså accelerationen, och därmed funktionen i bruksgränstillstånd, som ställde de högsta kraven på det stabiliserande systemet snarare än brottslasterna. En kärna på 15x15 m, vilken är praktiskt mer rimlig, gav förhållandevis goda resultat på byggnadens hållfasthet och utböjningen uppgick då endast till ca 3 decimeter, vilket ansågs vara acceptabelt. Dock behövs då åtgärder för att minska accelerationerna, vilka i det här fallet uppgår till  $a_{rms} = 0,057$  m/s<sup>2</sup> och  $a_{max} = 0,196$  m/s<sup>2</sup> som är större än gränsvärdena.

## 4.6 Fall 4 – Central kärna med dämpning

En central kärna krävde, enligt avsnitt 4.4 ovan, stora dimensioner för att klara av kraven på accelerationer, samtidigt som byggnaden var överdimensionerad för övriga krav. Lösningen i andra delar av världen är ofta att i liknande fall utnyttja dämpare för att på så sätt kunna använda en mindre kärna och med dämparens hjälp begränsa accelerationen. De beräkningar som fordras för att dimensionera dämpningssystemen är dock mycket avancerade och faller utanför ramen för detta projekt. Alternativet är dock fortfarande värt att beakta, särskilt genom att använda TLCDC-dämpare, beskrivet i avsnitt 2.8.2, då detta är relativt billigt och smidigt att installera. Mer omfattande undersökningar krävs för att fastställa hur stor dämpning som är möjlig att åstadkomma med rimliga ingrepp på strukturen. En faktor som kan inverka negativt är att erfarenhet saknas i Sverige då dämpare i den här formen inte har använts tidigare.

En grov uppskattning av dämpningen har dock gjorts i projektet för att få en första uppfattning om hur stor effekt dämpningen har på accelerationen. Här har uppmätta värden på dämpning i ca 14 000 byggnader med olika sorters passiva dämpare använts. Utifrån dessa data har ett värde på dämpningen,  $\delta_d = 0,12$  uppskattats. Det här är ett värde som det historiskt sett har varit lätt att uppnå för de allra flesta byggnader och det har därmed antagits vara relativt lätt att uppnå även i detta fall. Avsikten med uppskattningen är i huvudsak att se hur stor effekt ett system av den här typen kan bidra med i dämpningen av byggnadens acceleration.

Dämpningssystemet bygger på att frekvensen på systemet motsvarat egenfrekvenserna hos byggnadens lägsta moder, på ett bra sätt. Detta borde vara en någorlunda rimlig nivå att uppnå då TLCDC-dämpare lätt kan justeras för att samverka med byggnadens dynamiska egenskaper, samtidigt som effekten är bättre än för passiva dämpare. I många andra fall kan också högre värden på dämpning uppnås, vilket dock kan kräva större installationer och kostnader. [Rasouli, Yahyai (2002)]

Det antagna dämpningsvärdet,  $\delta_d = 0,12$ , har använts vid de dynamiska beräkningarna genom addition, till de övriga dämpningskoefficienterna i responsens resonansdel,  $R$ , vilket då ger ett uttryck för  $R$  enligt ekvation (4-4).

$$R = \sqrt{\frac{2\pi F_K \phi_b \phi_h}{\delta_m + \delta_a + \delta_d}} \quad (4-4)$$

där

$\delta_d$  är dämpning från extra dämpare

Ekvation (4-4) kan jämföras med ekvation (3-20) i avsnitt 3.7, vilket är det normala uttrycket för responsens resonansdel då ingen extra dämpning nyttjas. Där är även övriga variabler till ekvation (4-4) definierade.

I beräkningarna har kärnans storlek antagits till 15 m i längd och bredd. För en byggnad med den här storleken på kärnan blir egenfrekvensen 0,29 Hz och accelerationen överstiger då de rekommenderade gränsvärdena. Då en dämpning på

$\delta_d = 0,12$  använts minskade accelerationen avsevärt och accelerationen föll inom givna rekommendationer. I tabell 4.1 sammanfattas resultaten av beräkningarna.

Tabell 4.1 Beräknade accelerationer i  $m/s^2$  med och utan extra dämpning, samt rekommenderad övre gräns, den kvadratiske kärnans sida är 15 m

Accelerationsvärde	Utan extra dämpning	Med extra dämpning, $\delta_d = 0,12$	Rekommenderad maximal gräns
Medelvärde (rms)	0,067	0,039	<b>0.042</b>
<b>Maxvärde</b>	<b>0,229</b>	<b>0,132</b>	<b>0,139</b>

Av tabell 4.1 framgår att det med extra dämpare är möjligt att minska storleken på kärnan avsevärt. Utan dämpare överstigs accelerationskraven avsevärt och en större kärna hade behövts om inga dämpare utnyttjats. Ännu bättre dämpning är troligtvis möjlig men noggrannare beräkningar krävs då, samtidigt som det är diskutabelt hur intressant det är med större effekt på dämpningen. Med erforderligt antal hissar och två trapphus placerade i kärnan uppgår nödvändig storlek till cirka 14 meters sida, förutsatt ett kvadratisk tvärsnitt på kärnan. Beräkningar visar att en kvadratisk kärna med 14 meters väggar precis klarar de statiska lasterna då det ger en topputböjning på 0,376 m. Detta innebär att de dynamiska kraven kräver en fyra meter större kärna än de statiska kraven.

## 4.7 Fall 5 – Central kärna med utriggare

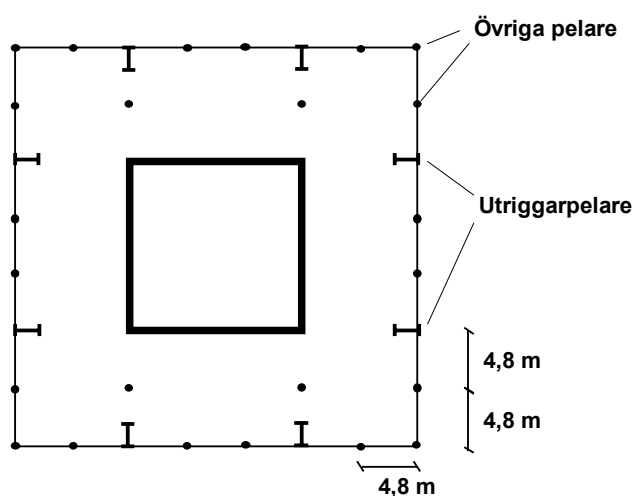
Eftersom en ensam central kärna behöver ett stort tvärsnitt för att uppnå önskad funktion är det intressant att undersöka hur fasaden kan fås att samverka med kärnan. Även om dämpare också är en lösning så finns det stora möjligheter att utnyttja fasadkonstruktionen. Tubkonstruktioner har blivit allt vanligare, som nämnts tidigare, men de används oftast vid högre höjder än 150 meter på grund av att de är relativt kostsamma. En enklare variant att utnyttja fasaden till viss del är att tillämpa ett system där kärnan och kraftigare pelare i fasaden kopplas ihop med kraftiga horisontella fackverk, så kallade utriggare, se avsnitt 2.1.7. Styvheten ökar då markant i byggnaden, samtidigt som kärnan kan hållas relativt liten för att frigöra flexibel yta i byggnaden.

Eftersom accelerationen visat sig vara helt avgörande i föregående fall har nu accelerationen studerats i första hand och systemet utformats för att uppfylla detta krav. Övriga lasteffekter har studerats då en godtagbar lösning med avseende på accelerationen uppnåtts.

En första ansats med två kraftiga pelare i varje fasadvägg och sammankopplingar på fyra spridda våningsplan har beräknats på ett approximativt vis, där full samverkan har antagits mellan kärnan och de externa pelarna. Detta antagande om full samverkan har utnyttjats vid beräkningar av utböjning och acceleration. Då lasteffekten i kärnan studerats har det dock ingen samverkan alls antagits. Detta innebär att kärnan har

dimensionerats att ensam klara bära upp de laster som bildas. Motivet till detta val har varit att samverkan mellan kärna och utriggarpelare har varit svår att uppskatta och tillräcklig kapacitet har varit önskvärd att säkerställa.

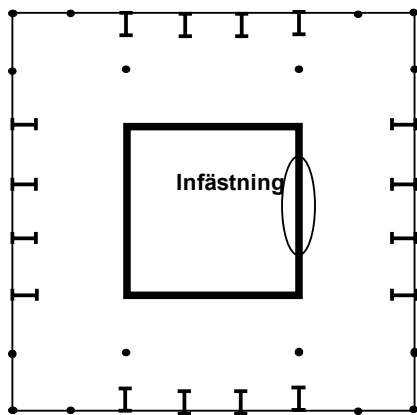
Till skillnad från Fall 2, där hisschakt var perifert placerade, bidrar nu alltså dessa utriggarpelare med styvhet inte bara med avseende på den egna tyngdpunkten utan på hela systemets tyngdpunkt. Tröghetsmomentet blir därför avsevärt mycket större beroende på inverkan av hävarmarna. Stålpelare av dimensionen HEB 1000 har antagits och placerats enligt figur 4.9. Tvärsnittet hos kärnan har valts kvadratisk med 14.4 meters sidlängd och förväntas vara statiskt tillräckligt tack vare utriggarnas positiva effekt. Avsikten med detta mått var att passa in kärnan med utriggarna. De yttre pelarna i fasaden placerades med centrumavstånd på 4.8 m för att få en symmetrisk och enkel lösning.



Figur 4.9 Placering av stålpelare, vilka sammankopplas med kärnan på vissa våningar med utriggare i form av grova betongskivor. Övriga pelare medverkar inte i stabiliseringen av byggnaden

Det visade sig att vinsten i styvhet i detta fall var marginell och kravet på begränsade accelerationer inte uppnåddes. Medelvärde på accelerationen beräknades till  $a_{rms} = 0,056 \text{ m/s}^2$ , att jämföra med kravet på  $a_{rms} = 0,040 \text{ m/s}^2$ .

Fler pelare ingående i det stabiliserande systemet skulle naturligtvis ha större effekt och en beräkning har också utförts med dubbelt så många pelare, placerade enligt figur 4.10. Då en sådan här layout på pelare används uppstår det dock problem vid infästningen av utriggarna i kärnan. I och med att de inre utriggarna är fästa mitt på kärnväggen blir påfrestningen lokalt mycket stor och risken för att väggen skall överbelastas är överhängande. Detta kan avhjälpas relativt enkelt genom att integrera inre väggar i kärnan, exempelvis genom att göra väggar mellan hissarna kraftigare. Sådana infästningar har dock inte beaktats i överslagsberäkningarna utan full samverkan mellan kärna och pelare har antagits.



Figur 4.10 Plan med ökat antal stålpelare

I detta fall ökade styvheten men inte tillräckligt. Medelaccelerationen beräknades till  $a_{rms} = 0,050 \text{ m/s}^2$ , vilket översteg det något justerade kravet på  $t_{rms} = 0,039 \text{ m/s}^2$ . Effekten av utriggarpelarna var förhållandevis låg, redan för relativt stora dimensioner på pelarna och för att inte skapa ett gitter av pelare i fasaden utreddes nu istället ett alternativ med pelare av betong. Med betong finns möjligheten att reducera antalet pelare och istället öka dimensionen.

Med hänsyn till ovanstående placerades nu istället grövre betongpelare av storleken  $1 \times 1 \text{ m}^2$ , på samma positioner utriggarpelarna av stål hade i figur 4.9. Elasticitetsmodulen för betong är avsevärt lägre än för stål, men detta vägs upp av en betydligt större tvärsnittsarea. Betongpelare kan dessutom integreras bättre i byggnaden, då övriga element också utförs i betong.

Resultatet blev också bättre i detta fall och redan med endast två pelare per fasadvägg uppnåddes ett rimligt värde på accelerationen. Kontroller mot andra potentiellt kritiska fenomen utfördes också och en sammanfattning av resultaten tillsammans med krav återfinns i tabell 4.2. I tabellen ges även hänvisning till bilagor innehållande kompletta beräkningar. Beräkningarna för utböjning, lasteffekt i stabiliserande enheter, egenfrekvens och acceleration utfördes på motsvarande sätt som beskrivet i föregående fall.

En stabilitetskontroll har också utförts som avser säkerhet mot systemknäckning. Kontrollen har gjorts genom att först utnyttja Vianellos metod, vilken finns beskriven i avsnitt 3.4.1, för knäckningsberäkning av kärnan. Sedan har hela byggnadens stabilitet beräknats med metoden beskriven i avsnitt 3.4.2, vilken går ut på att beskriva hela systemet med en ekvivalent styvhetsparameter,  $C$ . Som nämnts i avsnitt 3.4 fallerar metoden i fallet med en central kärna och ett rimligt värde på säkerheten mot rotationsknäckning erhålls därför inte. För plan knäckning blev värdet på knäckningssäkerheten  $s = 9,1$  och ekvation (3-15) gav då en momentförstoringsfaktor på  $\Gamma_M = 1,12$ . Detta värde kan betraktas som relativt lågt värde i dessa sammanhang, vilket är fördelaktigt då första ordningens moment är mycket stort. Det här innebär alltså att första ordningens moment förstoras med 12 %. Det är dock inte orimligt att förvänta sig en större faktor med hänsyn till rotationsknäckning då systemet i

huvudsak består av ett stabiliserande element. I dessa fall är det extra viktigt att kontrollera rotationsknäckning. Dock ökar styvheten på grund av utriggarna, men det är svårt att avgöra graden av samverkan då detta endast sker på vissa våningar. Värdet på momentförstoringsfaktorn har antagits till 20 % för att ha en viss marginal för rotationsknäckning, men det är en mycket grov uppskattning och datorberäkning behövs för att erhålla en bättre uppskattning.

Dimensionerande moment,  $M_{Ed}$ , bestäms ur en lastkombination med vindlast som huvudlast och med hänsyn till andra ordningens effekter. Till skillnad från tidigare fall upptas detta moment delvis med utriggare och dess tillhörande kraftiga pelare och delvis av kärnan, men det är dock svårt att bestämma hur lasten fördelar sig mellan dessa. På säker sida har det antagits att momentet helt tas upp av ett kraftpar i kärnan, varvid endast två motstående väggar utnyttjas. Detta är samma princip som utnyttjats i Fall 1, se figur 4.5.

I tabell 4.2 har erforderligt antal armeringstänger beräknats och ett maximalt antal stänger som ryms i konstruktionen är också uppskattad utifrån minimala krav på avstånd mellan stängerna.

Tabell 4.2 Beräkningsresultat för utriggarkonstruktion med betongpelare

Beräkningsmoment	Variabel Enhet	Resultat	Tillåten gräns	Hänvisning, beräkningar
Inspänningsmoment av vind	$M_{vind}$ [kNm]	$752 \cdot 10^3$	-	Bilaga A1
Inspänningsmoment av snedställning	$M_{sned}$ [kNm]	$172 \cdot 10^3$	-	Bilaga B1
Maximal utböjning i byggnadens topp	$w$ [m]	0,188	~ 0,3	Bilaga C1
Knäckningssäkerhet vid plan knäckning	$s$ [-]	9,1	-	Bilaga B1
Momentförstoringsfaktor (endast m.h.t. plan knäckning)	$\Gamma_M$ [-]	1,12	-	Bilaga B1
Dimensionerande moment inklusive andra ordningens effekter	$M_{Ed}$ [kNm]	$1,3 \cdot 10^6$	-	Bilaga B1
Tryckkraft i en kärnvägg, se figur 4.5	$N_c$ [kN]	$149 \cdot 10^3$	$190 \cdot 10^3$	Bilaga B1



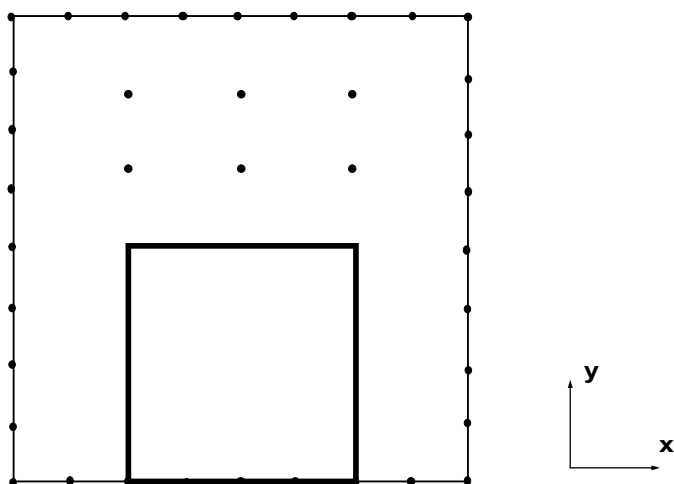
Dragkraft i en kärnvägg, se figur 4.5	$N_t$ [kN]	$50,9 \cdot 10^3$	-	Bilaga B1
Erforderligt antal armeringsstänger i dragen vägg, $\Phi 25$	$n$ [stänger/m]	20	52	Bilaga B1
Egenfrekvens	$f_0$ [Hz]	0,447	-	Bilaga E1
Acceleration i topp, medelvärde (rms)	$a_{rms}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,034	0,035	Bilaga B1
Acceleration i topp, maxvärde	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,121	0,121	Bilaga B1

## 4.8 Fall 6 - Excentrisk kärna

En ensam central kärna visade sig kräva ett kvadratisk tvärsnitt med sidlängd 18 m i längd och bredd, enligt beräkningar i avsnitt 4.5. Systemet är fortfarande attraktivt ur ett byggtekniskt perspektiv, då det är väldigt enkelt. Ytan för kontorsplatser är dock kraftigt reducerad jämfört med den ursprungliga planen i figur 4.2. Ett önskemål att öka storleken på byggnaden framkom från arkitekten i det här läget med avsikt att kompensera för den reducerade utnyttjbara ytan i byggnaden. Dessutom borde kärnan placeras excentriskt för att erhålla en större öppen yta att nyttja som ett öppet kontorslandskap.

Med hänsyn till detta utökades byggnaden med en extra fasadpelare i varje riktning, vilket motsvarar ökat sidmått av 4,8 m. Den nya totala längden på byggnaden blev därmed 38,8 m vilket resulterade i en ökad momentpåverkan då ytan som tar upp vindlast ökade. Vindberäkningarna för detta fall redovisas i Bilaga A2 och de resulterade i ett moment på  $M_{vind} = 858 \cdot 10^3$  kNm. Figur 4.10 visar en plan av byggnaden med den nya kärnans placering. För att kärnan skall passa in på ett bra sätt geometriskt ökades storleken något till 19,2 m från det tidigare uträknade erforderliga måttet 18 m. Det nya måttet motsvarade precis avståndet mellan fem fasadpelare. Den något större storleken är dessutom bra då den kompenserar en del av de effekter som beror på att kärnan ligger excentriskt, exempelvis vridning.

Beräkningarna utfördes på samma sätt som tidigare fall och resultaten är sammanfattade i tabell 4.3. Till skillnad mot fallet med en central kärna uppstod det inte problem vid beräkning av systemknäckning med Lorentsens metod. Kärnan är nu inte placerad centralt vilket innebär att den får en hävarm med avseende på bjälklagets origo och ett rimligt värde på rotationsknäckningen kan därmed erhållas. Metoden utgår dock fortfarande ifrån att väggarna inte samverkar.



Figur 4.10 Plan med en byggnadslängd på 38,8 m och excentrisk kärna

Det uppstod dock andra problem då byggnaden inte längre är symmetrisk. Vindlaster som verkar på fasader i y-led i figur 4.10 skapar en vridning av byggnaden eftersom systemet inte längre är symmetriskt. Det är komplicerat att beräkna effekten av detta för hand och därför beräknades detta i ett senare läge med hjälp av datorprogram, se kapitel 6. Eventuella problem som kan uppstå kan troligen lösas genom att utnyttja den från kärnan motstående fasadväggen som en skiva. Det finns olika sätt att göra detta och för att bibehålla utsikt kan det vara lämpligt att i så fall nyttja ett stort externt fackverk av stål, det vill säga samma princip som visas i figur 2.2.

Tabell 4.3 Beräkningsresultat för excentriskt placerad kärna

Beräkningsmoment	Variabel Enhet	Resultat	Tillåten gräns	Hänvisning, beräkningar
Inspänningsmoment av vind	$M_{vind}$ [kNm]	$858 \cdot 10^3$	-	Bilaga A2
Inspänningsmoment av snedställning	$M_{sned}$ [kNm]	$211 \cdot 10^3$	-	Bilaga B2
Maximal utböjning i byggnadens topp	$w$ [m]	0,160	~ 0,3	Bilaga C2
Knäckningssäkerhet vid systemknäckning	$s$ [-]	4,5	-	Bilaga B2
Momentförstoringsfaktor (antagen m.h.t. rotationsknäckning)	$\Gamma_M$ [-]	1,29	-	Bilaga B2

Dimensionerande moment inklusive andra ordningens effekter	$M_{Ed}$ [kNm]	$1,70 \cdot 10^6$	-	Bilaga B2
Tryckkraft i en kärnvägg, se figur 4.5	$N_c$ [kN]	$162 \cdot 10^3$	$190 \cdot 10^3$	Bilaga B2
Dragkraft i en kärnvägg, se figur 4.5	$N_t$ [kN]	$29,3 \cdot 10^3$	-	Bilaga B2
Erforderligt antal armeringsstänger i dragen vägg, $\Phi 25$	$n$ [järn/m]	9	52	Bilaga B2
Egenfrekvens	$f_0$ [Hz]	0,409	-	Bilaga E2
Acceleration i topp, medelvärde (rms)	$a_{rms}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,033	0,036	Bilaga B2
Acceleration i topp, maxvärde	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,115	0,125	Bilaga B2

## 4.9 Slutsatser om grundläggande koncept

Processen med att välj och utforma stomsystemet i byggnaden kan i princip fortgå i oändlighet och detta utan att en helt optimal stomme har uppnåtts. I något skede måste processen anses vara klar och nästa skede ta vid, det vill säga noggrannare beräkningar, detaljutformningar och planering för byggnation.

I projektets konceptuella studie har två effektiva lösningar tagits fram som uppfyller givna tekniska krav, en konstruktion med central kärna och utriggare, samt en konstruktion med en excentrisk ensam kärna. Överslagsberäkningarna har indikerat att dessa fall är tekniskt genomförbara och bägge koncepten har en rad fördelar ur olika aspekter.

Utriggarkonstruktionen innebär en mindre kärna jämfört med alternativet med en ensam kärna och detta innebär avsevärt mycket större frihet för husets användare att nyttja det efter deras unika önskemål. Eftersom kärnan är placerad centralt kan också hela ytan mot fasaden utnyttjas. Samtidigt innebär utriggarsystemet inte några ansevära skillnader i kostnad vare sig beträffande material eller utförande. Utriggarkonstruktionerna kan utnyttjas till installationer och de kan även utgöra en bra komponent beträffande brandsäkerhet. Dessa våningar kan utföras med mindre fönster och det skapas då brandavskiljare på jämna mellanrum i huset. Dessa avskiljare hindrar brand från att spridas mellan våningar via fasaden.

Den främsta fördelen med en konstruktion med excentrisk kärna är den stora fria ytan som skapas i byggnaden. Användaren kan utnyttja den stora ytan i kärnan till hygieniska installationer och förråd för att få ett yteffektivt våningsplan. Systemet är också enkelt att uppföra, då det inte innehåller några komplicerade anslutningar mellan olika enheter. Ur ett rent tekniskt perspektiv finns det egentligen inte några vinster med att placera kärnan excentriskt, utan det är främst gynnsamt ur användarens perspektiv.

Både utriggarkonstruktionen och konstruktionen med excentrisk kärna har dimensionerats mer i detalj i kapitel 5 och simulerats med hjälp av dator i kapitel 6, då dessa två koncept har setts som de två mest lovande.

## 5 Fördjupad dimensionering av lovande koncept

Fallstudierna i kapitel 4 mynnade ut i två olika lovande koncept, se avsnitt 4.9. De överslagsberäkningar som redovisats i kapitel 4 är av preliminär karaktär och har inte tagit hänsyn till alla olika effekter, vilket har medfört ett behov av att kontrollera deras rimlighet med hjälp av noggrannare beräkningar. För att åstadkomma detta har datorprogram utnyttjats och dessa beräkningar finns beskrivna i kapitel 6. Datorberäkningar har dock krävt ett flertal ytterligare dimensioneringar och uppskattningar för att ha tillräckligt med indata till datorsimuleringarna. Dessa extra dimensioneringar redovisas i detta kapitel.

### 5.1 Konstruktion med central kärna och utriggare

#### 5.1.1 Val av grundläggningsmetod

I det konceptuella skedet har det antagits att byggnaden varit fast inspänd i marken, vilket naturligtvis inte överensstämmer helt med de verkliga förhållandena. Grundläggningen är väsentlig för en byggnads stabilitet och det inte alltid givet hur den skall utformas bästa sätt.

I det studerade fallet har det förutsatts att de geotekniska förutsättningarna för ett höghus är goda med fast berg relativt nära markytan. Belastningar av byggnaden är därmed hanterbara och kan ledas ned från byggnadens bottenplatta till berg med pålar. Traditionella stödpålar av betong har inte varit aktuellt i det här fallet då antalet pålar blivit stort. Ett tänkbart pålalternativ hade varit att använda stålkärnepålar. Närmast till hands har det dock varit att utnyttja grävpålar då djupet till berg varit förhållandevis ringa. Grävpålar har dessutom stor lastkapacitet. Det som kan vara avgörande är inte nödvändigtvis pålarna utan själva bergets hållfasthet, vilken har antagits vara lägre än betongen i det här fallet. Detta på grund av att det inte har funnits tillgång till fältundersökningar där bergets bärförmåga fastställts i detta tidiga skede av projekteringen.

Ett generellt problem vid grundläggning av höga byggnader är att ta hand om uppkomna dragkrafter som orsakas av inspänningsmomentet som i sin tur uppstår av vind- och snedställningslaster. Tryckkrafter överförs normalt direkt via anläggning mellan grävpåle och bergyta medan dragkrafter måste överföras från berget via förankring i berg.

I alternativet med utriggare är kärnan, vilken stabiliserar byggnaden för transversella krafter, förhållandevis liten. Detta innebär att hävarmen från byggnadens centrala tyngdpunkt till kärnans väggar också blir liten, vilket i sin tur medför att drag- och tryckkrafter blir desto större. Det finns olika sätt att ta hand om dragkrafterna och ett sätt är att addera extra trycklast i form av egentygnd av en tjock grundläggningsplatta. Plattan får samma planmått som husets plan och om den är tillräckligt kraftig kan den leda ut krafterna från kärnan till fasaden, se figur 5.1 (b). Detta innebär en stor vinst i och med att momentet på ett approximativt sätt fördelas över större yta och normalkraften i det stabiliserande kraftparet blir då

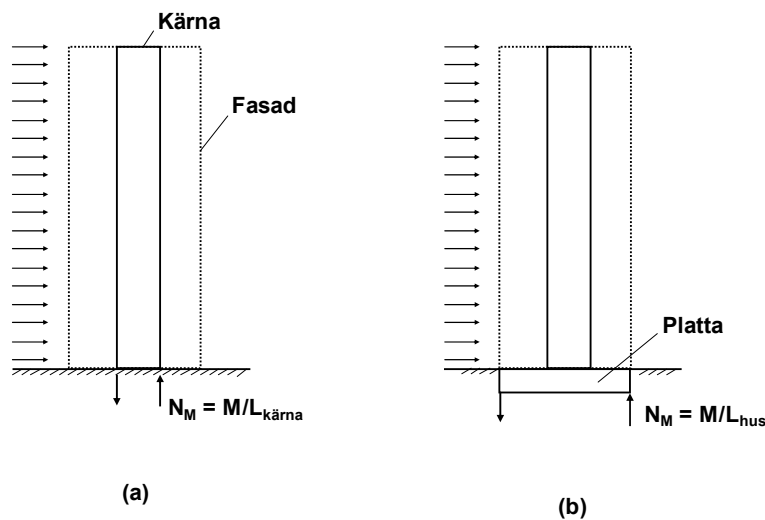
$$N_M = \frac{M_{Ed}}{L_{hus}}$$

där  $L_{hus}$  är hela bottenplattans bredd. Utan en platta skulle motsvarande krafter istället uttryckas enligt

$$N_M = \frac{M_{Ed}}{L_{kärna}}$$

och då verka vid kärnan, se figur 5.1 (a). Utriggarna bidrar med i princip samma funktion, men det är svårt att uppskatta hur stor effekt dessa ger och för att säkerställa grundläggningens kapacitet har det antagits att utriggarna inte medverkar i den här funktionen, då grundkonstruktionen dimensionerats.

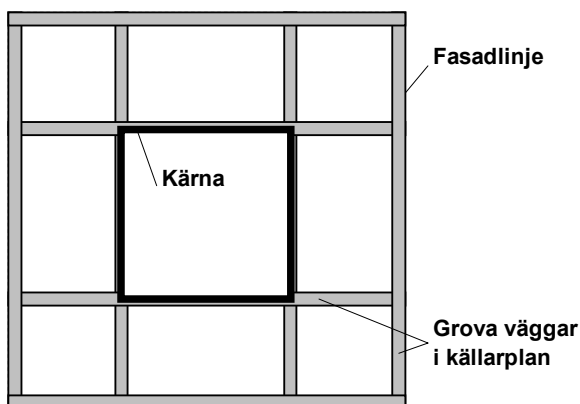
Det innebär alltså en stor reduktion av både i tryck- och dragkraft på grundläggningkonstruktionen om en bottenplatta kan utnyttjas enligt figur 5.1 (b). Vinsten gäller dock bara grundläggningen. Kärnans väggar är fortfarande belastade med samma krafter som i figur 5.1 (a) och måste dimensioneras därefter. Samtidigt måste plattan vara tillräckligt stark för att kunna fördela ut det koncentrerade inspänningsmomentet till grundplattans kanter. Avsikten med metoden är dock att förenkla infästningen mot berget som ofta är kritisk. Ytterligare en fördel med metoden är att dragkrafterna reduceras ytterligare då last av fasaden leder ned i samma punkt.



Figur 5.1 (a) Inspänning av ensam kärna; (b) Inspänning av kärna där en homogen platta utnyttjas för att sprida momentet till yttre fasaden

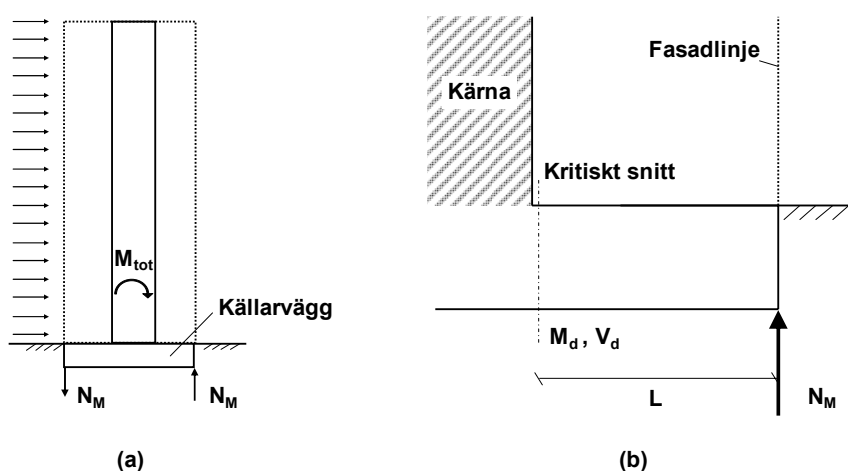
Slutsatsen är att det är mycket fördelaktigt att leda ut lasterna mot fasaden, men i vårt fall är en homogen platta mindre önskvärd, då en viss minsta höjd på plattan är erforderlig och volymen betong blir orimligt stor då husets planyta är över 1100 m<sup>2</sup>. Motsvarande effekt är dock möjlig att uppnå med hjälp av ett väggsystem liknande utriggarkonstruktionen högre upp i huset. En lösning som utnyttjats utgörs av ett

raster av grova betongväggar i källarvåningen. Principen för systemet återfinns i figur 5.2



Figur 5.2 Principiell bild över källarplanet med ett raster av grova väggar kopplade till den ovanförliggande kärnan

Med detta system krävs endast en bottenplatta av mer normal dimension vilken bär upp laster endast från källarplan och grundvattentryck. Samtidigt så frigörs utrymme, vilket kan användas till parkering. Detta var också ett krav från beställaren i det här fallet, men det förutsätter att några öppningar görs i väggarna. För att bedöma nödvändig dimension på väggarna har väggen approximerats som en konsolbalk enligt figur 5.3 (b). Här har det totala momentet från vind och snedställning, inklusive andra ordningens effekter, antagits vara buret av ett mothållande kraftpar  $N_M$ . I lastkombinationen har vindlast betraktats som huvudlast. Figur 5.3 (b) visar en förstoring av källarvägg där det kritiska snittet är inritat.



Figur 5.3 (a) Princip hur totalt moment hålls emot av ett kraftpar i fasaderna; (b) Kritiskt snitt för dimensionering av källarvägg

Totalt dimensionerande moment och tvärkraft för samtliga fyra väggar i det kritiska snittet blir:

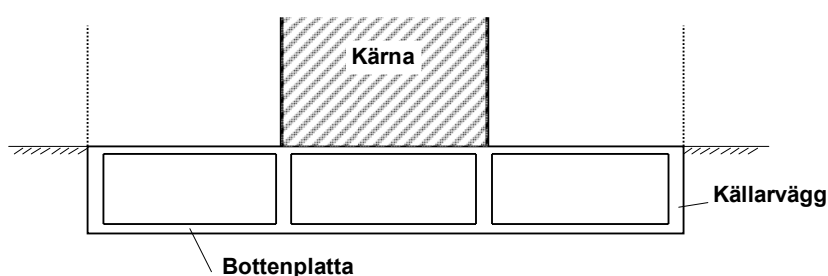
$$M_d = N_M L = 398 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$V_d = N_M = 41 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

De vertikala lasterna i både kärna och fasad antas gå rakt ned i respektive del och de påverkar därmed endast grundläggningen i form av större tryckkrafter och mindre dragkrafter men de påverkar inte moment och tvärkraft i kritiskt snitt.

## 5.1.2 Dimensionering av källarens utriggarväggar

Eftersom det finns fyra väggar i varje riktning plus bottenplatta och bjälklag, kan konstruktionen i källarvåningen liknas vid lådbalk, se figur 5.4 där tvärsnittet över den tänkta lådbalken visas.



Figur 5.4 Tvärsnitt av källarvåning liknar en lådbalk med tre celler

De två innersta väggarna sitter i direkt anslutning till kärnan och det är rimligt att anta att de är helt verksamma i momentupptagningen. Det är inte lika givet att de två yttre väggarna kan bidra lika effektivt. Här har de antagits bidra med endast 50 % av sina kapaciteter. Detta innebär att beräkningar utförts med en total livbredd på  $3b_w$ , där  $b_w$  är tjockleken på en ensam källarvägg. I de böjda tvärsnitten medverkar också bottenplattan, men endast inom den så kallade effektiva flänsbredden,  $b_f$ . Den effektiva flänsbredden har räknats ut enligt ekvation (5-1) enligt BBK 04.

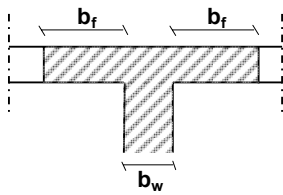
$$b_f = \frac{l_0}{10} \quad (5-1)$$

där

$b_f$  är effektiv flänsbredd, definierad i figur 5.5

$l_0$  är avståndet mellan momentnollpunkter enligt BBK 04





Figur 5.5 Effektiv flänsbredd

Flänsbredden är här beroende av avståndet mellan momentnollpunkter enligt BBK 04. I fallet med konsolbalk finns dock endast en momentnollpunkt, belägen i den yttersta punkten på balken, men normen ger ingen information i detta fall. Här har antagits att  $l_0$  kan uppskattas som det dubbla avståndet mellan kärnan och fasaden. Detta antagande ger en maximal effektiv flänsbredd på 2 m. I beräkningarna har det dock antagits ett värde på den effektiva flänsbredden på  $b_f = 1$  m. Utifrån samma antagande som ovan har endast 50 % av de båda ytterväggarnas kapacitet inkluderats, vilket medför att den totala effektiva flänsbredden blev  $5b_w$ , då de två inre väggarna båda har två flänsbreddar som medverkar.

För att bestämma erforderlig dimension på väggarna har en iterativ metod använts där dimensionen antagits och sedan kontrollerats enligt normen. För tvärkraften gäller att tvärkraftskapaciteten  $V_{Rd}$  minst skall vara lika med dimensionerande tvärkraft  $V_d$ , där  $V_{Rd}$  är definierad enligt BBK 04, se ekvation (5-2).

$$V_{Rd} = b_w d f_v + A_{sv} f_{sv} \frac{0,9d}{s} \quad (5-2)$$

$$f_v = 0,3\xi(1 + 50\rho)f_{ct} \quad (5-3)$$

där

$d$  är effektiv höjd, avstånd från tryckt kant till dragarmeringens centrum, som här antas vara placerad med verkningslinje i mitten av bottenplattan

$f_v$  är betongens formella skjuvhållfasthet enligt ekvation (5-3)

$A_{sv}$  är armeringsarea för en tvärkraftsarmeringsenhet

$f_{sv}$  är tvärkraftsarmeringens draghållfasthet, maximalt tillåtet värde är dock  $f_{sv} = 520/(1,15\gamma_n)$  MPa

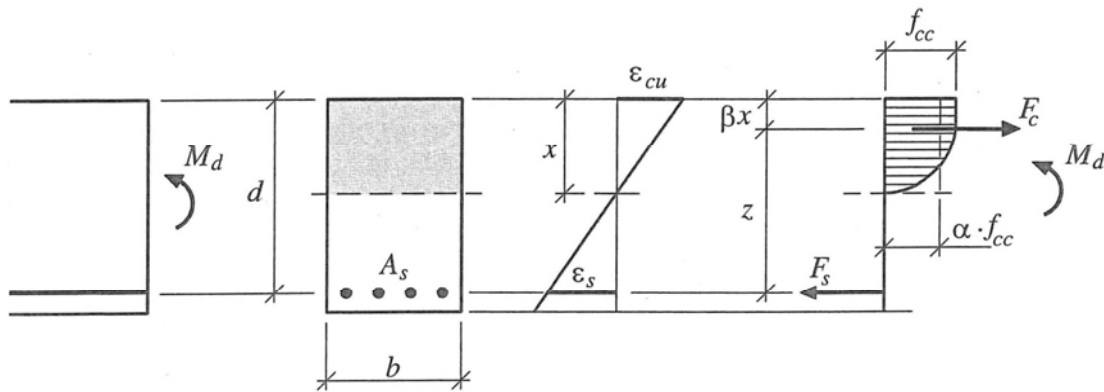
$s$  är avstånd mellan tvärkraftsarmeringsenheter

$\xi$  är en koefficient beaktar inverkan av effektiva höjden. I det här fallet är  $\xi = 1$ , eftersom statiskt verksam tvärkraftsarmering antas vara

$\rho$  är böjarmeringsinnehållet, vilket i det här fallet antas vara mycket stor, varför det maximala värdet  $\rho = 0,02$  har ansatts

$f_{ct}$  är betongens draghållfasthet, vilken här begränsas till ett värde som svarar mot maximalt  $f_{ctk} = 2,7 \text{ MPa}$

Momentkapaciteten i balktvärsnittet har beräknats med den relativt noggranna tryckblocksmetoden då det visat sig att tryckzonshöjden,  $x$ , understeg tjockleken på bottenplattan. Det här innebär att tryckzonen är rektangulär. I figur 5.6 visas en teoretisk modell för tvärsnittet där det förutsätts att betongens brottstukning,  $\varepsilon_{cc}$  är avgörande för slutligt brott. I böjning innebär detta att betongstukningen uppnår sitt slutliga värde på  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ .



Figur 5.6 Beräkningsförutsättningar för ett enkelarmerat, rektangulärt tvärsnitt i brottgränstillstånd då betongens brottstukning är avgörande [Engström (2004)]

Metoden utnyttjar tryckblocksfaktorerna  $\alpha$  och  $\beta$ , vilka tar hänsyn till det olinjära tryckblocket och ger avståndet till dess tyngdpunkt. Tabellerade värden ger  $\alpha = 0,841$  och  $\beta = 0,427$  för betongklassen C50/60.

Ett antagande om rätlinjig tøjningsfördelning och fullständig samverkan mellan armeringsstål och betong innebär att stålets tøjning,  $\varepsilon_s$  kan uttryckas som en funktion av betongens kantstukning, se ekvation (5-4).

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} \quad (5-4)$$

För att balken inte ska gå till brott måste det yttre momentet  $M_{Ed}$  kunna bäras av tvärsnitts moment kapacitet  $M_{Rd}$ . Den senare fås av jämviktsekvationen (5-5), vilken erhålls genom att beräkna momentet runt armeringsstålet.

$$M_{Rd} = F_c z = \alpha f_{cc} b x (d - \beta x) \quad (5-5)$$

där

$F_c$  är tryckresultanten för betongblocket

$z$  är avståndet mellan tryckresultanten och dragresultanten

$f_{cc}$  är betongens tryckhållfasthet

$b$  är bredden på balken, alternativt effektiv flänsbredd

Ekvation (5-5) ger ett värde på tryckzonshöjden,  $x$ , vilken utnyttjats i den horisontella jämviktsekvationen (5-6) för att erhålla erforderlig dragarmeringsarea,  $A_s$ . Här erfordras också stålspänningen,  $\sigma_s$ , vilken ges i ekvation (5-7).

$$F_c = F_s \Leftrightarrow \alpha f_{cc} b x = \sigma_s A_s \quad (5-6)$$

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \text{för } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \\ f_{st} & \text{för } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (5-7)$$

där

$E_s$  är armeringsstålets elasticitetsmodul

$\varepsilon_{sy}$  är flyttöjningen hos stål

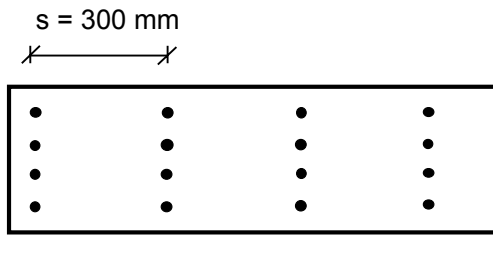
$f_{st}$  är dimensionerande flytgränsvärde för armeringen

Ett krav som ställts för dimensioneringen är att brottet skall vara av seg karaktär. Det senare kontrolleras med följande villkor:

$$x < 0,35d \quad \text{för C50/60}$$

Kravet härstammar från Eurocode 2 för bärverksdelar där böjning dominerar. I svensk norm finns inget motsvarande krav, men villkoret anses viktigt i detta fall för att säkerställa att ett sprött brott inte inträffar.

I beräkningarna har en bottenplatta med tjocklek på 0,5 m antagits samt ett bjälklag ovanför källaren med tjocklek på 0,4 m. Efter iterativa beräkningar har det visat sig att väggar med en tjocklek på  $b_w = 0,8$  m och en höjd på  $h_w = 4,0$  m erfordras. Tjockleken hos väggarna bestäms i första hand av behovet av tvärkrafts kapacitet och en tunnare vägg gav ett orimligt stort behov av tvärkraftsarmering. Med ovanstående dimensioner är det tillräckligt med grupperingar av 4 stycken armeringsstänger per vägg av storlek  $\Phi 25$  mm, med ett centrumavstånd på  $s = 300$  mm, se Figur 5.7. En kontroll av kapaciteten vid livtryckbrott,  $V_{cw}$ , enligt ekvation (5-8) påvisade att denna brottmod inte är dimensionerande.



Figur 5.7 Plan över en utriggarvägg i källarplan med tvärkraftsarmering utritad

$$V_d < V_{cw} = 0,25b_{w,tot}df_{cc} \quad (5-8)$$

där

$b_{w,tot}$  är den totala bredden för alla väggars liv

Höjden på väggarna är nödvändig för att erhålla ett segt brott med rimlig armeringsmängd. Dragarmeringsbehovet uppgick till 580 stycken  $\Phi 25$  i detta fall, vilket ansågs som rimligt i proportion till byggnadens storlek och väggarnas vitala funktion. En kontroll huruvida antalet dragarmeringsstänger är rimligt att placera i tvärsnittet utfördes också och det visade sig att det fanns tillräckligt med plats.

