

$\frac{l_a}{l_b} > 1,5$	$\delta_1 = 1,0$	$\frac{l_a}{l_b} \leq 1,5$	$\delta_1 = 1,5 \frac{l_b}{l_a}$
$\frac{I_e}{I_b} < \frac{1}{1+2\alpha \frac{d}{l_a}}$			
		<img alt="Diagram of a beam with a central	

W przypadku elementu niezarysowanego przyjmuje się stałą sztywność  $B = EI$  na całą długość elementu, jak pokazano na rys. 14.1a. Niewielkie odkształcenia, spowodowane małym momentem  $M_{sd}$ , mają charakter sprężysty i cały przekrój bierze udział w przenoszeniu obciążenia. Można więc przyjąć stałą sztywność na długości niezarysowanej belki.

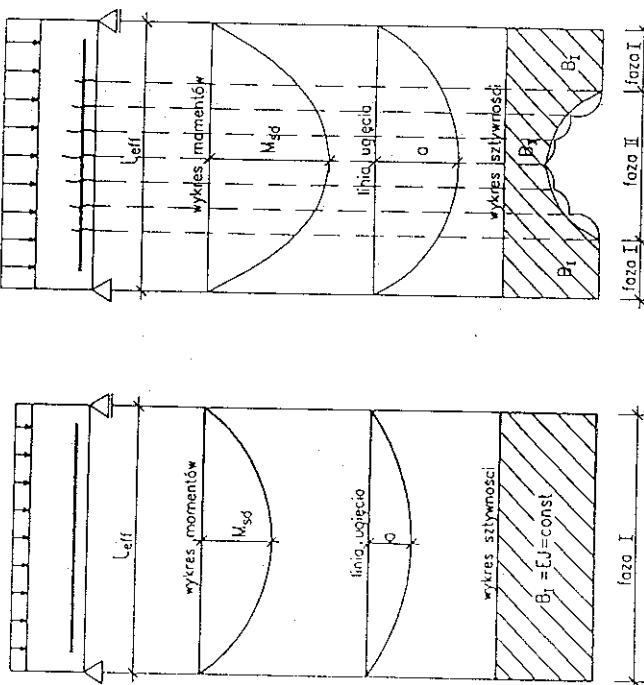
Szywność elementów niezarysowanych w ujęciu normy [26] zależy także od czasu działania obciążenia:

- dla obciążzeń krótkotrwałych

$$B_0 = E_{c,eff} I_l \quad (14.4)$$

gdzie:  $E_{c,eff}$  – efektywny moduł sprężystości (z uwzględnieniem pełzania),  $E_{cm}$  – średni moduł sprężystości betonu,  $I_l$  – sprawdżony moment bezwładności w fazie I,

b) – sprawdżony moment bezwładności w fazie II.



Rys. 14.1. Szywność belki żelbetowej: a) niezarysowanej, b) zarysowanej

Zarysowanie powoduje znaczne zmniejszenie sztywności elementu, a to pociąga za sobą wzrost ugięcia. W przekroju zarysowanym beton nie przenosi naprężeń rozciągających, choć nadal współpracuje ze stałą na odcinkach między rysami. Maleje wartość modułu sprężystości betonu, sztywność zmienia się na długości elementu (patrz rys. 14.1b).

Szywność  $B_\infty$  elementów zarysowanych długotrwałe obciążonych można wyznaczać według normy [26] ze wzoru:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} I_{ll}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \sqrt{1 - \frac{I_{ll}}{I_l}} \right)} \quad (14.6)$$

w którym:  $\beta_1, \beta_2, \sigma_{sr}, \sigma_s$  – zmienne określone we wzorze (13.9) na średnie odkształcenie zbrojenia zarysowanego,

$I_{ll}$  – sprawdżony moment bezwładności w fazie II,

$\sigma_{sr} / \sigma_s$  – można zastąpić stosunkiem  $M_{cr} / M_{sd}$ .

Wprowadzony we wzorach (14.4) i (14.6) efektywny moduł sprężystości oblicza się w zależności od czasu i działania obciążenia:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(l, t_0)} \quad (14.7)$$

Zmiana wartości modułu sprężystości wraz z upływem czasu wynika z wpływu pełzania na końcowe ugięcie elementów długotrwałe obciążonych. Licząc koncowe ugięcie elementu długotrwałe obciążonego, można we wzorze (14.7) przyjąć końcową wartość współczynnika pełzania  $\phi_{\infty,10}$  z tablicy 3.4.

Szywność  $B_0$  elementów zarysowanych krótkotrwałe obciążonych wyznacza się ze wzoru:

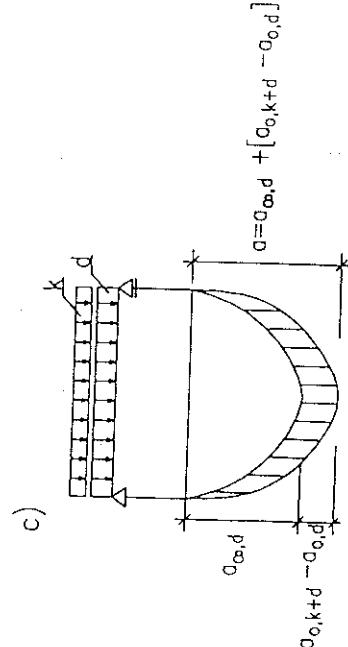
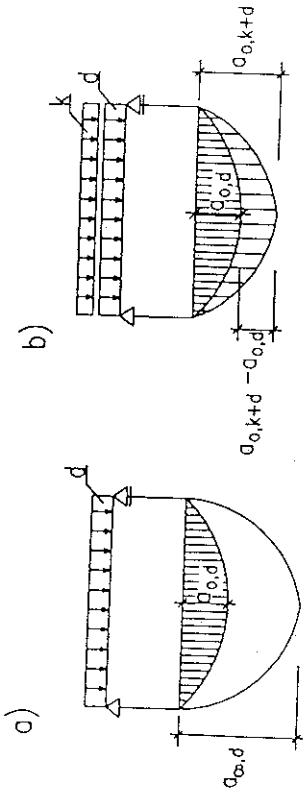
$$B_0 = \frac{E_{cm} I_{ll}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \sqrt{1 - \frac{I_{ll}}{I_l}} \right)} \quad (14.8)$$

w którym uwzględniono średni moduł sprężystości betonu. Wartości zmiennych  $\beta_2$ ,  $\sigma_{sr}$ ,  $I_l$ ,  $I_{ll}$  muszą być określone przy obciążeniu krótkotrwałym.

