

# H5 DIMENSJONERINGSEKSEMPLER

I dette kapittelet tar en praktisk i bruk de regler og anbefalinger som er omtalt i kapitlene H1 til H4. Eksempelene tar kun for seg dimensjonering for seismiske laster. Det kan derfor vise seg nødvendig å benytte forbindelser med høyere kapasitet når en kontrollerer for vind og skjevstillingslaster.

## 5.1 SKIVEBYGG I DCL

Beregningseksemplet tar utgangspunkt i et fire etasjes kontorbygg i Oslo. Dette er samme bygning som er omhandlet i punkt 4.1, bortsett fra at det i dette eksemplet er forutsatt fire etasjer. Bygget er et typisk elementbygg med hulledekker, hyllehjelker, søyler og avstivende betongskiver. I dette første beregningseksemplet benyttes det duktiltetsklasse lav (DCL). Det vil si at etter at de seismiske lastene er beregnet, benyttes det i all hovedsak ordinære dimensjoneringsregler.

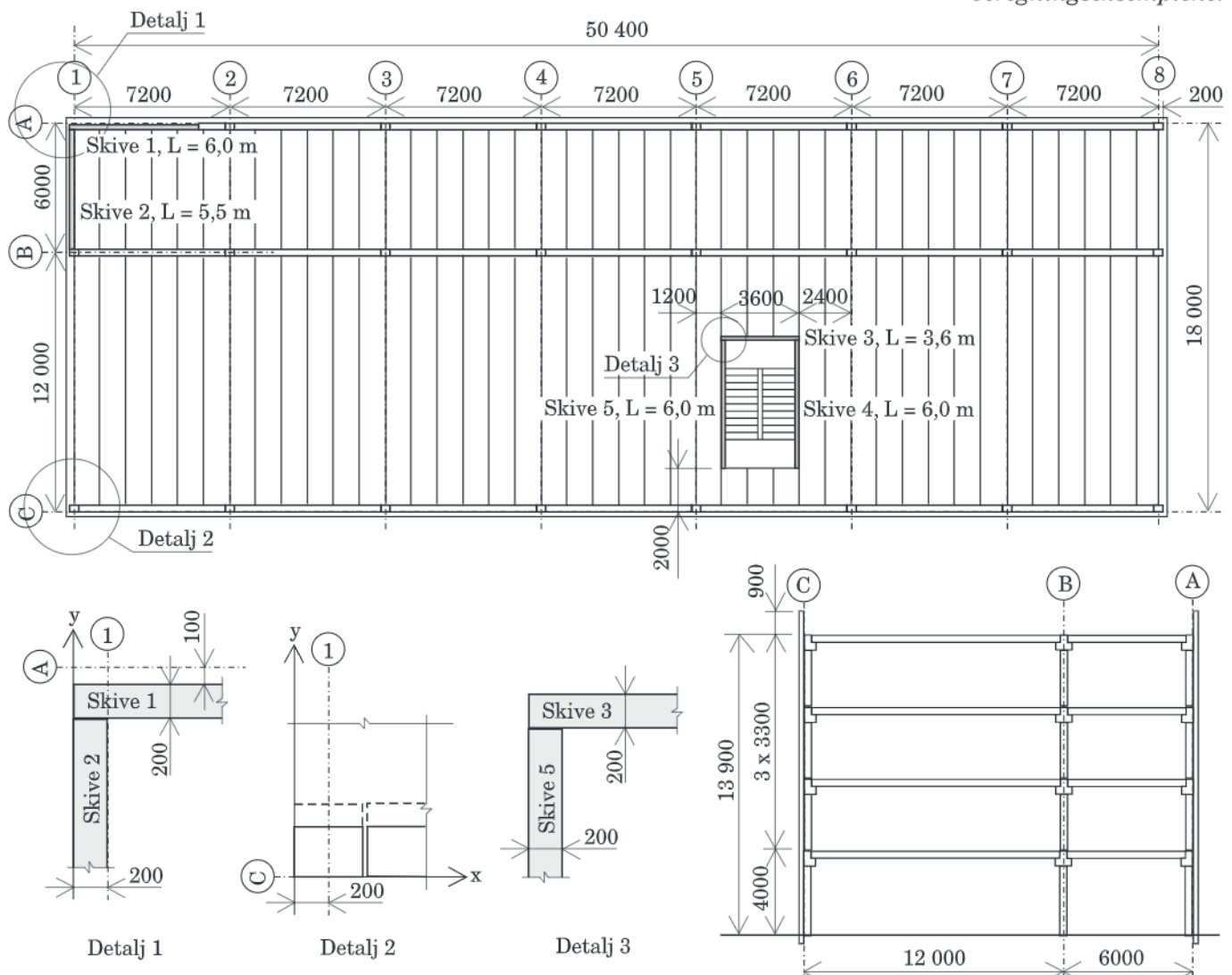
### Kommentar:

Ved detaljeringen av knutepunktene henvises det til tabeller i bind B (2005) og bind C (2006) som er basert på NS 3473. Som vist i punkt 4.4.1 og 4.5.1 gir dette likt eller konservativt resultat i forhold til å dimensjonere etter EC2.

### Kommentar:

I utregningene i beregningseksempelene er tallene i mange tilfelle avrundet. Avrundningene har ingen betydning for nøyaktigheten i de endelige resultatene.

Figur H 5.1.  
Bygget som analyseres i  
beregningseksempelene.



### 5.1.1 Laster

#### 5.1.1.1 Vertikale laster

Egenlaster:

Påført egenlast tak:  $g = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Påført egenlast etasjeskiller:  $g = 0,8 \text{ kN/m}^2$

HD 265:  $g = 3,8 \text{ kN/m}^2$

LB:  $g = 25 \text{ kN/m}^3 \times (0,3 \times 0,6 + 0,15 \times 0,33) = 5,7 \text{ kN/m}$

DLB:  $g = 25 \text{ kN/m}^3 \times (0,4 \times 0,6 + 2 \times 0,15 \times 0,33) = 8,5 \text{ kN/m}$

Søyle 500/300:  $G = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \times 0,3 \times 2,7 = 10,1 \text{ kN}$

Søyle 500/400:  $G = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \times 0,4 \times 2,7 = 13,5 \text{ kN}$

Vegger:  $G = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \times 3,3 \times (3 \times 6 + 3,6 + 5,5) = 445 \text{ kN}$

Trapperom:  $G = 6,0 \text{ kN/m}^2 \times 6,0 \times 3,2 = 115 \text{ kN}$

Snølast tak:  $s = 0,80 \times 3,5 = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Nyttelast tak:  $p = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Nyttelast etasjeskiller (kontorarealer):  $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$

#### *Sum vertikale laster*

Summerte egenlaster pr. etasje:

Påført egenlast tak:  $G = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times 18,0 = 457 \text{ kN}$

Påført egenlast etasjeskiller:  $G = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times 18,0 = 732 \text{ kN}$

Hulldekker:  $G = 3,8 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times (11,5 + 5,5) = 3\,282 \text{ kN}$

Bjelker:  $G = 5,7 \text{ kN/m} \times (44,8 + 50,8) + 8,5 \text{ kN/m} \times 50,8 = 977 \text{ kN}$

Søyler:  $G = 15 \times 10,1 \text{ kN} + 8 \times 13,5 \text{ kN} = 260 \text{ kN}$

Vegger og trapperom:  $G = 445 \text{ kN} + 115 \text{ kN} = 560 \text{ kN}$

#### *Kommentar:*

Det er gjort noen forenklinger i utregningen av vertikallastene med hensyn til arealer og lengder. Forenklingene har ingen praktisk betydning for resultatene.

Total egenlast tak:

$$G = 457 + 3\,282 + 977 + (260 + 560) / 2 = 5\,126 \text{ kN}$$

Total egenlast etasjeskiller:

$$G = 732 + 3\,282 + 977 + 260 + 560 = 5\,811 \text{ kN}$$

(Regner at egenlasten til veggene og trappene fordeler seg likt til dekket over og under etasjen.)

Total snølast på tak:

$$S = 2,8 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times 18,0 = 2\,560 \text{ kN}$$

Total nyttelast tak:

$$P = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times 18,0 = 686 \text{ kN}$$

Total nyttelast etasjeskiller:

$$P = 3,0 \text{ kN/m}^2 \times 50,8 \times 18,0 = 2\,743 \text{ kN}$$

#### 5.1.1.2 Lastkombinasjon seismisk situasjon

Lastkombinasjon (ulykke):  $1,0 \times G + \psi_{21} \times S + \psi_{21} \times Q$

Snø (S)  $\psi_{21} = 0,2$

Nyttelast (Q) kategori B (kontorlokaler)  $\psi_{21} = 0,3$

Nyttelast (Q) kategori H (tak)  $\psi_{21} = 0$

Lastkombinasjon (ulykke):  $1,0 \times G + 0,2 \times S + 0,3 \times Q$

Vertikallast tak:  $1,0 \times 5\,126 + 0,2 \times 2\,560 = 5\,638 \text{ kN}$

Vertikallast etasjeskiller:  $1,0 \times 5\,811 + 0,3 \times 2\,743 = 6\,634 \text{ kN}$

### 5.1.1.3 Seismiske (horisontale) laster

Forutsetninger:

- Spissverdi for berggrunnens akslerasjon: Bygget oppføres i Oslo.  
 $a_{g40Hz} = 0,50 + 0,05 = 0,55 \text{ m/s}^2$ .  
 [EC8, figur NA.3(901) og punkt NA.3.2.1]
- Seismisk faktor: Kontorbygg tilsvarende klasse II.  
 Dette gir seismisk faktor  $\gamma_I = 1,0$  [EC8, punkt NA.4.2.5]
- Grunntype: I dette eksemplet grunntype B.
- Konstruksjonsfaktor: I DCL er  $q = 1,5$  uten videre dokumentasjon av duktilitet. [EC8, punkt 5.3.3]

Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon:

$$a_{gR} = 0,80 \times a_{g40Hz} = 0,80 \times 0,55 = 0,44 \text{ m/s}^2 \quad [\text{EC8, punkt NA.3.2.1}]$$

Dimensjonerende grunnakselerasjon:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} = 1,0 \times 0,44 = 0,44 \text{ m/s}^2 \quad [\text{EC8, punkt 3.2.1(3)}]$$

Grunntype B har følgende parametere:

$$S = 1,25; T_B = 0,1; T_C = 0,30; T_D = 1,5 \quad [\text{EC8, tabell NA.3.3}]$$

#### *Utelatelseskriterium 1*

Dersom følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismiske påkjenninger:

$$a_g \times S < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

$$0,44 \times 1,25 = 0,55 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2; \text{ det vil si at ytterligere undersøkelser er påkrevet.}$$

Kravet om lav seismisitet er oppfylt dersom

$$a_g \times S < 0,10 \times g = 0,98 \text{ m/s}^2$$

$$0,44 \times 1,25 = 0,55 \text{ m/s}^2 < 0,98 \text{ m/s}^2 \quad - \text{ OK}$$

Dette innebærer at bygget kan dimensjoneres etter bestemmelsene om lav seismisitet. [EC8, punkt NA.3.2.1(4)]

#### *Første svingeperiode*

Benytter forenklet en frihetsgradanalyse i henhold til EC8, punkt 4.3.3.2.2. Velger å beregne  $C_t$  ved hjelp av formelverk som tar hensyn til de faktiske skjærveggarealene.

