

KONSTRUKCJE BETONOWE

mgr inż. Agnieszka Głuszko

agluszko@prz.edu.pl

budynek „P”, pokój 27, tel. 17 865 16 16

KONSULTACJE: wtorek 14.00, czwartek 12.15,

PROJEKT (30h): materiały do pobrania na stronie domowej

SYLABUS

<https://usos.prz.edu.pl/> → Katalog → Przedmioty → np. Konstrukcje betonowe

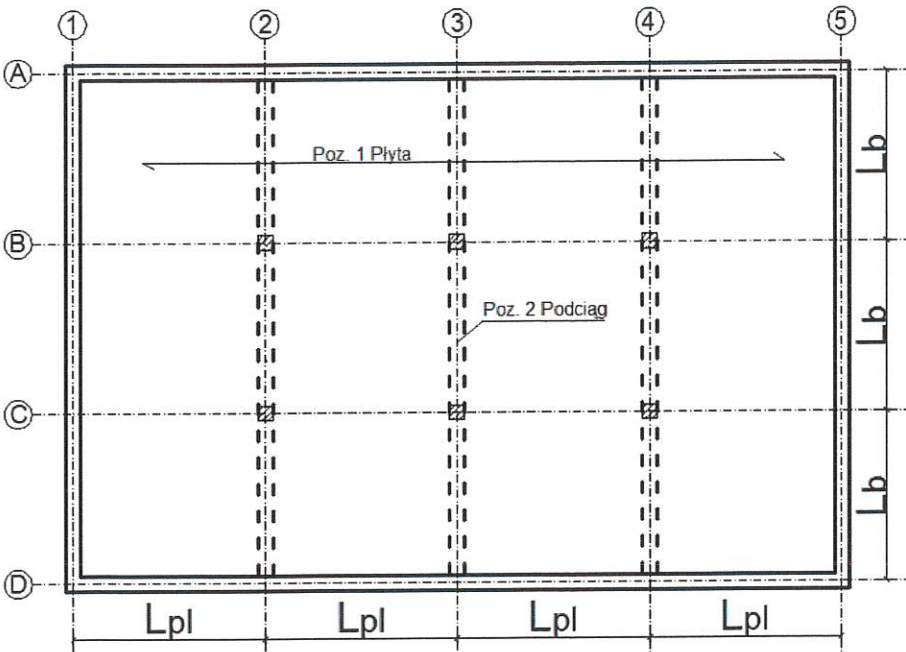
szerokość podciagu **b**, to wartość około **L/25 do L/20**.

wysokość podciagu **h** przyjmuje się z warunku **L/15**

b szerokość podciagu (**0,5 a 0,67**)**h**- czyli w przybliżeniu jak wyżej. Oczywiście z zaokrągleniem do 5 cm.

minimalna szerokość pustaka aby był nośny to 18 cm, a ponieważ na ścianach będą się też opierały podciagi to sugeruję minimum 24 cm plus warstwy ocieplenia.

PROJEKT WYBRANYCH ELEMENTÓW ŻELBETOWEGO STROPU BELKOWEGO**Część 1 - Płyta stropowa**

Obliczenia		Odnosiniki												
<u>ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ</u> Rozpiętość płyty stropowej L_{pl} : 5,00 m Rozpiętość podciagu L_b : 6,00 m Przeznaczenie: budynek mieszkalny Obciążenie użytkowe: 2,00 kN/m ²														
														
<u>KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI</u> Wartości przyjęte do obliczeń Grubość ściany zewnętrznej: 30 cm Szerokość podciagu: 25 cm Dobór grubości płyty stropowej Grubość płyty zależy od rozpiętości, obciążenia oddziałującego na płytę, schematu statycznego, stopnia zbrojenia, a także klasy stali i betonu. Zalecane minimalne grubości płyty w zależności od ich przeznaczenia zamieszczono w poniższej tabeli.														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Przeznaczenie płyty</th><th>Płyty prefabrykowane</th><th>Płyty monolityczne (betonowane na miejscu budowy)</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Płyty pod przejazdami</td><td>100 mm</td><td>120 mm</td></tr> <tr> <td>Inne płyty np. płyty stropowe</td><td>40 mm</td><td>60 mm</td></tr> <tr> <td>Płyty wymagające zbrojenia na przebiecie</td><td colspan="2">200 mm</td></tr> </tbody> </table>		Przeznaczenie płyty	Płyty prefabrykowane	Płyty monolityczne (betonowane na miejscu budowy)	Płyty pod przejazdami	100 mm	120 mm	Inne płyty np. płyty stropowe	40 mm	60 mm	Płyty wymagające zbrojenia na przebiecie	200 mm		
Przeznaczenie płyty	Płyty prefabrykowane	Płyty monolityczne (betonowane na miejscu budowy)												
Płyty pod przejazdami	100 mm	120 mm												
Inne płyty np. płyty stropowe	40 mm	60 mm												
Płyty wymagające zbrojenia na przebiecie	200 mm													

Obliczenia

Odnosniki

Poza wymaganiami zawartymi w tabeli powinno się spełnić następujące warunki:

- w przypadku płyt jednokierunkowo zbrojonych swobodnie podpartych: $L_{eff}/d \leq 40$

- dla płyt ciągłych i zamocowanych zbrojonych jedno- dwukierunkowo: $L_{eff}/d \leq 50$

3. OTULINA WKŁADEK ZBROJENIOWYCH I WYSOKOŚĆ UŻYTECZNA:



UWAGA: Grubość płyt należy dobierać w sposób zapewniający spełnienie wymagań stanów granicznych nośności (SGN) i użytkowości (SGU). Ponadto grubość płyty powinna zapewniać odpowiednią grubość otulenia prętów zbrojeniowych oraz spełniać przepisy przeciwpożarowe.

$$h_{pl} = \frac{L_{pl}}{40} = \frac{500}{40} = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{przyjęto grubość płyty } h_{pl} \text{ równą } 12 \text{ cm}$$

Sprawdzenie grubości płyty z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN-1992-1-2.

EN 1992-1-2:2004

5.7.2 Płyty monolityczne swobodnie podparte

(1) W Tabelicy 5.8 podano minimalne odległości osiowe do spodu swobodnie podpartych płyt dla standardowych odporności ogniowych od R 30 do R 240.

(2) W płytach dwukierunkowo zbrojonych a oznacza odległość osiową zbrojenia w niższej warstwie.

Tabelica 5.8: Minimalne wymiary i odległości osiowe dla jednokierunkowo i dwukierunkowo zbrojonych swobodnie podpartych monolitycznych płyt żelbetowych i sprężonych

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary (mm)			
	grubość płyty h_s (mm)	odległość osiowa a		
		jednokierunkowe	dwukierunkowe:	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x i l_y są przęsłami dwukierunkowo zbrojonej płyty (dwa kierunki pod kątem prostym), przy czym l_y jest dłuższym przęsłem.

Dla płyt sprężonych należy powiększyć odległość osiową zgodnie z 5.2.(5).

Odległość osiowa a w kolumnie 4 i 5 dla płyt dwukierunkowo zbrojonych odnosi się do płyt podpartych na wszystkich czterech krawędziach. W przeciwnym razie należy je traktować jako płyty rozpięte w jednym kierunku.

* Zwykle decydująca jest otulina wymagana przez EN 1992-1-1.