### 5.1.3 Påldimensionering

Vinsten i att utnyttja ett system med källarväggar som utriggare blev uppenbart då lasterna för grundläggningen summerades. Resultatet blev att det inte uppkommer några dragkrafter över huvud taget som kräver infästning i berg. Den här beräkningen har gjorts genom att grovt uppskatta hur mycket last en fasadpelare tar upp i två olika fall, ett fall där stora laster är gynnsamt,  $N_{fasadp,gynn.}$ , och ett fall där stora laster är ogynnsamt,  $N_{fasadp,ogynn.}$ . Beräkningen har utförts för en hel fasadsida, där fasaden i lastfallet som ger maximal dragning skall grundläggas för:

$$N_t = N_M - 8N_{fasadp,gynn.} = -8,6 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Värdet blev negativt, vilket betyder att det alltså inte uppkommer dragning. Det är istället tryckkrafter på den motstående väggen som blev dimensionerande i detta fall då stor last är ogynnsam. Både egentygnden och moment bidrar till denna tryckkraft enligt:

$$N_c = N_M + 8N_{fasadp,ogynn.} = 99,6 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Grundläggningen behöver således endast uppta tryckkrafter, men de är förhållandevis stora. Då grundläggningsdjupet aldrig överstiger 7 m från bottenplattan räknat, samtidigt som lasterna är stora, är det ekonomiskt mer gynnsamt att uteslutande nyttja grävplåtar. Grävplåtar har normalt en dimension av storleken  $\Phi 1,5$  m, vilket till stor del

grundar sig på produktionsaspekter. Detta ger för betong C50/60 en bärförmåga hos grävpålen,  $N_{Rd}$ , på

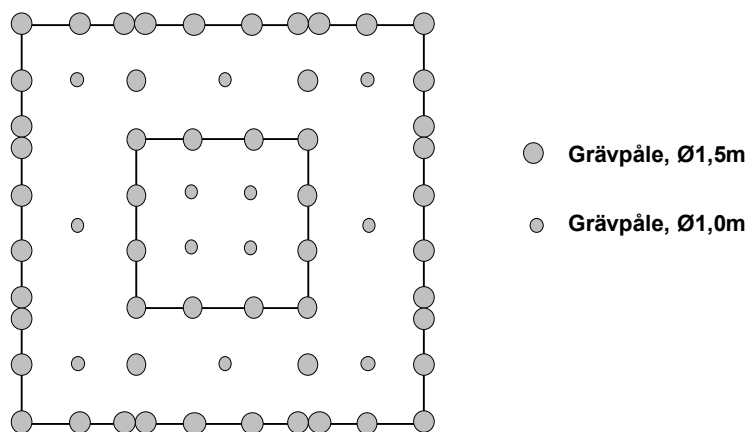
$$N_{Rd} = f_{ccd} \frac{\pi 1,5^2}{4} = 46,7 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Reduktion av bärförmågan med hänsyn till instabilitet har inte gjorts i detta fall då  $L_{p\ddot{a}le} / d_{p\ddot{a}le} < 10$ . Under kärnan skall grundläggningen endast uppta de vertikala laster som kärnan bär upp, eftersom moment från vind och snedställning har antagits bli upptaget av krafter vid fasaderna. I tabell 5.1 sammanfattas erforderligt antal grävpålar längs en kärnvägg, samt för en fasadsida. Detta bygger på grävpårens kapacitet, vilken i tryckspänning är densamma som betongens tryckhållfastighet  $f_{ccd} = 26,4 \text{ MPa}$ . Bergets tryckhållfastighet har dock antagits vara avgörande eftersom ingen noggrannare utredning gjorts. Med vägledning av normen har bergets bärkapacitet antagits till 15 MPa. Således behövs det ungefär dubbelt så många grävpålar med hänsyn till bergets kapacitet, jämfört med betongens. Det kommer dock in fler aspekter som påverkar valet av hur många grävpålar som används. Avståndet mellan pålarna kan inte vara för stort samtidigt som det är tekniskt fördelaktigt att ha en grävpåle under varje fasadpelare.

Tabell 5.1 Erforderligt antal grävpålar av typ C50/60,  $\Phi 1,5 \text{ m}$

Område	Totalt antal grävpålar m.h.t. betongs kapacitet	Totalt antal grävpålar m.h.t. bergets kapacitet	Antal valda grävpålar
En enskild kärnvägg	1,1	2,0	4
En enskild fasadsida	2,1	3,8	8

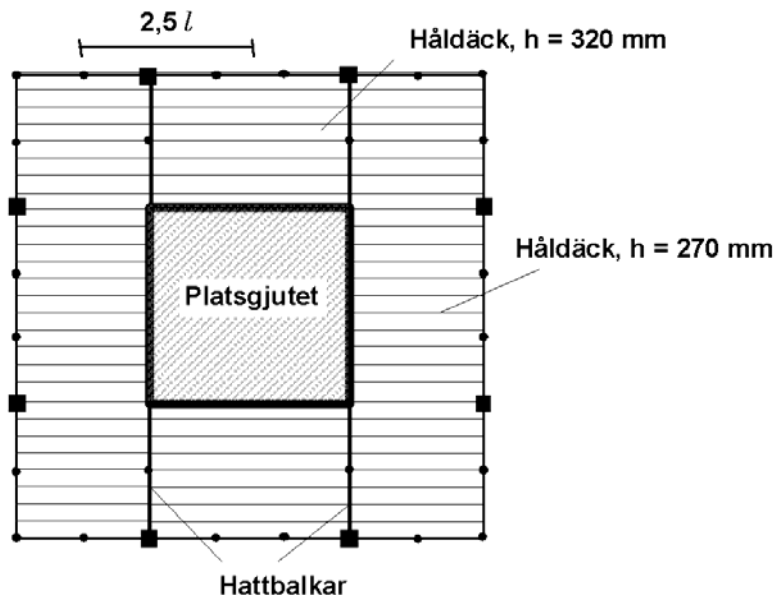
Utöver detta har en extra grävpåle placerats vid varje grövre pelare som kopplas till utriggare högre upp i huset. Lasterna kommer lokalt att vara större här, således är det befogat med större kapacitet. Bottenplattan har relativt stor spännvidd, varför extra grävpålar placerats mellan kärnan och fasadväggarna. Figur 5.8 visar vald grundläggning i detalj.



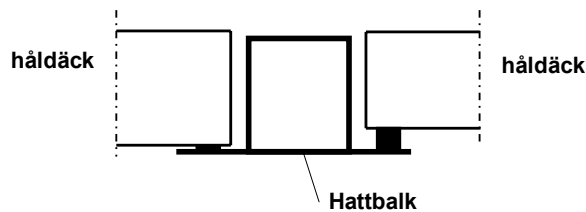
Figur 5.8 Vald grundläggning

#### 5.1.4 Val av bjälklag

Även bjälklag måste väljas och håldäck anses vara gynnsamt ur flera produktionsaspekter varför det har utgjort förstahandsvalet. I figur 5.9 syns hur håldäckselementen valts att placeras på ett våningsplan. Samtliga element är orienterade i samma riktning för att ge bärande stålbalkar någorlunda symmetrisk belastning, det vill säga reducera vridmomentet i balkarna, samt att förenkla anslutningarna mellan elementen och på så vis minska montagetiden. Detta medför att två olika plattjocklekar valdes på grund av geometrin. Inom huvuddelen av bjälklaget valdes en platta med höjden 270 mm och som spänner 9,6 m. I två mindre områden var en platta med en höjd på 320 mm nödvändig för att klara spännvidden 14,4 m, vilket är samma längd som kärnans bredd. Bjälklaget inom kärnan kommer att innehålla en mängd öppningar för hissar, trappor, ventilation med mera. Av den anledningen valdes ett platsgjutet bjälklag inne i kärnan. I figur 5.9 visas valt bjälklag, vilket är detsamma på alla våningar, med undantag för bjälklaget i markplan som är helt platsgjutet. För bjälklagets mellanstöd användes hattbalkar av stål som ger minimal påverkan invändigt, se figur 5.10. I fasaden vilar håldäckselementen på rektangulära betongbalkar, se avsnitt 5.1.5.



Figur 5.9 Vald layout för bjälklag



Figur 5.10 Princip för mellanupplag på hattbalk

### 5.1.5 Dimensionering av upplagsbalkar

Ovan nämnda hattbalkar för håldäckets mellanupplag måste dimensioneras, likaså de balkar som sitter mellan fasadpelarna och som utgör håldäckets ytterupplag. Samtliga balkar har förutsatts vara fritt upplagda. Den linjelast,  $q_d$ , som verkar på hattbalkarna räknades ut med nyttig last som huvudlast enligt:

$$q_d = (1,0g + 1,3q_k)2,5l = 100 \text{ kN/m}$$

där

$g$  är egentyngd av bjälklag, räknat på säkra sidan för det grövsta av håldäckselementen

$q_k$  är fri och bunden nyttig last för kontor

$l$  är avståndet mellan två fasadpelare, 4,8 m, se figur 5.10 för en visualisering av systemet

Eftersom balken har antagits vara fritt upplagd medför detta ett maximalt moment på:

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8}$$

där

$L$  är spännvidden, 4,8 m

Balken har antagits vara stagad mot vippning och vald balk motsvarar erforderligt böjmotstånd,  $W$  :

$$W = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = 7,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

De yttre balkarna, som ligger mellan fasadpelarna har antagits utföras i betong och dimensionerande moment räknas då ut på motsvarande sätt som för hattbalkarna. Tabeller för förspända prefabricerade balkar ger dimensionen 200 x 400 mm.

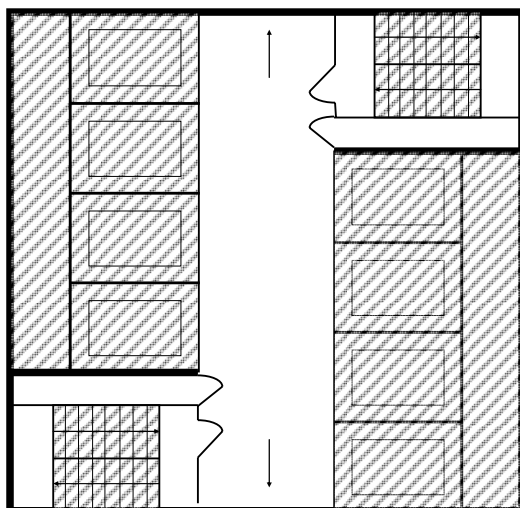
### 5.1.6 Utformning av kärna och källare

Det är också viktigt att ta hänsyn till effekten av alla öppningar för hissar, trappor och ventilation som kommer löpa genom kärnan. Därför måste en layout på kärnan skissas och primärt är det totalt 8 stycken öppningar för hissar, 2 för trapphus, samt en viss yta för ventilation som krävs. En antagen layout ses i figur 5.11.

I modellen har även ett antal öppningar i kärnans väggar inkluderats, för att inbegripa dörröppningars effekter. Storleken på öppningen är 2 m bred och 2,1 m hög, vilket är tänkt att motsvara dubbla dörrar. Öppningarna är placerade centralt på väggarna och visualiseras med pilar i figur 5.11.

Det har även modellerats en öppning in till parkeringsplanet som är 6 m bred och 2,5 m hög. Detta skall motsvara en in- och utfart för fordon, samt en separerad utrymningsväg. För att möjliggöra parkering krävs också öppningar i utriggarväggarna. Dessa har antagits vara placerade perifert från kärnan med en storlek på 3,5 meters bredd och en höjd på 2,5 m. Det första våningsplanet har gjorts med dubbel våningshöjd för att skapa en ökad frihet att inreda den efter beställarens önskemål.





Figur 5.11 Layout för kärna, där markerade områden utgör öppningar i bjälklaget

### 5.1.7 Dimensionering av utriggare

Ytterligare ett val som måste göras gäller hur många utriggare som bör användas. I handberäkningarna har den här frågan inte berörts då en förenklad metod med full samverkan mellan kärna och utriggarpelare har antagits. Problemet är inte endast av konstruktionsmässig karaktär utan ett flertal andra aspekter måste beaktas såsom brandsäkerhet, installationstekniska behov och hissutformning. Detta beror på att aktuella våningar till stor del påverkas av utriggarna i den meningen att de ger upphov till mindre, inneslutna rum istället för ett stort kontorslandskap. Det är därför smidigt att använda utrymmet till ventilationsutrustning, maskinrum för hissar och liknande nödvändiga installationer. Det är dock inte erforderligt med mer än några få våningar för dessa ändamål och om flera utriggare används kan dessa våningar även komma att behöva utnyttjas för normal användning.

Brandavskiljning krävs med jämna avstånd i fasaden, så att inte brand sprids okontrollerat mellan våningar via fasaden. Våningar med utriggare kan då göras utan eller med avsevärt mindre fönster och på så sätt erhålls nödvändig brandavskiljning.

Ur ett rent tekniskt perspektiv så ökar stommens styvhet med varje tillkommande utriggare, men sambandet är inte linjärt och effekten för varje extra utriggare avtar, se avsnitt 2.1.7.

Det har här antagits att stommen har fyra stycken utriggare. Det skall vara det maximala antalet, om det enligt litteraturen skall vara ekonomiskt hållbart som alternativ. Samtidigt så är det gynnsamt med hänsyn till brandsäkerhet då färre utriggare medför alltför stora delar utan brandavskiljning. Utriggarna har antagits vara placerade på våningarna, 12, 23, 34, 45.

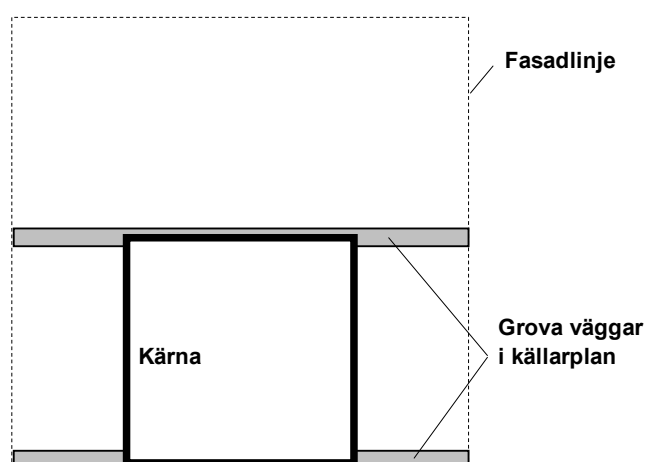
Utriggarna har modellerats med samma tjocklek som kärnväggarna på aktuell våning och de har alltså valts att utföras i betong. Bakgrunden till detta ligger i betongens höga styvhet och höga kapacitet för skjuvkrafter, i jämförelse med ett stålfackverk. I beräkningarna har det dock inte tagits hänsyn till betongens uppsprickning, vilken innebär en omfördelning av styvhet, vilken bör tas i beaktande.

## 5.2 Byggstomme med större excentrisk kärna

Beräkningarna för konstruktion med en större excentrisk kärna är i flera fall snarlika de beräkningar som gjorts för fallet med en mindre central kärna och utriggare. Läsaren hänvisas därför till avsnitt 5.1 för utförligare beskrivningar.

### 5.2.1 Val av grundläggningsmetod

Principen att ta upp inspänningsmomentet vid fasaderna, för att på så vis minska behovet av infästning av dragstag i berg, se figur 5.1, är i detta fall bara tillämpbar i en riktning. Eftersom kärnan är placerad i kant med fasadlinjen skulle en eventuell utriggarkonstruktion med betongskivor i så fall placeras utanför byggnadens yttermått. Detta är inte önskvärt, samtidigt som den positiva effekten av byggnadens egentyngd då inte kan bidra till att ytterligare minska dragkrafterna. Av denna anledning har endast två grova källarväggar som är tänkta att fungera som utriggare i en riktning använts, se figur 5.12.



Figur 5.12 Principiell bild över källarplanet med ett två grova väggar kopplade till den ovanför liggande kärnan

Det finns en möjlighet att även använda sig av utriggare som går i den andra riktningen inom byggnadens planyta. Här kan då byggnadens egentygnd utnyttjas, men systemet blir inte symmetriskt eftersom möjlighet till utriggare endast finns i en riktning. Det innebär alltså inte en lika stor vinst, samtidigt som dessa väggar kommer i konflikt med den öppna källarytan, vilken annars kan användas för parkeringsändamål. Av dessa anledningar har endast två utriggare valts enligt figur 5.12.

## 5.2.2 Dimensionering av källarens utriggarväggar

Dimensioneringen av utriggarväggarna har utförts på samma sätt som i föregående fall, men de båda väggarna antogs medverka till 100 %. Dimensionerande totalt moment och tvärkraft för båda väggarna blev istället:

$$M_{Ed} = N_M L = 431 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = N_M = 44 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Dessa värden ligger relativt nära de i det förra fallet, vilket beror på att det större totala momentet på grund av en större byggnad kompenseras av en större kärna. Även nu valdes bottenplattans tjocklek till 0,5 m och ovanförliggande bjälklag till 0,4 m.

Skillnaden blev nu att tryckzonen vid böjning inte rymdes inom bjälklagets tjocklek utan sträckte sig ned även i väggarna. Tryckzonen var därmed inte längre rektangulär och metoden med tryckblocksfaktorer var då inte tillämpbar. En förenklad metod där hela tryckzonen approximeras med en konstant spänning  $f_{cc}$  inom höjden  $0,8x$  har istället använts och motsvarande jämviktsekvation återfinns i ekvation (5-9). Jämför den här med ekvation (5-5) då tryckblocksfaktorer användes.

$$M_{Rd} = F_c z = f_{cc} (b - b_w) t_f \left( d - \frac{t_f}{2} \right) + f_{cc} b_w 0,8x \left( d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (5-9)$$

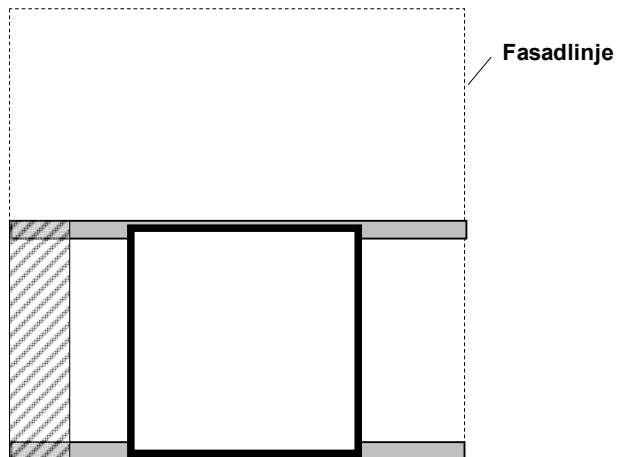
där

$t_f$  är tjockleken på flänsen

Erforderlig höjd på väggarna blev densamma som i föregående fall,  $h_w = 4,0$  m, men väggjockleken valdes nu istället till  $b_w = 1,0$  m. Detta resulterade i att det blev nödvändigt med 8 stycken armeringsstänger per vägg av storlek  $\Phi 25$  mm, med ett centrumavstånd på  $s = 300$  mm. Erforderlig dragarmeringsmängd blev nu 550 stycken  $\Phi 25$  mm. Detta antal är det något problematiskt att placera i väggen, men ytterligare beräkningar har inte genomförts då problemet lätt kan avhjälpas genom att placera fler stänger i själva väggen eller tillgodogöra sig ett större värde på den effektiva flänsbredden, vilken här ansattes till endast hälften av det maximalt tillåtna värdet.

### 5.2.3 Påldimensionering

I den riktning som utriggarväggarna går är påldimensioneringen snarlik den i förra fallet. Eftersom kärnan är placerad excentriskt antogs endast tryckkrafter från halva fasaden motverka dragkraften från inspänningsmomentet, se figur 5.13.



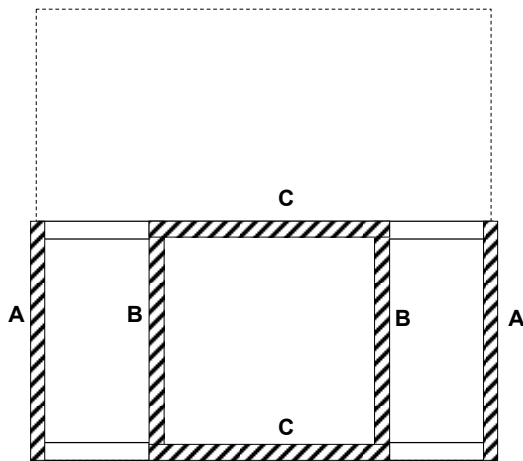
Figur 5.13 Influensyta med last som antas motverka dragkraft från inspänningsmomentet

Detta resulterade i följande krafter som dimensionerar grundläggningen, inom område A i figur 5.14:

$$N_t = N_M - 5N_{fasadp,gyvn.} = 11,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Värdet blev positivt vilket innebär att det finns resulterande dragkrafter som måste förankras i berget. Dimensionerande tryckkraft på motstående vägg blev i detta fall:

$$N_c = N_M + 5N_{fasadp,ogynn.} = 83,2 \cdot 10^3 \text{ kN}$$



Figur 5.14 Benämningar på olika pålområden

I två av kärnans väggar, område B i figur 5.14, är det endast nödvändigt att dimensionera pålarna för den vertikala last som kärnan bär utan effekten av inspänningsmomentet. I område C är däremot krafterna avsevärt större, eftersom inga utriggare finns i denna riktning. Här kommer både stora tryck- och dragkrafter att uppstå. tabell 5.2 sammanfattar grundläggningskraven och visar erforderligt antal pålar med hänsyn till både betongens och bergets kapacitet.

Tabell 5.2 Erforderligt antal grävpålar av typ C50/60,  $\Phi 1,5$  m

Område enligt figur 5.14	Totalt antal grävpålar m.h.t. betongens kapacitet	Totalt antal grävpålar m.h.t. bergets kapacitet	Antal valda grävpålar
A	1,8	3,1	5
B	1,6	2,8	5
C	3,5	6,1	8

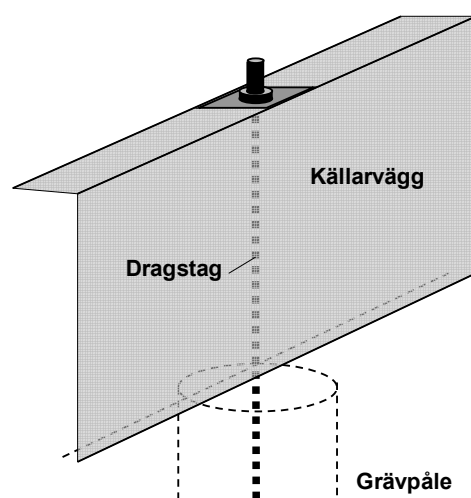
I tabell 5.3 redovisas behovet av grundläggning med hänsyn till dragkrafter. Dessa har antagits förankrade med hjälp av dragstag av typen Dywidag. Kapaciteten för dessa stag hämtades ur tabell och en variant med linstag valdes, där 12 stycken 0,6 tums linor utgör ett dragstag. Tillverkarens specificerade brottlast för detta stag uppgår till 2974 kN. I studerad litteratur redovisas dessa stag enligt en gammal norm med säkerhetsfaktorer istället för partialkoefficienter. Med anledning av att laster är framräknade med partialkoefficientmetoden i vårt fall, valdes den lägsta specificerade säkerhetsklassen,  $s = 1,6$ , för dragstagen, vilket då anses tillräckligt. Detta resulterade i en dimensionerande dragkraftskapacitet för dragstagen på 1858 kN. Det har antagits att stagen spänns in med vald förinspänningskraft och de skapar då ett initialt inspänningstryck på konstruktionen. När byggnaden sedan belastas av vindlaster kommer dessa förinspända tryckkrafter att gradvis minska i takt med att inspänningsmomentet i byggnaden ökar. Stagen är alltså alltid dragbelastade men tack

vare förinspänningen kommer betongkonstruktionen aldrig att utsättas för några dragkrafter.

Tabell 5.3 Erforderligt antal dragstag med en dimensionerande dragkraftskapacitet på 1858 kN

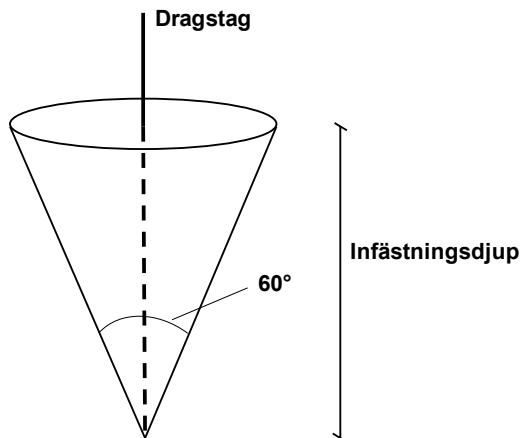
Område enligt figur 5.14	Totalt antal erforderliga dragstag	Antal valda dragstag
A	6,1	7
C	15,7	16

Dragstagen behöver skyddas med omgivande betong, varför det är önskvärt att dra dem genom grävpålarna. I område C dras två dragstag igenom varje grävpåle och stagen löper upp genom både bottenplatta och källarvägg, se figur 5.15. Detta har valts främst av den anledningen att stagets kapacitet kontrolleras genom ett dragprov där töjningen av staget mäts. Det är då viktigt att längden på staget inte är för kort, eftersom det då ger små töjningar, vilket innebär att felet i mätningen kan bli alltför dominerande.



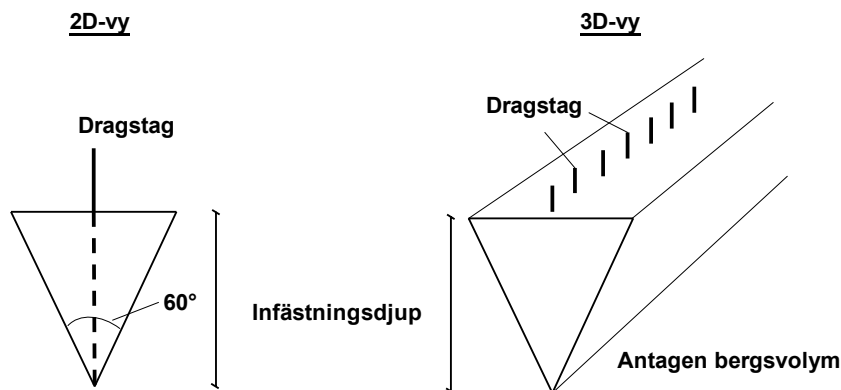
Figur 5.15 Infästning av dragstag

Dragstagen borrar ned i berg och en uppskattning av erforderligt infästningsdjup är nödvändig. Erforderligt djup har uppskattats genom att utnyttja att bergets egentyngd inom en antagen brottyta för berget. Det har antagits en konformad bergsvolym omkring staget, med en vinkel på  $60^\circ$ , se figur 5.16.



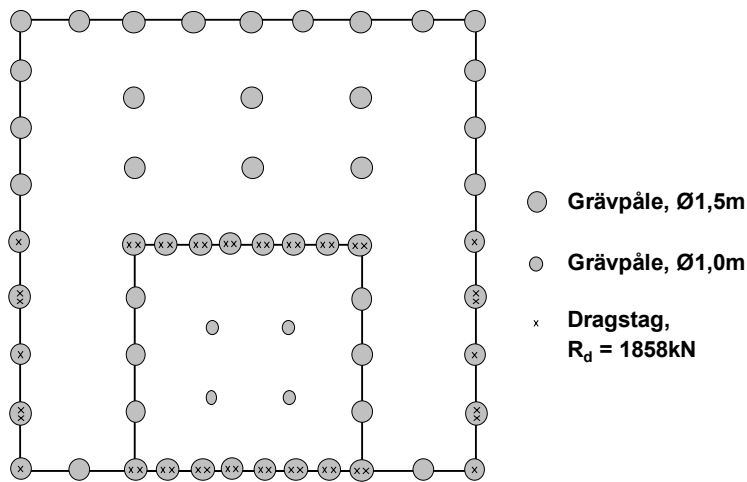
Figur 5.16 Normalt antagen volym berg som erfordras för att förankra ett ensamt dragstag vid brottdimensionering

I detta fall har stagen placerats tätt längs med en vägg, varför en motsvarande långsträckt bergvolym antagits längs hela väggens längd, se figur 5.17. Då bergets egentyngd ansattes till  $27 \text{ kN/m}^3$ , resulterade detta i ett erforderligt infästningsdjup på 10 m. Beräkningar återfinns i Bilaga B2.



Figur 5.17 Antagen volym berg som erfordras för att förankra en serie dragstag längs en hel kärnvägg

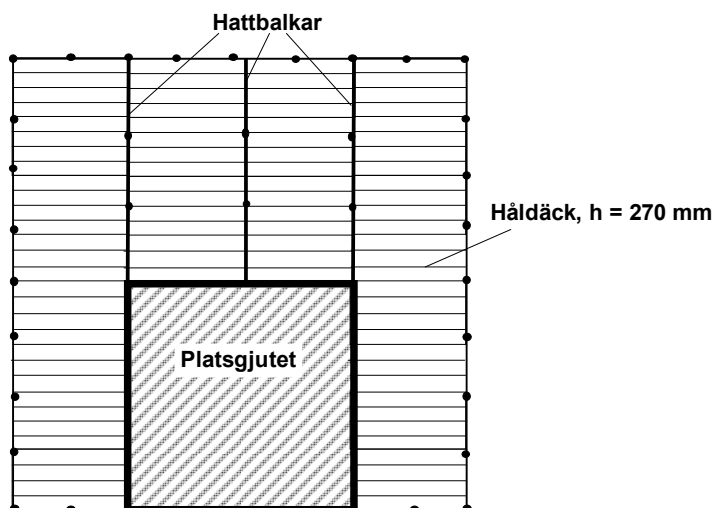
I figur 5.18 ses den kompletta grundläggningen där extra grävpålar har placerats under lastbärande pelare och mellan kärna och fasadväggar.



Figur 5.18 Vald grundläggning

### 5.2.4 Val av bjälklag

Principen för bjälklag skiljer sig endast marginellt från föregående fall. Även här valdes håldäck och i detta fall var geometrin gynnsammare vilket medförde att endast håldäck med en höjd på 270 mm behöver utnyttjas för att klara spännvidden 9,6 m. Upplag på mellanstöd antogs i form av hattbalkar, se figur 5.9 för principiell bild, men i detta fall är alltså håldäcken lika tjocka varför ingen extra distans behövs. En överblick av bjälklagets utformning ses i figur 5.19.



Figur 5.19 Vald layout för bjälklag



## 5.2.5 Dimensionering av balkar

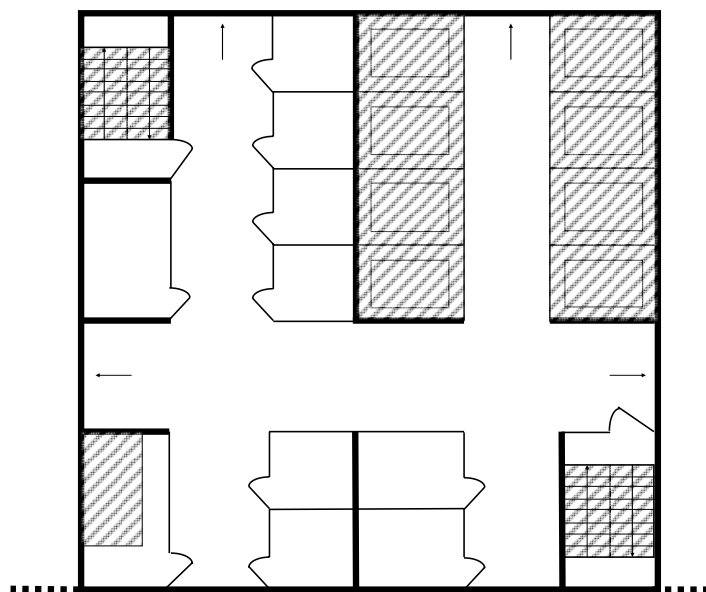
Dimensioneringen av hattbalkarna har skett på samma sätt här som i föregående fall. Lasten som bärs blev något mindre här i och med att ett extra mellanstöd används. Längden som balkarna spänner var dock något längre, 6,4 m mot 4,8 m i föregående fall.

De yttre balkarna, som ligger mellan fasadpelarna bär upp samma last som tidigare och en förspänd prefabricerad betongbalk med dimensionen 200 x 400 mm användes även här.

## 5.2.6 Utformning av kärna och källare

Kärnan är i detta fall större och inrymmer fler funktioner än tidigare, såsom toaletter och förråd. I figur 5.20 finns antagen utformning.

Det har antagits fyra öppningar i kärnans väggar, se pilar i figur 5.20. Den öppning som har placerats i anslutning till hissarna har antagits vara 2 m bred medan de övriga tre antogs ha en bredd på 1,1 m.



Figur 5.20 Layout för excentrisk kärna med nederkanten mot fasad, där markerade områden utgör hål i bjälklaget och grova väggar

Stommen med excentrisk kärna har endast två källarväggar som utriggare med en tjocklek på 1,0 m. Övriga källarväggar har ansatts med en tjocklek på 0,5 m. I en av dessa smala källarväggar har en öppning för fordon på 3,5 meters bredd och en höjd på 2,5 m modellerats.

Liksom i konceptet med utriggare har här det första våningsplanet gjorts med dubbel våningshöjd av arkitektoniska skäl.

## 6 Datorberäkningar

I detta kapitel beskrivs datorberäkningarna av de två stomsystemen som var de mest lovande i det konceptuella skedet, se kapitel 4. En redovisning av vald beräkningsmodell och indata presenteras i avsnitt 6.1 och resultaten av datorberäkningarna presenteras i avsnitt 6.2. För en sammanfattning av samtliga resultat, både av överslagsberäkningar och datorberäkningar, samt jämförelser och slutsatser därav, hänvisas läsaren till kapitel 7.

### 6.1 Beräkningsförutsättningar

Nedan beskrivs de allmänna val och antaganden som gjorts i modelleringen och därefter presenteras de specifika detaljerna för respektive fall.

#### 6.1.1 Beräkningsmodell

Det program som använts för att utföra beräkningarna är 3D Structure, vilket ingår i FEM Design 7.0 och det bygger på Finita Element-Metoden (FEM). Detta innebär att strukturen delas in i många små element. Vinsten med förfarandet är att utgående från grundläggande samband på lokal nivå kan mer komplicerade globala effekter simuleras genom att använda många element. Metoden används företrädesvis med hjälp av en dator då beräkningarna annars blir mycket omfattande även med små konstruktioner.

##### 6.1.1.1 Modellering av ingående komponenter

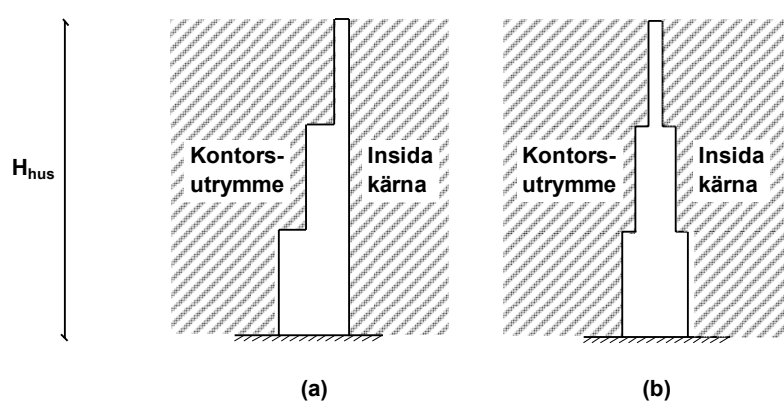
Samtliga komponenter har modellerats genom att använda en materialmodell som bygger på linjärt elastiska material.

Skalelement användes för att modellera väggar och plattor. Dessa element är endast tvådimensionella, men ges en styvhet som motsvarar den verkliga komponenten. I figurer tagna från programmet visas tredimensionella väggar och plattor, men detta är endast en visualisering som programmet medger. Skalelement kan genom sin tvådimensionella uppbyggnad skapa vissa geometriska problem. Till exempel är det nödvändigt att modellera hela byggnaden utifrån centrummått på alla ingående komponenter. Det här innebär till exempel att byggnadens bredd endast blev 33,6 m, medan den i verkligheten skulle vara något större på grund av ytterväggarnas tjocklek. Ett visst fel uppstår i beräkningen av vindlast, då byggnadens väggyta blir något mindre än i det verkliga fallet.

Det uppstod ett antal liknande geometriska problem på grund av detta, men de är av ringa karaktär och har antagits inte påverka resultaten i någon betydande omfattning. I förhållande till andra approximationer som gjorts anses dessa vara av mindre betydelse, då endast byggnadens totalstabilitet undersökts. Om beräkningarna gällt en

enskild vägg hade situationen varit helt annorlunda och andra modelleringsval hade varit att föredra, exempelvis med tredimensionella rymdelement.

Det finns dock en situation där användandet av skalelement skapade problem som riskerade att vara allvarigare. Kärnans väggar har nämligen antagits ha en varierande tjocklek utefter byggnadens höjd. Det är av flera skäl praktiskt att låta innerväggen på kärnan vara jämn utefter höjden, se figur 6.1 (a). Skalelementen är dock tvådimensionella, vilket resulterar i att kärnan modellerades enligt figur 6.1 (b). I verkligheten skapas ett moment på grund av excentriciteten, vilket inte beaktats i modellen. Ett sätt att ta hänsyn till den här excentriciteten är att införa ett extra böjande moment på de våningar där väggjockleken skiftar. Detta har dock inte gjorts i modelleringen, då effekten har antagits vara liten. I och med att sidoväggarna i kärnan motverkar den första väggens excentricitet med hjälp av styva bjälklag, anses effekten vara av lokal karaktär.



Figur 6.1 (a) Verkligt tvärsnitt hos en ensam kärnvägg; (b) Tvärsnitt över en ensam kärnvägg enligt datormodellen

Pelare har modellerats med endimensionella stångelement, vilka anses representera det verkliga fallet på ett tillfredställande sätt.

I programmet finns förprogrammerade balkar och pelare av olika slag och dessa har valts med hänsyn till valda dimensioner enligt kapitel 5. Det finns dock inga håldäck att tillgå i detta komponentarkiv, varför de måste modelleras på ett rimligt sätt. En ekvivalent homogen betongplatta har valts där förhållandet mellan elasticitetsmodulerna i bjälklagets två riktningar har satts till  $E_y / E_x = 0,1$ .

För kärnans yttre bärande väggar har säkerhetsklass 3 antagits, likaså för utriggarväggar och pelare. Bjälklag, balkar och inre väggar i kärnan har däremot antagits vara i säkerhetsklass 2, då ett brott här endast medför lokala konsekvenser och de påverkar alltså inte byggnadens stabilitet. Källarens komponenter antogs tillhöra exponeringsklass XD3, vilket innebär att de är hårt utsatta för fukt och kloridangrepp. Detta val föranleddes av parkeringsfunktionen på detta plan. Övriga komponenter, högre upp i byggnaden har däremot antagits tillhöra exponeringsklassen X0, vilket motsvarar inomhusklimat.

### 6.1.1.2 Randvillkor

Båda stomsystemen som studerats har antagits vara grundlagda med grävpålar vid grundläggningen och konstruktionen med en excentrisk kärna nyttjar även dragstag. Dessa grävpålar modellerades i form av ett fjäderstöd, där fjäderstyvheten i vertikal riktning,  $k_z$ , ansatts enligt ekvation (6-1).

$$k_z = \frac{E_c A}{L} \quad (6-1)$$

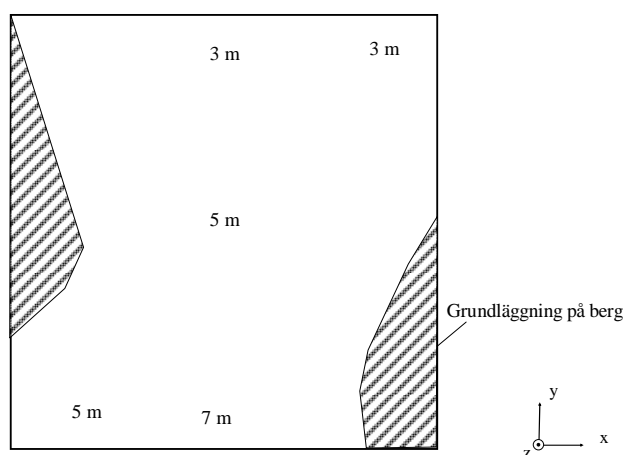
där

$E_c$  är betongens elasticitetsmodul

$A$  är grävpålens tvärsnittsarea

$L$  är grävpålens längd ned till fast berg

På de ställen där bottenplattan grundläggs direkt på berg antas istället en oändlig styvhet i form av en linje- eller ytlast, se figur 6.2.



Figur 6.2 Grundläggningsdjup

Dragstagens förinspänningseffekt har beaktats genom att införa punktlaster på de ställen där stagen spänns in. Storleken på dessa krafter har antagits till stagens brottlast reducerad med en säkerhetsfaktor på 1,6 och detta motsvarar 1858 kN per stag.

Varje komponent har randvillkor, vilka bestämmer kopplingen mellan anslutande komponenter. Här har det antagits att alla väggar är fast inspända i förhållande till varandra och i bjälklag. Pelare har också antagits fast inspända till varandra, det vill säga kopplingen mellan två mötande pelare på olika våningsplan har antagits vara fullt kontinuerlig. Horisontella balkar har däremot alla antagits vara fritt upplagda.

### 6.1.1.3 Analyser som utförs

Beräkningar har genomförts i brottgränsstadiet och nio olika lastkombinationer har kontrollerats, vilka återfinns i Bilaga F. Vinden har utgjort huvudlast i alla kombinationer, medan egentygnd, nyttig last och vattentryck har antagits verka antingen gynnsamt eller ogynnsamt i olika kombinationer.

Systemet med utriggare har också beräknats helt utan utriggare ovanför källarplanet, för att åskådliggöra effekten av dessa, samt möjliggöra en jämförelse med en handberäkning för motsvarande fall. Detta är önskvärt då färre approximationer har krävts vid det fall då utriggare inte är inkluderade. Observera att utriggare i källaren ingår i alla konstruktioner vid samtliga datorberäkningar, det är endast utriggare högre upp i byggnaden som uteslutits för konstruktionen med en stomme utan hänsyn till utriggare. I figur 6.

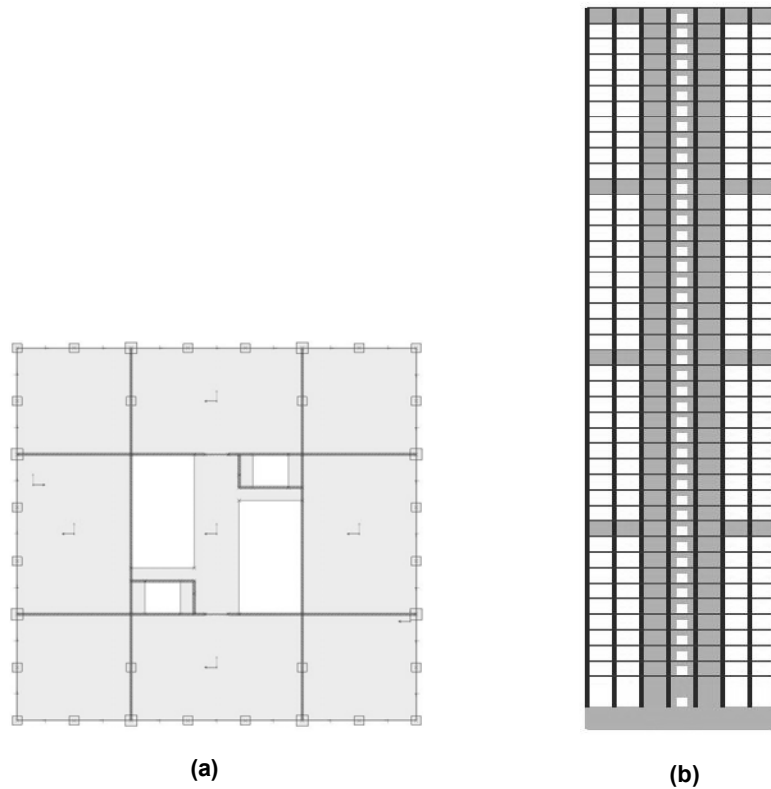
Utböjningen av byggnaden har datorberäknats med hjälp av första ordningens teori för att kontrollera resultat från överslagsberäkningarna, samt klargöra skillnaderna mellan första och andra ordningens teori.

Utböjningen har även beräknats med datorns hjälp med hänsyn tagen till andra ordningens teori. Även egenfrekvensen och en stabilitetskontroll har datorberäknats med andra ordningens teori. På grund av långa beräkningstider har endast den första instabilitetsmoden beräknats. Den här moden har i vissa fall utgjort en global instabilitet med det i andra fall resulterat i en lokal buckling, vilket medfört att det varit svårt att jämföra de överslagsberäkningar som utförts med hänsyn till instabilitet. Säkerheten mot instabilitet redovisas i form av en kritisk faktor, vilken redovisar hur många gånger större last som kan verka på byggnaden innan motsvarande instabilitetsmod inträffar.

Ytterligare datorberäkningar som utförts med andra ordningens teori är en beräkning av reaktionskrafternas fördelning i grundkonstruktionen samt en kontroll av spänningstillstånd i byggnadens pelare.

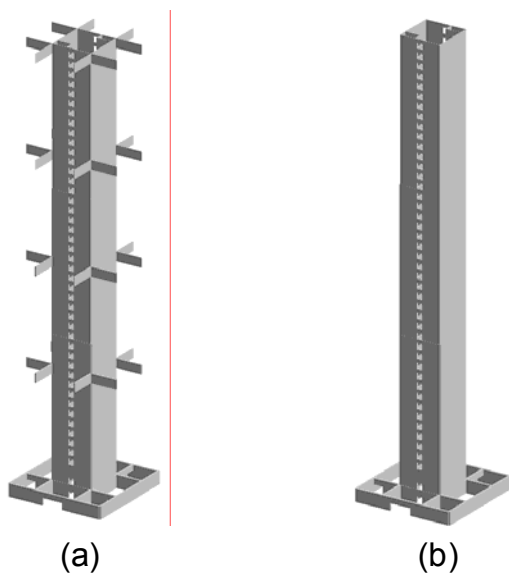
## 6.1.2 Visualisering av valda modeller

De olika koncepten har modellerats med dimensioneringen i kapitel 5 som grund och i figur 6.3 ses en plan och vy över byggnaden med utriggare. Stommen med excentrisk kärna återfinns i figur 6.5

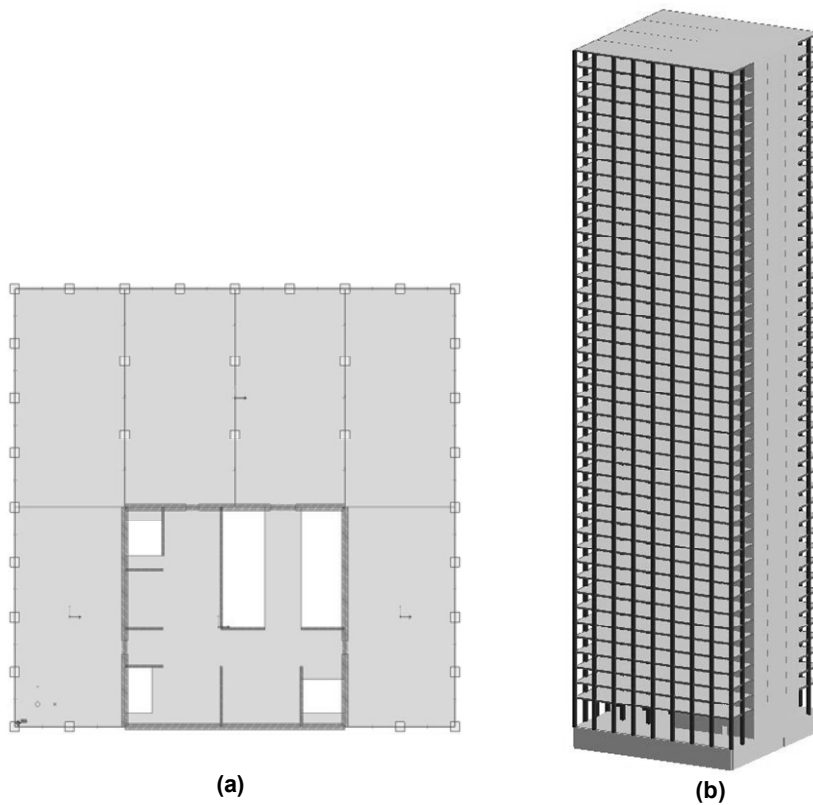


Figur 6.3 (a) Plan över byggnaden enligt modellen; (b) Sidovy över modellen

Nedan visas skillnaden mellan stomme med hänsyn till utriggare och stomme utan hänsyn till utriggare. I figur 6.4 åskådliggörs att utriggarna i källaren är inkluderade i båda fallen.