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$$

$$A_c = \sum \{A_i \times [0,2 + (l_{wi}/H)]^2\}$$

Byggets høyde  $H = 13,9 \text{ m}$  (se figur H 5.1)

Veggens lengde =  $l_{wi}$

Veggens tykkelse =  $b_i$

$$A_i = b_i \times l_{wi}$$

Parallelt med x-retningen:

$$\text{Skive 1: } A_{c1} = (6,0 \times 0,2) \times [0,2 + (6,0 / 13,9)]^2 = 0,479 \text{ m}^2$$

$$\text{Skive 3: } A_{c3} = (3,6 \times 0,2) \times [0,2 + (3,6 / 13,9)]^2 = 0,152 \text{ m}^2$$

$$A_c = A_{c1} + A_{c2} = 0,479 + 0,152 = 0,631 \text{ m}^2$$

$$C_t = 0,075 / \sqrt{0,631} = 0,094$$

$$T_1 = 0,094 \times 13,9^{3/4} = 0,68 \text{ s}$$

Parallelt med y-retningen:

Skive 2:  $A_{c2} = (5,5 \times 0,2) \times [0,2 + (5,5 / 13,9)]^2 = 0,390 \text{ m}^2$

Skive 4 og 5:  $A_{c4} = A_{c5} = (6,0 \times 0,2) \times [0,2 + (6,0 / 13,9)]^2 = 0,479 \text{ m}^2$

$$A_c = A_{c2} + A_{c4} + A_{c5} = 0,390 + 0,479 + 0,479 = 1,348 \text{ m}^2$$

$$C_t = 0,075 / \sqrt{1,348} = 0,065$$

$$T_1 = 0,065 \times 13,9^{3/4} = 0,47 \text{ s}$$

Ved bruk av forenklet en frihetsgradanalyse skal følgende krav være oppfylt:

$$T_1 \leq \begin{Bmatrix} 4 \times T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 4 \times 0,30 = 1,20 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{Bmatrix} - \text{OK}$$

Bygget skal oppfylle krav til regularitet i høyden. Dette undersøkes i et eget punkt.

### *Dimensjonerende responspektrum*

Første svingeperiode  $T_1 = 0,68 \text{ s}$  for x-retningen og  $T_1 = 0,47 \text{ s}$  for y-retningen er innenfor intervallet  $T_C \leq T_1 \leq T_D$ . Kan derfor benytte følgende formel for beregning av elastisk responspektrum:

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \times S \times (2,5/q) \times (T_c/T) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

x-retningen:

$$S_d(T) = \begin{cases} 0,44 \times 1,25 \times (2,5/1,5) \times (0,30/0,68) \\ \geq 0,2 \times 0,44 \end{cases} = 0,404 \text{ m/s}^2$$

y-retningen:

$$S_d(T) = \begin{cases} 0,44 \times 1,25 \times (2,5/1,5) \times (0,30/0,47) \\ \geq 0,2 \times 0,44 \end{cases} = 0,585 \text{ m/s}^2$$

[EC8, punkt 3.2.2.5]

### *Utelatelseskriterium 2:*

Dersom følgende krav blir oppfylt, kan en se bort i fra seismiske påkjenninger.

$$S_d < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Dette kravet blir ikke oppfylt for begge retninger. Videre beregninger er derfor nødvendig. [EC8, punkt NA.3.2.1(5)]

### *Samlet seismisk kraft på fundamentnivå*

Total kraft på fundamentnivå:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda$$

$m$  = samlet vertikalast

$$= (5\,638 + 3 \times 6634) \text{ (kN)} \times 100 \text{ (kg/kN)} = 2\,554\,000 \text{ kg}$$

x-retningen:

$$\lambda = 1,00 \quad [T_1 > 2 \times T_C; 0,68 \text{ s} > 2 \times 0,30 \text{ s} = 0,60 \text{ s}]$$

$$F_b = 0,404 \text{ m/s}^2 \times 2\,554\,000 \text{ kg} \times 1,0 = 1\,031\,816 \text{ N} = 1\,032 \text{ kN}$$

y-retningen:

$$\lambda = 0,85$$

$$[\text{flere enn to etasjer og } T_1 \leq 2 \times T_C; 0,47 \text{ s} < 2 \times 0,30 \text{ s} = 0,60 \text{ s}]$$

$$F_b = 0,585 \text{ m/s}^2 \times 2\,554\,000 \text{ kg} \times 0,85 = 1\,269\,977 \text{ N} = 1\,270 \text{ kN}$$

[EC8, punkt 4.3.3.2.2]



*Seismisk last pr. etasje*

Kraft pr. etasje:  $F_i = F_b (z_i \times m_i) / (\sum z_j \times m_j)$   
 [EC8, punkt 4.3.3.2.3 og figur H 2.1]

Tabell H 5.1. Seismisk last pr. etasje.

Etasje	Høyde $z_i$ (m)	Masse $m_i$ (kg)	$z_i \times m_i$ (m $\times$ kg)	Seismisk kraft $F_i$ (kN)	
				x-retning	y-retning
1	4,0	663 400	2 653 600	122	151
2	7,3	663 400	4 842 820	223	275
3	10,6	663 400	7 032 040	324	399
4	13,9	563 800	7 836 820	362	445
SUM	–	2 554 000	22 365 280	1 031	1 270

**5.1.1.4 Veggskivestivhet og stivhetssenter**

Kraftfordelingen til de veggskivene beregnes etter samme metode som for vind og skjevstillingslaster. Fordelingen fra de horisontale dekkesskivene til de vertikale veggskivene er en funksjon av blant annet stivhet og plassering av de vertikale skivene. Antar at vertikal-skivene er homogene uarmert og urisset (stadium 1) i alle etasjer. Dette beregner ikke stivheten til veggskivene nøyaktig, men godt nok for å finne kraftfordelingen til hver av veggskivene. Regner med at de vertikale skivene kun har stivhet langs sin sterke akse. Antar at skivene virker enkeltvis, og at de ikke er sammenkoblet der de møtes i hjørner. Her utføres kraftfordelingen til vertikalveggene kun for øverste dekke. Den samme kraftfordelingen vil bli benyttet for alle etasjer. Dette er i samsvar med anvisningene i bind B, kapittel B12.

*Stivhet av skivene*

Forskyvning:  $\Delta t = (F_i / K) = (F_i / K_b) + (F_i / K_s)$

Bøyestivhet:  $K_b = 3 EI / h^3$

Skjærstivhet:  $K_s = EA / 3h$

(Tregghetsmoment:  $I = t \times L^3 / 12$ ; areal:  $A = t \times L$ )

Veggskiver B35:  $E_{cm} = 34\,000 \text{ N/mm}^2$  [EC2, tabell 3.1]

Alle vegger har tykkelse  $t = 0,2 \text{ m}$

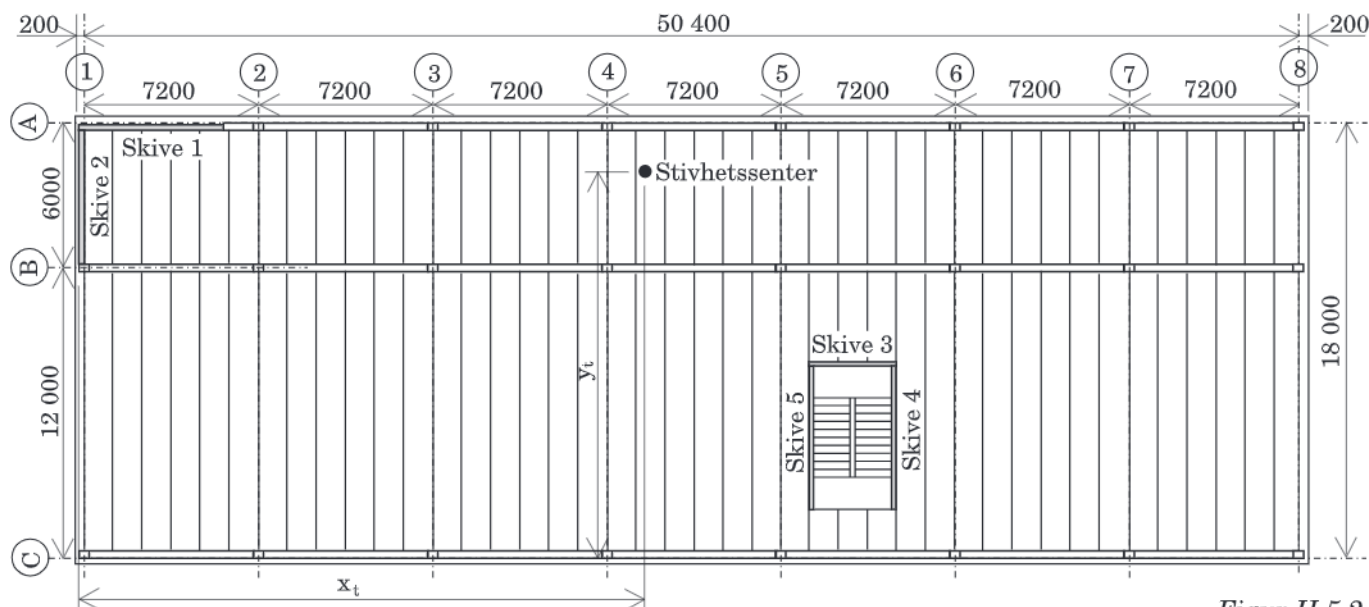
For eksempel for skive 1:

$$K_s = \frac{34 \times 10^6 \times 0,2 \times 6,0}{3 \times 13,9} = 978\,417 \frac{\text{kN} \times \text{m}^2}{\text{m}^2 \times \text{m}} \approx 978\,400 \text{ kN/m}$$

Tabell H 5.2. Stivhet av veggskiver.

Skive	Sterk akse	L (m)	h (m)	I (m <sup>4</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$K_b$ (kN/m)	$K_s$ (kN/m)	K (kN/m)
1	$K_{x1}$	6,0	13,9	3,600	1,20	136 700	978 400	119 900
2	$K_{y2}$	5,5	13,9	2,773	1,10	106 500	896 900	95 200
3	$K_{x3}$	3,6	13,9	0,778	0,72	29 500	587 000	28 100
4	$K_{y4}$	6,0	13,9	3,600	1,20	136 700	978 400	119 900
5	$K_{y5}$	6,0	13,9	3,600	1,20	136 700	978 400	119 900

### Beliggenhet av stivhetssenter



Figur H 5.2.  
Stivhetssenter

Tabell H 5.3. Stivhetsfordeling.

