

Stabilisering av prefabstommar



Seminarium
4 juni 2026

Bo Westerberg

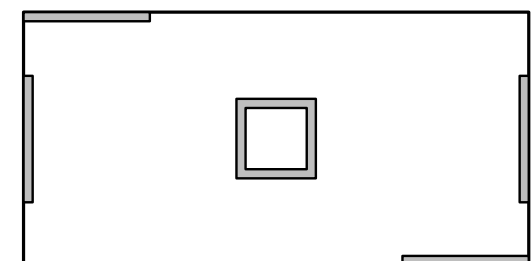
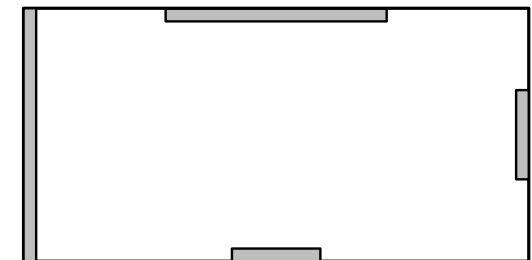
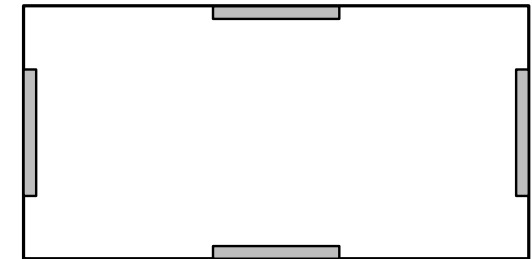
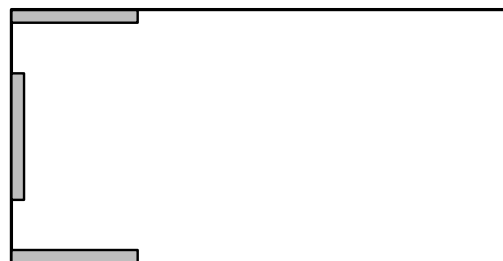
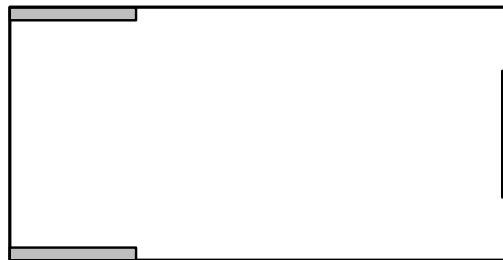
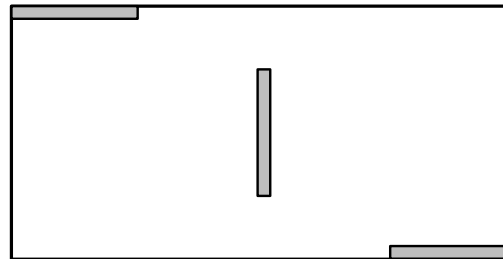
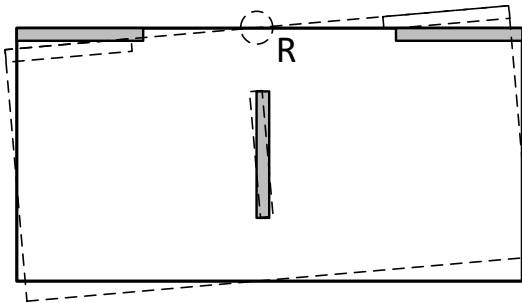
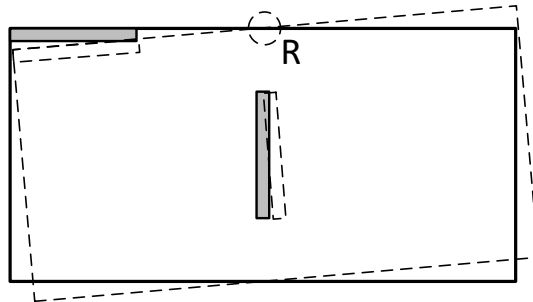
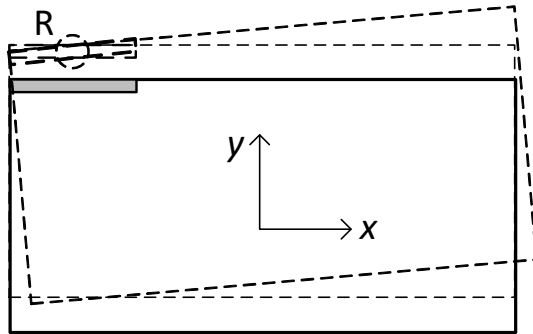
Innehåll

Stabiliserande system	<u>3</u>
Stabila system	<u>3</u>
Tvångskrafter	<u>4</u>
Fördelning av krafter	<u>5</u>
Fasader som kan bidra till stabiliseringen	<u>7</u>
Böj- och skjuvdeformationer	<u>9</u>
Stabiliserande enheter med olika deformationsegenskaper	<u>15</u>
Krafter i fogar	<u>16</u>
Vert. spänningar och eventuella dragkrafter i hor. fogar	<u>17</u>
Skjuvkrafter i fogar	<u>19</u>
Bjälklagens funktion vid stabilisering	<u>24</u>
Uppskattning av styvheter	<u>26</u>
Globala 2:a ordningens effekter i stomme	<u>30</u>
När kan man försumma dessa 2:a ordningens effekter?	<u>41</u>
Något om användning och tolkning av FE-analyser	<u>43-46</u>



Stabiliserande system

Instabila, statiskt bestämda och statiskt obestämda system



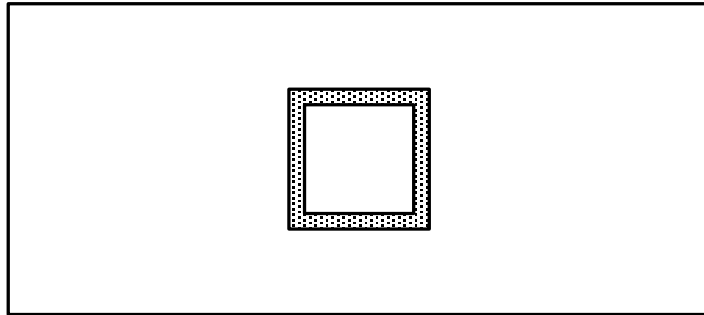
Enbart jämviktsvillkor

Jämvikts- och
deformationsvillkor



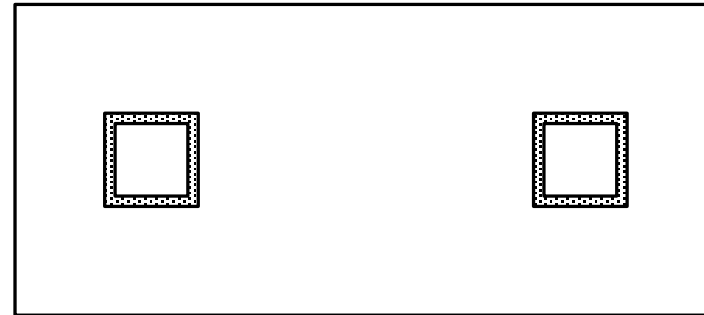
Stabiliserande system - tvångskrafter

1)



Inga tvångskrafter i bjälklag, men fordrar vridstyvhet i hisschakt

2)



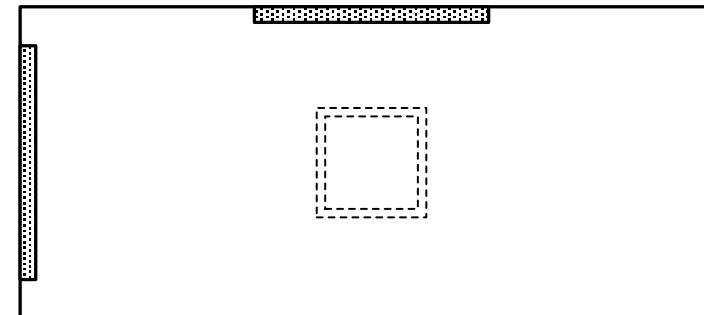
Tvångskrafter i bjälklag, men fordrar ingen vridstyvhet i hisschakt,

3)



Inga tvångskrafter, fordrar ingen vridstyvhet i hisschakt

4)



Inga tvångskrafter



Stabiliserande system – fördelning av krafter

Analys av statiskt obestämda system "för hand"; styva bjälklag

EK2 Bilaga I.2

$$H_n = \frac{H \cdot EI_n}{\sum EI} + \frac{H \cdot e \cdot z_n \cdot EI_n}{\sum EI \cdot z_n^2}$$

H_n = last på vägg n

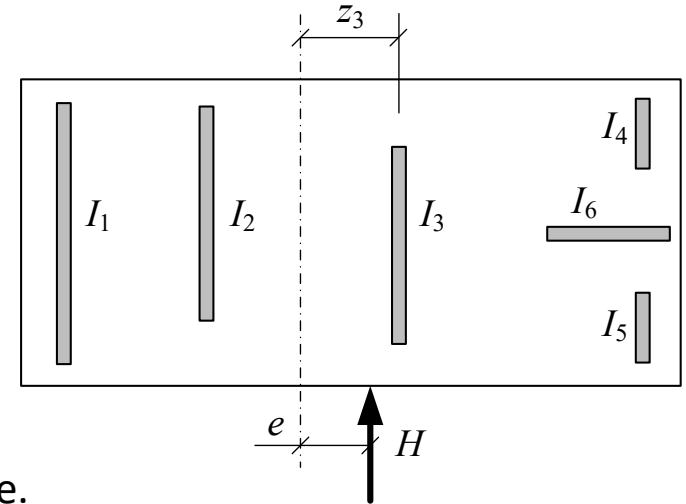
H = yttre last

e = excentricitet för H m.a.p. rotationscentrum

EI_n = styvhet för vägg n

z_n = avstånd från rotationscentrum, + eller – beroende på läge.

Gäller om skjuv-
deformationer
är försumbara
och bjälklagen
"oändligt styva"!

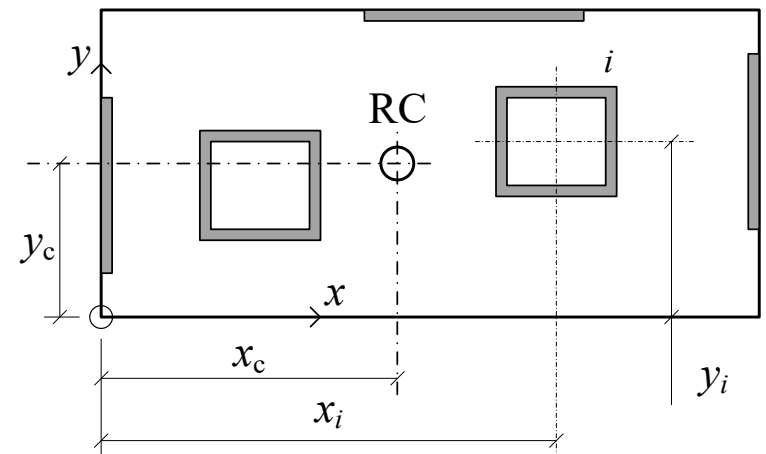


Läge för rotationscentrum:

$$x_c = \frac{\sum EI_{y,i} x_i}{\sum EI_{y,i}} \quad y_c = \frac{\sum EI_{x,i} y_i}{\sum EI_{x,i}} \quad - // -$$

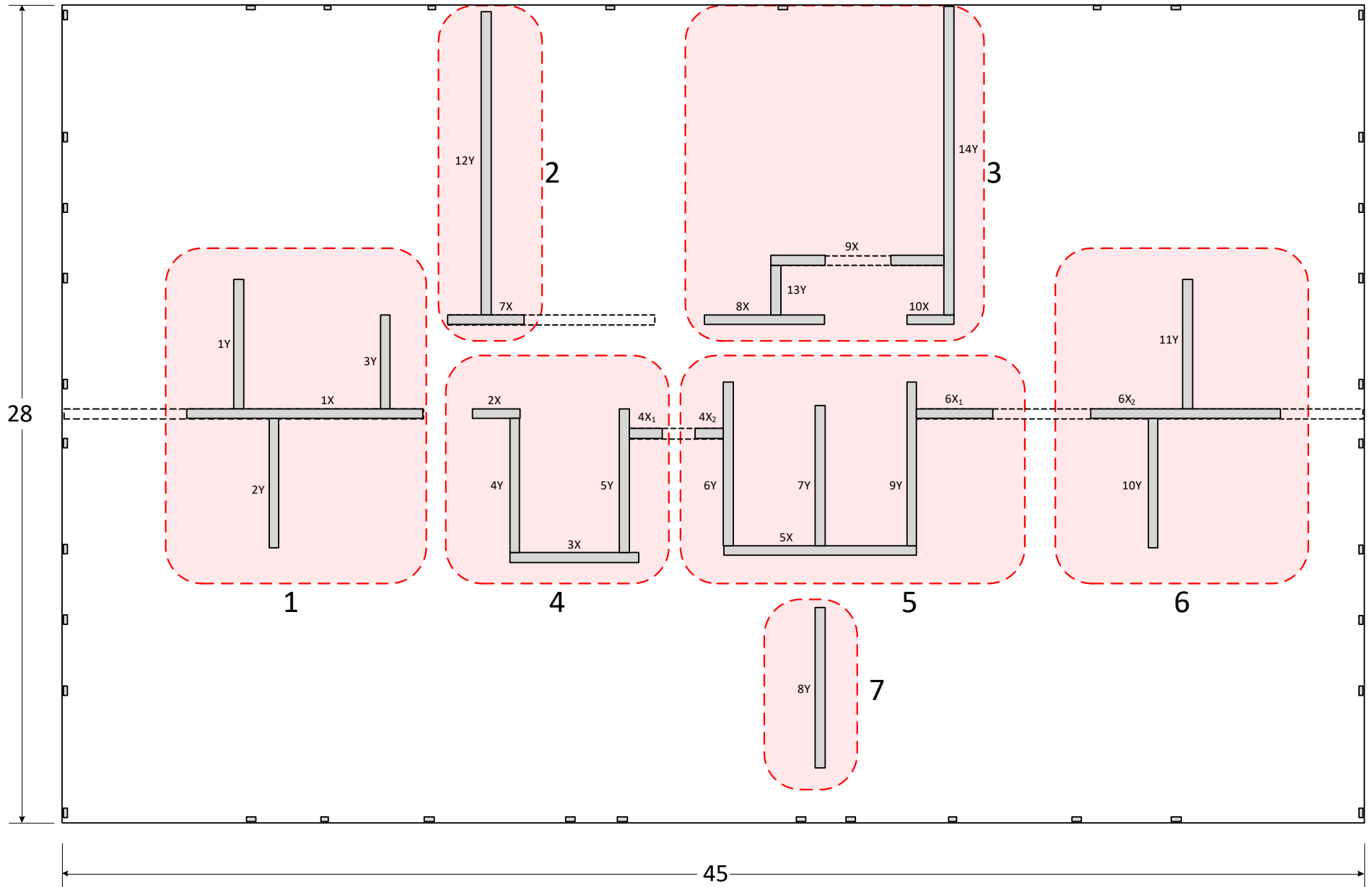
x_i och y_i är koordinater för enhet i

$EI_{x,i}$ och $EI_{y,i}$ är styvhet i x - resp y -riktning för enhet i





Stabiliserande system – exempel ur verkligheten



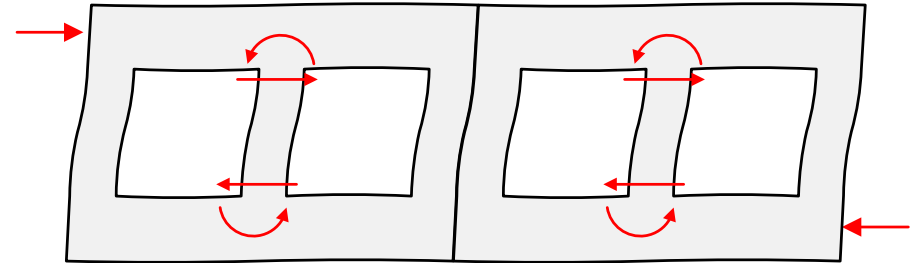
Utfackningsväggar med stålpelare; bidrar inte till stabilisering => stora moment i stabiliserande väggar



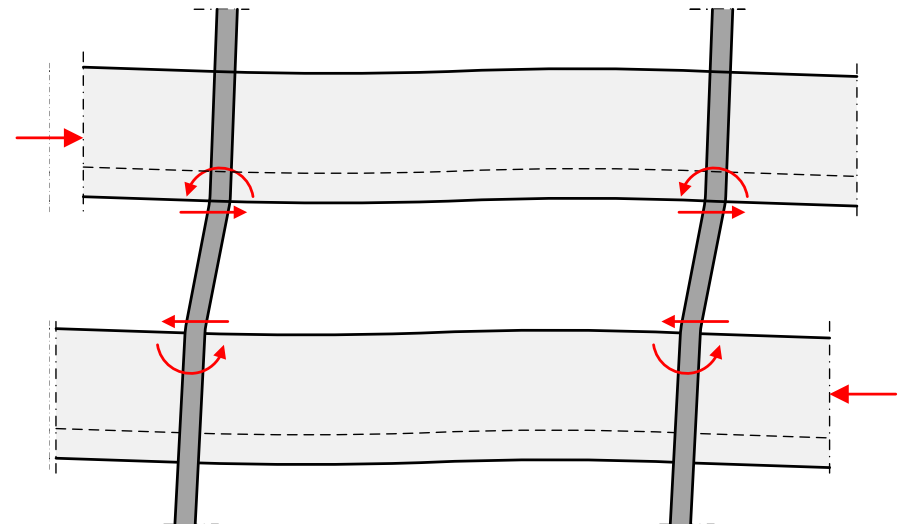
Fasader som kan bidra till stabilisering