Odrębnym zagadnieniem spotykany w praktyce jest ocena ugięć wywołanych dodatkowym obciążeniem. W czasie eksploatacji konstrukcji długotrwałe obciążonej może wystąpić konieczność krótkotrwałego przyłożenia dodatkowego obciążenia. W takiej sytuacji nastąpi przyrost istniejącego już ugięcia.

Na rysunkach 14.2a, b, c przedstawiono działanie obciążenia krótkotrwałego na element, który ugiął się wcześniej pod wpływem obciążień długotrwałych.

Rysunek 14.2a pokazuje wykres ugłęcia początkowego  $a_{0,d}$  i końcowego  $a_{\infty,d}$ , gdy belka działa tylko obciążeniem długotrwałym ( $d$ ). Krótkotrwałe przyłożenie obciążenia całkowitego opisuje wykres początkowego ugłęcia  $a_{0,k+d}$  (rys. 14.2b). Można zauważyć, że wykres ten uwzględnia już ugłęcie na skutek obciążenia długotrwałego. Przyrost ugłęcia spowodowanego dodatkowym obciążeniem krótkotrwałym ( $k$ ) wyraża więcej różnicą  $[a_{0,k+d} - a_{0,d}]$ .



Rys. 14.2. Wykresy ugłęcia konstrukcji: a) początkowe i końcowe na skutek obciążenia długotrwałego, b) początkowe na skutek obciążenia długotrwałego i całkowitego, c) końcowe na skutek obciążenia całkowitego

Ostateczne ugłęcia podłącznym działaniem obciążenia krótko- i długotrwałego (rys. 14.2c) określa zależność:

$$a = a_{\infty,d} + [a_{0,k+d} - a_{0,d}] \quad (14.9)$$

gdzie:  $a_{r,d}$  – ugłęcie długotrwałe, wywołane obciążeniem długotrwałym (do wzoru 14.3 podstawa się moment pochodzący od obciążenia długotrwałego i sztywność  $B_{\infty}$ ),

$a_{0,k+d}$  – ugłęcie, które powstaje natychmiast po jednoczesnym przyłożeniu obciążień krótko- i długotrwałych (do wzoru 14.3 podstawa się moment pochodzący od obciążenia całkowitych i sztywność  $B_0$ ).

$a_{0,d}$  – ugłęcie, które powstaje natychmiast po przyłożeniu obciążenia długotrwałych (do wzoru 14.3 podstawa się moment pochodzący od obciążenia długotrwałych i sztywność  $B_0$ ).

Opisany efekt działania obciążenia krótkotrwałego na element, który wcześniej ugął się pod działaniem obciążenia długotrwałego, przedstawiono zgodnie z normą [26], przyjmując zasadę superpozycji składowych ugęć. W normie [26] nie podano jednak wartości granicznych, z którymi można by porównać otrzymany wynik, gdyż ugęcia graniczne podane w tablicy 14.1 dotyczą jedynie elementów długotrwałego obciążonych. Zaleca się więc przyjmować ograniczenie ugęć w zależności od indywidualnych wymagań w rozpatrywanym przypadku.

## 15. PODSTAWOWE WYMAGANIA DOTYCZĄCE KONSTRUOWANIA ZBROJENIA

127

### 15.1. Rozmieszczenie pretów zbrojenia w przekroju

W zasadach rozmieszczenia zbrojenia w przekroju określa się minimalne i maksymalne rozstawy pretów z uwzględnieniem warunków, które gwarantują właściwą przyczepność zbrojenia do betonu oraz poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanek betonowej.

Minimalne odległości poziome i pionowe  $s_l$  mierzone w świetle pomiędzy poszczególnymi pretami lub warstwami pretów muszą spełniać warunki:

$$s_l \geq \phi,$$

$$s_l \geq 20 \text{ mm},$$

$$s_l \geq d_s + 5 \text{ mm},$$

gdzie:  $\phi$  – maksymalna średnica preta,

$d_s$  – maksymalny wymiar ziaren kruszywa.

Powyższe wymagania, ustalone dla pretów pojedynczych, obowiązują także w odniesieniu do wiązka pretów. Wiązka powinna zawierać prety jednorakowego rodzaju o takiej samej średnicy i wytrzymałości. Przy wymiarowaniu wiązki pretów traktuje się jak jeden pret następujący o tej samej powierzchni przekroju i tym samym położeniu środka ciężkości co wiązka. Zastępczą średnicę  $\phi_n$  wiązki pretów określa wzór:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (15.1)$$

w którym  $n_b$  to liczba pretów w wiązce, ograniczona do:

- $n_b \leq 4$  w przypadku pretów pionowych i w miejscach zakładów pretów,
- $n_b \leq 3$  we wszystkich innych przypadkach.

Przedstawione warunki dotyczą pretów zbrojenia nośnego belki przy powierzchniowej (równoległej do zbrojenia rozciąganej belki) nie powinno być mniejsze niż  $0,01 A_{ct,ext}$ , czyli  $A_{s,suf} \geq 0,01 A_{ct,ext}$  gdzie  $A_{ct,ext}$  oznacza pole przekroju betonu rozciągającego poza strzemionami.

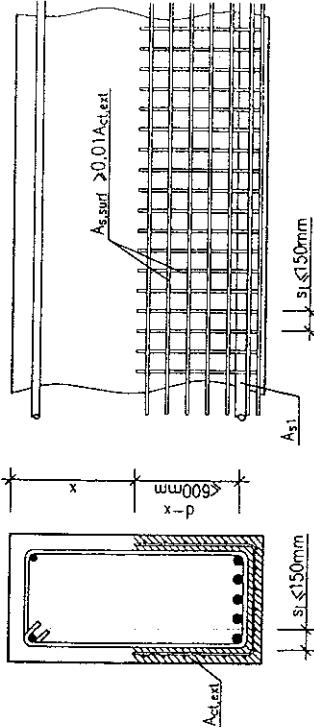
Prety podłużne zbrojenia przy powierzchniowym można wliczać do podłużnego zbrojenia rozciąganeego, a prety poprzeczne do zbrojenia na ścianie.

### 15.2. Zbrojenie przypowierzchniowe

Zbrojenie przypowierzchniowe stosuje się w belkach o wysokości  $h > 1,0 \text{ m}$  zbrojonych wiązkami pretów lub pretami pojedynczymi o średnicy  $\phi > 25 \text{ mm}$  w celu:

- ograniczenia szerokości rys.,
- przeciwdziałania odpadaniu otuliny betonowej.

Zbrojenie przypowierzchniowe stanowi zwykłe siatkę z drutów lub pretów żebrowanych o małej średnicy, umieszczoną na zewnątrz strzemion, jak pokazano na rys. 15.1.