EC 1992-1-2
Tab. 5.8

Obliczenia

Odnosniki

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Panel podłogowy 1 cm

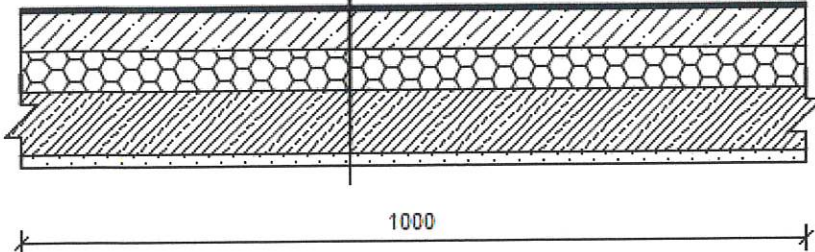
Podkład betonowy 6 cm

Folia budowlana

Styropian podłogowy 5 cm

Płyta żelbetowa 12 cm

Tynk cementowo - wapienny 1 cm



Obciążenia stałe

Ciężar własny stropu:

Warstwa	Grubość [m]	Ciężar objętościowy [kN/m³]	Wartość charakterystyczna [kN/m²]
Panel podłogowy	0,01	8,0	0,08
Podkład betonowy	0,06	19,0	1,14
Styropian podłogowy EPS 100	0,05	0,45	0,02
Płyta żelbetowa	0,12	25,0	3,00
Tynk c-w 10mm	0,01	19,0	0,19
Razem	0,25	-	4,43

Obciążenia zmienne

Obciążenie użytkowe:

- obciążenie użytkowe dla powierzchni mieszkalnych: $2,00 \frac{kN}{m^2}$ (kategoria A)

EC 1991-1-1
Załącznik A

EC 1991-1-1
Tab. 6.1 -
6.10

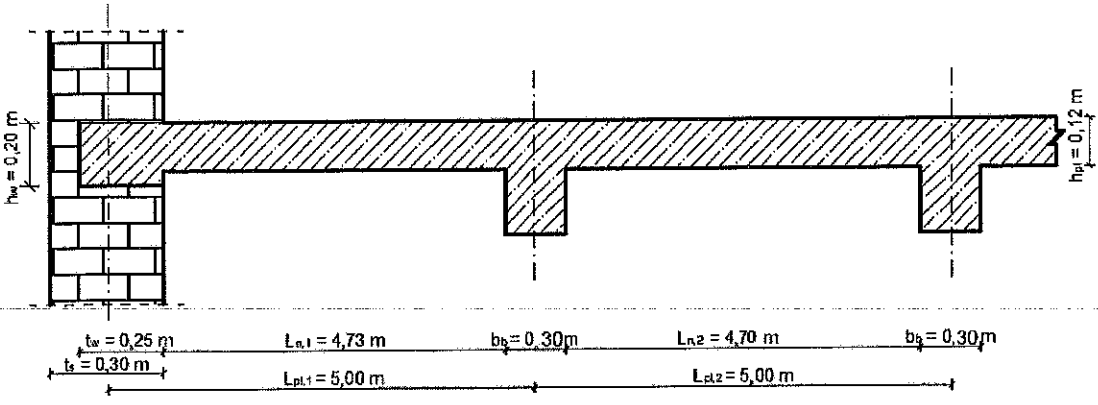
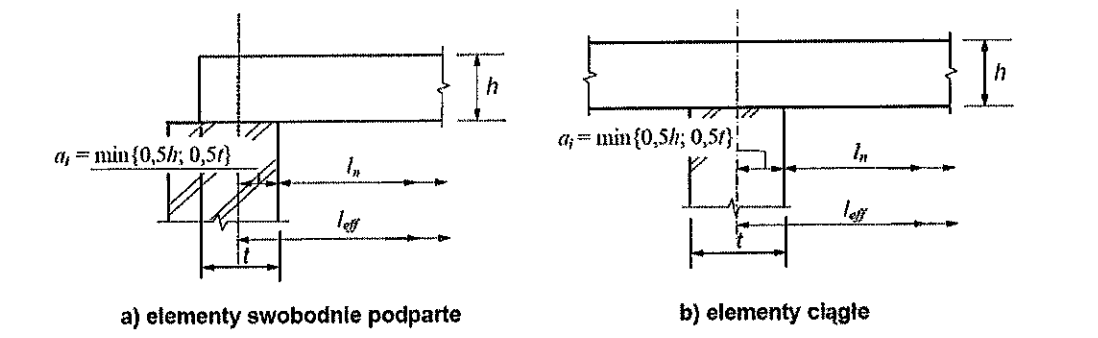
Obliczenia		Odnosniki
EN 1991-1-1:2002		EC 1991-1-1 Tab. 6.2
Tablica 6.2 – Obciążenia użytkowe stropów, balkonów i schodów w budynkach		
Kategorie obciążonych powierzchni	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategoria A – Stropy – Schody – Balkony	od 1,5 do 2,0 od 2,0 do 4,0 od 2,5 do 4,0	od 2,0 do 3,0 od 2,0 do 4,0 od 2,0 do 3,0
Kategoria B	od 2,0 do 3,0	od 1,5 do 4,5
Kategoria C – C1 – C2 – C3 – C4 – C5	od 2,0 do 3,0 od 3,0 do 4,0 od 3,0 do 5,0 od 4,5 do 5,0 od 5,0 do 7,5	od 3,0 do 4,0 od 2,5 do 7,0 (4,0) od 4,0 do 7,0 od 3,5 do 7,0 od 3,5 do 4,5
Kategoria D – D1 – D2	od 4,0 do 5,0 od 4,0 do 5,0	od 3,5 do 7,0 (4,0) od 3,5 do 7,0

- obciążenie użytkowe od ścianek działowych: $0,50 \frac{kN}{m^2}$ (kategoria A)

Rodzaj ścianki działowej	Ciężar własny ścianki [kN/m]	Obciążenie użytkowe od ścianek działowych [kN/m ²]
Stała	$\leq 1,0$	0,50
	$\leq 2,0$	0,80
	$\leq 3,0$	1,20
Przestawna	$\leq 2,0$	0,80
	2,0 - 3,0	1,20

OBLICZENIA STATYCZNE

Schemat statyczny

Obliczenia	Odnosiniki
<p>Efektywna rozpiętość płyty</p>  <p>Diagram showing the effective span of the slab. The slab is supported by three supports. The effective span is $L_{pl,1} = 5,00 \text{ m}$ and $L_{pl,2} = 5,00 \text{ m}$. The width of the slab is $b_s = 0,30 \text{ m}$. The height of the slab is $h_w = 0,20 \text{ m}$. The effective length of the slab is $L_{pl,1} = 5,00 \text{ m}$ and $L_{pl,2} = 5,00 \text{ m}$.</p>	<p>EC 1992-1-1 5.3.2.2</p>
<p>EN 1992-1-1:2004+AC:2008</p>  <p>a) elementy swobodnie podparte</p> <p>b) elementy ciągłe</p> <p>Rozpiętość przęsła skrajnego: $L_{pl,1} = 5,00 \text{ m}$ Rozpiętość przęsła wewnętrznego: $L_{pl,2} = 5,00 \text{ m}$ Szerokość ściany zewnętrznej: $t_s = 0,30 \text{ m}$ Szerokość wieńca: $t_w = 0,25 \text{ m}$ Wysokość wieńca: $h_w = 0,20 \text{ m}$ Szerokość podciagu: $b_b = 0,30 \text{ m}$</p> <p>(1) Efektywną rozpiętość elementu l_{eff} należy obliczać ze wzoru:</p> $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2,$ <p>w którym l_n jest rozpiętością w świetle podpór.</p> <p>Wartości a_1 i a_2 na każdym końcu przęsła można określać na podstawie odpowiednich wartości a_i określonych na Rysunku 5.4, na którym t jest szerokością elementu podpierającego.</p>	<p>EC 1992-1-1 5.3.2.2</p>