Exempel på fasader som kan bidra:

Vanliga fasadelement med armering dimensionerad och utformad för att ta både vertikala och horisontella laster



Bröstningselement (ofta förtillverkade betongelement) med kontinuerliga pelare (ofta av stål)

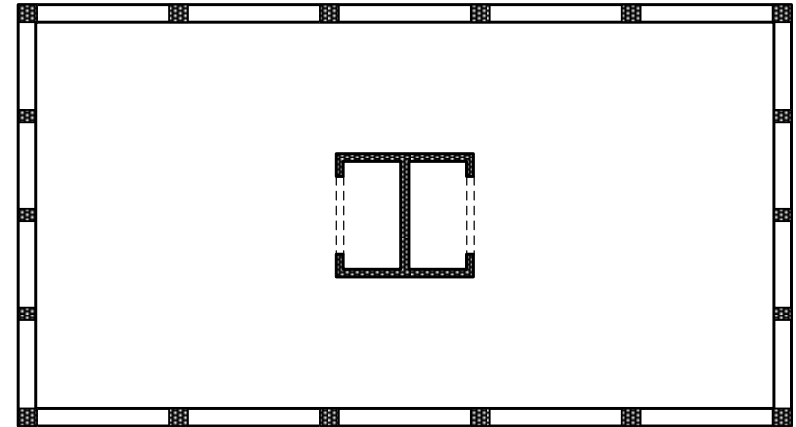




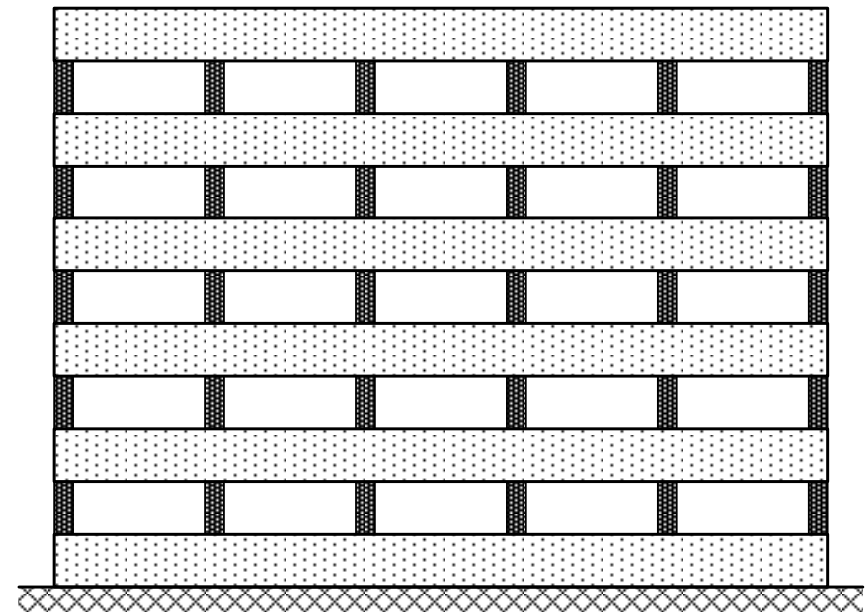
Fasader som kan bidra till stabilisering

Exempel:

Enbart hisschaktet ger i detta fall ingen vridstyvhet



Fasaderna kan ge vridstyvhet samt ta en del av horisontalkraften



Dock komplicerad analys vid handberäkning, då fasader vanligen har i huvudsak skjuvdeformation, medan väggskivor, hisschakt m.m. vanligen har i huvudsak böjdeformation



Böj- och skjuvdeformationer

Böj deformation = krökning:

$$1/r = \frac{M}{EI} \quad (EI = \text{böjstyvhet,} \\ \text{enhet kNm}^2 \text{ eller MNm}^2)$$

Vid spruckna och/eller icke-linjära förhållanden påverkas EI även av normalkraften N

Skjuv deformation = vinkel:

$$\gamma = \frac{H}{S} \quad (S = \text{skjuvstyvhet,} \\ \text{enhet kN eller MN})$$

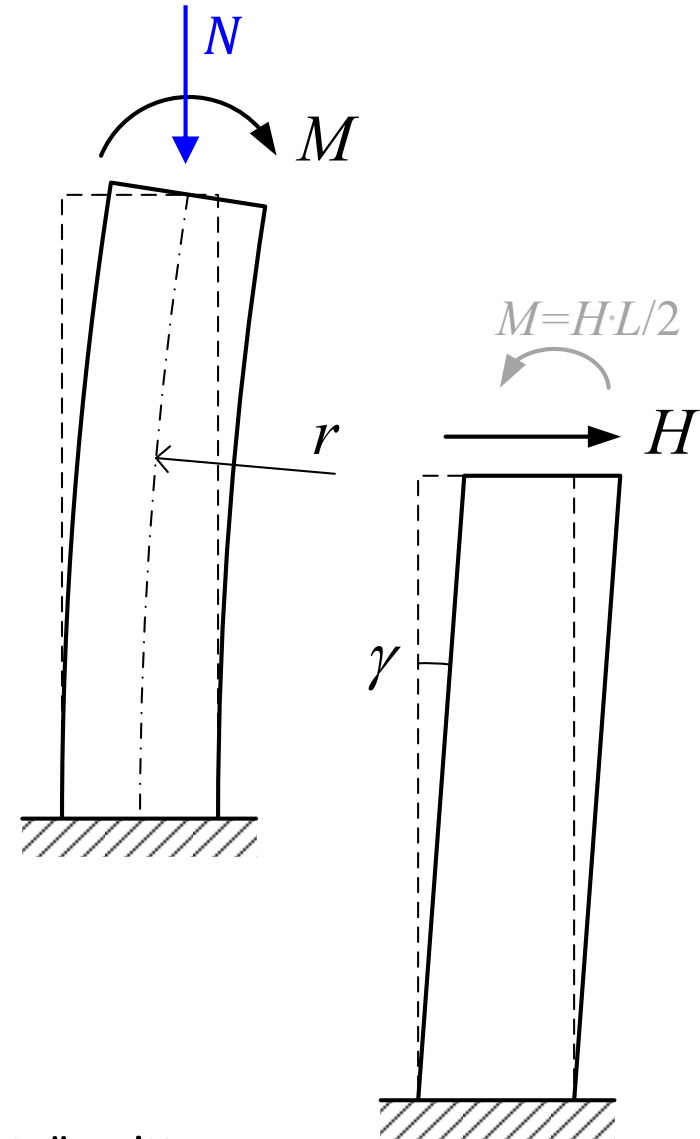
$$S = G \cdot \frac{A}{\beta}$$

G = skjuvmodul, för betong $G_c \approx 0,4E_c$

A = tvärsnittsarea

β = faktor som beror på tvärsnittsform; exempel:

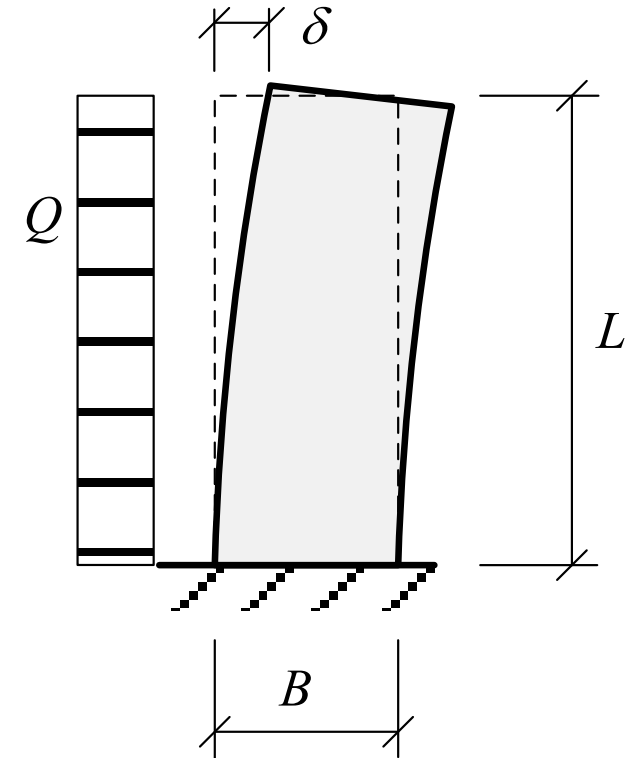
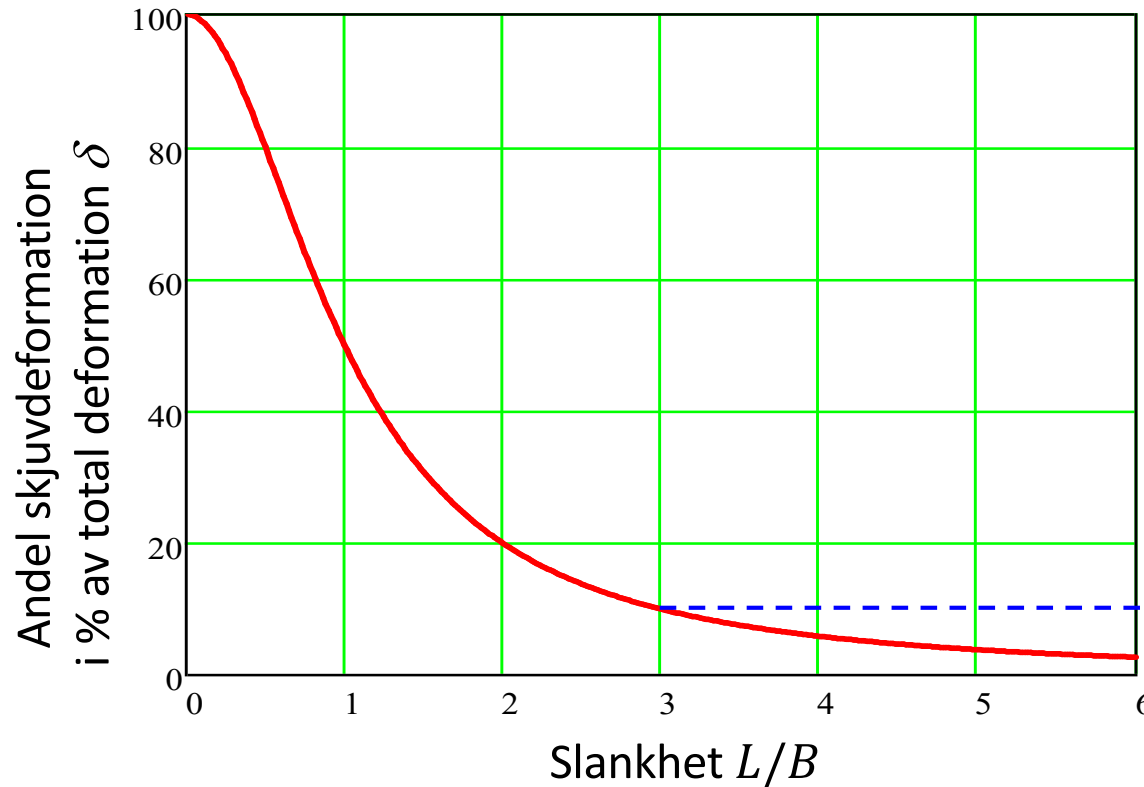
= 1,2 för rektangulär, $\approx A/A_{liV}$ för låd- eller T-tvärsnitt





Böj- och skjuvdeformationer

Jämförelse, vägg utan öppningar:



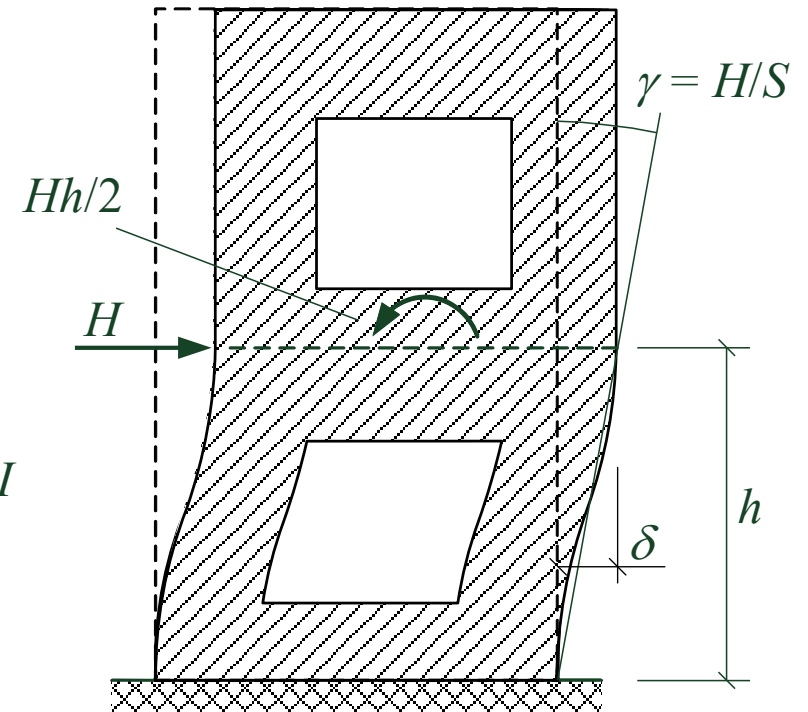
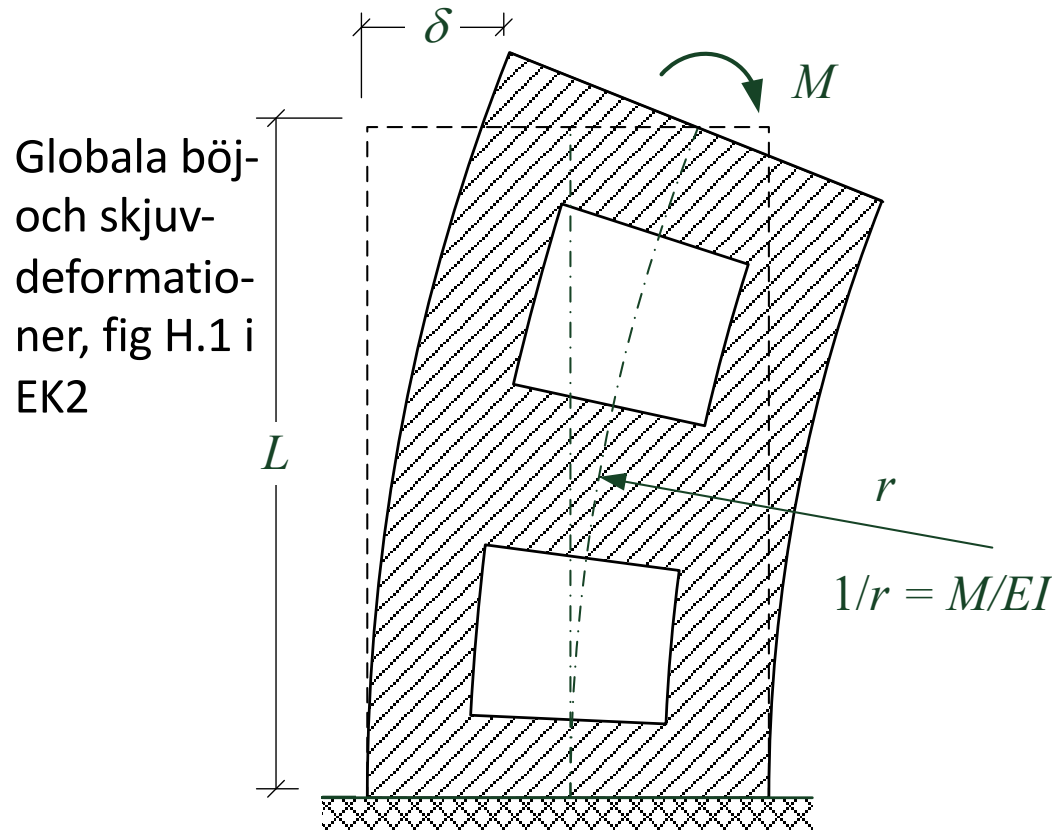
→ För $L/B > 3$ är andelen skjuvdeformation $< 10\%$

Inverkan av skjuvning är därför ofta försumbar i väggar utan håll



Böj- och skjuvdeformationer

Väggskiva med stora hål



Böj deformation = mest axiella def. i vert. delar

EI = global böjstyvhets (MNm²)

Given krökning:

$$EI = \frac{M}{1/r}$$

Given utböjning:

$$EI = \frac{M L^2}{\delta \cdot 2}$$

Skjuvdef. = mest lokala böjdef.

