

# Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

**D04-101**

**Dimensionering av pelardäck**

Författare: Lars-Erik Holmberg. Ansvarig utgivare: Björn Ekengren.

<b>1. Förutsättningar</b>	<b>2</b>
1.1 Inledning och analys	2
1.2 Geometri	6
1.3 Lastförutsättningar	7
1.3.1 Grundvärden	7
1.3.2 Dimensionerande last takplatta	8
1.4 Materialvärden	13
1.5 Täckande betongskikt och effektiv höjd	15
<b>2. Snittkrafter</b>	<b>17</b>
<b>3. Dimensionering</b>	<b>23</b>
<b>4. Sammanfattning</b>	<b>35</b>
<b>5. Referenser</b>	<b>35</b>

## 1. Förutsättningar

### 1.1 Inledning och analys

Gällande bestämmelser

- Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk SS-EN 1990
- Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentynngd, nyttig last för byggnader, SS-EN 1991-1-1
- Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster - Snölast, SS-EN 1991-1-3
- Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslaster, SS-EN 1991-1-7:2006
- Eurokod 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, SS-EN 1992-1-1:2005
- Skyddsrumregler SR15

I SR kapitel 6:24 anges att för att erhålla en seg konstruktion skall momentfördelningen i plattor väljas så att stödmomenten inte blir mer än 50 % större än fältmomenten. Vid plattor upplagda på väggar är detta krav ingen svårighet att uppfylla. Vid plattor upplagda på pelare, så kallade ”pelardäck” är stödmomenten mitt över pelarna inte lika stora som stödmomenten mellan pelarna. Frågan är då vilken av dessa moment som skall vara vägledande för hur stor fältarmering skall vara.

Vid plattor upplagda på väggar, beräknade enligt elasticitetsteori ökas momenten i fält till nivå så att momenten över stöd är högst 50% större än momentkapaciteten i fält. På samma sätt skall vid dimensionering enligt brottlinjeteori momenten i fält ökas till nivå så att de genomsnittliga momenten över stöd är högst 50% större än momentkapaciteten i fält. Man kan betrakta pelarraden som en vägg vid momentberäkning för att erhålla minsta armeringsmängd i fält.

Plattor dimensionerade som pelardäck bygger på att momentfördelningen delvis grundas på elasticitetsteori. En viss momentutjämning sker dock. I området närmast pelarna dimensioneras stödmomentet enligt brottlinjeteori. Armeringsmängden ovan pelarna avgörs dels av aktuellt stödmoment över pelarna och dels av dimensionering för genomstansning. Detta gör att någon omfördelning av stödmomenten utöver vad pelardäcksberäkningarna anger inte är möjlig. För att erhålla rätt fördelning av momentkapacitet i fält och vid stöd över pelare respektive mellan pelare måste extra armering i fält ofta inläggas.

Det moment som fältarmeringen skall dimensioneras för blir därför minst  $2/3$  av det genomsnittliga stödmomentet över pelarna respektive mellan pelarna. Samma resultat erhålls om pelarlinjen betraktas som ett väggupplag vid beräkning av stödmomentet. Fördelningen av armering i fält behöver ej följa den variation som stödmomentet har över pelarna respektive mellan pelarna. Någon sådan variation av fältarmeringen görs inte heller för fredsmässiga pelardäckskonstruktioner.

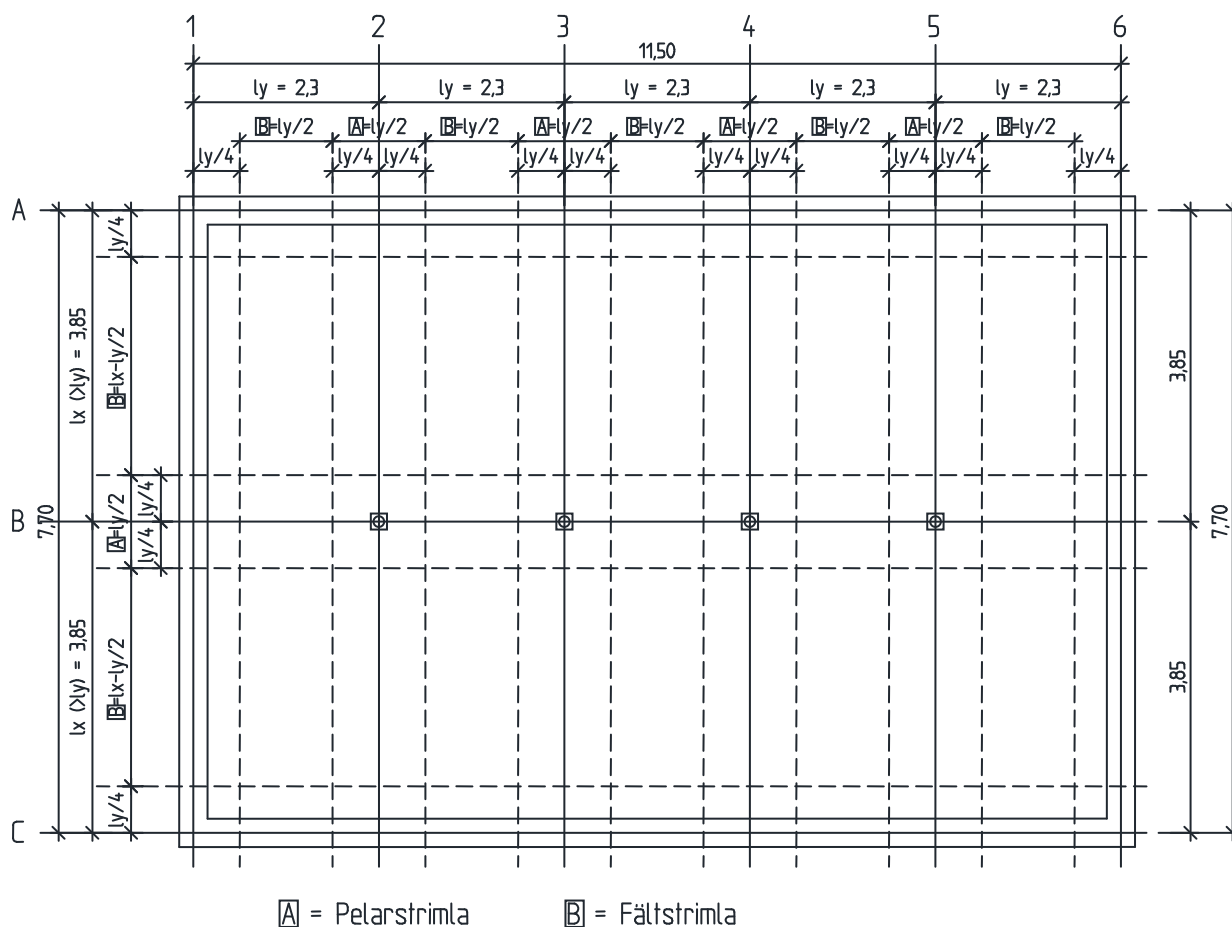
Enligt Eurokod bör pelardäck analyseras av någon beprövad metod, t.ex.

- Pelardäck idealiserade som balkrost (plattan antas fungera som en uppsättning ihopkopplade balkar i bägge bärriktningarna, (strimlemetoden enligt Hillerborg)
- Pelardäcket fungerar som ekvivalenta ramar i bägge bärriktningarna (metoden beskrivs i Eurokod 1992-1-1:2005 avsnitt I.1.2)
- Pelardäcket beräknas med finita element-metoden
- Pelardäcket beräknas med gränslastmetod enligt brottlinjeteorin (tidigare använd brottlinjeteori enligt Kinnunen)

I detta beräkningsexempel kommer pelardäcket att dimensioneras så att pelardäcket fungerar som ekvivalenta ramar i de båda bärriktningarna i enlighet med Eurokod 1992-1-1:2005 avsnitt I.1.2.

Bärverket bör delas upp i ramar i längsled och tvärled. Dessa består av pelare och plattdelar mellan mittlinjerna på angränsande plattfält (yta begränsad av fyra intilliggande stöd). Se figur nedan.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum



Bärverkets styvhet kan beräknas för bruttotvårsnittet. Styvheten för vertikal last kan baseras på plattdelens fulla bredd. För horisontell last bör 40% av detta värde användas för att återspegla den större flexibilitet hos en knutpunkt i pelardäcket jämfört med en knutpunkt i en ram med pelare och balkar. Full last på alla plattdelar bör användas vid analys i båda riktningarna. Hänsyn till horisontella laster behöver ej göras vid dimensionering av ett pelardäck i skyddsrummets tak, då begränsningsväggarna förutsätts kunna ta hand om denna last.