Rys. 15.1. Zbrojenie przypowierzchniowe [26]

Pole przekroju pretów podłużnych  $A_{s,suf}$  siatki zbrojenia przy powierzchniowym (równoległego do zbrojenia rozciąganej belki) nie powinno być mniejsze niż  $0,01 A_{ct,ext}$ , czyli  $A_{s,suf} \geq 0,01 A_{ct,ext}$  gdzie  $A_{ct,ext}$  oznacza pole przekroju betonu rozciągającego poza strzemionami. Prety podłużne zbrojenia przy powierzchniowym można wliczać do podłużnego zbrojenia rozciąganeego, a prety poprzeczne do zbrojenia na ścianie.

### 15.3. Dopuszczalne krzywizny zagięć

Zaleca się tak dobrać wewnętrzną średnicę zagięcia pretów, aby nie wystąpiło naciągnięcie i rozrywanie betonu wewnętrznej zagięcia i nie pojawiły się pęknięcia w prebach spowodowane ich zginaniem. Minimalna średnica wewnętrzna zagięcia pretów i drutów nie powinna być mniejsza od podanej w tablicy 15.1.

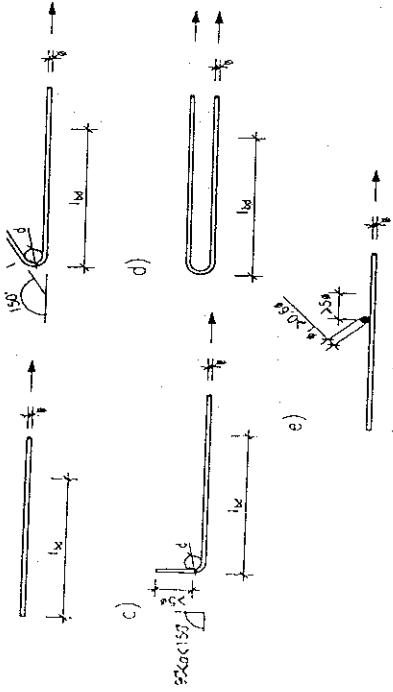
Tablica 15.1. Minimalna średnica wewnętrzna zagięcia [26]

Rodzaj prętów	Haki półokrągłe, haki proste, pętle		Pręty odgięte lub inne pręty zagińane minimalne otulenie betonem prostopadle do płaszczyzny zagięcia
	średnica prętów	Pręty o średnicy $\phi \geq 20$ mm	
Pręty gładkie	$2,5\phi$	$5\phi$	$> 100$ mm
Pręty żebrowane	$4\phi$	$7\phi$	$> 50$ mm oraz $> 7\phi$
			$\leq 50$ mm oraz $> 3\phi$
			oraz $\leq 3\phi$
		$10\phi$	$10\phi$
		$10\phi$	$15\phi$
		$15\phi$	$20\phi$

#### 15.4. Kotwienie zbrojenia

Warunkiem dobrego zakotwienia zbrojenia jest występowanie przyczepności w warstwie stykowej betonu i stali. Zagadnienie przyczepności omówiono w podrozdziale 5.2. Wzory pozwalające obliczyć podstawową długość zakotwienia  $l_b$  oraz wymaganą długość zakotwienia  $l_{b,\text{net}}$  podano w podrozdziale 5.3.

Różne sposoby kotwienia prętów i związane z nimi wymagane długości zakotwienia pokazano na rys. 15.2.



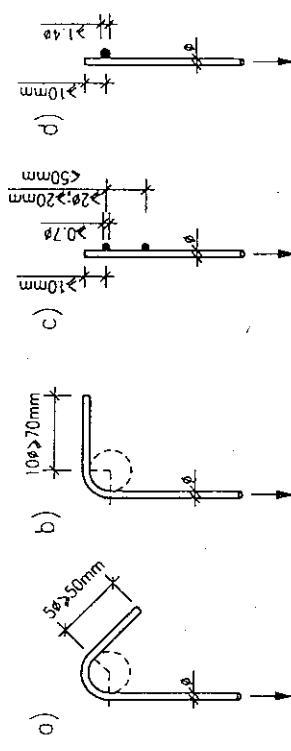
Rys. 15.2. Sposoby kotwienia prętów: a) zakotwienie prosty, b) hak prosty, c) hak półokrągły, d) pętla, e) przypojony pręt poprzeczny [26]

Zakotwienia prostego i haków prostych (rys. 15.2a oraz 15.2c) nie należy stosować do kotwienia prętów gładkich o średnicy większej niż 8 mm. Norma [26] nie zaleca stosowania haków prostych, haków półokrągłych ani pętli do kotwienia prętów ścisanych. Zalecenie to nie dotyczy prętów gładkich, w których przy pewnych obciążenach mogą się pojawić siły rozciągające w strefie zakotwienia. W prętach

ścisanych działanie haka jest niekorzystne, powoduje bowiem wygięcie zbrojenia na zewnątrz, co utrudnia prawidłowe zabetonowanie połączeń w stupaach.

#### Zakotwienie strzemią i zbrojenia na ścianie

Strzemią i zbrojenie na ścianie należy kotwić za pomocą haków półokrągłych (rys. 15.3a) lub przypojonego zbrojenia poprzecznego (rys. 15.3c, d). W przypadku prętów żebrowanych można stosować haki proste, wewnątrz haka prostego zaleca się umieszczać pręt poprzeczny (rys. 15.3b).



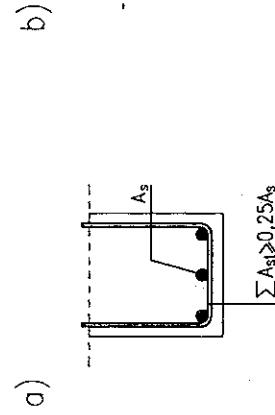
Rys. 15.3. Zakotwienie strzemią [26]

#### Zbrojenie poprzeczne w strefie zakotwienia

Zbrojenie poprzeczne powinno być stosowane w przypadku kotwienia prętów w strefie:

- rozciąganej, gdy w kierunku poprzecznym nie występuje ściskanie,
- ściskanej.

W strefie rozciąganej pole przekroju wszystkich prętów zbrojenia poprzecznego  $\sum A_{st}$  na długości zakotwienia nie powinno być mniejsze niż 25% pola przekroju  $A_s$ , jednego pręta kotwionego (rys. 15.4).