Skive	1	2	3	4	5	Sum
x (m)	3,0	0,1	32,0	33,7	30,3	–
y (m)	17,8	15,0	8,1	5,0	5,0	–
$K_x$ (kN/m)	119 900	0	28 100	0	0	148 000
$K_y$ (kN/m)	0	95 200	0	119 900	119 900	335 000
$x \times K_y$	0	9500	0	4 040 600	3 633 000	7 683 100
$y \times K_x$	2 134 200	0	227 600	0	0	2 361 800

Plassering av lokal y-akse:

$$x_t = \sum(K_{yi}x_i) / \sum K_{yi} = 7\,683\,100 / 335\,000 = 22,9 \text{ m}$$

Plassering av lokal x-akse:

$$y_t = \sum(K_{xi}y_i) / \sum K_{xi} = 2\,361\,800 / 148\,000 = 16,0 \text{ m}$$

Eksentrisitet for last i y-retningen:

$$e_x = 50,8/2 - x_t = 50,8/2 - 22,9 = 2,5 \text{ m}$$

Eksentrisitet med last i x-retningen:

$$e_y = 18/2 - y_t = 18/2 - 16,0 = -7,0 \text{ m}$$

Tabell H 5.4. Rotasjonsstivhet.

Skive	1	2	3	4	5	Sum
$x = x_i - x_t$ (m)	– 19,9	– 22,8	9,1	10,8	7,4	–
$y = y_i - y_t$ (m)	1,8	– 1,0	– 7,9	– 11,0	– 11,0	–
$x \times K_y$	0	– 2 170 600	0	1 294 900	887 300	–
$y \times K_x$	215 800	0	– 222 000	0	0	–
$x^2 \times K_y$	0	49 488 800	0	13 985 100	65 657 000	70 039 600
$y^2 \times K_x$	388 500	0	1 753 700	0	0	2 142 200

$$K_{\text{rot}} = \sum y_i^2 \times K_{xi} + \sum x_i^2 \times K_{yi} = 70\,039\,600 + 2\,142\,200 = 72\,181\,800$$

### 5.1.1.5 Andre ordens virkninger (P-Δ virkninger)

Beregning av P-Δ virkningene er en kontroll av virkningene av de seismiske lastene på bygget. Dette er således ikke en kontroll av knekking.

En kan se i bort i fra andre ordens virkninger om følgende betingelse er oppfylt:

$$\theta = (P_{\text{tot}} \times d_r) / (V_{\text{tot}} \times h) \leq 0,10$$

$\theta$  = sensitivitetsfaktoren for forskyvning mellom etasjer

$P_{\text{tot}}$  = total vertikallast ved og over betraktet etasje

$h$  = etasjehøyde

$V_{\text{tot}}$  = total seismisk skjærkraft i etasjen

$d_r$  = differanse mellom forskyvning  $d_s$  øverst og nederst i etasjen

$$d_s = q_d \times d_e = q \times d_e = 1,5 \times d_e \quad [\text{EC8, punkt 4.4.2.2(2)}]$$

(Her er  $q_d = q = 1,5$ )

$d_e$  = forskyvning bestemt etter lineær analyse basert på det elastiske responsspektrumet [EC8, punkt 4.3.4(1)]

Beregner forskyvningene ved hjelp av skiveprogram. I dette tilfellet er benyttet V-Skive til Ove Sletten versjon 3.5.5. I beregningen er veggene regnet som urisnet med E-modul  $E = 34\,000 \text{ N/mm}^2$ .

Tabell H 5.5. Forskyvninger.

	Forskyvning $d_{ei}$ (m)		Forskyvning $d_s$ (m) $d_{si} = 1,5 \times d_{ei}$	
	x-retn.	y-retn.	x-retn.	y-retn.
Tak	0,0047	0,0024	0,0071	0,0036
Dekke over 3. etg.	0,0033	0,0017	0,0050	0,0026
Dekke over 2. etg.	0,0019	0,0010	0,0029	0,0015
Dekke over 1. etg.	0,0007	0,0004	0,0011	0,0006

Tabell H 5.6. Sensitivitetsfaktoren for forskyvning mellom etasjer.

	$h$ (m)	$P_i$ (kN)	$P_{\text{tot}} = \sum P_i$ (kN)	$V_{\text{tot}} = F_i$ (kN)	$d_r$ (m) $d_r = d_{si} - d_{s(i-1)}$	$\theta$
x-retning:						
4. etg.	3,3	5 638	5 638	362	0,0021	0,010
3. etg.	3,3	6 634	12 272	324	0,0021	0,024
2. etg.	3,3	6 634	18 906	223	0,0018	0,046
1. etg.	4,0	6 634	25 540	122	0,0011	0,058
y-retning:						
4. etg.	3,3	5 638	5 638	445	0,0010	0,004
3. etg.	3,3	6 634	12 272	399	0,0011	0,010
2. etg.	3,3	6 634	18 906	275	0,0009	0,019
1. etg.	4,0	6 634	25 540	151	0,0006	0,025

Kravet  $\theta \leq 0,10$  er oppfylt for alle etasjer og last i begge retninger. Man kan derfor se bort fra andre ordens effekter.

### 5.1.1.6 Kontroll av strukturell regularitet

Med lik geometri i alle etasjer kan en uten videre konkludere med at det er regularitet i høyden i henhold til EC8, punkt 4.2.3.3. Se også punkt 3.1.3 her.

Benytter følgende krav for å kontrollere regularitet i planet (punkt 3.1.2 her):

$$e_{ox} \leq 0,30 \times r_x \text{ og } r_x \geq I_s$$

$$e_{oy} \leq 0,30 \times r_y \text{ og } r_y \geq I_s$$

$$I_s = \sqrt{(l^2 + b^2) / 12} = \sqrt{(50,8^2 + 18,0^2) / 12} = 15,6 \text{ m}$$

x-retningen:

$$e_{ox} = \text{eksentrisitet i x-retningen} = 2,5 \text{ m}$$

$$r_x = \sqrt{K_{\text{rot}} / \Sigma K_{yi}} = \sqrt{72\,181\,800 / 335\,000} = 14,7 \text{ m}$$

Krav:  $r_x \geq I_s$ :  $14,7 \text{ m} \approx 15,6 \text{ m}$  – OK

$$e_{ox} \leq 0,30 \times r_x; \text{ det vil si } 2,5 \text{ m} < 0,30 \times 14,7 = 4,4 \text{ m} – \text{OK}$$

y-retningen:

$$e_{oy} = \text{eksentrisitet i y-retningen} = 7,0 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{K_{\text{rot}} / \Sigma K_{xi}} = \sqrt{72\,181\,800 / 148\,000} = 22,1 \text{ m}$$

Krav:  $r_y \geq I_s$ :  $22,1 \text{ m} > 15,6 \text{ m}$  – OK

$$e_{oy} \leq 0,30 \times r_y; \text{ det vil si } 7,0 \text{ m} \approx 0,30 \times 22,1 = 6,6 \text{ m} – \text{OK}$$

Kan derfor konkludere med at det er tilfredsstillende strukturell regularitet i planet. [EC8, punkt 4.2.3.2]

### 5.1.1.7 Utsiktet torsjon

Utsiktet torsjon vil gi ekstra krefter både i dekkeskiven og i vertikalskivene. Forenklet kan dette regnes som et direkte påslag på lastvirkningene fra hver etasje etter metode skissert i punkt 2.4.3.

Forholdet mellom senteravstand mellom ytterste skiver og total lengde på horisontalskiven:

$$\text{Vegger parallell med x-retningen: } 18,0 / 9,7 = 1,9$$

$$\text{Vegger parallell med y-retningen: } 50,8 / 33,6 = 1,5$$

Økning på grunn av utsiktet eksentrisitet:

$$\Delta F_i = 2 \times 0,05 \times L_i / L_x \times F_i = 0,1 \times (L_i / L_x) \times F_i$$

$$\text{Last i x-retningen: } \Delta F_i = 0,1 \times 1,9 \times F_i = 0,19 \times F_i$$

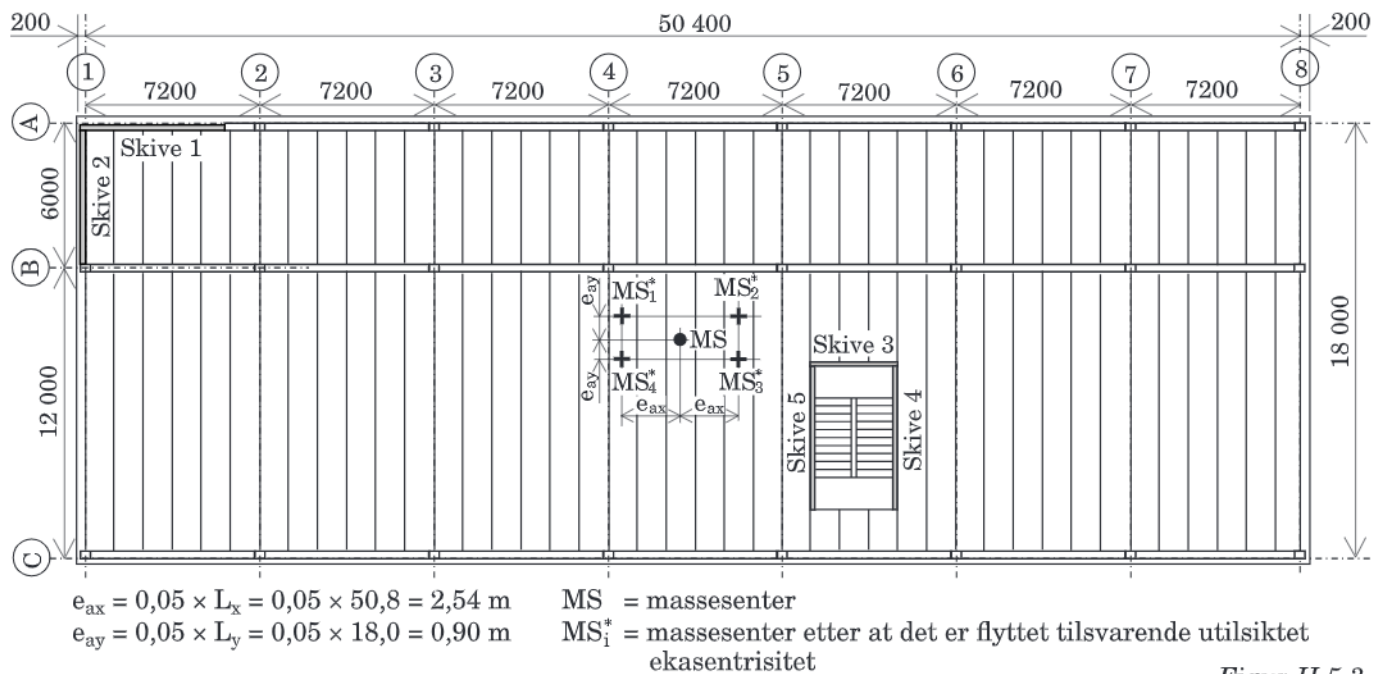
$$\text{Last i y-retningen: } \Delta F_i = 0,1 \times 1,5 \times F_i = 0,15 \times F_i$$

Tabell H 5.7. Justerte seismiske laster pr. etasje.