Enligt Eurokod 1992-1-1:5005 avsnitt I.1.2 bör bjälklaget delas in i pelarstrimlor A och plattstrimlor B. Se figur ovan.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

Summan av böjmoment som analysen ger bör fördelas enligt tabell I.1 i Eurokod. Se nedan.

	Negativa moment	Positiva moment
Pelarstrimla	60-80%	50-70%
Fältstrimla	40-20%	50-30%

Pelar- och fältstrimlor bör tillsammans alltid ta 100% av totalt beräknat moment i varje snitt.

# Dimensioneringslösning för skyddsrum

## 1.2 Geometri

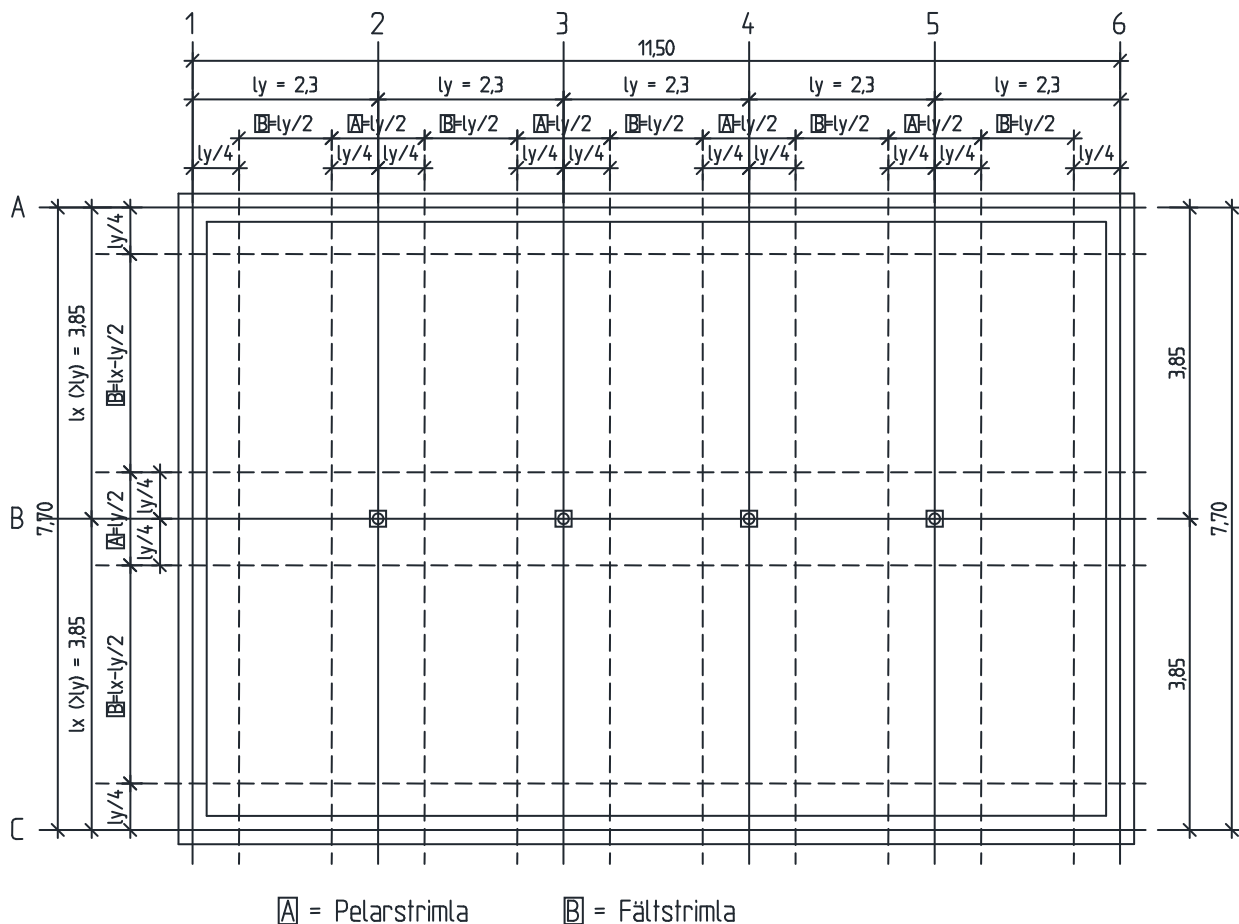
Följande beräkningsexempel utgår från ett skyddsrum med planmått enligt nedanstående figur. Invändig rumshöjd är 2600 mm. Skyddsrummet ligger i källarplanet i ett envånings bostadshus med källare. Ovanliggande våning utförs med vindbjälklag i lätt träkonstruktion. Byggnaden ligger i Lund inom snözon 1,5 med normal topografi. Tjocklekar på skyddsrumstommens omslutande konstruktionsdelar framgår enligt nedan:

Takplatta = 350 mm

Begränsningsväggar = 350 mm

Ovanförliggande betongväggar A = 60 m<sup>2</sup>, tjocklek = 200 mm

Monterbara pelare utan inspänning med lastfördelningsplåtar 220x220x20 mm.



## Plan över skyddsrummet

## 1.3 Lastförutsättningar

### 1.3.1 Grundvärden

#### Permanent last:

$g_b = 25 \text{ kN/m}^3$ , betongens egentyngd, EN 1991-1-1, bilaga A, tabell A1. (Tunghet enligt Eurokod är  $\gamma = 24,0 + 1,0 = 25 \text{ kN/m}^3$ )

Egentyngd mellanväggar, golvbeläggning och undertak  $g_{k2bj1} = 0,5 + 0,2 + 0,3 = 1,0 \text{ kN/m}^2$  (Erfarenhetsvärde)

Egentyngd yttertakkonstruktion  $g_{k2tak} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ . (Erfarenhetsvärden).

Takplatta i skyddsrum

$g_{kbj1} = g_b * h + g_{k2bj1} = 25 * 0,30 + 1,0 = 7,20 + 1,00 = 8,20 \text{ kN/m}^2$ ,  
egentyngd platta inklusive mellanväggar, golvbeläggning och undertak.

Egentyngd ovanliggande byggnadsdelar

$g_{kvägg} = g_b * A_{vägg} * d / A_{skyddsrum} = 25 * 60 * 0,2 / (11,85 * 8,05) = 3,15 \text{ kN/m}^2$ ,  
egentyngd mellanväggar. Används vid raslastberäkning.

#### Variabel last:

$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

nyttig last för bostadsutrymmen enligt EN 1991-1-1 6.3.1.2 tabell 6.2 i bilaga NA. (Kategori A bostäder)

$\psi_0 = 0,7$

lastkombinationsfaktor, EN 1990 och tabell A1.1.

#### Snölast:

$S = \mu C_e C_t S_k \text{ kN/m}^2$

snölast enligt EN 1991-1-3 tabell N/B1 i bilaga NB.

$\psi_0 = 0,7$

lastkombinationsfaktor, EN 1991-1-3 och tabell A1.1 i NA.

$\mu = 0,8$

$C_e = 1,0$  (normal topografi)

$C_t = 1,0$  (normala förhållanden)

$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$  (snözon 1,5)

$S = \mu C_e C_t S_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

#### Vapenlast:

$A_{kvapen} = 50 \text{ kN/m}^2$

enligt SR.

**Raslast:**

$A_{\text{ras}}$  = maximum av

$$q_b = k \cdot m \cdot \sqrt{h_t} \text{ och}$$

$$q_n = 3,0 \cdot \sqrt{h_n^3} \text{ kN/m}^2 \quad \text{enligt SR.}$$

$k$  = Raslastkoefficient .  $k = 1,4$  enligt SR.

$m$  = Egentyngd jämte nyttig last hos den del av byggnaden som ligger ovanför skyddsrummet dividerad med skyddsrummets yttre takarea ( $\text{kN/m}^2$ ).

$$m = (g_{\text{ktak}} + \psi_0 \cdot S + g_{\text{kvägg}} = 0,8 + 0,7 \cdot 1,2 + 3,15 = 4,80 \text{ kN/m}^2.$$

$h_t$  = Vertikalt avstånd i meter mellan byggnadens tyngdpunkt och skyddsrummets överkant. Beräknas enligt SR.  $h_t$  antas mindre än 2,0 m i detta beräkningsexempel.

$h_n$  = Den största byggnadshöjden i meter hos befintlig eller planerad näraliggande byggnad. I detta beräkningsexempel förutsätts att inga intilliggande byggnader finns. Dvs.  $h_n = 0$ .

$$q_b = k \cdot m \cdot \sqrt{h_t} = 1,4 \cdot 4,80 \cdot \sqrt{2,0} = 9,5 \text{ kN/m}^2.$$

**Säkerhetsklass:**

Säkerhetsklass 2 väljs för takplattan, se EN 1990 bilaga NB).