Rys. 15.4. Zbrojenie poprzeczne w rozciąganej strefie zakotwienia prętów: a) belka, b) płytka [26]

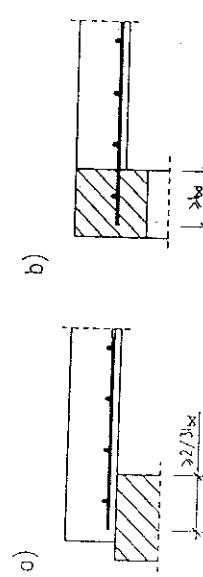
Zbrojenie poprzeczne należy rozmiścić równomiernie na całej długości  $l_{b,\text{net}}$ . Przyjajmy jeden z pretów poprzecznych powinien być umieszczony przy haku lub petli kotwionego preta. W strefie ścisanej prety kotwione powinny być objęte zbrojeniem poprzecznym, skoncentrowanym przy końcu długości zakotwienia, jak pokazano na rys. 15.4.

### 15.5. Przedłużenie zbrojenia przestowego poza krawędź podpory

Zbrojenie przestowe doprowadzone do podpory należy przedłużyć poza jej krawędź o odcinek nie krótszy niż:

- $2/3 l_{bd}$  przy podparciu bezpośrednim,
- $l_{bd}$  przy podparciu pośrednim.

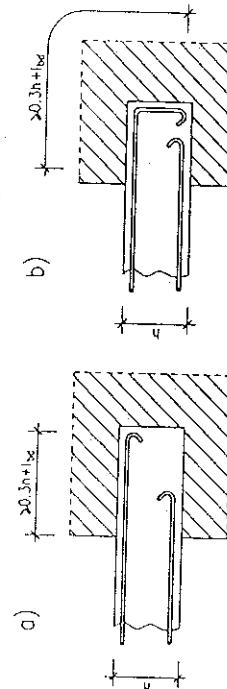
Sposób podparcia bezpośredniego i pośredniego pokazano na rys. 15.5.



Rys. 15.5. Przedłużenie zbrojenia przestowego poza krawędź podpory: a) podparcie bezpośrednie, b) podparcie pośrednie.

W elementach zginanych o stosunku  $l_{eff}/d \geq 12$  (taka proporcja wymiarów występuje najczęściej w płytach) odcinek przedłużenia zbrojenia poza krawędź podpory zależy od średnicy zastosowanego zbrojenia. Można przyjąć długość odcinka zapodporowego:

- $5\phi$ , gdy nie potrzeba zbrojenia na ścinanie,
- $15\phi$ , gdy jest wymagane zbrojenie na ścinanie  $1/3$  pretów dochodzących do podpory,
- $10\phi$ , gdy jest wymagane zbrojenie na ścinanie  $1/23$  pretów dochodzących do podpory.



Rys. 15.6. Zakotwiczenie pretów zbrojenia elementów zamocowanych w murze: a) pręty prosty, b) pręty zagięte.

Długość zakotwienia pretów zbrojenia rozciaganego dla elementów zamocowanych w murze (rys. 15.6) nie powinna być mniejsza niż  $0,3h + l_{b,\text{net}}$ . Prety należy przedłużyć poza przekrój, w którym przestają być obliczeniowo potrzebne, na długość nie mniejszą niż:

- $0,5h + l_{bd}$  dla pretów rozciąganych,
- $l_{bd}$  dla pretów ścisanych.

### 15.6. Połączenia pretów

Zaleca się wykonywać zbrojenie, jeżeli to możliwe, z pretów nieprzerwanych na długości jednego przęsła lub elementu konstrukcyjnego.

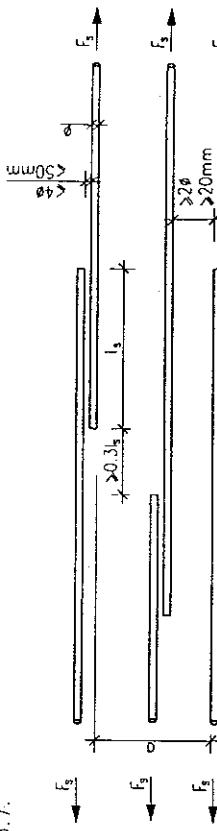
Gdy warunek ten nie może być spełniony, odcinki pretów należy łączyć za pomocą:

- spajania,
- zacisków mechanicznych,
- na zakład.

Połączenia pretów powinny się znajdować w przekrojach słabo wytrzymujących, w których nośność pretów nie jest w pełni wykorzystana.

Typy i sposoby połączeń spajanych są przedstawione szczegółowo w normie [26]. Nośność połączeń spajanych należy obliczać zgodnie z PN-90/B-03200 [35] przy założeniu, że nośność połączenia jest nie mniejsza niż nośność preta.

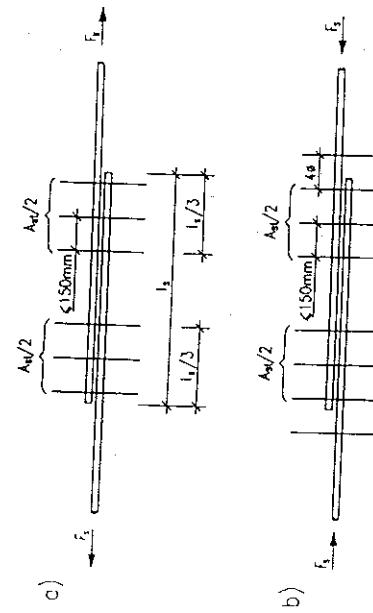
Połączenia pretów na zakład muszą być wzajemnie przeniesione i nie mogą się znajdować w miejscach znacznych naprężeń. Zaktlady pretów w każdym przekroju powinny być symetryczne i równoległe do powierzchni zewnętrznej elementu. Wymagane odległości w świetle pretów łączonych na zakład przedstawiono na rys. 15.7.



Rys. 15.7. Odległości pretów łączonych na zakład [26]

Na odcinku łączenia pretów o średnicy mniejszej niż 16 mm nie trzeba zazwyczaj stosować dodatkowego zbrojenia poprzecznego. Jeżeli łączonych pretów nie jest więcej niż 20%, to wystarczające jest zastosowanie z innych powodów zbrojenie strzemiomionami lub pretami rozdzielczymi. Jeżeli średnica pretów konieczne jest odpowiednie zbrojenie poprzeczne. Jeżeli zakładu konieczne jest odpowiednie zbrojenie poprzeczne.

Pole przekroju wszystkich pretów zbrojenia poprzecznego  $\sum A_{st}$  na długości zakładu powinno być nie mniejsze niż pole przekroju pojedynczego preta łączonego w jednej warstwie, czyli  $\sum A_{st} \geq A_s$  (rys. 15.8).