Etasje	Seismisk kraft $F_i$ (kN)	
	x-retningen	y-retningen
1	$122 \times 1,19 = 145$	$151 \times 1,15 = 174$
2	$223 \times 1,19 = 265$	$275 \times 1,15 = 316$
3	$324 \times 1,19 = 386$	$399 \times 1,15 = 459$
4	$362 \times 1,19 = 431$	$445 \times 1,15 = 512$

En mer nøyaktig metode er å gjennomføre beregningene av kraftfordelingen til veggskivene og snittkreftene i dekkeskiven to ganger. En gang med tilleggseksentrisitet med positiv  $e_{ai}$  og en gang med negativ  $e_{ai}$ . Denne metoden vil i de fleste tilfeller gi mindre laster.

Figur H 5.3 viser hvordan man kan ta hensyn til utsiktet eksentrisitet ved å flytte på massesenteret i skiven. Figuren viser også hvordan en kan ta hensyn til det ortogonale jordskjelvet dersom bygget ikke er regulært i planet.



Figur H 5.3.  
Utilsiktet eksentrisitet.

### 5.1.1.8 Kombinasjon av ortogonale lastretninger

Da bygget er regulært i planet samt at det kun er veggskivene som er avstivende, kan det forutsettes at den seismiske påvirkningen virker separat, slik at lastvirkningene i de to retningene ikke behøver og kombineres. Med andre ord er det tilstrekkelig å kontrollere for hver av lastens hovedretninger uten å kombinere dem etter punkt 4.3.3.5.1 i EC8. Se også punkt 2.1.4 her.

$$\begin{aligned} E_{Edx} + 0 \times E_{Edy} \\ 0 \times E_{Edx} + E_{Edy} \end{aligned}$$

### 5.1.1.9 Kraftfordeling til veggskivene

Tar utgangspunkt i taket, som beregningsmessig har størst last.

Skiver i x-retningen:  $V_{xi} = -F_{ix} \times (K_{xi} / \sum K_{xi}) + M_T \times (K_{xi} \times y_i / K_{rot})$

Skiver i y-retningen:  $V_{yi} = -F_{iy} \times (K_{yi} / \sum K_{yi}) + M_T \times (K_{yi} \times x_i / K_{rot})$

#### x-retningen

Jordskjelvresultant i x-retningen:  $F_x = 431 \text{ kN}$

Moment grunnet eksentrisitet:

$$M_T = F_x \times e_y + F_y \times e_x = 431 \times 7,0 = 3\,017 \text{ kNm}$$

Slutresultat for takskiven uten mellomregning:

Tabell H 5.8. Krefter i skivene i x-retningen.

	Skive 1	Skive 2	Skive 3	Skive 4	Skive 5	Sum
Translasjon:						
H <sub>x</sub> (kN)	-349,2	0	-81,8	0	0	-431,0
H <sub>y</sub> (kN)	0	0	0	0	0	0
Rotasjon:						
H <sub>x</sub> (kN)	9,0	0	-9,3	0	0	-0,3
H <sub>y</sub> (kN)	0	90,7	0	-54,1	-37,1	-0,5
Sum:						
H <sub>x</sub> (kN)	-340,2	0	-91,1	0	0	-431,3
H <sub>y</sub> (kN)	0	90,7	0	-54,1	-37,1	-0,5



*y-retningen*

Jordskjelvresultant i *y*-retningen:  $F_y = 512 \text{ kN}$

Moment grunnet eksentrisitet:

$$M_T = F_x \times e_y + F_y \times e_x = 512 \times 2,5 = 1\,280 \text{ kNm}$$

Sluttresultat for takskiven uten mellomregning:

Tabell H 5.9. *Krefter i skivene i y-retningen.*

	Skive 1	Skive 2	Skive 3	Skive 4	Skive 5	Sum
Translasjon:						
$H_x$ (kN)	0	0	0	0	0	0
$H_y$ (kN)	0	-145,5	0	-183,3	-183,3	-512,1
Rotasjon:						
$H_x$ (kN)	3,8	0	-3,9	0	0	-0,1
$H_y$ (kN)	0	38,5	0	-23,0	-15,7	-0,2
Sum:						
$H_x$ (kN)	-3,8	0	-3,9	0	0	-0,1
$H_y$ (kN)	0	-107,0	0	-206,3	-199,0	-512,3

### 5.1.1.10 Snittkrefter på dekkeskiven

Snittkreftene beregnes for den mest påkjente dekkeskiven, som er takskiven.

*Last i x-retningen:*

Ekvivalent linjelast:  $h_{fx} = 431 / 18,0 = 23,9 \text{ kN/m}$

Skive 2, 4 og 5 gir et moment på dekkeskiven:

$$\begin{aligned} M_{fy} &= H_{y2} \times (50,8/2 - x_2) + H_{y4} \times (50,8/2 - x_4) + H_{y5} \times (50,8/2 - x_5) \\ M_{fy} &= 90,7 \times (50,8/2 - 0,1) - 54,1 \times (50,8/2 - 33,7) \\ &\quad - 37,1 \times (50,8/2 - 30,3) \end{aligned}$$

$$M_{fy} = -2\,934 \text{ kNm}$$

Dette momentet antas å virke jevnt fordelt langs lengden på dekkeskiven i *y*-retningen.

Ekvivalent momentlinjelast:  $m_{fy} = -2934 / 18,0 = -163,0 \text{ kNm/m}$

Snitt 1 ( $0 < y < 0,2 \text{ m}$ ):

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0; \text{ det vil si: } & V_f + h_{fx} \times y = 0 \\ & V_f = -23,9 \times y \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_p = 0; \text{ det vil si: } & M_f + h_{fx} \times y^2/2 - m_{fy} \times y = 0; \\ & M_f = -12,0 \times y^2 - 163,0 \times y \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

Snitt 2 ( $0,2 \text{ m} < y < 9,9 \text{ m}$ ):

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0; \text{ det vil si: } & V_f + h_{fx} \times y - H_{x1} = 0; \\ & V_f = -23,9 \times y + 340,2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_p = 0; \text{ det vil si: } & M_f - H_{x1} \times (y - 0,2) + h_{fx} \times y^2/2 - m_{fy} \times y = 0 \\ & M_f = -12,0 \times y^2 + 177,2 \times y - 68,0 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

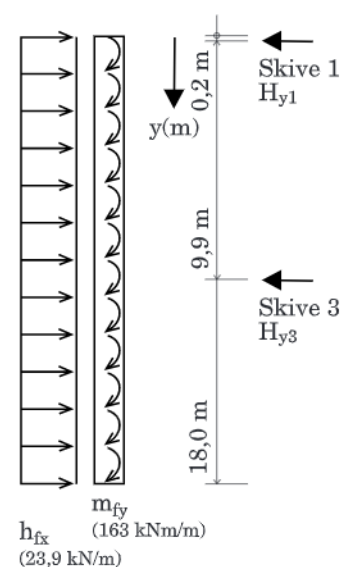
Snitt 3 ( $9,9 \text{ m} < y < 18,0 \text{ m}$ ):

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0; \text{ det vil si: } & V_f + h_{fx} \times y - H_{x1} - H_{x3} = 0; \\ & V_f = -23,9 \times y + 431,3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_p = 0; \text{ det vil si: } & M_f - H_{x1} \times (y - 0,2) - H_{x3} \times (y - 9,9) \\ & \quad + h_{fx} \times y^2/2 - m_{fy} \times y = 0 \\ & M_f = -12,0 \times y^2 + 268,3 \times y - 970 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

*Kommentar:*

Snittkrefter i dekkeskiven er beregnet etter en forenklet bjelkemodell. Veggskiver normalt på lastretningen gir et moment i dekkeskiven. For å få likevekt må det tas hensyn til dette. Her gjøres det ved å modellere momentet som en linjelast som virker over hele lengden. Dette er en forenkling som ikke er helt riktig. Det anbefales derfor at det benyttes nøyaktigere dataverktøy for å beregne snittkreftene i dekkeskiven dersom kraftresultanten gir stor rotasjon av dekkeskiven.



Figur H 5.4.

*Snittkrefter i x-retningen.*

(Merk: Det er etablert et lokalt aksesystem for utregning av snittkreftene i *x*-retningen – se figur H 5.5.)

Snittkrefter ved fuger mellom bjelker og hulldekker:

Snittkrefter for  $y = 0,3$  m:

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -23,9 \times 0,3 + 340,2 = 333 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f \approx 0$$

Snittkrefter for  $y = 5,8$  m:

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -23,9 \times 5,8 + 340,2 = 201 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -12,0 \times 5,8^2 + 177,2 \times 5,8 - 68 = -556 \text{ kNm}$$

Snittkrefter for  $y = 6,2$  m:

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -23,9 \times 6,2 + 340,2 = 191 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -12,0 \times 6,2^2 + 177,2 \times 6,2 - 68 = -569 \text{ kNm}$$

Snittkrefter for  $y = 17,7$  m:

$$\text{Skjærkraft: } V_f \approx 0$$

$$\text{Moment: } M_f \approx 0$$

*Last i y-retningen:*

$$\text{Ekvivalent linjelast: } h_{fy} = 512 / 50,8 = 10,1 \text{ kN/m}$$

Skive 1 og 3 gir et moment på dekket: skiven:

$$M_{fx} = H_{x1} \times (18,0/2 - y_1) + H_{x3} \times (18,0/2 - y_3)$$

$$M_{fx} = 3,8 \times (18,0/2 - 17,8) - 3,9 \times (18,0/2 - 8,1) = 37,0 \text{ kNm}$$

Dette momentet antas å virke jevnt fordelt langs lengden på dekket i y-retningen.