Obliczenia	Odnosiniki
<p>a) przęsło skrajne</p> $L_{n,1} = L_{pl,1} - 0,5t_w - 0,5b_b = 5,00 - 0,5 \cdot 0,25 - 0,5 \cdot 0,30 = 4,73 \text{ m}$ $a_1 = \min \begin{cases} 0,5h_{pl} = 0,5 \cdot 0,12 \text{ m} = 0,06 \text{ m} \\ 0,5t_s = 0,5 \cdot 0,30 \text{ m} = 0,15 \text{ m} \end{cases} = 0,06 \text{ m}$ $a_2 = \min \begin{cases} 0,5h_{pl} = 0,5 \cdot 0,12 \text{ m} = 0,06 \text{ m} \\ 0,5b_b = 0,5 \cdot 0,30 \text{ m} = 0,15 \text{ m} \end{cases} = 0,06 \text{ m}$ $L_{eff,1} = L_{n,1} + a_1 + a_2 = 4,73 + 0,06 + 0,06 = 4,85 \text{ m}$ <p>b) przęsło wewnętrzne</p> $L_{n,2} = L_{pl,2} - 0,5b_b - 0,5b_b = 5,00 - 0,5 \cdot 0,30 - 0,5 \cdot 0,30 = 4,70 \text{ m}$ $a_1 = \min \begin{cases} 0,5h_{pl} = 0,5 \cdot 0,12 \text{ m} = 0,06 \text{ m} \\ 0,5b_b = 0,5 \cdot 0,30 \text{ m} = 0,15 \text{ m} \end{cases} = 0,06 \text{ m}$ $a_2 = \min \begin{cases} 0,5h_{pl} = 0,5 \cdot 0,12 \text{ m} = 0,06 \text{ m} \\ 0,5b_b = 0,5 \cdot 0,30 \text{ m} = 0,15 \text{ m} \end{cases} = 0,06 \text{ m}$ $L_{eff,2} = L_{n,2} + a_1 + a_2 = 4,70 + 0,06 + 0,06 = 4,82 \text{ m}$ <p>Kombinacje obciążeń</p> <p>Charakterystyczne obciążenia stałe: $g_k = 4,43 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charakterystyczne obciążenia użytkowe: $q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Współczynniki częściowe dla kombinacji:</p> <p>$\gamma_g = 1,35 \rightarrow$ obciążenia stałe</p> <p>$\gamma_q = 1,50 \rightarrow$ obciążenia zmienne</p> <p>Współczynniki do kombinacji:</p> <p>$\xi = 0,85 \rightarrow$ obciążenia stałe</p> <p>$\Psi_{0,q} = 0,7 \rightarrow$ obciążenia użytkowe kategorii A</p> <p>Komb SGN1: $\gamma_g \cdot g_k \cdot \xi + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot 4,43 \cdot 0,85 + 1,5 \cdot 2,50 = 8,84 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Komb SGN2: $\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k \cdot \Psi_{0,q} = 1,35 \cdot 4,43 + 1,5 \cdot 2,50 \cdot 0,70 = 8,61 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Ostatecznie przyjęto:</p> <p>- obliczeniowe obciążenia stałe: $g_d = 5,09 \text{ kN/m}^2$</p> <p>- obliczeniowe obciążenia użytkowe: $q_d = 3,75 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Obliczenia statyczne</p> <p>Sprawdzenie czy można skorzystać z tablic Winklera:</p> $\frac{L_{eff,1} - L_{eff,2}}{L_{eff,1}} = \frac{4,85 - 4,82}{4,85} = 0,01 = 1\% < 20\% \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>Można skorzystać z tablic Winklera do obliczania sił wewnętrznych</p>	<p>EC 1990 tab. A1.2(B)</p> <p>EC 1990 tab. A 1.1</p> <p>EC 1990 tab. A1.2(B) (6.10a) (6.10b)</p>

Obliczenia

Odknośniki

tablica 6.19 cd

CZTERY PRZESŁA

Lp.	Schematy obciążeń	Momenty przęsłowe				Momenty podporowe			Siły poprzeczne							
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_{B1}	Q_{Bp}	Q_{C1}	Q_{Cp}	Q_{D1}	Q_{Dp}	Q_E
1		0,077	0,036	0,036	0,077	-0,107	-0,071	-0,107	0,393	-0,607	0,536	0,464	0,464	-0,536	0,607	-0,393
2		0,100	-0,045	0,081	-0,023	-0,054	-0,036	-0,054	0,446	-0,554	0,018	0,018	0,482	-0,518	0,054	0,054
3		-	$M_{\mu 0} \times$	-	-	-0,121	-0,018	-0,058	0,380	-0,620	0,603	-0,397	-0,040	-0,040	0,558	-0,442
4		-	-	-	-	-0,036	-0,107	-0,036	-0,036	-0,036	0,429	-0,571	0,571	-0,429	0,039	0,036
5		-	-	-	-	-0,067	0,018	-0,004	0,433	-0,567	0,085	0,085	-0,022	-0,022	-0,004	0,004
6		-	-	-	-	-0,049	-0,054	0,013	-0,049	-0,049	0,496	-0,504	0,067	0,067	-0,013	-0,013

$p[kN/m]$
 $g[kN/m]$

M

V

Momenty zginające

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot q) \cdot l_{\text{eff}}^2$$

Wartości współczynników α i β do obliczania momentów zginających wzięto z tablic Winklera.

Wartości obliczeniowe momentów zginających:

$$M_1^{\text{max}} = (0,077 \cdot 5,09 + 0,100 \cdot 3,75) \cdot 4,85^2 = 18,0 \text{ kNm}$$

$$M_1^{\text{min}} = (0,077 \cdot 5,09 - 0,023 \cdot 3,75) \cdot 4,85^2 = 7,2 \text{ kNm}$$

$$M_2^{\text{max}} = (0,036 \cdot 5,09 + 0,081 \cdot 3,75) \cdot 4,82^2 = 11,3 \text{ kNm}$$

Obliczenia	Odnosniki
$M_2^{\min} = (0,036 \cdot 5,09 - 0,045 \cdot 3,75) \cdot 4,82^2 = 0,3 \text{ kNm}$ $M_B^{\max} = (-0,107 \cdot 5,09 - 0,121 \cdot 3,75) \cdot 4,84^2 = -23,4 \text{ kNm}$ $M_B^{\min} = (-0,107 \cdot 5,09 - 0,036 \cdot 3,75) \cdot 4,84^2 = -15,9 \text{ kNm}$ $M_C^{\max} = (-0,071 \cdot 5,09 - 0,107 \cdot 3,75) \cdot 4,82^2 = -17,7 \text{ kNm}$ $M_C^{\min} = (-0,071 \cdot 5,09 + 0,018 \cdot 3,75) \cdot 4,82^2 = -6,8 \text{ kNm}$	
Siły poprzeczne	
$V = (\alpha \cdot g + \beta \cdot q) \cdot l_{\text{eff}}$ Wartości współczynników α i β do obliczania sił poprzecznych wzięto z tablic Winklera.	
$V_A^{\max} = (0,393 \cdot 5,09 + 0,446 \cdot 3,75) \cdot 4,85 = 14,1 \text{ kN}$ $V_A^{\min} = (0,393 \cdot 5,09 - 0,049 \cdot 3,75) \cdot 4,85 = 8,4 \text{ kN}$ $V_{BL}^{\max} = (-0,607 \cdot 5,09 - 0,620 \cdot 3,75) \cdot (4,85 + 4,82)/2 = -26,2 \text{ kN}$ $V_{BL}^{\min} = (-0,607 \cdot 5,09 + 0,036 \cdot 3,75) \cdot (4,85 + 4,82)/2 = -14,3 \text{ kN}$ $V_{BP}^{\max} = (0,536 \cdot 5,09 + 0,603 \cdot 3,75) \cdot (4,85 + 4,82)/2 = 24,1 \text{ kN}$ $V_{BP}^{\min} = (0,536 \cdot 5,09 - 0,018 \cdot 3,75) \cdot (4,85 + 4,82)/2 = 12,9 \text{ kN}$ $V_{CL}^{\max} = (-0,464 \cdot 5,09 - 0,571 \cdot 3,75) \cdot 4,82 = -21,7 \text{ kN}$ $V_{CL}^{\min} = (-0,464 \cdot 5,09 + 0,085 \cdot 3,75) \cdot 4,82 = -9,8 \text{ kN}$	
Należy sporządzić obwiednie momentów zginających i sił poprzecznych	
WYMIAROWANIE – SPRAWDZENIE STANU GRANICZNEGO NOSNOŚCI	
Dobór materiałów	
BETON:	EC 1992-1-1 tab. 4.1 tab. E.1N
Klasa ekspozycji XC 1 → beton C20/25	
Charakterystyki betonu:	EC 1992-1-1 tab. 3.1
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ - charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie betonu po 28 dniach	EC 1992-1-1 tab. 2.1N tab. NA.2
$\gamma_c = \begin{Bmatrix} 1,5 \\ 1,4 \end{Bmatrix}$ - współczynnik częściowy betonu	
Przyjęto $\gamma_c = 1,4$	
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,4} = 14,29 \text{ MPa}$ - obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie	EC 1990 wzór 6.3
$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$ - średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe	EC 1992-1-1 tab. 3.1
$f_{ctk} = 1,5 \text{ MPa}$ - charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe	
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,4} = 1,07 \text{ MPa}$ - obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe	EC 1990 wzór 6.3
$E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ - sztywność moduł sprężystości betonu	EC 1992-1-1 tab. 3.1