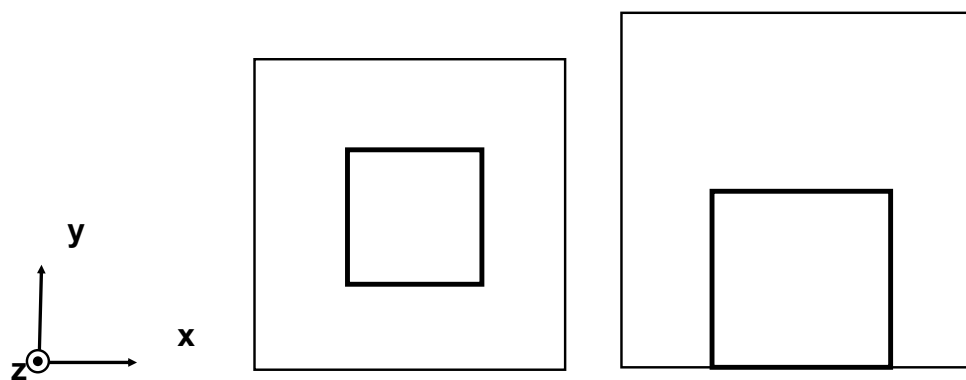


Figur 6.4 (a) Stomme med hänsyn till utriggare; (b) Stomme utan hänsyn till utriggare



Figur 6.5 (a) Plan över byggnaden enligt modellen; (b) Tredimensionell vy över modellen

Resultaten hänvisar till valda axlar vid ett flertal tillfällen och dessa är definierade i figur 6.6.



Figur 6.6 Valda axlar för stomme med central kärna med utriggare och för stommen med en excentrisk kärna

## 6.2 Resultat av datorberäkningar

Omfattningen av resultat är väldigt stor vid datorberäkningar och det har inte varit möjligt att redovisa allt i denna rapport. Med anledning av detta har de värden som anses vara av störst intresse valts ut och i första ordningens teori är det utböjningen som har kontrollerats. Anledningen till detta är att möjliggöra en jämförelse med överslagsberäkningarna. Övriga kontroller och analyser har baserats på analyser enligt andra ordningens teori då detta bättre beskriver den verkliga responsen. Jämförelser kommer fortfarande att göras med överslagsberäkningar, men utan samma förväntan på överensstämmelse. Dessa jämförelser återfinns dock, som ovan nämnts, i kapitel 7.

### 6.2.1 Stomme med utriggare

Överslagsberäkningarna för stommen med utriggare förutsatte en hel del approximationer. För att kontrollera rimligheten hos överslagsberäkningarna har även en byggnad med en ensam central kärna, utan utriggare och grövre utriggarpelare analyserats. Genom detta har det även varit möjligt att studera utriggarnas effekt på byggnadens beteende.

I och med att byggnaden är symmetrisk, så när som på utformningen av väggar och hål inne i kärnan, resulterar detta i en relativt plan utböjningskurva. Det vill säga att alla punkter i ett våningsplan förskjuts ungefär lika mycket. Med detta som bakgrund redovisas endast värdet på den maximala utböjningen, vilken kan förutsättas vara representativ om inget annat anges.

#### 6.2.1.1 Resultat enligt första ordningens teori utan hänsyn till utriggare

I tabell 6.1 redovisas den maximala utböjningen i varje led för byggnaden utan hänsyn till utriggare. De lastkombinationer som ger den kritiska utböjningen i varje riktning är redovisade i Bilaga F. Vinden är dock huvudlast i alla kombinationer och skillnaderna är huvudsakligen i vilken riktning vind och snedställning verkar, samt om vertikala laster är gynnsamma eller inte.

Tabell 6.1 *Maximal utböjning i mm för samtliga lastkombinationer hos byggnad utan hänsyn till utriggare, första ordningens teori. Axlar är definierade i figur 6.6*

Lastkombination	x-led	y-led	z-led
ULS2x	-189		
ULS2y		-222	-55



### 6.2.1.2 Resultat enligt första ordningens teori med hänsyn till utriggare

Utböjningsresultaten för byggnaden med hänsyn till utriggare från beräkningar enligt första ordningens teori återfinns i tabell 6.2. För att se detaljerna om den lastkombination som gett den maximala utböjningen, se Bilaga F.

Tabell 6.2 *Maximal utböjning i mm för samtliga lastkombinationer hos byggnad med hänsyn till utriggare, första ordningens teori. Axlar är definierade i figur 6.6*

Lastkombination	x-led	y-led	z-led
ULS2x / ULS5x	-131		
ULS2y		-137	
ULS1x			-49

### 6.2.1.3 Resultat enligt andra ordningens teori utan hänsyn till utriggare

Resultaten för en stommen utan hänsyn till utriggare enligt andra ordningens teori återges i detta avsnitt. Maximal utböjning i varje riktning redovisas i tabell 6.3, se Bilaga F för definition på lastkombinationer.

Tabell 6.3 *Maximal utböjning i mm för samtliga lastkombinationer hos byggnad utan hänsyn till utriggare, andra ordningens teori. Axlar är definierade i figur 6.6*

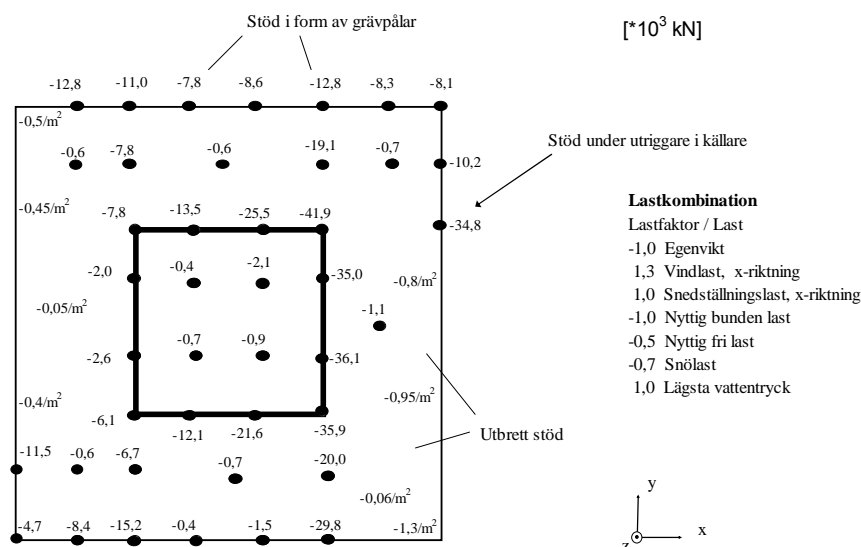
Lastkombination	x-led	y-led	z-led
ULS1x	394		
ULS2y		-301	
ULS2x			-67

Egenfrekvensen för byggnadens första mod uppgick i detta fall till 0,27 Hz.

I det här fallet låg värdet på den kritiska stabilitetsfaktorn på 18,30 och det representerar en global utböjning av byggnaden. Detta innebär att drygt 18 gånger större last kan verka på byggnaden innan någon slags instabilitet inträffar. En bild över knäckningsmoden återfinns i Bilaga G1.

Reaktionskrafternas fördelning har undersökts i den första lastkombinationen, med avsikt att ge förståelse för utriggarsystemets funktion. Detta fall fungerar då som en

referens, jämfört med det fall där utriggarnas effekt beaktades. Figur 6.7 visar reaktionskrafternas fördelning för lastkombination ULS1x.



Figur 6.7 Reaktionskrafter från lastkombinationen till höger i figuren, ULS1x utan hänsyn till utriggare

Det är tydligt i figur 6.7 att det är grundläggningen under kärnan som är kritisk. Krafterna i grävpålarna översteg 40 000 kN, vilket motsvarar en tryckspänning på  $\sigma_{cc} = 23,7$  MPa i grävpålen med diametern 1,5 m. Betongen klarar den här spänningen, men bergets dimensionerande tryckhållfasthet har antagits till  $\sigma_{Rd,c} = 15$  MPa. Fältprover bör tas för att säkerställa bergets verkliga bärförmåga och om det är erforderligt måste antalet grävpålar ökas.

Funktionen med utriggare i källaren syns tydligt eftersom lasterna sprids ut till fasaden. I figur 6.7 verkar vinden i positiv x-riktning och tryckkrafterna är större i högra delen av figuren. Skillnaden mellan den vänstra och högra kärnsidan är påtaglig. Detsamma gäller skillnaden mellan fasadsidorna. Det är en aning svårare att jämföra fasadsidorna rakt av då de ligger an mot berget och det därmed är reaktionskrafter i form av en utbredd kraft som visas i figuren. Värdet på ytkraften är dock generellt klart högre i den högra delen av byggnaden. Värt att notera är det höga värdet på tryckkraften hos en grävpåle, markerad i figur 6.7, vilken är kopplad till en utriggarvägg. Utriggarna i källaren är effektiva på så sätt att det inte uppstått någon resulterande dragkraft som behöver särskild hänsyn grundläggningen.

Ytterligare en jämförelse som genomförts gäller normalkraft i pelare. De pelare som främst undersökts är de grövre fasad pelare som står ovanpå källarutriggarna, eftersom funktionen av dessa är intressant som en jämförelse med fallet där hänsyn tagits till utriggare. Maximal normalkraft uppgick till 14 000 kN. Detta motsvarar en spänning på  $\sigma_{cc} = 14,0$  MPa, vilket klart undertiger betongens tryckhållfasthet på 26,3 MPa.

#### 6.2.1.4 Resultat enligt andra ordningens teori med hänsyn till utriggare

Nedan återfinns resultaten för byggnaden med hänsyn till utriggare och enligt andra ordningens teori. Det är detta fall som bäst bör överensstämma med verkligheten, till skillnad mot ovan redovisade beräkningar, vars huvudsakliga syfte var att säkerställa modellen och förstå byggnadens beteende med och utan utriggare. I tabell 6.4 ses de maximala utböjningarna i olika riktningar. Lastkombinationerna är definierade i Bilaga F.

Tabell 6.4 *Maximal utböjning i mm för samtliga lastkombinationer hos byggnad med utriggare, andra ordningens teori. Axlar är definierade i figur 6.6*

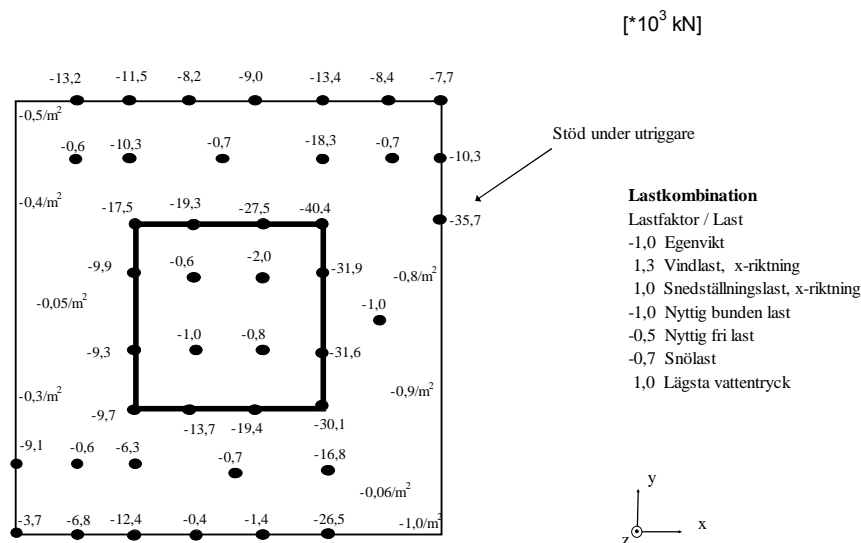
Lastkombination	x-led	y-led	z-led
ULS2x	-225		-64
ULS5y		-226	

Eigenfrekvensen för den första svängningsmoden uppgick till 0,34 Hz.

Stabilitetsberäkningen gav i det här fallet en kritisk faktor som uppgick till 28,83 för den första moden i lastkombinationen ULS3. Detta värde resulterade i en global instabilitet med en utknäckning av hela byggnaden, se Bilaga G2 för en bild över knäckningen.

Reaktionskrafternas fördelning skiljde sig relativt lite från tidigare fall utan hänsyn till utriggare. I figur 6.8 visas reaktionskrafterna med hänsyn till utriggare och generellt så är värdena mer jämnt fördelade jämfört med figur 6.7. Det vill säga att de maximala värdena är lägre, medan andra pålar nu tar mer last än i föregående fall. Även nu studerades endast en lastkombination, ULS1x, då byggnaden anses vara symmetrisk i så pass hög grad. Dock bör alla lastkombinationer kontrolleras i en dimensioneringssituation.

Den maximala normalkraften i pelare var i det här fallet ca 17 300 kN, med motsvarande spänning på  $\sigma_{cc} = 17,3$  MPa. Detta är långt under betongens tryckhållfasthet på 26,3 MPa.



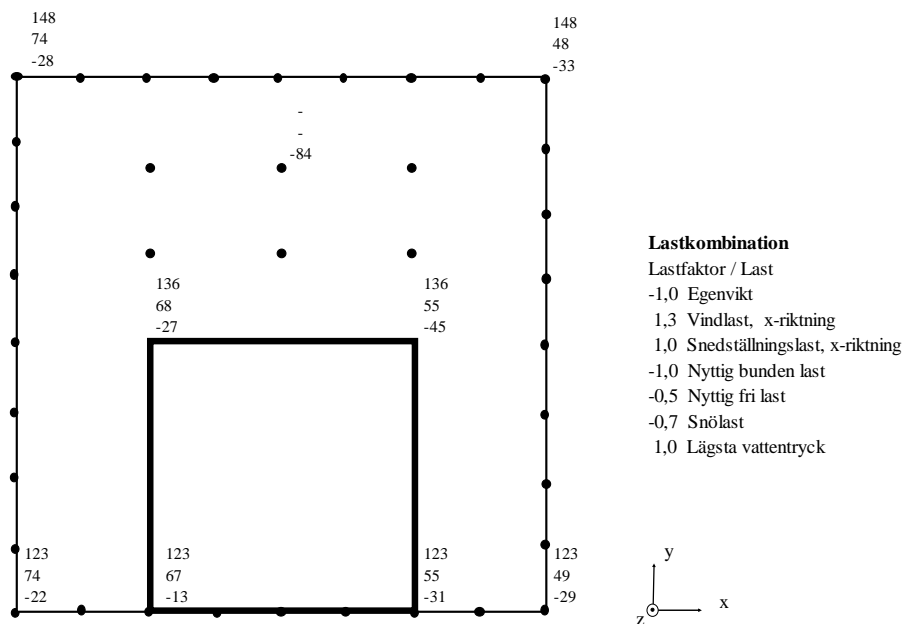
Figur 6.8 Reaktionskrafter från lastkombinationen till höger i figuren, ULS1x med utriggare

## 6.2.2 Stomme med excentrisk kärna

### 6.2.2.1 Resultat enligt första ordningens teori

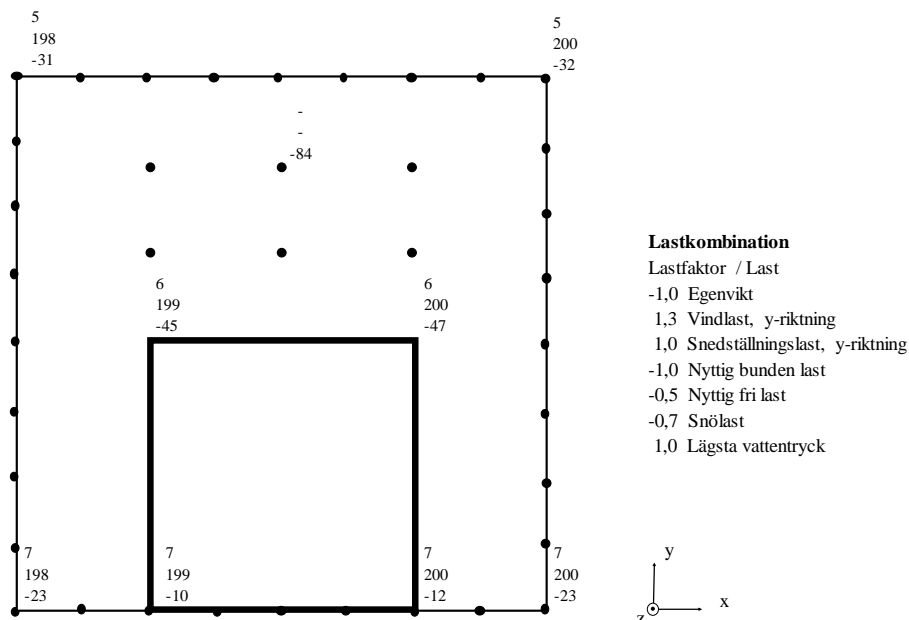
Då kärnan har placerats excentriskt varierade utböjningen på ett våningsplan att beroende på vilken del av byggnaden som betraktades. I figur 6.9 ses utböjningen då vinden utgjorde huvudlast och då både vind- och snedställningslast verkade i positiv x-riktning. Eftersom byggnadens kärna är excentriskt placerad kommer detta upphov till en viss rotation av byggnaden. Det här lastfallet genererade den största utböjningen i x-led, med ett maximalt värde på 148 mm. Då lika stor last verkade i negativ x-riktning är byggnaden nästan symmetrisk och i princip samma rotation erhöles fast åt motsatt håll. Det enda som skiljer sig åt i byggnaden i positiv och negativ x-riktning är de inre väggarna i kärnan, samt placering av hål. Den något större utböjningen erhöles då lasten verkade i positiv x-riktning.

I alla följande figurer visas utböjningen i vektorform för varje lastfall, där också förskjutningen i z-led visas. Det största värde i respektive fall erhöles för en av de inre pelarna. Detta kan förklaras med att det är en relativt sett mycket stor last som leds ned i dessa pelare. I Bilaga F finns en definition av samtliga lastkombinationer.



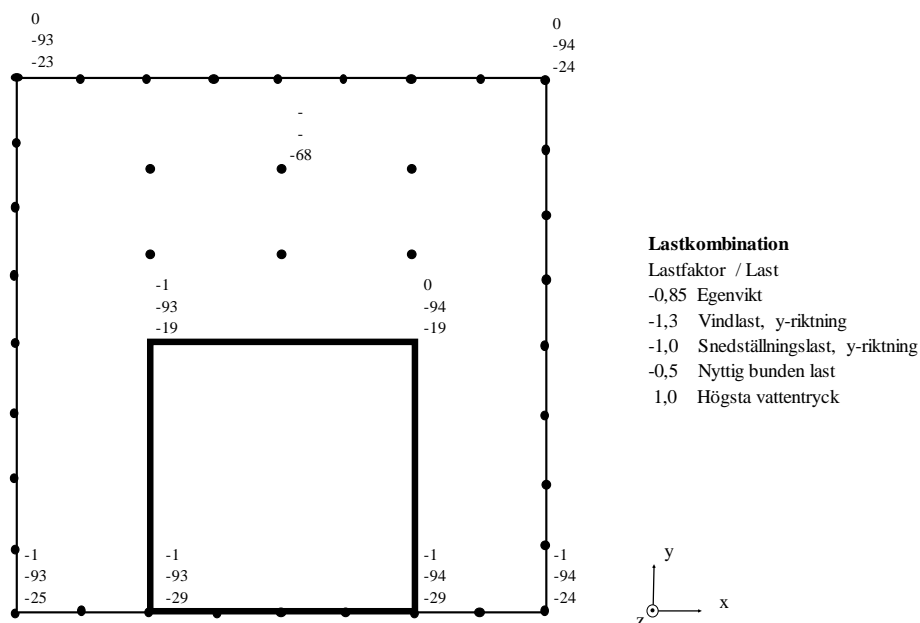
Figur 6.9 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, första ordningens teori, ULS<sub>1x</sub>

I det fall då vinden verkade i y-axelns riktning uppstod ingen rotation då byggnaden är symmetrisk i den här lednen. Skillnaden blev dock större mellan laster som verkade i positiv respektive negativ riktning. Den maximala utböjningen, både i y-led och för hela byggnaden, uppkom då transversella laster verkade i positiv y-riktning. I figur 6.10 visas det värsta fallet för utböjning i den här riktningen.



Figur 6.10 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, första ordningens teori, ULS<sub>1y</sub>

Då de transversella lasterna verkade i motsatt riktning, i negativ y-riktning, blev utböjningen avsevärt mindre. Intressant här är att den maximala utböjningen i den här riktningen uppstod vid minimal inverkan av permanenta vertikala laster, till skillnad från tidigare fall. I figur 6.11 ses detta fall och lägg särskilt märke till skillnaden i lastkombinationen, jämfört med tidigare fall.

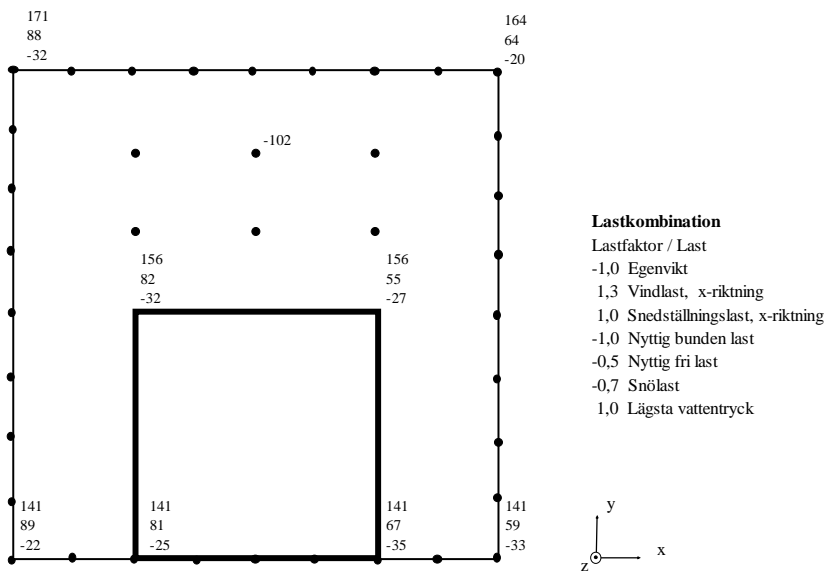


Figur 6.11 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, första ordningens teori, ULS5y

Sammanfattningsvis så uppkom den största utböjningen då vind verkade på den fasadsida där kärnan är placerad och utböjningen uppgick då till 200 mm.

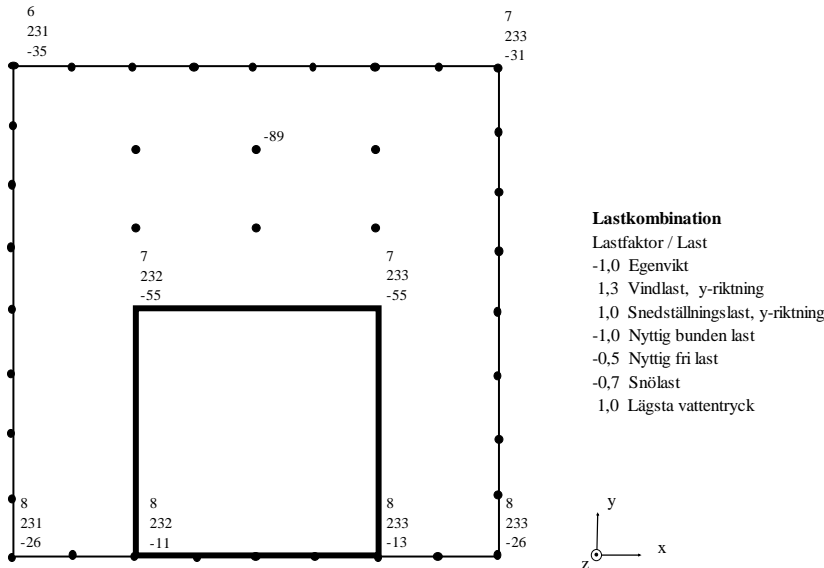
### 6.2.2.2 Resultat enligt andra ordningens teori

Utböjningen beräknad med andra ordningens teori liknade den enligt första ordningen till formen, men värdena blev dock större. Den maximala utböjningen i x-led uppkom i den lastkombination, vars utböjning ses i vektor form i figur 6.12. Motsvarande utböjning enligt första ordningens teori hittas i figur 6.9.



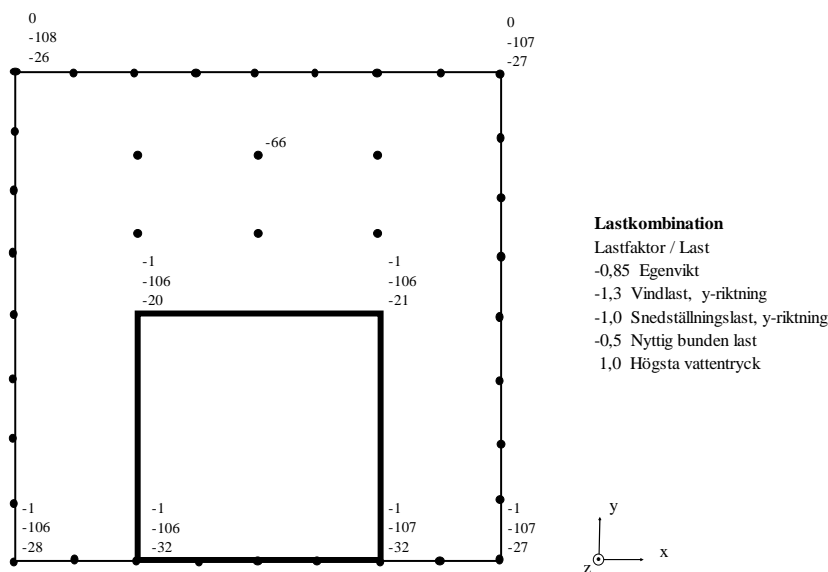
Figur 6.12 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, andra ordningens teori, ULS<sub>1x</sub>

Då transversella laster verkade i andra ledden, längs y-axeln, ses den maximala utböjningen i figur 6.13. Motsvarande maximala utböjning i samma riktning fast enligt första ordningens teori återfinns figur 6.10.



Figur 6.13 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, andra ordningens teori, ULS<sub>1y</sub>

Precis i analogi med första ordningens beräkningar uppkom den maximala utböjningen i negativ y-riktning för en lastkombination där inverkan av permanenta vertikala laster var minimal. Resultatet enligt andra ordningens teori återfinns i figur 6.14. Motsvarande lasfall enligt första ordningens teori ses figur 6.11.



Figur 6.14 Utböjning i vektorform för lastkombinationen till höger i figuren, andra ordningens teori, ULS5y

Sammanfattningsvis så blev den maximala utböjningen av alla undersökta lastkombinationer 233 mm med beräkningar enligt andra ordningens teori och den uppkom då transversella laster verkade i positiv y-riktning.

Egenfrekvensen uppgick till 0,32 Hz för byggnaden enligt datorberäkning för den första svängningsmoden.

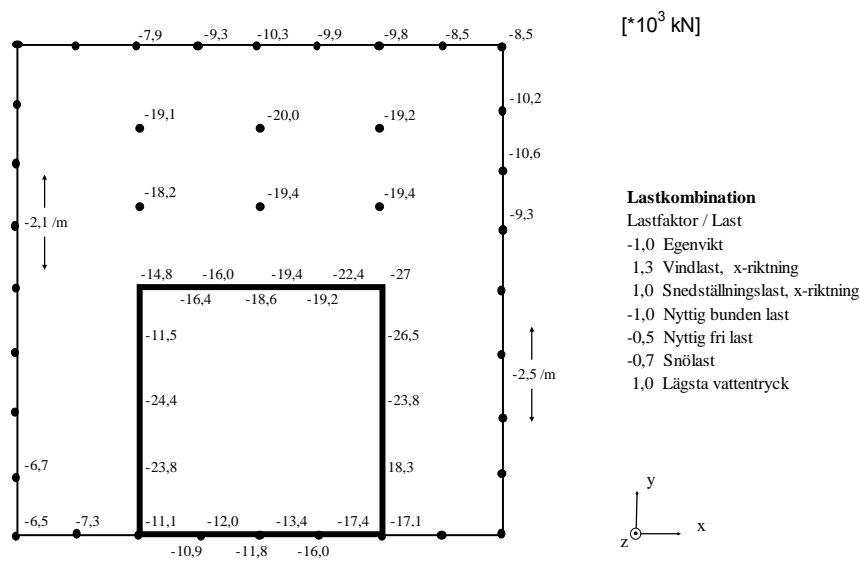
Stabilitetsberäkningen för stommen med excentrisk kärna gav en kritisk faktor på 13,86. Det brott som då inträffade var en lokal buckling av kärnans vägg i första våningen. Det är just den här våningen som med en våningshöjd på 6,6 m ansattes högre än de andra. Slutsatsen som kan dras är att säkerheten mot systemknäckning åtminstone är över 13,86. I Bilaga G3 finns en bild över bucklingen i förstora skala.

En annan intressant aspekt att undersöka är fördelningen av krafter i grunden. Detta ger en bild av hur grundläggningssystemet fungerar. Liksom i föregående fall redovisas inte alla lastkombinationer utan endast två lastkombinationer. I och med att byggnaden är osymmetrisk är det intressant att studera skillnaderna mellan de två olika riktningarna, medan övriga fall uppvisade mycket snarlika resultat. I figur 6.15 visas reaktionskrafterna för lastkombination ULS1x.

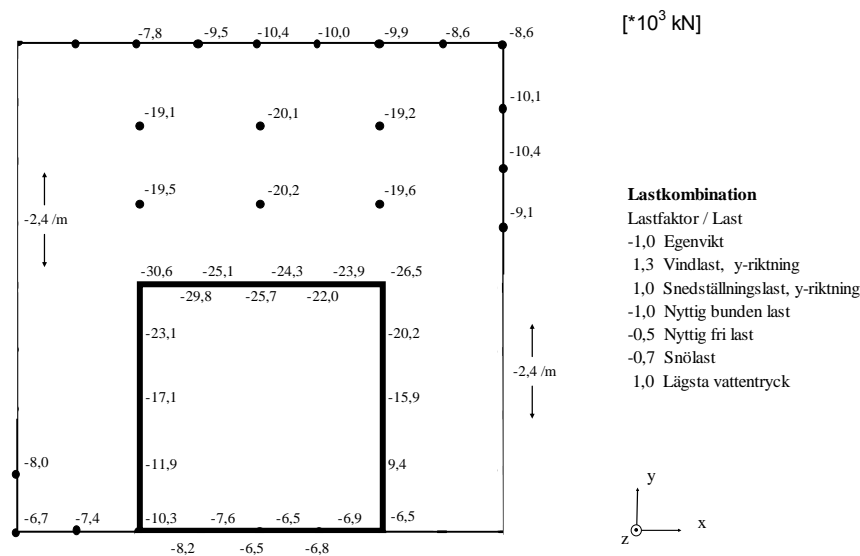
Utöver de tryckkrafter som är redovisade, så är byggnaden också inspänd med dragstag, se figur 5.18 för en överblick av dessa. Stagen uppfyllde sin funktion och inga reaktionskrafter i figur 6.14 och figur 6.15 visade sig vara dragkrafter. Noterbart är dock att värdena är högre i högra delen av byggnaden och detta beror på inverkan av vinden. Detta påverkar fasaden huvudsakligen genom de två utriggarna i källarplan. En jämförelse med reaktionskrafter i lastkombination med vind i y-riktning visar att värdena i inre pelare och fasadpelare utan koppling med källarutriggarvägg endast förändrades marginellt, jämför figur 6.15 och 6.16. Antaganden som gjorts i överslagsberäkningarna om att kärnan ensam upptar transversella laster, ser alltså ut att stämma mycket bra.



Figur 6.16 redovisar reaktionskrafterna för lastkombinationen ULS1y, där vinden verkar i positiv y-riktning. I denna ledd finns inga utriggare i källaren, vilket tydligt syns i figuren. Den ena källarväggen med dragstag är klart mycket mer belastad med maximala värden omkring 30 000 kN, trots att grävpålarna sitter så nära varandra som en dryg meter i fritt avstånd. Den här kraften motsvarar en tryckspänning på ungefär,  $\sigma_{cc} = 17 \text{ MPa}$ . Betongen klarar att bära den här spänningen med god marginal och värdet ligger relativt nära antagen tryckhållfasthet på berget,  $\sigma_{Rd,c} = 15 \text{ MPa}$ . Däremot kan det diskuteras om dragstagen är något överdimensionerade, eftersom ingen grävpåle är i närheten av att vara utsatt för dragkrafter.

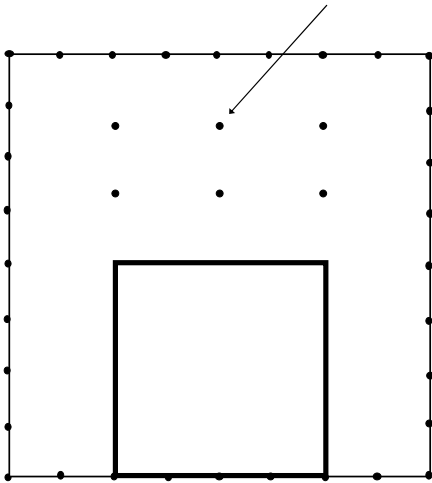


Figur 6.15 Reaktionskrafter för lastkombinationen till höger i figuren, ULS1x



Figur 6.16 Reaktionskrafter för lastkombinationen till höger i figuren, ULS1y

Ytterligare en beräkning gjordes för att kontrollera antagandet om pelarnas dimension, vilken tidigare uppskattats mycket grovt. Den pelare som bär mest last är en av de inre pelarna, se figur 6.17. Detta har kontrollerats genom spänningsbilder i datorn och resultatet är mycket rimligt då de inre pelarna upptar mycket mer last än de i fasaden, på grund av dess relativt glesa placering. Maximal normalkraft uppkom i lastkombination ULS3 och uppgick till  $N = 19,5 \cdot 10^3$  kN. Detta lastfall innehåller endast egentyngd som last med en faktor på 1,15. Dessa pelare är inte tänkta att medverka i upptagande av vindlast, vilket alltså medför att lastkombinationen med ökad egentyngd är dimensionerande. Motsvarande spänning uppgick till  $\sigma_{cc} = 30,5$  MPa, vilket är mer än dimensionerande tryckhållfasthet för aktuell betong, vilken i säkerhetsklass 2 uppgår till  $f_{ccd} = 28,8$  MPa. Lasten i fasadpelarna är dock endast hälften så stor. En omfördelning där fasadpelarnas dimension minskas något och de inre pelarna ökas bör därför övervägas.



Figur 6.17 Pelare som utsätts för maximal spänning

## 7 Sammanfattning av resultat

Här sammanfattas alla framräknade resultat och slutsatser dras i samband med detta, både vad gäller överslagsberäkningar och datorberäkningar. Tryck- och draghållfastighet har beaktats med hänsyn till andra ordningens effekter medan knäckning, utböjning och egenfrekvens endast beaktats enligt första ordningens teori i överslagsberäkningarna. Datorberäkningar har beaktat allt i andra ordningens teori men för att jämföra överslagsberäkningar med datorberäkningar studerades utböjningen även i första ordningens teori.

### 7.1 Jämförelse mellan överslagsberäkningar och datorberäkningar

Både överslagsberäkningar och datorberäkningar innehåller ett antal olika stora approximationer och för att kunna avgöra hur rimliga resultaten är erfordras en jämförelse mellan dessa olika beräkningsmetoder. Det som har valts att jämföra i första hand är utböjningen i toppen på byggnaden. I tabell 7.1 visas resultaten för de olika beräkningsmetoderna för de två studerade byggnadsstommarna. För alternativet med utriggarkonstruktion jämförs även fallet utan hänsyn till utriggare då överslagsberäkningarna för en sådan modell innebär färre approximationer och på så sätt minskas eventuella fel för grova approximationer.

Tabell 7.1 Maximal utböjning i mm, beräknad för olika stommar och med olika beräkningsmetoder enligt första ordningens teori

Byggnad	Överslagsberäkning	Datorberäkning
Stomme med utriggare utan hänsyn till utriggare	367	222
Stomme med utriggare med hänsyn till utriggare	188	137
Stomme med excentrisk kärna	x: 160 y: 160	x: 148 y: 200

Resultaten i tabell 7.1 visar en skillnad mellan överslagsberäkningar och datorberäkningar enligt första ordningens teori. För stommen med utriggare är de handberäknade utböjningarna avsevärt större än vad datorberäkningarna visar. Detta kan delvis förklaras med fasadens inverkan, vilken inte har tagits hänsyn till alls i handberäkningarna. Det är totalt 28 stycken fasadpelare och fyra inre pelare med kvadratisk tvärsnitt på 0,8 m och 8 stycken grövre utriggarpelare på 1,0 m. Dessa pelare sitter ihop med alla bjälklag och de bör ha en inverkan som inte är helt

försumbar. Med anledning av detta är det inte helt orimligt att utböjningen enligt datorberäkningen minskar tack vare den här effekten.

I fallet med excentrisk kärna är inte skillnaden mellan överslagsberäkningar och datorberäkningar lika stora utan resultaten stämmer bättre överens. Resonemanget i stycket ovan håller dock fortfarande. Den excentriska kärnan är avsevärt mycket större och pelarnas positiva effekt till den totala styvheten är därmed mycket mindre procentuellt sett. Samtidigt är det färre pelare i denna byggnad då kärnan är placerad i fasaden, där då ett antal pelare inte är nödvändiga. Det finns heller inte några grövre utriggarpelare, utan samtliga pelare är av den mindre dimensionen. Allt detta torde bidra till att effekten av fasaderna är mindre för den här byggnaden och datorberäkningens värde på utböjningen därmed närmare handberäkningens.

En annan faktor som skulle kunna påverka resultaten i stor grad är inverkan av grundläggning som beaktas i datorberäkningarna. Eftersom handberäkningarna utgått från en fast inspänd byggnad, skulle utböjningen snarare öka i datorberäkningen. Detta har ju inte skett i någon större grad och det kan förklaras med att grundläggningen är väldigt gynnsam och troligen inte inverkar i större utsträckning då fast berg ligger väldigt nära grundläggningsnivån.

Ytterligare en intressant faktor att jämföra är uppskattningen av egenfrekvensen. De metoder som använts vid överslagsberäkningar påstås ge någorlunda korrekta värden, men det är av stor vikt att ett bra värde på frekvensen erhålls eftersom den i hög grad påverkar beräkningen av den dimensionerande accelerationen. I tabell 7.2 sammanfattas resultaten för de olika beräkningarna.

*Tabell 7.2 Egenfrekvens i Hz, beräknad för olika byggnader och med olika beräkningsmetoder*

<b>Byggnad</b>	<b>Överslagsberäkning</b>	<b>Datorberäkning</b>
Stomme med utriggare utan hänsyn till utriggare	0,29	0,27
Stomme med utriggare med hänsyn till utriggare	0,48	0,34
Stomme med excentrisk kärna	0,41	0,32

Tabell 7.2 påvisar relativt stora skillnader mellan överslagsberäkningarna och datorberäkningarna. Eftersom beräkningsmodellerna skiljer sig åt på flera sätt, kan inte en riktigt bra överensstämmelse förväntas, då överslagsberäkningarna inte tar hänsyn till grundläggning, hål i bjälklag med mera. I två av dessa fall är det dock klart att större fel i modelleringen skapar dessa skillnader.

Förklaringen ligger troligtvis till viss del i approximationer som gjorts vid överslagsberäkningen av utböjningen. Metoden för att beräkna egenfrekvensen bygger direkt på värdet av utböjningen. Utböjningen är framräknad under antagandet att byggnaden är jämförbar med en stång med varierande styvhet över dess längd. Detta antagande stämmer bättre in i det första fallet med en central kärna utan hänsyn till uttriggare. Här är också resultaten mycket bra överensstämmande, vilket delvis beror på att utböjningen för hand ligger mycket nära datorberäkningen i andra ordningen och det är därmed något av en slump att de stämmer så bra överens.

I fallet med excentrisk kärna ändras styvhetsfördelningen i byggnadens plan, vilket överslagsberäkningarna av utböjning inte tar hänsyn till. Detta är tydligt i tabell 7.1 där utböjningen varierar kraftigt i de olika riktningarna och att byggnaden visar sig vara klart svagare i ena ledden. Det kan dock även utläsas i samma tabell att överslagsberäkningen ligger emellan datorberäkningens utböjningar i de båda riktningarna. Detta tyder på att om den excentriska kärnan varit modellerad centrisk i datorn hade troligtvis utböjningen överensstämmt bra. Dålig överensstämmelse i egenfrekvens kan alltså delvis förklaras med brister i överslagsberäkning av utböjning.

För stommen med uttriggare ligger förklaringen troligtvis i en överskattning av uttriggarnas effekt och även detta kan härröras till brister i överslagsberäkningen av utböjning. Det kan även konstateras att antagandet att full samverkan mellan kärna och uttriggarpelare överskattar styvheten i byggnaden. Det bör dock noteras att kravet på egenfrekvensen inte är så högt som 0,48 Hz som överslagsberäkningarna visar utan 0,44 Hz räcker för att klara accelerationskraven. Detta beror på att kärnans storlek valdes lite större än nödvändigt för att geometriskt passa in med pelarna i fasaden.

Felen kan dock också förklaras med brister i själva systemet som modelleras. Det kanske helt enkelt är för små uttriggare för att en god effekt skall uppnås. Ett begränsat antal olika datorberäkningar har gjorts för att studera en förbättrad effekt av uttriggarna. Bland annat så ökades dimensionen på pelarna som uttriggarna ansluts till, fackverk i fasaden modellerades, i avsikt att få övriga fasadpelare att bidra, samt att uttriggarna placerades på dubbla våningar. Dock gav samtliga av dessa alternativ endast mycket liten effekt. Bäst effekt hade dubbla uttriggare, vilka ökade egenfrekvensen från 0,34 Hz till 0,36 Hz. Den här förändringen av stommen är naturligtvis inte försvarbar ur flera andra aspekter. Slutsatsen som dragits är att större förändringar krävs för att erhålla någon påtaglig effekt, vilket skulle kunna vara att nyttja starkare material som exempelvis stål, men detta utvecklas inte utförligare i detta projekt.

## 7.2 Jämförelse mellan första och andra ordningens teori

Det är svårt att beräkna i för hand hur stor inverkan andra ordningens effekter har för hand och det är därför mycket intressant att jämföra datorberäkningar utförda enligt första ordningens teori med beräkningar enligt andra ordningens teori för samma byggnad. I och med att datorberäkningarna i övrig är identiska kan inverkan av andra ordningens effekter bedömas. I tabell 7.3 redovisas maximal utböjning, beräknad enligt första och andra ordningens teorier för de tre olika konstruktionerna. Samtliga data är tagna från datorberäkningar.

Tabell 7.3 Maximal utböjning enligt första och andra ordningens teori

Byggnad	Första ordningen [mm]	Andra ordningen [mm]	Ökning
Stomme med utriggare utan hänsyn till utriggare	222	394	77 %
Stomme med utriggare med hänsyn till utriggare	137	226	65 %
Stomme med excentrisk kärna	x: 148 y: 200	x: 171 y: 233	16 % 17 %

I tabell 7.3 påvisas en uppenbar skillnad mellan byggnaderna, då stommen med utriggare med slankare kärna är avsevärt mycket mer påverkad av andra ordningens effekter än vad konstruktionen med excentrisk kärna är. Detta kan förklaras med att kärnan i det senare fallet är avsevärt mycket större och styvheten i byggnaden är på så sätt även mycket högre. Detta beror på att yttröghetsmomentet för ett element som bekant är beroende av höjden på elementet med ett samband i kubik, vilket innebär en mycket snabb effekt vid dimensionsökning.

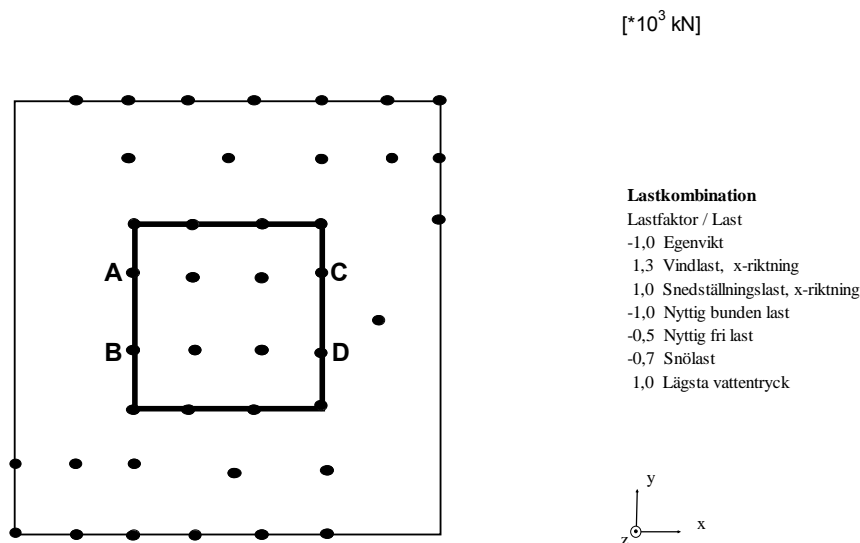
I överslagsberäkningarna används en metod som utnyttjar momentförstoringsfaktor, vilken bygger på byggnadens knäckningslast. I fallet med en excentrisk kärna beräknades momentförstoringsfaktorn till 1,28. I fallet med en central kärna fanns inte någon riktigt bra metod att beräkna den här faktorn och inkludera effekter av rotationsknäckning. I det plana knäckningsfallet uppgick faktorn till 1,12 och ett slutligt värde på momentförstoringsfaktorn antogs till 1,20. Det är svårt att direkt överföra resultaten från utböjningsberäkningarna till en momentförstoringsfaktor. Datorberäkningarna indikerar dock tydligt att stommen med utriggare är känsligare för andra ordningens effekter och därför borde momentförstoringsfaktorn ha antagits högre än den beräknade momentförstoringsfaktorn på 1,28 för stommen med excentrisk kärna.