S = global skjuvstyvhets (MN)

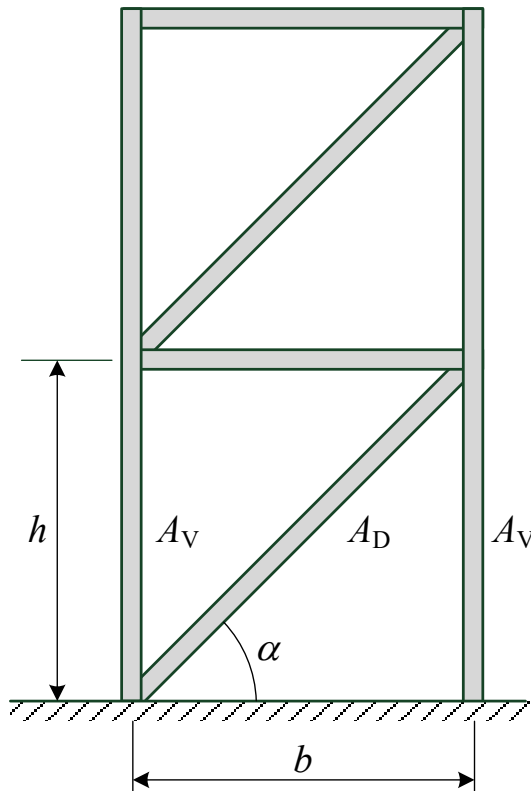
Given skjuvdeformation:

$$S = \frac{H}{\gamma} = \frac{H}{\delta/h}$$



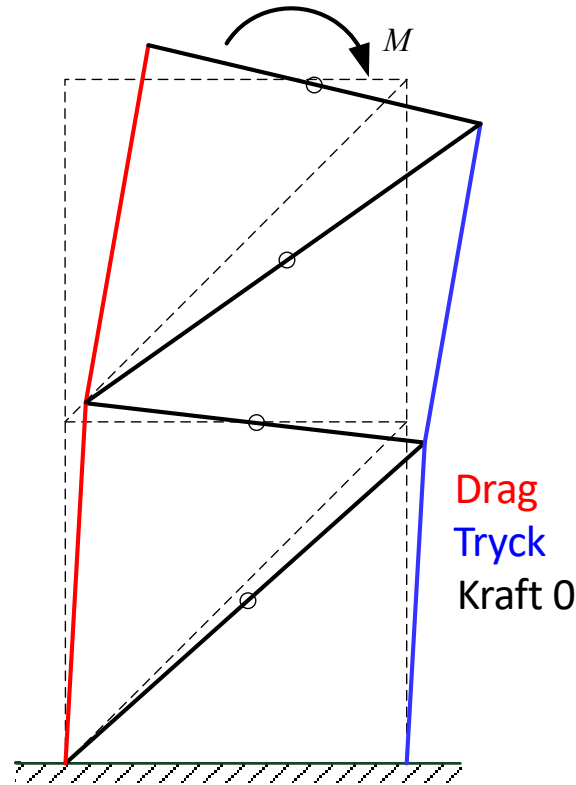
Böj- och skjuvdeformationer

Stålfackverk



A_V = area för vertikal
 A_D = area för diagonal

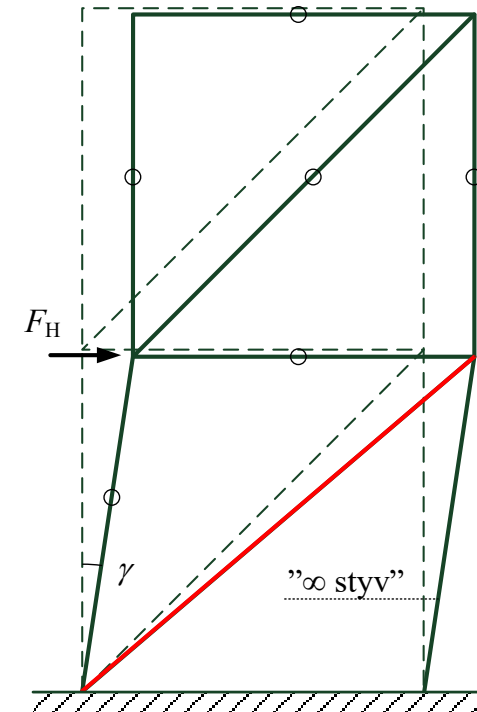
Böjdeformation



Böjstyvhhet:

$$EI = E_S \cdot 2A_V \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^2$$

Skjuvdeformation



Skjuvstyvhhet:

$$S = F_H / \gamma = E_S \cdot A_D \cdot \sin \alpha \cdot \cos^2 \alpha$$



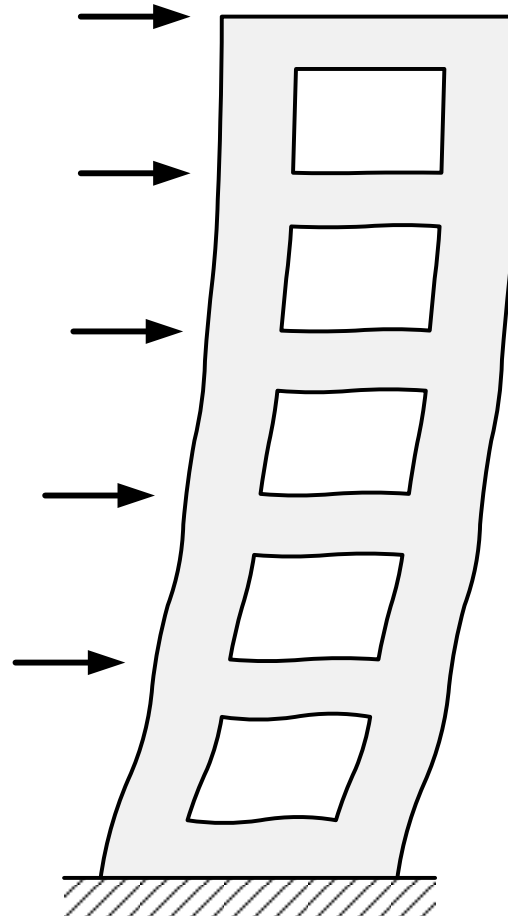
Böj- och skjuvdeformationer

Flervåningsvägg med stora öppningar:

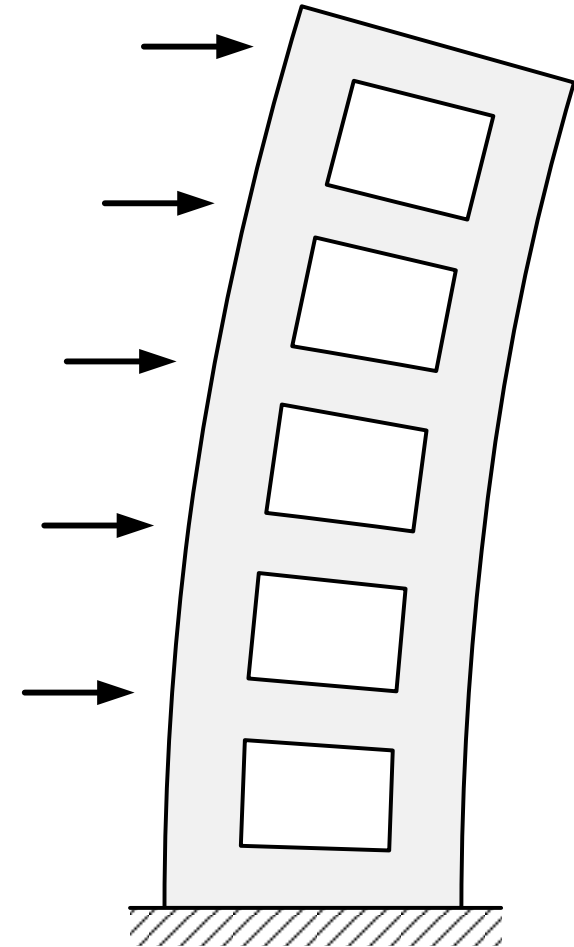
I en verklig vägg kan de två typerna av deformation inte separeras, den totala deformationen är summan av de två.

Den ena eller andra *typen* av deformation kan dock dominera.

Global skjuvdeformation



Global böjdeformation





Böj- och skjuvdeformationer

Uppskattning av skjuvstyvhets "för hand":

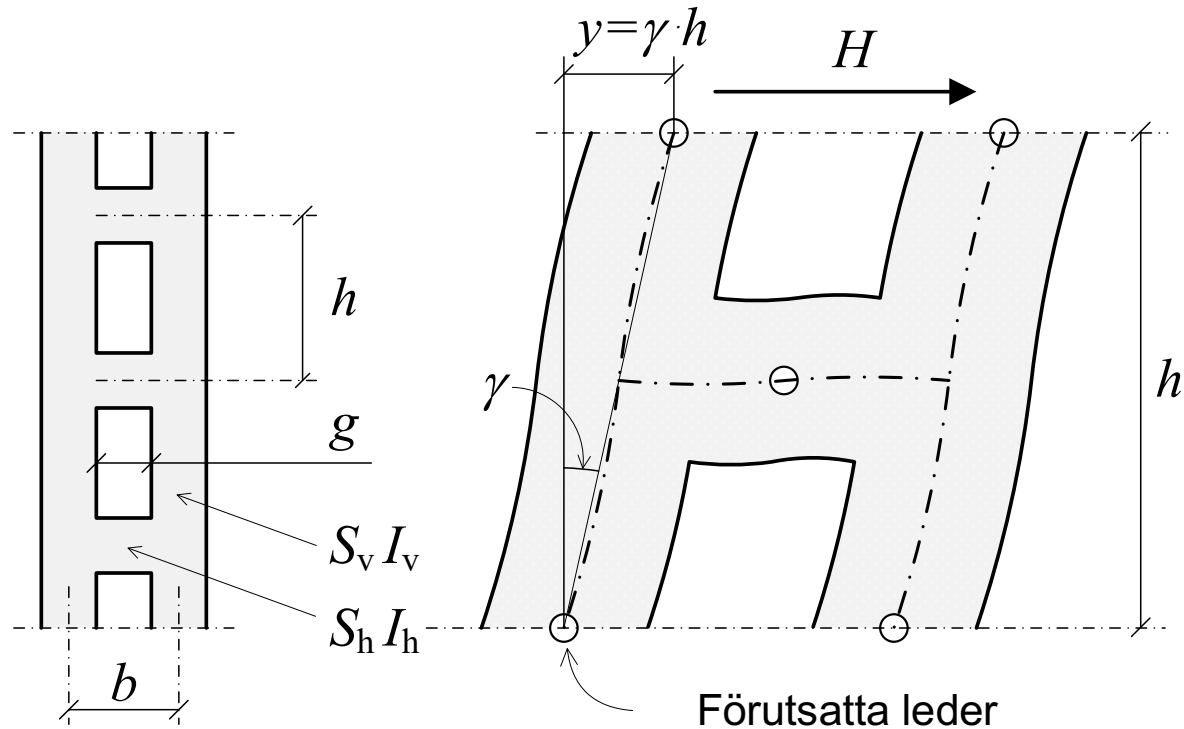
Skjuvstyvheten är

$$S = \frac{H}{\gamma} = \frac{H}{y/h}$$

där

$$\gamma = \gamma_B + \gamma_S \approx \underbrace{\frac{h^2}{24EI_v} \left[1 + 2 \frac{bEI_v}{hEI_h} \left(\frac{g}{b} \right)^3 \right]}_{\text{lokala böjdef.}} + \underbrace{\left[\frac{1}{2S_v} + \frac{hg}{b^2} \frac{1}{S_h} \right]}_{\text{lokala skjuvdef.}}$$

Modellen är *alltid mer eller mindre konservativ*, bl.a. på grund av de fiktiva lederna, som ju egentligen inte finns.

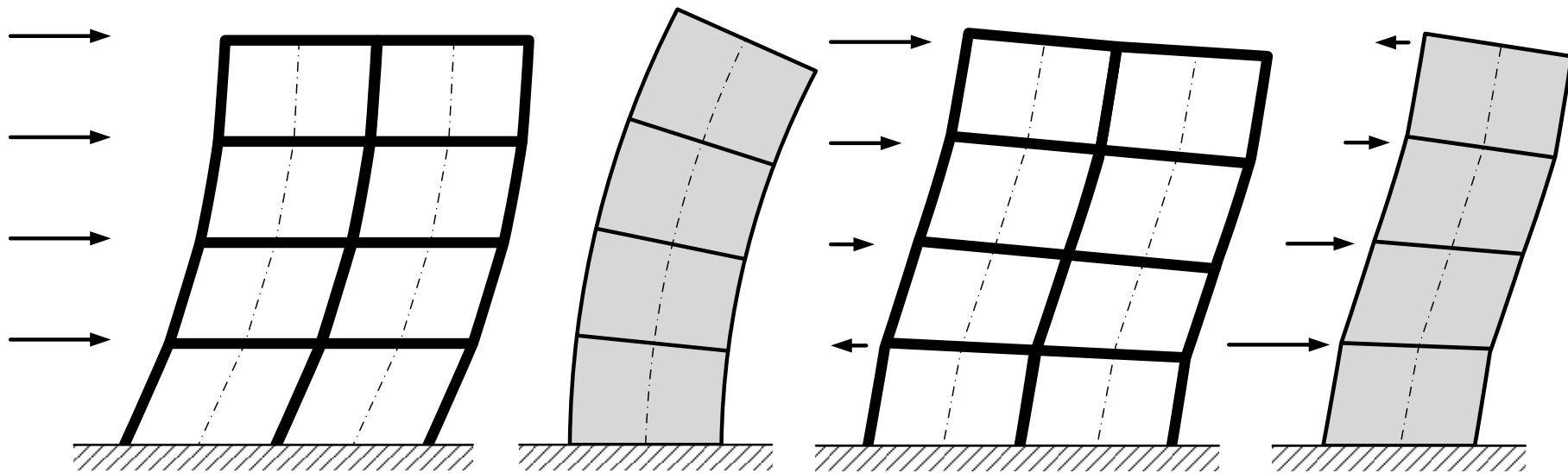


Modellen gäller *inte* vid förhållandevis klena horisontaler:



Böj- och skjuvdeformationer

Vissa enheter domineras av skjuvdeformationer och andra av böjdeformationer:



Yttre last
Ram, fasad eller vägg
med stora öppningar

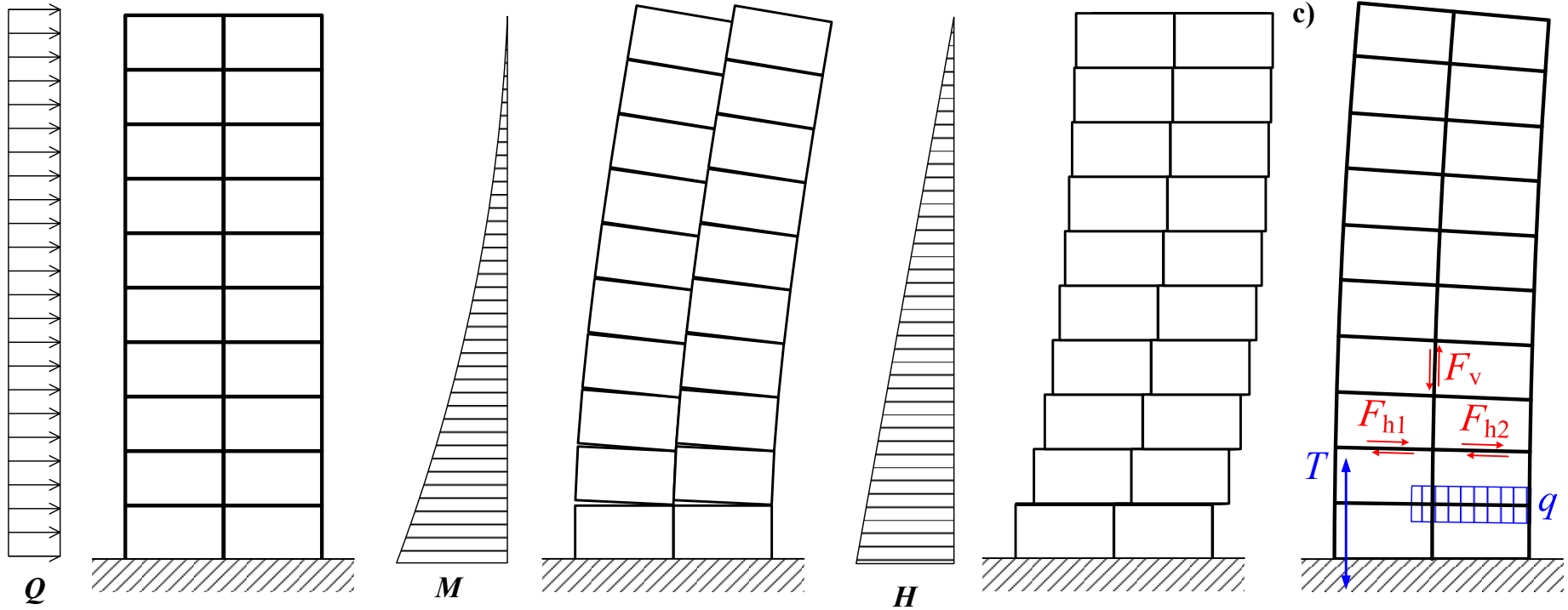
Vägg med små eller
inga öppningar

Båda typerna, tvingade till samma
deformation av styva bjälklag

Analys "för hand" vanligen alltför komplicerad. Kan lösas med iteration eller ekvationssystem. FE-analys kan också användas; då behöver man inte veta ifall globala deformationer är "böj-" eller "skjuv-d:o".