$$\text{Ekvivalent momentlinjelast: } m_{fx} = 37,0 / 50,8 = 0,7 \text{ kNm/m}$$

Snitt 1 ( $0 < x < 0,1$  m):

$$\sum F_y = 0; \text{ det vil si: } V_f + h_{fy} \times x = 0$$

$$V_f = -10,1 \times x \text{ (kN)}$$

$$\sum M_p = 0; \text{ det vil si: } M_f + h_{fy} \times x^2/2 - m_{fx} \times x = 0;$$

$$M_f = -5,1 \times x^2 - 0,7 \times x \text{ (kNm)}$$

Snitt 2 ( $0,1 \text{ m} < x < 30,3$  m):

$$\sum F_y = 0; \text{ det vil si: } V_f + h_{fy} \times x - H_{y2} = 0$$

$$V_f = -10,1 \times x + 107,0 \text{ (kN)}$$

$$\sum M_p = 0; \text{ det vil si: } M_f - H_{y2} \times (x - 0,1) + h_{fy} \times x^2/2 - m_{fx} \times x = 0;$$

$$M_f = -5,1 \times x^2 + 107,7 \times x - 11,0 \text{ (kNm)}$$

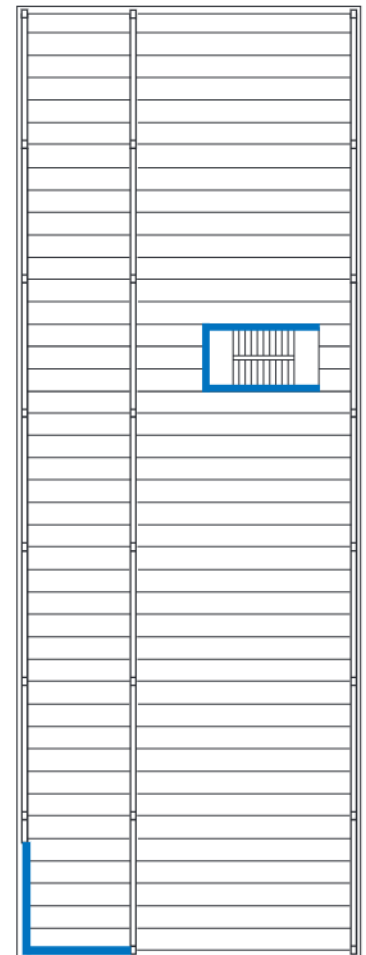
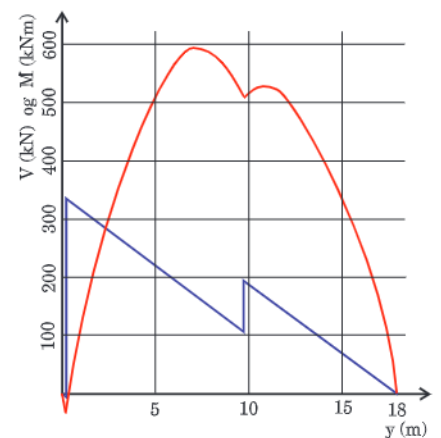
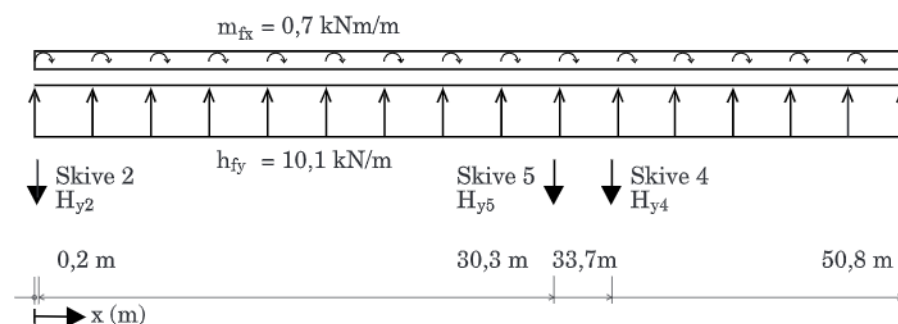
Snitt 3 ( $30,3 \text{ m} < x < 33,7$  m):

$$\sum F_y = 0; \text{ det vil si: } V_f + h_{fy} \times x - H_{y2} - H_{y5} = 0$$

$$V_f = -10,1 \times x + 306,0 \text{ (kN)}$$

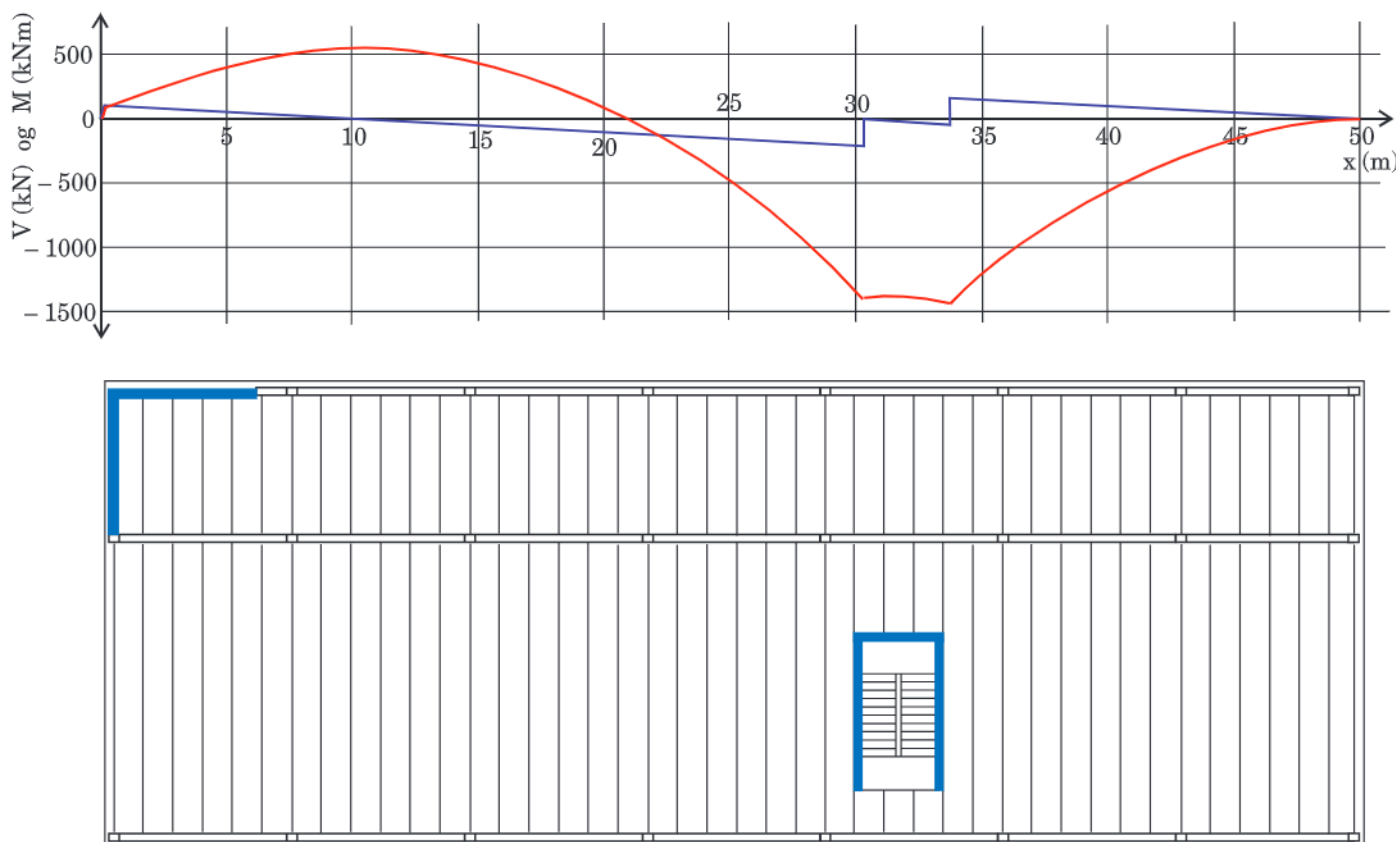
$$\sum M_p = 0; \text{ dvs.: } M_f - H_{y2} \times (x - 0,1) - H_{y5} \times (x - 30,3) + h_{fy} \times x^2/2 - m_{fx} \times x = 0;$$

$$M_f = -5,1 \times x^2 - 306,7 \times x - 6\,040 \text{ (kNm)}$$



Figur H 5.5.  
Skjær- og momentdiagram.  
Last i x-retningen. DCL.

Figur H 5.6.  
Snittkrefter i y-retningen:



Figur H 5.7.  
Skjær- og momentdiagram.  
Last i y-retningen. DCL

Snitt 4 ( $33,7 \text{ m} < x < 50,8 \text{ m}$ ):

$$\sum F_y = 0; \text{ det vil si: } V_f + h_{fy} \times x - H_{y2} - H_{y5} - H_{y4} = 0$$

$$V_f = -10,1 \times x + 512,3 \text{ (kN)}$$

$$\sum M_p = 0; \text{ det vil si: } M_f - H_{y2} \times (x - 0,1) - H_{y5} \times (x - 30,3) - H_{y4} \times (x - 33,7) + h_{fy} \times x^2/2 - m_{fx} \times x = 0$$

$$M_f = -5,1 \times x^2 - 513,0 \times x - 12\,993 \text{ (kNm)}$$

Fra moment- og skjærkraftdiagrammene ser man at to snitt er kritiske. Dette er snittet for  $x = 30,3 \text{ m}$ , hvor skjærkraften er størst, og snittet for  $x = 33,7 \text{ m}$ , hvor momentet er størst.

Snittkrefter for  $x = 30,3 \text{ m}$ :

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -10,1 \times 30,3 + 107,0 = -199 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -5,1 \times 30,3^2 + 107,7 \times 30,3 - 11 = -1430 \text{ kNm}$$

Snittkrefter for  $x = 33,7 \text{ m}$ :

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -10,1 \times 33,7 + 512,3 = -172 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -5,1 \times 33,7^2 + 513,0 \times 33,7 - 12\,993 = -1497 \text{ kNm}$$

### 5.1.2 Dimensjonering av knutepunkter

#### Materialparametere for DCL

Materialparametere for DCL er vist i punktene 2.1.4 og 4.4.1 her.