Säkerhetsklass enligt eurokoder beaktas genom en reduktion av lastsidan och har som inverkan att dimensionerande last multipliceras med en faktor  $\gamma_d = 1,0$  (=1,0/1,0) respektive 0,91 (=1,0/1,1) eller 0,83 (=1,0/1,2) för säkerhetsklass 1 respektive 2 eller 3.

### 1.3.2 Dimensionerande last takplatta

**Brottgränstillstånd**

Dimensionerande last är det största värdet enligt ekvation (6.10a) respektive (6.10b) i EN1990. I den svenska tillämpningen tillkommer en partialkoefficient  $\gamma_d$  för säkerhetsklass (se 1.3.1).

**Fredslastfallet:**

EN 1990 kapitel 6.4.3.2 Lastkombination för varaktiga eller tillfälliga dimensioneringssituationer (huvudkombinationer).



## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

Följande partialkoefficienter m.m. ingår vid bestämning av dimensionerande lastvärden:

$\gamma_G = 1,35$	(gamma) partialkoefficient för permanent last (egenvikt är dominerande)
$\gamma_Q = 1,2$	(gamma) partialkoefficient för variabel last (fri last är dominerande)
$\xi = 0,89$	(xsi) reduktionsfaktor för $\gamma_G$ med värde enligt bilaga NA
$\gamma_d = 0,91$	(gamma) partialkoefficient för säkerhetsklass 2
$\psi_0 = 0,7$	(psi) lastkombinationsfaktor enligt tidigare

$$q_d = \gamma_d * (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * \psi_0 * q_k)$$

enligt ekvation (6.10a) i EN 1990 (dominerande permanenta laster)

$$q_d = 0,91 * (1,35 * 8,20 + 1,5 * 0,7 * 2,0) = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = \gamma_d * (\xi * \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k)$$

enligt ekvation (6.10b) i EN 1990 (dominerande fria laster)

$$q_d = 0,91 * (0,89 * 1,2 * 8,20 + 1,5 * 2,0) = 10,70 \text{ kN/m}^2$$

Vilket av lastfallen 6.10a och 6.10b som är dimensionerande beror på förhållandet mellan permanenta och variabla laster. I aktuellt exempel är ekvation (6.10a) i EN 1990 dimensionerande, vilket innebär att  $q_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$ .

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

### Vapenlastfallet:

EN 1990 kapitel 6.4.3.3 Lastkombination för exceptionella dimensioneringssituationer. Detta gäller vid olyckslaster.

Enligt SR skall lastkombinationen bestå av en jämnt utbredd vapenlast enligt tabell 6:12a i SR samt last enligt gängse byggregler (eurokoder) med representativt värde. Vindlast behöver dock inte medräknas.

$$A_{dvapen} = A_{kvapen} = 50 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_d = g_k + \psi_1 \cdot q_k + A_{dvapen} \text{ enligt ekvation (6.11b) i EN 1990.}$$

där  $g_k + \psi_1 \cdot q_k$  är lastvärden från frekvent lastkombination enligt ”Dimensionerande lastvärden i bruksgränstillstånd” nedan vilket motsvarar ”representativt värde” enligt SR.

Detta ger

$$q_d = 8,20 + 0,5 \cdot 2,0 + 50,0 = 59,20 \text{ kN/m}^2$$

### Raslastfallet:

EN 1990 kapitel 6.4.3.3 Lastkombination för exceptionella dimensioneringssituationer.

Enligt SR skall lastkombinationen bestå av en jämnt utbredd raslast  $q_b = k \cdot m \cdot \sqrt{h_t} = 9,50 \text{ kN/m}^2$  beräknad enligt avsnitt 1.3.1 enligt ovan samt last enligt gängse byggregler (eurokoder) med representativt värde. Vindlast behöver dock inte medräknas.

$$A_{dras} = A_{kras} = 9,50 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_d = g_k + \psi_1 \cdot q_k + A_{dras} \text{ enligt ekvation (6.11b) i EN 1990}$$

där  $g_k + \psi_1 \cdot q_k$  är lastvärden från frekvent lastkombination enligt ”Dimensionerande lastvärden i bruksgränstillstånd” nedan vilket motsvarar ”representativt värde” enligt SR. Se vapenlastfallet.

Detta ger dimensionerande raslast

$$q_d = 8,20 + 0,5 \cdot 2,0 + 9,5 = 18,70 \text{ kN/m}^2$$

### Bruksgränstillstånd

För dimensionering i bruksgränstillstånd definieras tre lastkombinationer i EN 1990, ekvation(6.14b), (6.15b) och (6.16b). I dessa ingår följande reduktionsfaktorer för variabel last, EN 1990 tabell A1.1 och bilaga NA:

$\psi_0 = 0,7$	faktor för kombinationsvärde för variabel last (permanent skada – irreversibelt gränstillstånd)
$\psi_1 = 0,5$	faktor för frekvent värde för variabel last (tillfällig skada – reversibla gränstillstånd)
$\psi_2 = 0,3$	faktor för kvasipermanent värde för variabel last(långtidslast – långtidseffekter och effekter rörande bärverkets utseende)

Reduktionsfaktorn används endast för nyttig last, inte för last av mellanväggar.

Karakteristisk lastkombination(last som överskrids med 2% sannolikhet under referensperioden):

$$q_{dkar} = g_k + q_k = 8,20 + 2,0 = 10,20 \text{ kN/m}^2.$$

enligt ekvation (6.14b) i EN 1990. Endast en karakteristisk fri last  $q_k$  finns. Om flera karakteristiska fria laster finns skall dessa multipliceras med faktorn  $\psi_0$ .

Frekvent lastkombination (last som överskrids med 1% sannolikhet under referensperioden):

$$q_{dfrek} = g_k + \psi_1 * q_k = 8,20 + 0,5 * 2,0 = 9,20 \text{ kN/m}^2$$

enligt ekvation (6.15b) i EN 1990. Endast en karakteristisk fri last  $q_k$  finns. Om flera karakteristiska fria laster finns skall dessa multipliceras med faktorn  $\psi_2$ .

Kvasipermanent lastkombination (last som överskrids med 50% sannolikhet under referensperioden, används för att definiera långtidslast som används för beräkning av krypdeformationer):

$$q_{lång} = g_k + \psi_2 * q_k = 8,20 + 0,3 * 2,0 = 8,80 \text{ kN/m}^2$$

enligt ekvation (6.16b) i EN 1990. Endast en karakteristisk fri last  $q_k$  finns. Om flera karakteristiska fria laster finns skall dessa multipliceras med faktorn  $\psi_2$ .

Vidare beräkningar i bruksgränstillstånd utförs ej i detta exempel.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

<b>Sammanfattning last takplatta</b>	
Brottgränstillstånd:	
Fredslastfallet	$q_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$
Vapenlastfallet	$q_d = 59,20 \text{ kN/m}^2$
Raslastfallet	$q_d = 18,70 \text{ kN/m}^2$
Bruksgränstillstånd:	
Karakteristisk lastkombination	$q_d = 10,20 \text{ kN/m}^2$
Frekvent lastkombination	$q_d = 9,20 \text{ kN/m}^2$
Kvasipermanent lastkombination	$q_d = 8,80 \text{ kN/m}^2$

### 1.4 Materialvärden

Betongkvalitet C25/30 (minimikrav enligt SR) och armering av typ K500C. Exponeringsklass XC1 (inomhus i uppvärmd lokal).

Karakteristiska värden och andra grundvärden:

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	tryckhållfasthet för betongen, EN 1992-1-1 tabell 3.1
$f_{ctk} = 1,8 \text{ MPa}$	motsvarande draghållfasthet, EN 1992-1-1 tabell 3.1
$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$	E-modul för betong, EN 1992-1-1 tabell 3.1
$\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$	brottstukning för betong
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	sträckgräns för armering
$E_s = 200000 \text{ MPa}$	E-modul för armering

Dimensioneringsvärden vid fredslaster:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 1,0 * 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa} \quad \text{tryckhållfasthet för betong (3.15 EN 1992-1-1)}$$

$\alpha_{cc}$  är koefficient som beaktar långtidseffekter på tryckhållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt på vilket lasten påförs. Faktorn  $\alpha_{cc}$  har rekommenderat värde 1,0 enligt bilaga NA.