Obliczenia															Odnośniki
W obliczeniach stanów granicznych nośności należy stosować częściowe współczynniki dla materiałów podane w Tablicy NA.2.															
Tablica NA.2 – Współczynniki częściowe dla materiałów w stanach granicznych nośności															
Sytuacje obliczeniowe		Beton γ_c					Stal zbrojeniowa γ_s					Stal sprężająca γ_s			
Trwała i przejściowa		1,4					1,15					1,15			
Wyjątkowa		1,2					1,0					1,0			

Klasy wytrzymałości betonu															Zależności analityczne/Wyjaśnienie			
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90				
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105				
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (f_{ck} w MPa)			
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ dla $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,1 f_{cm})$ dla $> C50/60$			
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ kwantyl 5 %			
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ kwantyl 95 %			
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(0,1 f_{cm})^{0,3}$ (f_{cm} w MPa)			
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Patrz Rysunek 3.2 $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31}$, lecz $\leq 2,8$			
ε_{c1} (‰)					3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa Patrz Rysunek 3.2 $\varepsilon_{c1} = 2,8 + 27[0,01(98 - f_{cm})]^4$ (‰)	
ε_{c2} (‰)					2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa Patrz Rysunek 3.3 $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ (‰)
ε_{c2} (‰)					3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa Patrz Rysunek 3.3 $\varepsilon_{c2} = 2,6 + 35[0,01(90 - f_{ck})]^4$ (‰)
n					2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[0,01(90 - f_{ck})]^4$
ε_{c3} (‰)					1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa Patrz Rysunek 3.4 $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,01375(f_{ck} - 50)$ (‰)
ε_{c3} (‰)					3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	dla $f_{ck} \geq 50$ MPa Patrz Rysunek 3.4 $\varepsilon_{c3} = 2,6 + 35[0,01(90 - f_{ck})]^4$ (‰)

Stal klasy B: B500SP

$f_{yk} = 500\text{MPa}$ - charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia

Niektórzy producenci stali zbrojeniowej podają obliczeniową wartość granicy plastyczności stali zbrojeniowej, w przypadku jej braku przyjmujemy wartości normowe współczynnika zgodnie z formułą:

$\gamma_s = \left\{ \begin{matrix} 1,15 \\ 1,15 \end{matrix} \right\}$

Przyjęto $\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{ MPa} = 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia

$E_s = 200,0\text{ GPa}$

$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ odkształcenie graniczne betonu przy ściskaniu

$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,0022$

$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0022} = 0,614$

Tablica 3.1: Beton – wytrzymałość, moduł sprężystości i odkształcenia graniczne


EC 1992-1-1
tab. C.1

EC 1992-1-1
tab. 2.1N
tab. NA.2

EC 1990
wzór 6.3

EC 1992-1-1
tab. 3.1

EC 1992-1-1
3.1.7

Obliczenia					Odnośniki
klasyfikacja wg. norm PN-B-03264 i PN-EN 1992-1-1					
Klasa stali wg. norm		Gatunek stali	Rodzaj pręta	Spawalność stali	<div>Obecnie najczęściej stosowane</div> 
PN-B	EC2				
A-0	-	St0S-b	gładki	spawalna	
A-I		St3SX-b	gładki	spawalna	
		St3SY-b	gładki	spawalna	
		St3S-b	gładki	spawalna	
		PB240	gładki	niespawalna	
A-II		18G2-b	żebrowany	spawalna	
		20G2Y-b	żebrowany	spawalna	
A-III		25G2S	żebrowany	niespawalna	
	34GS	żebrowany	niespawalna		
	RB400	żebrowany	niespawalna		
	RB400W	żebrowany	spawalna		
	A	20G2VY	żebrowany	spawalna	
A-IIIIN	A $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	RB500	żebrowany	niespawalna	
		RB500W	żebrowany	spawalna	
		St3-b-500	żebrowany	spawalna	
		BSt500KR	żebrowany	spawalna	
		BSt500M	żebrowany	spawalna	
		B500A	żebrowany	spawalna	
	B $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	BSt500S	żebrowany	spawalna	
		BSt500WR	żebrowany	spawalna	
		B500B	żebrowany	spawalna	
	C $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	B500SP	żebrowany	spawalna	

Otulenie zbrojenia

Wstępnie ustalono Ø zbrojenia płyty 10 mm, natomiast otulenie zbrojenia ustalono:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$c_{min,b} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ zwykłe ułożenie prętów, pręty zbrojeniowe o średnicy 10 mm

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm} \rightarrow$ klasa konstrukcji S4, klasa ekspozycji XC1

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \rightarrow$ wartość zalecana

$\Delta c_{dur,st} = 0 \rightarrow$ nie zastosowano stali nierdzewnej i nie podjęto żadnych specjalnych kroków

$\Delta c_{dur,add} = 0 \rightarrow$ nie zastosowano żadnej dodatkowej ochrony betonu

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \\ 15 \text{ mm} + 0 - 0 - 0 \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}$$

$c_{dev} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ wartość zalecana, brak systemu zapewnienia jakości i zastosowania bardzo czułych urządzeń pomiarowych

EC 1992-1-1 4.4.1
EC 1992-1-1 wzór 4.2
EC 1992-1-1 tab. 4.2
EC 1992-1-1 tab. 4.4N zał. E
EC 1992-1-1 4.4.1.2 (6)
EC 1992-1-1 4.4.1.2 (7)
EC 1992-1-1 4.4.1.2 (8)
EC 1992-1-1 4.4.1.3 (1)

Otulinie zbrojenia

Wstępnie ustalono \varnothing zbrojenia płyty 10 mm, natomiast otulinę zbrojenia ustalono:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$c_{min,b} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ zwykłe ułożenie prętów, pręty zbrojeniowe o średnicy 10 mm

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm} \rightarrow$ klasa konstrukcji S4, klasa ekspozycji XC1

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \rightarrow$ wartość zalecana

$\Delta c_{dur,st} = 0 \rightarrow$ nie zastosowano stali nierdzewnej i nie podjęto żadnych specjalnych kroków

$\Delta c_{dur,add} = 0 \rightarrow$ nie zastosowano żadnej dodatkowej ochrony betonu

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \\ 15 \text{ mm} + 0 - 0 - 0 \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}$$

$c_{dev} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ wartość zalecana, brak systemu zapewnienia jakości i zastosowania bardzo czułych urządzeń pomiarowych

EC 1992-1-1
4.4.1

EC 1992-1-1
wzór 4.2

EC 1992-1-1
tab. 4.2

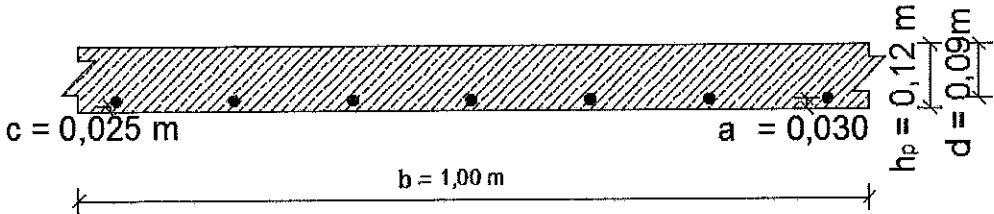
EC 1992-1-1
tab. 4.4N
zał. E

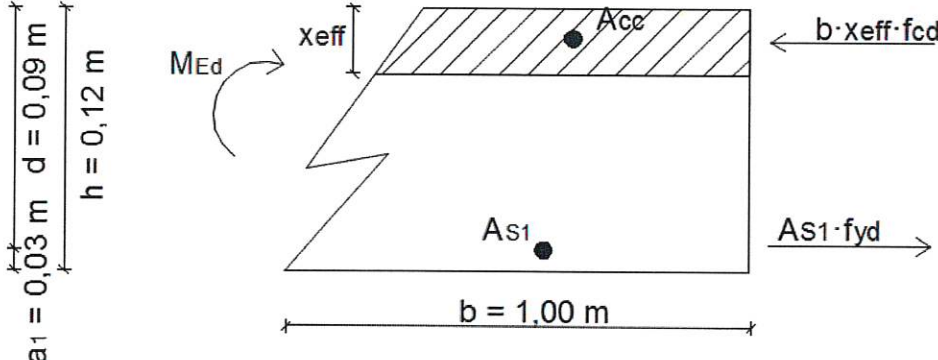
EC 1992-1-1
4.4.1.2 (6)