Krafter i fogar



Ingen koppling i vertikala fogar

Ingen koppling i horisontella fogar

Koppling i alla fogar

Skjuvkrafter

Vertikala dragband vid behov



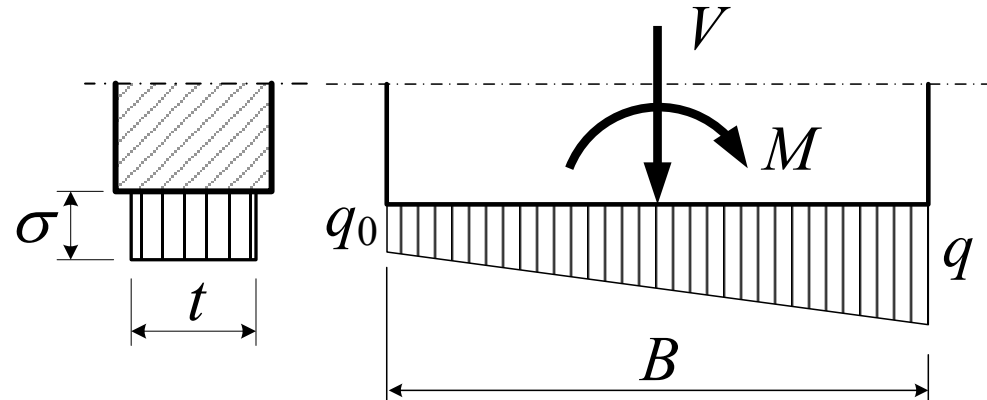
Krafter i fogar

Vertikala spänningar och eventuella dragkrafter i horisontella fogar

a) Linjär fördelning, $M/V \leq B/6$

$$\sigma = \frac{V}{A} + \frac{M}{W} = \frac{V}{tB} + \frac{6 \cdot M}{tB^2}$$

$$q_{(a)} = t \cdot \sigma = V/B + 6M/B^2$$

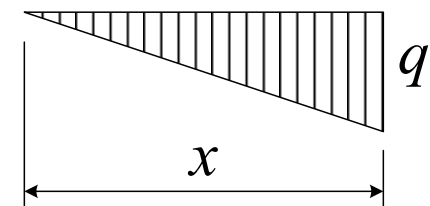


b) Triangulär fördelning, $B/6 < M/V < B/2$

$$V = q x/2 \Rightarrow x = 2V/q$$

$$M = V(B/2 - x/3) = V(B/2 - 2V/3q)$$

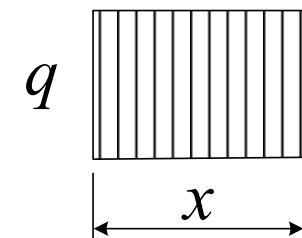
$$q_{(b)} = 4V/(3B - 6M/V)$$



c) Rektangulär fördelning, $M/V < B/2$

$$e = M/V = B/2 - x/2 \Rightarrow x = B - 2e$$

$$q_{(c)} = V/x = V/(B - 2e)$$





Krafter i fogar

Vertikala spänningar och eventuella dragkrafter i horisontella fogar

d) Övre gräns för trycket q : $q_u = t f_{cd}$

Ger övre gräns för M :

$$M_u = V(B - x)/2 \rightarrow M_u = V(B - V/q_u)/2$$

e) Om $M/V \geq B/2$, $q(c) > q_u$ eller $M > M_u$:

Vertikalt dragband fordras. Jämviktsekvationer:

$$T + V_d - q_u x = 0 \Rightarrow x = (T + V_d)/q_u$$

$$M_d + V_d e - q_u x(d - x/2) = 0$$

$$M_d + V_d e - (T + V_d)[d - (T + V_d)/(2q_u)] = 0$$

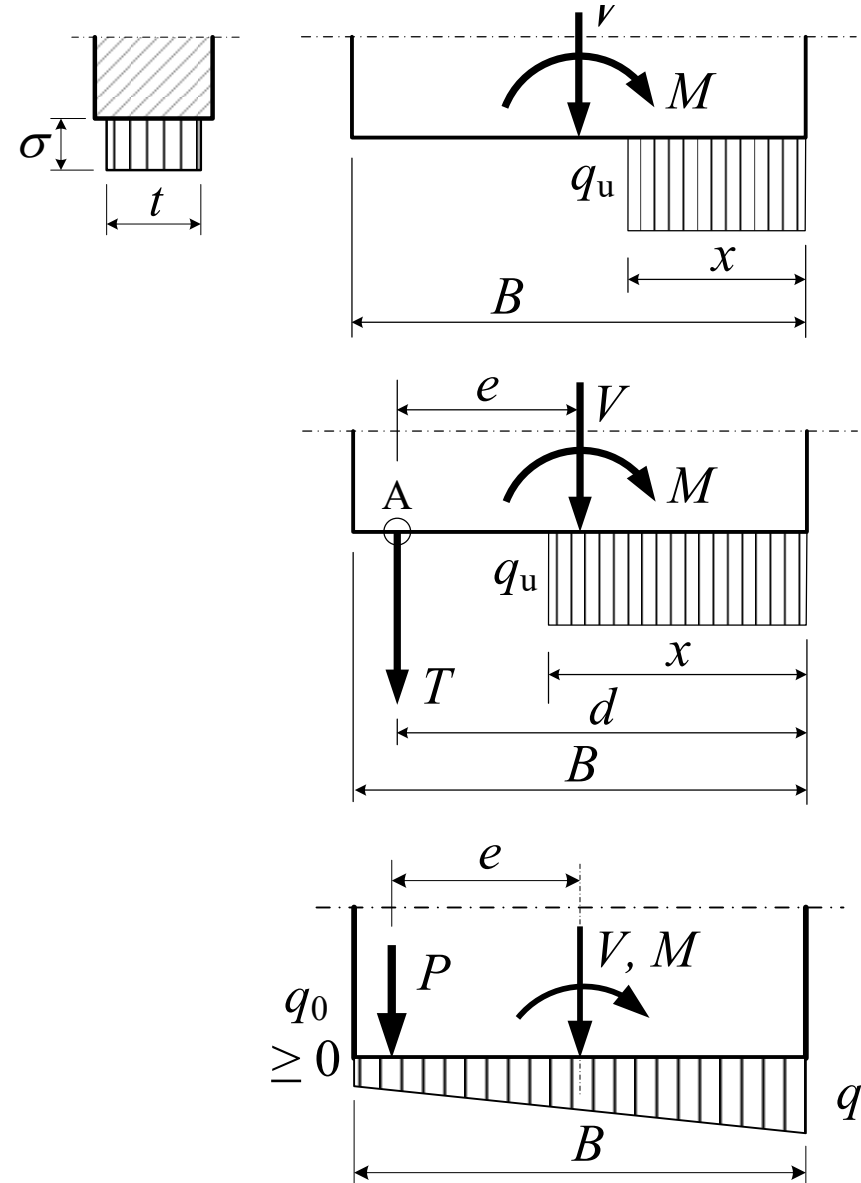
2-grads ekvation med lösning:

$$T = q_u d \left(1 - \sqrt{1 - 2(M_d + V_d e)/(q_u d^2)} \right) - V_d$$

f) Efterspänt dragband för osprucket tvärsnitt

$$q_0 \geq 0 = (V + P)/B - 6(M - Pe)/B^2$$

$$P \geq \frac{6M - V \cdot B}{6e + B} \quad q = \frac{2}{B}(V + P)$$





Krafter i fogar

Skjuvkrafter i fogar

Skjuvkraft per längdenhet, antagen jämnt fördelad:

Osprucken horisontell fog:

$$S_v \approx S_h = \frac{F_h}{b}$$

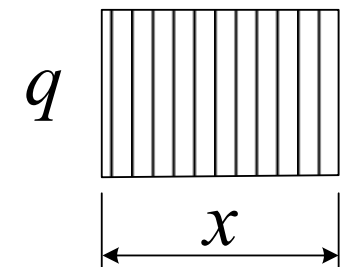
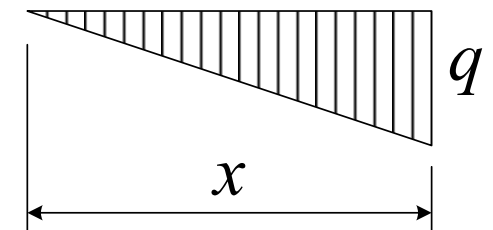
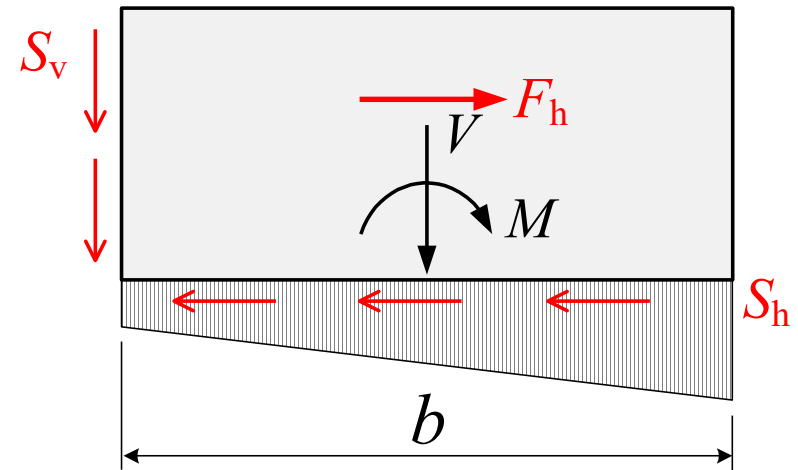
Sprucken horisontell fog:

$$S_v \approx S_h = \frac{F_h}{x}$$

Om $q_{\text{triangulär}} > t f_{cd}$, rektangulär fördelning:

$$S_v \approx S_h = \frac{F_h}{x}$$

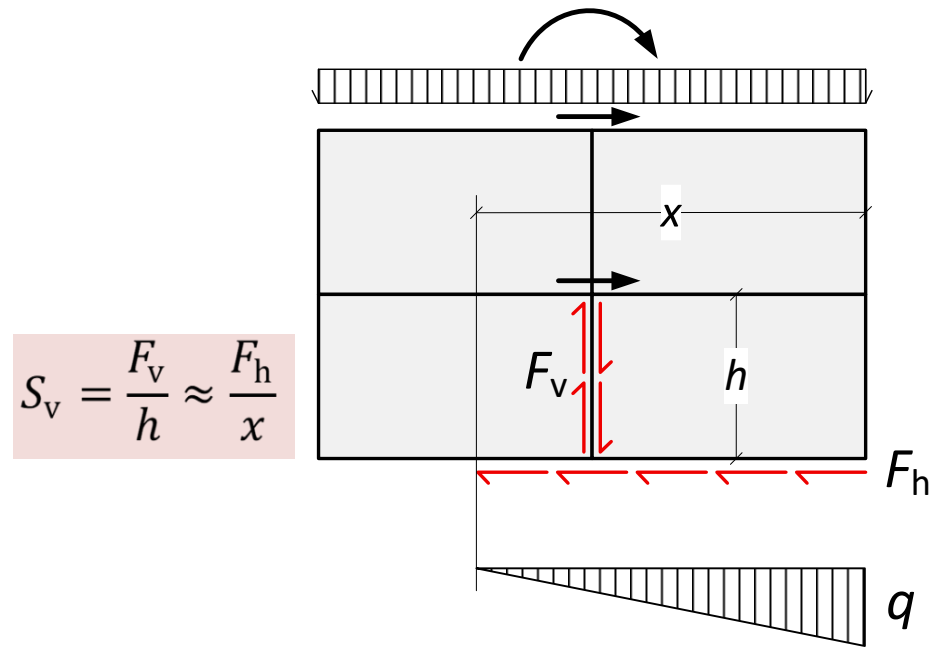
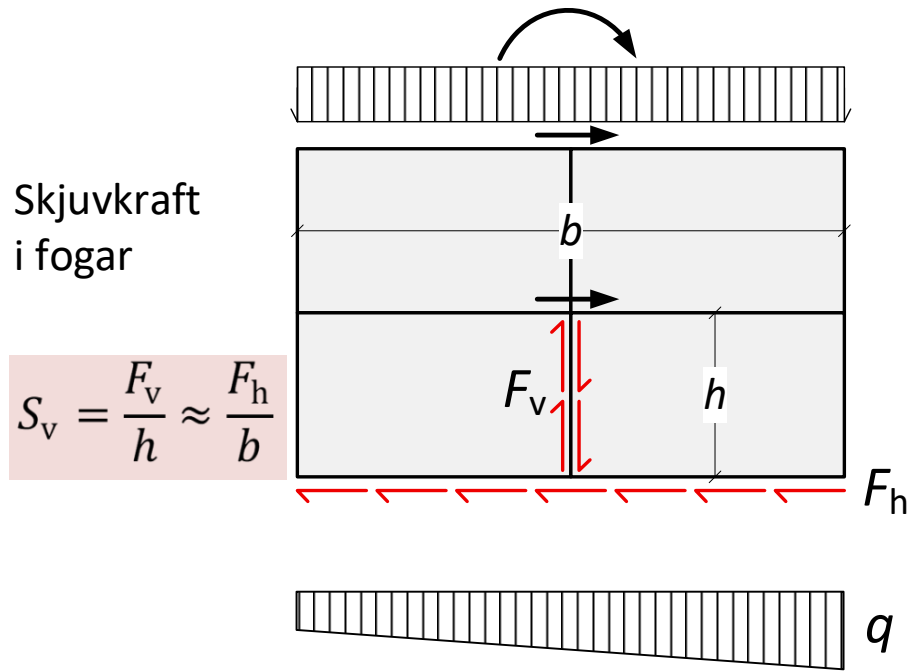
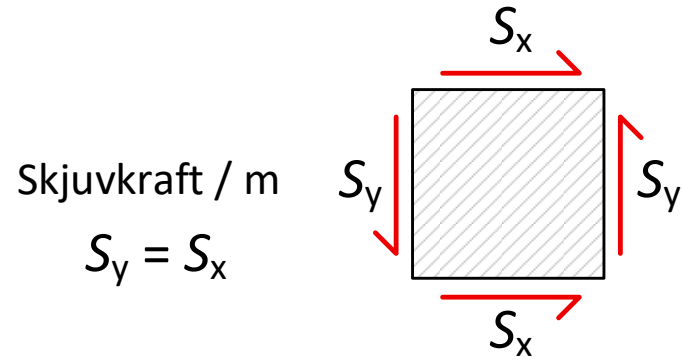
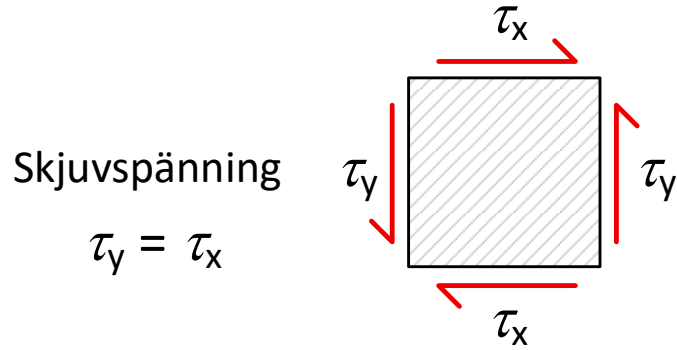
F = total kraft, S = kraft per längdenhet





Krafter i fogar

Skjuvkrafter i fogar



F = total kraft, S = kraft per längdenhet



Krafter i fogar

Noggrannare, rektangulär tryckfördelning

q , x och ev. T för snitt i resp. $i+1$
bestäms enligt föregående

Vertikal jämvikt ger

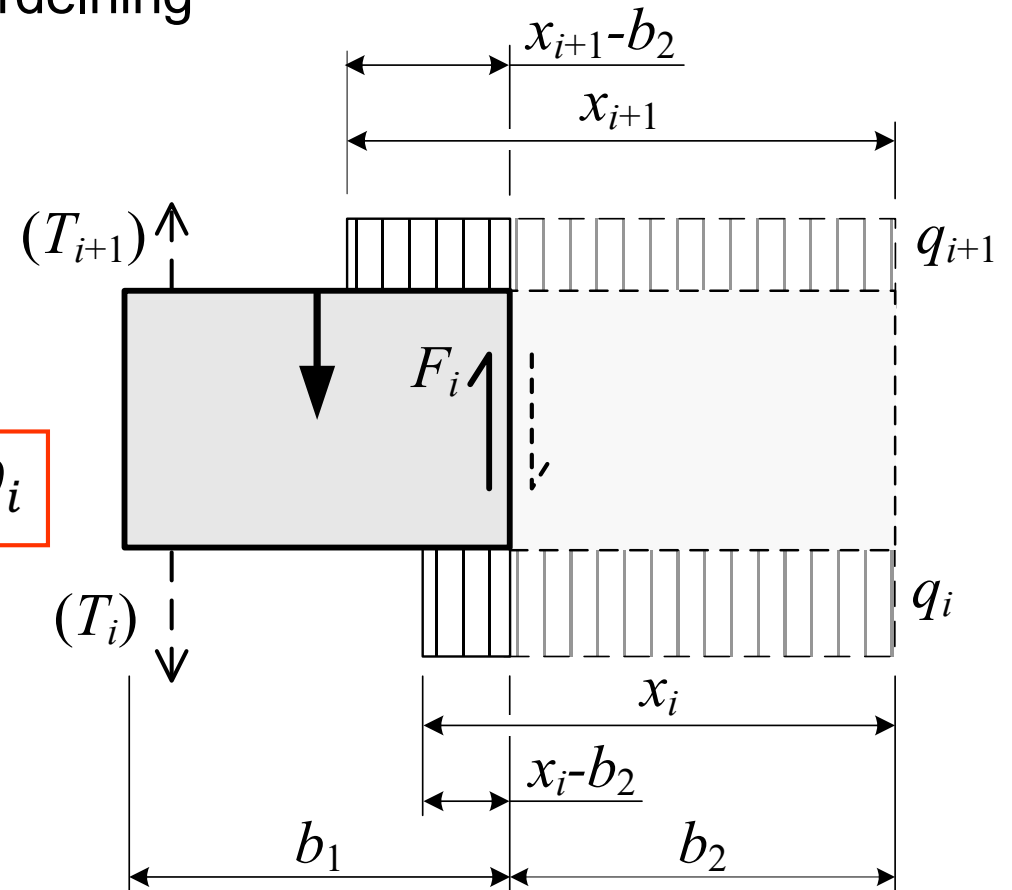
$$F_i = \Delta V_i + T_i + Q_{i+1} - T_{i+1} - Q_i$$