$\gamma_C$  är partialkoefficient för betong med värde = 1,5. Se 2.4.2.4 EN 1992-1-1.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk} / \gamma_C = 1,0 * 1,8 / 1,5 = 1,2 \text{ MPa} \quad \text{draghållfasthet för betong (3.16 EN 1992-1-1)}$$

$\alpha_{ct}$  är koefficient som beaktar långtidseffekter på draghållfasthet och ogynnsamma effekter av detsätt på vilket lasten påförs.  $\alpha_{ct}$  har rekommenderat värde 1,0 enligt bilaga NA.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa} \quad \text{flytgräns för armering (3.16 EN 1992-1-1)}$$

$\gamma_s$  är partialkoefficient för armering med värde = 1,15. Se 2.4.2.4 EN 1992-1-1.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

Dimensioneringsvärden vid vapenlast och raslast:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 1,0 * 25 / 1,2 = 20,8 \text{ MPa}$$
 tryckhållfasthet för betong, lika ovan

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk} / \gamma_C = 1,0 * 1,8 / 1,2 = 1,5 \text{ MPa}$$
 draghållfasthet för betong, lika ovan

$$f_{yd} = 0,9 * f_{yk} = 0,9 * 500 = 450 \text{ MPa}$$
 flytgräns för armering, se SR kapitel 3.22.

Sammanfattning materialvärden	
Fredslastfallet:	
$f_{cd}$ tryckhållfasthet för betong	16,7 MPa
$f_{ctd}$ draghållfasthet för betong	1,2 MPa
$f_{yd}$ draghållfasthet för armering	435 MPa
Vapenlastfallet/raslastfallet:	
$f_{cd}$ tryckhållfasthet för betong	20,8 MPa
$f_{ctd}$ draghållfasthet för betong	1,5 MPa
$f_{yd}$ draghållfasthet för armering	450 MPa

### 1.5 Täckande betongskikt och effektiv höjd

Värden på täckande betongskikt  $c$  anges i avsnitt 4.4 i EN 1992-1-1. Samtliga värden är nationellt valbara, och nedan ges värden enligt NA.

$c_{\min, \text{dur}} = 10 \text{ mm}$	m.h.t. beständighet
$c_{\min, \text{b}} = \phi$	m.h.t. vidhäftning och förankring, $\phi =$ stångdiameter
$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$	tillägg för avvikelser

Vid huvudarmering  $\phi 10 \text{ mm}$  i takplatta skall täckskiktet till huvudarmeringen vara minst

$$c_{\text{huv}} = \max(\phi_{\text{huv}}, c_{\min, \text{dur}}) + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Effektiva höjden för huvudarmeringen blir således

$$d_h = h - c_{\text{huv}} - \phi / 2 = 350 - 20 - 10/2 = 325 \text{ mm.}$$

Effektiva höjden i andra riktningen blir

$$d_s = d_h - \phi = 325 - 10 = 315 \text{ mm.}$$

Vid huvudarmering  $\phi 12 \text{ mm}$  i takplatta skall täckskiktet till huvudarmeringen vara minst

$$c_{\text{huv}} = \max(\phi_{\text{huv}}, c_{\min, \text{dur}}) + \Delta c_{\text{dev}} = 12 + 10 = 22 \text{ mm}$$

Effektiva höjden för huvudarmeringen blir således

$$d_h = h - c_{\text{huv}} - \phi / 2 = 350 - 22 - 12/2 = 322 \text{ mm.}$$

Effektiva höjden i andra riktningen blir

$$d_s = d_h - \phi = 322 - 12 = 310 \text{ mm.}$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

Vid huvudarmering  $\phi 16$  mm i takplatta skall täckskiktet till huvudarmeringen vara minst

$$c_{\text{huv}} = \max(\phi_{\text{huv}}, c_{\text{min,dur}}) + \Delta c_{\text{dev}} = 16 + 10 = 26 \text{ mm}$$

Effektiva höjden för huvudarmeringen blir således

$$d_h = h - c_{\text{huv}} - \phi / 2 = 350 - 26 - 16/2 = 316 \text{ mm.}$$

Effektiva höjden i andra riktningen blir

$$d_s = d_h - \phi = 316 - 16 = 300 \text{ mm.}$$

<b>Sammanfattning täckande betongskikt (TB), effektiv höjd (d) för takplatta</b>					
<b>Dim. mm</b>	<b>Armeringsriktning</b>	<b>TB Ök/utsida mm</b>	<b>d Eff höjd mm</b>	<b>TB Uk/insida mm</b>	<b>d Eff höjd mm</b>
$\phi 10$	Huvadarmring	20 mm	325 mm	20 mm	325 mm
	Sekundärrmring	30 mm	315 mm	30 mm	315 mm
$\phi 12$	Huvadarmring	22 mm	322 mm	22 mm	322 mm
	Sekundärrmring	34 mm	310 mm	34 mm	310 mm
$\phi 16$	Huvadarmring	26 mm	316 mm	26 mm	316 mm
	Sekundärrmring	42 mm	300 mm	42 mm	300 mm



## 2. Snittkrafter

### Brottgränstillstånd

Följande lastvärden används

$$q_d = 59,2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{största värde av vapenlastfall och raslastfall}$$

I detta exempel redovisas bara beräkning för vapenlastfallet, vilket är dimensionerande. Takplattan räknas enligt ekvivalent ramanalys som är beskriven i Eurokod 2, bilaga I. Se även avsnitt 1.1.

Beräkning av böjande moment. På grund av symmetri beräknas endast två ramar i varje riktning – en mittram och en randram. Bredd på ramarna avgörs av inspänningsförhållandena mot anslutande upplag. Vid fritt upplagd platta blir bredden 60% av spännvidden och vid fast inspänning blir bredden 50% av spännvidden. Detta medför

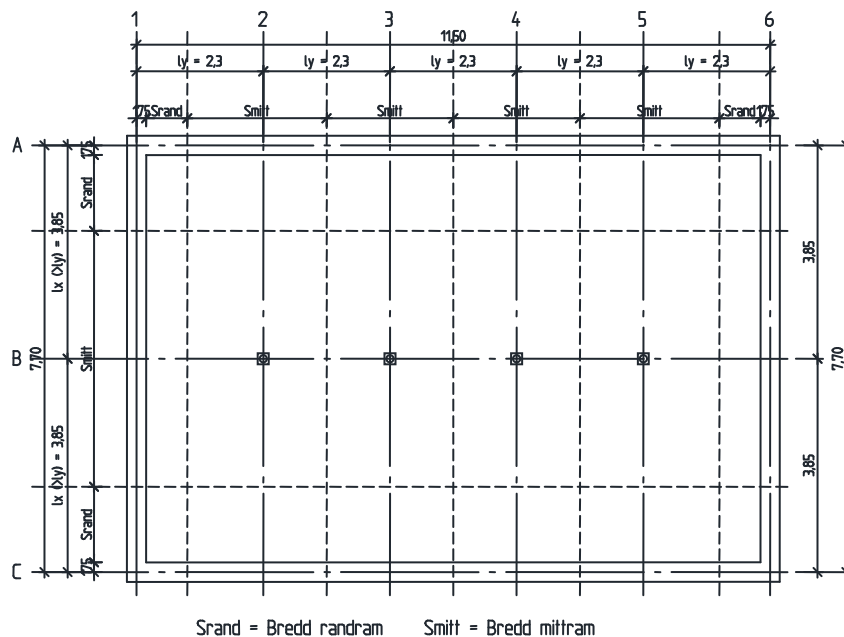
$$\text{Bredd mittram i linje 2 och 5: } s_{\text{mitt}} = 2,3 \cdot (0,6 + 0,5) = 2,53 \text{ m}$$

$$\text{Bredd randram i linje 2 och 5: } s_{\text{rand}} = 2,3 \cdot 0,4 - 0,35/2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Bredd mittram i linje 3 och 4: } s_{\text{mitt}} = 2,3 \cdot (0,5 + 0,5) = 2,30 \text{ m}$$

$$\text{Bredd mittram i linje B: } s_{\text{mitt}} = 3,85 \cdot (0,6 + 0,6) = 4,62 \text{ m}$$

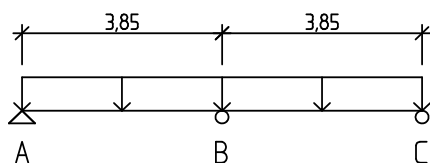
$$\text{Bredd randram i linje B: } s_{\text{rand}} = 3,85 \cdot 0,4 - 0,35/2 = 1,37 \text{ m}$$



### Beräkning av böjmoment

#### Mittstrimla i linje 2 och 5

$$q = 59,2 \text{ kN/m}$$



$$M_B = -q \cdot l^2 / 8 = -59,2 \cdot 3,85^2 / 8 = -109,7 \text{ kNm/m (Balkformel)}$$

$$M_{A-B} = M_{B-C} = 0,070 \cdot q \cdot l^2 = 0,070 \cdot 59,2 \cdot 3,85^2 = 61,4 \text{ kNm/m (Balkformel)}$$