$$\text{Betong B35: } f_{cd} = 0,85 \times 35 / 1,2 = 24,8 \text{ N/mm}^2$$

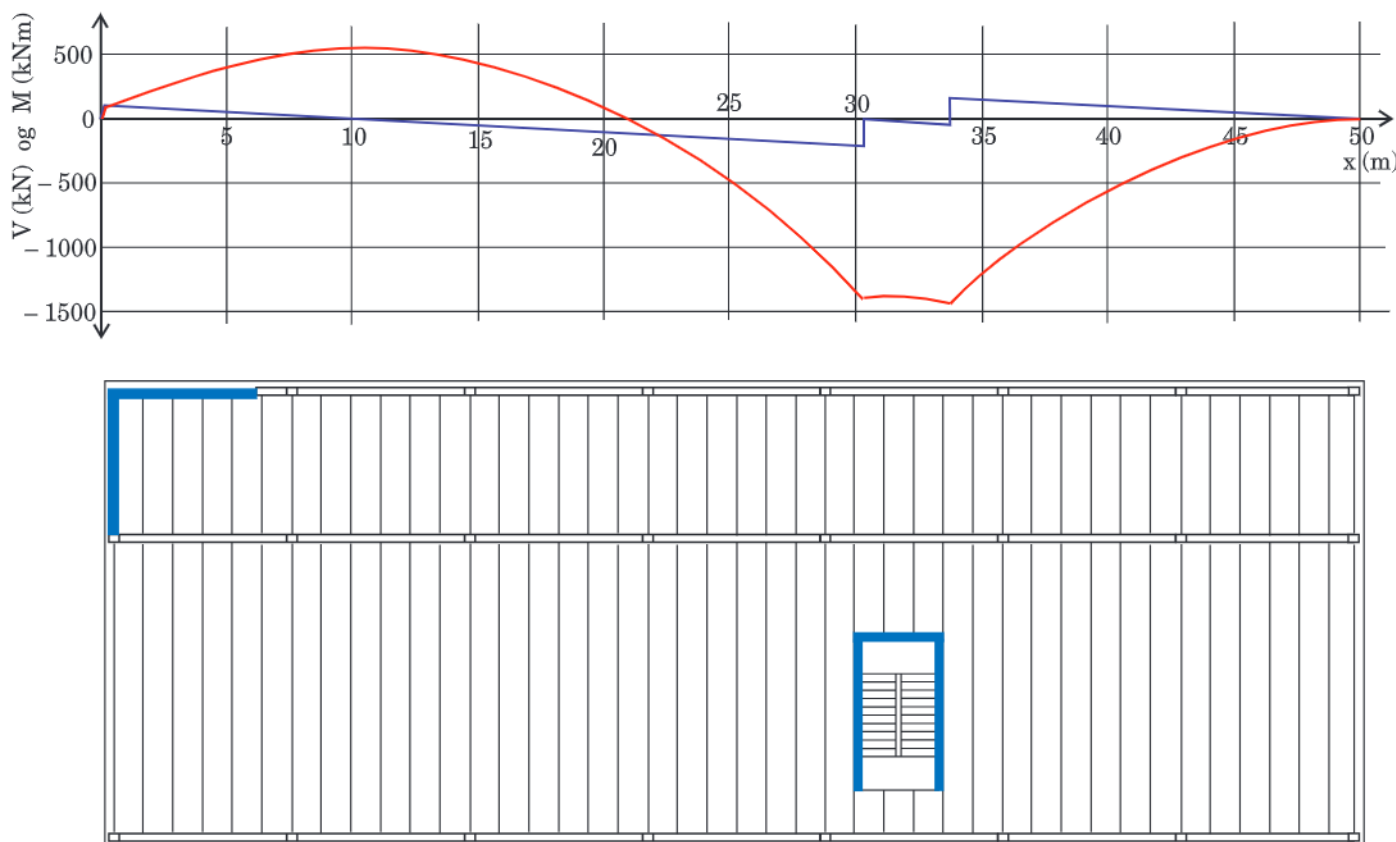
$$f_{ctd} = 0,85 \times 2,2 / 1,2 = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{B500C: } f_{yd} = 500 / 1,0 = 500 \text{ N/mm}^2$$

Gjengestenger er antatt å være av kvalitet K4.6.

Strekkapasitet av gjengehylse i bjelke/vegg med M20 gjengestang i åpnet kanal i enden av et hulldekke (endesliss):





Figur H 5.7.  
Skjær- og momentdiagram.  
Last i y-retningen. DCL

Snitt 4 ( $33,7 \text{ m} < x < 50,8 \text{ m}$ ):

$$\sum F_y = 0; \text{ det vil si: } V_f + h_{fy} \times x - H_{y2} - H_{y5} - H_{y4} = 0$$

$$V_f = -10,1 \times x + 512,3 \text{ (kN)}$$

$$\sum M_p = 0; \text{ det vil si: } M_f - H_{y2} \times (x - 0,1) - H_{y5} \times (x - 30,3) - H_{y4} \times (x - 33,7) + h_{fy} \times x^2/2 - m_{fx} \times x = 0$$

$$M_f = -5,1 \times x^2 - 513,0 \times x - 12\,993 \text{ (kNm)}$$

Fra moment- og skjærkraftdiagrammene ser man at to snitt er kritiske. Dette er snittet for  $x = 30,3 \text{ m}$ , hvor skjærkraften er størst, og snittet for  $x = 33,7 \text{ m}$ , hvor momentet er størst.

Snittkrefter for  $x = 30,3 \text{ m}$ :

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -10,1 \times 30,3 + 107,0 = -199 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -5,1 \times 30,3^2 + 107,7 \times 30,3 - 11 = -1430 \text{ kNm}$$

Snittkrefter for  $x = 33,7 \text{ m}$ :

$$\text{Skjærkraft: } V_f = -10,1 \times 33,7 + 512,3 = -172 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_f = -5,1 \times 33,7^2 + 513,0 \times 33,7 - 12\,993 = -1497 \text{ kNm}$$

### 5.1.2 Dimensjonering av knutepunkter

#### Materialparametere for DCL

Materialparametere for DCL er vist i punktene 2.1.4 og 4.4.1 her.

$$\text{Betong B35: } f_{cd} = 0,85 \times 35 / 1,2 = 24,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,85 \times 2,2 / 1,2 = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{B500C: } f_{yd} = 500 / 1,0 = 500 \text{ N/mm}^2$$

Gjengestenger er antatt å være av kvalitet K4.6.

Strekkapasitet av gjengehylse i bjelke/vegg med M20 gjengestang i åpnet kanal i enden av et hulldekke (endesliss):



Gjengehylse M20:  $N_{sd} = 82 \times 1,0 = 82 \text{ kN}$   
 $N_{cdo} = 105 \times 1,25 = 131 \text{ kN (B35)}$   
 $N_{cdo} = 121 \times 1,25 = 151 \text{ kN (B45) [Tabell B 19.10]}$   
 Gjengestang M20:  $N_{sd} = 71 \times 1,0 = 71 \text{ kN}$   
 $N_{cd} = 70 \times 1,25 = 88 \text{ kN}$   
 Forankringslengde for gjengestang:  $l_b + 100 = 700 \text{ mm [Tabell C 12.2]}$   
 71 kN er dimensjonerende.

*Kommentar:*  
 Multiplikatorene 1,0 og 1,25 er forholdet mellom  $\gamma_{ordinær}$  og  $\gamma_{DCL}$ . Dette er en justering for forskjellen i materialfaktorer brukt i bindene B og C og de som gjelder for seismiske laster. Se punkt 4.4.1 her.

Strekkapasitet av gjengehylse i bjelke/vegg med gjengestang M24 i endesliss:

Gjengehylse M24:  $N_{sd} = 101 \times 1,0 = 101 \text{ kN}$   
 $N_{cdo} = 129 \times 1,25 = 161 \text{ kN (B35)}$   
 $N_{cdo} = 148 \times 1,25 = 185 \text{ kN (B45) [Tabell B 19.10]}$   
 Gjengestang M24:  $N_{sd} = 102 \times 1,0 = 102 \text{ kN}$   
 $N_{cd} = 70 \times 1,25 = 88 \text{ kN}$   
 Forankringslengde for gjengestang:  $l_b + 100 = 830 \text{ mm [Tabell C 12.2]}$   
 88 kN er dimensjonerende.

Strekkapasitet av gjengehylse i vegg med gjengestang M16 i sidesliss: (Forutsatt forankring til annen kanal med minimum senteravstand  $s = 0,96 \text{ m.}$ )

Gjengehylse M16:  $N_{sd} = 50 \times 1,0 = 50 \text{ kN}$   
 $N_{cdo} = 63 \times 1,25 = 79 \text{ kN (B35)}$   
 $N_{cdo} = 72 \times 1,25 = 90 \text{ kN (B45) [Tabell B 19.10]}$   
 Gjengestang M16:  $N_{sd} = 45 \times 1,0 = 45 \text{ kN}$   
 $N_{cd} = 31 \times 1,25 = 39 \text{ kN [Tabell C 12.4]}$   
 39 kN er dimensjonerende.

Forankringslengder for kamstål: Benytter samme forankringslengder som oppgitt i tabeller i bindene B og C.

### 5.1.2.1 Dimensjonering av dekkeskive med last i y-retningen

I DCL benyttes det ingen overstyrkefaktorer for dekkeskiven. Etter som lastkombinasjonen for ulykke ikke inkluderer vindlast, tas det ikke hensyn til lokalt vindsug ved beregning av forbindelser i dekkeskiven.

*Lengdearmring i fuger langs LB*

$$A_{sl} = A_{SM} + A_{SV} = \frac{M_f}{z \times f_{yd}} + \frac{V_f}{0,6 \times n \times f_{yd}}$$

Det er fire fuger ved enden av hulldekkene (endefuger):  $n = 4$   
 B500C:  $f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$

Skiven er en "blanding" av kontinuerlig og fritt opplagt bjelke.  
 Bruker derfor en  $z$ -verdi midt i mellom kontinuerlig og fritt opplagt.

$$z = 0,5 \times (0,85 + 0,6) \times d = 0,725 \times d \quad (l/d \gg 1)$$

[Bind B, figur B 12.37]

Effektiv høyde:  $d = 18\,000 - 300 = 17\,700 \text{ mm}$   
 Momentarm:  $z = 0,725 \times 17\,700 = 12\,800 \text{ mm}$

Kontrollerer de to kritiske snittene med maksimalt moment og maksimal skjærkraft.

Snitt 1, maksimalt moment:

$$A_{sl} = \frac{1497 \times 10^6}{12\,800 \times 500} + \frac{172 \times 10^3}{4 \times 0,6 \times 500} = 377 \text{ mm}^2$$

Snitt 2, maksimal skjærkraft:

$$A_{sl} = \frac{1430 \times 10^6}{12\,800 \times 500} + \frac{199 \times 10^3}{4 \times 0,6 \times 500} = 389 \text{ mm}^2$$

Minimumskrefter i henhold til bind B, punkt 8.4:

$$S_f = 20 \times 12,0 / 2 = 120 \text{ kN} \geq 70 \text{ kN}$$

Det vil si at strekkraften  $S_f = 120 \text{ kN}$  (ordinære materialfaktorer)

$$A_{sl} = 120\,000 / 435 = 276 \text{ mm}^2$$

Snitt 2 er dimensjonerende.

Nødvendig lengdearmring  $A_{sl} \geq 389 \text{ mm}^2$ .

Velger 2-Ø20 ( $A_s = 628 \text{ mm}^2$ ) på grunn av kravet til opphengningskraft til skive 1.

### *Lengdearmring i fuger langs DLB*

Kontrollerer snittet med maksimal skjærkraft da denne lengdearmringen ikke tar moment.

Snitt 2, maksimal skjærkraft:

$$A_{sl?} = \frac{199 \times 10^3}{4 \times 0,6 \times 500} = 166 \text{ mm}^2 \text{ (pr. fuge)}$$

Minimumskrefter pr. fuge i henhold til bind B, kapittel B8:

$$S_f = 20 \times (6,0/2 + 12,0/2) / 2 = 90 \text{ kN} \geq 70/2 \text{ kN}$$

Det vil si at strekkraften  $S_f = 90 \text{ kN}$  (ordinære materialfaktorer)

$$A_{sl} = 90\,000 / 435 = 207 \text{ mm}^2$$

Minimumskrefter er dimensjonerende.