i = våningsplan nr

$$Q_i = q_i \cdot (x_i - b_2) \geq 0$$

$$T_i = 0: \begin{cases} x_i = B - 2 \cdot M_i / V_i \\ q_i = V_i / x_i \end{cases}$$

$$T_i > 0: \begin{cases} q_i = q_u \\ x_i = (V_i + T_i) / q_u \end{cases}$$

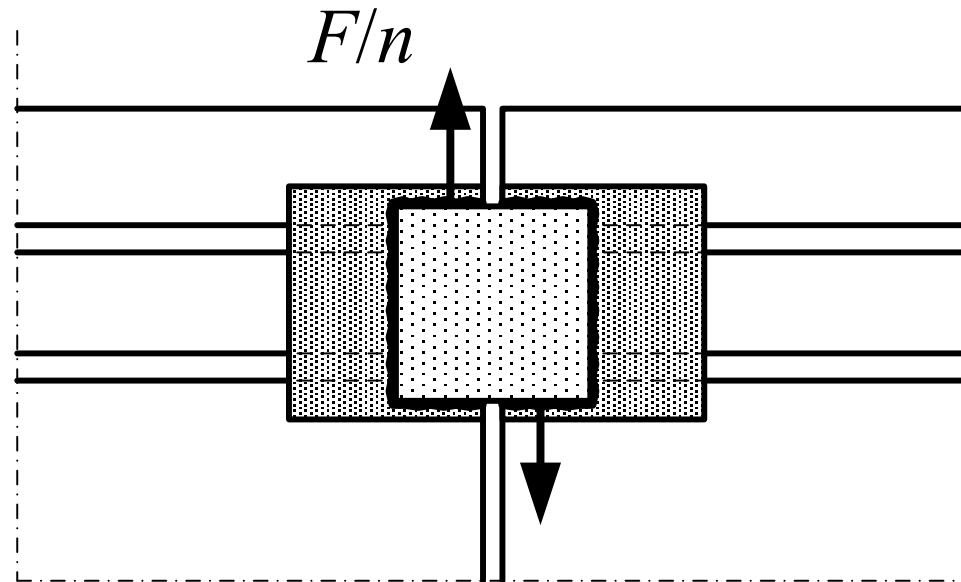




Krafter i fogar

a) Utan igjutning

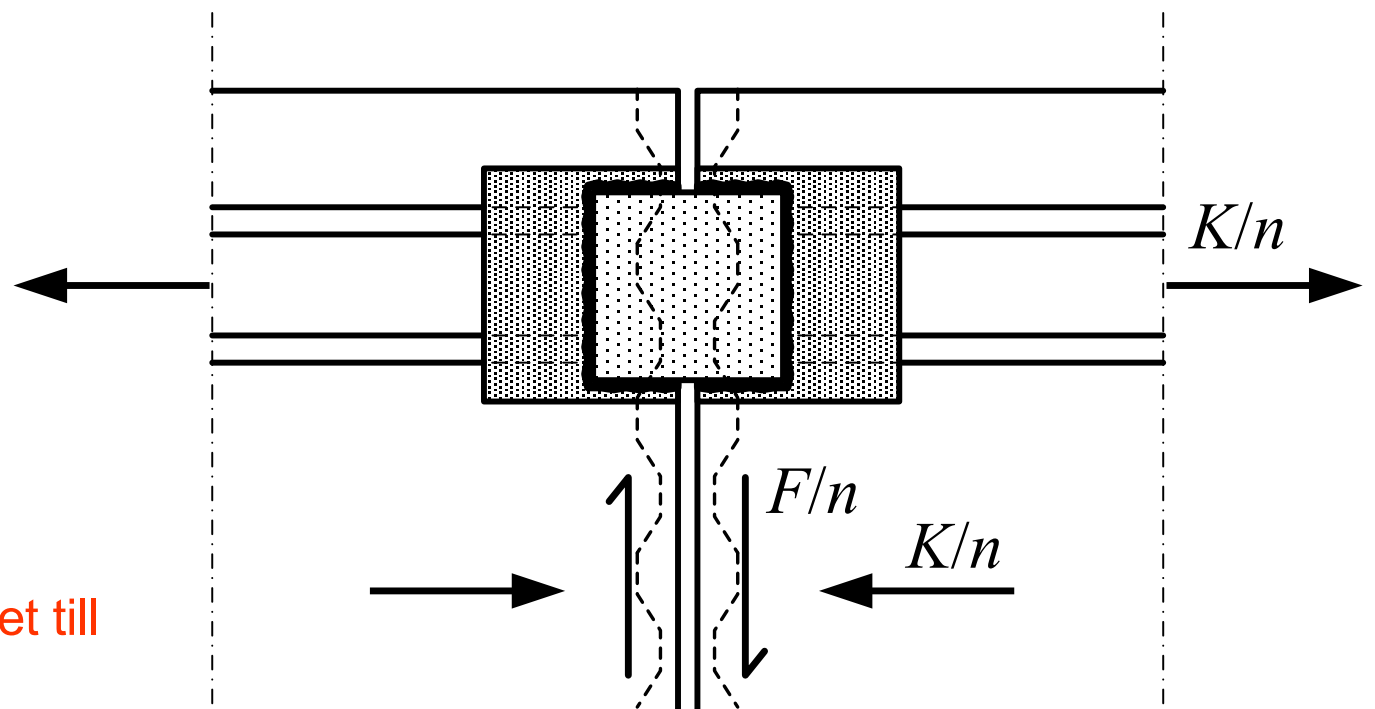
Skjuvkraft tas upp direkt i fogsvetsbeslag



b) Igjuten fog

"Klämkraft" från dragkraft i n st fogsvetsbeslag ger erforderlig skjuvfriktion

b) ger i regel möjlighet till betydligt större kraft





Krafter i fogar

Skjuvfriktion i igjuten vertikal fog med förtagningar:

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} F_0 + \mu \cdot K \\ 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot a \cdot h \end{cases}$$

$$F_0 = c \cdot f_{ctd} \cdot a \cdot h$$

$c = 0,5$ och $\mu = 0,9$ vid förtagningar, EK2 6.2.5 (2)

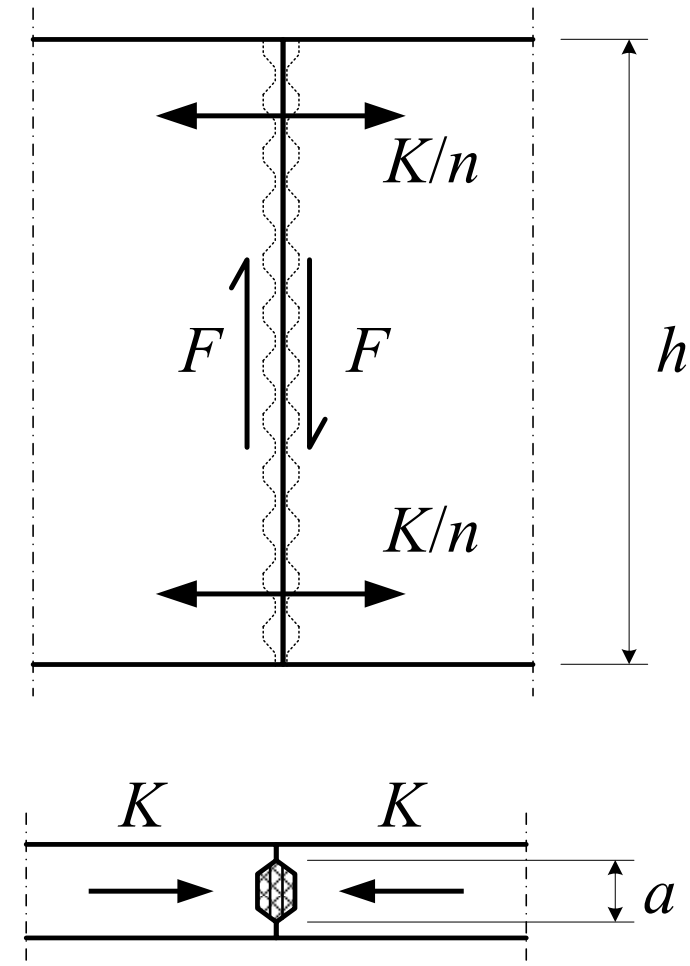
K är summa "klämkraft" från n st kopplingar

a bredd för förtagningar

f_{cd} är tryckhållfasthet för fogbruk eller element

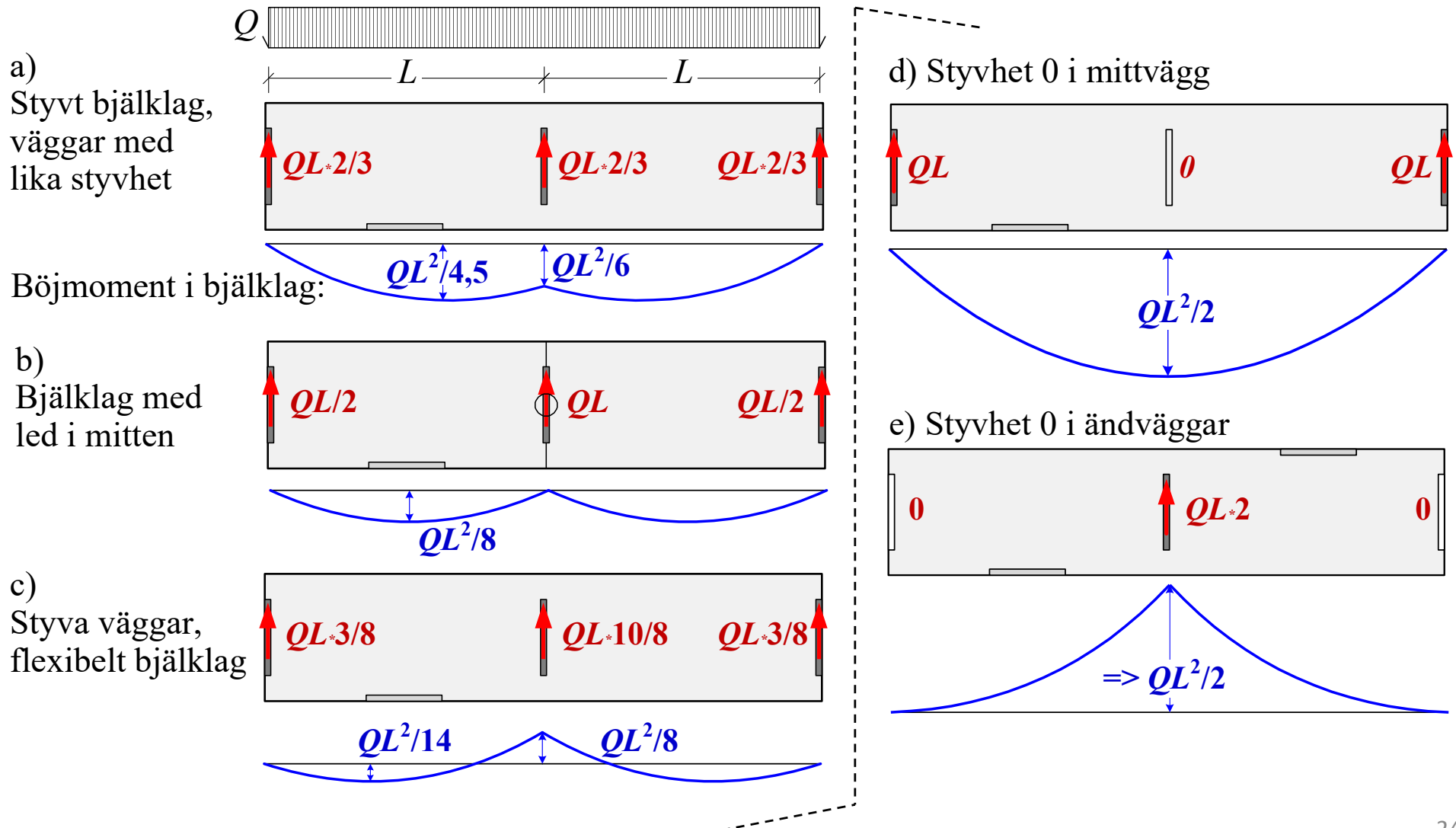
$$\nu = 0,6[1 - f_{ck}/(250 \text{ MPa})]$$

$K \geq (F_{Ed} - F_0)/\mu$ erforderlig total klämkraft för given fogkraft F_{Ed}



Bjälklagens funktion vid stabilisering

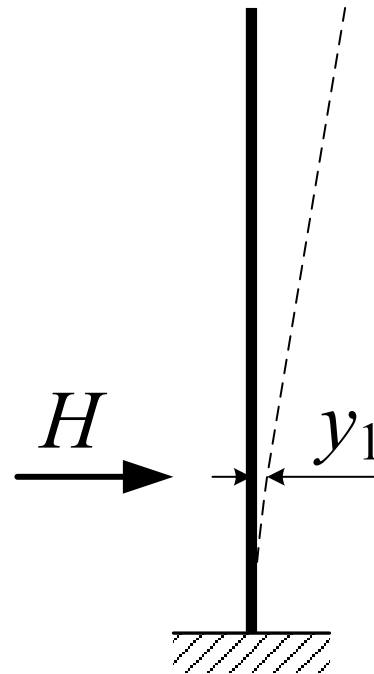
Exempel, tre stabiliserande väggar med lika eller olika styvhet:



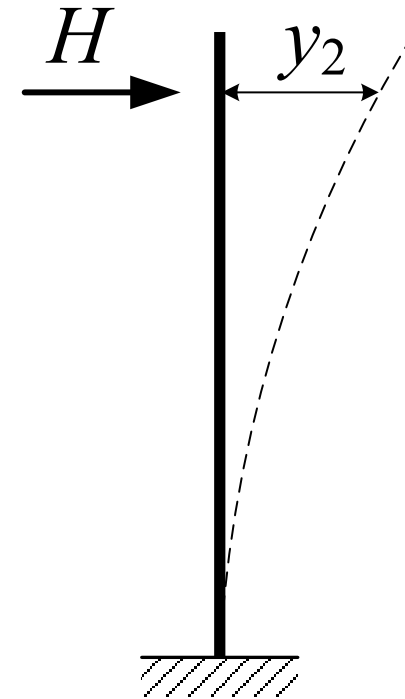


Bjälklagens funktion vid stabilisering

Förhållandet mellan styvheten för väggar och bjälklag beror på höjdläge



Långt bjälklag:
Relativt styvare väggar, dvs relativt mer flexibla bjälklag



Kort bjälklag:
Relativt mer flexibla väggar, dvs relativt styvare bjälklag



Uppskattning av styvheter

a) Statiskt bestämda system

Fördelning av krafter på stabiliserande enheter bestäms av jämviktsvillkor; styvheter spelar ingen roll.

b) Statiskt obestämda system; 2:a ordningens effekter *försumbara*

Kraftfördelning beror på *relativa* styvheter hos olika enheter; styvheternas absoluta värden spelar ingen roll.

Kraftfördelningen kan styras genom avsiktliga avvikelser från beräkningsmässiga styvheter. Enheter som ges ökad styvhet får då ökad last (och vice versa).

Enheter med på detta sätt ökad last kräver mer armering och får därmed även ökad styvhet (och vice versa).

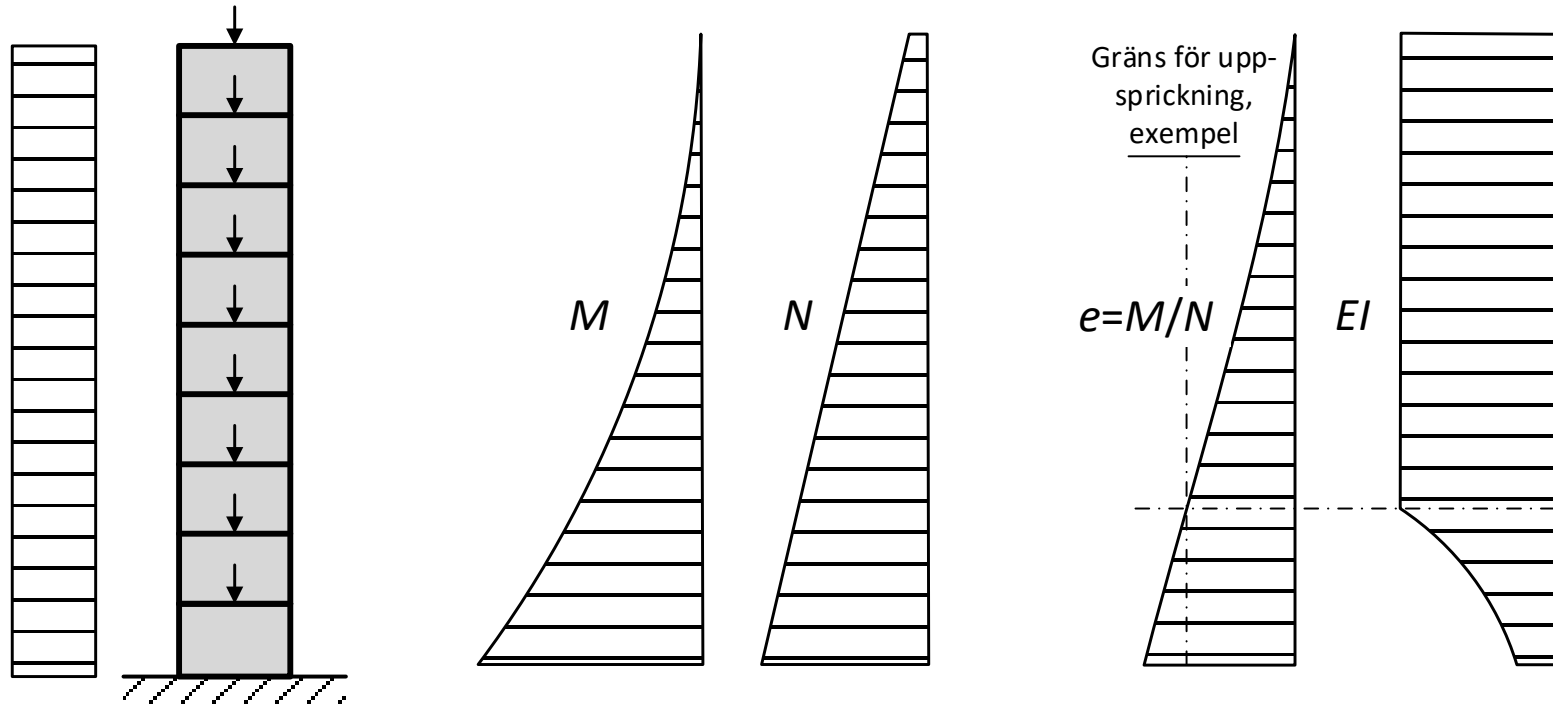
c) Statiskt bestämda *eller* obestämda system där 2:a ordningens effekter *inte* är försumbara

Styvhetsvärden måste nu beakta uppsprickning, krypning och icke-linearitet hos material; det *duger inte längre med relativa värden*.