Totalmoment (moment på hela rambredden) inom strimla 2 och 5 blir

$$M_B \text{ total} = M_B \cdot s_{\text{mitt}} = -109,7 \cdot 2,53 = -277,5 \text{ kNm}$$

$$M_{A-B} \text{ total} = M_{B-C} \text{ total} = M_{A-B} \cdot s_{\text{mitt}} = M_{B-C} \cdot s_{\text{mitt}} = 61,4 \cdot 2,53 = 155,3 \text{ kNm}$$

#### Mittstrimla i linje 3 och 4

Totalmoment (moment på hela rambredden) inom strimla 3 och 4 blir

$$M_B \text{ total} = M_B \cdot s_{\text{mitt}} = -109,7 \cdot 2,30 = -252,3 \text{ kNm}$$

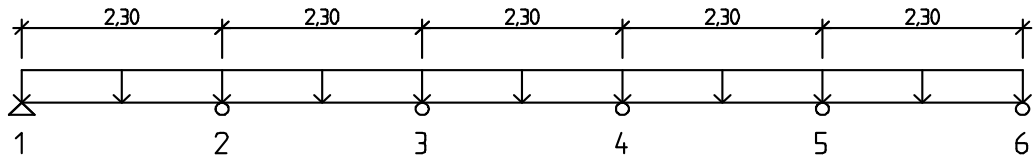
$$M_{A-B} \text{ total} = M_{B-C} \text{ total} = M_{A-B} \cdot s_{\text{mitt}} = M_{B-C} \cdot s_{\text{mitt}} = 61,4 \cdot 2,30 = 141,2 \text{ kNm}$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

### Mittstrimla i linje B

$$q = 59,2 \text{ kN/m}$$



$$M_2 = M_5 = -0,107 * q * l^2 = -0,107 * 59,2 * 2,3^2 = -33,5 \text{ kNm/m (Balkformel)}$$

$$M_3 = M_4 = -0,071 * q * l^2 = -0,071 * 59,2 * 2,3^2 = -22,2 \text{ kNm/m (Balkformel)}$$

$$M_{\text{fält}} \leq 0,077 * q * l^2 = 0,077 * 59,2 * 2,3^2 = 24,1 \text{ kNm/m (Balkformel)}$$

Totalmoment (moment på hela rambredden) inom strimla B blir

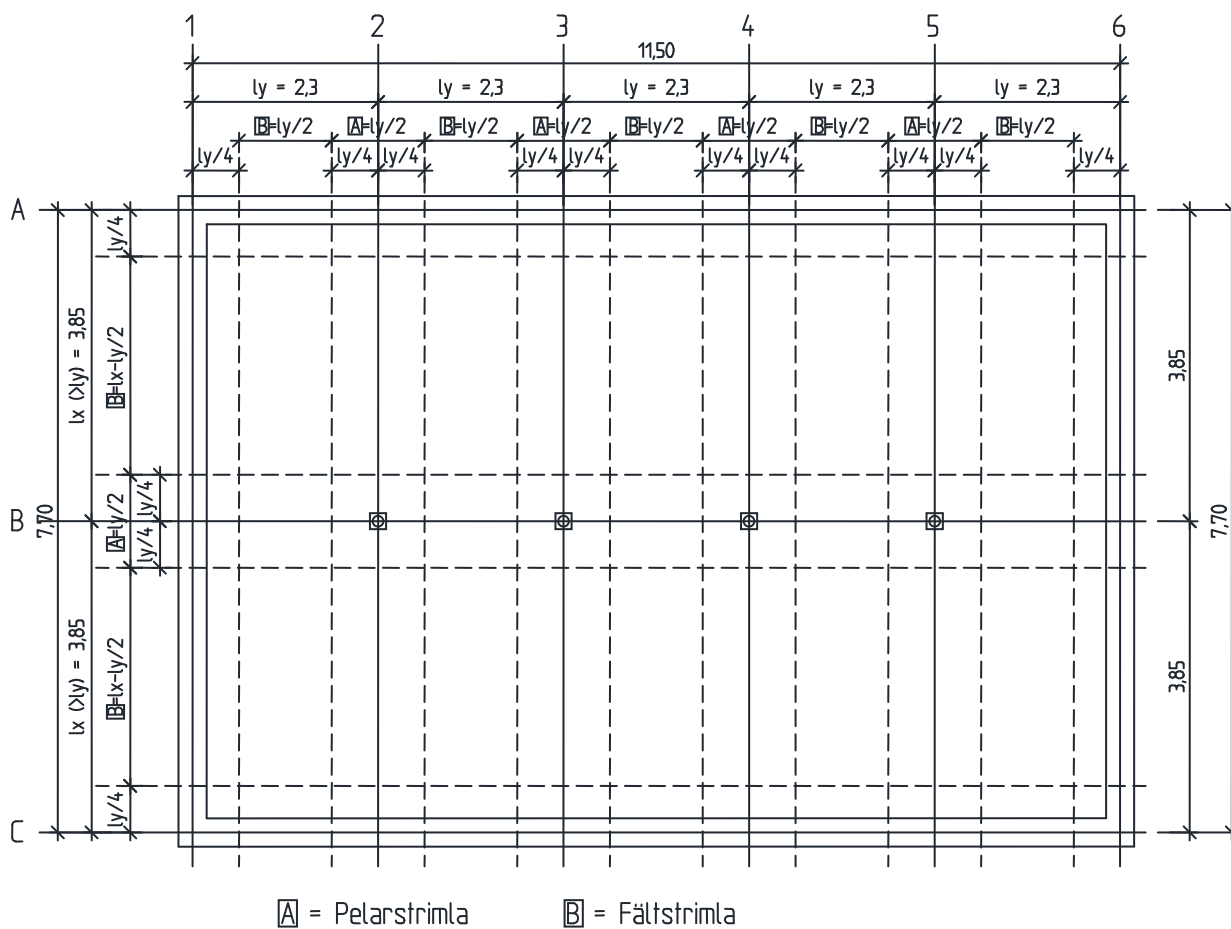
$$M_2 \text{ total} = M_5 \text{ total} = M_2 * s_{\text{mitt}} = M_5 * s_{\text{mitt}} = -33,5 * 4,62 = -154,8 \text{ kNm}$$

$$M_3 \text{ total} = M_4 \text{ total} = M_3 * s_{\text{mitt}} = M_4 * s_{\text{mitt}} = -22,2 * 4,62 = -102,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält total}} \leq 24,1 * 4,62 = 111,3 \text{ kNm}$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

### Fördelning av moment inom pelarstrimla respektive fältstrimla



Medverkande bredd pelarstrimla i linje 2 – 5 =  $B_{2-5}$

$$l_y = 2,30 \text{ m}$$

$$B_{2-5} = 0,5 * l_y = 0,5 * 2,30 = 1,15 \text{ m}$$

Medverkande bredd fältstrimla i linje 2 – 5 =  $0,5 * l_y = 0,5 * 2,30 = B_{2-5}$

Medverkande bredd pelarstrimla i linje B =  $0,5 * l_y = 0,5 * 2,30 = B_{2-5} = 1,15 \text{ m}$

Medverkande bredd fältstrimla i linje B =  $l_x - 0,5 * l_y = 3,85 - 0,5 * 2,30 = 3,85 - 1,15 = 2,70 \text{ m}$

Enligt Eurokod 2, bilaga I, tabell I.1 skall 60-80% av totalstödmomentet inom en strimla fördelas inom pelarstrimlan och 40-20% inom fältstrimlan, samt att 50-70% av totalfältmomentet fördelas inom pelarstrimlan och 50-30 % inom fältstrimlan. Om maximalt moment koncentreras inom pelarstrimlan medför detta att dimensionerande moment blir enligt följande:

### **Moment pelarstrimla i linje 2 och 5**

$$M_{\text{stöd}} = 0,8 * (-277,5 \text{ kNm}) = -222,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,7 * 155,3 \text{ kNm} = 108,8 \text{ kNm}$$

### **Moment fältstrimla i linje 2 och 5**

$$M_{\text{stöd}} = 0,2 * (-277,5 \text{ kNm}) = -55,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,3 * 155,3 \text{ kNm} = 46,7 \text{ kNm}$$

### **Moment pelarstrimla i linje 3 och 4**

$$M_{\text{stöd}} = 0,8 * (-252,3 \text{ kNm}) = -201,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,7 * 141,2 \text{ kNm} = 98,8 \text{ kNm}$$

### **Moment fältstrimla i linje 3 och 4**

$$M_{\text{stöd}} = 0,2 * (-252,3 \text{ kNm}) = -50,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,3 * 141,2 \text{ kNm} = 42,4 \text{ kNm}$$

### **Moment pelarstrimla i linje B**

$$M_{\text{stöd}} = 0,8 * (-154,8 \text{ kNm}) = -123,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,7 * 111,3 \text{ kNm} = 77,9 \text{ kNm}$$

Moment fältstrimla i linje B

$$M_{\text{stöd}} = 0,2 * (-154,8 \text{ kNm}) = -31,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{fält}} = 0,3 * 111,3 \text{ kNm} = 33,4 \text{ kNm}$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

Sammanfattning dimensionerande moment i takplattapå grund av vapenlastfall				
Linje	Pelarstrimla		Fältstrimla	
	Stödmoment kNm/m	Fältmoment kNm/m	Stödmoment kNm/m	Fältmoment kNm/m
2 och 5	-222,1	108,8	-55,6	46,7
3 och 4	-201,8	98,8	-50,5	42,4
B	-123,9	77,9	-31,1	33,4

## 3. Dimensionering

### 3.1 Takplatta

Tvärmått lastfördelande plåt i takplattan  $c = 220$  mm.  
(Plåt 220x220x20 mm).