Rys. 15.8. Zbrojenie poprzeczne w miejscu łączenia pretów na zakład [26]: a) rozciąganie, b) ściskanie

### 15.7. Wymagana długość zakładu

Wymagana długość zakładu określa się ze wzoru:

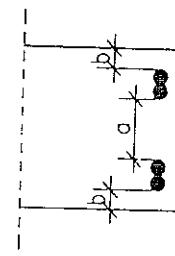
$$l_s = l_{bd} \alpha_1 \geq l_{s,min} \quad (15.2)$$

w którym  $l_{bd}$  – wymagana długość zakotwienia według wzoru (5.9)

$$l_{s,min} \geq 0,3 \alpha_n a_1 l_b \geq 200 \text{ mm} \quad (15.3)$$

gdzie  $\alpha_n$  – współczynnik efektywności zakotwienia jak we wzorze (5.9).

Wartość współczynnika  $a_1$  (tabl. 15.2) przyjmuje się w zależności od wymiarów  $a$  i  $b$  w połączeniu na zakład (rys. 15.9) oraz procentowego udziału  $n$  liczb pretów łączonych w jednym przekroju.



Rys. 15.9. Wzajemne usytuowanie pretów do wyznaczania wartości współczynnika  $a_1$  [26]

Tablica 15.2. Wartości współczynnika  $a_1$  [19, 26]

	Zakład pretów	Współczynnik $a_1$
W strefie rozciąganej	$n \leq 30\%$ jednoczesnie $n > 30\%$ lub $a \geq 10\phi$ lub $b < 5\phi$	1,0 1,4 2,0
	$n > 30\%$ i jednoczesnie $a < 10\phi$ lub $b < 5\phi$	
W strefie ściskanej		1,0

### 15.8. Połączenia na zakład stątek zgzewanych

W przypadku kilku warstw stątek połączenia w poszczególnych warstwach powinny być przesunięte względem siebie o  $1,3 l_s$ , przy czym długość zakładu jest wyznaczana ze wzoru:

$$l_s = \alpha_2 l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{s,min} \quad (15.4)$$

$$1,0 \leq \alpha_2 = 0,4 + \frac{A_s / s}{800} \leq 2,0 \quad (15.5)$$

$$l_{s,min} = 0,3 \alpha_2 l_b \geq 200 \text{ mm} \text{ oraz } \geq s_i \quad (15.6)$$

gdzie:  $l_b$  jak we wzorze (5.8) oraz  $A_{s,req}$  –  $A_{s,prov}$  jak we wzorze (5.9),

$A_s / s$  – sprawdzone pole przekroju siatki [ $\text{mm}^2 / \text{m}$ ],

$s_i$  – odstęp między prećmi poprzecznymi siatki.  
Dopuszczalny procent głównego łączonego w jednym przekroju zbrojenia wynosi 100%, jeżeli pole przekroju poprzecznego siatki jest mniejsze (równe) od 1200  $\text{mm}^2/\text{m}$ , oraz 60%, jeżeli pole to jest większe od 1200  $\text{mm}^2/\text{m}$ . Dodatkowe zbrojenie poprzeczne w strefie zakładu nie jest wymagane. Całe zbrojenie poprzeczne może być łączone w tym samym przekroju.

Tablica 15.3. Minimalne długości zakładu zbrojenia poprzecznego siatki z prećmi żebrowanymi [26]

	Średnica pretów [mm]
$\phi \leq 6$	$6 < \phi \leq 8,5$
$\geq s_i \geq 150 \text{ mm}$	$\geq s_i \geq 250 \text{ mm}$
$s_i$ – odstęp między prećmi podłużnymi.	$\geq s_i \geq 350 \text{ mm}$

Na długości zakładu powinny się znajdować przynajmniej dwa prety poprzeczne (tj. jedno oczko siatki).

## 16. ZASADY KSZTAŁTOWANIA I ZBROJENIA PŁYT, BELEK I ŚLUPÓW

### 16.1. Płyty

Ogólny podział płyt żelbetowych wynika z analizy ich pracy statycznej. Wyróżnia się dwa podstawowe rodzaje płyt:

- jednokierunkowo zbrojone,
- dwukierunkowo zbrojone.

Charakter pracy statycznej płyt zależy od proporcji między szerokością płyt  $l_y$  a jej długoscią  $l_x$ .

Płyty jednokierunkowo zbrojone mają kształt wydłużonego prostokąta, przy czym

$$l_y / l_x > 2,0$$

Stosowane są powszechnie w monolitycznych stropach płytowo-żebrowych. Zginanie płyt rozpatruje się tylko w kierunku krótszego boku. W kierunku dłuższego boku ugięcie płyt jest pomijalne małe.

W obliczeniach płyt jest traktowana jak belka ciągła o umownej szerokości jednego metra. W miejscach żeber, z którymi płyta jest szywno połączona, występują podpory pośrednie belki ciągłej.

Płyty dwukierunkowo zbrojone mają kształt zbliżony do kwadratu, przy czym

$$0,5 \leq l_y / l_x \leq 2,0$$

Stosowane są jako stropy płytowo-żebrowe, kasetonowe lub rusztowe w budownictwie ogólnym. Pracują jako ściany w obiektach przemysłowych i konstrukcjach inżynierskich (zbiorniki, zasobniki, ściany oporowe itp.), a także jako fundamenty. Najczęściej mają kształt kwadratu, prostokąta, lecz także trapezu, trójkąta, koła. W obliczeniach są przyjmowane jako rzeczywiste ustroje płytowe zginane w dwojaki sposób.

Grubość płyt zależy przede wszystkim od jej rozpiętości oraz od działających obciążen. Minimalną grubość płyt określa się z warunków normowych, w których uwzględniono przede wszystkim:

- przeznaczenie,
- nieprzekraczanie granicznych wartości ugięć.

Minimalna grubość płyt z uwzględnieniem przeznaczenia podano w tablicy 16.1. Grubość płyt należy tak dobrać do jej rozpiętości, aby płyta miała odpowiednią sztywność. Pozwala to uniknąć nadmiernych ugień.

W żadnym przypadku grubość płyt nie może być mniejsza, niż to wynika z warunku nieprzekroczenia granicznych wartości ugięć  $a_{lim}$  (patrz tabl. 14.1), warunku prawidłowego otulenia (podrozdz. 6.2) oraz przepisów przeciwpożarowych.