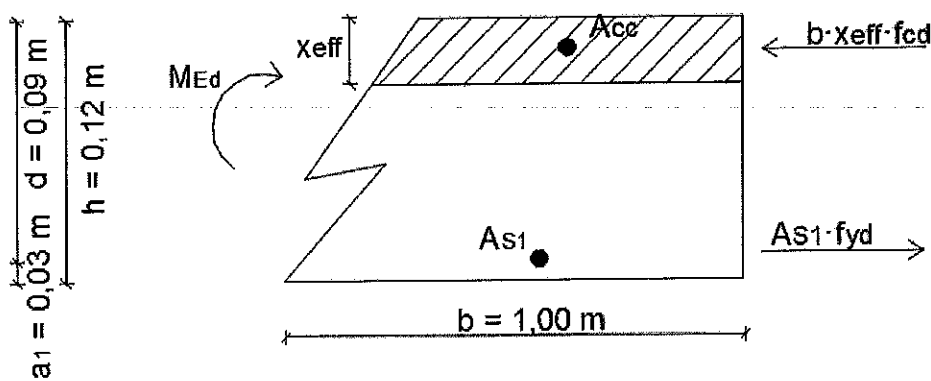
EC 1992-1-1
4.4.1.2 (7)

EC 1992-1-1
4.4.1.2 (8)

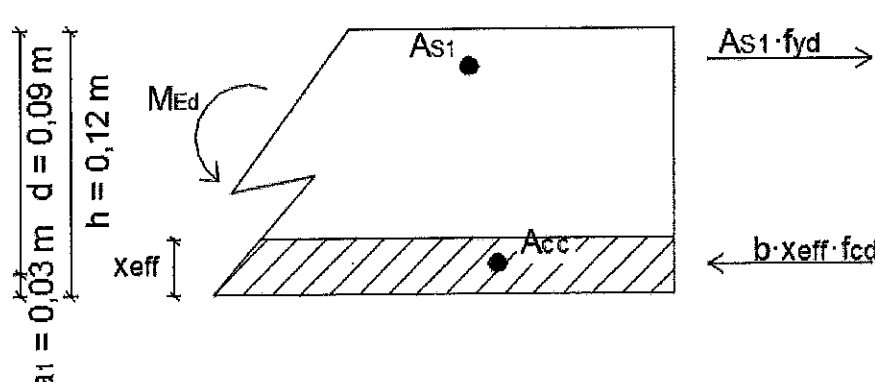
EC 1992-1-1
4.4.1.3 (1)

Obliczenia	Odnosniki
<p>$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$</p> <p>Otulinie zbrojenia przyjęto $c = 2,5 \text{ cm}$</p> <p>Geometria przekroju</p> <p>Obliczenia wykonuję dla pasma o szerokości 1 m płyty stropowej.</p>  <p>$a = c + \frac{1}{2} \phi_{pt} = 0,025 + \frac{1}{2} \cdot 0,01 = 0,030 \text{ m}$</p> <p>$d = h_f - a = 0,12 - 0,03 = 0,09 \text{ m}$</p> <p>WYMIAROWANIE NA ZGINANIE</p> <p>Zbrojenie minimalne</p> <p>$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 1,0 \cdot 0,09 = 0,000103 \text{ m}^2 = 1,03 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,09 = 0,000117 \text{ m}^2 = 1,17 \text{ cm}^2$</p> <p>Przyjęto $A_{s,min} = 1,17 \text{ cm}^2$</p> <p>Zbrojenie maksymalne</p> <p>$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_{cc} = 0,04 \cdot 0,12 \cdot 1,00 = 0,0048 \text{ m}^2 = 48,00 \text{ cm}^2$</p> <p>Przyjęto $A_{s,max} = 48,00 \text{ cm}^2$</p> <p>Rozstaw maksymalny</p> <p>- obszar występowania obciążeń skupionych lub w obszarach maksymalnych momentów:</p> <p>zbrojenie główne: $s_{max,slabs} = \min(2h, 0,25 \text{ m}) = \min(2 \cdot 0,12 = 0,24 \text{ m}, 0,25 \text{ m}) = 0,24 \text{ m}$</p> <p>zbrojenie rozdzielcze: $s_{max,slabs} = \min(3h, 0,40 \text{ m}) = \min(3 \cdot 0,12 = 0,36 \text{ m}, 0,40 \text{ m}) = 0,36 \text{ m}$</p> <p>- pozostałe obszary:</p> <p>zbrojenie główne: $s_{max,slabs} = \min(3h, 0,40 \text{ m}) = \min(3 \cdot 0,12 = 0,36 \text{ m}, 0,40 \text{ m}) = 0,36 \text{ m}$</p> <p>zbrojenie rozdzielcze: $s_{max,slabs} = \min(3,5h, 0,45 \text{ m}) = \min(3,5 \cdot 0,12 = 0,42 \text{ m}, 0,45 \text{ m}) = 0,42 \text{ m}$</p>	<p>EC 1992-1-1 9.2.1.1</p> <p>EC 1992-1-1 9.2.1.1</p> <p>EC 1992-1-1 9.3.1.1 (3)</p>

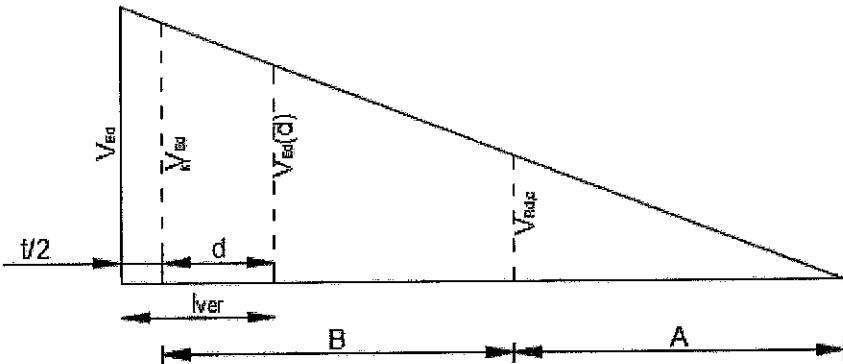
Obliczenia	Odnosiniki
<p>SPRAWDZENIE STANU GRANICZNEGO NOŚNOŚCI NA ZGINANIE</p> <p>1) Przęsło skrajne $M_1 = 18,00 \text{ kNm}$</p> <p>Zbrojenie na zginanie</p> <p>1) Przęsło skrajne $M_1 = 18,00 \text{ kNm}$</p>  <p>Wyznaczanie wysokości strefy ściskanej x_{eff}:</p> <p> Założenia: metoda uproszczona, przekrój strefy ściskanej prostokątny, $x_{eff} = 0,8 x$, gdzie x wysokość strefy ściskanej dla betonu o rozkładzie parabolicznym</p> $\sum M_{A_{s1}} = 0$ $b \cdot x_{eff} \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $1,00 \cdot x_{eff} \cdot 14,29 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 x_{eff}) - 18,00 = 0$ $-7142,86 x_{eff}^2 - 1285,71 x_{eff} - 18,00 = 0$ $\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c} = \sqrt{(-1285,71)^2 - 4 \cdot 7142,86 \cdot (-18,00)} = 1067,18$ $x_{eff,1} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1285,71 - 1067,18}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,0031 \text{ m}$ $x_{eff,2} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1285,71 + 1067,18}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,33 \text{ m}$ <p>$x_{eff,2}$ odrzucono, ponieważ $x_{eff2} > h_{pl} = 0,12 \text{ m}$</p> <p>Przyjęto $x_{eff} = x_{eff,1} = 0,0031 \text{ m}$</p> <p>Sprawdzenie czy przekrój jest pojedynczo zbrojony:</p> $x_{eff,lim} = 0,8 \xi_{lim} d = 0,8 \cdot 0,614 \cdot 0,09 = 0,044 \text{ m}$ $x_{eff,lim} = 0,044 \text{ m} > x_{eff} = 0,0031 \text{ m} \rightarrow \text{Wystarczająca wysokość strefy ściskanej}$	<p>EN-1992-1-1 3.1.7 (3) Rys. 3.5</p>