Nødvendig lengdearmring  $A_{sl} \geq 207 \text{ mm}^2$

Velger 2-Ø12 ( $A_s = 226 \text{ mm}^2$ )

### *Tverrarmring mot LB i akse C*

$$\text{Strekkraft } S_f = \frac{V_f \times b_1}{0,6 \times z} + \frac{N_f \times e}{h'}$$

Jevnt fordelt vertikallast av dekket med lastkombinasjon i ulykkesituasjon:

$$q_f = 1,0 \times G + 0,2 \times S = 1,0 \times (3,8 + 0,5) + 0,2 \times 2,8 = 4,9 \text{ kN/m}^2$$

Oppleggslast på LB pr. hulldekke =  $N_f = 4,9 \times (11,5/2) \times 1,2 = 33,8 \text{ kN}$

Eksentrisitet:  $e = 150 + 50 + 50 + 20 = 270 \text{ mm}$  [Bind C, figur C 8.26]

Momentarm:  $h' = 265 - 90 - 10 = 165 \text{ mm}$

$$S_f = \frac{199 \times 1200}{0,6 \times 12\,800} + \frac{33,8 \times 270}{165} = 86,4 \text{ kN}$$

### *Tverrarmring mot LB i akse A*

Oppleggslast på LB pr. hulldekke =  $N_f = 4,9 \times (5,5/2) \times 1,2 = 16,2 \text{ kN}$

$$S_f = \frac{199,0 \times 1200}{0,6 \times 12\,800} + \frac{16,2 \times 270}{165} = 57,6 \text{ kN}$$

*Tverrarmoring mot DLB i akse B*

Ubalansert oppleggslast på DLB fra hulldekker:

$$N_f = 4,9 \times (11,5/2 - 5,5/2) \times 1,2 = 17,6 \text{ kN}$$

Strekraft mellom DLB og hulldekker felt A–B:

$$S_f = \frac{199 \times 1200}{0,6 \times 12\,800} = 31,1 \text{ kN}$$

Strekraft mellom DLB og hulldekker felt B–C:

$$S_f = \frac{199 \times 1200}{0,6 \times 12\,800} + \frac{17,6 \times 270}{165} = 59,9 \text{ kN}$$

Kontroll av øvre grense for skjærspenninger:

Største skjærspenning mellom hulldekker:

$$\tau_f = \frac{V_f}{A_c} = \frac{V_f}{z \times t} + \frac{199\,000}{12\,800 \times 265} = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

Største skjærspenning  $\tau_f$  er mindre enn  $0,19 \text{ N/mm}^2$ , som er største tillatte skjærspenning. Resultatet av kontrollen er derfor OK.

**5.1.2.2 Dimensjonering av dekkeskive med last i x-retningen**

Effektiv høyde:  $d = 50\,400 \text{ mm}$

Spennvidde:  $l = 9\,800 \text{ mm}$

Forhold:  $l/d = 9,8 / 50,4 = 0,194$

Antar fritt opplagt skive:  $z = 0,7 \times l$  ( $l \ll d$ ) [Bind B, figur B 12.37]

Momentarm:  $z = 0,7 \times l = 0,7 \times 9\,800 = 6\,860 \text{ mm}$

*Tverrarmoring mot LB i akse A*

$$\text{Strekraft: } S_f = \frac{333 \times 1200}{0,6 \times 6\,860} + \frac{16,2 \times 270}{165} = 123,6 \text{ kN}$$

Minimumskrefter: [Bind B, punkt 8.4]

$$S_d \geq 20 \times 1,2 = 24 \text{ kN (ordinære materialfaktorer)} \ll 123,6 \text{ kN}$$

Strekraften beregnet her er større enn den beregnet for last i y-retningen (57,6 kN), den er således dimensjonerende.

Benytter to gjengehylser M20 i hver LB med gjengestenger M20 i endesliss.

Kapasitet til forbindelsen er  $S_d = 2 \times 71 = 142 \text{ kN} > S_f$

*Tverrarmoring mot LB i akse C*

Da det ikke er noen skjærkraft i denne fugen for last i x-retningen, blir strekkraften funnet for last i y-retning dimensjonerende.

Dimensjonerende strekkraft på tvers ved akse C er 86,4 kN. Benytter en gjengehylse M24 i hver LB med gjengestang M24 i endesliss.

Kapasitet til forbindelsen er  $S_d = 88 \text{ kN} > S_f$

*Tverrarmoring mot DLB i akse B*

Tverrarmoringen skal også ta opp strekk grunnet moment. Antar at fire hulldekker bidrar til å ta opp momentet. Kontrollerer begge fuger.

$$\text{Strekraft: } S_f = \frac{V_f \times b_1}{0,6 \times z} + \frac{N_f \times e}{h'} + \frac{M_f}{4 \times z}$$

Strekraft mellom DLB og hulldekker i felt A–B:

$$S_f = \frac{201 \times 1200}{0,6 \times 6\,860} + \frac{556 \times 270^3}{4 \times 6\,860} = 78,9 \text{ kN}$$

Strekraften beregnet her er større enn den beregnet for last i y-retningen (31,1 kN), den er således dimensjonerende.

Benytter en gjengehylse M24 i DLB med gjengestang M24 i endessliss.

Kapasitet til forbindelsen er  $S_d = 88 \text{ kN} > S_f$

Strekraft mellom DLB og hulldekker felt B–C:

$$S_f = \frac{191 \times 1200}{0,6 \times 6\,860} + \frac{17,6 \times 270}{165} + \frac{569 \times 10^3}{4 \times 6\,860} = 105,2 \text{ kN}$$

Strekraften beregnet her er større enn den beregnet for last i y-retningen (31,1 kN), den er således dimensjonerende.

Benytter to gjengehylser M20 i DLB med gjengestang M20 i endessliss.

Kapasitet til forbindelsen er  $S_d = 2 \times 71 \text{ kN} = 142 \text{ kN} > S_f$

*Kontroll av øvre grense for skjærspenninger:*

Største skjærspenning mellom hulldekker:

$$\tau_f = \frac{V_f}{A_c} = \frac{V_f}{z \times t} + \frac{333\,000}{12\,800 \times 265} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

Største skjærspenning  $\tau_f$  er mindre enn  $0,19 \text{ N/mm}^2$ , som er største tillatte skjærspenning. Kontrollen er derfor OK.

### 5.1.2.3 Kraftinnføring i vertikalskiver

*Skive 1*

$$V_f = 340,2 \text{ kN}$$

[Tabell H 5.8]

Tar opp skjærkraften som skjærfriksjon.

Nødvendig strekkraft over fugen:  $S_f = 340,2 / 0,6 = 567,0 \text{ kN}$

[0,6 er en friksjonskoeffisient, se punkt 4.5.2. her]

Strekraften fordeles på fem hulldekker.

Strekraft pr. hulldekke:  $S_f = 567,0 / 5 = 113,4 \text{ kN}$

Benytter to gjengehylser M20 i LB med gjengestenger M20 i endessliss i hvert hulldekke.

Minste kapasitet i forbindelsen er  $N_d = 2 \times 71 = 142 \text{ kN} > 113,4$  – OK

Det er nødvendig å forankre opphengskraften til veggskiven til resten av fugen langs akse A. Opphengskraft som skal forankres til fugen mellom LB og hulldekkene langs akse A:

$$S_f = 340,2 \times 44,8 / 50,8 = 300,0 \text{ kN}$$

Dette tilsvarer 2-Ø20 ( $S_d = 314 \text{ kN}$ ), som er lengdearmeringen i fugen.

(Forbindelsen til skive 1 er ikke dimensjonert for å skape en vridningsforhindret forbindelse.)

*Skive 2*

$$V_f = 107,0 \text{ kN}$$

[Tabell H 5.9]

Skjærkraften blir overført til hulldekkene mellom akse A og B som friksjon. Skjærkreftene må videre forankres til hulldekkene mellom akse B og C.



Nødvendig strekkraft over fugen:  $S_f = 107,0 / 0,6 = 178,3 \text{ kN}$

Skjærspenning i fugen:

$$\tau = 107\,000 / (5500 \times 265) = 0,07 \text{ N/mm}^2 < 0,19 \text{ N/mm}^2 - \text{OK}$$

Benytter gjengehylser M16 i vegg med gjengestenger i sidesliss.

Kapasitet pr. forbindelse er  $S_d = 39 \text{ kN}$

Nødvendig antall forbindelser =  $178,3 / 39 = 4,6$

Velger å benytte fem forbindelser med senteravstand 1,1 m.

Forankringskraft til veggen som skal føres inn til hulldekkene mellom akse B og C:

$$V_f = 107,0 \times 12,0 / 18,0 = 71,3 \text{ kN}$$

Forankringskraften må føres forbi DLB og videre til hulldekker i felt B–C. Totalt strekk i forbindelsen mellom DLB og hulldekker i felt A–B er dimensjonerende kraft ved beregning av tverrarmring, og strekket på grunn av forankringskraften:

$$S_f = 78,9 + 71,3 = 150,2 \text{ kN}$$

Strekkkapasitet av to M24:  $S_d = 2 \times 88 = 176 \text{ kN} > 150,2 \text{ kN} - \text{OK}$

Totalt strekk i forbindelsen mellom DLB og hulldekker i felt B–C:

$$S_f = 105,2 + 71,3 = 176,5 \text{ kN}$$

Strekkkapasitet av to M24:  $S_d = 2 \times 88 = 176 \text{ kN} \approx 176,5 \text{ kN} - \text{OK}$

### Skive 3

$$V_f = 91,1 \text{ kN} \quad [\text{Tabell H 5.8}]$$

Tar opp skjærkraften som skjærfriksjon.

Nødvendig skjærkraft:  $S_f = 91,1 / 0,6 = 151,8 \text{ kN}$

Skjærspenning i fugen:

$$\tau = 91\,100 / (3600 \times 265) = 0,10 \text{ N/mm}^2 < 0,19 \text{ N/mm}^2 - \text{OK}$$

Strekkraften fordeles på tre hulldekker:

Strekkraft pr. hulldekke:  $S_f = 151,8 / 3 = 50,6 \text{ kN}$

Benytter en gjengehylse M20 i vegg med gjengestang M20 i endesliss i hvert hulldekke.

Minste kapasitet i forbindelsen er  $N_d = 71 \text{ kN} > 50,6 - \text{OK}$

(Forbindelsen til skive 3 er ikke dimensjonert for å skape en vridningsforhindret forbindelse.)

### Skive 4 og 5

Benytter samme forbindelser for begge veggskivene.

$$V_f = 206,3 \text{ kN} \quad [\text{Tabell H 5.9}]$$

Forankringskraften tas opp som skjærfriksjon og som kanttrykk/strekk.

Skjærkraften som tas opp som skjærfriksjon (lengden på veggen, samt lengden til enden av hulldekket i akse C):

$$V_f = 206,3 \times (6,0 + 2,0) / 18,0 = 91,7 \text{ kN}$$

Nødvendig strekkkraft:  $S_f = 91,7 / 0,6 = 152,8 \text{ kN}$

Skjærspenning i fugen:

$$\tau = 91\,700 / (6\,000 \times 265) = 0,06 \text{ N/mm}^2 < 0,19 \text{ N/mm}^2 - \text{OK}$$

Benytter gjengehylser M16 i vegg med gjengestenger i sidesliss.