Tablica 16.1. Minimalne grubości płyt [26]

Przeznaczenie płyt	Płyty prefabrykowane	Płyty betonowane na miejscu budowy
Płyty stropowe w obiektach budownictwa powszechnego	-	[mm]
Płyty pod przejazdami	40 100	60 120

Grubość płyt wymagających zbrojenia na przebiecie nie powinna być mniejsza niż 200 mm.

Przy określaniu grubości płyt należy brać pod uwagę także ekonomiczny stopień zbrojenia. Zaleca się przyjmować  $0,7\% \leq p \leq 1,2\%$  [12, 19].

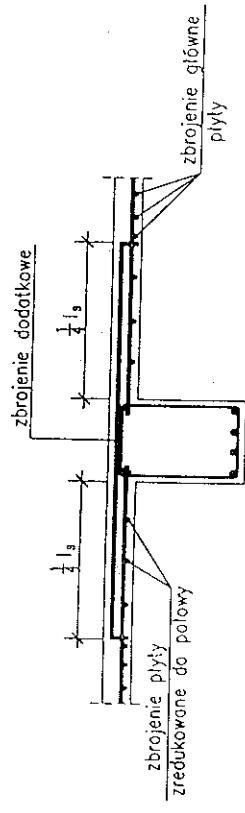
**Głębokość oparcia płyt na podporze** musi zapewniać prawidłowe zakotwienie prełów (podrozdz. 5.3) i nie może być mniejsza niż:

- 80 mm przy podparciu na murze lub ścianie z betonu lekkiego lub zwykłego klas B15,
  - 60 mm przy oparciu na ścianie z betonu zwykłego klas wyższych niż B15,
  - 40 mm przy oparciu na belkach stalowych.
- Głębokość oparcia płyt prefabrykowanych dwukierunkowo zbrojonych należy przyjmować nie mniejszą niż 40 mm. W przypadku płyt ze zbrojeniem górnym na podporze, przewidzianym do zabetonowania w wieniec żelbetowym, głębokość oparcia płyt może być zmniejszona o 20 mm, lecz nie może wynosić mniej niż 40 mm.

**Zbrojenie płyt** stanowią preły główne oraz umieszczone prostopadle do nich preły rozdzielcze. Minimalna średnica prełów zbrojenia głównego i rozdzielczo wynosi 4,5 mm. W przypadku siatek zgrzewanych dopuszcza się średnicę drutów  $\phi \geq 3,0$  mm. Maksymalny rozstaw prełów zbrojenia głównego płyt jedno- i dwukierunkowo zbrojonych podano w podrozdziale 15.1. Minimalny rozstaw prełów zbrojenia głównego płyt ze względów technologicznych nie powinien być mniejszy niż 50 mm [9]. Do podpory należy doprowadzić bez odgałęzienia 1/3 dolnych prełów potrzebnych w przekroju i nie mniej niż 3 preły na 1 m szerokości przekroju. Maksymalny rozstaw prełów rozdzielczych nie powinien być większy niż 300 mm (3 prety na 1 m szerokości płyt). Liczba prełów rozdzielczych powinna być tak dobrana, aby miały one łaczną nośność nie mniejszą niż:

- 1/10 nośności zbrojenia głównego przy obciążeniu równomiernie rozłożonym,
  - 1/4 nośności zbrojenia głównego przy obciążeniu równomiernie rozłożonym i skupionym, jeżeli moment zginalający spowodowany obciążeniem skupionym nie przekracza połowy momentów całkowitych.
- Jeżeli wpływ obciążenia skupionego jest znaczny i powyższy warunek nie może być spełniony, to przekrój zbrojenia rozdzielczo należy określić obliczeniowo. Dodatkowe zbrojenie jest wymagane w przypadku, gdy zbrojenie płyt monolitycznej jest utożmione równolegle do podpory, która stanowi belka lub ścianę. Należy

wtedy zastosować dodatkowe zbrojenie górnego, prostopadłe do podpory. Nośność tego zbrojenia nie powinna być mniejsza niż  $1/3$  nośności zbrojenia głównego płytę, a jego przekrój musi przenieść silę rozciągającą, nie mniejszą niż  $40 \text{ kN/m}$  długosci podpory. Zbrojenie to powinno być wpuszczane w płytę na długość nie mniejszą niż  $1/4$  obliczeniowej rozpiętości płyt  $l_{\text{eff}}$  po każdej stronie podpory, licząc od jej krawędzi (rys. 16.1). Jednocześnie na tym odcinku zbrojenie główne płyty można zredukować do połowy.



Rys. 16.1. Połączenie płyty z belką, gdy zbrojenie płyty jest równe ciągle do zbrojenia belki [26]

## 16.2. Belki

Belki żelbetowe to pretyowe elementy zginające się schematem statycznym, funkcją w układzie konstrukcyjnym, a także sposobem wykoranania. Znajdują zastosowanie we wszystkich rodzajach konstrukcji. Wykonywane są jako monolityczne lub prefabrykowane. W ustrojach monolitycznych kształt przekroju poprzecznego belki jest przeważnie prostokątny lub tewowy. Kształt belki prefabrykowanych bardzo różni się dzięki specjalnym formom stosowanym w zakładach prefabrykacji.

Wzajemne proporcje między wysokością belki  $h$ , jej szerokością  $b$  oraz rozpiętością  $l_{\text{eff}}$  wynikają z funkcji, zalożonej nośności elementu oraz zasad statyki. Konieczne jest spełnienie warunku:

$$\frac{l_{\text{eff}}}{h} \geq 4$$

W przeciwnym razie belkę zalicza się do elementów zwanych belkami-ścianami, które są obliczane jako układy tarcowe.

Wymiary przekroju poprzecznego typowych belek przyjmuje się tak, aby związek między szerokością a wysokością belki spełniał warunek:

$$\frac{b}{h} \approx \frac{1}{2+3}$$

W celu ujednolicenia wymiarów belek monolitycznych zleca się następujące stopniowanie wymiarów:

- szerokość belek prostokątnych i żeber belek teowych –  $150, 180, 200 \text{ mm}$  i dalej co  $50 \text{ mm}$ ,
- wysokość belek prostokątnych i teowych –  $250, 300 \text{ mm}$  i dalej co  $50 \text{ mm}$  do  $800 \text{ mm}$ , a powyżej  $800 \text{ mm}$  stopnia się co  $100 \text{ mm}$ .

Przyjmując wymiar belki ze względu na zginanie, należy zakładać ekonomiczny stopień zbrojenia (w granicach  $0,9\% \leq \rho \leq 1,5\%$ ).

W krótkich, mocno obciążonych belkach decydujący będzie wpływ ścinania. W sytuacjach gdy jest wymagana szczelność, o wymiarach elementu może zadecydować stan zarysowania.