Uppskattning av styvheter

Inverkan av delvis uppsprickning i stabiliserande enhet:



Beaktande av uppsprickning, helt eller delvis, kan leda till en *iteration på systemnivå*.



Uppskattning av styvheter

Exempel på "iteration på systemnivå":

Om $EI_1 = EI_2 = EI_3$ och bjälklaget "∞ styvt" så är

$$\mathbf{H_1 = H_2 = H_3 = H/3}$$

Väggarna 1 och 3 har emellertid lägre vertikallast, och spricker därför lättare.

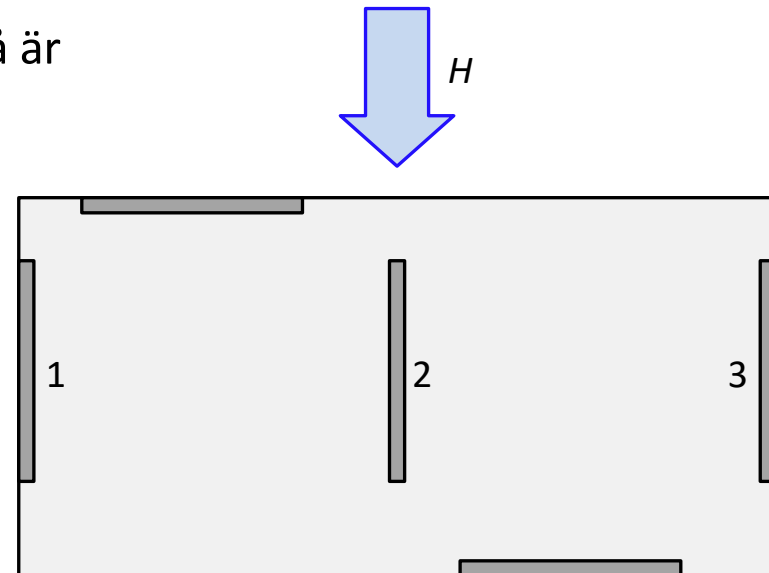
Om uppsprickning i 1 och 3 leder till ex.vis halverad styvhet, så blir kraftfördelningen

$$\mathbf{H_1 = H_3 = H/4, H_2 = H/2.}$$

Ökad kraft på vägg 2 från $H/3$ till $H/2$ kan då medföra att även den spricker, medan minskad last på 1 och 3 kan leda till att dessa spricker i mindre omfattning.

Detta kan leda till en ny beräkning med annan styvhetsfördelning, därav "iteration på systemnivå".

Om andra ordningens effekter visar sig vara icke försumbara, så måste styvheterna även återspegla inverkan av krypning och icke-linjära materialegenskaper.





Uppskattning av styvheter

Förslag – böjstyvheter (om 2a ordn. eff. försumbara)

a) Osprucket, $\sigma \leq f_{cd}$

$$EI = E_c I_c / (1 + \varphi_{ef}) \quad \text{om } \sigma \leq 0,6 f_{cd}$$

$$EI = 0,8 E_c I_c / (1 + \varphi_{ef}) \quad \text{om } \begin{cases} \sigma > 0,6 f_{cd} \\ \sigma \leq f_{cd} \end{cases}$$

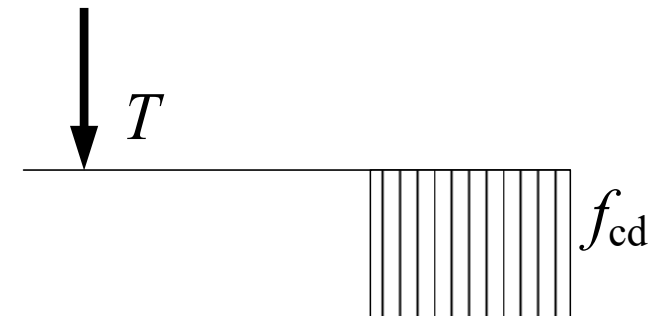
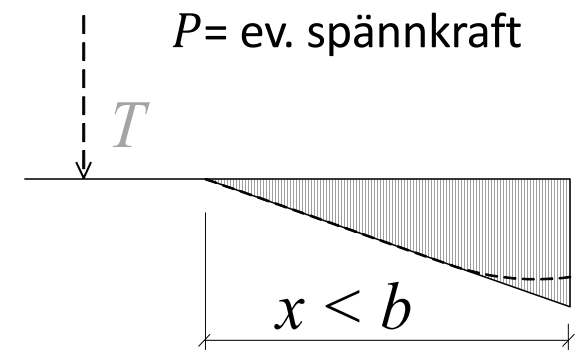
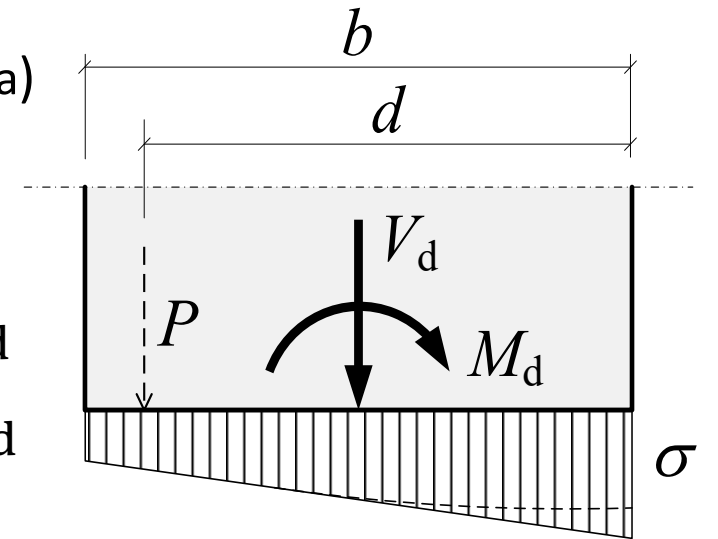
b) Sprucket, $\sigma \leq f_{cd}$

EI för sprucket tvärsnitt med linjär fördelning om $\sigma \leq 0,6 f_{cd}$, annars ggr 0,8

c) Brottgräns, rekt. fördelning, $\sigma = f_{cd}$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_c}{1 + \varphi_{ef}}$$

Kan även vara undre gräns för övriga fall

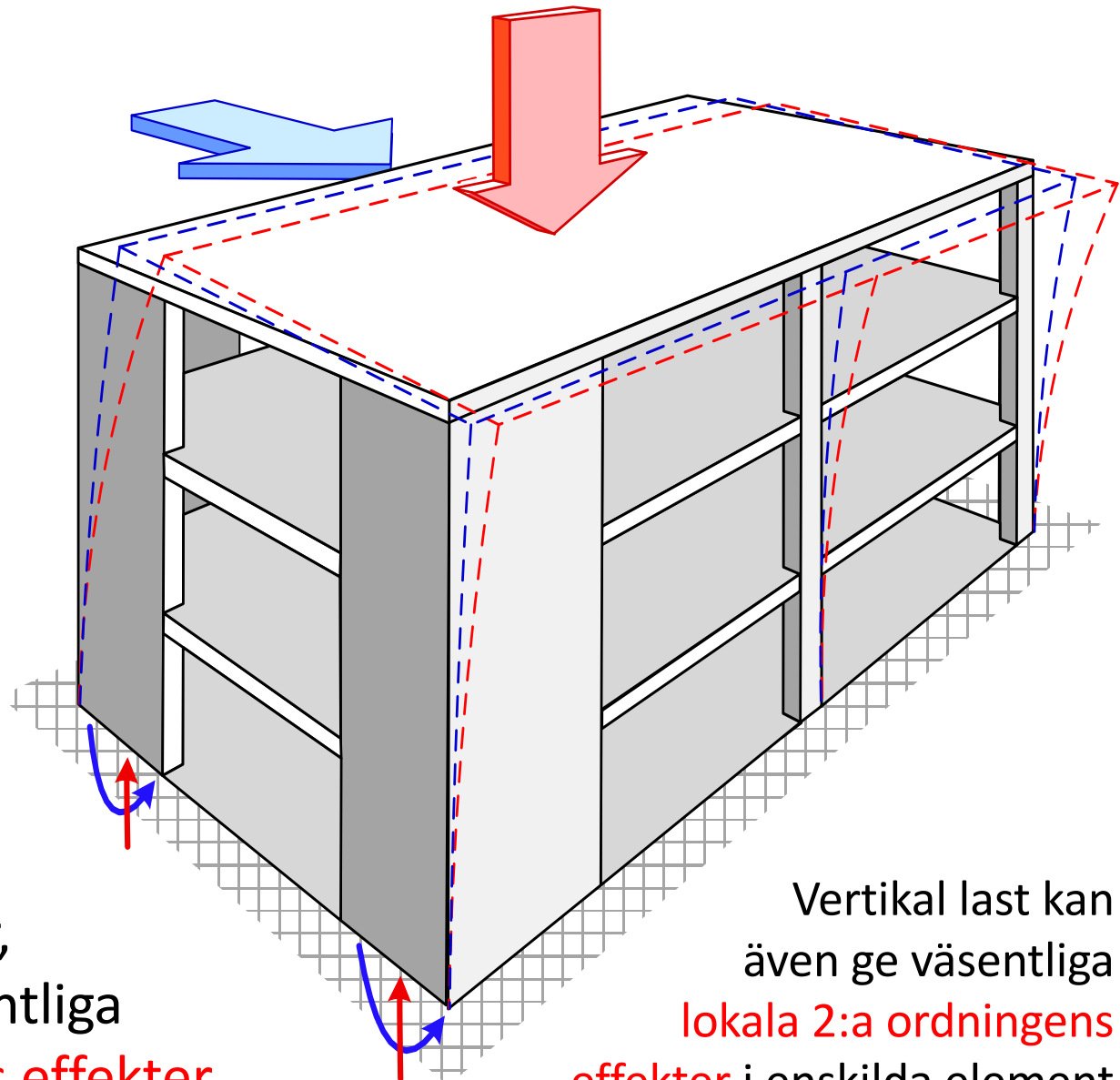


Globala 2:a ordningens effekter i stomme



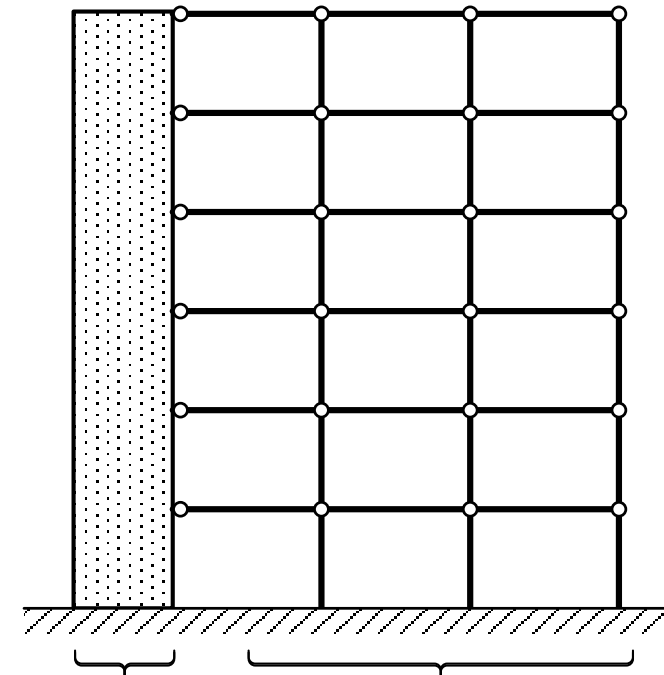
Horisontella laster ger deformationer i stomme samt stjälpande moment

Vertikala laster kan vara gynnsamma med hänsyn till stjälpning av enskilda stabiliserande enheter, men kan även ge väsentliga globala 2:a ordningens effekter



Vertikal last kan även ge väsentliga lokala 2:a ordningens effekter i enskilda element

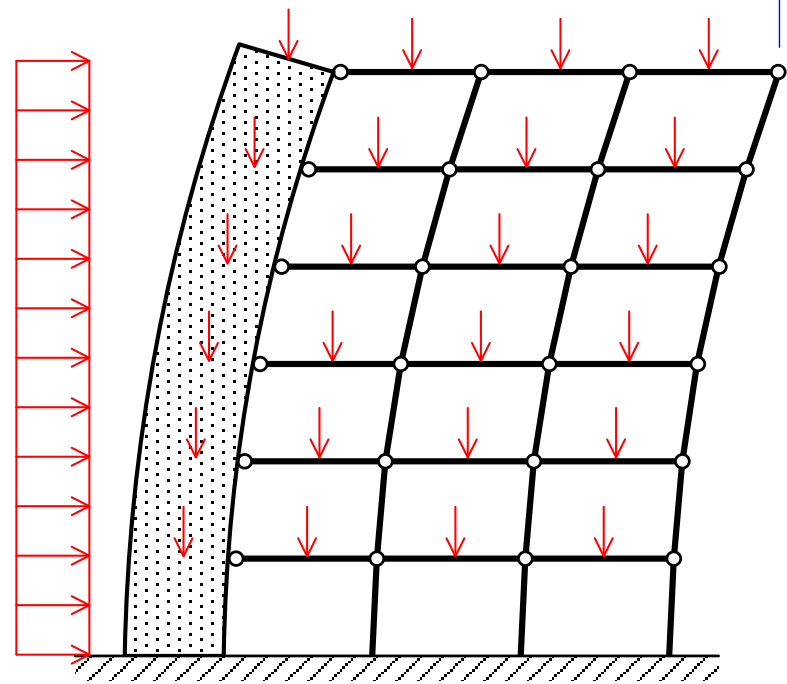
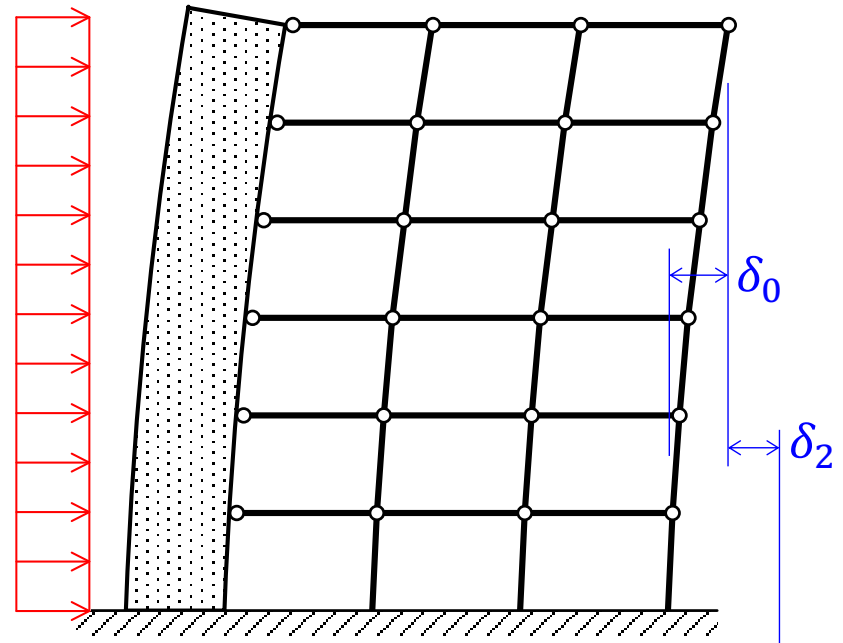
Globala 2:a ordningens effekter i stomme



Stabiliserande bärverksdel(ar) Stabiliserade bärverksdelar

Enbart transversallast ger 1:a ordningens utböjning δ_0 och 1:a ordningens krafter och moment

Transversallast och vertikallast ger 2:a ordningens effekter av utböjning $\delta_0 + \delta_2$