### 7.3 Effekt av utriggare

Effekten av utriggare studerades genom att jämföra stommen med utriggare med samma byggnad utan hänsyn till utriggarna. Det är svårt att dra paralleller genom att studera stommen med excentrisk kärna, eftersom den skiljer sig åt på så många andra sätt. I tabell 7.4 redovisas en sammanfattning av jämförbara resultat. Reaktionskrafterna är redovisade för utvalda punkter i byggnaden, vilka visas i figur 7.1. För komplett redovisning av reaktionskrafter, se avsnitt 6.2.1.3 och avsnitt 6.2.1.4.

Tabell 7.4 Resultat från ett flertal beräkningar för samma konstruktion med respektive utan hänsyn till utriggare

Beräkningsmetod	Studerat resultat	Konstruktion utan utriggare	Konstruktion med utriggare
<b>Överslagsberäkning</b>	Maximal utböjning [mm]	367	188
	Egenfrekvens [Hz]	0,29	0,48
<b>Datorberäkning, första ordningen</b>	Maximal utböjning [mm]	222	137
<b>Datorberäkning, andra ordningen</b>	Maximal utböjning [mm]	394	226
	Egenfrekvens [Hz]	0,27	0,34
	Kritisk faktor för stabilitet [-]	18,30	28,83
	Maximalt belastad utriggarpelare [MN]	14,0	17,3
	Reaktionskraft, punkt A i figur 7.1 [MN]	-2,0	-9,9
	Reaktionskraft, punkt B i figur 7.1 [MN]	-2,6	-9,3
	Reaktionskraft, punkt C i figur 7.1 [MN]	-35,0	-31,9
	Reaktionskraft, punkt D i figur 7.1 [MN]	-36,1	-31,6



Figur 7.1 Valda punkter för kontroll av reaktionskrafter av lastkombination ULS1x

I tabell 7.4 syns skillnaderna mellan de två alternativen tydligt, men resultaten är inte helt överensstämmande mellan de olika beräkningsmetoderna. Effekten av utriggare är, som nämnts tidigare, överskattad i överslagsberäkningarna, se avsnitt 7.1. Det står dock klart att de har en påtaglig effekt i många hänseenden och systemet fungerar därmed, om än med mindre effekt än vad som var förväntat efter överslagsberäkningarna. Det förväntades dock inte att fullständig samverkan som antagits i överslagsberäkningarna helt och hållet skulle uppnås, men en bättre samverkan än vad som visade sig vara fallet var förväntad. Intressant är att studera den kraftutjämnning som sker i kärnan, vilket åskådliggörs i tabell 7.4, där reaktionskrafternas extremvärden avtar i bägge riktningar.

## 7.4 Jämförelse mellan de olika byggnaderna

För byggnaderna har troligen dimensionerna på stabiliserande enheter underskattats, men på så sätt kan beräkningarna dem emellan ändå jämföras. De är dock vitt skilda ur många olika aspekter och i slutänden är det troligtvis beställarens önskemål som är avgörande för vilket alternativ som väljs. En excentrisk kärna skapar en stor öppen yta att nyttja medan en stomme med utriggare ökar andelen nyttjbar yta utanför kärnan. Ur ett rent konstruktionstekniskt perspektiv är båda genomförbara och det innebär inga omfattande skillnader när det gäller faktorer som produktion och ekonomi.



## 8 Slutsatser och råd inför fortsatta studier

### 8.1 Slutsatser

Utvecklingen av höga hus har de senaste 100 åren ökat dramatiskt. I och med datorernas allt större användning i byggbranschen är det idag möjligt att bygga hus som för tio år sedan inte var tänkbara. Det finns många faktorer som påverkar val av stomalternativ, till exempel grundläggning, hisskapacitet, brandskydd, svängningsegenskaper, produktion, ventilation och energiaspekter. I vilken grad de olika faktorerna spelar in bestäms inte alltid av tekniska överväganden utan främst av vilka krav beställaren sätter upp. Beställarens behov medför ofta att flera tekniskt möjliga alternativ inte är tillämpbara. Dessutom har en prioritet på låga kostnader ofta till följd att mer komplicerade system blir för kostsamma.

De studier som genomförts inom projektet har visat att för byggnader med 150 meters höjd och med en slankhet runt 4 är de komfortmässiga kraven med hänsyn till byggnadens svängningar helt avgörande för dimensioneringen. Dessa svängningar uppkommer främst av vindlast. Problemet uppstår då människan är känslig för höga accelerationer och detta kan medföra att vistelse i byggnaden försvåras, även om byggnaden är långt ifrån att gå till brott.

Det konceptuella skedet utmynnade i två lovande förslag, vilka båda uppfyller alla olika önskemål i så hög grad som möjligt. Det ena förslaget utgjordes av en relativt liten central kärna, som kopplades till kraftiga pelare i fasaden genom stora horisontella utriggare. Utriggarna bestod av kraftiga betongväggar och tanken var att dessa genom att inkludera fasaden i upptagningen av transversella laster gör byggnaden styvare. Det andra förslaget bestod av en större ensam kärna, vilken tog upp alla transversella laster. För att frigöra en stor öppen yta i byggnaden placerades kärnan excentriskt i kant med ena fasadsidan.

Datorberäkningar påvisade skillnader mot överslagsberäkningar för båda fallen. Styvheten med avseende på sidolast underskattades, vilket delvis kan förklaras med approximationer genom att fasadens medverkan försumrades i stabilitetsberäkningar. Detta syntes tydligt i fallet med utriggarkonstruktion, medan konstruktionen med excentrisk kärna totalt sett är mycket styvare, vilket medför att den här effekten blir förhållandevis mycket mindre. Datorberäkningarna inkluderar även andra ordningens effekter vilka är så pass stora att accelerationskraven, som är dimensionerande i detta fall, ändå inte uppfylls då egenfrekvensen blir för låg. Totalt sett så överskattades utriggarnas funktion i överslagsberäkningen, samtidigt som en excentriskt placerad kärna medförde en relativt stor försvagning av stabiliteten jämfört med vad som framkom i överslagsberäkningen.

Överslagsberäkningarna gav en momentförstoringsfaktor med hänsyn till andra ordningens effekter. Momentförstoringsfaktorn användes dock inte vid beräkning av utböjning och egenfrekvens, då effekten av andra ordningen uppskattades vara mindre än vad som var fallet. Då egenfrekvensen är avgörande för höga byggnader borde en förstoringsfaktor ha använts även för dessa variabler, för att få mer rimliga resultat i överslagsberäkningarna. Utelämnandet av förstoringsfaktorer vid beräkning av utböjning ger ett relativt stort fel eftersom byggnadens höga höjd har till följd att andra ordningens effekter är större än för lägre byggnader.

Båda alternativen är trots detta rimliga lösningar enligt beräkningar, om än med vissa modifikationer, och de tar hänsyn till ett flertal aspekter, vilka vägs mot varandra och på så vis ger ett gott slutresultat, väl anpassat att tillämpas i Göteborg och med en relativt sett liten ekonomisk insats.

Det fordras dock vidare studier för att verifiera byggnadernas funktion och det kan vara lämpligt att överväga vindtunneltest, eftersom det annars är svårt att beräkna accelerationerna på ett korrekt sätt. Detta är extra viktigt om byggnaden optimeras genom att utnyttja så små stabiliserande element som möjligt.

## **8.2 Råd inför fortsatta studier**

Fler beräkningar med varierade typ av utriggarsystem kan ge intressant information om möjliga förbättringar och ge mer förståelse av systemets verkningsätt. Båda systemen kan dessutom med fördel studeras för olika stora byggnader och olika placeringar på kärnan för att kunna dra mer korrekta slutsatser om hur stor inverkan detta har.

De dynamiska effekterna är dimensionerande, men samtidigt mycket komplexa, varför noggrannare studier inom detta område kan ge stora vinster, ur både ett ekonomiskt och materialmässigt perspektiv. Vindtunneltest ger naturligtvis den bästa informationen om hur byggnaden beter sig, men med nackdelen att de är kostsamma och tidsödande. Ytterligare studier av dämpare kan vara högst intressant då det är ett vanligt sätt att lösa svängningsproblem i flera olika delar av världen där många höga hus byggs.

## 9 Referenser

### 9.1 Skriftliga källor

- Boverket (1997): *Snö och vindlast BSV 97, Konstruktion* (Snow and windload BSV 97, Design. In Swedish), Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sweden, 114 pp.
- Boverket (2002): *Boverkets byggregler BFS 1993:57 med ändringar tom 2002:19*, (Assambly of rules for construction BFS 1993:57 with updates including 2002:19, Design. In Swedish), Boverket, Boverket september 2002, Karlskrona, Sweden, 161 pp.
- Boverket (2003): *Regelsamling för konstruktion BKR 03 + uppdateringar t.o.m 2007, Konstruktion* Assambly of rules for construction BKR 03, Design. In Swedish), Boverket, Boverket april 2003, Karlskrona, Sweden, 256 pp.
- Boverket (2006): *Regelsamling för byggnader BBR 06*, (Assambly of rules for construction BBR 06, Design. In Swedish), Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sweden, 235 pp.
- Brouwer G. (2002): Civil Engineering. *Up into the sky*, Vol. 72, No. 1, 2002, pp. 50-57
- Buckner C. D. (2002): Journal of Structural Engineering. *Construction considerations for composite steel-and-concrete systems*, Vol. 128, No. 9, 2002, pp. 1099-1110
- Campi M. (2000): *Skyscrapers – An Architectural Type of Modern Urbanism*. Birkhäuser – Publishers for Architecture, Basel, 195 pp.
- Craig Jr. R. R., Kurdila A. J. (2006): *Fundamentals of Structural Dynamics*. John Wiley Sons, Inc., Hoboken, 728 pp.
- Department of Building and Housing (2007) *Hollow Core Overview Report*, Department of Building and Housing, Wellington, 23 pp.
- Dubinski K. (1989): *Överslagsmetoder för Analys av Höga Byggnader*. Chalmers tekniska högskola, Rapport 89:2, Göteborg, 1989
- Eisele J., Kloft E. (2002): *High-Rise Manual*. Birkhäuser – Publishers for Architecture, Basel, 235 pp.
- Engström B. (2004): *Beräkning av betongkonstruktioner*. Institutionen för konstruktion och mekanik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, reviderad 2005
- Fahim S., Bijan M. (1997): *Semi-active control algorithms for structures with variable dampers*. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, NISTIR 6052, Maryland, 40 pp.

- Fonseca G. M., Silva R. M., Laurenco P. B. (1998): The behaviour of two masonry infilled frames: A numerical study. University Federal of Minas Gerais; University of Minho, 8 pp.
- Fortner B. (2001): Civil Engineering. *Designers embrace technology for latest skyscrapers*, Vol. 71, No. 5, 2001, pp. 30-31
- Fortner B. (2006): Civil engineering Magazine. *Landmark reinvented*, Vol. 76, No. 4, 2006
- Ghosh A. K., Amde A. M. (2002): Journal of Structural Engineering. *Finite Element Analysis of Infilled Frames*, Vol. 128, No. 7, 2002, pp. 881-889
- Gustafsson D., Hehir J. (2005): *Stability of Tall Buildings*. Master's Thesis in Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, 260 pp.
- Handboken Bygg (1983): *Byggtabeller*, (Constructional Tables, In Swedish), LiberFörlag, Uddevalla, Sweden, 256 pp.
- Handboken Bygg (1983): *Allmänna Grunder*, (General Basics. In Swedish), LiberFörlag, Uddevalla, Sweden, 580 pp.
- Handboken Bygg (1984): *Geoteknik*, (Geotechnics. In Swedish), LiberFörlag, Uddevalla, Sweden, 603 pp.
- Harris C.M., Crede C. E. (1976) *Shock and vibration Handbook – 2. edition*. McGraw-Hill, New York, 1322 pp.
- Hart G. C. (2005): Wiley Interscience. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, No. 14, 2005, pp. 473-48
- Hochrainer M. J., Ziegler F. (2006): Structural Control and Health Monitoring. *Control of tall building vibrations by sealed tuned liquid column dampers*, Vol. 13, No. 6, 2006, pp. 980-1002
- Hoseini H. (2007) *Efficient production of high-rise buildings*. Licentiate Thesis, KTH - Royal Institute of technology, Stockholm, 63 pp.
- Höweler E. (2003): *Skyscraper – Designs of the recent past and for the near future*. Thames & Hudson, London, 239 pp.
- Langdon D., Green M. (2002): Building. *Tall buildings – Cost model*, No. 35, 2002
- Lorentsen M, Petersson T, Sundquist H. (2000): *Stabilisering av byggnader*, Kungliga Tekniska Högskolan, Rapport 27, Brobyggnad 1995, Utgåva 6, 2000, 170 pp.
- Lutz C. (2002): Otto – Graf - Journal. *Prestressed hollow-core concrete slabs – problems and possibilities in fastening techniques*, Vol. 13, 2002, pp. 53-64
- Melbourne W. H. (1998): Structural Engineering International. *Comfort Criteria for Wind-Induced Motion in Structures*, No. 1, 1998, pp. 40-44

- Mierop C. (1995): *Skyscrapers – Higher and Higher*. Éditions NORMA, Paris, 222 pp.
- Nordenson G. (2003): *Tall Buildings*. The Museum of Modern Art, New York, 191 pp.
- Petersson T, Sundquist H. (2000): *Envånings pelare och pelarsystem*, Kungliga Tekniska Högskolan, Rapport 16, Brobyggnad 1995, Utgåva 3, 2000, 95 pp.
- Pirera R. (2005): Engineering Structures. *Performance evaluation of masonry-infilled RC-frames under cyclic loading based on damage mechanics*, Vol. 27, No. 8, 2005, pp. 1278-1288
- Rasouli S. K., Yahyai M. (2002): The Structural Design of Tall Buildings. *Control of response of structures with passive and active tuned mass dampers*, Vol. 11, No. 1, 2002, pp. 1-14
- Smith B. S., Coull A. (1991): *Tall buildings – Analysis and Design*. John Wiley Sons, Inc., New York, 537 pp.
- Statens planverks författningssamling (1983) *Svensk Byggnorm SBN 1980, utgåva 2*, (Swedish Building standard, SBN 1980, 2: nd edition. In Swedish) Statens författningssamling, PFS 1983:2, Stockholm, 624 pp.
- Westerberg B. (1999): *Stabilisation of Buildings*. Kompendium av föreläsningar på Chalmers tekniska högskola, mars 1999
- Yeang K. (2000): *Service Cores*. John Wiley Sons, Inc., Chichester, 96 pp.

## 9.2 Muntliga källor

- Andersson C., Högberg P – examensarbetare inom byggnadsdynamik, Chalmers tekniska högskola, personlig intervju, augusti 2007
- Dahlberg A. – Ansvarig för kapacitetsberäkningar hos Schindlers Hiss AB, telefonintervju, augusti 2007
- Ekström D. – civilingenjör, riskhantering / brandingenjör, Räddningstjänsten Göteborg, personlig intervju, augusti 2007
- Gustén J. – biträdande professor i installationsteknik, Chalmers tekniska högskola, personlig intervju, juni 2007
- Handa K. – före detta docent på Chalmers Byggnadsaerodynamik, personlig intervju, september 2007
- Hellgren L.O. – konstruktör, VBK, personlig intervju, juni 2007
- Linder B. - produktionschef, Skanska Göteborg, personlig intervju, september 2007

Pollard J. – Managing Director, Meinhardt Ltd., Bangkok, mail-korrespondens , juni 2007

Sasic A. – teknisk doktor i byggnadsfysik, Chalmers tekniska högskola, personlig intervju, juni 2007

# Bilaga A1

## Vindlastberäkning för byggnad med bredden 34 m (Enligt BSV 97)

$\mu$	1,321 (0.8 på lovartsida och 0.521 på läsida)		
$V_{ref}$	25 [m/s]	$h_{v\ddot{a}ning}$	3,3 [m]
$\rho_{luft}$	1,25 [kg/m <sup>3</sup> ]	$h_{hus}$	148,5 [m]
$q_{ref}$	390,6 [N/m <sup>2</sup> ]	$L_{hus}$	34 [m]
$z_0$	0,01 [m]	$C_{dyn}$	1,625
$\beta$	0,17		

Våning	z [m]	$C_{exp}$	$w_{k\_vind}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_{vind}$ [kNm]
1	0,0	0,81	0,68	751844
2	3,3	0,97	0,81	721905
3	6,6	1,22	1,02	692243
4	9,9	1,38	1,15	662921
5	13,2	1,49	1,25	634002
6	16,5	1,59	1,33	605527
7	19,8	1,67	1,40	577530
8	23,1	1,73	1,45	550038
9	26,4	1,79	1,50	523073
10	29,7	1,85	1,55	496656
11	33,0	1,90	1,59	470804
12	36,3	1,94	1,63	445533
13	39,6	1,98	1,66	420858
14	42,9	2,02	1,69	396792
15	46,2	2,06	1,73	373348
16	49,5	2,09	1,75	350536
17	52,8	2,12	1,78	328369
18	56,1	2,15	1,81	306856
19	59,4	2,18	1,83	286007
20	62,7	2,21	1,85	265830
21	66,0	2,24	1,87	246335
22	69,3	2,26	1,89	227530
23	72,6	2,28	1,91	209423
24	75,9	2,31	1,93	192021
25	79,2	2,33	1,95	175332
26	82,5	2,35	1,97	159362
27	85,8	2,37	1,99	144118
28	89,1	2,39	2,00	129607
29	92,4	2,41	2,02	115835
30	95,7	2,43	2,04	102808
31	99,0	2,45	2,05	90532
32	102,3	2,46	2,07	79012
33	105,6	2,48	2,08	68254
34	108,9	2,50	2,09	58264
35	112,2	2,51	2,11	49046
36	115,5	2,53	2,12	40606
37	118,8	2,54	2,13	32949
38	122,1	2,56	2,15	26078
39	125,4	2,57	2,16	20000
40	128,7	2,59	2,17	14719
41	132,0	2,60	2,18	10238
42	135,3	2,62	2,19	6563
43	138,6	2,63	2,20	3697
44	141,9	2,64	2,21	1646
45	145,2	2,65	2,23	412
Tak	148,5	2,67	2,24	0

## Bilaga A2

### Vindlastberäkning för byggnad med bredden 38,8 m (Enligt BSV 97)

$\mu$	1,321 (0.8 på lovartsida och 0.521 på läsida)		
$V_{ref}$	25 [m/s]	$h_{våning}$	3,3 [m]
$\rho_{luft}$	1,25 [kg/m <sup>3</sup> ]	$h_{hus}$	148,5 [m]
$q_{ref}$	390,6 [N/m <sup>2</sup> ]	$L_{hus}$	38,8 [m]
$z_0$	0,01 [m]	$C_{dyn}$	1,625
$\beta$	0,17		

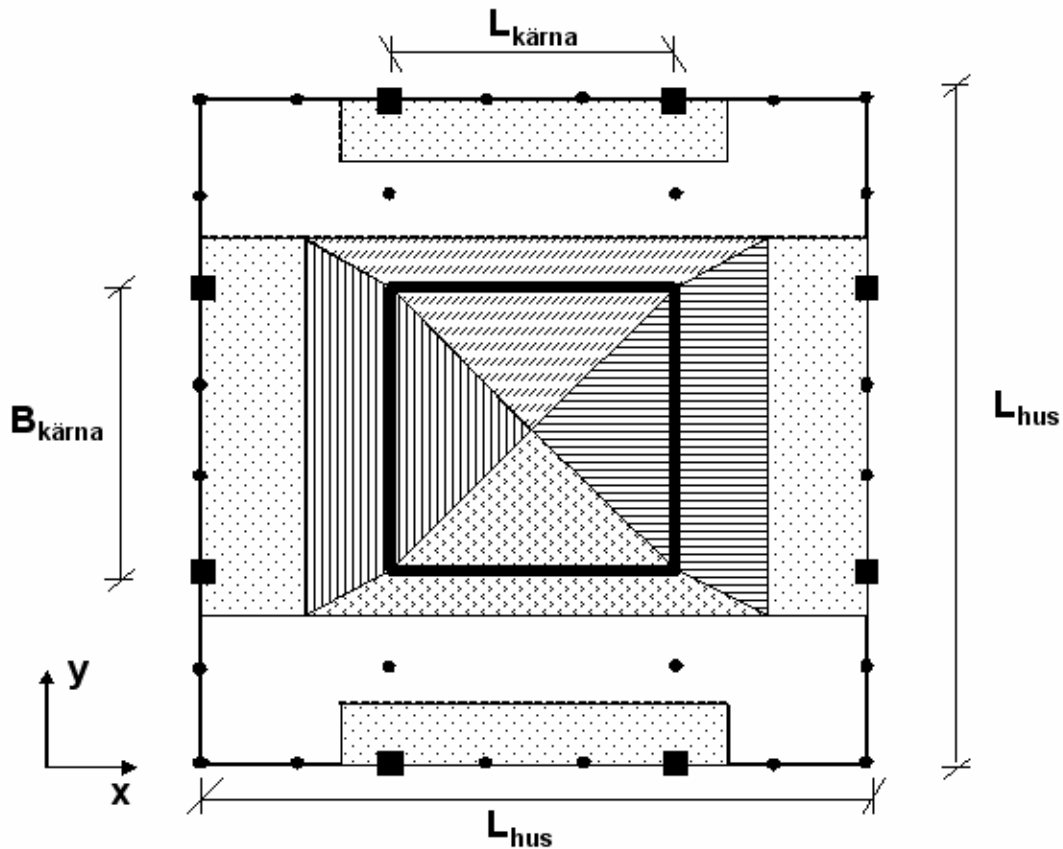
Våning	z [m]	$C_{exp}$	$w_{k\_vind}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_{vind}$ [kNm]
1	0,0	0,81	0,68	857986
2	3,3	0,97	0,81	823821
3	6,6	1,22	1,02	789972
4	9,9	1,38	1,15	756510
5	13,2	1,49	1,25	723508
6	16,5	1,59	1,33	691013
7	19,8	1,67	1,40	659064
8	23,1	1,73	1,45	627690
9	26,4	1,79	1,50	596919
10	29,7	1,85	1,55	566772
11	33,0	1,90	1,59	537270
12	36,3	1,94	1,63	508432
13	39,6	1,98	1,66	480273
14	42,9	2,02	1,69	452810
15	46,2	2,06	1,73	426055
16	49,5	2,09	1,75	400024
17	52,8	2,12	1,78	374727
18	56,1	2,15	1,81	350177
19	59,4	2,18	1,83	326384
20	62,7	2,21	1,85	303359
21	66,0	2,24	1,87	281112
22	69,3	2,26	1,89	259652
23	72,6	2,28	1,91	238989
24	75,9	2,31	1,93	219130
25	79,2	2,33	1,95	200084
26	82,5	2,35	1,97	181860
27	85,8	2,37	1,99	164464
28	89,1	2,39	2,00	147904
29	92,4	2,41	2,02	132188
30	95,7	2,43	2,04	117322
31	99,0	2,45	2,05	103313
32	102,3	2,46	2,07	90167
33	105,6	2,48	2,08	77890
34	108,9	2,50	2,09	66489
35	112,2	2,51	2,11	55970
36	115,5	2,53	2,12	46339
37	118,8	2,54	2,13	37600
38	122,1	2,56	2,15	29760
39	125,4	2,57	2,16	22824
40	128,7	2,59	2,17	16797
41	132,0	2,60	2,18	11683
42	135,3	2,62	2,19	7489
43	138,6	2,63	2,20	4219
44	141,9	2,64	2,21	1878
45	145,2	2,65	2,23	470
Tak	148,5	2,67	2,24	0



## Bilaga B1

### Överslagsberäkning på en central betong kärna och utriggare med betong pelare:

Endast lastbärande väggar i central kärna samt de åtta betongpelarna som är kopplade till utriggarna.



Figur 1 Planskiss över byggnaden. Den centrala kärnan är markerad med grov linje i mitten. Pelarna som är sammankopplade med utriggarna är markerade som fyrkanter, medan övriga pelare är markerade med prickar. Lastspridningen till respektive bärande del visas med de olika fälten.

#### Geometri

$L_{hus} := 33.6\text{m} + 0.4\text{m}$	Inkl. fasad på 0.4 m	$L_{hus} = 34\text{ m}$
$L_{kärna} := 3 \cdot 4.8\text{m}$		$L_{kärna} = 14.4\text{ m}$
$B_{kärna} := 3 \cdot 4.8\text{m}$		$B_{kärna} = 14.4\text{ m}$
$n_{våning} := 45$		
$H_{våning} := 3.3\text{m}$	Inkl. bjälklag och installationer på 0.3m	
$H_{hus} := H_{våning} \cdot n_{våning}$		$H_{hus} = 148.5\text{ m}$
$t_{kärna\_1\_15} := 0.5\text{m}$		
$t_{kärna\_16\_30} := 0.3\text{m}$		
$t_{kärna\_31\_45} := 0.2\text{m}$		
$n_{fasadpelare} := 28$		
$cc_{fasadpelare} := 4.8\text{m}$		

**Betongpelare för utriggare:**

$$b_{\text{pelare}} := 1\text{m}$$

$$h_{\text{pelare}} := 1\text{m}$$

$$A_{\text{betong}} := b_{\text{pelare}} \cdot h_{\text{pelare}}$$

$$A_{\text{betong}} = 1 \text{ m}^2$$

$$I_{x\_pelare} := \frac{b_{\text{pelare}} \cdot h_{\text{pelare}}^3}{12}$$

$$I_{x\_pelare} = 0.083 \text{ m}^4$$

$$I_{y\_pelare} := \frac{h_{\text{pelare}} \cdot b_{\text{pelare}}^3}{12}$$

$$I_{y\_pelare} = 0.083 \text{ m}^4$$

$$n_{\text{pelare}} := 8 \quad \text{Antal utriggarpelare}$$

**Betongpelare för fasad:**

$$b_{\text{pelare\_fasad}} := 0.8\text{m}$$

$$h_{\text{pelare\_fasad}} := 0.8\text{m}$$

$$A_{\text{betong\_fasad}} := b_{\text{pelare\_fasad}} \cdot h_{\text{pelare\_fasad}}$$

$$A_{\text{betong\_fasad}} = 0.64 \text{ m}^2$$

**Materialegenskaper****Betong:**

Betongklass C50/60

$$\eta_{\text{säkerhet}} := 1$$

$$\gamma_{m\_betong} := 1.5$$

$$\gamma_n := 1.2$$

$$f_{\text{cck}} := 47.5\text{MPa} \quad \text{Betongklass C50/60}$$

$$f_{\text{ccd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\eta_{\text{säkerhet}} \cdot \gamma_{m\_betong} \cdot \gamma_n}$$

$$f_{\text{ccd}} = 26.389 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{cu}} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := 0.841 \quad \text{Betongklass C50/60}$$

$$\beta := 0.427$$

$$E_{\text{ck}} := 37 \cdot 10^3 \text{ MPa} \quad \text{Betongklass C50/60, utan lufttillsats}$$

$$\phi := 3 \quad \text{Inomhuskonstruktion, ytterväggar isoleras}$$

**Armering:**

$$f_{\text{stk}} := 500\text{MPa} \quad \text{B600B}$$

$$\gamma_{m\_stål} := 1.15$$

$$f_{\text{std}} := \frac{f_{\text{stk}}}{\gamma_n \cdot \gamma_{m\_stål}}$$

$$f_{\text{std}} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$E_s := 210 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$E_{\text{sd}} := \frac{E_s}{\gamma_n \cdot \gamma_{m\_stål}}$$

$$\varepsilon_{\text{sy}} := \frac{f_{\text{std}}}{E_s}$$

$$\varepsilon_{\text{sy}} = 1.725 \times 10^{-3}$$

## Laster

### Egenvikt:

$$G_{\text{bjälklag}} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Inkl. installationer och mellanväggar}$$

$$G_{\text{tak}} := 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{betong}} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i översta delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} := g \cdot P_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_31\_45}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} = 894.743 \text{ kN}$$

Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i mellersta delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} := g \cdot P_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_16\_30}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} = 1.342 \times 10^3 \text{ kN}$$

Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i understa delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} := g \cdot P_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} = 2.237 \times 10^3 \text{ kN}$$

Egenvikt av alla betongpelare för outrigger för en våning:

$$G_{\text{pelare\_våning}} := n_{\text{pelare}} \cdot P_{\text{betong}} \cdot A_{\text{betong}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot g$$

$$G_{\text{pelare\_våning}} = 621.349 \text{ kN}$$

Egenvikt av alla betongpelare för fasad för en våning (med utriggarpelarna approximativt som samma storlek):

$$G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} := n_{\text{fasadpelare}} \cdot P_{\text{betong}} \cdot A_{\text{betong\_fasad}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot g$$

$$G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} = 1.392 \times 10^3 \text{ kN}$$

Area som kärnan bär upp, se Figur 1

$$A_{\text{lastyta\_kärna}} := \left( \frac{L_{\text{hus}} - L_{\text{kärna}}}{2} + L_{\text{kärna}} \right) \cdot \left( \frac{L_{\text{hus}} - B_{\text{kärna}}}{4} + B_{\text{kärna}} \right)$$

$$A_{\text{lastyta\_kärna}} = 467.06 \text{ m}^2$$

Total egenvikt som bärs upp av central kärna:

$$G_{\text{tot\_kärna}} := 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} \dots \\ + (G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}}) \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}$$

$$G_{\text{tot\_kärna}} = 1.937 \times 10^5 \text{ kN}$$

Area som bärs upp av 2 stycken utriggarpelare i y-riktning, se Figur 1

$$A_{\text{lastyta\_2pelare\_y}} := \left( 2 \frac{L_{\text{hus}} - L_{\text{kärna}}}{8} + L_{\text{kärna}} \right) \cdot \left( \frac{L_{\text{hus}} - B_{\text{kärna}}}{8} \right)$$

28 pelare i fasaden

$$A_{\text{lastyta\_2pelare\_y}} = 47.285 \text{ m}^2$$

Area som bärs upp av 2 stycken utriggarpelare i x-riktning, se Figur 1

$$A_{\text{lastyta\_2pelare\_x}} := \left( 2 \frac{L_{\text{hus}} - B_{\text{kärna}}}{8} + B_{\text{kärna}} \right) \cdot \left( \frac{L_{\text{hus}} - L_{\text{kärna}}}{4} \right)$$

28 pelare i fasaden

$$A_{\text{lastyta\_2pelare\_x}} = 94.57 \text{ m}^2$$

Utriggarpelarnas totala egenvikt i byggnaden:

$$G_{\text{tot\_pelare}} := n_{\text{våning}} \cdot G_{\text{pelare\_våning}} \dots$$

$$+ [G_{\text{tak}} + (n_{\text{våning}} - 1) \cdot G_{\text{bjälklag}}] \cdot 2 \cdot (A_{\text{lastyta\_2pelare\_x}} + A_{\text{lastyta\_2pelare\_y}})$$

$$G_{\text{tot\_pelare}} = 1.048 \times 10^5 \text{ kN}$$

#### Nyttig last:

$$q_{k\_fri} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\psi_{\text{fri}} := 0.5$$

$$q_{k\_bunden} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\psi_{\text{bunden}} := 1$$

$$q_{k\_nyttig\_psi} := 0.7 \cdot (\psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} + \psi_{\text{fri}} \cdot q_{k\_fri})$$

$$q_{k\_nyttig\_psi} = 1.225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

BKR tab. 3:41 a, med reducering för stor area samt inga utrymmen för arkiv, används endast för snedställning, då  $\psi$  ingår

$$q_{k\_nyttig} := 0.7 \cdot (q_{k\_bunden} + q_{k\_fri})$$

$$q_{k\_nyttig} = 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Normen ger att fri nyttig last endast verkar på maximalt 4 våningar vid lastnedräkning. Normen är dock inte gjord för så pass höga hus, varför vi väljer att räkna med nyttig fri last på 20 % av våningarna.

$$\xi_{\text{nyttig}} := 20\%$$

#### Snö:

$$S_0 := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\psi_{\text{snö}} := 0.7$$

$$\mu_{\text{snö}} := 0.8$$

Platt tak

$$C_t := 1$$

Termisk koefficient

$$S_k := S_0 \cdot C_t \cdot \mu_{\text{snö}}$$

$$S_k = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Vind:

Se Bilaga A1 för uträkning av vindlast över byggnadens höjd, där följande resultat erhålls:

$$M_{\text{vind\_tot}} := 75.1844 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### Snedställningslast:

$$\alpha_0 := 0.003$$

Svensk byggnorm, sbn1980, 21:543

$$a_g := 0.012$$

$$n_{\text{sned}} := 33$$

28 pelare i fasaden + 5 pelare per plan enligt Figur 1

$$n_{\text{sned}} = 33$$

$$\alpha_{\text{md}} := \alpha_0 + \frac{a_g}{\sqrt{n_{\text{sned}}}}$$

$$\alpha_{\text{md}} = 5.089 \times 10^{-3}$$

Vertikal last verkande på översta våningsplanet:

$$F_{v\_45} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + G_{\text{pelare\_våning}} + (\psi_{\text{snö}} \cdot S_k + G_{\text{tak}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_45} = 1.058 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning:

$$F_{v\_31\_44} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + G_{\text{pelare\_våning}} + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_31\_44} = 9.868 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning:

$$F_{v\_16\_30} := G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + G_{\text{pelare\_våning}} + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_16\_30} = 1.032 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning:

$$F_{v\_1\_15} := G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} + G_{\text{pelare\_våning}} + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_1\_15} = 1.121 \times 10^4 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på översta våningsplanet:

$$F_{h\_45} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_45} \quad F_{h\_45} = 53.836 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 31-44, per våningsplan:

$$F_{h\_31\_44} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_31\_44} \quad F_{h\_31\_44} = 50.219 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 16-30 per våningsplan:

$$F_{h\_16\_30} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_16\_30} \quad F_{h\_16\_30} = 52.495 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 1-15 per våningsplan:

$$F_{h\_1\_15} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_1\_15} \quad F_{h\_1\_15} = 57.048 \text{ kN}$$

Totalt snedställningsmoment:

$$M_{\text{sned}} := F_{h\_45} \cdot (44.5 \cdot H_{\text{våning}}) + 14 \cdot F_{h\_31\_44} \cdot (37 \cdot H_{\text{våning}}) + 15 \cdot F_{h\_16\_30} \cdot (22.5 \cdot H_{\text{våning}}) \dots$$

$$+ 14 \cdot F_{h\_1\_15} \cdot (7.5 \cdot H_{\text{våning}})$$

$$M_{\text{sned}} = 1.72 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Normalkraft och moment som verkar på kärnan och 16 stycken pelare:

Totalt moment utan partialkoefficienter:

$$M_{\text{tot}} := M_{\text{sned}} + M_{\text{vind\_tot}} \quad M_{\text{tot}} = 9.238 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Total vertikal last som verkar på mitt kärnan utan partialkoefficienter:

$$F_{\text{tot\_mittkärna}} := 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} \dots$$

$$+ [G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}$$

$$F_{\text{tot\_mittkärna}} = 1.951 \times 10^5 \text{ kN}$$

Total vertikal last som verkar på hälften av pelarna utan partialkoefficienter:

$$F_{\text{tot\_pelare\_x}} := n_{\text{våning}} \cdot G_{\text{pelare\_våning}} \dots$$

$$+ [G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot 2A_{\text{lastyta\_2pelare\_x}}$$

$$F_{\text{tot\_pelare\_x}} = 7.978 \times 10^4 \text{ kN}$$

Total vertikal last som verkar på hälften av pelarna utan partialkoefficienter:

$$F_{\text{tot\_pelare\_y}} := n_{\text{våning}} \cdot G_{\text{pelare\_våning}} \dots$$

$$+ [G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot 2A_{\text{lastyta\_2pelare\_y}}$$

$$F_{\text{tot\_pelare\_y}} = 5.387 \times 10^4 \text{ kN}$$

Total vertikal last som verkar på pelarna utan partialkoefficienter:

$$F_{\text{tot\_pelare}} := F_{\text{tot\_pelare\_x}} + F_{\text{tot\_pelare\_y}} \quad F_{\text{tot\_pelare}} = 1.336 \times 10^5 \text{ kN}$$

## Långtidslaster

$$q_{k\_nyttig\_ps\_lång} := \Psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \quad q_{k\_nyttig\_ps\_lång} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\Psi_{1\_snö} := 0.1 \quad \text{För götaland}$$

$$S_{k\_lång} := \frac{\Psi_{1\_snö}}{\Psi_{snö}} \cdot S_k \quad S_{k\_lång} = 0.171 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vertikal last verkande på översta våningsplanet, lång tid:

$$F_{v\_45\_lång} := G_{kärna\_våning\_31\_45} + G_{pelare\_våning} + (\Psi_{snö} \cdot S_{k\_lång} + G_{tak}) \cdot L_{hus}^2$$
$$F_{v\_45\_lång} = 9.747 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning, lång tid:

$$F_{v\_31\_44\_lång} := G_{kärna\_våning\_31\_45} + G_{pelare\_våning} + (q_{k\_nyttig\_ps\_lång} + G_{bjälklag}) \cdot L_{hus}^2$$
$$F_{v\_31\_44\_lång} = 9.608 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning, lång tid:

$$F_{v\_16\_30\_lång} := G_{kärna\_våning\_16\_30} + G_{pelare\_våning} + (q_{k\_nyttig\_ps\_lång} + G_{bjälklag}) \cdot L_{hus}^2$$
$$F_{v\_16\_30\_lång} = 1.006 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning, lång tid:

$$F_{v\_1\_15\_lång} := G_{kärna\_våning\_1\_15} + G_{pelare\_våning} + (q_{k\_nyttig\_ps\_lång} + G_{bjälklag}) \cdot L_{hus}^2$$
$$F_{v\_1\_15\_lång} = 1.095 \times 10^4 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på översta våningsplanet, lång tid:

$$F_{h\_45\_lång} := \alpha_{md} \cdot F_{v\_45\_lång} \quad F_{h\_45\_lång} = 49.601 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 30-44, per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_31\_44\_lång} := \alpha_{md} \cdot F_{v\_31\_44\_lång} \quad F_{h\_31\_44\_lång} = 48.895 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 15-30 per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_16\_30\_lång} := \alpha_{md} \cdot F_{v\_16\_30\_lång} \quad F_{h\_16\_30\_lång} = 51.172 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 1-15 per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_1\_15\_lång} := \alpha_{md} \cdot F_{v\_1\_15\_lång} \quad F_{h\_1\_15\_lång} = 55.725 \text{ kN}$$

Totalt snedställningsmoment, lång tid:

$$M_{sned\_lång} := F_{h\_45\_lång} \cdot (44.5 \cdot H_{våning}) + 14 \cdot F_{h\_31\_44\_lång} \cdot (37 \cdot H_{våning}) \dots$$
$$+ 15 \cdot F_{h\_16\_30\_lång} \cdot (22.5 \cdot H_{våning}) + 15 \cdot F_{h\_1\_15\_lång} \cdot (7.5 \cdot H_{våning})$$
$$M_{sned\_lång} = 1.685 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Långtidslasterna är avsevärt mycket mindre än vindlaster, varför ingen ytterligare hänsyn till långtidseffekter tas.

## Böjstyvhet $B_x$ och $B_y$

### Elasticitetsmodul:

Uppskattning av medeltryckspänning i central kärna utförs för att se om E-modulen får reduceras för instabilitet:

$$\sigma_{c1m} := \frac{F_{tot\_mittkärna}}{(2 \cdot B_{kärna} + 2L_{kärna}) \cdot t_{kärna\_1\_15}} \quad \sigma_{c1m} = 6.773 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c1m}}{0.6 \cdot f_{ccd}} = 0.428$$

$$\frac{\sigma_{c1m}}{0.6 \cdot f_{ccd}} < 1 = 1$$

Ovanstående villkor är uppfyllt för schaket, vilket medför att nedanstående uttryck för Elasticitetsmodulen gäller vid beräkning av instabilitet för schaket. Faktorn 0.8 i nedanstående formel härrör från approximationen att betongen är osprucken. (BBK 04 avsnitt 3.4.2.2)

$$E_{cd\_instabilitet} := \frac{0.8E_{ck}}{\eta_{säkerhet} \cdot \gamma_{m\_betong} \cdot \gamma_n}$$

$$E_{cd\_instabilitet} = 1.644 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

### Tyngdpunkter:

- Lastfall 1

Central kärnan:

$$y_{TP} := \frac{L_{kärna}}{2}$$

$$y_{TP} = 7.2 \text{ m}$$

### Tröghetsmoment:

Mitten kärnan:

$$I_{våning\_1\_15} := 2 \cdot \frac{t_{kärna\_1\_15} \cdot L_{kärna}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{kärna} t_{kärna\_1\_15}^3}{12} \dots$$

$$+ 2B_{kärna} \cdot t_{kärna\_1\_15} \cdot \left( y_{TP} - \frac{t_{kärna\_1\_15}}{2} \right)^2$$

$$I_{våning\_1\_15} = 944.688 \text{ m}^4$$

$$I_{våning\_16\_30} := 2 \cdot \frac{t_{kärna\_16\_30} \cdot L_{kärna}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{kärna} t_{kärna\_16\_30}^3}{12} \dots$$

$$+ 2B_{kärna} \cdot t_{kärna\_16\_30} \cdot \left( y_{TP} - \frac{t_{kärna\_16\_30}}{2} \right)^2$$

$$I_{våning\_16\_30} = 578.794 \text{ m}^4$$

$$I_{våning\_31\_45} := 2 \cdot \frac{t_{kärna\_31\_45} \cdot L_{kärna}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{kärna} t_{kärna\_31\_45}^3}{12} \dots$$

$$+ 2B_{kärna} \cdot t_{kärna\_31\_45} \cdot \left( y_{TP} - \frac{t_{kärna\_31\_45}}{2} \right)^2$$

$$I_{våning\_31\_45} = 389.914 \text{ m}^4$$

Betongpelare:

$$I_{fall1\_pelare} := \frac{n_{pelare}}{2} \cdot \frac{b_{pelare} \cdot h_{pelare}^3}{12} + \frac{n_{pelare}}{2} \cdot A_{betong} \cdot \left( \frac{L_{hus}}{2} - \frac{h_{pelare}}{2} \right)^2$$

$$I_{fall1\_pelare} = 1.089 \times 10^3 \text{ m}^4$$

### Utböjningen av byggnaden:

Se Bilaga C1 för beräkning av utböjning i byggnadens topp, där följande resultat erhålls:

$$w := 0.188 \text{ m}$$

### Knäckninglast

#### Knäckninglast för schaket som nyttjas:

Då kärna utförs i betong med försumbara öppningar (som dessutom särskilt åtgärdas) försummas skjuvdeformationerna och Vianellos metod för beräkning av knäckningslast används, då styvheten inte är konstant utefter byggnadens höjd.

#### Total central kärna

Vertikal last verkande på översta våningsplanet, central kärna:

$$F_{v\_45\_kärna} := (S_k + G_{tak}) \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_45\_kärna} = 3.83 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning, central kärna:

$$F_{v\_31\_44\_kärna} := G_{kärna\_våning\_31\_45} \dots + \left[ \left[ 0.7(\psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} + \psi_{fri} \cdot q_{k\_fri}) \right] + G_{bjälklag} \right] \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_31\_44\_kärna} = 4.269 \times 10^3 \text{ kN}$$

Normen ger att fri nyttig last endast verkar på maximalt 4 våningar vid lastnedräkning. Normen är dock inte gjord för så pass höga hus, varför vi i tidigare beräkningar val att räkna med nyttig fri last på 20 % av våningarna. Vid knäckningsberäkningar approximerar vi ytterligare och antar att den fri nyttiga lasten verkar på våning 31 till 44 det vill säga 33% av våningarna. Detta görs för att förenkla beräkningarna av knäckningslasten.

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning, central kärna:

$$F_{v\_16\_30\_kärna} := G_{kärna\_våning\_16\_30} + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_16\_30\_kärna} = 4.717 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning, central kärna:

$$F_{v\_1\_15\_kärna} := G_{kärna\_våning\_1\_15} + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_1\_15\_kärna} = 5.611 \times 10^3 \text{ kN}$$

För detaljerade beräkningar med Vianellos metod, se Bilaga D1 som ger följande resultat i form av en säkerhetsfaktor  $s_{c1}$  för lastfall 1 och  $s_{c2}$  för lastfall 2:

$$s_{c1\_kärna} := 17.6$$

$$s_{c2\_kärna} := 17.6$$

### En ensam kärnvägg

På grund av att Lorentsens formel inte kan hantera ett centralt placerat kärntorn, delas väggarna upp och betraktas var för sig vid rotationsknäckningsberäkningar.

Lasten i en ensam kärnvägg approximeras att vara linjär mot förhållande i längd på kärnväggarna enligt:

$$\zeta_{kärnvägg} := \frac{L_{kärna}}{2 \cdot L_{kärna} + 2 \cdot B_{kärna}} \quad \zeta_{kärnvägg} = 0.25$$

Vertikal last verkande på översta våningsplanet, central kärnvägg:

$$F_{v\_45\_kärnvägg} := (S_k + G_{tak}) \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg}$$

$$F_{v\_45\_kärnvägg} = 957.473 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning, central kärna:

$$F_{v\_31\_44\_kärnvägg} := G_{kärna\_våning\_31\_45} \cdot \zeta_{kärnvägg} \dots + \left[ \left[ 0.7(\psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} + \psi_{fri} \cdot q_{k\_fri}) \right] \dots \right] \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg} + G_{bjälklag}$$

$$F_{v\_31\_44\_kärnvägg} = 1.067 \times 10^3 \text{ kN}$$



Normen ger att fri nyttig last endast verkar på maximalt 4 våningar vid lastnedräkning. Normen är dock inte gjord för så pass höga hus, varför vi i tidigare beräkningar val att räkna med nyttig fri last på 20 % av våningarna. Vid knäckningsberäkningar approximerar vi ytterligare och antar att den fri nyttiga lasten verkar på våning 31 till 44 det vill säga 33% av våningarna. Detta görs för att förenklar beräkningarna av knäckningslasten.