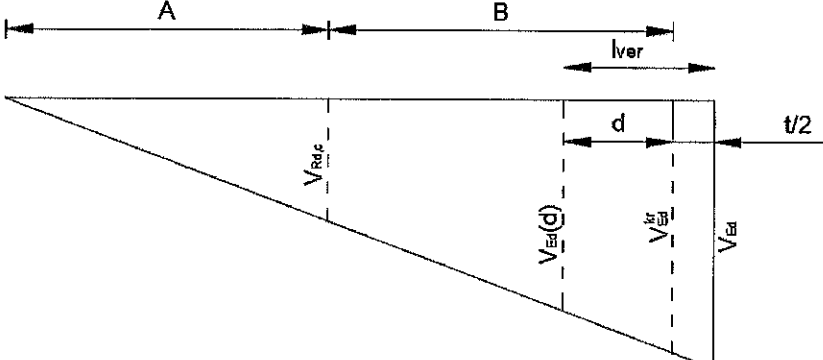
Obliczenia	Odnosniki
<p>Wyznaczenia pola przekroju zbrojenia A_{s1}:</p> $\sum M_{Acc} = 0$ $A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{[f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff})]} = \frac{18,00}{[435 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 \cdot 0,0031)]} = 0,000554 \text{ m}^2 = 5,54 \text{ cm}^2$ <p>Przyjmuję pręty $\phi 10$ o polu powierzchni $A_{s1} = 5,61 \text{ cm}^2$ i rozstawie 14 cm</p> <p>Sprawdzenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia:</p> $A_{s,max} = 48,00 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 5,61 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>Sprawdzenie maksymalnego rozstawu prętów:</p> $s = 14 \text{ cm} < s_{max,slabs} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>2) Przęsło wewnętrzne</p> $M_2 = 11,0 \text{ kNm}$  <p>Wyznaczanie wysokości strefy ściskanej x_{eff}:</p> <p>Założenia: metoda uproszczona, przekrój strefy ściskanej prostokątny, $x_{eff} = 0,8 x$, gdzie x wysokość strefy ściskanej dla betonu o rozkładzie parabolicznym</p> $\sum M_{As1} = 0$ $b \cdot x_{eff} \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $1,00 \cdot x_{eff} \cdot 14,29 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 x_{eff}) - 11,0 = 0$ $-7142,86 x_{eff}^2 - 1285,71 x_{eff} - 11,0 = 0$ $\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c} = \sqrt{(-1285,71)^2 - 4 \cdot 7142,86 \cdot (-11,0)} = 1150,28$ $x_{eff,1} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 - 1150,28}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,0019 \text{ m}$ $x_{eff,2} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 + 1150,28}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,34 \text{ m}$ <p>$x_{eff,2}$ odrzucono, ponieważ $x_{eff2} > h_{pl} = 0,12 \text{ m}$</p>	<p>EN-1992-1-1 8.2</p> <p>EN-1992-1-1 3.1.7 (3) Rys. 3.5</p>

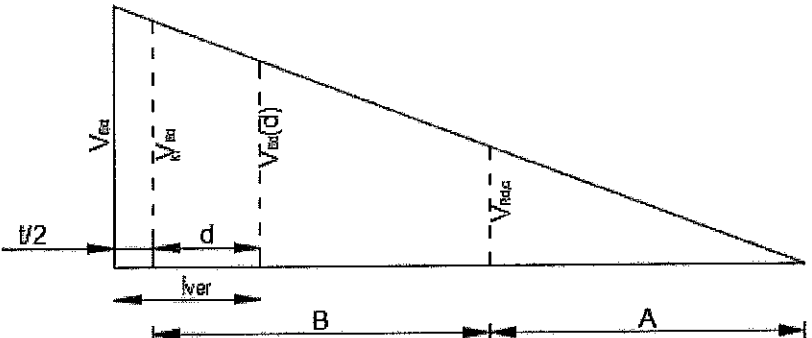
Obliczenia	Odnosiniki
<p>Przyjęto $x_{eff} = x_{eff,1} = 0,0019 \text{ m}$</p> <p>Sprawdzenie czy przekrój jest pojedynczo zbrojony:</p> $x_{eff,lim} = 0,8 \xi_{lim} d = 0,8 \cdot 0,614 \cdot 0,09 = 0,044 \text{ m}$ $x_{eff,lim} = 0,044 \text{ m} > x_{eff} = 0,0019 \text{ m} \rightarrow \text{Wystarczająca wysokość strefy ściskanej}$ <p>Wyznaczenia pola przekroju zbrojenia A_{s1}:</p> $\sum M_{Acc} = 0$ $A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{[f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff})]} = \frac{11,0}{[435 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 \cdot 0,0019)]} = 0,000330 \text{ m}^2 = 3,30 \text{ cm}^2$ <p>Przyjmuję pręty $\phi 10$ o polu powierzchni $A_{s1} = 3,57 \text{ cm}^2$ i rozstawie 22 cm</p> <p>Sprawdzenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia:</p> $A_{s,max} = 48,00 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 3,57 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>Sprawdzenie maksymalnego rozstawu prętów:</p> $s = 22 \text{ cm} < s_{max,slabs} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>3) Podpora przyskrajna</p> <p>$M_B = -23,4 \text{ kNm}$</p> <div data-bbox="191 1187 1133 1590"> </div>	<p>EN-1992-1-1 8.2</p>
<p>Wyznaczanie wysokości strefy ściskanej x_{eff}:</p> <p>Założenia: metoda uproszczona, przekrój strefy ściskanej prostokątny, $x_{eff} = 0,8 x$, gdzie x wysokość strefy ściskanej dla betonu o rozkładzie parabolicznym</p> $\sum M_{As1} = 0$ $b \cdot x_{eff} \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $1,00 \cdot x_{eff} \cdot 14,29 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 x_{eff}) - 23,4 = 0$ $-7142,86 x_{eff}^2 - 1285,71 x_{eff} - 11,55 = 0$	<p>EN-1992-1-1 3.1.7 (3) Rys. 3.5</p>

Obliczenia	Odnosiniki
$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c} = \sqrt{(-1285,71)^2 - 4 \cdot 7142,86 \cdot (-23,4)} = 990,09$ $x_{eff,1} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 - 990,09}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,0041 \text{ m}$ $x_{eff,2} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 + 990,09}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,32 \text{ m}$ <p>$x_{eff,2}$ odrzucono, ponieważ $x_{eff2} > h_{pl} = 0,12 \text{ m}$</p> <p>Sprawdzenie czy przekrój jest pojedynczo zbrojony:</p> $x_{eff,lim} = 0,8 \xi_{lim} d = 0,8 \cdot 0,614 \cdot 0,09 = 0,044 \text{ m}$ $x_{eff,lim} = 0,044 \text{ m} > x_{eff} = 0,0041 \text{ m} \rightarrow \text{Wystarczająca wysokość strefy ściskanej}$ <p>Wyznaczenia pola przekroju zbrojenia A_{s1}:</p> $\sum M_{Acc} = 0$ $A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{[f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff})]} = \frac{23,4}{[435 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 \cdot 0,0041)]} = 0,000781 \text{ m}^2 = 7,81 \text{ cm}^2$ <p>Przyjmuję pręty $\phi 10$ o polu powierzchni $A_{s1} = 7,85 \text{ cm}^2$ i rozstawie 10 cm</p>	EN-1992-1-1 8.2
<p>Sprawdzenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia:</p> $A_{s,max} = 48,00 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 7,85 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>Sprawdzenie maksymalnego rozstawu prętów:</p> $s = 10 \text{ cm} < s_{max,slabs} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{warunek spełniony}$ <p>4) Podpora wewnętrzna</p> $M_C = -17,7 \text{ kNm}$ 	
<p>Wyznaczanie wysokości strefy ściskanej x_{eff}:</p> <p>Założenia: metoda uproszczona, przekrój strefy ściskanej prostokątny, $x_{eff} = 0,8 x$, gdzie x wysokość strefy ściskanej dla betonu o rozkładzie parabolicznym</p> $\sum M_{A_{s1}} = 0$	EN-1992-1-1 3.1.7 (3) Rys. 3.5