**Zbrojenie belek** stanowią prety główne, montażowe oraz strzemiona.

Minimalna średnica pretów głównych rozciąganych wynosi:  $8 \text{ mm}$  w belkach monolitycznych,  $5,5 \text{ mm}$  w belkach prefabrykowanych. Minimalna średnica pretów głównych ścisanych wynosi:  $12 \text{ mm}$  w belkach monolitycznych,  $10 \text{ mm}$  w belkach prefabrykowanych. Minimalny rozstaw pretów rozciąganych i ścisanych podano w podrozdziale 15.1. Do podpor na należy doprowadzić bez odgięcia co najmniej  $1/3$  dolnych pretów potrzebnych w przesie oraz nie mniej niż 2 prety. Jeżeli wysokość belki jest większa od  $700 \text{ mm}$ , to przy powierzchniach bocznych należy umieścić prety konstrukcyjne o średnicy  $\phi \geq 8 \text{ mm}$ , w rozstawie nie większym niż  $250 \text{ mm}$ . Jeżeli wysokość belki jest większa od  $1000 \text{ mm}$  oraz średnica zbrojenia  $\phi > 25 \text{ mm}$ , to belka powinna mieć zbrojenie przypowierzchniowe zgodne z zasadami podanymi w podrozdziale 15.2.

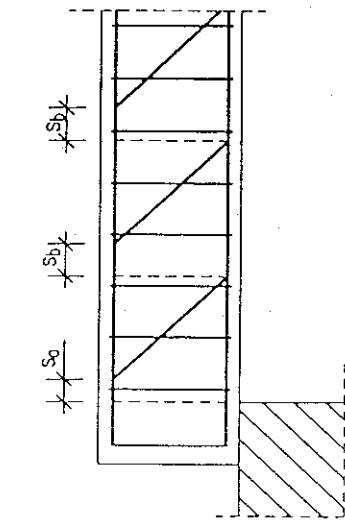
Średnica strzemion nie powinna być mniejsza niż:  $4,5 \text{ mm}$  w belkach monolitycznych,  $3,0 \text{ mm}$  w belkach prefabrykowanych,  $0,2$  średnicy zbrojenia głównego. Maksymalną średnicę strzemion z pretów gładkich należy przyjmować nie większą niż  $12 \text{ mm}$ . Maksymalny odstęp strzemion  $s_{\max}$  w kierunku podłużnym i poprzecznym określają warunki (9.30) i (9.31). Minimalny stopień zbrojenia strzemionami  $\rho_w$  wyznacza się ze wzoru (9.34).

W belkach prostokątnych niepołączonych z płytami konieczne są strzemiona zamknięte. W belkach o szerokości większej niż  $35 \text{ cm}$ , zbrojonych w strefie rozciąganej więcej niż 3 prety, należy stosować strzemiona czteroramienne. Prety odgięte, uwzględniane w obliczeniach, powinny być rozmiieszczane w strefie przypodporowej (rys. 16.2), tak aby spełnione warunki:

$$\begin{aligned} s_a &\leq 50 \text{ mm} \text{ oraz } \leq 1/5 h, \\ s_b &\leq 1/5 h. \end{aligned}$$

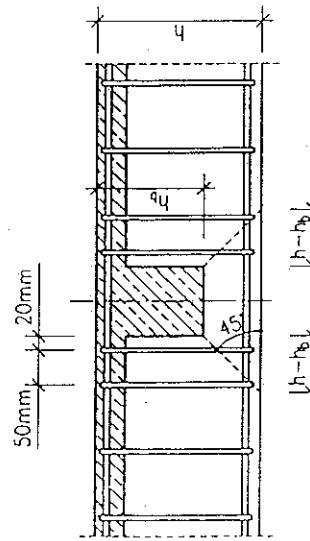
Głębokość oparcia płyt na podporze musi spełniać warunki prawidłowego zakończenia pretów (podrozdz. 5.3).

$$F_{\text{red}} = F \cdot \frac{h_b}{h} \quad (16.1)$$



Rys. 16.2. Rozszerzenie przekroju belki w strefie przypodporowej

W przypadku przekazywania reakcji belki przez podwieszenie lub zaczepienie do podciągu w obrębie jego wysokości połączenie belki z podciągiem powinno być zabezpieczone dodatkowym zbrojeniem, nieuwzględnionym w obliczeniu podciągu na siły poprzeczne.



Rys. 16.3. Rozmieszczenie dodatkowego zbrojenia poprzecznego przemoszczącego reakcję belki na podciąg [26]

Jeżeli obliczeniowa siła poprzeczna  $V_{sw}$  w podciągu w miejscu połączenia z belką nie przekracza wartości  $V_{kai}$ , to należy stosować co najmniej 4 strzemiona, jak na rys. 16.3.  
Przy większej siле poprzecznej przekrój strzemion lub pretów odgiętych należy obliczać z warunku przeniesienia przez to zbrojenie zredukowanej reakcji  $F_{\text{red}}$  belki na podciąg według wzoru:

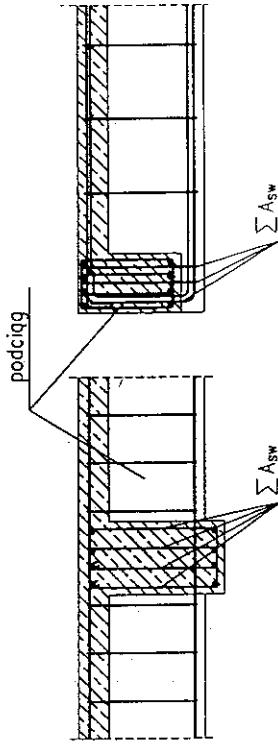
$$\sum A_{sw} \geq 2A_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_{ynd}} \sin \frac{\alpha}{2} \quad (16.2)$$

gdzie:  $A_s$  – pole przekroju pretów zatamanych,  
 $\alpha$  – kąt zatamania elementu,  
– każdy zatamany pret rozciągany musi być uchwycony co najmniej przez jedno ramię strzemion (rys. 16.6),  
– przy średnicy pretów zatamanych większej niż 20 mm prety i strzemiona powinny być ze sobą zespawane,

gdzie:  $F$  – reakcja belki,

$h_b, h$  – odpowiednio wysokość belki i podciągu.

Obliczone zbrojenie należy rozmiścić na odcinkach ( $h - h_b$ ), jak pokazano na rys. 16.3. Jeżeli zbrojenie rozciągane belki znajduje się poniżej dolnej krawędzi podciągu (rys. 16.4), to reakcję podporową belki muszą przenieść w całości strzemiona o przekroju  $\sum A_{sw}$  obejmujące prety dolnego zbrojenia belki.