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning, central kärna:

$$F_{v\_16\_30\_kärnvägg} := G_{kärna\_våning\_16\_30} \cdot \zeta_{kärnvägg} \dots \\ + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg}$$

$$F_{v\_16\_30\_kärnvägg} = 1.179 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning, central kärna:

$$F_{v\_1\_15\_kärnvägg} := G_{kärna\_våning\_1\_15} \cdot \zeta_{kärnvägg} \dots \\ + (q_{k\_nyttig\_}\psi + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg}$$

$$F_{v\_1\_15\_kärnvägg} = 1.403 \times 10^3 \text{ kN}$$

### Tröghetsmoment för en ensam kärnvägg

$$I_{kärnvägg\_B\_1\_15} := \frac{t_{kärna\_1\_15} \cdot B_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_B\_1\_15} = 124.416 \text{ m}^4$$

$$I_{kärnvägg\_B\_16\_30} := \frac{t_{kärna\_16\_30} \cdot B_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_B\_16\_30} = 74.65 \text{ m}^4$$

$$I_{kärnvägg\_B\_31\_45} := \frac{t_{kärna\_31\_45} \cdot B_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_B\_31\_45} = 49.766 \text{ m}^4$$

$$I_{kärnvägg\_L\_1\_15} := \frac{t_{kärna\_1\_15} \cdot L_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_L\_1\_15} = 124.416 \text{ m}^4$$

$$I_{kärnvägg\_L\_16\_30} := \frac{t_{kärna\_16\_30} \cdot L_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_L\_16\_30} = 74.65 \text{ m}^4$$

$$I_{kärnvägg\_L\_31\_45} := \frac{t_{kärna\_31\_45} \cdot L_{kärna}^3}{12} \quad I_{kärnvägg\_L\_31\_45} = 49.766 \text{ m}^4$$

För detaljerade beräkningar med Vianellos metod, se Bilaga D2 som ger följande resultat i form av en säkerhetsfaktor  $s_c$

$$s_{c\_kärnvägg} := 9.2$$

### Knäckningslast för hela byggnaden:

Byggnaden har en varierande styvhet utefter byggnadens höjd, men eftersom styvheterna för de olika lastbärande schakten är inbördes likformigt varierande, är det möjligt att beräkna byggnadens knäckningslast på ett förenklat sätt utan hjälp av avancerade datorprogram, men ändå få ett tillräckligt bra resultat. Dock måste en konstant styvhet ansättas rent beräkningsmässigt och för att kunna göra en bra uppskattning använder vi oss av de knäckningslaster vi räknat fram med Vianellos metod, ovan, för att med hjälp av dessa ta fram en ekvivalent böjstyvhet. På så sätt ingår inverkan av den varierande styvheten.  $EI_{ekv}$  kommer att benämnas med B i fortsatta beräkningar.

Faktor för knäckning av flervåningshus, enligt Figur 3.5 i *Stabilisering av byggnader*, Lorentsen (2000)

$$k_{våningar} := 7.9$$

### Total central kärna

Total last verkande på kärnan:

$$N_{\text{kärna\_tot}} := F_{v\_45\_kärna} + 14 \cdot F_{v\_31\_44\_kärna} + 15 F_{v\_16\_30\_kärna} + 14 \cdot F_{v\_1\_15\_kärna}$$

$$N_{\text{kärna\_tot}} = 2.129 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$B_{x\_kärna} := \frac{s_{c1\_kärna} \cdot N_{\text{kärna\_tot}} \cdot H_{\text{hus}}^2}{k_{\text{våningar}}} \quad B_{x\_kärna} = 1.046 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$B_{y\_kärna} := \frac{s_{c2\_kärna} \cdot N_{\text{kärna\_tot}} \cdot H_{\text{hus}}^2}{k_{\text{våningar}}} \quad B_{y\_kärna} = 1.046 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

### En ensam kärnvägg

$$N_{\text{kärnvägg\_tot}} := N_{\text{kärna\_tot}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg}} \quad N_{\text{kärnvägg\_tot}} = 5.323 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$B_{xy\_kärna} := \frac{s_{c\_kärnvägg} \cdot N_{\text{kärnvägg\_tot}} \cdot H_{\text{hus}}^2}{k_{\text{våningar}}} \quad B_{xy\_kärna} = 1.367 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

### Betongpelare:

$$B_{x\_pelare} := \frac{n_{\text{pelare}}}{2} \cdot I_{x\_pelare} \cdot E_{cd\_instabilitet} + \frac{n_{\text{pelare}}}{2} \cdot I_{y\_pelare} \cdot E_{cd\_instabilitet}$$

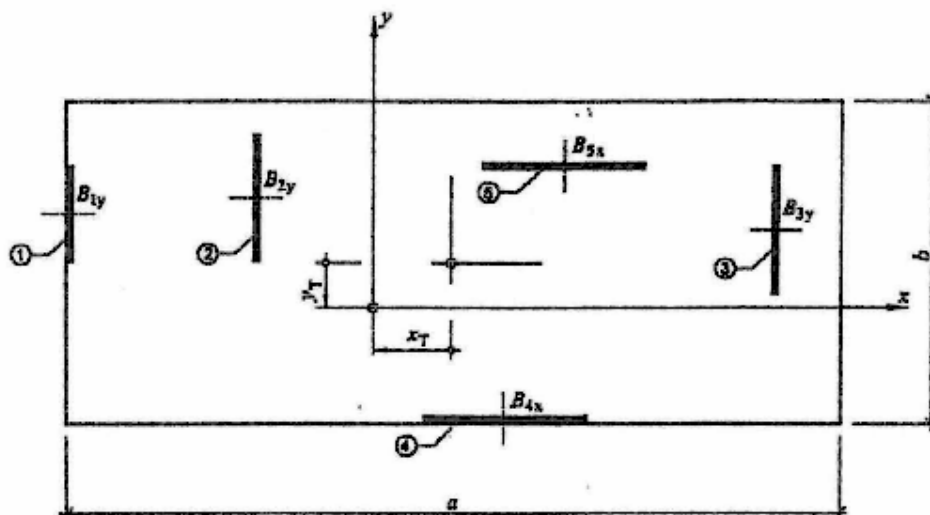
$$B_{x\_pelare} = 1.096 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$B_{y\_pelare} := \frac{n_{\text{pelare}}}{2} \cdot I_{y\_pelare} \cdot E_{cd\_instabilitet} + \frac{n_{\text{pelare}}}{2} \cdot I_{x\_pelare} \cdot E_{cd\_instabilitet}$$

$$B_{y\_pelare} = 1.096 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

### Beräkning av ekvivalenta styvhetsparametern C enligt avsnitt 4.3.1 i *Stabilisering av byggnader*, Lorentsen (2000):

Koordinatsystemets origo väljs så att avstånden till bjälklagets tyngdpunkt,  $y_T$  och  $x_T$  uppfyller  $\sum B_{xy} = 0$  och  $\sum B_{yx} = 0$ . Byggnaden är symmetrisk runt y-axeln, varvid  $x_T = 0$ . Se Figur 2 för avstånd.



Figur 2 Metod för val av koordinatsystem, skall uppfylla  $\sum B_{xy} = 0$  och  $\sum B_{yx} = 0$  enligt Lorentsens metod.

Bjälklagets polära moment m.a.p origo,  $x_T=0$ ,  $y_T=0$

$$I_p := \frac{L_{hus}^4}{6} \quad I_p = 2.227 \times 10^5 \text{ m}^4$$

$$\Sigma B_x := B_{x\_kärna} + B_{x\_pelare} \quad \Sigma B_x = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$$

$$\Sigma B_y := B_{y\_kärna} + B_{y\_pelare} \quad \Sigma B_y = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$$

Ingående faktor:  $\Sigma(B_{x_i}y_i^2 + B_{y_i}x_i^2)$ :

$$\begin{aligned} \Lambda := & \frac{n_{pelare}}{2} \cdot E_{cd\_instabilitet} \cdot I_{x\_pelare} \cdot \left( \frac{H_{hus}}{2} - \frac{h_{pelare}}{2} \right)^2 \dots \\ & + \frac{n_{pelare}}{2} \cdot E_{cd\_instabilitet} \cdot I_{y\_pelare} \cdot \left( \frac{L_{kärna}}{2} \right)^2 \dots \\ & + \frac{n_{pelare}}{2} \cdot E_{cd\_instabilitet} \cdot I_{x\_pelare} \cdot \left( \frac{H_{hus}}{2} - \frac{h_{pelare}}{2} \right)^2 \dots \\ & + \frac{n_{pelare}}{2} \cdot E_{cd\_instabilitet} \cdot I_{y\_pelare} \cdot \left( \frac{B_{kärna}}{2} \right)^2 + 4B_{xy\_kärna} \cdot \left( \frac{B_{kärna}}{2} \right)^2 \end{aligned}$$

$$\Lambda = 3.436 \times 10^{14} \text{ N}\cdot\text{m}^4$$

$C_1 := \Sigma B_x$	Svarar mot plan knäckning i x-led	$C_1 = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$
$C_2 := \Sigma B_y$	Svarar mot plan knäckning i y-led	$C_2 = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$
$C_3 := \frac{\Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2}}$	Svarar mot rotationsknäckning	$C_3 = 1.784 \times 10^{12} \text{ N}\cdot\text{m}^2$

Rotationsknäckning är inte korrekt beräknad, varför roten från detta fall försummas

$$C_3 := C_1$$

Utknäckning i x- och y-led

$$C_{xled} := \min(C_1, C_3) \quad \text{ty } \Sigma B_x y^2 \text{ är skilt från 0 i parametern } \Lambda$$

$$C_{yled} := \min(C_2, C_3) \quad \text{ty } \Sigma B_y x^2 \text{ är skilt från 0 i parametern } \Lambda$$

$$C_{xled} = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$$

$$C_{yled} = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$$

$$C_{tot} := \min(C_{yled}, C_{xled}) \quad C_{tot} = 1.047 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{m}^2$$

Total knäckningslast för hela byggnaden:

$$N_{c\_tot} := k_{våningar} \cdot \frac{C_{tot}}{H_{hus}} \quad N_{c\_tot} = 3.751 \times 10^6 \text{ kN}$$

Total last som verkar på byggnaden:

$$\begin{aligned} F_{tot} := & 15G_{kärna\_våning\_1\_15} + 15G_{kärna\_våning\_16\_30} + 15G_{kärna\_våning\_31\_45} \dots \\ & + 45G_{pelare\_våning} + [G_{tak} + 44G_{bjälklag} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot L_{hus}^2 \\ F_{tot} = & 4.118 \times 10^5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Knäckningssäkerhet (endast plan knäckning):

$$\frac{N_{c\_tot}}{F_{tot}} = 9.11$$

$$\frac{N_{c\_tot}}{F_{tot}} > 1 = 1$$

### Momentförstoringsfaktor

$$\Gamma_{M\_plan} := \frac{1}{1 - \frac{F_{tot}}{N_{c\_tot}}}$$

$$\Gamma_{M\_plan} = 1.123$$

Ovanstående momentförstoringsfaktor är beräknad utifrån plan knäckning och rotationsknäckning är okänd i det här fallet. Det finns heller inget riktigt bra sätt att räkna ut detta för hand och därför antas helt enkelt en momentförstoringsfaktor och kontrolleras med datormodellering. Antaget värde är större än för plan knäckning och ansätts till 20 %

$$\Gamma_M := 1.2 \quad \text{Antaget}$$

### Totalt moment

$$M_{d\_tot} := \Gamma_M \cdot (1.3 \cdot M_{wind\_tot} + 1.0 \cdot M_{sned})$$

$$M_{d\_tot} = 1.379 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Kärnans bärförmåga

#### Lastkombination

Momentet ovan approximeras här som ett kraftpar i kärnans väggar och vertikal last beräknas fördelas linjärt mot längden på kärnans väggar. Två fall är kritiska att undersöka, först där momentet ger upphov till tryck i kärnans vägg, vilket då samverkar med de vertikala krafterna och ger upphov till mycket stora tryckkrafter. Även den vägg där momentet ger upphov till drag måste kontrolleras, då momentet eventuellt kan överstiga de vertikala tryckkrafterna och ge upphov till en resulterande dragkraft. Konstruktionen är extremt känslig för även små dragkrafter då stommen är gjord i betong. De vertikala lasterna verkar på kärnans alla väggar och för att få en lastspridning till respektive vägg, approximeras lasten fördela sig linjärt mot längden på väggen, se avsnitt knäckning. Detta resulterar i följande koefficient för en kärnvägg:

$$\zeta_{kärnvägg} = 0.25$$

Egenvikt ogynnsam, lastkombination 1 enligt BKR:

$$N_1 := 1.0 \cdot G_{tot\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg} + 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{wind\_tot}}{B_{kärna}} + 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{B_{kärna}} \dots$$

$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ \begin{array}{l} 0.7 (n_{våning} \cdot \Psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \dots) \\ + \xi_{nyttig} \cdot n_{våning} \cdot \Psi_{fri} \cdot q_{k\_fri} \end{array} \right] + 1.0 \cdot \Psi_{snö} \cdot S_k \right] \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg}$$

$$N_1 = 1.485 \times 10^5 \text{ kN} \quad (\text{tryck})$$

Egenvikt gynnsam, lastkombination 2 enligt BKR:

$$N_2 := 0.85 \cdot G_{tot\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg} - 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{wind\_tot}}{B_{kärna}} - 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{B_{kärna}} \dots$$

$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ \begin{array}{l} 0.7 (n_{våning} \cdot \Psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \dots) \\ + 1.0 \cdot \Psi_{snö} \cdot S_k \end{array} \right] \right] \cdot A_{lastyta\_kärna} \cdot \zeta_{kärnvägg}$$

$$N_2 = -5.085 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{drag})$$

### Tryckt vägg

$$R_{cd} := f_{ccd} \cdot B_{kärna} \cdot t_{kärna\_1\_15}$$

$$R_{cd} = 1.9 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_1}{R_{cd}} = 0.782$$

$$\frac{N_1}{R_{cd}} < 1 = 1$$

### Dragen vägg

$$A_s := \frac{-N_2}{f_{std}}$$

$$A_s = 0.14 \text{ m}^2$$

$$\phi_{armering} := 25 \text{ mm}$$

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi_{armering}^2}{4}$$

$$n_{armering\_tot} := \frac{A_s}{A_{si}}$$

$$n_{armering\_tot} = 285.903$$

$$n_{armering\_meter} := \frac{n_{armering\_tot}}{L_{kärna}}$$

$$n_{armering\_meter} = 19.854 \frac{1}{\text{m}}$$

### Pelarnas bärförmåga

Lastkombination:

$$\zeta_{pelare} := \frac{1}{n_{pelare}}$$

$$\zeta_{pelare} = 0.125$$

Egenvikt ogynnsam, lastkombination 1 enligt BKR: (per fasadsida)

$$N_{11} = 1.0 \cdot G_{tot\_pelare} \cdot (2\zeta_{pelare}) + 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{vind\_tot}}{L_{hus} - h_{pelare}} + 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{L_{hus} - h_{pelare}} \dots$$
$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \xi_{nyttig} \cdot n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{fri} \cdot q_{k\_fri} \right] + 1.0 \cdot \psi_{sn\ddot{o}} \cdot S_k \right] \cdot A_{lastyta\_2pelare\_x}$$
$$N_{11} = 7.151 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{tryck})$$

$$N_{12} = 1.0 \cdot G_{tot\_pelare} \cdot (2\zeta_{pelare}) + 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{vind\_tot}}{L_{hus} - h_{pelare}} + 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{L_{hus} - h_{pelare}} \dots$$
$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \xi_{nyttig} \cdot n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{fri} \cdot q_{k\_fri} \right] + 1.0 \cdot \psi_{sn\ddot{o}} \cdot S_k \right] \cdot A_{lastyta\_2pelare\_y}$$
$$N_{12} = 6.976 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{tryck})$$

Egenvikt gynnsam, lastkombination 2 enligt BKR:

$$N_{21} = 0.85 \cdot G_{tot\_pelare} \cdot (2\zeta_{pelare}) - 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{vind\_tot}}{L_{hus} - h_{pelare}} - 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{L_{hus} - h_{pelare}} \dots$$
$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + 1.0 \cdot \psi_{sn\ddot{o}} \cdot S_k \right] \dots \right] \cdot A_{lastyta\_2pelare\_x}$$
$$N_{21} = -1.646 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{drag})$$

$$N_{22} = 0.85 \cdot G_{tot\_pelare} \cdot (2\zeta_{pelare}) - 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{vind\_tot}}{L_{hus} - h_{pelare}} - 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{sned}}{L_{hus} - h_{pelare}} \dots$$
$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{v\ddot{a}ning} \cdot \psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + 1.0 \cdot \psi_{sn\ddot{o}} \cdot S_k \right] \dots \right] \cdot A_{lastyta\_2pelare\_x}$$
$$N_{22} = -1.646 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{drag})$$

### Krafter vilka grundläggning skall bära upp:

Last i en fasadpelare (ej utriqarpelare), approximativt lika stor i alla pelare, 28 stycken i fasaden

$$A_{\text{fasadpelare}} := (L_{\text{hus}}^2 - A_{\text{lastyta\_kärna}}) - \frac{1}{2}(L_{\text{hus}} + L_{\text{kärna}}) \cdot \frac{1}{2}(L_{\text{hus}} - B_{\text{kärna}})$$

Fall 1 - Egenvikt ogynnsam:

$$N_{\text{fasadpelare}_1} := \frac{1.0 n_{\text{våning}} \cdot G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} \dots + \left[ 1.3 \cdot \left[ 0.7 \cdot \left( n_{\text{våning}} \cdot \Psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) + \xi_{\text{nyttig}} \cdot n_{\text{våning}} \cdot \Psi_{\text{fri}} \cdot q_{k\_fri} \right] + 1.0 \cdot \psi_{\text{snö}} \cdot S_k + G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} \right] \dots \cdot A_{\text{fasadpelare}}}{n_{\text{fasadpelare}}}$$

$$N_{\text{fasadpelare}_1} = 7.383 \times 10^3 \text{ kN}$$

Fall 2 - Egenvikt gynnsam:

$$N_{\text{fasadpelare}_2} := \frac{0.85 n_{\text{våning}} \cdot G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} \dots + \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \cdot \left( n_{\text{våning}} \cdot \Psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \right) + 1.0 \cdot \psi_{\text{snö}} \cdot S_k + 0.85 G_{\text{tak}} + 0.85 \cdot 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} \right] \dots \right] \cdot A_{\text{fasadpelare}}}{n_{\text{fasadpelare}}}$$

$$N_{\text{fasadpelare}_2} = 6.14 \times 10^3 \text{ kN}$$

### Last som skall bäras av en kärnvägg

Egenvikt ogynnsam, lastkombination 1 enligt BKR:

$$N_{\text{kärna}} := 1.0 \cdot G_{\text{tot\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg}} \dots + \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \cdot \left( n_{\text{våning}} \cdot \Psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) + \xi_{\text{nyttig}} \cdot n_{\text{våning}} \cdot \Psi_{\text{fri}} \cdot q_{k\_fri} \right] + 1.0 \cdot \psi_{\text{snö}} \cdot S_k \right] \dots \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg}}$$

$$N_1 = 1.485 \times 10^5 \text{ kN} \quad (\text{tryck})$$

Per meter kärnvägg:

$$\frac{N_{\text{kärna}}}{L_{\text{kärna}}} = 3.663 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Dimensionering av källarvägg

#### Dimensioner

$$b_w := 0.8 \text{ m}$$

Livtjocklek

$$h_w := 4 \text{ m}$$

Livhöjd

$$t_{fl} := 0.5 \text{ m}$$

Flänstjocklek, tryckt

$$t_{fd} := 0.4 \text{ m}$$

Flänstjocklek, dragen

Effektiv flänsbredd:

$$l_0 := 20 \text{ m}$$

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

$$b_f < \frac{l_0}{10} = 1$$

$$b_f = 1 \text{ m}$$

Tryckzon:

$$x := 0.512 \text{ m}$$

$$0.8 \cdot x = 0.41 \text{ m}$$

$$d := t_{ft} + h_w + \frac{t_{fd}}{2}$$

Uppskattat avstånd till dragarmerings centrum

$$d = 4.7 \text{ m}$$

Tryckarmering:

$$\phi_{tryck} := 0.025 \text{ m}$$

$$A_{si} := \frac{\phi_{tryck}^2 \cdot \pi}{4}$$

$$A_{si} = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

### Dimensionerande moment:

$$N_M := \frac{\Gamma_M \cdot (1.3 \cdot M_{vind\_tot} + 1.0 \cdot M_{sned})}{L_{hus}}$$

Kraftpar av momentet som verkar på husets fasader

$$N_M = 4.057 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$M_d := N_M \cdot \frac{L_{hus} - L_{kärna}}{2}$$

Moment som verkar på kärnans vägg

$$M_d = 3.976 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Tvärkraftspåverkan

$$V_d := N_M$$

Här approximeras väggarna som konsoler där momentets kraftpar skall tas upp som tvärkraft i livet

$$V_d = 4.057 \times 10^4 \text{ kN}$$

### Tvärkraftskapacitet

$$\xi := 1$$

Antar att tvärkraftsarmering är nödvändig

$$f_{ct} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$\rho := 0.02$$

Mycket armering behövs, medför maximal gräns ansätts

$$f_v := 0.3 \cdot \xi \cdot (1 + 50\rho) f_{ct}$$

$$f_v = 1.62 \text{ MPa}$$

$$V_c := 3b_w \cdot h_w \cdot f_v$$

$$V_c = 1.555 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$V_c > V_d = 0$$

Om villkoret är 1, behövs ingen tvärkraftsarmering

### Tvärkraftsarmering

$$f_{sv} := f_{std}$$

$$s_v := 300 \text{ mm}$$

Avstånd mellan byglar

$$A_{sv} := (V_d - V_c) \cdot \frac{s_v}{f_{sv} \cdot 0.9 \cdot h_w}$$

$$A_{sv} = 5.753 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Antal järn per snitt av hela byggnaden ( $\phi 25$ ):

$$n_v := \frac{A_{sv}}{A_{si}}$$

$$n_v = 11.721$$

Detta motsvarar 4 stänger i varje vägg

$$V_{Sd} := V_c + A_{sv} \cdot f_{sv} \cdot \frac{0.9 \cdot h_w}{s_v}$$

$$V_{Sd} = 4.057 \times 10^4 \text{ kN}$$

### Kontroll av livtryckbrott

$$V_{cw} := 0.25 \cdot f_{ccd} \cdot 2b_w \cdot h_w$$

$$V_{cw} = 4.222 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < V_{cw} = 1$$

### Tryckt zon i fläns och liv

$$x_1 := x$$

Gissat värde

$$M_1 := f_{\text{ccd}} \cdot (5 \cdot b_f) \cdot t_{\text{ft}} \cdot \left( d - \frac{t_{\text{ft}}}{2} \right) + f_{\text{ccd}} \cdot (3b_w) \cdot 0.8x_1 \cdot \left( d - \frac{0.8x_1}{2} \right) \quad M_1 = 4.102 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_d}{M_1} = 0.969$$

tryckzon korrekt vid värde omkring 1

### Kontroll av tryckzon m.h.a jämviktsvillkor:

$$\varepsilon_s := \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{\text{cu}}$$

$$\varepsilon_s = 0.029$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} = 1$$

Armeringen flyter vid vilkor = 1

$$\sigma_{s1} := \begin{cases} f_{\text{std}} & \text{if } \varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} \\ \varepsilon_s \cdot E_s & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{s1} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

### Kontroll av segt brott enligt Eurocode 2:

$$0.35 \cdot d = 1.645 \text{ m}$$

$$0.35 \cdot d \geq x_1 = 1$$

om 1 är brottet segt

### Erfodlig armeringsarea m.h.a jämviktsvillkor:

$$F_{c1} := f_{\text{ccd}} \cdot [(6b_f) \cdot t_{\text{ft}} + (4b_w) \cdot 0.8 \cdot x_1] \quad F_{c1} = 1.138 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{F_{c1}}{\sigma_{s1}}$$

$$A_{s1} = 0.314 \text{ m}^2$$

$$n_{s1} := \frac{A_{s1}}{A_{si}}$$

$$n_{s1} = 639.602$$

### Ungefärligt antal möjliga stänger i ett lager med utnyttjande av effektiv flänsbredd:

$$b_{\text{armering}} := 4b_w + 6b_f$$

$$b_{\text{armering}} = 9.2 \text{ m}$$

$$n_{\text{stäng_lager}_1} := \frac{b_{\text{armering}}}{3 \cdot \phi_{\text{tryck}}}$$

$$n_{\text{stäng_lager}_1} = 122.667$$

$$n_{\text{lager}_1} := \frac{n_{s1}}{n_{\text{stäng_lager}_1}}$$

$$n_{\text{lager}_1} = 5.214$$

### Tryckzon endast i fläns:

$$x_2 := x$$

$$M_2 := f_{\text{ccd}} \cdot (5 \cdot b_f + 3 \cdot b_w) \cdot x_2 \cdot \alpha \cdot (d - \beta \cdot x_2)$$

$$M_2 = 3.768 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_d}{M_2} = 1.055$$

tryckzon korrekt vid värde omkring 1

### Kontroll av tryckzon m.h.a jämviktsvillkor:

$$\varepsilon_s := \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{\text{cu}}$$

$$\varepsilon_s = 0.029$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} = 1$$

Armeringen flyter vid vilkor = 1



$$\sigma_{s2} := \begin{pmatrix} f_{std} & \text{if } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_s \cdot E_s & \text{otherwise} \end{pmatrix}$$

$$\sigma_{s2} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

### Kontroll av segt brott enligt Eurocode 2:

$$0.35 \cdot d = 1.645 \text{ m}$$

$$0.35 \cdot d \geq x_1 = 1 \quad \text{om } 1 \text{ är brottet segt}$$

### Erfodrig armeringsarea m.h.a jämviktsvillkor:

$$F_{c2} := f_{ccd} \cdot (6b_f + 4 \cdot b_w) \cdot x_2 \cdot \alpha \quad F_{c2} = 1.045 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$A_{s2} := \frac{F_{c2}}{\sigma_{s2}} \quad A_{s2} = 0.289 \text{ m}^2$$

$$n_{s2} := \frac{A_{s2}}{A_{si}} \quad n_{s2} = 587.779$$

### Ungefärligt antal möjliga stänger i ett lager med utnyttjande av platta:

$$n_{stäng\_lager\_2} := \frac{b_{armering}}{3 \cdot \phi_{tryck}} \quad n_{stäng\_lager\_2} = 122.667$$

$$n_{lager\_2} := \frac{n_{s2}}{n_{stäng\_lager\_2}} \quad n_{lager\_2} = 4.792$$

### Last som skall bäras upp av grundläggning i ytterfasad

Total last på en fasadsida:

$$N_{d\_fasad} := N_M + 8N_{fasadpelare\_1} \quad N_{d\_fasad} = 9.963 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$N_{d\_fasad\_drag} := 8N_{fasadpelare\_2} - N_M$$

$$N_{d\_fasad\_drag} = 8.552 \times 10^3 \text{ kN}$$

Positivt värde medför  
inget drag!

Last per meter:

$$N_{d\_fasad\_meter} := \frac{N_{d\_fasad}}{L_{hus}} \quad N_{d\_fasad\_meter} = 2.93 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last under en fasadpelare:

$$N_{d\_fasadpelare} := \frac{N_M}{8} + N_{fasadpelare\_1} \quad N_{d\_fasadpelare} = 1.245 \times 10^4 \text{ kN}$$

### Kapacitet hos grävpålar:

$$\phi_{grävpåle\_stor} := 1.5 \text{ m}$$

$$A_{grävpåle\_stor} := \frac{\pi \cdot \phi_{grävpåle\_stor}^2}{4} \quad A_{grävpåle\_stor} = 1.767 \text{ m}^2$$

$$R_{grävpåle\_stor} := A_{grävpåle\_stor} \cdot f_{ccd} \quad R_{grävpåle\_stor} = 4.663 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\phi_{grävpåle\_liten} := 1.0 \text{ m}$$

$$A_{grävpåle\_liten} := \frac{\pi \cdot \phi_{grävpåle\_liten}^2}{4} \quad A_{grävpåle\_liten} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$R_{grävpåle\_liten} := A_{grävpåle\_liten} \cdot f_{ccd} \quad R_{grävpåle\_liten} = 2.073 \times 10^4 \text{ kN}$$

### **Kapacitet hos stålkärnepålar:**

$$R_{\text{stålkärnepåle}} := 1250 \text{ kN}$$

$$\phi_{\text{stålkärna}} := 125 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{foderrör}} := 168.3 \text{ mm}$$

### **Pålplacering**

#### **Kärnan:**

Erforderligt antal stålkärnepålar per vägg:

$$\frac{N_{\text{kärna}}}{R_{\text{stålkärnepåle}}} = 42.198$$

Erforderligt antal grävpålar per vägg:

$$\frac{N_{\text{kärna}}}{R_{\text{grävpåle\_stor}}} = 1.131$$

$$\frac{N_{\text{kärna}}}{R_{\text{grävpåle\_liten}}} = 2.545$$

#### **Fasad med stålkärnepålar:**

Totalt antal på en fasadsida:

$$\frac{N_{\text{d\_fasad}}}{R_{\text{stålkärnepåle}}} = 79.703$$

Per meter:

$$\frac{N_{\text{d\_fasad}}}{R_{\text{stålkärnepåle}}} \cdot \frac{1}{L_{\text{hus}}} = 2.344 \frac{1}{\text{m}}$$

#### **Fasad med grävpålar:**

$$\frac{N_{\text{d\_fasad}}}{R_{\text{grävpåle\_stor}}} = 2.136$$

$$\frac{N_{\text{d\_fasad}}}{R_{\text{grävpåle\_liten}}} = 4.807$$

Bergets kapacitet:

$$f_{\text{berg}} := 15 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{tot\_kärna}} = 1.937 \times 10^5 \text{ kN}$$

### **Dimensionering av interna balkar, bärandes håldäck**

$$q_{\text{balk}} := (1.0 \cdot G_{\text{bjälklag}} + 1.3 \cdot q_{\text{k\_nyttig}}) \cdot 2.5 \cdot c_{\text{fasadpelare}}$$

$$q_{\text{balk}} = 99.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{balk}} := \frac{q_{\text{balk}} \cdot c_{\text{fasadpelare}}^2}{8}$$

$$M_{\text{balk}} = 285.984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Antar fritt upplagd, stabiliserad mot vippning etc,

$$W_{\text{balk}} := \frac{M_{\text{balk}}}{f_{\text{std}}}$$

$$W_{\text{balk}} = 7.893 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

## Vindlastens dynamiska inverkan

(Enligt BSV 97, avsnitt 3.2)

Metoden hvänder nå att huset är fast inspänt i grunden.

### Byggnadens egenfrekvens, $f_n$

#### Uppskattning 1 av egenfrekvensen:

Frekvensen uppskattas med hjälp av framräknad utböjning för byggnaden, vilket innebär en approximation då formeln gäller för en lämnstyv konstruktion. För att ligga på säkra sidan approximeras styvheten att vara ett medelvärde av de två svagaste styvheterna, högst upp i byggnaden.

$$l_{\text{frekvens}} := \min \left( \frac{l_{\text{våning}_{16\_30}} + l_{\text{våning}_{31\_45}}}{2}, \frac{l_{\text{våning}_{16\_30}} + l_{\text{våning}_{31\_45}}}{2} \right)$$

$$q_{\text{frekvens}} := \frac{\left[ 14G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \right] \dots + (G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + G_{\text{tak}} \cdot L_{\text{hus}}^2)}{\frac{H_{\text{hus}}}{3}}$$

$$q_{\text{frekvens}} = 591.078 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{frekvens}} := \frac{q_{\text{frekvens}} \cdot H_{\text{hus}}^4}{8 \cdot 1.2 \cdot E_{\text{ck}} \cdot l_{\text{frekvens}}}$$

$$w_{\text{frekvens}} = 1.671 \text{ m}$$

$$f_{0\_nr1} := \frac{6.37}{\sqrt{\frac{w_{\text{frekvens}} \cdot 100}{1 \text{ m}}}} \cdot 1 \text{ Hz}$$

$$f_{0\_nr1} = 0.493 \text{ Hz}$$

#### Uppskattning 2 av egenfrekvensen:

Vikter av en våning, för användning av beräkning frekvens:

$$W_{1\_15} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{1\_15}}} + G_{\text{pelare}_{\text{våning}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$W_{16\_30} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{16\_30}}} + G_{\text{pelare}_{\text{våning}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$W_{31\_45} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + G_{\text{pelare}_{\text{våning}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$W_{45} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + G_{\text{pelare}_{\text{våning}}} + G_{\text{tak}} \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$W_{1\_15} = 1.06 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$W_{16\_30} = 9.709 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$W_{31\_45} = 9.261 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$W_{45} = 9.608 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$f_{0\_nr2} := 0.447 \text{ Hz}$$

Baseras på Rayleighs metod. [Smith, Coull (1991)] Se Bilaga E1 för beräkning.

#### Val av egenfrekvens:

Då uppskattning nummer två tar hänsyn till byggnadens styvhets fördelning anser vi denna var mest lik verkligheten.

$$f_0 := f_{0\_nr2}$$

$$f_0 = 0.447 \text{ Hz}$$

### Acceleration i byggnadens topp

$$v_{\text{ref}} := 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\rho_{\text{luft}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{dyn}} := 0.17$$

Enligt Snö- och vindlast, tabell 2:22a, terrängtyp 1

Turbolensens intensitetsfaktor,  $I_U$ :

$$I_U := \frac{1}{\ln\left(\frac{H_{\text{hus}}}{z_0}\right)} \quad I_U = 0.104$$

$$m_{\text{topp}} := \frac{\left[ 14G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{k\_bunden}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \right] \dots + (G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + G_{\text{tak}} \cdot L_{\text{hus}}^2)}{\frac{H_{\text{hus}}}{3} \cdot g}$$

$$C_{\text{exp\_topp}} := \left( \beta_{\text{dyn}} \cdot \ln\left(\frac{H_{\text{hus}}}{z_0}\right) \right)^2 \quad C_{\text{exp\_topp}} = 2.667$$

$$\xi_{\text{tid}} := 0.86 \quad \text{Faktor som omvandlar vindens värde från en återkomsttid på 50 år till 5 år}$$

#### Dynamisk karakteristisk medelvindhastighet för toppen av byggnaden:

$$v_{\text{mk\_topp\_acc}} := \xi_{\text{tid}} \cdot v_{\text{ref}} \cdot \sqrt{C_{\text{exp\_topp}}} \quad v_{\text{mk\_topp\_acc}} = 35.109 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Dynamiska faktorer:

$$q_{\text{mk\_topp\_acc}} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_{\text{mk\_topp\_acc}}^2 \quad q_{\text{mk\_topp\_acc}} = 770.403 \text{ Pa}$$

$$B := 0 \quad \text{Dynamisk effekt medför att bakgrunseffekten försummas}$$

$$h_{\text{ref}} := 10 \text{ m} \quad \text{Referenshöjd, satt till 10 m enligt Snö- och vindlast sida 52}$$

$$L_c := 150 \text{ m} \quad \text{Karakteristisk turbulenslängd, sätts till 150m enligt Snö- och vindlast sida 52}$$

$$F_{w\_topp\_acc} := \frac{4 \cdot \frac{f_0 \cdot L_c}{v_{\text{mk\_topp\_acc}}}}{\left[ 1 + 70.8 \left( \frac{f_0 \cdot L_c}{v_{\text{mk\_topp\_acc}}} \right)^2 \right]^{\frac{5}{6}}} \quad F_{w\_topp\_acc} = 0.074$$

$$\phi_{h\_acc} := \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot f_0 \cdot H_{\text{hus}}}{v_{\text{mk\_topp\_acc}}}} \quad \phi_{h\_acc} = 0.209$$

$$\phi_{b\_acc} := \frac{1}{1 + \frac{3.2 \cdot f_0 \cdot L_{\text{hus}}}{v_{\text{mk\_topp\_acc}}}} \quad \phi_{b\_acc} = 0.419$$

$$\mu_{\text{topp}} := 1.7 \quad \text{Formfaktor för byggandens övre tredjedel}$$

$$b_{\text{topp}} := L_{\text{hus}}$$

Aerodynamisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet,  $\delta_a$ :

$$\delta_{a\_acc} := \frac{0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot H_{topp} \cdot b_{topp} \cdot v_{mk\_topp\_acc}}{m_{topp} \cdot f_0} \quad \delta_{a\_acc} = 0.047$$

Mekanisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet,  $\delta_m$ :

$$\delta_m := 0.09 \quad \text{Enligt Snö- och vindlast, tabell 3:22a, Höga husbyggnader med betongstomme}$$

Responsens resonansdel,  $R^2$ :

$$R_{sqr\_acc} := \frac{2 \cdot \pi \cdot F_{w\_topp\_acc} \cdot \phi_{b\_acc} \cdot \phi_{h\_acc}}{\delta_m + \delta_{a\_acc}} \quad R_{sqr\_acc} = 0.299$$

$$\Lambda_{acc} := 2 \cdot I_U \cdot R_{sqr\_acc} \quad \Lambda \text{ representerar faktorn } \sigma_w/w_{mk} \text{ i normen, där } \sigma_w \text{ är vindlastens standardavvikelse och } w_{mk} \text{ är karakteristisk medelvindlast}$$

$$\Lambda_{acc} = 0.062$$

Ekvivalenta egenfrekvensen,  $f_e$ :

$$f_{e\_acc} := \frac{f_0}{1 \cdot \text{Hz}} \quad \text{Enheten är egentligen hertz, men } g_w \text{ formeln kräver att } f_e \text{ är enhetslös vilket medför att vi gör egenfrekvensen enhetslös.}$$

$$f_{e\_acc} = 0.447$$

$$f_{e\_acc} \geq 0.0822 = 1$$

$$g_{w\_acc} := \sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot f_{e\_acc})} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot f_{e\_acc})}} \quad g_{w\_acc} = 3.518$$

**Formfaktor  $c_f$  (BSV 97, Tabell A2:7a):**

$$\lambda := 2 \cdot \frac{H_{hus}}{L_{hus}} \quad \lambda = 8.735$$

$$6 \leq \lambda \leq 12 = 1$$

$$c_f := 0.8 + \frac{0.1}{6} (\lambda - 6) \quad c_f = 0.846$$

$$\phi_{mod} := 1 \quad \text{Modfaktor som sätts till 1 i toppen av huset}$$

**Acceleration:**

Medelvärde, RMS (Root-Mean-Square):

$$a_{rms} := \frac{3 \cdot I_U \cdot R_{sqr\_acc} \cdot g_{mk\_topp\_acc} \cdot L_{hus} \cdot c_f \cdot \phi_{mod}}{m_{topp}} \quad a_{rms} = 0.034 \frac{m}{s^2}$$

Peakvärde:

$$k_p := g_{w\_acc}$$

$$a_{peak} := k_p \cdot a_{rms} \quad a_{peak} = 0.121 \frac{m}{s^2}$$

Tillåtet peakvärde:

$$R_{\text{år}} := 5 \quad \text{Vindstyrkor som återkommer vart 5:e år}$$

$$v_{peak} := \sqrt{2 \cdot \ln\left(\frac{f_0}{\text{Hz}} \cdot 600\right)} \cdot \left(0.68 + \frac{\ln(R_{\text{år}})}{5}\right) \exp\left(-3.65 - 0.41 \cdot \ln\left(\frac{f_0}{\text{Hz}}\right)\right) \cdot \frac{m}{s^2}$$

$$v_{peak} = 0.121 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{peak} \leq v_{peak} = 1$$

### **Kontroll av effekten "virvelavlösning"**

Om villkoret nedan uppfylls, behövs inte virvelavlösningen kontrolleras

$$\frac{H_{\text{hus}}}{L_{\text{hus}}} = 4.368$$

$$\frac{H_{\text{hus}}}{L_{\text{hus}}} \leq 5 = 1$$

### **Kontroll av effekten "galloping"**

För höga rektangulär byggnader måste en kontroll göras mot effekten av "galloping", vilket motsvaras av virvelavlösning för cirkulära konstruktioner. Boverkets norm täcker inte detta område, varför Eurocode används:

$$\delta_S := \delta_m + \delta_{a\_acc} \quad \text{Konstruktionens dämpning}$$

$$S_C := \frac{2\delta_S \cdot m_{\text{topp}}}{\rho_{\text{luff}} \cdot L_{\text{hus}}^2} \quad \text{Scrutons tal} \quad S_C = 11.435$$

$$a_G := 1.2 \quad \text{Instabilitetsfaktor för galloping, kvadratisk tvärsnitt}$$

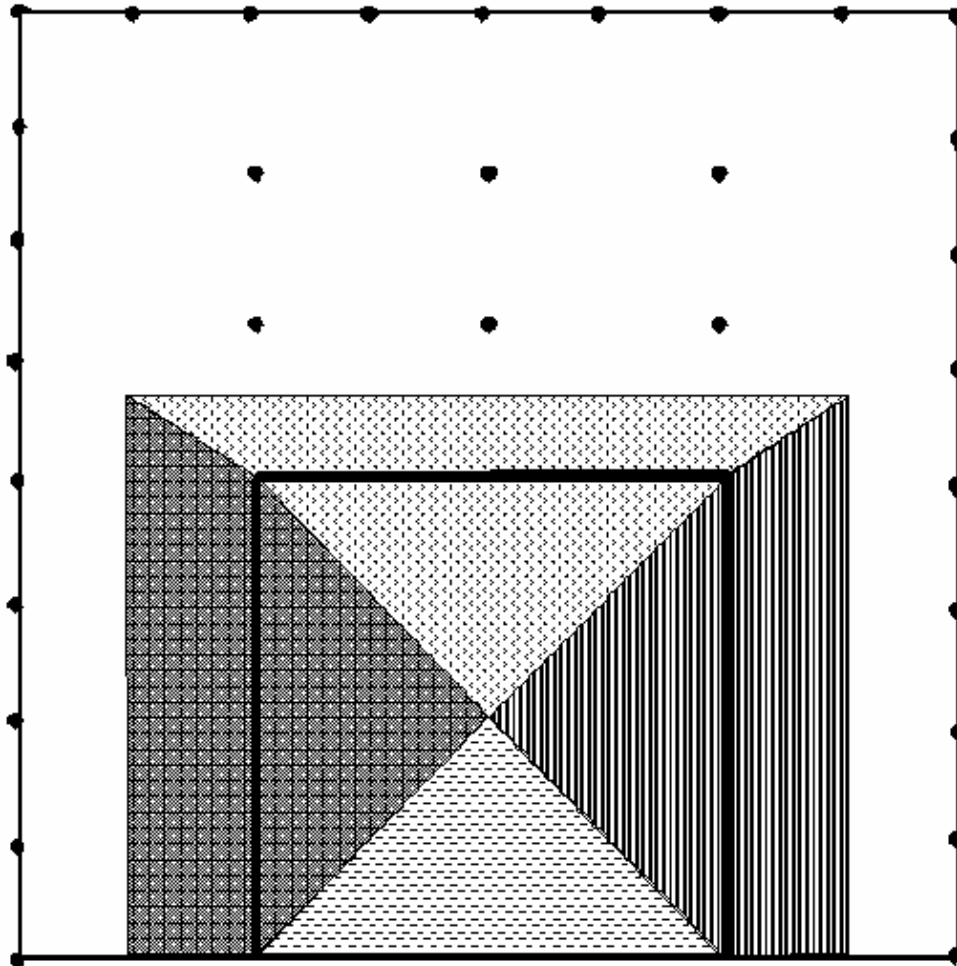
$$v_{CG} := \frac{2S_C}{a_G} f_0 \cdot L_{\text{hus}} \quad \text{Kritisk vindhastighet för galloping} \quad v_{CG} = 289.655 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{CG} > 1.25v_{mk\_topp\_acc} = 1$$

## Bilaga B2

### Överslagsräkning på alternativet en excentrisk kärna

Endast lastbärande väggar i kärnan



Figur 1 Planskiss över byggnaden. Kärnan är markerad med grov linje. Lastspridningen till respektive bärande del visas med de olika fälten.