Obliczenia	Odnosniki																													
$b \cdot x_{eff} \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $1,00 \cdot x_{eff} \cdot 14,29 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 x_{eff}) - 17,7 = 0$ $-7142,86 x_{eff}^2 - 1285,71 x_{eff} - 18,08 = 0$ $\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c} = \sqrt{(-1285,71)^2 - 4 \cdot 7142,86 \cdot (-17,7)} = 1066,05$ $x_{eff,1} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 - 1066,05}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,0031 \text{ m}$ $x_{eff,2} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{1285,71 + 1066,05}{2 \cdot (-7142,86)} = 0,33 \text{ m}$ $x_{eff,2}$ odrzucono, ponieważ $x_{eff2} > h_{pl} = 0,12 \text{ m}$ Przyjęto $x_{eff} = x_{eff,1} = 0,0031 \text{ m}$ Sprawdzenie czy przekrój jest pojedynczo zbrojony: $x_{eff,lim} = 0,8 \xi_{lim} d = 0,8 \cdot 0,614 \cdot 0,09 = 0,044 \text{ m}$ $x_{eff,lim} = 0,044 \text{ m} > x_{eff} = 0,0031 \text{ m} \rightarrow$ Wystarczająca wysokość strefy ściskanej Wyznaczenia pola przekroju zbrojenia A_{s1} : $\sum M_{Acc} = 0$ $A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) - M_{Ed} = 0$ $A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{[f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff})]} = \frac{17,7}{[435 \cdot 10^3 \cdot (0,09 - 0,5 \cdot 0,0031)]} = 0,000557 \text{ m}^2 = 5,57 \text{ cm}^2$ Przyjmuję pręty $\phi 10$ o polu powierzchni $A_{s1} = 5,61 \text{ cm}^2$ i rozstawie 14 cm Sprawdzenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia: $A_{s,max} = 48,00 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 5,61 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ warunek spełniony Sprawdzenie maksymalnego rozstawu prętów: $s = 14 \text{ cm} < s_{max,slabs} = 24 \text{ cm} \rightarrow$ warunek spełniony	EN-1992-1-1 8.2																													
<table><tr><th rowspan="2">Moment</th><th>Zbrojenie obliczone</th><th>Zbrojenie minimalne</th><th colspan="2">Zbrojenie przyjęte</th></tr><tr><th>$A_s [\text{cm}^2]$</th><th>$A_{s,min} [\text{cm}^2]$</th><th>Średnica [mm] i rozstaw [cm]</th><th>$A_s [\text{cm}^2]$</th></tr><tr><td>M_1</td><td>5,54</td><td>1,17</td><td>$\phi 10$ co 14</td><td>5,61</td></tr><tr><td>M_2</td><td>3,30</td><td>1,17</td><td>$\phi 10$ co 22</td><td>3,57</td></tr><tr><td>M_B</td><td>7,81</td><td>1,17</td><td>$\phi 10$ co 10</td><td>7,85</td></tr><tr><td>M_C</td><td>5,57</td><td>1,17</td><td>$\phi 10$ co 14</td><td>5,61</td></tr></table> Zbrojenie rozdzielcze Przyjęto pręty rozdzielcze pręty $\phi 6$ o polu powierzchni $A_{st} = 0,94 \text{ cm}^2$ i rozstawie 30 cm Minimalne pole przekroju prętów rozdzielczych: $A_{st,min} = 0,10 \cdot A_{s1} = 0,10 \cdot 7,85 = 0,79 \text{ cm}^2$ $A_{st} = 0,94 \text{ cm}^2 > A_{st,min} = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow$ warunek spełniony	Moment	Zbrojenie obliczone	Zbrojenie minimalne	Zbrojenie przyjęte		$A_s [\text{cm}^2]$	$A_{s,min} [\text{cm}^2]$	Średnica [mm] i rozstaw [cm]	$A_s [\text{cm}^2]$	M_1	5,54	1,17	$\phi 10$ co 14	5,61	M_2	3,30	1,17	$\phi 10$ co 22	3,57	M_B	7,81	1,17	$\phi 10$ co 10	7,85	M_C	5,57	1,17	$\phi 10$ co 14	5,61	EN-1992-1-1 8.7.5.2 9.3.1.1 (2)
Moment		Zbrojenie obliczone	Zbrojenie minimalne	Zbrojenie przyjęte																										
	$A_s [\text{cm}^2]$	$A_{s,min} [\text{cm}^2]$	Średnica [mm] i rozstaw [cm]	$A_s [\text{cm}^2]$																										
M_1	5,54	1,17	$\phi 10$ co 14	5,61																										
M_2	3,30	1,17	$\phi 10$ co 22	3,57																										
M_B	7,81	1,17	$\phi 10$ co 10	7,85																										
M_C	5,57	1,17	$\phi 10$ co 14	5,61																										

Obliczenia	Odnosiniki
<p>Sprawdzenie maksymalnego rozstawu prętów: $s = 30 \text{ cm} < s_{\max, \text{slabs}} = 36 \text{ cm} \rightarrow$ warunek spełniony</p> <p><u>SPRAWDZENIE STANU GRANICZNEGO NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE</u></p> <p>1) Podpora skrajna</p> <p>$V_{Ed}^A = 14,1 \text{ kN}$ $A_{s1} = 5,61 \text{ cm}^2$</p>  <p>Wyznaczenie obliczeniowej wartości siły poprzecznej w odległości l_{ver} od podpory:</p> $l_{\text{ver}} = \frac{t}{2} + d = \frac{0,30}{2} + 0,09 = 0,24 \text{ m}$ $p = 1,35 \cdot g_k \cdot 0,85 + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 4,43 + 1,5 \cdot 2,50 = 8,84 \text{ kN/m}$ $V_{Ed}^{A,d} = V_{Ed}^A - p \cdot l_{\text{ver}} = 14,1 - 8,84 \cdot 0,24 = 11,98 \text{ kN}$ <p>Przyjęto siłę do wymiarowania $V_{Ed} = 11,98 \text{ kN}$</p> <p>Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90}} = 2,49 > 2,0$ <p>Przyjęto $k = 2,0$</p> <p>Przyjęto, że zbrojenie A_{s1} przyjęto jako zbrojenie rozciągane, które sięga na odległość nie mniejszą niż $(l_{bd} + d)$ poza rozważany przekrój.</p> $\rho_1 = \min \left\{ \frac{A_{s1}}{b d} = \frac{0,000561}{1,00 \cdot 0,09} = 0,006 = 0,006 \right.$ $\left. \frac{0,02}{0,02} \right\}$ $k_1 = 0,15$ $e_{cp} = 0$ $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,00^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,443$ $V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \\ v_{\min} \cdot b \cdot d \end{array} \right.$	<p>EC 1992-1-1 6.2.2</p> <p>EC 1992-1-1 Rys. 6.3</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.3N</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.2a</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.2b</p>