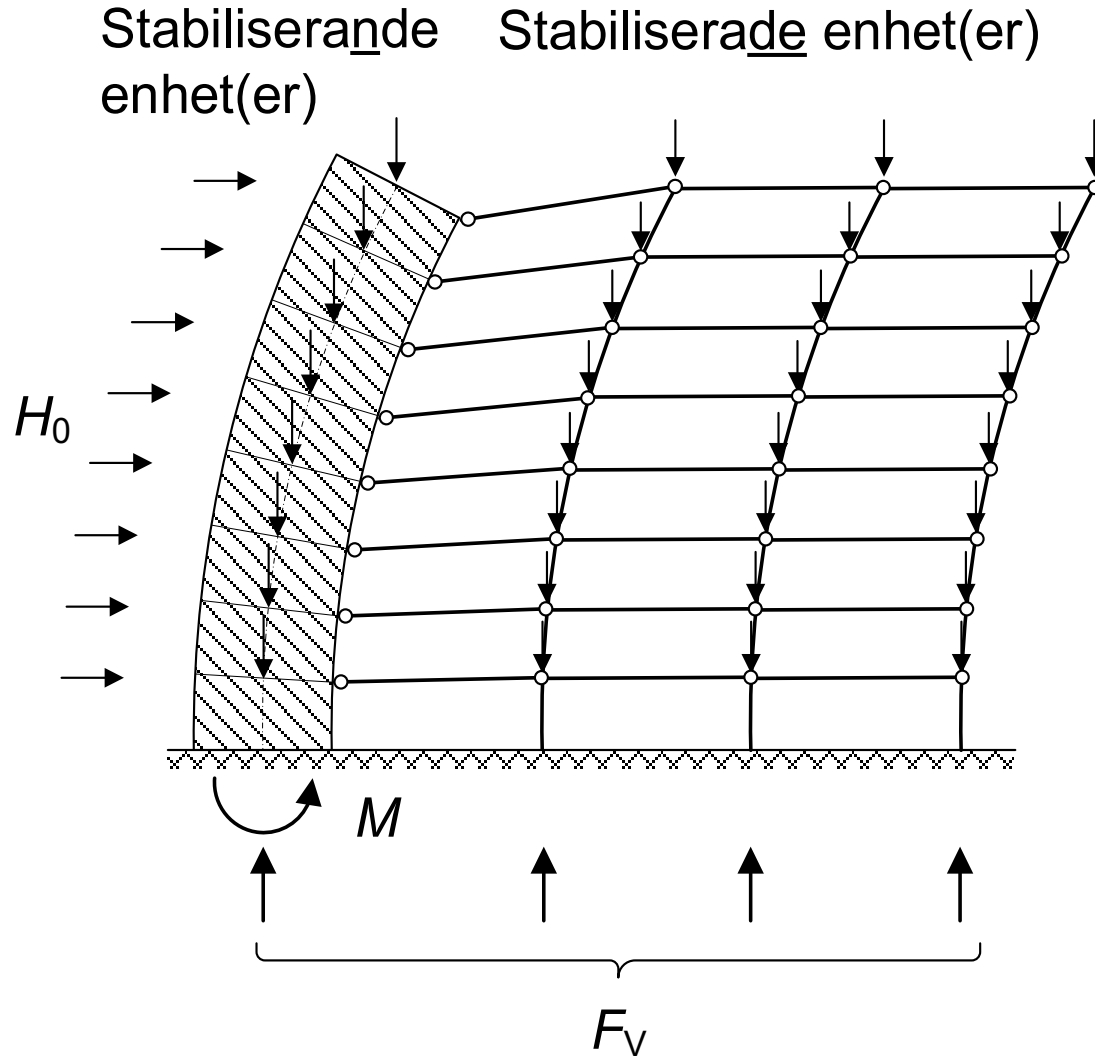


Obs! "1:a" och "2:a" betecknar inte i vilken ordning olika laster läggs på; vanligen finns väsentlig vertikallast före d:o horisontallast, dvs tvärtom mot ovanstående ordning

Globala 2:a ordningens effekter i stomme



Stabilisering med inspänningsmoment



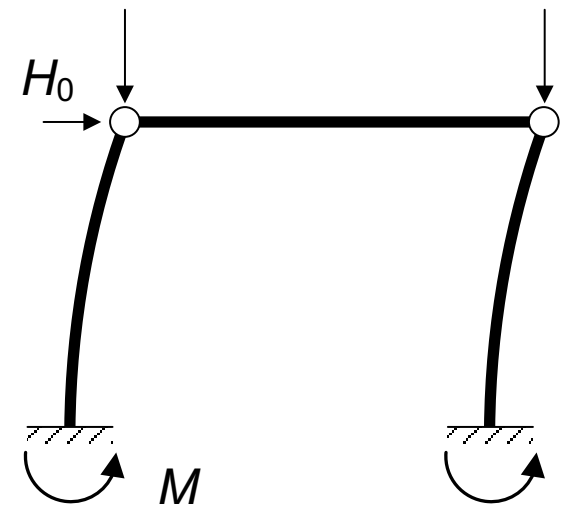
Dimensionerande moment med förstoringfaktor:

$$M = M_0 \left(1 + \frac{\beta}{F_{VB}/F_V - 1} \right)$$

Förenklat ($\beta = 1$):

$$M = \frac{M_0}{1 - F_V/F_{VB}}$$

Jfr EK2
ekv (5.28)
→ (5.30)





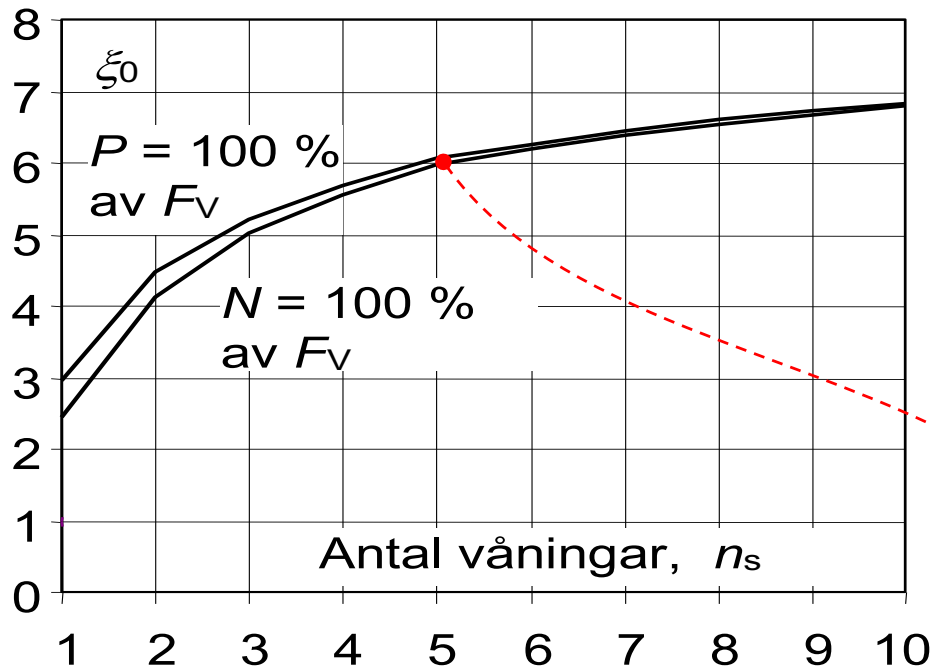
Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Global knäckningslast, fast inspänning:

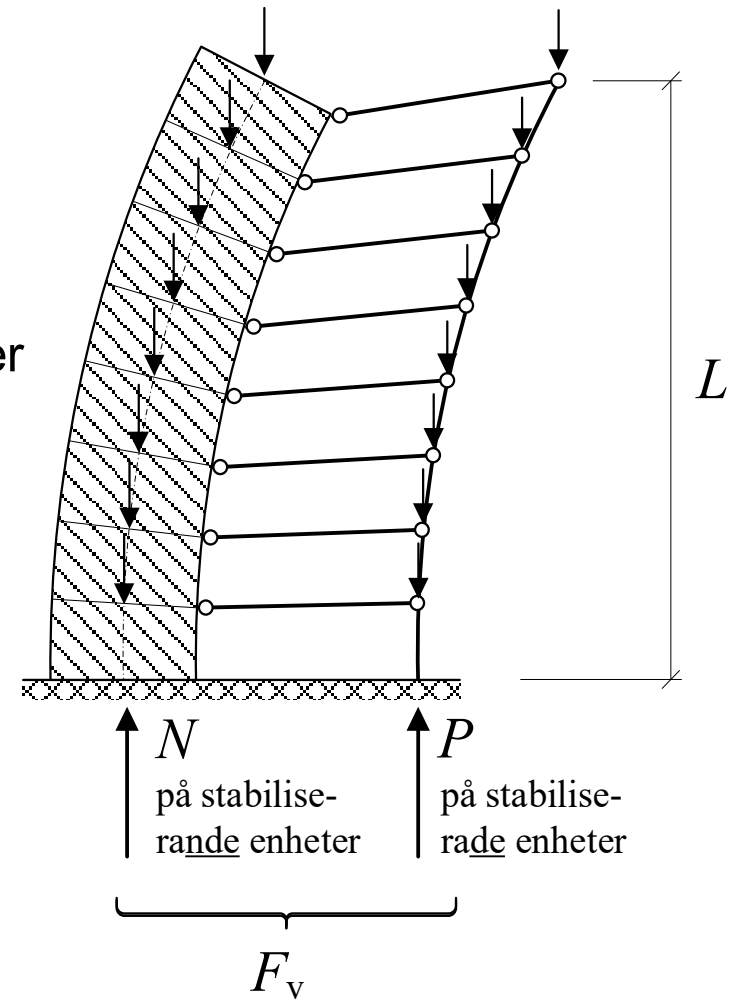
$$F_{VB,B} = \xi \cdot \frac{\sum EI}{L^2} \quad \text{knäckningslast m.h.t. böjdeformationer}$$

$\sum EI$ summa böjstyvhet för stabiliserande enheter

ξ faktor som beror på antal våningar, fördelning av vertikal last etc.



$$\xi_0 \approx 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad \text{anpassad funktion}$$





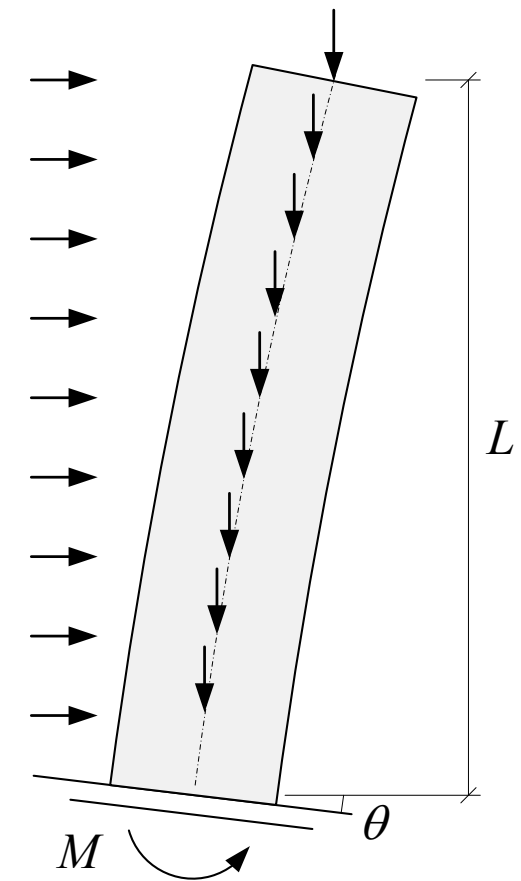
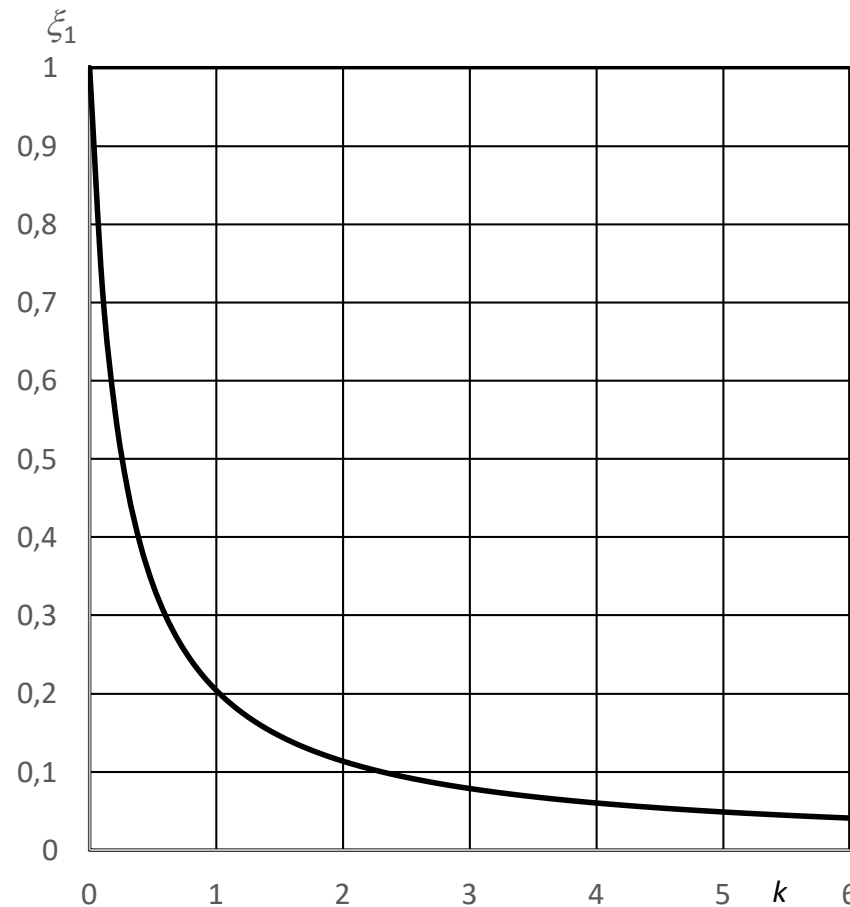
Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Global knäckningslast, elastisk inspänning:

$$F_{VB,B} = \xi_1 \cdot F_{VB,B0} = \xi_1 \cdot \xi_0 \cdot \frac{\sum EI}{L^2}$$

$$\xi_1 \approx \frac{1}{1 + 3,9k}$$

$$k = \frac{\theta / M}{L / \sum EI}$$





Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Globala skjuvdeformationer

Knäckningslast för enbart globala skjuvdeformationer:

S = skjuvstyvhet, dvs horisontalkraft som ger skjuvdeformation $\gamma = 1$ (utan samtidig vertikallast)

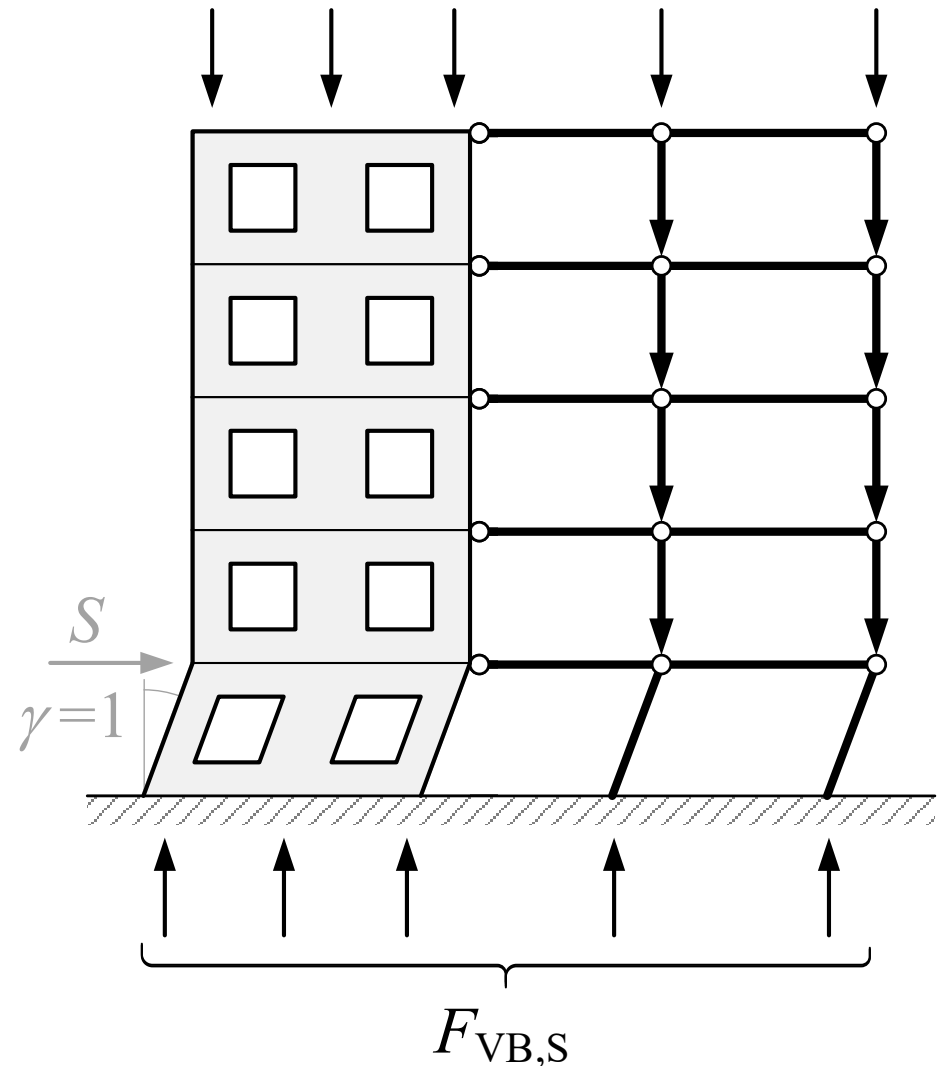
$F_{VB,S} = S$ skjuvknäckningslast

I ett praktiskt fall förekommer även globala böjdeformationer

Knäckningslast för både böj- och skjuvdeformationer är då:

$$F_{V,B} \approx \frac{1}{1/F_{VB,B} + 1/F_{VB,S}}$$

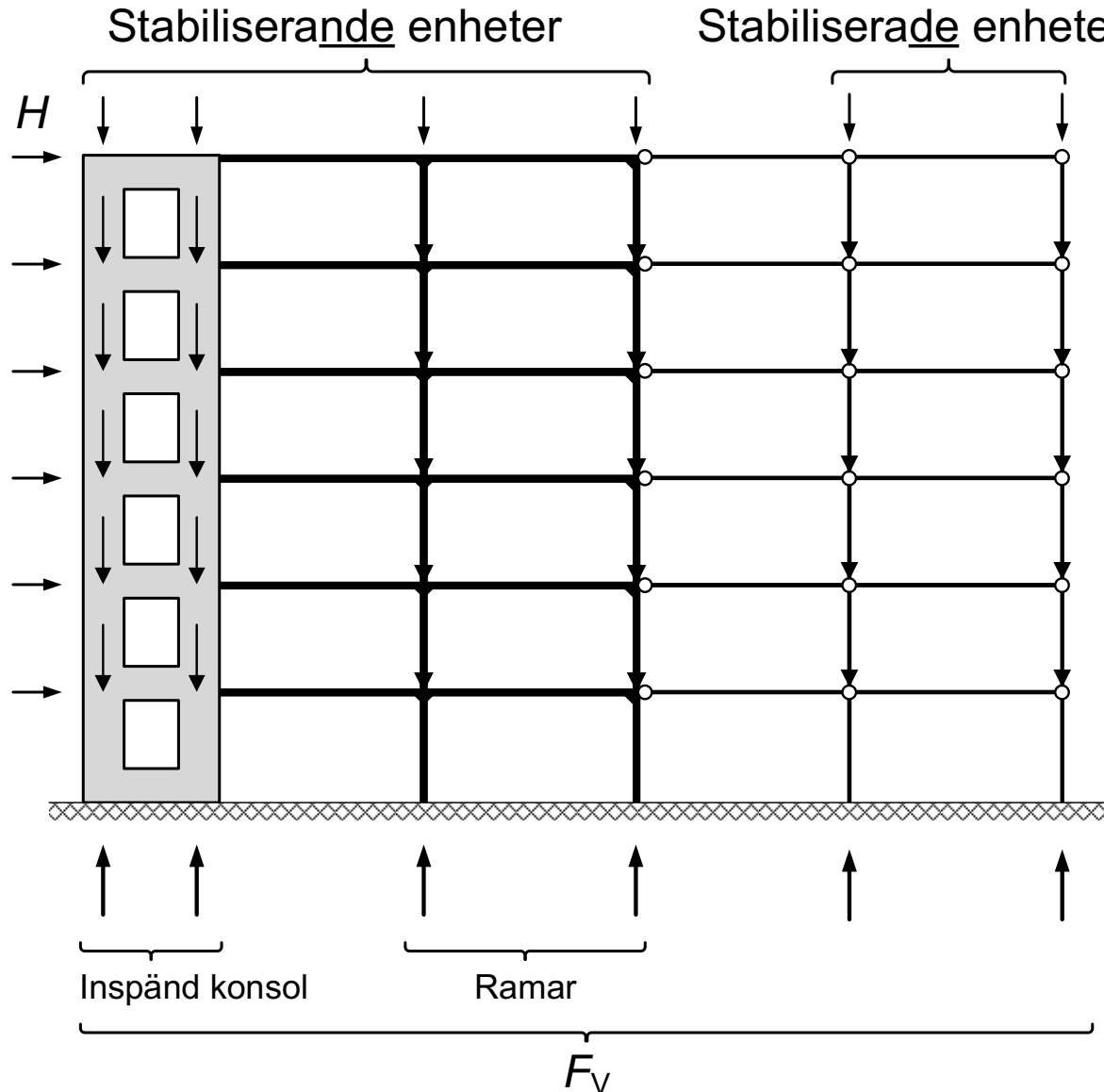
Jfr EK2 ekv (H.6)





Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Beräkning med förstörade horisontalkrafter



I sådana fall kan en förstöringsfaktor appliceras på 1:a ordningens *horisontalkrafter* H_0 istället för på moment:

$$H = H_0 \left(1 + \frac{\beta}{F_{VB}/F_V - 1} \right)$$

$\beta = 1$ är i de flesta fall på säkra sidan. I så fall blir

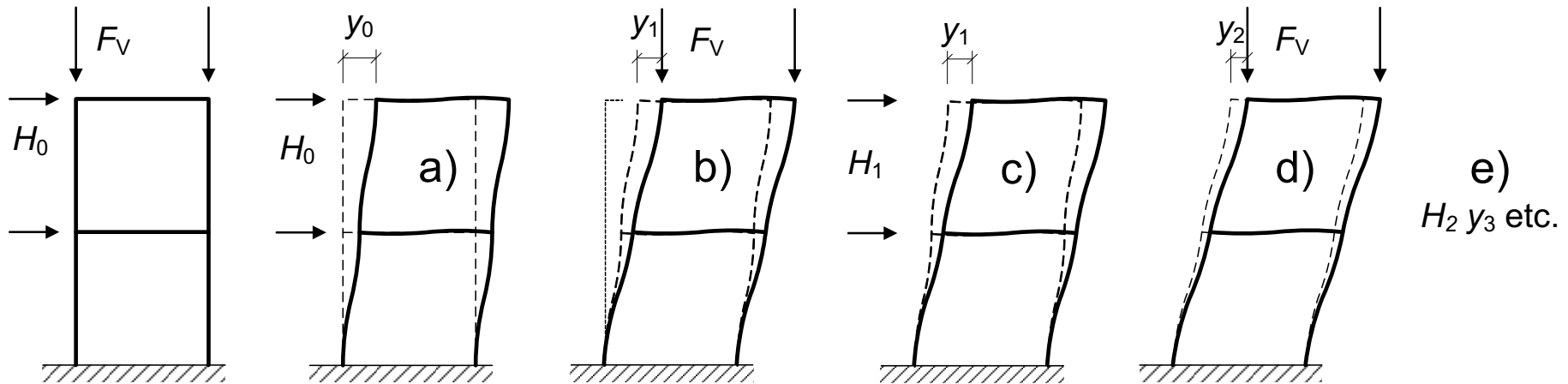
$$H = \frac{H_0}{1 - F_V/F_{VB}}$$

Inverkan av deformationer ingår i förstörade H -krafter, därför visas ingen deformation



Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Stegvis beräkning med ekvivalenta horisontalkrafter



a) Ta bort vertikal last och lägg på 1:a ordningens horisontalkrafter H_0

⇒ deformation y_0

b) Enbart vertikal last på den utböjda stommen

⇒ tillkommande deformation y_1

c) Ta bort vertikal last och lägg på de horisontalkrafter H_1 som ger samma deformation y_1

d) Enbart vertikal last på den utböjda stommen

⇒ tillkommande deformation y_2

Etc.



Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Stegvis beräkning med ek

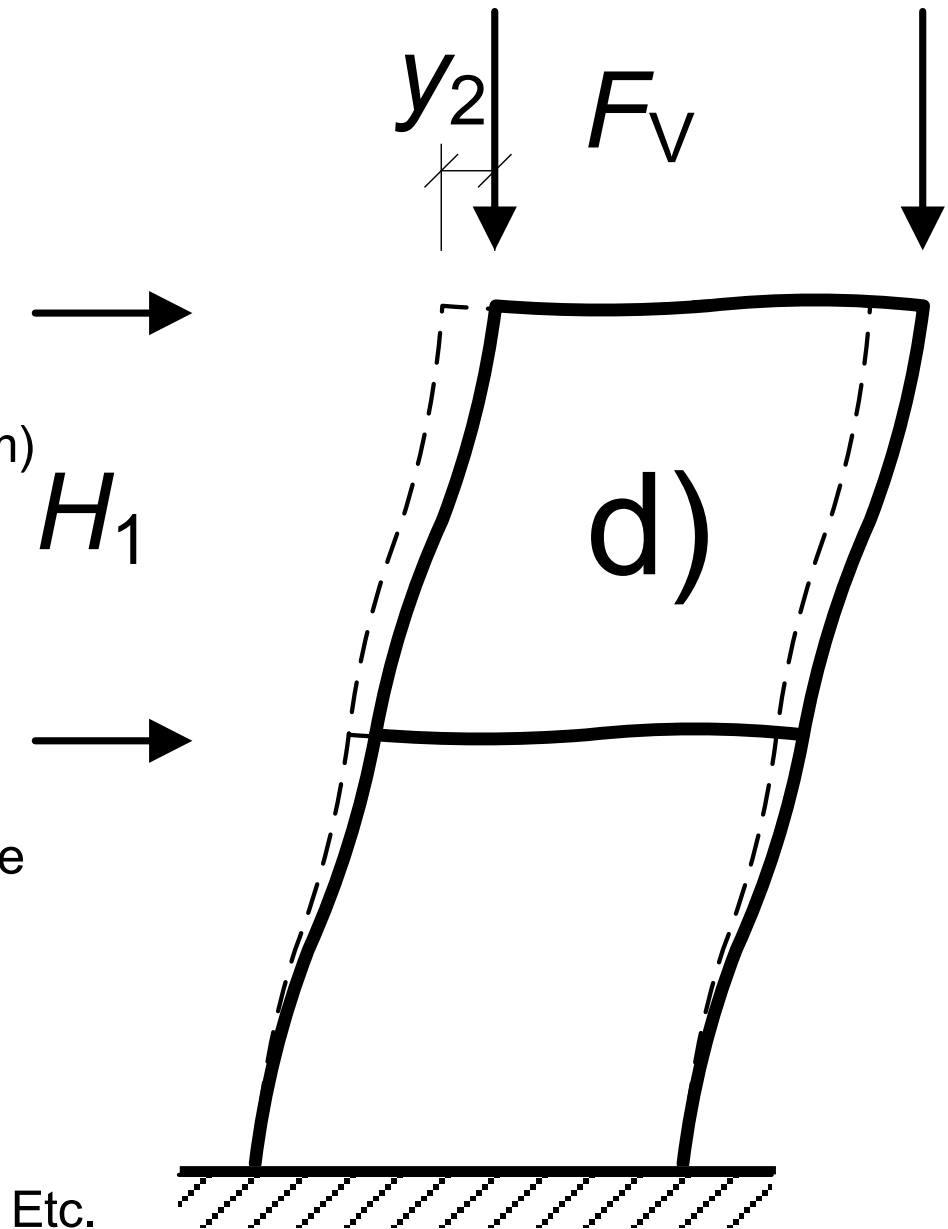
(Beskrivning av föregående med animerad figur)

a) Ta bort vertikal last och lägg på 1:a ordningens horisontalkrafter H_0 (inkl. inverkan av imperfektioner mm)
⇒ deformation y_0

b) Lägg på vertikal last på utböjd stomme
⇒ tillkommande deformation y_1

c) Ta bort vertikal last och lägg på de horisontalkrafter H_1 som skulle ge samma deformation y_1

d) Lägg på vertikal last på utböjd stomme
⇒ tillkommande deformation y_2





Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Stegvis beräkning med ekvivalenta horisontalkrafter, total kraft

$$H = H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + \dots \quad \text{total ekvivalent horisontalkraft}$$

Om kvoten $k_i = H_i/H_{i-1} < 1$ blir summan **ändlig**

- Strukturen är då **stabil**

Om kvoten $k_i = H_i/H_{i-1} \geq 1$ blir summan **oändlig**

- Strukturen är då **instabil**

När $k_i < 1$ och $k_i = k_{i-1}$ blir det fr.o.m. $i - 1$ en **geometrisk serie**. Summan kan då skrivas:

$$H = H_0 + H_1 + H_2 + \dots + \frac{H_{i-1}}{1 - k_i}$$

Obs. att H är en fiktiv (ekvivalent) horisontalkraft, som beaktar inverkan av 2:a ordningens effekter



Globala 2:a ordningens effekter i stomme

Stegvis beräkning med ekvivalenta horisontalkrafter, total kraft

Om man antar att kvoten är konstant redan från $i = 1$:

$$H = \frac{H_0}{1-k} \quad \text{där } k = H_1/H_0$$

Detta är en förenkling analog med $\beta = 1$ i det föregående, jfr

$$M = \frac{M_0}{1 - N/N_B} \quad \text{som här motsvaras av } H = \frac{H_0}{1 - \underbrace{F_V/F_{VB}}_k}$$

Den **globala knäckningslasten** är således $F_{VB} = F_V/k$

Globala 2:a ordningens effekter – när kan de försummas?



- 5.8.2 (6): Om de är $\leq 10\%$ av 1:a ordningens effekter

- 5.8.3.1 (1): Om $\lambda \leq \lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (5.13N)

- 5.8.3.3 (1): Om $F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd}I_c}{L^2}$ (5.18)

$k_1 = 0,62$ om tvärsnitt kan visas osprucket, annars 0,31

$n_s =$ antal våningar

$$E_{cd} = E_{cm}/1,2$$

- H.1.2 (1-5): Om $F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB}$ (H.1)

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \frac{\sum EI}{L^2} \quad \text{global knäckningslast för böjdeformationer} \quad (\text{H.2})$$

$$EI = 0,8 E_{cd}I_c \quad \text{om tvärsnitt kan visas osprucket, annars } 0,4 E_{cd}I_c \quad (\text{H.3})$$

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \cdot \frac{1}{1+3,9k} \quad (\text{H.4})$$

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{L} \quad \text{vid elastisk inspänning (0 vid fast)} \quad (\text{H.5})$$

- H.1.3 (1): M.h.t. skjuvdeformation, se nästa sida (H.6)

Globala 2:a ordningens effekter – när kan de försummas?



Observera förutsättningarna för ekv (5.18) och (H.1)-(H.5):

Vridinstabilitet är inte avgörande

Globala skjuvdeformationer är försumbara

Styvheten är någorlunda konstant längs höjden

Vertikallast ökar med ungefär samma belopp i varje våning

Om globala skjuvdeformationer inte är försumbara:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} \quad (H.6)$$

$$F_{V,B} = \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB}/F_{V,BS}} = \text{kombinerad knäckningslast}$$

$$F_{V,BS} = \sum S \text{ knäckningslast p.g.a. av skjuvdeformation}$$

$$\sum S = \text{total skjuvstyvhet för stabiliserande enheter i aktuell riktn.}$$



Något om användning och tolkning av FE-analyser

Linjär FEM används ofta idag för att analysera hela stommar

Vad bör man tänka på i så fall?

Bilaga H i EK2 ger vissa förutsättningar

1. Till att börja med kan man anta att stabiliserande delar är ospruckna, varvid man kan använda styvheter

$$EI = 0,8E_{cd}I_c = 0,8 \cdot \frac{E_{cm}}{1,2} \cdot I_c \quad \text{H.1.2 (3)}$$

2. Om det då visar sig att (vissa) stabiliserande delar är väsentligt spruckna bör man göra en ny analys med lägre styvheter (för dessa)

$$EI = 0,4E_{cd}I_c = 0,4 \cdot \frac{E_{cm}}{1,2} \cdot I_c \quad \text{H.1.2 (3), ekv (H.3)}$$

Om uppsprickningen inte är "väsentlig" kan man välja ett värde mellan dessa. (för stabiliserande enheter som fortfarande är ospruckna kan man använda 0,8)

3. Bestäm systemets knäckningslast för relevanta styvheter enligt ovan



Något om användning och tolkning av FE-analyser

Om programmet inte beräknar någon systemknäckningslast kan man göra en egen uppskattning enligt följande:

3a. Gör en analys utan vertikallast (alltså enbart inverkan av vind och snedställning). Detta ger 1:a ordningens moment och deformationer, M_0 , δ_0

3b. Använd det enkla sambandet mellan totalt moment och 1:a ordningens d:o:

$$M_{\text{tot}} = \frac{M_0}{1 - k} \quad \text{där} \quad k = \frac{F_V}{F_{V,B}} \quad \text{Alltså är} \quad k = 1 - \frac{M_0}{M_{\text{tot}}} \quad (\text{alt. } k = 1 - \frac{\delta_0}{\delta_{\text{tot}}})$$

F_V = total vertikallast

$F_{V,B}$ = global knäckningslast (systemknäckningslast)

M_{tot} = moment (alt. utböjning δ_{tot}) enligt en analys som även inkluderar alla vertikallaster, och är baserad på relevanta styvheter enligt föregående

Anm. Det förutsätts att programmet beaktar andra ordningens effekter

4. Om $k \leq 0,1$ kan andra ordningens effekter försummas, och analysen är klar



Något om användning och tolkning av FE-analyser

5. Om $k > 0,1$ kan andra ordningens effekter inte försummas

Analysen kan då baseras på nominell styvhet enligt 5.8.7:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

K_c och K_s kan bestämmas enligt 5.8.7.2 (2), ekv (5.22)-(5.24), vilket förutsätter ett armeringsinnehåll $\rho \geq 0,002$

eller (enklare) enligt 5.8.7.2 (3), ekv (5.25), vilket dock förutsätter ett armeringsinnehåll $\rho \geq 0,01$

Vid användning av de mer nyanserade uttrycken i 5.8.7.2 (2), kan slankhetstal bestämmas för en knäckningslängd bestämd "baklänges" ur ekv (5.17):

$$\lambda = l_0/i \quad l_0 = \pi \sqrt{\frac{\sum (EI)_j}{F_{V,B}}} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\sum I_j}{\sum A_j}} \quad j = \text{stabiliserande enhet nr}$$

Alternativt används ekv (5.25), så "slipper" man beräkna λ

Sammanfattning av FE-analys för hel stomme