#### Geometri

$$L_{\text{hus}} := 8 \cdot 4.8\text{m} + 0.4\text{m}$$

$$L_{\text{hus}} = 38.8 \text{ m}$$

$$L_{\text{kärna}} := 4 \cdot 4.8 \cdot \text{m}$$

$$L_{\text{kärna}} = 19.2 \text{ m}$$

$$B_{\text{kärna}} := 4 \cdot 4.8\text{m}$$

$$B_{\text{kärna}} = 19.2 \text{ m}$$

$$n_{\text{våning}} := 45$$

$$H_{\text{våning}} := 3.3\text{m}$$

Inkl. bjälklag och installationer på 0.3m

$$H_{\text{hus}} := H_{\text{våning}} \cdot n_{\text{våning}}$$

$$H_{\text{hus}} = 148.5 \text{ m}$$

$$t_{\text{kärna}_1_{15}} := 0.5\text{m}$$

$$t_{\text{kärna}_16_{30}} := 0.3\text{m}$$

$$t_{\text{kärna}_31_{45}} := 0.2\text{m}$$

**Betong pelare för fasad:**

$$b_{\text{pelare\_fasad}} := 0.8\text{m}$$

$$h_{\text{pelare\_fasad}} := 0.8\text{m}$$

$$A_{\text{betong\_fasad}} := b_{\text{pelare\_fasad}} \cdot h_{\text{pelare\_fasad}}$$

$$A_{\text{betong\_fasad}} = 0.64 \text{ m}^2$$

$$n_{\text{fasadpelare}} := 27$$

$$cc_{\text{fasadpelare}} := 4.8\text{m}$$

**Materialegenskaper****Betong:**

Betongklass C50/60

$$\eta_{\text{säkerhet}} := 1$$

$$\gamma_{\text{m\_betong}} := 1.5$$

$$\gamma_{\text{n}} := 1.2$$

$$f_{\text{cck}} := 47.5\text{MPa}$$

Betongklass C50/60

$$f_{\text{ccd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\eta_{\text{säkerhet}} \cdot \gamma_{\text{m\_betong}} \cdot \gamma_{\text{n}}}$$

$$f_{\text{ccd}} = 26.389 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{\text{cu}} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := 0.841$$

Betongklass C50/60

$$\beta := 0.427$$

$$E_{\text{ck}} := 37 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Betongklass C50/60, utan lufttillsats

$$\Delta := 3$$

Inomhuskonstruktion, ytterväggar isoleras

$$\rho_{\text{betong}} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

**Armering:**

$$f_{\text{stk}} := 500\text{MPa}$$

B500B

$$\gamma_{\text{m\_stål}} := 1.15$$

$$f_{\text{std}} := \frac{f_{\text{stk}}}{\gamma_{\text{n}} \cdot \gamma_{\text{m\_stål}}}$$

$$f_{\text{std}} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$E_{\text{s}} := 210 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$E_{\text{sd}} := \frac{E_{\text{s}}}{\gamma_{\text{n}} \cdot \gamma_{\text{m\_stål}}}$$

$$\epsilon_{\text{sy}} := \frac{f_{\text{std}}}{E_{\text{s}}}$$

$$\epsilon_{\text{sy}} = 1.725 \times 10^{-3}$$

**Laster****Enenvikt:**

$$G_{\text{bjälklag}} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Inkl. installationer och mellanväggar

$$G_{\text{tak}} := 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i översta delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} := g \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_31\_45}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} = 1.193 \times 10^3 \text{ kN}$$

Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i mellersta delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} := g \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_16\_30}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} = 1.789 \times 10^3 \text{ kN}$$

Egenvikt av lastbärande väggar för en våning i understa delen av huset:

$$G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} := g \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot (2B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}})$$

$$G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} = 2.982 \times 10^3 \text{ kN}$$

Area som kärnan bär upp, se Figur 1

$$A_{\text{lastyta\_kärna}} := \left( \frac{L_{\text{hus}} - B_{\text{kärna}}}{2} + B_{\text{kärna}} \right) \cdot \left( \frac{L_{\text{hus}} - L_{\text{kärna}}}{6} + L_{\text{kärna}} \right)$$

$$A_{\text{lastyta\_kärna}} = 651.533 \text{ m}^2$$

Egenvikt av alla betongpelare för fasad för en våning (med utriggarpelarna approximativt som samma storlek):

$$G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} := n_{\text{fasadpelare}} \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot A_{\text{betong\_fasad}} \cdot H_{\text{våning}} \cdot g$$

$$G_{\text{pelare\_våning\_fasad}} = 1.342 \times 10^3 \text{ kN}$$

Total egenvikt som bärs upp av central kärna:

$$G_{\text{tot\_kärna}} := 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} + (G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}}) \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}$$

$$G_{\text{tot\_kärna}} = 2.66 \times 10^5 \text{ kN}$$

**Nyttig last:**

$$q_{k\_fri} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\psi_{\text{fri}} := 0.5$$

$$q_{k\_bunden} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\psi_{\text{bunden}} := 1$$

$$q_{k\_nyttig\_}\psi := 0.7 \cdot (\psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} + \psi_{\text{fri}} \cdot q_{k\_fri})$$

$$q_{k\_nyttig\_}\psi = 1.225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k\_nyttig} := 0.7 \cdot (q_{k\_bunden} + q_{k\_fri})$$

$$q_{k\_nyttig} = 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

BKR tab. 3:41 a, med reduktion för stor area samt inga utrymmen för arkiv, används endast för snedställning, då  $\psi$  ingår

Normen ger att fri nyttig last endast verkar på maximalt 3 våningar vid lastnedräkning. Normen är dock inte gjord för så pass höga hus, varför vi väljer att räkna med nyttig fri last på 20 % av våningarna.

$$\xi_{\text{nyttig}} := 20\%$$

**Snö:**

$$S_0 := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Psi_{\text{snö}} := 0.7$$

$$\mu_{\text{snö}} := 0.8 \quad \text{Platt tak}$$

$$C_t := 1$$

$$S_k := S_0 \cdot C_t \cdot \mu_{\text{snö}} \quad S_k = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Vind:**

Se Bilaga A2 för uträkning av vindlast över byggnadens höjd, där följande resultat erhålls:

$$M_{\text{vind\_tot}} := 85.7986 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Snedställningslast:**

$$\alpha_0 := 0.003 \quad \text{Svensk byggnorm, sbn1980, 21:543}$$

$$a_g := 0.012$$

$$n_{\text{sned}} := 33 \quad 27 \text{ pelare i fasaden} + 6 \text{ pelare per plan enligt Figur 1}$$

$$\alpha_{\text{md}} := \alpha_0 + \frac{a_g}{\sqrt{n_{\text{sned}}}} \quad \alpha_{\text{md}} = 5.089 \times 10^{-3}$$

Vertikal last verkande på översta våningsplanet:

$$F_{v\_45} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + (\Psi_{\text{snö}} \cdot S_k + G_{\text{tak}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_45} = 1.3 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning:

$$F_{v\_31\_44} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + (q_{k\_nyttig\_p} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_31\_44} = 1.207 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning:

$$F_{v\_16\_30} := G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + (q_{k\_nyttig\_p} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_16\_30} = 1.267 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning:

$$F_{v\_1\_15} := G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} + (q_{k\_nyttig\_p} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_1\_15} = 1.386 \times 10^4 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på översta våningsplanet:

$$F_{h\_45} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_45} \quad F_{h\_45} = 66.134 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 31-44, per våningsplan:

$$F_{h\_31\_44} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_31\_44} \quad F_{h\_31\_44} = 61.422 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 16-30 per våningsplan:

$$F_{h\_16\_30} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_16\_30} \quad F_{h\_16\_30} = 64.458 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 1-15 per våningsplan:

$$F_{h\_1\_15} := \alpha_{\text{md}} \cdot F_{v\_1\_15} \quad F_{h\_1\_15} = 70.529 \text{ kN}$$

Totalt snedställningsmoment:

$$M_{\text{sned}} := F_{h\_45} \cdot (44.5 \cdot H_{\text{våning}}) + 14 \cdot F_{h\_31\_44} \cdot (37 \cdot H_{\text{våning}}) + 15 \cdot F_{h\_16\_30} \cdot (22.5 \cdot H_{\text{våning}}) \dots$$

$$+ 14 \cdot F_{h\_1\_15} \cdot (7.5 \cdot H_{\text{våning}})$$

$$M_{\text{sned}} = 2.109 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Normalkraft och moment som verkar på kärnan och 3 stycken hisschakt:**

Totalt moment utan partalkoefficienter:

$$M_{\text{tot}} := M_{\text{sned}} + M_{\text{vind\_tot}} \quad M_{\text{tot}} = 1.069 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Total vertikal last utan partalkoefficienter:

$$F_{\text{tot\_mittkärna}} := 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + 15 \cdot G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} \dots \\ + [G_{\text{tak}} + 44 \cdot G_{\text{bjälklag}} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}$$

$$F_{\text{tot\_mittkärna}} = 2.68 \times 10^5 \text{ kN}$$

**Långtidslaster**

$$q_{k\_nyttig\_ψ\_lång} := ψ_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \quad q_{k\_nyttig\_ψ\_lång} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$ψ_{1\_snö} := 0.1 \quad \text{För götaland}$$

$$S_{k\_lång} := \frac{ψ_{1\_snö}}{ψ_{snö}} \cdot S_k \quad S_{k\_lång} = 0.171 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vertikal last verkande på översta våningsplanet, lång tid:

$$F_{v\_45\_lång} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + (ψ_{snö} \cdot S_{k\_lång} + G_{\text{tak}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_45\_lång} = 1.191 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning, lång tid:

$$F_{v\_31\_44\_lång} := G_{\text{kärna\_våning\_31\_45}} + (q_{k\_nyttig\_ψ\_lång} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_31\_44\_lång} = 1.173 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning, lång tid:

$$F_{v\_16\_30\_lång} := G_{\text{kärna\_våning\_16\_30}} + (q_{k\_nyttig\_ψ\_lång} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_16\_30\_lång} = 1.233 \times 10^4 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning, lång tid:

$$F_{v\_1\_15\_lång} := G_{\text{kärna\_våning\_1\_15}} + (q_{k\_nyttig\_ψ\_lång} + G_{\text{bjälklag}}) \cdot L_{\text{hus}}^2$$

$$F_{v\_1\_15\_lång} = 1.352 \times 10^4 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på översta våningsplanet, lång tid:

$$F_{h\_45\_lång} := α_{\text{md}} \cdot F_{v\_45\_lång} \quad F_{h\_45\_lång} = 60.618 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 30-44, per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_31\_44\_lång} := α_{\text{md}} \cdot F_{v\_31\_44\_lång} \quad F_{h\_31\_44\_lång} = 59.699 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 15-30 per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_16\_30\_lång} := α_{\text{md}} \cdot F_{v\_16\_30\_lång} \quad F_{h\_16\_30\_lång} = 62.734 \text{ kN}$$

Horisontell last verkande på våningsplan 1-15 per våningsplan, lång tid:

$$F_{h\_1\_15\_lång} := α_{\text{md}} \cdot F_{v\_1\_15\_lång} \quad F_{h\_1\_15\_lång} = 68.805 \text{ kN}$$

Totalt snedställningsmoment, lång tid:

$$M_{\text{sned\_lång}} := F_{h\_45\_lång} \cdot (44.5 \cdot H_{\text{våning}}) + 14 \cdot F_{h\_31\_44\_lång} \cdot (37 \cdot H_{\text{våning}}) \dots \\ + 15 \cdot F_{h\_16\_30\_lång} \cdot (22.5 \cdot H_{\text{våning}}) + 15 \cdot F_{h\_1\_15\_lång} \cdot (7.5 \cdot H_{\text{våning}})$$

$$M_{\text{sned\_lång}} = 2.064 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentet på grund av långtidslaster är avsevärt mycket mindre än vindlastmomentet, varför ingen ytterligare hänsyn tas till långtidslaster

## Böjstyvhet Bx och By

Elasticitetsmodul

Uppskattning av medeltryckspänning i central kärna:

$$\sigma_{c1m} := \frac{F_{\text{tot\_mittkärna}}}{(2 \cdot B_{\text{kärna}} + 2L_{\text{kärna}}) \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}}} \quad \sigma_{c1m} = 6.978 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c1m}}{0.6 \cdot f_{\text{ccd}}} = 0.441$$

$$\frac{\sigma_{c1m}}{0.6 \cdot f_{\text{ccd}}} < 1 = 1$$

Ovanstående villkor är uppfyllt för schaket, vilket medför att nedanstående uttryck för Elasticitetsmodulen gäller vid beräkning av instabilitet för schaket. Faktorn 0.8 i nedanstående formel härrör från approximationen att betongen är osprucken. (BBK 04 avsnitt 3.4.2.2)

$$E_{\text{cd\_instabilitet}} := \frac{0.8E_{\text{ck}}}{\eta_{\text{säkerhet}} \cdot \gamma_{\text{m\_betong}} \cdot \gamma_{\text{n}}} \quad E_{\text{cd\_instabilitet}} = 1.644 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

### Tyngdpunkter:

Mitten kärnan:

$$y_{\text{TP}} := \frac{L_{\text{kärna}}}{2} \quad y_{\text{TP}} = 9.6 \text{ m}$$

### Tröghetsmoment:

Kärnan:

$$I_{\text{våning\_1\_15}} := 2 \cdot \frac{t_{\text{kärna\_1\_15}} \cdot L_{\text{kärna}}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}}^3}{12} \dots$$
$$+ 2B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}} \cdot \left( y_{\text{TP}} - \frac{t_{\text{kärna\_1\_15}}}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{våning\_1\_15}} = 2.269 \times 10^3 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{våning\_16\_30}} := 2 \cdot \frac{t_{\text{kärna\_16\_30}} \cdot L_{\text{kärna}}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_16\_30}}^3}{12} \dots$$
$$+ 2B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_16\_30}} \cdot \left( y_{\text{TP}} - \frac{t_{\text{kärna\_16\_30}}}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{våning\_16\_30}} = 1.383 \times 10^3 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{våning\_31\_45}} := 2 \cdot \frac{t_{\text{kärna\_31\_45}} \cdot L_{\text{kärna}}^3}{12} + 2 \cdot \frac{B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_31\_45}}^3}{12} \dots$$
$$+ 2B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_31\_45}} \cdot \left( y_{\text{TP}} - \frac{t_{\text{kärna\_31\_45}}}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{våning\_31\_45}} = 929.075 \text{ m}^4$$

### Knäckninglast

#### Knäckninglast för schaket som nyttjas:

Då kärna utförs i betong med försumbara öppningar (som dessutom särskilt åtgärdas) försummas skjuvdeformationerna och Vianellos metod för beräkning av knäckninglast används, då styvheten inte är konstant utefter byggnadens höjd.

#### Kärna

Vertikal last verkande på översta våningsplanet, kärna:

$$F_{\text{v\_45\_kärna}} := (S_{\text{k}} + G_{\text{tak}}) \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}$$

$$F_{\text{v\_45\_kärna}} = 5.343 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 30-44, per våning, kärna:

$$F_{v\_31\_44\_kärna} := G_{kärna\_våning\_31\_45} \dots + \left[ \left[ 0.7(\psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} + \psi_{fri} \cdot q_{k\_fri}) \right] + G_{bjälklag} \right] \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_31\_44\_kärna} = 5.9 \times 10^3 \text{ kN}$$

Normen ger att fri nyttig last endast verkar på maximalt 4 våningar vid lastnedräkning. Normen är dock inte gjord för så pass höga hus, varför vi i tidigare beräkningar val att räkna med nyttig fri last på 20 % av våningarna. Vid knäckningsberäkningar approximerar vi ytterligare och antar att den fri nyttiga lasten verkar på våning 31 till 44 det vill säga 33% av våningarna. Detta görs för att förenklar beräkningarna av knäckningslasten.

Vertikal last verkande på våningsplan 15-30, per våning, kärna:

$$F_{v\_16\_30\_kärna} := G_{kärna\_våning\_16\_30} + (q_{k\_nyttig\_ψ} + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_16\_30\_kärna} = 6.497 \times 10^3 \text{ kN}$$

Vertikal last verkande på våningsplan 1-15, per våning, kärna:

$$F_{v\_1\_15\_kärna} := G_{kärna\_våning\_1\_15} + (q_{k\_nyttig\_ψ} + G_{bjälklag}) \cdot A_{lastyta\_kärna}$$

$$F_{v\_1\_15\_kärna} = 7.69 \times 10^3 \text{ kN}$$

För detaljerade beräkningar med Vianellos metod, se Bilaga D3 som ger följande resultat i form av en säkerhetsfaktor  $s_{c1}$  för lastfall 1 och  $s_{c2}$  för lastfall 2:

$$s_{c1\_kärna} := 30.5$$

$$s_{c2\_kärna} := 30.5$$

#### Knäckningslast för hela byggnaden:

Byggnaden har en varierande styvhet utefter byggnadens höjd, men eftersom styvheterna för de olika lastbärande schakten är inbördes likformigt varierande, är det möjligt att beräkna byggnadens knäckningslast på ett förenklat sätt utan hjälp av avancerade datorprogram, men ändå få ett tillräckligt bra resultat. Dock måste en konstant styvhet ansättas rent beräkningsmässigt och för att kunna göra en bra uppskattning använder vi oss av de knäckningslaster vi räknat fram med Vianellos metod, ovan, för att med hjälp av dessa ta fram en ekvivalent böjstyvhet. På så sätt ingår inverkan av den varierande styvheten.  $EI_{ekv}$  kommer att benämnas med B i fortsatta beräkningar.

Faktor för knäckning av flervåningshus, enligt Figur 3.5 i *Stabilisering av byggnader*, Lorentsen (2000)

$$k_{våningar} := 7.9$$

#### Kärna

Total last verkande på kärnan:

$$N_{kärna\_tot} := F_{v\_45\_kärna} + 14 \cdot F_{v\_31\_44\_kärna} + 15 F_{v\_16\_30\_kärna} + 14 \cdot F_{v\_1\_15\_kärna}$$

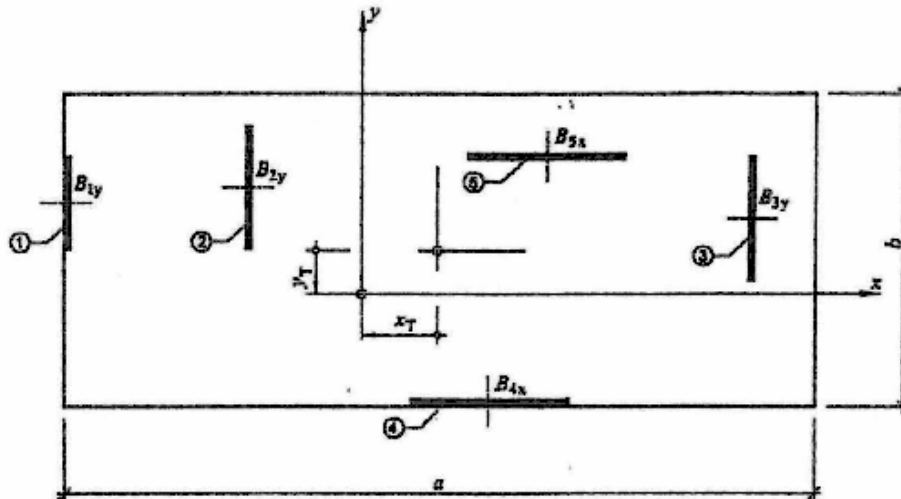
$$N_{kärna\_tot} = 2.931 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$B_{x\_kärna} := \frac{s_{c1\_kärna} \cdot N_{kärna\_tot} \cdot H_{hus}^2}{k_{våningar}} \quad B_{x\_kärna} = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$B_{y\_kärna} := \frac{s_{c2\_kärna} \cdot N_{kärna\_tot} \cdot H_{hus}^2}{k_{våningar}} \quad B_{y\_kärna} = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

**Beräkning av ekvivalenta styvhetsparametern C enligt avsnitt 4.3.1 i Stabilisering av byggnader, Lorentsen (2000):**

Koordinatsystemets origo väljs så att avstånden till bjälklagets tyngdpunkt,  $y_T$  och  $x_T$  uppfyller  $\Sigma B_{xy} = 0$  och  $\Sigma B_{yx} = 0$ . Byggnaden är symmetrisk runt y-axeln, varvid  $x_T = 0$ . Se Figur 2 för avstånd.



Figur 2 Metod för val av koordinatsystem, skall uppfylla  $\Sigma B_{xy} = 0$  och  $\Sigma B_{yx} = 0$  enligt Lorentsens metod.

$$x_T := \frac{L_{hus}}{2} - \frac{B_{kärna}}{2} \quad x_T = 9.8 \text{ m}$$

Bjälklagets polära moment m. a. p origo,  $y_T=0$

$$I_p := \frac{L_{hus}^4}{12} + \frac{L_{hus}^4}{3} \left( \frac{1}{2} + \frac{x_T}{L_{hus}} \right)^3 + \frac{L_{hus}^4}{3} \left( \frac{1}{2} - \frac{x_T}{L_{hus}} \right)^3 \quad I_p = 5.223 \times 10^5 \text{ m}^4$$

$$\Sigma B_x := B_{x\_kärna} \quad \Sigma B_x = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$\Sigma B_y := B_{y\_kärna} \quad \Sigma B_y = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

Ingående faktor:  $\Sigma (B_{xi}y_i^2 + B_{yi}x_i^2)$ :

$$\Lambda := B_{y\_kärna} \cdot x_T^2 \quad \Lambda = 2.396 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{m}^4$$

$$C_1 := \Sigma B_x \quad \text{Svarar mot plan knäckning i x-led} \quad C_1 = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$C_2 := \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\Sigma B_y \cdot \frac{I_p}{L_{hus}^2} + \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2} \right) + \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\Sigma B_y \cdot \frac{I_p}{L_{hus}^2} + \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2} \right) \right]^2 - \frac{\Sigma B_y \cdot \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2}}$$

$$C_2 = 3.774 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$C_3 := \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\Sigma B_y \cdot \frac{I_p}{L_{hus}^2} + \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2} \right) - \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\Sigma B_y \cdot \frac{I_p}{L_{hus}^2} + \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2} \right) \right]^2 - \frac{\Sigma B_y \cdot \Lambda}{\frac{I_p}{L_{hus}^2} - x_T^2}}$$

$$C_3 = 6.314 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

Utknäckning i x- och y-led:

$$C_{xled} := C_1$$

$$C_{yled} := \min(C_2, C_3)$$

$$C_{xled} = 2.495 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$C_{yled} = 6.314 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$C_{tot} := \min(C_{yled}, C_{xled})$$

$$C_{tot} = 6.314 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

Total knäckningslast för hela byggnaden:

$$N_{c\_tot} := k_{v\ddot{a}ningar} \cdot \frac{C_{tot}}{H_{hus}}$$

$$N_{c\_tot} = 2.262 \times 10^6 \text{ kN}$$

Total last som verkar på byggnaden:

$$F_{tot} := 15G_{k\ddot{a}rna\_v\ddot{a}ning\_1\_15} + 15G_{k\ddot{a}rna\_v\ddot{a}ning\_16\_30} + 15G_{k\ddot{a}rna\_v\ddot{a}ning\_31\_45} \dots \\ + [G_{tak} + 44G_{bj\ddot{a}lklag} + S_k + 0.7(q_{k\_fri} + q_{k\_bunden})] \cdot L_{hus}^2$$

$$F_{tot} = 5.019 \times 10^5 \text{ kN}$$

Knäckningssäkerhet:

$$\frac{N_{c\_tot}}{F_{tot}} = 4.507$$

$$\frac{N_{c\_tot}}{F_{tot}} > 1 = 1$$

### Momentförstoringsfaktor

$$\Gamma_M = \frac{1}{1 - \frac{F_{tot}}{N_{c\_tot}}}$$

$$\Gamma_M = 1.285$$

### Lastkombination

Momentet ovan approximeras här som ett kraftpar i kärnans väggar och vertikal last beräknas fördelas linjärt mot längden på kärnans väggar. Två fall är kritiska att undersöka, först där momentet ger upphov till tryck i kärnans vägg, vilket då samverkar med de vertikala krafterna och ger upphov till mycket stora tryckkrafter. Även den vägg där momentet ger upphov till drag måste kontrolleras, då momentet eventuellt kan överstiga de vertikala tryckkrafterna och ge upphov till en resulterande dragkraft. Konstruktionen är extremt känslig för även små dragkrafter då stommen är gjord i betong. De vertikala lasterna verkar på kärnans alla väggar och för att få en lastspridning till respektive vägg, approximeras lasten fördela sig linjärt mot längden på väggen.

Uppskattning av hur stor del av kärnans last som går ned till olika väggar, gynnsamt och ogynnsamt:

Symmetriskt fall

$$\zeta_{k\ddot{a}rnv\ddot{a}gg} := \frac{B_{k\ddot{a}rna}}{2B_{k\ddot{a}rna} + 2L_{k\ddot{a}rna}}$$

$$\zeta_{k\ddot{a}rnv\ddot{a}gg} = 0.25$$

$$\zeta_{k\ddot{a}rnv\ddot{a}gg\_ogynnsam} := \frac{\frac{L_{k\ddot{a}rna} \cdot B_{k\ddot{a}rna}}{4} + \frac{L_{hus} - B_{k\ddot{a}rna}}{6} \left[ L_{hus} - \frac{3}{4} \cdot (L_{hus} - B_{k\ddot{a}rna}) \right]}{A_{lastyta\_k\ddot{a}rna}}$$

$$\zeta_{k\ddot{a}rnv\ddot{a}gg\_ogynnsam} = 0.262$$

$$\zeta_{\text{kärnvägg\_gynnsam}} := \frac{L_{\text{kärna}} \cdot B_{\text{kärna}}}{4 \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}}} \quad \zeta_{\text{kärnvägg\_gynnsam}} = 0.141$$

Egenvikt ogynnsam, lastkombination 1 enligt BKR:

$$N_1 := 1.0 \cdot G_{\text{tot\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg}} + 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{\text{vind\_tot}}}{B_{\text{kärna}}} + 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{\text{sned}}}{B_{\text{kärna}}} \dots$$

$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{\text{våning}} \cdot \psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) \right. \right. \dots \left. \left. + \xi_{\text{nyttig}} \cdot n_{\text{våning}} \cdot \psi_{\text{fri}} \cdot q_{k\_fri} \right] \right] \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg\_ogynnsam}}$$

$$+ 1.0 \cdot \psi_{\text{snö}} \cdot S_k$$

$$N_1 = 1.616 \times 10^5 \text{ kN} \quad (\text{tryck})$$

Egenvikt gynnsam, lastkombination 2 enligt BKR:

$$N_2 := 0.85 \cdot G_{\text{tot\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg}} - 1.3 \cdot \frac{\Gamma_M M_{\text{vind\_tot}}}{L_{\text{kärna}}} - 1.0 \cdot \frac{\Gamma_M M_{\text{sned}}}{L_{\text{kärna}}} \dots$$

$$+ \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{\text{våning}} \cdot \psi_{\text{bunden}} \cdot q_{k\_bunden} \right) \right] \dots \right] \cdot A_{\text{lastyta\_kärna}} \cdot \zeta_{\text{kärnvägg\_gynnsam}}$$

$$+ 1.0 \cdot \psi_{\text{snö}} \cdot S_k$$

$$N_2 = -2.926 \times 10^4 \text{ kN} \quad (\text{drag})$$

## Kärnans bärförmåga

### Tryckt vägg

$$R_{cd} := f_{cd} \cdot B_{\text{kärna}} \cdot t_{\text{kärna\_1\_15}}$$

$$R_{cd} = 2.533 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_1}{R_{cd}} = 0.638$$

$$\frac{N_1}{R_{cd}} < 1 = 1$$

### Dragen vägg

$$A_s := \frac{-N_2}{f_{std}}$$

$$A_s = 0.081 \text{ m}^2$$

$$\phi_{\text{armering}} := 25 \text{ mm}$$

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi_{\text{armering}}^2}{4}$$

$$n_{\text{armering\_tot}} := \frac{A_s}{A_{si}}$$

$$n_{\text{armering\_tot}} = 164.529$$

$$n_{\text{armering\_meter}} := \frac{n_{\text{armering\_tot}}}{B_{\text{kärna}}}$$

$$n_{\text{armering\_meter}} = 8.569 \frac{1}{\text{m}}$$

9 armeringsjärn per meter vägg, vilket krävs för att motstå momentets dragpåverkan, är synnerligen orimligt

## Dimensionering av källarvägg

### Dimensioner

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

Livtjocklek

$$h_w := 4 \text{ m}$$

Livhöjd

$$t_{ft} := 0.4 \text{ m}$$

Flänstjocklek, tryckt

$$t_{fd} := 0.5 \text{ m}$$

Flänstjocklek, dragen



Effektiv flänsbredd:

$$l_0 := 20\text{m}$$

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

$$b_f < \frac{l_0}{10} = 1$$

$$b_f = 1\text{ m}$$

Tryckzon:

$$x := 1.565\text{m}$$

$$0.8 \cdot x = 1.252\text{ m}$$

$$d := t_{ft} + h_w + \frac{t_{fd}}{2}$$

Uppskattat avstånd till dragarmerings centrum

$$d = 4.65\text{ m}$$

Tryckarmering:

$$\phi_{\text{tryck}} := 0.025\text{m}$$

$$A_{s_i} := \frac{\phi_{\text{tryck}}^2 \cdot \pi}{4}$$

$$A_{s_i} = 4.909 \times 10^{-4}\text{ m}^2$$

**Dimensionerande moment:**

$$N_M := \frac{\Gamma_M \cdot (1.3 \cdot M_{\text{wind\_tot}} + 1.0 \cdot M_{\text{sned}})}{L_{\text{hus}}}$$

Kraftpar av momentet som verkar på husets fasader

$$N_M = 4.393 \times 10^4\text{ kN}$$

$$M_d := N_M \cdot \frac{L_{\text{hus}} - L_{\text{kärna}}}{2}$$

Moment som verkar på kärnans vägg

$$M_d = 4.305 \times 10^5\text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Tvärkraftspåverkan**

$$V_d := N_M$$

$$V_d = 4.393 \times 10^4\text{ kN}$$

Här approximeras väggarna som konsoler där momentets kraftpar skall tas upp som tvärkraft i livet

**Tvärkraftskapacitet**

$$\xi := 1$$

Antar att tvärkraftsarmering är nödvändig

$$f_{ct} := 2.7\text{MPa}$$

$$\rho := 0.02$$

Mycket armering behövs, medför maximal gräns ansätts

$$f_y := 0.3 \cdot \xi \cdot (1 + 50\rho) f_{ct}$$

$$f_y = 1.62\text{ MPa}$$

$$V_c := 2b_w \cdot h_w \cdot f_y$$

$$V_c = 1.296 \times 10^4\text{ kN}$$

$$V_c > V_d = 0$$

Om villkoret är 1, behövs ingen tvärkraftsarmering

**Tvärkraftsarmering**

$$f_{sv} := f_{std}$$

$$s_v := 300\text{mm}$$

Avstånd mellan byglar

$$A_{sv} := (V_d - V_c) \cdot \frac{s_v}{f_{sv} \cdot 0.9 \cdot h_w}$$

$$A_{sv} = 7.123 \times 10^{-3}\text{ m}^2$$

Antal järn per enhet ( $\phi 25$ ):

$$n_v := \frac{A_{sv}}{A_{s_i}}$$

$$n_v = 14.511$$

Detta motsvarar 8 stänger i varje vägg

$$V_{Sd} := V_c + A_{sv} \cdot f_{sv} \cdot \frac{0.9 \cdot h_w}{s_v}$$

$$V_{Sd} = 4.393 \times 10^4\text{ kN}$$

**Kontroll av livtryckbrott**

$$V_{cw} := 0.25 \cdot f_{ccd} \cdot 2b_w \cdot h_w$$

$$V_{cw} = 5.278 \times 10^4\text{ kN}$$

$$V_{Sd} < V_{cw} = 1$$

### Tryckt zon i fläns och liv:

$$x_1 := x \quad \text{Antaget värde}$$
$$M_1 := f_{\text{ccd}} \cdot (3 \cdot b_f) \cdot t_{\text{fl}} \cdot \left( d - \frac{t_{\text{fl}}}{2} \right) + f_{\text{ccd}} \cdot (2b_w) \cdot 0.8x_1 \cdot \left( d - \frac{0.8x_1}{2} \right) \quad M_1 = 4.068 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_d}{M_1} = 1.058 \quad \text{tryckzon korrekt vid värde omkring 1}$$

### Kontroll av tryckzon m.h.a jämviktsvillkor:

$$\varepsilon_s := \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{\text{cu}} \quad \varepsilon_s = 6.899 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} = 1 \quad \text{Armeringen flyter vid vilkor} = 1$$

$$\sigma_{s1} := \left( \begin{array}{l} f_{\text{std}} \text{ if } \varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} \\ \varepsilon_s \cdot E_s \text{ otherwise} \end{array} \right)$$

$$\sigma_{s1} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

### Kontroll av segt brott enligt Eurocode 2:

$$0.35 \cdot d = 1.627 \text{ m}$$
$$0.35 \cdot d \geq x_1 = 1 \quad \text{om 1 är brottet segt}$$

### Erfodlig armeringsarea m.h.a jämviktsvillkor:

$$F_{c1} := f_{\text{ccd}} \cdot [(3b_f) \cdot t_{\text{fl}} + (2b_w) \cdot 0.8 \cdot x_1] \quad F_{c1} = 9.774 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{F_{c1}}{\sigma_{s1}} \quad A_{s1} = 0.27 \text{ m}^2$$

$$n_{s1} := \frac{A_{s1}}{A_{si}} \quad n_{s1} = 549.58$$

### Ungefärligt antal möjliga stänger i ett lager med utnyttjande av platta:

$$b_{\text{armering}} := 2b_w + 3b_f \quad b_{\text{armering}} = 5 \text{ m}$$

$$n_{\text{stäng_lager}_1} := \frac{b_{\text{armering}}}{3 \cdot \phi_{\text{tryck}}} \quad n_{\text{stäng_lager}_1} = 66.667$$

$$n_{\text{lager}_1} := \frac{n_{s1}}{n_{\text{stäng_lager}_1}} \quad n_{\text{lager}_1} = 8.244$$

Åtta lager är i mesta laget, en bredare effektiv flänsbredd kan behövas i det här fallet, vilket dock inte beaktas i det här fallet. Fler stänger kan också tänkas placeras i livet (väggen).

### Tryckzon endast i fläns:

$$x_2 := x$$
$$M_2 := f_{\text{ccd}} \cdot (3 \cdot b_f + 2 \cdot b_w) \cdot x_2 \cdot \alpha \cdot (d - \beta \cdot x_2) \quad M_2 = 6.915 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_d}{M_2} = 0.623 \quad \text{tryckzon korrekt vid värde omkring 1}$$

### Kontroll av tryckzon m.h.a jämviktsvillkor:

$$\varepsilon_s := \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{\text{cu}} \quad \varepsilon_s = 6.899 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}} = 1 \quad \text{Armeringen flyter vid vilkor} = 1$$

$$\sigma_{s2} := \begin{cases} f_{std} & \text{if } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_s \cdot E_s & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{s2} = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

### Kontroll av segt brott enligt Eurocode 2:

$$0.35 \cdot d = 1.627 \text{ m}$$

$$0.35 \cdot d \geq x_1 = 1 \quad \text{om 1 är brottet segt}$$

### Erfodlig armeringsarea m.h.a jämviktsvillkor:

$$F_{c2} := f_{ccd} \cdot (3b_f + 2 \cdot b_w) \cdot x_2 \cdot \alpha \quad F_{c2} = 1.737 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$A_{s2} := \frac{F_{c2}}{\sigma_{s2}} \quad A_{s2} = 0.479 \text{ m}^2$$

$$n_{s2} := \frac{A_{s2}}{A_{si}} \quad n_{s2} = 976.429$$

### Ungefärligt antal möjliga stänger i ett lager med utnyttjande av platta:

$$n_{stäng\_lager\_2} := \frac{b_{armering}}{3 \cdot \phi_{tryck}} \quad n_{stäng\_lager\_2} = 66.667$$

$$n_{lager\_2} := \frac{n_{s2}}{n_{stäng\_lager\_2}} \quad n_{lager\_2} = 14.646$$

### Krafter vilka grundläggning skall bära upp

**Last i en fasadpelare** , approximativt lika stor i alla pelare, 27 stycken i fasaden med cc 4.8 m:

Fall 1 - Egenvikt ogynnsam:

$$A_{fasadpelare} := L_{hus}^2 - A_{lastyta\_kärna} - 4 \cdot \frac{L_{hus} - L_{kärna}}{6} \cdot \left( \frac{L_{hus} - B_{kärna}}{2} + B_{kärna} \right)$$

$$N_{fasadpelare\_1} := 1.0 n_{våning} \cdot G_{pelare\_våning\_fasad} \dots + \left[ 1.3 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{våning} \cdot \Psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \dots \right) + \xi_{nyttig} \cdot n_{våning} \cdot \Psi_{fri} \cdot q_{k\_fri} \right] + 1.0 \cdot \Psi_{snö} \cdot S_k + G_{tak} + 44 \cdot G_{bjälklag} \right] \dots \cdot A_{fasadpelare}$$

$$N_{fasadpelare\_1} = 2.119 \times 10^5 \text{ kN}$$

Fall 2 - Egenvikt gynnsam:

$$N_{fasadpelare\_2} := \frac{0.85 n_{våning} \cdot G_{pelare\_våning\_fasad} \dots + \left[ 1.0 \cdot \left[ 0.7 \left( n_{våning} \cdot \Psi_{bunden} \cdot q_{k\_bunden} \right) + 1.0 \cdot \Psi_{snö} \cdot S_k + 0.85 G_{tak} + 0.85 \cdot 44 \cdot G_{bjälklag} \right] \dots \right] \cdot A_{fasadpelare}}{n_{fasadpelare}}$$

$$N_{fasadpelare\_2} = 6.522 \times 10^3 \text{ kN}$$

### Last som skall bäras upp av grundläggning i ytterfasad

Last på en halv fasadsida, där lasten från kärnan tas upp

$$N_{d\_fasad} := N_M + 5N_{fasadpelare\_1} \quad N_{d\_fasad} = 1.103 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$N_{d\_fasad\_drag} := 5N_{fasadpelare\_2} - N_M \quad N_{d\_fasad\_drag} = -1.132 \times 10^4 \text{ kN}$$

### Kapacitet hos grävpålar:

$$\phi_{grävpåle\_stor} := 1.5 \text{ m}$$

$$A_{grävpåle\_stor} := \frac{\pi \cdot \phi_{grävpåle\_stor}^2}{4} \quad A_{grävpåle\_stor} = 1.767 \text{ m}^2$$

$$R_{\text{grävpåle\_stor}} := A_{\text{grävpåle\_stor}} \cdot f_{\text{ccd}}$$

$$R_{\text{grävpåle\_stor}} = 4.663 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\phi_{\text{grävpåle\_liten}} := 1.0 \text{ m}$$

$$A_{\text{grävpåle\_liten}} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{grävpåle\_liten}}^2}{4}$$

$$A_{\text{grävpåle\_liten}} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$R_{\text{grävpåle\_liten}} := A_{\text{grävpåle\_liten}} \cdot f_{\text{ccd}}$$

$$R_{\text{grävpåle\_liten}} = 2.073 \times 10^4 \text{ kN}$$

## Pålplacering

### Kärnan:

Erforderligt antal grävpålar per vägg för trycklaster:

$$\frac{N_1}{R_{\text{grävpåle\_stor}}} = 3.466$$

### Fasad:

$$\frac{N_{\text{d\_fasad}}}{R_{\text{grävpåle\_stor}}} = 23.66$$

## Dragstag

$$F_z := 1858 \text{ kN}$$

Kapacitet, säkerhetsfaktor 1.6  
Dywidag buntad lindrag, 12 linor á  
 $\phi$  0,6 tum

$$\frac{-N_2}{F_z} = 15.749$$

### Fasad:

$$\frac{-N_{\text{d\_fasad\_drag}}}{F_z} = 6.092$$

## Infästning i berg

$$G_{\text{berg}} := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Antagen vikt på berget

$$\alpha_{\text{berg}} := 30 \cdot \frac{2\pi}{360}$$

Antagen brottvinkel i radianer

$$\alpha_{\text{berg}} = 0.524$$

Egenvikten av den volym berg som bildas med hjälp av brottvinkeln skall motsvara den dragkraft som bildats. Detta ger följande uttryck för erforderligt borrhingsdjup,  $z$ , se förutsättningar i rapporten, avsnitt 5.2.3.

$$z := \sqrt{\frac{-N_2}{G_{\text{berg}} \cdot L_{\text{kärna}} \cdot \tan(\alpha_{\text{berg}})}}$$

$$z = 9.888 \text{ m}$$

## Dimensionering av interna balkar, bärandes håldäck

$$q_{\text{balk}} := (1.0 \cdot G_{\text{bjälklag}} + 1.3 \cdot q_{\text{k nyttig}}) \cdot 2cc_{\text{fasadpelare}}$$

$$q_{\text{balk}} = 79.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{balk}} := \frac{q_{\text{balk}} \cdot \left( \frac{4cc_{\text{fasadpelare}}}{3} \right)^2}{8}$$

$$M_{\text{balk}} = 406.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Antar fritt upplagd, stabiliserad mot vippning etc.

$$W_{\text{balk}} := \frac{M_{\text{balk}}}{f_{\text{std}}}$$

$$W_{\text{balk}} = 1.123 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Vilket motsvarar en IPE 400 balk

## Dynamisk inverkan

(Enligt BSV 97, avsnitt 3.2)

Metoden bygger på att huset är fast inspånt i grunden.

### Byggnadens egenfrekvens, $f_0$

#### Uppskattning 1 av egenfrekvensen:

Frekvensen uppskattas med hjälp av framräknad utböjning för byggnaden, vilket innebär en approximation då formeln gäller för en lämnstyv konstruktion. För att ligga på säkra sidan approximeras styvheten att vara ett medelvärde av de två svagaste styvheterna, högst upp i byggnaden.

$$l_{\text{frekvens1}} := \frac{l_{\text{våning}_{16\_30}} + l_{\text{våning}_{31\_45}}}{2}$$

$$l_{\text{frekvens2}} := \frac{l_{\text{våning}_{16\_30}} + l_{\text{våning}_{31\_45}}}{2}$$

$$l_{\text{frekvens}} := \min(l_{\text{frekvens1}}, l_{\text{frekvens2}})$$

$$q_{\text{frekvens}} := \frac{\left[ 14G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \right] \dots + (G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + G_{\text{tak}} \cdot L_{\text{hus}}^2)}{\frac{H_{\text{hus}}}{3}}$$

$$q_{\text{frekvens}} = 778.169 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{frekvens}} := \frac{q_{\text{frekvens}} \cdot H_{\text{hus}}^4}{8 \cdot 1.2 \cdot E_{\text{ck}} \cdot l_{\text{frekvens}}^6}$$

$$w_{\text{frekvens}} = 0.922 \text{ m}$$

$$f_{0\_nr1} := \frac{6.37}{\sqrt{\frac{w_{\text{frekvens}} \cdot 100}{1 \text{ m}}}} \cdot \text{Hz}$$

$$f_{0\_nr1} = 0.664 \text{ Hz}$$

#### Uppskattning 2 av egenfrekvensen:

Vikter av en våning, för användning av beräkning frekvens:

$$W_{1\_15} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{1\_15}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \quad W_{1\_15} = 1.307 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$W_{16\_30} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{16\_30}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \quad W_{16\_30} = 1.188 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$W_{31\_45} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + (G_{\text{bjälklag}} + 0.7 \cdot q_{\text{k\_bunden}}) \cdot L_{\text{hus}}^2 \quad W_{31\_45} = 1.128 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$W_{45} := G_{\text{kärna}_{\text{våning}_{31\_45}}} + G_{\text{tak}} \cdot L_{\text{hus}}^2 \quad W_{45} = 1.173 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$f_{0\_nr2} := 0.409 \text{ Hz}$$

$$f_{0\_nr2} = 0.409 \text{ Hz}$$

Baseras på Rayleighs metod. [Smith, Coull (1991)] Se Bilaga E2 för beräkning.