Obliczenia	Odnosiniki
$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 0,09 \cdot 1,00 ; 0,443 \cdot 0,09 \cdot 1,00 \right\} = \max \left\{ 53,7 \text{ kN} ; 39,8 \text{ kN} \right\} = 53,7 \text{ kN}$ <p>Sprawdzenie, czy element wymaga zbrojenia na ścinanie: $V_{Ed} = 11,98 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 53,7 \text{ kN} \rightarrow$ Element nie wymaga zbrojenia na ścinanie</p> <p>2) Podpora przyskrajna (lewa strona)</p> <p>$V_{Ed}^{BL} = 26,2 \text{ kN}$ $A_{s1} = 7,85 \text{ cm}^2$</p>  <p>Wyznaczenie obliczeniowej wartości siły poprzecznej w odległości l_{ver} od podpory:</p> $l_{ver} = \frac{t}{2} + d = \frac{0,25}{2} + 0,09 = 0,22 \text{ m}$ $p = 1,35 \cdot g_k \cdot 0,85 + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 4,43 + 1,5 \cdot 2,50 = 8,84 \text{ kN/m}$ $V_{Ed}^{BL,d} = V_{Ed}^{BL} - p \cdot l_{ver} = 26,2 - 8,84 \cdot 0,22 = 24,1 \text{ kN}$ <p>Przyjęto siłę do wymiarowania $V_{Ed} = 24,1 \text{ kN}$</p> <p>Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90}} = 2,49 > 2,0$ <p>Przyjęto $k = 2,0$</p> <p>Założono, że zbrojenie A_{s1} dobrano z uwagi na zginanie i doprowadzone do podpory i odpowiednio zakotwione</p> $\rho_l = \min \left\{ \frac{A_{s1}}{b d} = \frac{0,00785}{1,00 \cdot 0,09} = 0,009 ; 0,02 \right\} = 0,009$ <p>$k_1 = 0,15$ $q_{cp} = 0$</p> $v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,00^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,443$	<p>EC 1992-1-1 6.2.1</p>
<p>EC 1992-1-1 6.2.2</p> <p>EC 1992-1-1 Rys. 6.3</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.3N</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.2a</p> <p>EC 1992-1-1 wzór 6.2b</p>	

Obliczenia	Odnosniki
$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d \right. \\ \left. v_{min} \cdot b \cdot d \right.$ $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 0,09 \cdot 1,00 \right. \\ \left. 0,443 \cdot 0,09 \cdot 1,00 \right. = \max \left\{ 56,6 \text{ kN} \right. \\ \left. 39,8 \text{ kN} \right. = 56,6 \text{ kN}$ <p>Sprawdzenie, czy element wymaga zbrojenia na ścinanie:</p> <p>$V_{Ed} = 26,2 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 56,6 \text{ kN} \rightarrow$ Element nie wymaga zbrojenia na ścinanie</p> <p>3) Podpora przyskrajna (prawa strona)</p> <p>$V_{Ed}^{BP} = 24,1 \text{ kN}$</p> <p>$A_{s1} = 7,85 \text{ cm}^2$</p>  <p>Wyznaczenie obliczeniowej wartości siły poprzecznej w odległości l_{ver} od podpory:</p> $l_{ver} = \frac{t}{2} + d = \frac{0,25}{2} + 0,09 = 0,22 \text{ m}$ $p = 1,35 \cdot g_k \cdot 0,85 + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 4,43 + 1,5 \cdot 2,50 = 8,84 \text{ kN/m}$ $V_{Ed}^{BP,d} = V_{Ed}^{BP} - p \cdot l_{ver} = 24,1 - 8,84 \cdot 0,22 = 22,2 \text{ kN}$ <p>Przyjęto siłę do wymiarowania $V_{Ed} = 22,2 \text{ kN}$</p> <p>Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90}} = 2,49 > 2,0$ <p>Przyjęto $k = 2,0$</p> <p>Założono, że zbrojenie A_{s1} dobrano z uwagi na zginanie i doprowadzone do podpory i odpowiednio zakotwione</p> $\rho_1 = \min \left\{ \frac{A_{s1}}{b d} = \frac{0,000785}{1,00 \cdot 0,09} = 0,009 \right. \\ \left. 0,02 \right. = 0,009$ $k_1 = 0,15$ $e_{cp} = 0$	<p>EC 1992-1-1 6.2.1</p> <p>EC 1992-1-1 6.2.2</p> <p>EC 1992-1-1 Rys. 6.3</p>

Obliczenia		Odnosniki																				
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,00^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,443$		EC 1992-1-1 wzór 6.3N																				
$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d \right. \\ \left. v_{min} \cdot b \cdot d \right.$		EC 1992-1-1 wzór 6.2a																				
$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 0,09 \cdot 1,00 = \max \begin{Bmatrix} 56,6 \text{ kN} \\ 39,8 \text{ kN} \end{Bmatrix} = 56,6 \text{ kN} \right. \\ \left. 0,443 \cdot 0,09 \cdot 1,00 \right.$		EC 1992-1-1 wzór 6.2b																				
Sprawdzenie, czy element wymaga zbrojenia na ścinanie:																						
$V_{Ed} = 24,1 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 56,6 \text{ kN} \rightarrow$ Element nie wymaga zbrojenia na ścinanie																						
<table><tr><th>Podpora</th><th>V_{Ed}</th><th>$V_{Rd,c}$</th><th>Zbrojenie na ścinanie</th></tr><tr><td>A</td><td>14,1 kN</td><td>53,7 kN</td><td>Nie jest wymagane</td></tr><tr><td>BL</td><td>26,2 kN</td><td>56,6 kN</td><td>Nie jest wymagane</td></tr><tr><td>BP</td><td>24,1 kN</td><td>56,6 kN</td><td>Nie jest wymagane</td></tr><tr><td>CL</td><td>21,7 kN</td><td>53,7 kN</td><td>Nie jest wymagane</td></tr></table>			Podpora	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	Zbrojenie na ścinanie	A	14,1 kN	53,7 kN	Nie jest wymagane	BL	26,2 kN	56,6 kN	Nie jest wymagane	BP	24,1 kN	56,6 kN	Nie jest wymagane	CL	21,7 kN	53,7 kN	Nie jest wymagane
Podpora	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	Zbrojenie na ścinanie																			
A	14,1 kN	53,7 kN	Nie jest wymagane																			
BL	26,2 kN	56,6 kN	Nie jest wymagane																			
BP	24,1 kN	56,6 kN	Nie jest wymagane																			
CL	21,7 kN	53,7 kN	Nie jest wymagane																			
<u>SPRAWDZENIE STANÓW GRANICZNYCH UŻYTKOWALNOŚCI</u>																						
Kombinacje obciążeń																						
Ostatecznie przyjęto:																						
Charakterystyczne obciążenia stałe:	$g_k = 4,43 \text{ kN/m}^2$																					
Charakterystyczne obciążenia użytkowe:	$q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$																					
Współczynniki częściowe dla kombinacji:																						
$\gamma_g = 1,00 \rightarrow$ obciążenia stałe		EC 1990 6.5.4 (1)																				
$\gamma_q = 1,00 \rightarrow$ obciążenia zmienne																						
Współczynniki do kombinacji:																						
$\Psi_{2,q} = 0,3 \rightarrow$ obciążenia użytkowe kategorii A		EC 1990 tab. A1.2(B) tab. A1.4 wz. 6.16b																				
Komb SGU: $g_k + q_k \cdot \Psi_{2,q} = 4,43 + 2,50 \cdot 0,30 = 5,18 \text{ kN/m}^2$																						
Kombinacja quasi-stała																						
Wartości charakterystyczne momentów zginających:																						
$M_1^{max} = (0,077 \cdot 4,43 + 0,100 \cdot 0,75) \cdot 4,85^2 = 9,8 \text{ kNm}$																						
$M_1^{min} = (0,077 \cdot 4,43 - 0,023 \cdot 0,75) \cdot 4,85^2 = 7,6 \text{ kNm}$																						
$M_2^{max} = (0,036 \cdot 4,43 + 0,081 \cdot 0,75) \cdot 4,82^2 = 5,1 \text{ kNm}$																						
$M_2^{min} = (0,036 \cdot 4,43 - 0,045 \cdot 0,75) \cdot 4,82^2 = 2,9 \text{ kNm}$																						