Enligt Eurokod 1992-1-1:2005 avsnitt 9.4.1 bör överkantsarmering med arean

$$A_{\delta} = 0,5 \cdot A_t$$

fördelas inom ett band med utsträckning åt vardera hållet från pelaren lika med

$$b_e = 2 \cdot 0,125 \cdot l$$

$A_t$  = all armering inom bredd  $S_{\text{mitt}}$

$l = l_x$  alternativt  $l_y =$  avståndet i tvärled till nästa pelarrad alternativt väggupplag

Underkantsarmering ( $\geq$  st 2 stänger) i två vinkelräta riktningar bör läggas in vid innerpelare och dessa stänger bör passera genom pelaren (inom  $c$ ). Dvs minst 2 st armeringsjärn i underkant vardera bärriktning på plattan skall passera över lastfördelande plåt.

Minimiarmering enligt SR skall vara minst 14% beräknat på effektiva höjden.

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,14 \cdot b \cdot d \quad b = 1,0 \text{ m}, d = 0,325 \text{ m.}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,14 \cdot 1,0 \cdot 0,325}{100} = 0,000455 \text{ m}^2/\text{m.}$$

Armering  $\phi$  12 mm ger centrumavstånd  $s = 248$  mm.

Armering  $\phi$  10 mm ger centrumavstånd  $s = 172$  mm.

Maximalt centrumavstånd på armeringen enligt SR är 200 mm. Detta ger att armering  $\phi$  12 mm  $s$  200 mm alternativt  $\phi$  10 mm  $s$  172 mm.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

### Vapenlastfall/Raslastfall:

Beräkning av erforderlig armering

<b>Stödarmering i pelarstrimla och fältstrimla i linje 2 och 5</b>		
Relativt moment $\eta = 1,0$ för aktuell betongkvalitet C25/30. Vid högre betongkvaliteter är $\eta < 1,0$ .	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,2775}{2,53 * 0,316^2 * 1,0 * 20,8}$	0,0528
Erforderligt mekaniskt armeringsinnehåll	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0528}$	0,0543
Erforderlig armeringsarea, m <sup>2</sup>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2)f_{yd}} =$ $\frac{0,2775}{0,316(1 - 0,0543/2)450}$	0,002006
Armering $\phi 16$ fördelad till pelarstrimla B <sub>2-5</sub> = 1,15 m	80% av A <sub>s</sub> fördelad inom pelarstrimla B <sub>2-5</sub> = 1,15 m $A_s = 0,80 * 0,002006 = 0,001605$	s 144
Bredd b <sub>e</sub> inom vilket 50% av stödarmeringen skall koncentreras	$b_e = 2 * 0,125 * l_y + c = 2 * 0,125 * 2,30 + 0,22 =$ $= 0,795 \text{ m}$	
Armering A <sub>t</sub> inom bredd b <sub>e</sub> Se EK 9.4.1	$A_t = \frac{b_e \cdot \pi \cdot \phi^2}{s \cdot 4} =$ $= \frac{0,795 \cdot \pi \cdot 0,016^2}{0,144 \cdot 4} = 0,001110$	> 50% av 0,002006= 0,001003 OK
Armering i fältstrimla	B = S <sub>mitt</sub> - B <sub>2-5</sub> = 2,53 - 1,15 = 1,38 m 20 % av 0,002006 = 0,000401	$\phi 10$ s269



## Dimensioneringslösning för skyddsrum

<b>Stödarmering i pelarstrimla och fältstrimla i linje 3 och 4</b>		
Relativt moment $\eta = 1,0$ för aktuell betongkvalitet C25/30. Vid högre betongkvaliteter är $\eta < 1,0$ .	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,2523}{2,3 * 0,316^2 * 1,0 * 20,8}$	0,0528
Erforderligt mekaniskt armeringsinnehåll	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0528}$	0,0543
Erforderlig armeringsarea, m <sup>2</sup>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2) f_{yd}} =$ $\frac{0,2523}{0,316(1 - 0,0543/2) 450}$	0,001824
Armering $\phi 16$ fördelad till pelarstrimla B <sub>2-5</sub> = 1,15 m	80% av A <sub>s</sub> fördelad inom pelarstrimla bredd = 1,15 m  $A_s = 0,80 * 0,001824 = 0,001459$	s 138
Bredd b <sub>e</sub> inom vilket 50% av stödarmeringen skall koncentreras	$b_e = 2 * 0,125 * l_y + c = 2 * 0,125 * 2,30 + 0,22 =$ $= 0,795 \text{ m}$	
Armering A <sub>t</sub> inom bredd b <sub>e</sub> Se EK 9.4.1	$A_t = \frac{b_t}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} =$ $= \frac{0,795}{0,138} \cdot \frac{\pi \cdot 0,016^2}{4} = 0,001158$	> 50% av 0,001824= 0,000912  OK
Armering i fält- trimla	$B = S_{mitt} - B_{2-5} = 2,3 - 1,15 = 1,15 \text{ m}$ 20 % av 0,001824 = 0,000365	$\phi 10$ s247

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

<b>Fältarmering i pelarstrimla och fältstrimla i linje 2 och 5</b>		
<p>Relativt moment <math>\eta = 1,0</math> för aktuell betongkvalitet C25/30. Vid högre betongkvaliteter är <math>\eta &lt; 1,0</math>.</p>	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,1553}{2,53 * 0,322^2 * 1,0 * 20,8}$	0,0285
<p>Erforderligt mekaniskt armeringsinnehåll</p>	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0285}$	0,0289
<p>Erforderlig armeringsarea, m<sup>2</sup></p>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2)f_{yd}} =$ $\frac{0,1553}{0,322(1 - 0,0289/2)450}$	0,001087
<p>Armering <math>\phi 12</math> fördelad till pelarstrimla <math>B_{2-5} = 1,15</math> m</p>	<p>70% av <math>A_s</math> fördelad inom pelarstrimla <math>B_2 = B_5 = 1,15</math> m</p> <p><math>A_s = 0,70 * 0,001087 = 0,000761</math></p>	s 170
<p>Armering i fältstrimla</p>	<p><math>B = S_{mitt} - B_{2-5} = 2,30 - 1,15 = 1,38</math> m</p> <p>30 % av <math>0,001087 = 0,000326</math></p>	$\phi 10$ s332<

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

<b>Fältarmering i pelarstrimla och fälttrimla i linje 3 och 4</b>		
<p>Relativt moment  <math>\eta = 1,0</math> för aktuell                      betongkvalitet                      C25/30. Vid högre                      betongkvaliteter är  <math>\eta &lt; 1,0</math>.</p>	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,1412}{2,3 * 0,322^2 * 1,0 * 20,8}$	0,0285
<p>Erforderligt                      mekaniskt                      armeringsinnehåll</p>	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0285}$	0,0289
<p>Erforderlig                      armeringsarea, m<sup>2</sup></p>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2) f_{yd}} =$ $\frac{0,1412}{0,322(1 - 0,0289/2) 450}$	0,000789
<p>Armering <math>\phi 12</math>                      fördelad till                      pelarstrimla B<sub>2</sub>=                      B<sub>5</sub>= 1,15 m</p>	<p>70% av A<sub>s</sub>fördelad inom pelarstrimla B<sub>2</sub>=                      B<sub>5</sub> = 1,15 m</p> <p>A<sub>s</sub>= 0,70*0,000789 = 0,000552</p>	s 235
<p>Armering i fält-                      trimla</p>	<p>B= S<sub>mitt</sub> - B<sub>2-5</sub> = 2,3 - 1,15 = 1,15 m</p> <p>30 % av 0,000789 =0,000237</p>	$\phi 10$ s381