#### Val av egenfrekvens:

Då uppskattning nummer två tar hänsyn till byggnadens styvhets fördelning anser vi denna var mest lik verkligheten.

$$f_0 := f_{0\_nr2}$$

$$f_0 = 0.409 \text{ Hz}$$

#### Acceleration i byggnadens topp

$$v_{\text{ref}} := 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$P_{\text{luff}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{dyn}} := 0.17$$

Enligt Snö- och vindlast, tabell 2:22a, terrängtyp 1

Turbolensens intensitetsfaktor,  $I_u$ :

$$I_u := \frac{1}{\ln\left(\frac{H_{hus}}{z_0}\right)} \quad I_u = 0.104$$

$$\frac{\left[14G_{kärna\_våning\_31\_45} + (G_{bjälklag} + 0.7 \cdot q_{k\_bunden}) \cdot L_{hus}^2\right] \dots}{+ (G_{kärna\_våning\_31\_45} + G_{tak} \cdot L_{hus}^2)}$$

$$m_{topp} := \frac{\frac{H_{hus}}{3}}{g}$$

$$C_{exp\_topp} := \left(\beta_{dyn} \cdot \ln\left(\frac{H_{hus}}{z_0}\right)\right)^2 \quad C_{exp\_topp} = 2.667$$

$\xi_{tid} := 0.86$  Faktor som omvandlar vindens värde från en återkomsttid på 50 år till 5 år

Dynamisk karakteristisk medelvindhastighet för toppen av byggnaden:

$$v_{mk\_topp\_acc} := \xi_{tid} \cdot v_{ref} \cdot \sqrt{C_{exp\_topp}} \quad v_{mk\_topp\_acc} = 35.109 \frac{m}{s}$$

Dynamiska faktorer:

$$q_{mk\_topp\_acc} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{mk\_topp\_acc}^2 \quad q_{mk\_topp\_acc} = 770.403 \text{ Pa}$$

$B := 0$  Dynamisk effekt medför att bakgrundseffekten försummas

$h_{ref} := 10\text{m}$  Referenshöjd, satt till 10 m enligt Snö- och vindlast sida 52

$L_c := 150\text{m}$  Karakteristisk turbulenslängd, sätts till 150m enligt Snö- och vindlast sida 52

$$F_{w\_topp\_acc} := \frac{4 \cdot \frac{f_0 \cdot L_c}{v_{mk\_topp\_acc}}}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{f_0 \cdot L_c}{v_{mk\_topp\_acc}}\right)^2\right]^{\frac{5}{6}}} \quad F_{w\_topp\_acc} = 0.079$$

$$\phi_{h\_acc} := \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot f_0 \cdot H_{hus}}{v_{mk\_topp\_acc}}} \quad \phi_{h\_acc} = 0.224$$

$$\phi_{b\_acc} := \frac{1}{1 + \frac{3.2 \cdot f_0 \cdot L_{hus}}{v_{mk\_topp\_acc}}} \quad \phi_{b\_acc} = 0.409$$

$\mu_{topp} := 1.7$  Formfaktor för byggandens övre tredjedel

$b_{topp} := L_{hus}$

Aerodynamisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet,  $\delta_a$ :

$$\delta_{a\_acc} := \frac{0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot \mu_{topp} \cdot b_{topp} \cdot v_{mk\_topp\_acc}}{m_{topp} \cdot f_0} \quad \delta_{a\_acc} = 0.045$$

Mekanisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet,  $\delta_m$ :

$\delta_m := 0.09$  Enligt Snö- och vindlast, tabell 3:22a, Höga husbyggnader med betongstomme

Responsens resonansdel,  $R^2$ :

$$R_{\text{sqrt\_acc}} := \frac{2 \cdot \pi \cdot F_{w\_topp\_acc} \cdot \phi_{b\_acc} \cdot \phi_{h\_acc}}{\delta_m + \delta_{a\_acc}} \quad R_{\text{sqrt\_acc}} = 0.338$$

$$\Delta_{\text{acc}} := 2 \cdot I_U \cdot R_{\text{sqrt\_acc}} \quad \Delta \text{ representerar faktorn } \sigma_w/w_{mk} \text{ i normen, d\u00e4r } \sigma_w \text{ \u00e4r}$$

$$\Delta_{\text{acc}} = 0.07 \quad \text{vindlastens standardavvikelse och } w_{mk} \text{ \u00e4r karakteristisk}$$

medelvindlast

Ekvivalenta egenfrekvensen,  $f_e$ :

$$f_{e\_acc} := \frac{f_0}{1 \cdot \text{Hz}} \quad \text{Enheten \u00e4r egentligen hertz,}$$

$$f_{e\_acc} = 0.409 \quad \text{men } g_w \text{ formeln kr\u00e4ver att } f_e \text{ \u00e4r}$$

enhetsl\u00f6s vilket medf\u00f6r att vi g\u00f6r egenfrekvensen enhetsl\u00f6s.

$$f_{e\_acc} \geq 0.0822 = 1$$

$$g_{w\_acc} := \sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot f_{e\_acc})} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot f_{e\_acc})}} \quad g_{w\_acc} = 3.492$$

**Formfaktor  $c_f$  (BSV 97, Tabell A2:7a):**

$$\lambda := 2 \cdot \frac{H_{\text{hus}}}{L_{\text{hus}}} \quad \lambda = 7.655$$

$$6 \leq \lambda \leq 12 = 1$$

$$c_f := 0.8 + \frac{0.1}{6} (\lambda - 6) \quad \text{Extrapolation} \quad c_f = 0.828$$

$$\phi_{\text{mod}} := 1 \quad \text{Modfaktorn som s\u00e4tts till 1 i toppen av huset}$$

**Acceleration:**

Enligt medelv\u00e4rde, RMS (Root-Mean-Square):

$$a_{\text{rms}} := \frac{3 \cdot I_U \cdot R_{\text{sqrt\_acc}} \cdot g_{mk\_topp\_acc} \cdot L_{\text{hus}} \cdot c_f \cdot \phi_{\text{mod}}}{m_{\text{topp}}} \quad a_{\text{rms}} = 0.033 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Enligt maxv\u00e4rde, peak:

$$k_p := g_{w\_acc}$$

$$a_{\text{peak}} := k_p \cdot a_{\text{rms}} \quad a_{\text{peak}} = 0.115 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Till\u00e5tet peakv\u00e4rde:

$$R_{\text{ar}} := 5 \quad \text{Vindstyrkor som \u00e5terkommer vart 5:e \u00e5r}$$

$$v_{\text{peak}} := \sqrt{2 \cdot \ln\left(\frac{f_0}{\text{Hz}} \cdot 600\right)} \cdot \left(0.68 + \frac{\ln(R_{\text{ar}})}{5}\right) \exp\left(-3.65 - 0.41 \cdot \ln\left(\frac{f_0}{\text{Hz}}\right)\right) \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$v_{\text{peak}} = 0.125 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_{\text{peak}} \leq v_{\text{peak}} = 1$$

**Kontroll av effekten "virvelavl\u00f6sning"**

Om villkoret nedan uppfylls, beh\u00f6vs inte virvelavl\u00f6sningen kontrolleras

$$\frac{H_{\text{hus}}}{L_{\text{hus}}} = 3.827 \quad \frac{H_{\text{hus}}}{L_{\text{hus}}} \leq 5 = 1$$

### **Kontroll av effekten "galloping"**

För höga rektangulär byggnader måste en kontroll göras mot effekten av "galloping", vilket motsvaras av virvelavlösning för cirkulära konstruktioner. Boverkets norm täcker inte detta område, varför Eurocode används:

$$\delta_S := \delta_m + \delta_{a\_acc} \quad \text{Konstruktionens dämpning}$$

$$S_C := \frac{2\delta_S \cdot m_{topp}}{2} \quad \text{Scrutons tal} \quad S_C = 11.351$$

$$a_G := 1.2u_{ft} \cdot L_{hus} \quad \text{Instabilitetsfaktor för galloping, kvadratisk tvärsnitt}$$

$$v_{CG} := \frac{2S_C}{a_G} f_0 \cdot L_{hus} \quad \text{Kritisk vindhastighet för galloping} \quad v_{CG} = 300.226 \frac{m}{s}$$

$$v_{CG} > 1.25v_{mk\_topp\_acc} = 1$$



# Bilaga C1

## Utböjningsberäkning för konstruktion med utriggare

(Enligt moment-areametoden, Handboken Bygg, Allmänna grunder, sidan 350)

$\mu$	1,32 (0.8 på lovartsida och 0.521 på läsida)	
$V_{ref}$	25 [m/s]	
$\rho_{luft}$	1,25 [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>Betongbalkarna tröghetsmoment</b>
$q_{ref}$	390,6 [N/m <sup>2</sup> ]	$I_{betong\_v\ddot{a}ning\_tot}$ 1089 [m <sup>4</sup> ]
$z_0$	0,01 [m]	$E_{sd}$ 12570000 [kN/m <sup>2</sup> ]
$\beta$	0,17	
$h_{v\ddot{a}ning}$	3,3 [m]	
$h_{hus}$	149 [m]	
$L_{hus}$	34 [m]	(Kvadratisk byggnad)
$C_{dyn}$	1,625	

### Betongens tröghetsmoment

$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_1\_15}$	945,0 [m <sup>4</sup> ]
$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_15\_30}$	579,0 [m <sup>4</sup> ]
$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_30\_45}$	390,0 [m <sup>4</sup> ]
$E_{cd\_instabilitet}$	12570000 [kN/m <sup>2</sup> ]

Markerade celler är indata från bilaga B1

Våning	z [m]	$w_k$ vind [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_{vind}$ [kNm]	$F_{sned}$ [kN]	$M_{sned}$ [kNm]	$M_{tot}$ [kNm]	w [m]
1	0,0	0,68	751844	0	54734	806578	0
2	3,3	0,81	721905	30,250	54734	776639	0,000
3	6,6	1,02	692243	30,250	53436	767535	0,001
4	9,9	1,15	662921	30,250	52238	715159	0,001
5	13,2	1,25	634002	30,250	51140	685142	0,003
6	16,5	1,33	605527	30,250	50142	655669	0,004
7	19,8	1,40	577530	30,250	49243	626774	0,006
8	23,1	1,45	550038	30,250	48445	598483	0,008
9	26,4	1,50	523073	30,250	47746	570819	0,010
10	29,7	1,55	496656	30,250	47147	543803	0,012
11	33,0	1,59	470804	30,250	46648	517452	0,015
12	36,3	1,63	445533	30,250	46249	491782	0,018
13	39,6	1,66	420858	30,250	45949	466807	0,021
14	42,9	1,69	396792	30,250	45750	442541	0,024
15	46,2	1,73	373348	30,250	45650	418997	0,027
16	49,5	1,75	350536	29,818	45547	396084	0,031
17	52,8	1,78	328369	29,818	42596	370965	0,035
18	56,1	1,81	306856	29,818	39742	346598	0,039
19	59,4	1,83	286007	29,818	36987	322993	0,043
20	62,7	1,85	265830	29,818	34330	300160	0,047
21	66,0	1,87	246335	29,818	31772	278107	0,052
22	69,3	1,89	227530	29,818	29312	256842	0,057
23	72,6	1,91	209423	29,818	26950	236373	0,061

Våning	z [m]	w <sub>k_vind</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>vind</sub> [kNm]	F <sub>sned</sub> [kN]	M <sub>sned</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	w [m]
24	75,9	1,93	192021	29,818	24687	216708	0,066
25	79,2	1,95	175332	29,818	22522	197854	0,071
26	82,5	1,97	159362	29,818	20456	179817	0,076
27	85,8	1,99	144118	29,818	18488	162606	0,081
28	89,1	2,00	129607	29,818	16618	146225	0,087
29	92,4	2,02	115835	29,818	14847	130682	0,092
30	95,7	2,04	102808	29,818	13174	115982	0,097
31	99,0	2,05	90532	29,385	11600	102131	0,103
32	102,3	2,07	79012	29,385	10145	89157	0,108
33	105,6	2,08	68254	29,385	8788	77042	0,114
34	108,9	2,09	58264	29,385	7527	65791	0,120
35	112,2	2,11	49046	29,385	6363	55410	0,125
36	115,5	2,12	40606	29,385	5297	45903	0,131
37	118,8	2,13	32949	29,385	4327	37276	0,137
38	122,1	2,15	26078	29,385	3454	29533	0,142
39	125,4	2,16	20000	29,385	2678	22679	0,148
40	128,7	2,17	14719	29,385	2000	16718	0,154
41	132,0	2,18	10238	29,385	1418	11656	0,159
42	135,3	2,19	6563	29,385	933	7496	0,165
43	138,6	2,20	3697	29,385	545	4242	0,171
44	141,9	2,21	1646	29,385	254	1900	0,177
45	145,2	2,23	412	36,492	60	472	0,183
Tak	148,5	2,24	0	0,000	0	0	0,188

# Bilaga C2

## Utböjningsberäkning för konstruktion med exentrisk kärna

(Enligt moment-areametoden, Handboken Bygg, Allmänna grunder, sidan 350)

$\mu$	1,321 (0,8 på lovartsidan och 0,521 på läsidan)		
$V_{ref}$	25 [m/s]	<b>Betongens tröghetsmoment</b>	
$\rho_{luft}$	1,25 [kg/m <sup>3</sup> ]	$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_1\_15}$	2269 [m <sup>4</sup> ]
$q_{ref}$	390,6 [N/m <sup>2</sup> ]	$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_15\_30}$	1383 [m <sup>4</sup> ]
$z_0$	0,01 [m]	$I_{tot\_fall1\_v\ddot{a}ning\_30\_45}$	929 [m <sup>4</sup> ]
$\beta$	0,17	$E_{cd\_instabilitet}$	16440000 [kN/m <sup>2</sup> ]
$h_{v\ddot{a}ning}$	3,3 [m]	Markerade celler är indata från Bilaga B2	
$h_{hus}$	148,5 [m]		
$L_{hus}$	38,8 [m]	(Kvadratisk byggnad)	
$C_{dyn}$	1,625		

Våning	z [m]	$w_{k\_vind}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_{vind}$ [kNm]	$F_{sned}$ [kN]	$M_{sned}$ [kNm]	$M_{tot}$ [kNm]	w [m]
1	0,0	0,68	857986	0	54734	912720	0
2	3,3	0,81	823821	30,250	54734	878555	0,000
3	6,6	1,02	789972	30,250	53436	868349	0,001
4	9,9	1,15	756510	30,250	52238	808748	0,001
5	13,2	1,25	723508	30,250	51140	774648	0,002
6	16,5	1,33	691013	30,250	50142	741155	0,003
7	19,8	1,40	659064	30,250	49243	708307	0,004
8	23,1	1,45	627690	30,250	48445	676135	0,006
9	26,4	1,50	596919	30,250	47746	644665	0,008
10	29,7	1,55	566772	30,250	47147	613919	0,009
11	33,0	1,59	537270	30,250	46648	583918	0,011
12	36,3	1,63	508432	30,250	46249	554680	0,014
13	39,6	1,66	480273	30,250	45949	526222	0,016
14	42,9	1,69	452810	30,250	45750	498559	0,019
15	46,2	1,73	426055	30,250	45650	471705	0,021
16	49,5	1,75	400024	29,818	45547	445571	0,024
17	52,8	1,78	374727	29,818	42596	417323	0,027
18	56,1	1,81	350177	29,818	39742	389919	0,030
19	59,4	1,83	326384	29,818	36987	363371	0,034
20	62,7	1,85	303359	29,818	34330	337689	0,037
21	66,0	1,87	281112	29,818	31772	312884	0,041
22	69,3	1,89	259652	29,818	29312	288964	0,045
23	72,6	1,91	238989	29,818	26950	265939	0,049
24	75,9	1,93	219130	29,818	24687	243817	0,053
25	79,2	1,95	200084	29,818	22522	222606	0,057
26	82,5	1,97	181860	29,818	20456	202315	0,062
27	85,8	1,99	164464	29,818	18488	182952	0,066
28	89,1	2,00	147904	29,818	16618	164522	0,071
29	92,4	2,02	132188	29,818	14847	147035	0,075
30	95,7	2,04	117322	29,818	13174	130496	0,080
31	99,0	2,05	103313	29,385	11600	114912	0,085
32	102,3	2,07	90167	29,385	10145	100312	0,090
33	105,6	2,08	77890	29,385	8788	86678	0,094
34	108,9	2,09	66489	29,385	7527	74016	0,099

Våning	z [m]	$w_{k\_vind}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_{vind}$ [kNm]	$F_{sned}$ [kN]	$M_{sned}$ [kNm]	$M_{tot}$ [kNm]	w [m]
35	112,2	2,11	55970	29,385	6363	62334	0,104
36	115,5	2,12	46339	29,385	5297	51635	0,109
37	118,8	2,13	37600	29,385	4327	41927	0,114
38	122,1	2,15	29760	29,385	3454	33214	0,119
39	125,4	2,16	22824	29,385	2678	25502	0,124
40	128,7	2,17	16797	29,385	2000	18796	0,129
41	132,0	2,18	11683	29,385	1418	13101	0,135
42	135,3	2,19	7489	29,385	933	8422	0,140
43	138,6	2,20	4219	29,385	545	4764	0,145
44	141,9	2,21	1878	29,385	254	2132	0,150
45	145,2	2,23	470	36,492	60	530	0,155
Tak	148,5	2,24	0	0,000	0	0	0,160

# Bilaga D1

## Knäckninglast för central kärna enligt Vianellos metod

### Utriggarkonstruktion

46 beräkningspunkter används med en beräkningspunkt i varje våningsplan  
Markerade celler är indata från Bilaga B1

#### Indata för centralt schakt

$E_{cd}$  12,55 [GPa] ( $E_{cd\_insatbillitet\_långtid}$ )

$I_{31-45}$  390 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_31\_45}$ )

$I_{16-30}$  579 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_16\_30}$ )

$I_{1-15}$  945 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_1\_15}$ )

$N_{tak}$  3,83 [MN] ( $F_{v\_45\_kärna}$ )

$N_{31\_44}$  4,27 [MN] ( $F_{v\_31\_44\_kärna}$ )

$N_{16\_30}$  4,72 [MN] ( $F_{v\_16\_30\_kärna}$ )

$N_{1\_15}$  5,611 [MN] ( $F_{v\_1\_15\_kärna}$ )

#### Valda referensvärden och förhållanden, se Figur 1

$I_0$  390 [m<sup>4</sup>]

$N$  3,83 [MN]

$N_{tak}$  1,000 \* $N$

$N_{31\_44}$  1,115 \* $N$

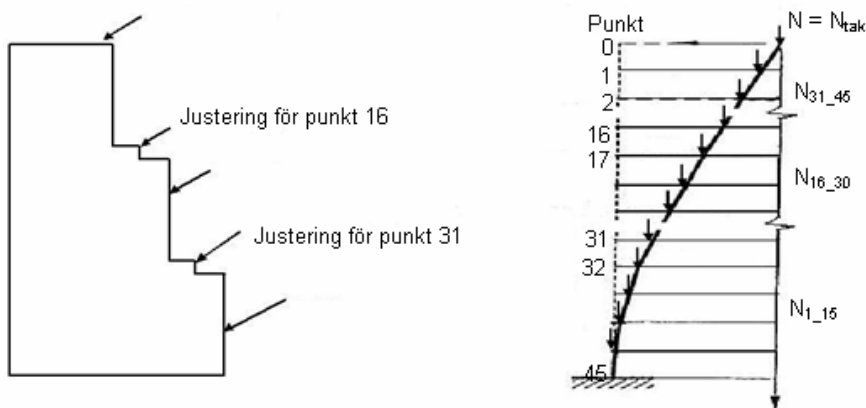
$N_{16\_30}$  1,232 \* $N$

$N_{1\_15}$  1,465 \* $N$

#### Data för byggnad

$L$  148,5 [m] ( $H_{hus}$ )

$h$  3,3 [m] ( $H_{våning}$ )



Figur 1 - Styvhetsförhållande och kraftfördelning

**Iteration 1** (Markerade celler är indata från Bilaga C1)

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	1/(EI)	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	149	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							1,29E+02	
1	45	145	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		4,25E+02
1,5							1,29E+02	
2	44	142	1,00E-03	1,00	2,11E-03	2,11E-03		8,50E+02
2,5							1,29E+02	
3	43	139	1,00E-03	1,00	2,11E-03	2,11E-03		1,27E+03
3,5							1,29E+02	
4	42	135	3,00E-03	1,00	1,08E-02	1,08E-02		1,70E+03
4,5							1,29E+02	
5	41	132	4,00E-03	1,00	1,63E-02	1,63E-02		2,12E+03
5,5							1,29E+02	
6	40	129	6,00E-03	1,00	2,94E-02	2,94E-02		2,55E+03
6,5							1,29E+02	
7	39	125	8,00E-03	1,00	4,48E-02	4,48E-02		2,97E+03
7,5							1,28E+02	
8	38	122	1,00E-02	1,00	6,24E-02	6,24E-02	0,00E+00	3,40E+03
8,5							1,28E+02	
9	37	119	1,20E-02	1,00	8,22E-02	8,22E-02		3,82E+03
9,5							1,28E+02	
10	36	116	1,50E-02	1,00	1,15E-01	1,15E-01		4,24E+03
10,5							1,28E+02	
11	35	112	1,80E-02	1,00	1,52E-01	1,52E-01		4,66E+03
11,5							1,27E+02	
12	34	109	2,10E-02	1,00	1,92E-01	1,92E-01		5,08E+03
12,5							1,26E+02	
13	33	106	2,40E-02	1,00	2,35E-01	2,35E-01		5,50E+03
13,5							1,26E+02	
14	32	102	2,70E-02	1,00	2,81E-01	2,81E-01		5,92E+03
14,5							1,25E+02	
15	31	99	3,10E-02	1,00	3,48E-01	3,48E-01		6,33E+03
15,5							1,24E+02	
16	30	95,7	3,50E-02	0,80	4,18E-01	3,37E-01		6,74E+03
16,5							1,22E+02	
17	29	92,4	3,90E-02	0,67	4,94E-01	3,33E-01		7,14E+03
17,5							1,21E+02	
18	28	89,1	4,30E-02	0,67	5,75E-01	3,87E-01		7,54E+03
18,5							1,20E+02	
19	27	85,8	4,70E-02	0,67	6,61E-01	4,45E-01		7,94E+03
19,5							1,19E+02	
20	26	82,5	5,20E-02	0,67	7,74E-01	5,21E-01		8,33E+03
20,5							1,17E+02	
21	25	79,2	5,70E-02	0,67	8,93E-01	6,02E-01		8,71E+03
21,5							1,15E+02	
22	24	75,9	6,10E-02	0,67	9,94E-01	6,69E-01		9,09E+03
22,5							1,13E+02	
23	23	72,6	6,60E-02	0,67	1,13E+00	7,58E-01		9,46E+03
23,5							1,10E+02	
24	22	69,3	7,10E-02	0,67	1,26E+00	8,51E-01		9,83E+03

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$V_{ber}$ [m]
24,5							1,07E+02	
25	21	66	7,60E-02	0,67	1,41E+00	9,48E-01	1,04E+02	1,02E+04
25,5								
26	20	62,7	8,10E-02	0,67	1,56E+00	1,05E+00	1,01E+02	1,05E+04
26,5								
27	19	59,4	8,70E-02	0,67	1,75E+00	1,18E+00	9,70E+01	1,09E+04
27,5								
28	18	56,1	9,20E-02	0,67	1,91E+00	1,28E+00	9,27E+01	1,12E+04
28,5								
29	17	52,8	9,70E-02	0,67	2,08E+00	1,40E+00	8,81E+01	1,15E+04
29,5								
30	16	49,5	1,03E-01	0,67	2,29E+00	1,54E+00	8,30E+01	1,18E+04
30,5								
31	15	46,2	1,08E-01	0,51	2,47E+00	1,26E+00	7,88E+01	1,21E+04
31,5								
32	14	42,9	1,14E-01	0,41	2,69E+00	1,11E+00	7,52E+01	1,23E+04
32,5								
33	13	39,6	1,20E-01	0,41	2,93E+00	1,21E+00	7,12E+01	1,26E+04
33,5								
34	12	36,3	1,25E-01	0,41	3,13E+00	1,29E+00	6,69E+01	1,28E+04
34,5								
35	11	33	1,31E-01	0,41	3,38E+00	1,40E+00	6,23E+01	1,30E+04
35,5								
36	10	29,7	1,37E-01	0,41	3,64E+00	1,50E+00	5,74E+01	1,32E+04
36,5								
37	9	26,4	1,42E-01	0,41	3,87E+00	1,60E+00	5,21E+01	1,34E+04
37,5								
38	8	23,1	1,48E-01	0,41	4,15E+00	1,71E+00	4,64E+01	1,36E+04
38,5								
39	7	19,8	1,54E-01	0,41	4,44E+00	1,83E+00	4,04E+01	1,37E+04
39,5								
40	6	16,5	1,59E-01	0,41	4,68E+00	1,93E+00	3,40E+01	1,39E+04
40,5								
41	5	13,2	1,65E-01	0,41	4,99E+00	2,06E+00	2,72E+01	1,40E+04
41,5								
42	4	9,9	1,71E-01	0,41	5,30E+00	2,19E+00	2,00E+01	1,41E+04
42,5								
43	3	6,6	1,77E-01	0,41	5,62E+00	2,32E+00	1,24E+01	1,41E+04
43,5								
44	2	3,3	1,83E-01	0,41	5,95E+00	2,46E+00	4,25E+00	1,42E+04
44,5								
45	1	0	1,88E-01	0,41	6,24E+00	2,57E+00	0,00E+00	1,42E+04
Summa:			3,41E+00					3,93E+05

Multiplikator:  $\frac{1}{E_{cd} \cdot I_0} \cdot N$   $\frac{(-1)N}{(E_{cd} I_0)} \cdot N$   $\frac{N}{(E_{cd} I_0)}$

**Säkerhet mot knäckning:**

$$s = 0,19 \cdot E_{cd} I_0 / (N L^2)$$

$$s = 11,1$$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$$N_c = 4,25E+01 \text{ [MN]}$$

## Iteration 2

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	149	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							1,05E+07	
1	45	145	4,25E+02	1,00	4,25E+02	4,25E+02		3,47E+07
1,5							1,05E+07	
2	44	142	8,50E+02	1,00	1,32E+03	1,32E+03		6,95E+07
2,5							1,05E+07	
3	43	139	1,27E+03	1,00	2,70E+03	2,70E+03		1,04E+08
3,5							1,05E+07	
4	42	135	1,70E+03	1,00	4,54E+03	4,54E+03		1,39E+08
4,5							1,05E+07	
5	41	132	2,12E+03	1,00	6,86E+03	6,86E+03		1,74E+08
5,5							1,05E+07	
6	40	129	2,55E+03	1,00	9,65E+03	9,65E+03		2,08E+08
6,5							1,04E+07	
7	39	125	2,97E+03	1,00	1,29E+04	1,29E+04		2,43E+08
7,5							1,04E+07	
8	38	122	3,40E+03	1,00	1,66E+04	1,66E+04		2,77E+08
8,5							1,03E+07	
9	37	119	3,82E+03	1,00	2,08E+04	2,08E+04		3,11E+08
9,5							1,03E+07	
10	36	116	4,24E+03	1,00	2,55E+04	2,55E+04		3,45E+08
10,5							1,02E+07	
11	35	112	4,66E+03	1,00	3,06E+04	3,06E+04		3,79E+08
11,5							1,01E+07	
12	34	109	5,08E+03	1,00	3,62E+04	3,62E+04		4,12E+08
12,5							9,97E+06	
13	33	106	5,50E+03	1,00	4,22E+04	4,22E+04		4,45E+08
13,5							9,83E+06	
14	32	102	5,92E+03	1,00	4,86E+04	4,86E+04		4,77E+08
14,5							9,67E+06	
15	31	99	6,33E+03	1,00	5,54E+04	5,54E+04		5,09E+08
15,5							9,49E+06	
16	30	95,7	6,74E+03	0,80	6,27E+04	5,04E+04		5,40E+08
16,5							9,32E+06	
17	29	92,4	7,14E+03	0,67	7,03E+04	4,74E+04		5,71E+08
17,5							9,17E+06	
18	28	89,1	7,54E+03	0,67	7,84E+04	5,28E+04		6,01E+08
18,5							8,99E+06	
19	27	85,8	7,94E+03	0,67	8,69E+04	5,85E+04		6,31E+08
19,5							8,80E+06	
20	26	82,5	8,33E+03	0,67	9,58E+04	6,45E+04		6,60E+08
20,5							8,58E+06	
21	25	79,2	8,71E+03	0,67	1,05E+05	7,07E+04		6,88E+08
21,5							8,35E+06	
22	24	75,9	9,09E+03	0,67	1,14E+05	7,71E+04		7,16E+08
22,5							8,10E+06	
23	23	72,6	9,46E+03	0,67	1,24E+05	8,37E+04		7,43E+08
23,5							7,82E+06	
24	22	69,3	9,83E+03	0,67	1,34E+05	9,05E+04		7,69E+08



Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$V_{ber}$ [m]
24,5							7,52E+06	
25	21	66	1,02E+04	0,67	1,45E+05	9,74E+04		7,93E+08
25,5							7,20E+06	
26	20	62,7	1,05E+04	0,67	1,55E+05	1,04E+05		8,17E+08
26,5							6,86E+06	
27	19	59,4	1,09E+04	0,67	1,65E+05	1,11E+05		8,40E+08
27,5							6,49E+06	
28	18	56,1	1,12E+04	0,67	1,76E+05	1,18E+05		8,61E+08
28,5							6,10E+06	
29	17	52,8	1,15E+04	0,67	1,86E+05	1,25E+05		8,81E+08
29,5							5,69E+06	
30	16	49,5	1,18E+04	0,67	1,96E+05	1,32E+05		9,00E+08
30,5							5,25E+06	
31	15	46,2	1,21E+04	0,51	2,06E+05	1,05E+05		9,17E+08
31,5							4,90E+06	
32	14	42,9	1,23E+04	0,41	2,16E+05	8,91E+04		9,34E+08
32,5							4,61E+06	
33	13	39,6	1,26E+04	0,41	2,26E+05	9,31E+04		9,49E+08
33,5							4,30E+06	
34	12	36,3	1,28E+04	0,41	2,35E+05	9,70E+04		9,63E+08
34,5							3,98E+06	
35	11	33	1,30E+04	0,41	2,44E+05	1,01E+05		9,76E+08
35,5							3,65E+06	
36	10	29,7	1,32E+04	0,41	2,53E+05	1,05E+05		9,88E+08
36,5							3,30E+06	
37	9	26,4	1,34E+04	0,41	2,62E+05	1,08E+05		9,99E+08
37,5							2,95E+06	
38	8	23,1	1,36E+04	0,41	2,70E+05	1,11E+05		1,01E+09
38,5							2,58E+06	
39	7	19,8	1,37E+04	0,41	2,77E+05	1,14E+05		1,02E+09
39,5							2,20E+06	
40	6	16,5	1,39E+04	0,41	2,84E+05	1,17E+05		1,02E+09
40,5							1,81E+06	
41	5	13,2	1,40E+04	0,41	2,89E+05	1,19E+05		1,03E+09
41,5							1,42E+06	
42	4	9,9	1,41E+04	0,41	2,94E+05	1,21E+05		1,04E+09
42,5							1,02E+06	
43	3	6,6	1,41E+04	0,41	2,98E+05	1,23E+05		1,04E+09
43,5							6,13E+05	
44	2	3,3	1,42E+04	0,41	3,00E+05	1,24E+05		1,04E+09
44,5			0,00E+00				2,05E+05	
45	1	0	1,42E+04	0,41	3,01E+05	1,24E+05	0,00E+00	1,04E+09
Summa:			3,93E+05					3,01E+10

Multiplikator:  $\frac{1}{(E_{cd} \cdot I_0)}$  \*N  $\frac{(-1)N}{(E_{cd} I_0)}$  \*N  $\frac{N}{(E_{cd} I_0)}$  \*N  $\frac{N}{(E_{cd} I_0)}$

**Säkerhet mot knäckning:**

$$s = 0,29 \cdot \frac{E_{cd} I_0}{(NL)^2}$$

$$s = 16,7$$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$$N_c = 6,39E+01 \text{ [MN]}$$

### Iteration 3

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	149	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							7,73E+11	
1	45	145	3,47E+07	1,00	3,47E+07	3,47E+07		2,55E+12
1,5							7,73E+11	
2	44	142	6,95E+07	1,00	1,08E+08	1,08E+08		5,10E+12
2,5							7,73E+11	
3	43	139	1,04E+08	1,00	2,20E+08	2,20E+08		7,65E+12
3,5							7,72E+11	
4	42	135	1,39E+08	1,00	3,71E+08	3,71E+08		1,02E+13
4,5							7,71E+11	
5	41	132	1,74E+08	1,00	5,60E+08	5,60E+08		1,27E+13
5,5							7,69E+11	
6	40	129	2,08E+08	1,00	7,87E+08	7,87E+08		1,53E+13
6,5							7,66E+11	
7	39	125	2,43E+08	1,00	1,05E+09	1,05E+09		1,78E+13
7,5							7,63E+11	
8	38	122	2,77E+08	1,00	1,35E+09	1,35E+09		2,03E+13
8,5							7,59E+11	
9	37	119	3,11E+08	1,00	1,69E+09	1,69E+09		2,28E+13
9,5							7,53E+11	
10	36	116	3,45E+08	1,00	2,07E+09	2,07E+09		2,53E+13
10,5							7,46E+11	
11	35	112	3,79E+08	1,00	2,48E+09	2,48E+09		2,78E+13
11,5							7,38E+11	
12	34	109	4,12E+08	1,00	2,92E+09	2,92E+09		3,02E+13
12,5							7,28E+11	
13	33	106	4,45E+08	1,00	3,39E+09	3,39E+09		3,26E+13
13,5							7,17E+11	
14	32	102	4,77E+08	1,00	3,89E+09	3,89E+09		3,50E+13
14,5							7,04E+11	
15	31	99	5,09E+08	1,00	4,42E+09	4,42E+09		3,73E+13
15,5							6,90E+11	
16	30	95,7	5,40E+08	0,80	4,98E+09	4,01E+09		3,96E+13
16,5							6,76E+11	
17	29	92,4	5,71E+08	0,67	5,56E+09	3,75E+09		4,18E+13
17,5							6,64E+11	
18	28	89,1	6,01E+08	0,67	6,17E+09	4,16E+09		4,40E+13
18,5							6,50E+11	
19	27	85,8	6,31E+08	0,67	6,81E+09	4,58E+09		4,62E+13
19,5							6,35E+11	
20	26	82,5	6,60E+08	0,67	7,46E+09	5,03E+09		4,83E+13
20,5							6,19E+11	
21	25	79,2	6,88E+08	0,67	8,14E+09	5,48E+09		5,03E+13
21,5							6,01E+11	
22	24	75,9	7,16E+08	0,67	8,83E+09	5,95E+09		5,23E+13
22,5							5,81E+11	
23	23	72,6	7,43E+08	0,67	9,54E+09	6,42E+09		5,42E+13
23,5				0,00			5,60E+11	
24	22	69,3	7,69E+08	0,67	1,02E+10	6,90E+09		5,60E+13

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$V_{ber}$ [m]
24,5							5,37E+11	
25	21	66	7,93E+08	0,67	1,10E+10	7,38E+09		5,78E+13
25,5							5,13E+11	
26	20	62,7	8,17E+08	0,67	1,17E+10	7,86E+09		5,95E+13
26,5							4,87E+11	
27	19	59,4	8,40E+08	0,67	1,24E+10	8,34E+09		6,11E+13
27,5							4,59E+11	
28	18	56,1	8,61E+08	0,67	1,31E+10	8,81E+09		6,26E+13
28,5							4,30E+11	
29	17	52,8	8,81E+08	0,67	1,38E+10	9,27E+09		6,40E+13
29,5							3,99E+11	
30	16	49,5	9,00E+08	0,67	1,44E+10	9,71E+09		6,54E+13
30,5							3,67E+11	
31	15	46,2	9,17E+08	0,51	1,50E+10	7,70E+09		6,66E+13
31,5							3,42E+11	
32	14	42,9	9,34E+08	0,41	1,57E+10	6,46E+09		6,77E+13
32,5							3,21E+11	
33	13	39,6	9,49E+08	0,41	1,62E+10	6,70E+09		6,88E+13
33,5							2,99E+11	
34	12	36,3	9,63E+08	0,41	1,68E+10	6,94E+09		6,97E+13
34,5							2,76E+11	
35	11	33	9,76E+08	0,41	1,74E+10	7,17E+09		7,07E+13
35,5							2,52E+11	
36	10	29,7	9,88E+08	0,41	1,79E+10	7,39E+09		7,15E+13
36,5							2,28E+11	
37	9	26,4	9,99E+08	0,41	1,84E+10	7,59E+09		7,22E+13
37,5							2,03E+11	
38	8	23,1	1,01E+09	0,41	1,88E+10	7,77E+09		7,29E+13
38,5							1,77E+11	
39	7	19,8	1,02E+09	0,41	1,92E+10	7,94E+09		7,35E+13
39,5							1,51E+11	
40	6	16,5	1,02E+09	0,41	1,96E+10	8,09E+09		7,40E+13
40,5							1,24E+11	
41	5	13,2	1,03E+09	0,41	1,99E+10	8,22E+09		7,44E+13
41,5							9,69E+10	
42	4	9,9	1,04E+09	0,41	2,02E+10	8,32E+09		7,47E+13
42,5							6,95E+10	
43	3	6,6	1,04E+09	0,41	2,03E+10	8,39E+09		7,49E+13
43,5							4,18E+10	
44	2	3,3	1,04E+09	0,41	2,04E+10	8,44E+09		7,51E+13
44,5							1,39E+10	
45	1	0	1,04E+09	0,41	2,05E+10	8,45E+09	0,00E+00	7,51E+13
		Summa:	3,01E+10					2,19E+15

Multiplikator:  $\frac{1}{E_{cd} \cdot I_0} \cdot N$   $\frac{(-1)N}{(E_{cd} I_0)} \cdot N / (E_{cd} I_0)$   $\frac{N}{(E_{cd} I_0)}$

**Säkerhet mot knäckning:**

$$s = 0,30 \cdot E_{cd} I_0 / (NL^2)$$

$$s = 17,58$$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$$N_c = 67,340 \text{ [MN]}$$

# Bilaga D2

## Knäckninglast för en ensam kärnvägg enligt Vianellos metod - utriggarkonstruktion

46 beräkningspunkter används med en beräkningspunkt i varje våningsplan  
Markerade celler är indata från Bilaga B1

### Indata för centralt schakt

$E_{cd}$  12,55 [GPa] ( $E_{cd\_insatillitet\_långtid}$ )

$I_{31-45}$  50 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_31\_45}$ )

$I_{16-30}$  75 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_16\_30}$ )

$I_{1-15}$  124 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_1\_15}$ )

$N_{tak}$  0,96 [MN] ( $F_{v\_45\_kärna}$ )

$N_{31\_44}$  1,07 [MN] ( $F_{v\_31\_44\_kärna}$ )

$N_{16\_30}$  1,18 [MN] ( $F_{v\_16\_30\_kärna}$ )

$N_{1\_15}$  1,403 [MN] ( $F_{v\_1\_15\_kärna}$ )

### Valda referensvärden och förhållanden, se Figur 1

$I_0$  50 [m<sup>4</sup>]

$N$  0,96 [MN]

$N_{tak}$  1,000 \*N

$N_{31\_44}$  1,115 \*N

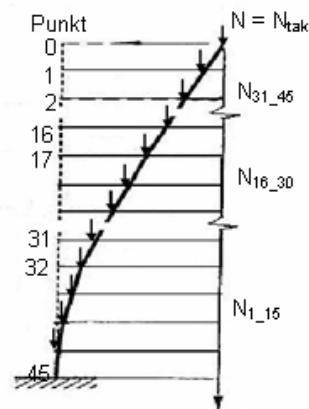
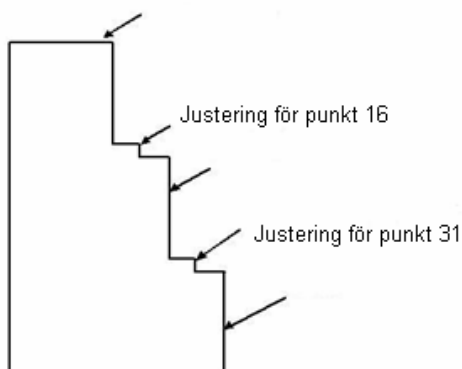
$N_{16\_30}$  1,232 \*N

$N_{1\_15}$  1,466 \*N

### Data för byggnad:

$L$  148,5 [m] ( $H_{hus}$ )

$h$  3,3 [m] ( $H_{våning}$ )



Figur 1 - Styvhetsförhållande och kraftfördelning

**Iteration 1** (Markerade celler är indata från Bilaga C1)

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	148,50	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							1,27E+02	
1	45	145,20	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		4,18E+02
1,5							1,27E+02	
2	44	141,90	1,00E-03	1,00	2,11E-03	2,11E-03		8,35E+02
2,5							1,27E+02	
3	43	138,60	1,00E-03	1,00	2,11E-03	2,11E-03		1,25E+03
3,5							1,27E+02	
4	42	135,30	3,00E-03	1,00	1,08E-02	1,08E-02		1,67E+03
4,5							1,26E+02	
5	41	132,00	4,00E-03	1,00	1,63E-02	1,63E-02		2,09E+03
5,5							1,26E+02	
6	40	128,70	6,00E-03	1,00	2,94E-02	2,94E-02		2,50E+03
6,5							1,26E+02	
7	39	125,40	8,00E-03	1,00	4,48E-02	4,48E-02		2,92E+03
7,5							1,26E+02	
8	38	122,10	1,00E-02	1,00	6,24E-02	6,24E-02	0,00E+00	3,34E+03
8,5							1,26E+02	
9	37	118,80	1,20E-02	1,00	8,22E-02	8,22E-02		3,75E+03
9,5							1,26E+02	
10	36	115,50	1,50E-02	1,00	1,15E-01	1,15E-01		4,17E+03
10,5							1,25E+02	
11	35	112,20	1,80E-02	1,00	1,52E-01	1,52E-01		4,58E+03
11,5							1,25E+02	
12	34	108,90	2,10E-02	1,00	1,92E-01	1,92E-01		4,99E+03
12,5							1,24E+02	
13	33	105,60	2,40E-02	1,00	2,35E-01	2,35E-01		5,40E+03
13,5							1,23E+02	
14	32	102,30	2,70E-02	1,00	2,81E-01	2,81E-01		5,81E+03
14,5							1,22E+02	
15	31	99,00	3,10E-02	1,00	3,48E-01	3,48E-01		6,22E+03
15,5							1,21E+02	
16	30	95,70	3,50E-02	0,80	4,19E-01	3,35E-01		6,62E+03
16,5							1,20E+02	
17	29	92,40	3,90E-02	0,67	4,94E-01	3,30E-01		7,01E+03
17,5							1,19E+02	
18	28	89,10	4,30E-02	0,67	5,75E-01	3,83E-01		7,41E+03
18,5							1,18E+02	
19	27	85,80	4,70E-02	0,67	6,61E-01	4,41E-01		7,79E+03
19,5							1,16E+02	
20	26	82,50	5,20E-02	0,67	7,74E-01	5,16E-01		8,18E+03
20,5							1,15E+02	
21	25	79,20	5,70E-02	0,67	8,93E-01	5,96E-01		8,56E+03
21,5							1,13E+02	
22	24	75,90	6,10E-02	0,67	9,94E-01	6,63E-01		8,93E+03
22,5							1,11E+02	
23	23	72,60	6,60E-02	0,67	1,13E+00	7,50E-01		9,29E+03
23,5							1,08E+02	
24	22	69,30	7,10E-02	0,67	1,26E+00	8,42E-01		9,65E+03

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
24,5							1,05E+02	
25	21	66,00	7,60E-02	0,67	1,41E+00	9,38E-01		1,00E+04
25,5							1,02E+02	
26	20	62,70	8,10E-02	0,67	1,56E+00	1,04E+00		1,03E+04
26,5							9,88E+01	
27	19	59,40	8,70E-02	0,67	1,75E+00	1,16E+00		1,07E+04
27,5							9,50E+01	
28	18	56,10	9,20E-02	0,67	1,91E+00	1,27E+00		1,10E+04
28,5							9,08E+01	
29	17	52,80	9,70E-02	0,67	2,08E+00	1,38E+00		1,13E+04
29,5							8,62E+01	
30	16	49,50	1,03E-01	0,67	2,29E+00	1,52E+00		1,16E+04
30,5							8,12E+01	
31	15	46,20	1,08E-01	0,50	2,47E+00	1,24E+00		1,18E+04
31,5							7,71E+01	
32	14	42,90	1,14E-01	0,40	2,69E+00	1,09E+00		1,21E+04
32,5							7,35E+01	
33	13	39,60	1,20E-01	0,40	2,93E+00	1,18E+00		1,23E+04
33,5							6,96E+01	
34	12	36,30	1,25E-01	0,40	3,13E+00	1,26E+00		1,26E+04
34,5							6,54E+01	
35	11	33,00	1,31E-01	0,40	3,38E+00	1,36E+00		1,28E+04
35,5							6,09E+01	
36	10	29,70	1,37E-01	0,40	3,65E+00	1,47E+00		1,30E+04
36,5							5,61E+01	
37	9	26,40	1,42E-01	0,40	3,87E+00	1,56E+00		1,32E+04
37,5							5,09E+01	
38	8	23,10	1,48E-01	0,40	4,15E+00	1,67E+00		1,33E+04
38,5							4,54E+01	
39	7	19,80	1,54E-01	0,40	4,44E+00	1,79E+00		1,35E+04
39,5							3,95E+01	
40	6	16,50	1,59E-01	0,40	4,68E+00	1,89E+00		1,36E+04
40,5							3,33E+01	
41	5	13,20	1,65E-01	0,40	4,99E+00	2,01E+00		1,37E+04
41,5							2,66E+01	
42	4	9,90	1,71E-01	0,40	5,30E+00	2,14E+00		1,38E+04
42,5							1,96E+01	
43	3	6,60	1,77E-01	0,40	5,63E+00	2,27E+00		1,39E+04
43,5							1,21E+01	
44	2	3,30	1,83E-01	0,40	5,96E+00	2,40E+00		1,39E+04
44,5							4,15E+00	
45	1	0,00	1,88E-01	0,40	6,24E+00	2,52E+00	0,00E+00	1,39E+04
		Summa:	3,41E+00					3,85E+05

Multiplikator:  $*1/(E_{cd} * I_0) * N$   $*(-1)N/(E_{cd}I_0) * N/(E_{cd}I_0) * N/(E_{cd}I_0)$

**Säkerhet mot knäckning:**

$s = 0,20 * E_{cd} I_0 / (NL^2)$

$s = 5,80$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$N_c = 5,55E+00$  [MN]

## Iteration 2

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	148,50	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							1,02E+07	
1	45	145,20	4,18E+02	1,00	4,18E+02	4,18E+02		3,36E+07
1,5							1,02E+07	
2	44	141,90	8,35E+02	1,00	1,30E+03	1,30E+03		6,71E+07
2,5							1,02E+07	
3	43	138,60	1,25E+03	1,00	2,65E+03	2,65E+03		1,01E+08
3,5							1,02E+07	
4	42	135,30	1,67E+03	1,00	4,46E+03	4,46E+03		1,34E+08
4,5							1,01E+07	
5	41	132,00	2,09E+03	1,00	6,74E+03	6,74E+03		1,68E+08
5,5							1,01E+07	
6	40	128,70	2,50E+03	1,00	9,49E+03	9,49E+03		2,01E+08
6,5							1,01E+07	
7	39	125,40	2,92E+03	1,00	1,27E+04	1,27E+04		2,34E+08
7,5							1,00E+07	
8	38	122,10	3,34E+03	1,00	1,64E+04	1,64E+04		2,67E+08
8,5							9,99E+06	
9	37	118,80	3,75E+03	1,00	2,05E+04	2,05E+04		3,00E+08
9,5							9,92E+06	
10	36	115,50	4,17E+03	1,00	2,51E+04	2,51E+04		3,33E+08
10,5							9,84E+06	
11	35	112,20	4,58E+03	1,00	3,01E+04	3,01E+04		3,66E+08
11,5							9,74E+06	
12	34	108,90	4,99E+03	1,00	3,55E+04	3,55E+04		3,98E+08
12,5							9,62E+06	
13	33	105,60	5,40E+03	1,00	4,14E+04	4,14E+04		4,30E+08
13,5							9,49E+06	
14	32	102,30	5,81E+03	1,00	4,77E+04	4,77E+04		4,61E+08
14,5							9,33E+06	
15	31	99,00	6,22E+03	1,00	5,45E+04	5,45E+04		4,92E+08
15,5							9,15E+06	
16	30	95,70	6,62E+03	0,80	6,16E+04	4,92E+04		5,22E+08
16,5							8,99E+06	
17	29	92,40	7,01E+03	0,67	6,91E+04	4,61E+04		5,51E+08
17,5							8,83E+06	
18	28	89,10	7,41E+03	0,67	7,70E+04	5,13E+04		5,81E+08
18,5							8,67E+06	
19	27	85,80	7,79E+03	0,67	8,54E+04	5,69E+04		6,09E+08
19,5							8,48E+06	
20	26	82,50	8,18E+03	0,67	9,41E+04	6,27E+04		6,37E+08
20,5							8,27E+06	
21	25	79,20	8,56E+03	0,67	1,03E+05	6,87E+04		6,64E+08
21,5							8,04E+06	
22	24	75,90	8,93E+03	0,67	1,12E+05	7,50E+04		6,91E+08
22,5							7,80E+06	
23	23	72,60	9,29E+03	0,67	1,22E+05	8,14E+04		7,17E+08
23,5							7,53E+06	
24	22	69,30	9,65E+03	0,67	1,32E+05	8,79E+04		7,42E+08