Dimensjonerende skjærkraft mot fundamentet:

$$V_f = (\text{sum av etasjelaster}) \times (\text{resultat takskive}) / (\text{last takskive})$$

$$V_f = (145 + 265 + 386 + 431) \times (340,2 / 431) = 969 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment mot fundament på grunn av jordskjelvlaster:

$$M_f = (145 \times 4,0 + 265 \times 7,3 + 386 \times 10,6 + 431 \times 13,9) \times (340,2 / 431)$$

$$M_f = 9\,943 \text{ kNm}$$

*Vertikallast på veggen:*

Egenlast:

$$\text{Lastareal av dekker} = A_d = 6 \times 5,5 / 2 = 16,5 \text{ m}^2$$

Dekkelaster (se punkt 5.1.1.1 her):

$$G_d = 0,5 (\text{tak}) + 3 \times 0,8 (\text{gulv}) + 4 \times 3,8 (\text{hulldekker}) = 18,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dekker: } G = G_d \times A_d = 18,1 \times 16,5 = 299 \text{ kN}$$

$$\text{Vegg: } G = 25 \times 0,2 \times 6,0 \times 13,9 = 417 \text{ kN}$$

$$G = 716 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast: } P = (3 \times 3,0) \times 16,5 = 149 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast: } S = 2,8 \times 16,5 = 46 \text{ kN}$$

Dimensjonerende vertikallast i ulykkessituasjon:

$$N_f = 1,0 \times G + 0,3 \times P + 0,2 \times S$$

$$N_f = 1,0 \times 716 + 0,3 \times 149 + 0,2 \times 46 = 770 \text{ kN}$$

Utsiktet tverrsnittseksentrisitet:  $e_i = l_0 / 400 = 13,9 / 400 = 0,035 \text{ m}$

Moment på grunn av utsiktet tverrsnittseksentrisitet:

$$M_i = e_i \times N_f = 0,035 \times 770 = 27 \text{ kNm} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1, punkt 5.2(9)}]$$

Sum av momenter på skiven:  $M_f = 9\,943 + 27 = 9\,970 \text{ kNm}$

*Strekk- og trykkforbindelser*

Oppgaven er å finne en tøyningstilstand som er i likevekt med de ytre lastene. Dette gjøres ved å anta strekkraft og trykkspenninger. Deretter benyttes iterasjon for å finne kreftene.

Antar initial strekkraft:  $S_f = 0,5 \times N_f = 0,5 \times 770 = 385 \text{ kN}$

Trykkresultant:  $N_c = N_f + S_f = 770 + 385 = 1\,155 \text{ kN}$

Antar  $\sigma_c = 0,75 \times f_{cd}$  som er en tilstand omtrent midt mellom tilfelle b) og c) i figur B 12.73. Benytter lineær interpolasjon mellom disse tilfellene for å finne trykksonens kapasitet og beliggenhet av trykkresultanten.

$$\sigma_c = 0,75 \times f_{cd} = 0,75 \times 24,8 = 18,6 \text{ N/mm}^2$$

Beliggenhet av trykkresultanten:  $(0,333 \times x + 0,375 \times x) / 2 = 0,354 \times x$   
Betongens trykkapasitet:

$$N_c = (0,5 \times \sigma_c \times t \times x + 0,667 \times \sigma_c \times t \times x) / 2 = 0,584 \times \sigma_c \times t \times x$$

Antar fugebredde  $t = 180 \text{ mm}$ :

Trykksonens utstrekning:

$$x = \frac{N_c}{0,584 \times \sigma_c \times t} = \frac{1\,155\,000}{0,584 \times 18,6 \times 180} = 591 \text{ mm}$$

Beliggenhet av trykkresultanten:

$$c_2 = 0,354 \times x = 0,354 \times 591 = 209 \text{ mm}$$

Antar  $c_1 = 500 \text{ mm}$

Momentarm:  $z = 6\,000 - 209 - 500 = 5\,291 \text{ mm}$

Beregnet strekkraft:

$$S_f = \frac{M_f}{z} - \frac{N_f \times (0,5 \times b - c_2)}{z}$$

$$S_f = \frac{9\,970}{5,29} - \frac{770 \times (0,5 \times 6,00 - 0,21)}{5,29} = 1479 \text{ kN}$$

Initial strekkraft er antatt for lavt. Gjennomfører beregningen på nytt med ny antatt strekkraft  $S_f = 1\,570 \text{ kN}$ .

Trykkresultant:  $N_c = N_f + S_f = 770 + 1\,570 = 2\,340 \text{ kN}$

Trykksonens utstrekning:

$$x = \frac{N_c}{0,584 \times \sigma_c \times t} = \frac{2\,340\,000}{0,584 \times 18,6 \times 180} = 1197 \text{ mm}$$

Beliggenhet av trykkresultanten:

$$c_2 = 0,354 \times x = 0,354 \times 1\,197 = 424 \text{ mm}$$

Antar  $c_1 = 500 \text{ mm}$

Momentarm:  $z = 6\,000 - 424 - 500 = 5\,076 \text{ mm}$

Beregnet strekkraft:

$$S_f = \frac{M_f}{z} - \frac{N_f \times (0,5 \times b - c_2)}{z}$$

$$S_f = \frac{9\,970}{5,08} - \frac{770 \times (0,5 \times 6,00 - 0,42)}{5,08} = 1572 \text{ kN}$$

Med tilnærmet lik antatt strekkraft og beregnet strekkraft er det likevekt i beregningen, og den beregnede strekkraften er derfor korrekt.

Det er nødvendig å kontrollere at armeringen oppnår tilstrekkelig tøyning slik at den kan utvikle full fasthet.

Maksimal tøyning i betongtrykksonen:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad [\text{EC2, punkt 3.1.7(1)}]$$

Med  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$ ,  $n = 2$  og  $\varepsilon_c = 0,75 \times f_{cd}$  i henhold til tabell 3.1 i EC2, samt litt omskriving, får en uttrykket

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{f_{cd}}} \right) = 2,0 \times (1 - \sqrt{1 - 0,75}) = 1,0 \text{ ‰}$$

Tøyning i strekkarmeringen:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \times (b - c_1 - x) / x$$

$$\varepsilon_s = 1,0 \times (6\,000 - 500 - 1\,197) / 1\,197 = 3,6 \text{ ‰}$$

Ståltøyning er større enn  $\varepsilon_{sy} = 2,5 \text{ ‰}$  og mindre enn  $\varepsilon_{ud} = 30,0 \text{ ‰}$ .

Tøyningen generer derfor full fasthet i strekkarmeringen.

Benytter 4-Ø32 som strekkarmering:  $S_d = 1\,608 \text{ kN}$

### Skjærarmering

Glatt urisset fuge:

$$V_{Rdi} = 0,03 \times f_{ctd} \times A_i + 0,5 \times f_{yd} \times A_s + 0,5 \times N_{Ed} \leq 0,5 \times v \times f_{cd} \times A_i$$

Nødvendig skjærarmeringsareal:

$$\text{Fugeareal} = A_i = 180 \times 6\,000 = 1\,080\,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Heftkapasitet} = V_c = 0,03 \times f_{ctd} \times A_i = 0,03 \times 1,6 \times 1\,080\,000 = 52\,000 \text{ N}$$

$$\text{Aksiallastkapasitet} = V_N = 0,5 \times N_f = 0,5 \times 770 = 385 \text{ kN}$$

$$\text{Armeringen må ta } V_s = V_f - V_c - V_N = 969 - 52 - 385 = 532 \text{ kN}$$

$$A_s = V_s / (0,5 \times f_{yd}) = 532 / (0,5 \times 500) = 2\,128 \text{ mm}^2$$

Øvre grense for skjærkraften:

$$V_d \leq 0,5 \times v \times f_{cd} \times A_i = 0,5 \times 0,516 \times 24,8 \times 1\,080\,000 = 6\,910 \text{ kN} > V_f$$

$$[v = 0,6 \times (1 - f_{ck}/250) = 0,6 \times (1 - 35/250) = 0,516]$$

[EC2, punkt 6.2.2(6)]

Benytter tre Ø32 som skjærarmering ( $A_s = 2413 \text{ mm}^2$ ).

Anbefalte minimumskrefter:  $S_f = 40 \times 6,0 = 240 \text{ kN}$

Dette er vesentlig mindre enn strekkapasiteten til  $2 \times 4 + 3 = 11\text{-}\text{Ø}32$ .

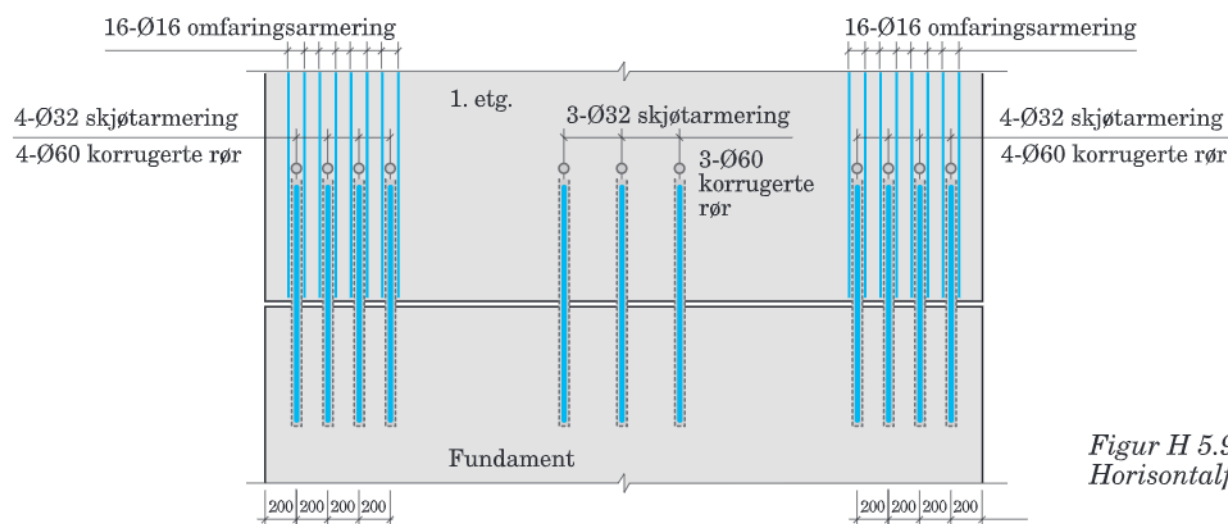
### Forankring av skjøtarmering

Nødvendig forankringslengde til kamstål Ø32 i Ø60 rør:

$$l_b = 964 \text{ mm}$$

[Bind C, tabell C13.3]

Velger  $l_b = 1000 \text{ mm}$



Figur H 5.9  
Horisontalfuge DCL.

## 5.2 SKIVEBYGG I DCM

Dette kapitlet tar for seg samme bygg som i kapittel 5.1, men nå i duktilitetsklasse medium.

### 5.2.1 Laster

#### 5.2.1.1 Konstruksjonsfaktor

Klassifiserer bygget som et veggekvivalent dobbeltsystem da en kan anta at skjærveggene står for over 50 % av den totale skjærkapasiteten til hele bæresystemet. Det er ingen koblete vegger.

$$q = k_p \times q_0 \times k_w \geq 1,5$$

$k_p = 1,0$  forutsatt at punktene 5.11.2.1 til 5.11.2.3 i EC8 er tilfredsstillet, se også punkt 3.5.7 her.