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

Effektiv höjd för huvudarmering  $\phi 16$  är 316 mm. Detta ge effektiv höjd för  $\phi 12$  i sekundärriktningen

$$d = 316 - 16/2 - 12/2 = 302 \text{ mm}$$

<b>Stödarmering i pelarstrimla och fältstrimla i linje B</b>		
Relativt moment $\eta = 1,0$ för aktuell betongkvalitet C25/30. Vid högre betongkvaliteter är $\eta < 1,0$ .	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,1548}{4,62 * 0,302^2 * 1,0 * 20,8}$	0,01766
Erforderligt mekaniskt armeringsinnehåll	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,01766}$	0,0178
Erforderlig armeringsarea, m <sup>2</sup>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2) f_{yd}} =$ $\frac{0,1548}{0,302(1 - 0,0178/2) 450}$	0,001149
Armering $\phi 12$ fördelad till pelarstrimla $A_B =$ 1,15 m	80% av $A_s$ fördelad inom pelarstrimla bredd = 1,15 m $A_s = 0,80 * 0,001149 = 0,000919$	s 122
Bredd $b_e$ inom vilket 50% av stödarmeringen skall koncentreras	$b_e = 2 * 0,125 * l_x + c = 2 * 0,125 * 3,85 + 0,22 =$ $= 1,183 \text{ m}$	
Armering $A_t$ inom bredd $b_e$	$A_t = \frac{b_t \cdot \pi \cdot \phi^2}{s \cdot 4} =$ $= \frac{1,183}{0,122} \cdot \frac{\pi \cdot 0,012^2}{4} = 0,001096$	> 50% av 0,001149= 0,000575 OK
Armering i fält- strimla	$B = S_{mitt} - B_{2-5} = 3,85 - 1,15 = 2,70 \text{ m}$ 20 % av 0,001149 = 0,000230	$\phi 10$ s921

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

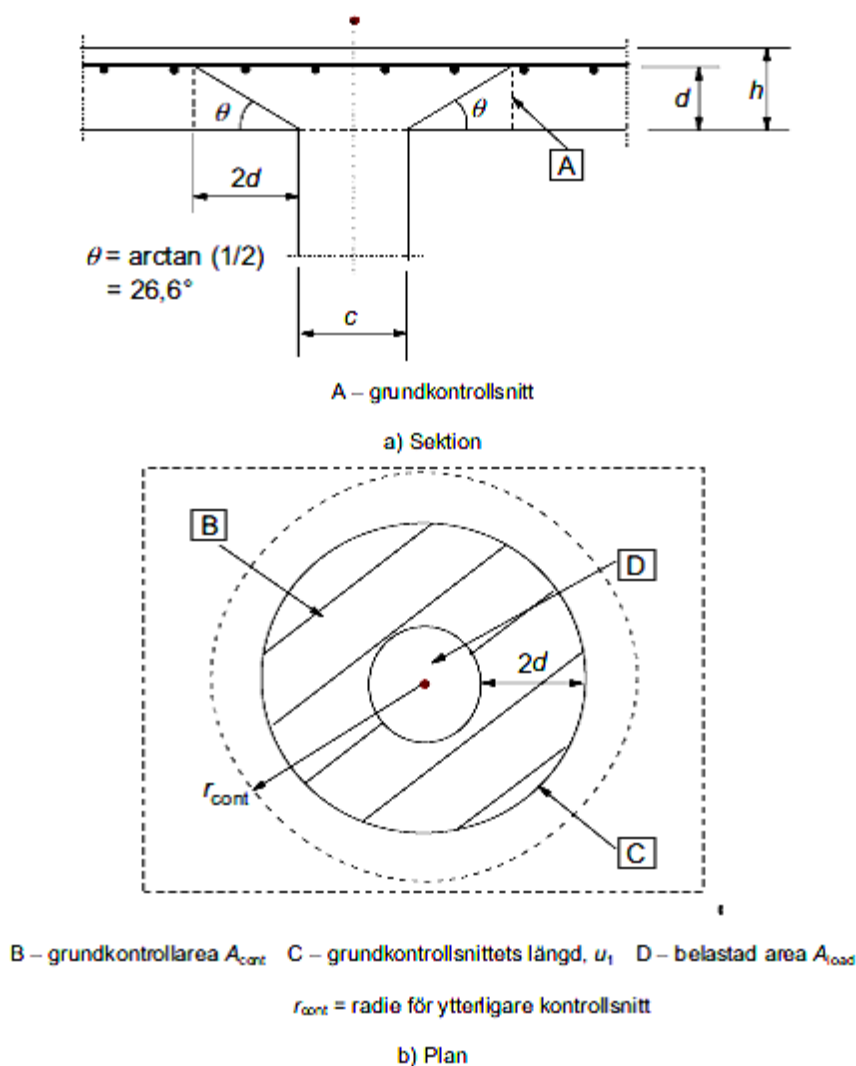
<b>Fältarmering i pelarstrimla och fältstrimla i linje B</b>		
Relativt moment $\eta = 1,0$ för aktuell betongkvalitet C25/30. Vid högre betongkvaliteter är $\eta < 1,0$ .	$\frac{M_{Ed,f}}{b_{eff} * d^2 \eta f_{cd}} =$ $\frac{0,1113}{4,62 * 0,300^2 * 1,0 * 20,8}$	0,0129
Erforderligt mekaniskt armeringsinnehåll	$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0129}$	0,0130
Erforderlig armeringsarea, m <sup>2</sup>	$A_s = \frac{M_{ed}}{d(1 - \omega/2) f_{yd}} =$ $\frac{0,1113}{0,300(1 - 0,0130/2) 450}$	0,000830
Armering $\phi 12$ fördelad till pelarstrimla $A_B =$ 1,15 m	70% av $A_s$ fördelad inom pelarstrimla bredd = 1,15 m  $A_s = 0,70 * 0,000830 = 0,000581$	s 223
Armering i fält- trimla	$B = S_{mitt} - B_{2-5} = 3,85 - 1,15 = 2,70$ m 30 % av 0,000830 = 0,000249	$\phi 10$ s851

### Kontroll av genomstansning

Enligt Eurokod 1992-1-1:2005 avsnitt 6.4.1 gäller följande.

Genomstansning kan uppkomma då en last eller reaktion verkar koncentrerat inom en relativt liten area, benämnd belastad area,  $A_{load}$ , av en platta eller grundplatta.

En lämplig modell att använda vid verifiering av genomstansning i brottgränstillstånd visas i figur 6.12 i Eurokod. Se nedan.

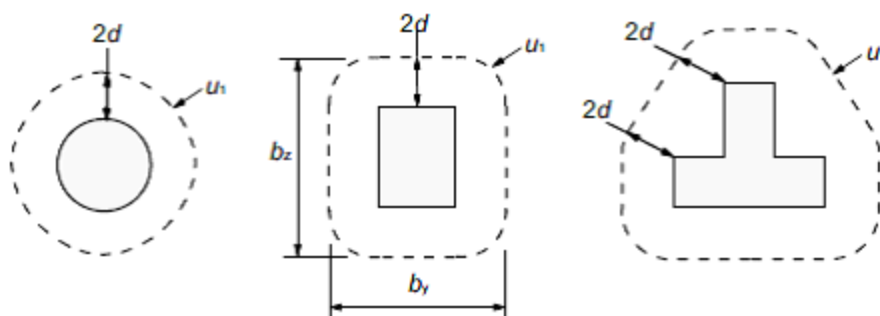


Figur 6.12 – Verifieringsmodell för genomstansning i brottgränstillstånd

Bärförmågan för genomstansning skall kontrolleras längs pelarperiferin och längs grundkontrollsnittet med längden  $u_1$ . Om skjuvarmering erfordras bör ytterligare ett kontrollsnitt  $u_{out,ef}$  bestämmas, utanför vilket bärförmågan för genomstansning är tillräcklig utan skjuvarmering.

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

Grundkontrollsnittet kan normalt placeras på avstånd  $2,0 * d$  från den belastade arean och bör dras så att dess längd minimeras.



Figur 6.13 – Typiska grundkontrollsnitt kring belastade areor

Plattans effektiva höjd

$d$  = avstånd från centrum armering till underkant platta

Plattans effektiva höjd antas konstant och blir normalt

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad (\text{EK 6.32})$$

där  $d_x$  och  $d_y$  är de effektiva höjderna för armering i två mot varandra vinkelräta riktningar.