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$V_{ber}$ [m]
24,5							7,24E+06	
25	21	66,00	1,00E+04	0,67	1,42E+05	9,46E+04		7,65E+08
25,5							6,93E+06	
26	20	62,70	1,03E+04	0,67	1,52E+05	1,01E+05		7,88E+08
26,5							6,59E+06	
27	19	59,40	1,07E+04	0,67	1,62E+05	1,08E+05		8,10E+08
27,5							6,23E+06	
28	18	56,10	1,10E+04	0,67	1,72E+05	1,15E+05		8,31E+08
28,5							5,85E+06	
29	17	52,80	1,13E+04	0,67	1,83E+05	1,22E+05		8,50E+08
29,5							5,45E+06	
30	16	49,50	1,16E+04	0,67	1,92E+05	1,28E+05		8,68E+08
30,5							5,03E+06	
31	15	46,20	1,18E+04	0,50	2,02E+05	1,02E+05		8,85E+08
31,5							4,69E+06	
32	14	42,90	1,21E+04	0,40	2,12E+05	8,54E+04		9,00E+08
32,5							4,41E+06	
33	13	39,60	1,23E+04	0,40	2,21E+05	8,92E+04		9,15E+08
33,5							4,12E+06	
34	12	36,30	1,26E+04	0,40	2,31E+05	9,30E+04		9,28E+08
34,5							3,81E+06	
35	11	33,00	1,28E+04	0,40	2,40E+05	9,66E+04		9,41E+08
35,5							3,49E+06	
36	10	29,70	1,30E+04	0,40	2,48E+05	1,00E+05		9,52E+08
36,5							3,16E+06	
37	9	26,40	1,32E+04	0,40	2,57E+05	1,04E+05		9,63E+08
37,5							2,82E+06	
38	8	23,10	1,33E+04	0,40	2,65E+05	1,07E+05		9,72E+08
38,5							2,47E+06	
39	7	19,80	1,35E+04	0,40	2,72E+05	1,10E+05		9,80E+08
39,5							2,11E+06	
40	6	16,50	1,36E+04	0,40	2,78E+05	1,12E+05		9,87E+08
40,5							1,74E+06	
41	5	13,20	1,37E+04	0,40	2,84E+05	1,14E+05		9,93E+08
41,5							1,36E+06	
42	4	9,90	1,38E+04	0,40	2,88E+05	1,16E+05		9,97E+08
42,5							9,76E+05	
43	3	6,60	1,39E+04	0,40	2,92E+05	1,18E+05		1,00E+09
43,5							5,87E+05	
44	2	3,30	1,39E+04	0,40	2,94E+05	1,19E+05		1,00E+09
44,5			0,00E+00				1,96E+05	
45	1	0,00	1,39E+04	0,40	2,95E+05	1,19E+05	0,00E+00	1,00E+09
		Summa:	3,85E+05					2,90E+10

Multiplikator:  $*1/(E_{cd} * I_0) * N$   $*(-1)N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0)$

**Säkerhet mot knäckning:**

$s = 0,29 * E_{cd} I_0 / (NL^2)$

$s = 8,71$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$N_c = 8,33E+00$  [MN]



### Iteration 3

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	148,50	0,00E+00	1,00	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							7,34E+11	
1	45	145,20	3,36E+07	1,00	3,36E+07	3,36E+07		2,42E+12
1,5							7,34E+11	
2	44	141,90	6,71E+07	1,00	1,05E+08	1,05E+08		4,84E+12
2,5							7,34E+11	
3	43	138,60	1,01E+08	1,00	2,13E+08	2,13E+08		7,27E+12
3,5							7,33E+11	
4	42	135,30	1,34E+08	1,00	3,58E+08	3,58E+08		9,68E+12
4,5							7,32E+11	
5	41	132,00	1,68E+08	1,00	5,41E+08	5,41E+08		1,21E+13
5,5							7,30E+11	
6	40	128,70	2,01E+08	1,00	7,61E+08	7,61E+08		1,45E+13
6,5							7,27E+11	
7	39	125,40	2,34E+08	1,00	1,02E+09	1,02E+09		1,69E+13
7,5							7,24E+11	
8	38	122,10	2,67E+08	1,00	1,31E+09	1,31E+09		1,93E+13
8,5							7,20E+11	
9	37	118,80	3,00E+08	1,00	1,64E+09	1,64E+09		2,17E+13
9,5							7,14E+11	
10	36	115,50	3,33E+08	1,00	2,00E+09	2,00E+09		2,40E+13
10,5							7,08E+11	
11	35	112,20	3,66E+08	1,00	2,39E+09	2,39E+09		2,64E+13
11,5							7,00E+11	
12	34	108,90	3,98E+08	1,00	2,82E+09	2,82E+09		2,87E+13
12,5							6,91E+11	
13	33	105,60	4,30E+08	1,00	3,27E+09	3,27E+09		3,10E+13
13,5							6,80E+11	
14	32	102,30	4,61E+08	1,00	3,76E+09	3,76E+09		3,32E+13
14,5							6,67E+11	
15	31	99,00	4,92E+08	1,00	4,27E+09	4,27E+09		3,54E+13
15,5							6,53E+11	
16	30	95,70	5,22E+08	0,80	4,81E+09	3,84E+09		3,76E+13
16,5							6,41E+11	
17	29	92,40	5,51E+08	0,67	5,37E+09	3,58E+09		3,97E+13
17,5							6,29E+11	
18	28	89,10	5,81E+08	0,67	5,96E+09	3,97E+09		4,17E+13
18,5							6,16E+11	
19	27	85,80	6,09E+08	0,67	6,57E+09	4,38E+09		4,38E+13
19,5							6,01E+11	
20	26	82,50	6,37E+08	0,67	7,20E+09	4,80E+09		4,58E+13
20,5							5,85E+11	
21	25	79,20	6,64E+08	0,67	7,85E+09	5,24E+09		4,77E+13
21,5							5,68E+11	
22	24	75,90	6,91E+08	0,67	8,52E+09	5,68E+09		4,96E+13
22,5							5,49E+11	
23	23	72,60	7,17E+08	0,67	9,20E+09	6,13E+09		5,14E+13
23,5				0,00			5,29E+11	
24	22	69,30	7,42E+08	0,67	9,88E+09	6,59E+09		5,31E+13

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
24,5							5,07E+11	
25	21	66,00	7,65E+08	0,67	1,06E+10	7,05E+09		5,48E+13
25,5							4,84E+11	
26	20	62,70	7,88E+08	0,67	1,13E+10	7,51E+09		5,64E+13
26,5							4,59E+11	
27	19	59,40	8,10E+08	0,67	1,19E+10	7,96E+09		5,79E+13
27,5							4,33E+11	
28	18	56,10	8,31E+08	0,67	1,26E+10	8,41E+09		5,93E+13
28,5							4,05E+11	
29	17	52,80	8,50E+08	0,67	1,33E+10	8,84E+09		6,07E+13
29,5							3,76E+11	
30	16	49,50	8,68E+08	0,67	1,39E+10	9,26E+09		6,19E+13
30,5							3,46E+11	
31	15	46,20	8,85E+08	0,50	1,45E+10	7,28E+09		6,31E+13
31,5							3,22E+11	
32	14	42,90	9,00E+08	0,40	1,51E+10	6,08E+09		6,41E+13
32,5							3,02E+11	
33	13	39,60	9,15E+08	0,40	1,56E+10	6,31E+09		6,51E+13
33,5							2,81E+11	
34	12	36,30	9,28E+08	0,40	1,62E+10	6,53E+09		6,60E+13
34,5							2,59E+11	
35	11	33,00	9,41E+08	0,40	1,67E+10	6,74E+09		6,69E+13
35,5							2,37E+11	
36	10	29,70	9,52E+08	0,40	1,72E+10	6,95E+09		6,77E+13
36,5							2,14E+11	
37	9	26,40	9,63E+08	0,40	1,77E+10	7,14E+09		6,84E+13
37,5							1,90E+11	
38	8	23,10	9,72E+08	0,40	1,81E+10	7,31E+09		6,90E+13
38,5							1,66E+11	
39	7	19,80	9,80E+08	0,40	1,85E+10	7,47E+09		6,96E+13
39,5							1,42E+11	
40	6	16,50	9,87E+08	0,40	1,89E+10	7,61E+09		7,00E+13
40,5							1,17E+11	
41	5	13,20	9,93E+08	0,40	1,92E+10	7,72E+09		7,04E+13
41,5							9,11E+10	
42	4	9,90	9,97E+08	0,40	1,94E+10	7,82E+09		7,07E+13
42,5							6,53E+10	
43	3	6,60	1,00E+09	0,40	1,96E+10	7,89E+09		7,09E+13
43,5							3,93E+10	
44	2	3,30	1,00E+09	0,40	1,97E+10	7,93E+09		7,11E+13
44,5							1,31E+10	
45	1	0,00	1,00E+09	0,40	1,97E+10	7,95E+09	0,00E+00	7,11E+13
		Summa:	2,9E+10					2,07E+15

Multiplikator:  $*1/(E_{cd} * I_0) * N$   $*(-1)N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0)$

**Säkerhet mot knäckning:**

$$s = 0,31 * E_{cd} I_0 / (NL^2)$$

$$s = 9,18$$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$$N_c = 8,788 \text{ [MN]}$$

## Bilaga D3

### Knäckninglast för kärna enligt Vianellos metod

#### - konstruktion med excentrisk kärna

46 beräkningspunkter används med en beräkningspunkt i varje våningsplan  
Markerade celler är indata från Bilaga B2

Indata för centralt schakt

$E_{cd}$  12,55 [GPa] ( $E_{cd\_insatbillet\_långtid}$ )

$I_{31-45}$  929 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_31\_45}$ )

$I_{16-30}$  1383 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_16\_30}$ )

$I_{1-15}$  2269 [m<sup>4</sup>] ( $I_{1\_fall1\_våning\_1\_15}$ )

$N_{tak}$  5,34 [MN] ( $F_{v\_45\_kärna}$ )

$N_{31-44}$  5,900 [MN] ( $F_{v\_31\_44\_kärna}$ )

$N_{16-30}$  6,5 [MN] ( $F_{v\_16\_30\_kärna}$ )

$N_{1-15}$  7,690 [MN] ( $F_{v\_1\_15\_kärna}$ )

Valda referensvärden och förhållanden, se Figur 1

$I_0$  929 [m<sup>4</sup>]

$N$  5,34 [MN]

$N_{tak}$  1,000 \* $N$

$N_{31-44}$  1,104 \* $N$

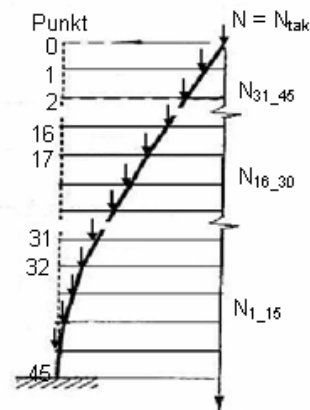
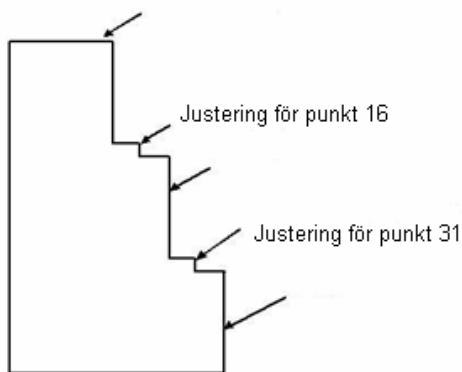
$N_{16-30}$  1,216 \* $N$

$N_{1-15}$  1,439 \* $N$

Data för byggnad:

$L$  148,5 [m] ( $H_{hus}$ )

$h$  3,3 [m] ( $H_{våning}$ )



Figur 1 - Styvhetsförhållande och kraftfördelning

**Iteration 1** (Markerade celler är indata från Bilaga C2)

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	148,5	0,00E+00	1,000	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							1,06E+02	
1	45	145,2	0,00E+00	1,000	0,00E+00	0,00E+00		3,50E+02
1,5							1,06E+02	
2	44	141,9	1,00E-03	1,000	2,10E-03	2,10E-03		7,00E+02
2,5							1,06E+02	
3	43	138,6	1,00E-03	1,000	2,10E-03	2,10E-03		1,05E+03
3,5							1,06E+02	
4	42	135,3	2,00E-03	1,000	6,42E-03	6,42E-03		1,40E+03
4,5							1,06E+02	
5	41	132,0	3,00E-03	1,000	1,18E-02	1,18E-02		1,75E+03
5,5							1,06E+02	
6	40	128,7	4,00E-03	1,000	1,84E-02	1,84E-02		2,10E+03
6,5							1,06E+02	
7	39	125,4	6,00E-03	1,000	3,36E-02	3,36E-02		2,45E+03
7,5							1,06E+02	
8	38	122,1	8,00E-03	1,000	5,11E-02	5,11E-02	0,00E+00	2,80E+03
8,5							1,06E+02	
9	37	118,8	9,00E-03	1,000	6,09E-02	6,09E-02		3,15E+03
9,5							1,05E+02	
10	36	115,5	1,10E-02	1,000	8,28E-02	8,28E-02		3,49E+03
10,5							1,05E+02	
11	35	112,2	1,40E-02	1,000	1,19E-01	1,19E-01		3,84E+03
11,5							1,05E+02	
12	34	108,9	1,60E-02	1,000	1,45E-01	1,45E-01		4,19E+03
12,5							1,04E+02	
13	33	105,6	1,90E-02	1,000	1,88E-01	1,88E-01		4,53E+03
13,5							1,04E+02	
14	32	102,3	2,10E-02	1,000	2,19E-01	2,19E-01		4,87E+03
14,5							1,03E+02	
15	31	99,0	2,40E-02	1,000	2,68E-01	2,68E-01		5,21E+03
15,5							1,02E+02	
16	30	95,7	2,70E-02	0,804	3,21E-01	2,58E-01		5,55E+03
16,5							1,01E+02	
17	29	92,4	3,00E-02	0,672	3,77E-01	2,53E-01		5,88E+03
17,5							1,00E+02	
18	28	89,1	3,40E-02	0,672	4,57E-01	3,07E-01		6,21E+03
18,5							9,93E+01	
19	27	85,8	3,70E-02	0,672	5,21E-01	3,50E-01		6,54E+03
19,5							9,82E+01	
20	26	82,5	4,10E-02	0,672	6,10E-01	4,10E-01		6,86E+03
20,5							9,68E+01	
21	25	79,2	4,50E-02	0,672	7,05E-01	4,74E-01		7,18E+03
21,5							9,52E+01	
22	24	75,9	4,90E-02	0,672	8,04E-01	5,40E-01		7,50E+03
22,5							9,35E+01	
23	23	72,6	5,30E-02	0,672	9,09E-01	6,10E-01		7,81E+03
23,5							9,15E+01	
24	22	69,3	5,70E-02	0,672	1,02E+00	6,84E-01		8,11E+03

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
24,5							8,92E+01	
25	21	66,0	6,20E-02	0,672	1,16E+00	7,79E-01		8,40E+03
25,5							8,66E+01	
26	20	62,7	6,60E-02	0,672	1,28E+00	8,59E-01		8,69E+03
26,5							8,38E+01	
27	19	59,4	7,10E-02	0,672	1,43E+00	9,63E-01		8,97E+03
27,5							8,06E+01	
28	18	56,1	7,50E-02	0,672	1,56E+00	1,05E+00		9,23E+03
28,5							7,71E+01	
29	17	52,8	8,00E-02	0,672	1,73E+00	1,16E+00		9,49E+03
29,5							7,33E+01	
30	16	49,5	8,50E-02	0,672	1,90E+00	1,28E+00		9,73E+03
30,5							6,91E+01	
31	15	46,2	9,00E-02	0,509	2,08E+00	1,06E+00		9,96E+03
31,5							6,56E+01	
32	14	42,9	9,40E-02	0,409	2,23E+00	9,13E-01		1,02E+04
32,5							6,26E+01	
33	13	39,6	9,90E-02	0,409	2,42E+00	9,92E-01		1,04E+04
33,5							5,93E+01	
34	12	36,3	1,04E-01	0,409	2,62E+00	1,07E+00		1,06E+04
34,5							5,58E+01	
35	11	33,0	1,09E-01	0,409	2,83E+00	1,16E+00		1,08E+04
35,5							5,19E+01	
36	10	29,7	1,14E-01	0,409	3,05E+00	1,25E+00		1,09E+04
36,5							4,78E+01	
37	9	26,4	1,19E-01	0,409	3,27E+00	1,34E+00		1,11E+04
37,5							4,34E+01	
38	8	23,1	1,24E-01	0,409	3,50E+00	1,43E+00		1,12E+04
38,5							3,87E+01	
39	7	19,8	1,29E-01	0,409	3,74E+00	1,53E+00		1,14E+04
39,5							3,36E+01	
40	6	16,5	1,35E-01	0,409	4,03E+00	1,65E+00		1,15E+04
40,5							2,82E+01	
41	5	13,2	1,40E-01	0,409	4,28E+00	1,75E+00		1,16E+04
41,5							2,24E+01	
42	4	9,9	1,45E-01	0,409	4,54E+00	1,86E+00		1,16E+04
42,5							1,63E+01	
43	3	6,6	1,40E-01	0,409	4,27E+00	1,75E+00		1,17E+04
43,5							1,05E+01	
44	2	3,3	1,55E-01	0,409	5,09E+00	2,08E+00		1,17E+04
44,5							3,63E+00	
45	1	0,0	1,60E-01	0,409	5,37E+00	2,20E+00	0,00E+00	1,17E+04
Summa:			2,81E+00					3,24E+05

Multiplikator:  $*1/(E_{cd} * I_0) * N$   $*(-1)N/(E_{cd}I_0) * N/(E_{cd}I_0) * N/(E_{cd}I_0)$

**Säkerhet mot knäckning:**

$s = 0,19 * E_{cd} I_0 / (NL^2)$

$s = 18,90$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$N_c = 1,01E+02$  [MN]

## Iteration 2

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$V_{ber}$ [m]
0	Tak	148,5	0,00E+00	1,000	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							8,58E+06	
1	45	145,2	3,50E+02	1,000	3,50E+02	3,50E+02		2,83E+07
1,5							8,58E+06	
2	44	141,9	7,00E+02	1,000	1,09E+03	1,09E+03		5,66E+07
2,5							8,58E+06	
3	43	138,6	1,05E+03	1,000	2,21E+03	2,21E+03		8,49E+07
3,5							8,57E+06	
4	42	135,3	1,40E+03	1,000	3,72E+03	3,72E+03		1,13E+08
4,5							8,56E+06	
5	41	132,0	1,75E+03	1,000	5,61E+03	5,61E+03		1,41E+08
5,5							8,54E+06	
6	40	128,7	2,10E+03	1,000	7,89E+03	7,89E+03		1,70E+08
6,5							8,51E+06	
7	39	125,4	2,45E+03	1,000	1,06E+04	1,06E+04		1,98E+08
7,5							8,48E+06	
8	38	122,1	2,80E+03	1,000	1,36E+04	1,36E+04		2,26E+08
8,5							8,43E+06	
9	37	118,8	3,15E+03	1,000	1,70E+04	1,70E+04		2,54E+08
9,5							8,38E+06	
10	36	115,5	3,49E+03	1,000	2,08E+04	2,08E+04		2,81E+08
10,5							8,31E+06	
11	35	112,2	3,84E+03	1,000	2,50E+04	2,50E+04		3,09E+08
11,5							8,23E+06	
12	34	108,9	4,19E+03	1,000	2,96E+04	2,96E+04		3,36E+08
12,5							8,13E+06	
13	33	105,6	4,53E+03	1,000	3,45E+04	3,45E+04		3,63E+08
13,5							8,02E+06	
14	32	102,3	4,87E+03	1,000	3,97E+04	3,97E+04		3,89E+08
14,5							7,88E+06	
15	31	99,0	5,21E+03	1,000	4,53E+04	4,53E+04		4,15E+08
15,5							7,73E+06	
16	30	95,7	5,55E+03	0,804	5,12E+04	4,12E+04		4,41E+08
16,5							7,60E+06	
17	29	92,4	5,88E+03	0,672	5,75E+04	3,86E+04		4,66E+08
17,5							7,47E+06	
18	28	89,1	6,21E+03	0,672	6,41E+04	4,31E+04		4,90E+08
18,5							7,33E+06	
19	27	85,8	6,54E+03	0,672	7,11E+04	4,77E+04		5,15E+08
19,5							7,17E+06	
20	26	82,5	6,86E+03	0,672	7,83E+04	5,26E+04		5,38E+08
20,5							7,00E+06	
21	25	79,2	7,18E+03	0,672	8,59E+04	5,77E+04		5,61E+08
21,5							6,81E+06	
22	24	75,9	7,50E+03	0,672	9,37E+04	6,29E+04		5,84E+08
22,5							6,60E+06	
23	23	72,6	7,81E+03	0,672	1,02E+05	6,83E+04		6,06E+08
23,5							6,37E+06	
24	22	69,3	8,11E+03	0,672	1,10E+05	7,39E+04		6,27E+08

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
24,5							6,13E+06	
25	21	66,0	8,40E+03	0,672	1,18E+05	7,95E+04		6,47E+08
25,5							5,87E+06	
26	20	62,7	8,69E+03	0,672	1,27E+05	8,52E+04		6,66E+08
26,5							5,59E+06	
27	19	59,4	8,97E+03	0,672	1,35E+05	9,10E+04		6,85E+08
27,5							5,29E+06	
28	18	56,1	9,23E+03	0,672	1,44E+05	9,67E+04		7,02E+08
28,5							4,97E+06	
29	17	52,8	9,49E+03	0,672	1,52E+05	1,02E+05		7,18E+08
29,5							4,63E+06	
30	16	49,5	9,73E+03	0,672	1,61E+05	1,08E+05		7,34E+08
30,5							4,27E+06	
31	15	46,2	9,96E+03	0,509	1,69E+05	8,60E+04		7,48E+08
31,5							3,99E+06	
32	14	42,9	1,02E+04	0,409	1,77E+05	7,25E+04		7,61E+08
32,5							3,75E+06	
33	13	39,6	1,04E+04	0,409	1,85E+05	7,58E+04		7,73E+08
33,5							3,50E+06	
34	12	36,3	1,06E+04	0,409	1,93E+05	7,90E+04		7,85E+08
34,5							3,24E+06	
35	11	33,0	1,08E+04	0,409	2,01E+05	8,21E+04		7,96E+08
35,5							2,97E+06	
36	10	29,7	1,09E+04	0,409	2,08E+05	8,51E+04		8,05E+08
36,5							2,69E+06	
37	9	26,4	1,11E+04	0,409	2,15E+05	8,80E+04		8,14E+08
37,5							2,40E+06	
38	8	23,1	1,12E+04	0,409	2,21E+05	9,07E+04		8,22E+08
38,5							2,10E+06	
39	7	19,8	1,14E+04	0,409	2,28E+05	9,32E+04		8,29E+08
39,5							1,79E+06	
40	6	16,5	1,15E+04	0,409	2,33E+05	9,54E+04		8,35E+08
40,5							1,48E+06	
41	5	13,2	1,16E+04	0,409	2,38E+05	9,73E+04		8,40E+08
41,5							1,16E+06	
42	4	9,9	1,16E+04	0,409	2,41E+05	9,88E+04		8,44E+08
42,5							8,29E+05	
43	3	6,6	1,17E+04	0,409	2,44E+05	1,00E+05		8,46E+08
43,5							4,99E+05	
44	2	3,3	1,17E+04	0,409	2,46E+05	1,01E+05		8,48E+08
44,5			0,00E+00				1,67E+05	
45	1	0,0	1,17E+04	0,409	2,47E+05	1,01E+05	0,00E+00	8,49E+08
		Summa:	3,24E+05					2,45E+10

Multiplikator:  $*1/(E_{cd} * I_0) * N$   $*(-1)N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0) * N/(E_{cd} I_0)$

**Säkerhet mot knäckning:**

$$s = 0,29 * E_{cd} I_0 / (NL^2)$$

$$s = 28,84$$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$$N_c = 1,54E+02 \text{ [MN]}$$

### Iteration 3

Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
0	Tak	148,5	0,00E+00	1,000	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00
0,5							6,21E+11	
1	45	145,2	2,83E+07	1,000	2,83E+07	2,83E+07		2,05E+12
1,5							6,21E+11	
2	44	141,9	5,66E+07	1,000	8,79E+07	8,79E+07		4,10E+12
2,5							6,21E+11	
3	43	138,6	8,49E+07	1,000	1,79E+08	1,79E+08		6,15E+12
3,5							6,20E+11	
4	42	135,3	1,13E+08	1,000	3,01E+08	3,01E+08		8,20E+12
4,5							6,20E+11	
5	41	132,0	1,41E+08	1,000	4,54E+08	4,54E+08		1,02E+13
5,5							6,18E+11	
6	40	128,7	1,70E+08	1,000	6,37E+08	6,37E+08		1,23E+13
6,5							6,16E+11	
7	39	125,4	1,98E+08	1,000	8,52E+08	8,52E+08		1,43E+13
7,5							6,13E+11	
8	38	122,1	2,26E+08	1,000	1,10E+09	1,10E+09		1,63E+13
8,5							6,09E+11	
9	37	118,8	2,54E+08	1,000	1,37E+09	1,37E+09		1,83E+13
9,5							6,05E+11	
10	36	115,5	2,81E+08	1,000	1,67E+09	1,67E+09		2,03E+13
10,5							5,99E+11	
11	35	112,2	3,09E+08	1,000	2,00E+09	2,00E+09		2,23E+13
11,5							5,93E+11	
12	34	108,9	3,36E+08	1,000	2,36E+09	2,36E+09		2,43E+13
12,5							5,85E+11	
13	33	105,6	3,63E+08	1,000	2,74E+09	2,74E+09		2,62E+13
13,5							5,76E+11	
14	32	102,3	3,89E+08	1,000	3,15E+09	3,15E+09		2,81E+13
14,5							5,66E+11	
15	31	99,0	4,15E+08	1,000	3,58E+09	3,58E+09		3,00E+13
15,5							5,54E+11	
16	30	95,7	4,41E+08	0,804	4,02E+09	3,23E+09		3,18E+13
16,5							5,43E+11	
17	29	92,4	4,66E+08	0,672	4,50E+09	3,02E+09		3,36E+13
17,5							5,33E+11	
18	28	89,1	4,90E+08	0,672	4,99E+09	3,35E+09		3,54E+13
18,5							5,22E+11	
19	27	85,8	5,15E+08	0,672	5,50E+09	3,70E+09		3,71E+13
19,5							5,10E+11	
20	26	82,5	5,38E+08	0,672	6,03E+09	4,05E+09		3,88E+13
20,5							4,97E+11	
21	25	79,2	5,61E+08	0,672	6,58E+09	4,42E+09		4,04E+13
21,5							4,82E+11	
22	24	75,9	5,84E+08	0,672	7,14E+09	4,79E+09		4,20E+13
22,5							4,66E+11	
23	23	72,6	6,06E+08	0,672	7,70E+09	5,18E+09		4,35E+13
23,5				0,000			4,49E+11	
24	22	69,3	6,27E+08	0,672	8,28E+09	5,56E+09		4,50E+13



Punkt	Vån.	Höjd [m]	$v_{ant}$ [m]	$1/(EI)$	M	$v''$	$v'$	$v_{ber}$ [m]
24,5							4,31E+11	
25	21	66,0	6,47E+08	0,672	8,86E+09	5,95E+09		4,64E+13
25,5							4,11E+11	
26	20	62,7	6,66E+08	0,672	9,43E+09	6,34E+09		4,78E+13
26,5							3,90E+11	
27	19	59,4	6,85E+08	0,672	1,00E+10	6,72E+09		4,91E+13
27,5							3,68E+11	
28	18	56,1	7,02E+08	0,672	1,06E+10	7,10E+09		5,03E+13
28,5							3,45E+11	
29	17	52,8	7,18E+08	0,672	1,11E+10	7,46E+09		5,14E+13
29,5							3,20E+11	
30	16	49,5	7,34E+08	0,672	1,16E+10	7,82E+09		5,25E+13
30,5							2,94E+11	
31	15	46,2	7,48E+08	0,509	1,21E+10	6,18E+09		5,35E+13
31,5							2,74E+11	
32	14	42,9	7,61E+08	0,409	1,26E+10	5,17E+09		5,44E+13
32,5							2,57E+11	
33	13	39,6	7,73E+08	0,409	1,31E+10	5,37E+09		5,52E+13
33,5							2,39E+11	
34	12	36,3	7,85E+08	0,409	1,36E+10	5,56E+09		5,60E+13
34,5							2,21E+11	
35	11	33,0	7,96E+08	0,409	1,40E+10	5,74E+09		5,67E+13
35,5							2,02E+11	
36	10	29,7	8,05E+08	0,409	1,44E+10	5,91E+09		5,74E+13
36,5							1,82E+11	
37	9	26,4	8,14E+08	0,409	1,48E+10	6,07E+09		5,80E+13
37,5							1,62E+11	
38	8	23,1	8,22E+08	0,409	1,52E+10	6,22E+09		5,85E+13
38,5							1,42E+11	
39	7	19,8	8,29E+08	0,409	1,55E+10	6,36E+09		5,90E+13
39,5							1,21E+11	
40	6	16,5	8,35E+08	0,409	1,58E+10	6,48E+09		5,94E+13
40,5							9,93E+10	
41	5	13,2	8,40E+08	0,409	1,61E+10	6,58E+09		5,97E+13
41,5							7,76E+10	
42	4	9,9	8,44E+08	0,409	1,63E+10	6,66E+09		6,00E+13
42,5							5,56E+10	
43	3	6,6	8,46E+08	0,409	1,64E+10	6,72E+09		6,02E+13
43,5							3,34E+10	
44	2	3,3	8,48E+08	0,409	1,65E+10	6,75E+09		6,03E+13
44,5							1,12E+10	
45	1	0,0	8,49E+08	0,409	1,65E+10	6,76E+09	0,00E+00	6,03E+13
		Summa:	2,45E+10					1,76E+15

Multiplikator:  $\frac{1}{(E_{cd} \cdot I_0)} \cdot N$   $\frac{(-1)N}{(E_{cd} I_0)} \cdot N$   $\frac{N}{(E_{cd} I_0)} \cdot N$

**Säkerhet mot knäckning:**

$s = 0,31 \cdot \frac{E_{cd} I_0}{(NL)^2}$

$s = 30,48$

**Knäckningslast, relaterat till  $N_{tak}$ :**

$N_c = 162,845 \text{ [MN]}$

# Bilaga E1

## Beräkning av egenfrekvens för konstruktion med uttriggare

(Bygger på Rayleighs modell)

$h_{\text{våning}}$	3,3 [m]
$h_{\text{hus}}$	148,5 [m]
$L_{\text{hus}}$	34 [m]
$g$	9,81 [m/s <sup>2</sup> ]
$E_k^{*1,2}$	44400000 [kN/m <sup>2</sup> ]

### Betongkärnans tröghetsmoment

$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_1\_15}}$	945 [m <sup>4</sup> ]
$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_15\_30}}$	579 [m <sup>4</sup> ]
$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_30\_45}}$	390 [m <sup>4</sup> ]

### Betongpelares tröghetsmoment

$I_{\text{stål\_våning\_tot}}$	1089 [m <sup>4</sup> ]
$E_k^{*1,2}$	44400000 [kN/m <sup>2</sup> ]

Markerade celler är indata från Bilaga B1

### Last av en våning

$W_{1\_15}$	10600000 [N]
$W_{16\_30}$	9709000 [N]
$W_{31\_45}$	9261000 [N]
$W_{45}$	9608000 [N]

W är beräknad med lastbärande väggar, bjälklag och bunden nyttig last

Våning	z [m]	w [m]	W [N]	$F_{\text{vind+sned}}$ [N]	$F_{\text{vind+sned}} * w$	$W * w^2$
1	0,0	0,0000000	10600000	76189	0	0
2	3,3	0,0000468	10600000	121667	5,69712804	0,023242
3	6,6	0,0001868	10600000	144827	27,0468637	0,369695
4	9,9	0,0004161	10600000	159585	66,3996062	1,835071
5	13,2	0,0007298	10600000	170598	124,507394	5,646076
6	16,5	0,0011244	10600000	179451	201,777993	13,40179
7	19,8	0,0015963	10600000	186885	298,330313	27,01179
8	23,1	0,0021421	10600000	193311	414,095568	48,64006
9	26,4	0,0027584	10600000	198982	548,87409	80,65353
10	29,7	0,0034419	10600000	204065	702,370992	125,5748
11	33,0	0,0041894	10600000	208675	874,220332	186,0394
12	36,3	0,0049977	10600000	212898	1064,00243	264,7568
13	39,6	0,0058638	10600000	216796	1271,25681	364,4754
14	42,9	0,0067848	10600000	220419	1495,49225	487,9519
15	46,2	0,0077577	10600000	223804	1736,19477	637,9234
16	49,5	0,0087849	9709000	226550	1990,22699	749,295
17	52,8	0,0098686	9709000	229546	2265,30184	945,5562
18	56,1	0,0110050	9709000	232381	2557,36617	1175,868

Våning	z [m]	w [m]	W [N]	$F_{\text{vind+sned}}$ [N]	$F_{\text{vind+sned}} * w$	$W * w^4$
19	59,4	0,0121907	9709000	235073	2865,70114	1442,887
20	62,7	0,0134222	9709000	237635	3189,57737	1749,125
21	66,0	0,0146962	9709000	240080	3528,26029	2096,926
22	69,3	0,0160095	9709000	242420	3881,01479	2488,454
23	72,6	0,0173591	9709000	244662	4247,10922	2925,686
24	75,9	0,0187420	9709000	246816	4625,8189	3410,398
25	79,2	0,0201553	9709000	248888	5016,4292	3944,164
26	82,5	0,0215965	9709000	250885	5418,23835	4528,358
27	85,8	0,0230628	9709000	252812	5830,55992	5164,149
28	89,1	0,0245518	9709000	254675	6252,72504	5852,51
29	92,4	0,0260612	9709000	256476	6684,08456	6594,223
30	95,7	0,0275887	9709000	258222	7124,01083	7389,887
31	99,0	0,0291332	9709000	259481	7559,53427	8240,471
32	102,3	0,0306936	9261000	261124	8014,85346	8724,768
33	105,6	0,0322678	9261000	262721	8477,41769	9642,635
34	108,9	0,0338538	9261000	264273	8946,65227	10613,82
35	112,2	0,0354498	9261000	265785	9422,01424	11638,2
36	115,5	0,0370543	9261000	267257	9902,99385	12715,52
37	118,8	0,0386656	9261000	268691	10389,116	13845,47
38	122,1	0,0402825	9261000	270091	10879,9417	15027,63
39	125,4	0,0419037	9261000	271457	11375,0689	16261,58
40	128,7	0,0435282	9261000	272792	11874,1343	17546,85
41	132,0	0,0451550	9261000	274096	12376,814	18882,96
42	135,3	0,0467834	9261000	275371	12882,825	20269,46
43	138,6	0,0484128	9261000	276619	13391,9257	21705,96
44	141,9	0,0500427	9261000	277841	13903,9174	23192,1
45	145,2	0,0516728	9261000	286144	14785,8839	24727,64
Tak	148,5	0,0533030	9608000	250824	13369,6908	27298,33
					<u>251859,475</u>	<u>313035,2</u>

Då E-modulen är korrigerad för instabilitet överensstämmer inte utböjningen, w, med utböjningen i Bilaga C1

$$f_0 = 0,44714669 \text{ [Hz]}$$

## Bilaga E2

### Beräkning av egenfrekvens för konstruktion med excentrisk kärna

(Bygger på Rayleighs modell)

$h_{\text{våning}}$	3,3 [m]
$h_{\text{hus}}$	148,5 [m]
$L_{\text{hus}}$	38,8 [m]
$g$	9,81 [m/s <sup>2</sup> ]
$E_k \cdot 1,2$	44400000 [kN/m <sup>2</sup> ]

Markerade celler är indata från Bilaga B2

#### Betongkärnans tröghetsmoment

$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_1\_15}}$	2269 [m <sup>4</sup> ]
$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_15\_30}}$	1383 [m <sup>4</sup> ]
$I_{\text{tot\_fall1\_våning\_30\_45}}$	929 [m <sup>4</sup> ]

#### Last av en våning

$W_{1\_15}$	13070000 [N]
$W_{16\_30}$	11880000 [N]
$W_{31\_45}$	11280000 [N]
$W_{45}$	11830000 [N]

W är beräknad med lastbärande

väggar, bjälklag och bunden nyttig last

Våning	z [m]	w [m]	W [N]	$F_{\text{vind+sned}}$ [N]	$F_{\text{vind+sned}} \cdot w$	$W \cdot w^2$
1	0,0	0,0000000	13070000	86945	0	0
2	3,3	0,0000475	13070000	134573	6,390091953	0,02947
3	6,6	0,0001894	13070000	161002	30,49143569	0,468779
4	9,9	0,0004219	13070000	177844	75,03779234	2,326789
5	13,2	0,0007401	13070000	190412	140,9154505	7,158192
6	16,5	0,0011401	13070000	200514	228,6075686	16,98892
7	19,8	0,0016185	13070000	208998	338,2623333	34,2373
8	23,1	0,0021717	13070000	216331	469,8100096	61,64265
9	26,4	0,0027963	13070000	222803	623,0286852	102,1996
10	29,7	0,0034889	13070000	228603	797,5855395	159,098
11	33,0	0,0042463	13070000	233865	993,0648059	235,668
12	36,3	0,0050652	13070000	238684	1208,987809	335,3308
13	39,6	0,0059426	13070000	243132	1444,827955	461,5537
14	42,9	0,0068753	13070000	247266	1700,022341	617,8108
15	46,2	0,0078604	13070000	251129	1973,980988	807,548
16	49,5	0,0089106	11880000	254324	2266,173956	943,2564
17	52,8	0,0100373	11880000	257743	2587,035242	1196,872
18	56,1	0,0112355	11880000	260978	2932,230255	1499,698
19	59,4	0,0125006	11880000	264050	3300,776345	1856,425
20	62,7	0,0138278	11880000	266974	3691,660115	2271,555
21	66,0	0,0152127	11880000	269764	4103,848175	2749,35
22	69,3	0,0166510	11880000	272434	4536,296154	3293,797
23	72,6	0,0181385	11880000	274993	4987,956379	3908,572
24	75,9	0,0196712	11880000	277451	5457,784483	4597,021
25	79,2	0,0212452	11880000	279816	5944,745179	5362,142
26	82,5	0,0228569	11880000	282095	6447,817334	6206,577

Våning	z [m]	w [m]	W [N]	$F_{\text{vind+sned}}$ [N]	$F_{\text{vind+sned}} \cdot w$	$W \cdot w^2$
27	85,8	0,0245028	11880000	284294	6965,998488	7132,608
28	89,1	0,0261795	11880000	286419	7498,308899	8142,158
29	92,4	0,0278838	11880000	288475	8043,795196	9236,798
30	95,7	0,0296128	11880000	290467	8601,533702	10417,76
31	99,0	0,0313684	11880000	291966	9158,506978	11689,67
32	102,3	0,0331525	11280000	293841	9741,559926	12397,74
33	105,6	0,0349575	11280000	295662	10335,63297	13784,5
34	108,9	0,0367768	11280000	297434	10938,67938	15256,58
35	112,2	0,0386109	11280000	299159	11550,77252	16816,21
36	115,5	0,0404600	11280000	300838	12171,90931	18465,45
37	118,8	0,0423196	11280000	302476	12800,65359	20201,89
38	122,1	0,0441859	11280000	304073	13435,74042	22022,99
39	125,4	0,0460585	11280000	305632	14076,96252	23929,22
40	128,7	0,0479370	11280000	307155	14724,08216	25920,89
41	132,0	0,0498191	11280000	308644	15376,32743	27996,26
42	135,3	0,0517031	11280000	310099	16033,06491	30153,77
43	138,6	0,0535884	11280000	311523	16694,03102	32393,01
44	141,9	0,0554747	11280000	312917	17358,9856	34713,59
45	145,2	0,0573614	11280000	321389	18435,32149	37114,87
Tak	148,5	0,0592480	11830000	286235	16958,85595	41527,19
					<u>307188,0589</u>	<u>456040,5</u>

Då E-modulen är korrigerad för instabilitet överensstämmer inte utböjningen, w, med utböjningen i Bilaga C2

$$f_0 = 0,409136202 \text{ [Hz]}$$

# Bilaga F

## Lastkombinationer för datorberäkningar

### Laster

A - Egenvikt

B - Vindlast, x-led

C - Vindlast, y-led

D - Snedställningslast, x-led

E - Snedställningslast, y-led

F - Vattentryck - högsta = max, lägsta = min

G - Nyttig bunden last

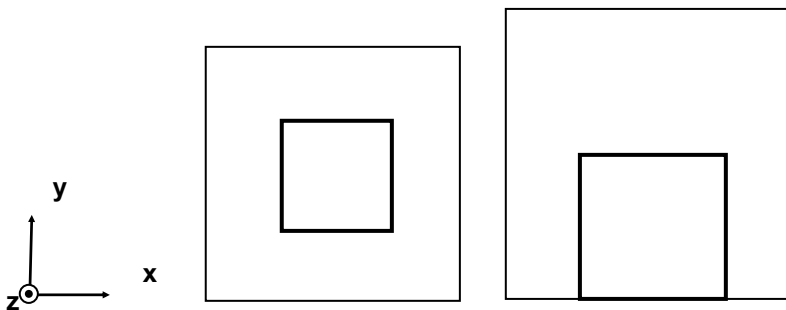
H - Nyttig fri last

I - Snölast

### Lastkombinationsfaktorer ( $\gamma_p$ och $\psi$ )

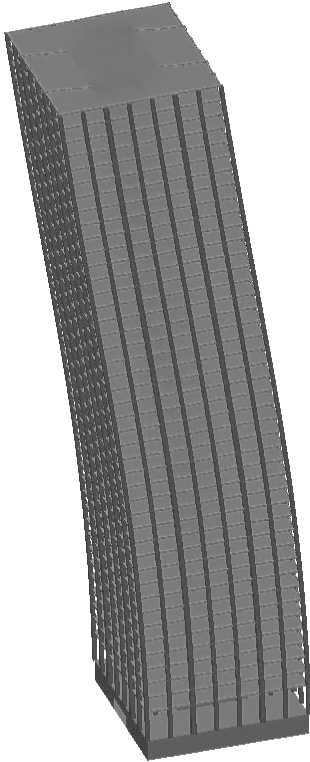
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
ULS1x	-1,0	1,3		1,0	-	min	-1,0	-0,5	-0,7
ULS1y	-1,0		1,3		1,0	min	-1,0	-0,5	-0,7
ULS2x	-1,0	-1,3		1,0		min	-1,0	-0,5	-0,7
ULS2y	-1,0		-1,3		-1,0	min	-1,0	-0,5	-0,7
ULS3	1,15								
ULS4x	-0,85	1,3		1,0		max	-0,5		
ULS4y	-0,85		1,3		1,0	max	-0,5		
ULS5x	-0,85	-1,3		-1,0		max	-0,5		
ULS5y	-0,85		-1,3		-1,0	max	-0,5		

### Val av axlar:



# Bilaga G1

## Stabilitetskontroll – utriggarkonstruktion utan utriggare



Mod 1

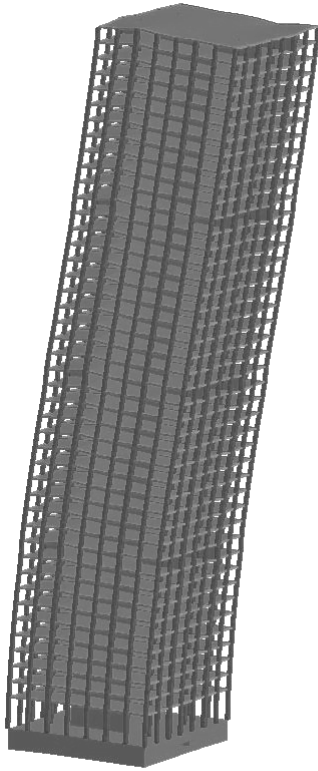
Kritisk faktor: 18,30

Skalfaktor: 20

Lastkombination: ULS3, se Bilaga F

## Bilaga G2

### Stabilitetskontroll – utriggarkonstruktion med utriggare



Mod 1

Kritisk faktor: 28,83

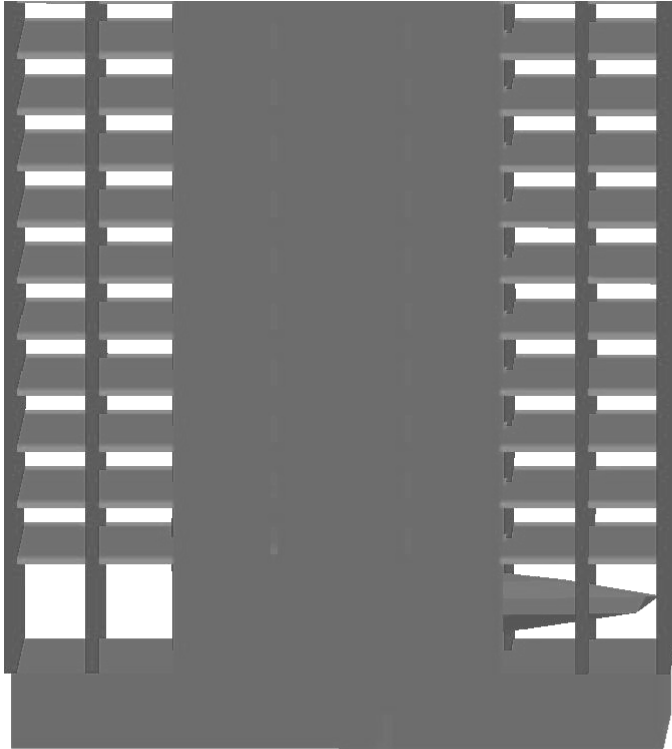
Skalfaktor: 20

Lastkombination: ULS3, se Bilaga F



## Bilaga G3

### Stabilitetskontroll – Konstruktion med excentrisk kärna



Mod 1

Kritisk faktor: 13,86

Skalfaktor: 20

Lastkombination: ULS1y, se Bilaga F