I aktuell beräkning är maximal stanslast  $V_{\text{Ed}}$

$$V_{\text{Ed}} = 2,53 * 4,62 * 59,2 = 692,0 \text{ kN}$$

Pelardimension  $c = 0,22 \text{ m}$  (topplåten har dimension 220x220x20 mm)

Effektiv höjd  $d = (d_{\text{sx}} + d_{\text{sy}}) / 2 - t$

$$d = (0,316 + 0,302) / 2 - 0,02 = 0,289 \text{ m}$$

Grundkontrollsnittets längd

$$u_1 = 4 * c + 2 * \pi * 2 * d = 4 * 0,22 + 2 * \pi * 2 * 0,289 = 4,51 \text{ m (se figur 6.13 ovan)}$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

### Beräkning av stansning enligt avsnitt 6.4.3 i Eurokod 1992-1-1:2005

Följande kontroller bör genomföras:

- Vid pelarens eller den belastade ytans periferi bör den maximala bärförmågan för genomstansning inte överskridas.

Dvs att

$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$  = maximalt dimensioneringsvärde på bärförmågan för genomstansning för en platta i betraktat kontrollsnitt.

- Skjuvarmering behövs inte om

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  = dimensioneringsvärde på bärförmågan för genomstansning för en platta utan skjuvarmering i betraktat kontrollsnitt.

- Om upplagsreaktionen är excentrisk med hänsyn till kontrollsnittet bör maximal skjuvspänning sättas till:

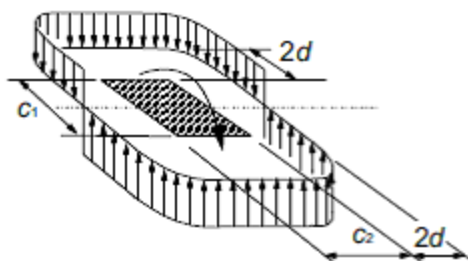
$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (\text{Ekvation 6.38 i Eurokod})$$

där

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (\text{Ekvation 6.39 i Eurokod})$$

Tabell 6.1 – Värderna på  $k$  för rektangulära belastade areor

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80



Figur 6.19 – Fördelning av skjuvspänningar orsakade av ett obalanserat moment vid anslutningen mellan platta och en innerpelare



## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

För rektangulära pelare gäller:

$$W_1 = \frac{c^2}{2} + c \cdot c + 4 \cdot c \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c \quad (\text{Ekvation 6.41 i Eurokod})$$

$$W_1 = \frac{0,22^2}{2} + 0,22 \cdot 0,22 + 4 \cdot 0,22 \cdot 0,289 + 16 \cdot 0,289^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot 0,22 = 2,06$$

### Kontroll av excentricitet

$$k = 0,6$$

Inget inspänningsmoment ger  $M_{Ed} = 0$  kNm

Excentricitetsfaktor

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} = 1 + 0,6 \cdot \frac{0}{692,0} \cdot \frac{4,51}{2,06} = 1,0$$

Maximal skjuvspänning blir

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} = 1,0 \cdot \frac{0,692}{4,51 \cdot 0,289} = 0,53 \text{MPa}$$

Böjarmeringsinnehåll

$$\rho_x = \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4 \cdot d_{sx} \cdot s} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4 \cdot 302 \cdot 122} = 0,00307$$

$$\rho_y = \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4 \cdot d_{sy} \cdot s} = \frac{\pi \cdot 16^2}{4 \cdot 316 \cdot 144} = 0,00442$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{0,00307 \cdot 0,00442} = 0,00368$$

Stanshållfasthet vid genomstansning enligt avsnitt 6.4.4 ekvation 6.47 i Eurokod blir

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{Mpa} \quad (\text{ej tryckt betong i plattans plan})$$

## Dimensioneringslösning för skyddsrum

---

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,2} = 0,15 \quad (\text{Se 6.4.4 (1) i Eurokod})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{289}} = 1,83 \quad (\text{Se 6.4.4 (1) i Eurokod})$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck}}{\text{Mpa}}} \cdot \text{Mpa} = 0,15 \cdot 1,83 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,00368 \cdot 25} = 0,833 \text{ MPa}$$

Minimal stanshållfasthet enligt 6.2.2 i Eurokod formel 6.3N är

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,83^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{25,0} = 0,43 \text{ Mpa} < 0,833 \text{ MPa}$$

### Stanskapacitet

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_1 = 0,833 \cdot 0,289 \cdot 4,51 = 1,085 \text{ MN} = 1085 \text{ kN}$$

$> V_{Ed} = 692,0 \text{ kN}$ , alltså krävs ingen skjuvarmering enligt Eurokod.

Om skjuvarmering krävts skall denna dimensioneras enligt avsnitt 6.4.5 i Eurokod. Detta beräkningsförfarande redovisas ej i detta beräknings-exempel.

Enligt SR 3:24 skall dock skjuvarmering inläggas för hela stanslasten.

Nedböckad armering i  $45^\circ$  ger en erforderlig armeringsarea

$$A_s = \frac{\sqrt{2}}{f_{yd}} \cdot V_{Ed} = \frac{\sqrt{2}}{450} \cdot 0,692 = 0,00217 \text{ m}^2$$

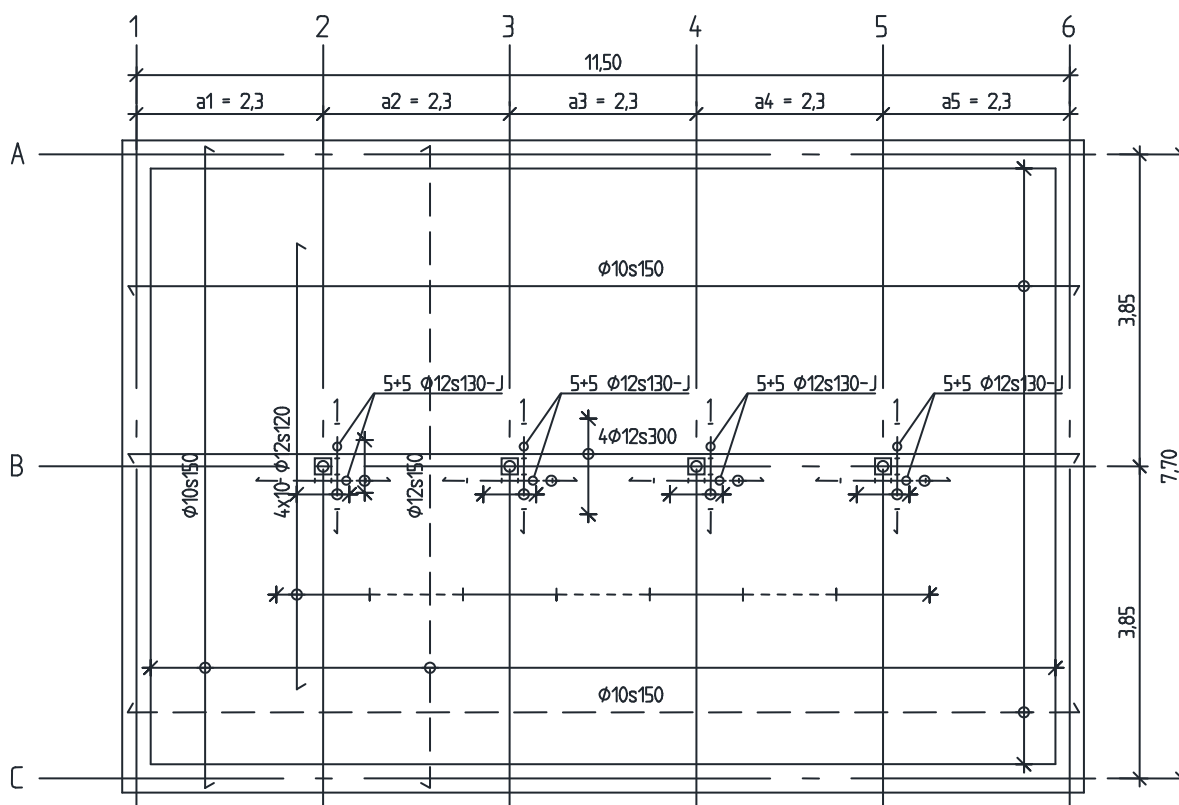
Armering  $\phi 12$  ger att 5+5  $\phi 12$  s130-J centriskt över pelarna räcker.

## 4. Sammanfattning

Beräknade armeringsmängder redovisas enligt nedan.

Armering	Ök pelarstrimla	Uk pelarstrimla	Ök fältstrimla	Ukfältstrimla
Linje 2 och 5	Φ16s144	Φ12s170	Φ10s172	Φ10s172
Linje 3 och 4	Φ16s138	Φ12s235	Φ10s172	Φ10s172
Linje B	Φ12s122	Φ12s223	Φ10s172	Φ10s172
Skjuvarmering över pelare	5+5 Φ12s130			

Beräknade armeringsmängder kan förenklas och redovisas enligt figur nedan.



**Plan över armeringsutformning**

## 5. Referenser

KTH-kompndiumet Plattor (Nylander och Kinnunen, 1974)

Stripmethod design handbok (Hillerborg, 1996)