Rys. 16.4. Dodatkowe zbrojenie belki podwieszonej do podciągu [26]

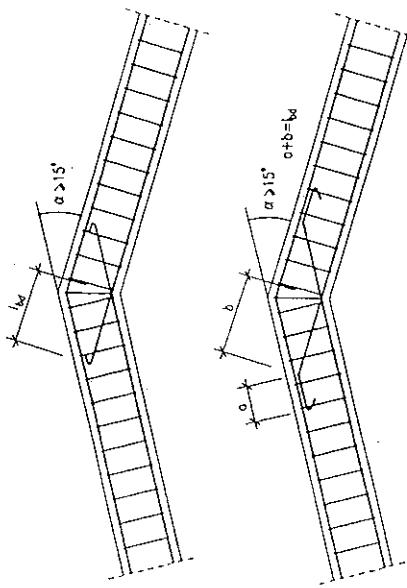
Zbrojenie belek o kształcie zalamany, w których prety znajdują się od strony wklęsłej, zależy od kąta zatamania elementu  $\alpha$ :

- jeżeli  $\alpha \geq 15^\circ$ , to miejsce zatamania należy zbroić, krzyżując prety rozciągane w punkcie zatamania belki (rys. 16.5),
- jeżeli  $\alpha < 15^\circ$ , to zbrojenie rozciągane można zalać pod warunkiem zabezpieczenia pretów przed wyrwaniem za pomocą dodatkowych strzemion (rys. 16.5).

Gdy kąt zatamania  $\alpha < 15^\circ$ , strzemiona zabezpieczające prety przed wyrwaniem powinny odpowiadać następującym warunkom:

- sumaryczne pole przekroju strzemion

- strzemiąca, których przekrój obliczono według wzoru (16.2), powinny być rozmieszczone na długości nie większej niż 8 średnic prętów zalamanych, licząc w każdą stronę od miejsca zalamania.
- W elementach zakrzywionych każdy pręt rozciągany o średnicy większej niż 12 mm, znajdujący się po wewnętrznej stronie elementu, powinien być uchwycony przez co najmniej jedno ramię strzemiennego. W tym przypadku odstęp strzemion nie powinny przekraczać 1/4 promienia krzywizny.



Rys. 16.5. Zbrojenie elementów zalamanych, gdy  $\alpha \geq 15^\circ$  [26]

Stupy to elementy prętowe poddane działaniu sił podłużnych często w połączeniu z momentem zginającym. Stupy przekazują obciążenia na niższą część układów konstrukcyjnych lub na fundament. Wykonywane są jako monolityczne i prefabrykowane.

Wyróżnia się dwa podstawowe rodzaje stupów:

- nieuwzwojone, których przekrój poprzeczny ma kształt kwadratu, prostokąta, wielokąta itd.,
- uwzwojone, których przekrój poprzeczny ma kształt koła.

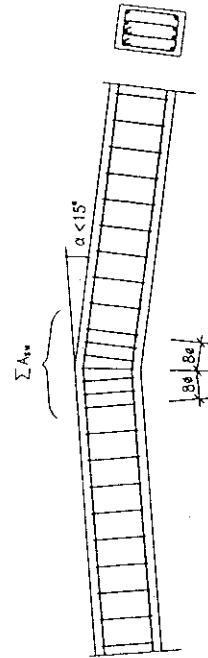
Stupy mają najczęściej staty przekrój poprzeczny na wysokość kondygnacji. W budynkach wielokondygnacyjnych może być on zwiększały ze wzrostem obciążenia. W halach przemysłowych wyposażonych w suwnice przekrój stupa zmienia się odcinkowo.

W projektowaniu stupów uwzględnia się wpływ wyborczenia, co ogranicza skośność stupów. Zaleca się tak kształtować proporcje wymiarowe stupów, aby były spełnione warunki:

$$\frac{l_0}{i} \leq 104, \quad \frac{l_0}{h} \leq 30 \quad (16.3)$$

gdzie:  $l_0$  – długość obliczeniowa stupa,  
 $i$  – promień bezwładności przekroju o dowolnym kształcie,  
 $h$  – wysokość przekroju prostokątnego stupa.  
 Stosunek boków przekroju stupa prostokątnego nie powinien być większy niż 4. Wymiar przekroju poprzecznego stupów monolitycznych przyjmuje się następująco:

- przy boku o długości do 60 cm – z zaokrągleniem do 5 cm,
  - przy boku o długości powyżej 60 cm – z zaokrągleniem do 10 cm.
- Jeżeli styp nie jest kwadratowy, zazwyczaj proporcje między wymiarami przekroju poprzecznego są następujące:



Rys. 16.6. Zbrojenie elementów zalamanych, gdy  $\alpha < 15^\circ$  [26]

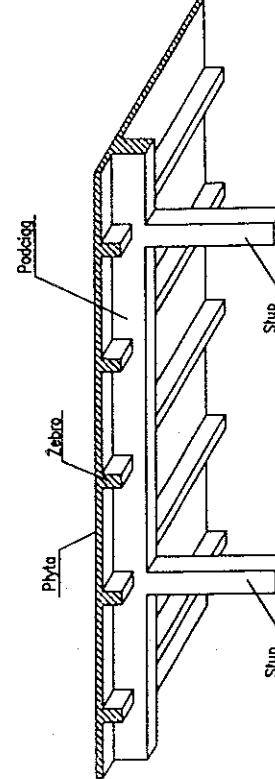
W przypadku działania na styp momentów zginających dłuższy bok stupa  $h$  jest zawsze równoległy do płaszczyzny działania momentów.

**Zbrojenie stupów nieuzwojonych** składa się z prętów podłużnych i strzemiąń. Pręt podłużny powinien się znajdować w każdym narożu stupa. Pozostałe pręty rozmieszcza się na obwodzie w odstępie nie przekraczającym 400 mm. Zbrojenie podłużne stupów monolitycznych wykonuje się z prętów o średnicy od 12 do 40 mm. W stupach prefabrykowanych można stosować pręty o średnicy 10 mm. Pręty główne są łączone i stęzane przez strzemiąna przed betonowaniem oraz w czasie betonowania. Zasadniczym zadaniem strzemiąna jest zabezpieczenie prętów po-

## 17. PRZYKŁAD OBLCZENIOWY STROPU PŁYTOWO-ŻEBROWEGO

### 17.1. Informacje ogólne o stropach płytowo-żebrowych

- Monolityczne stropy płytowo-żebrowe stosuje się w budynkach przemysłowych i magazynowych. Ich zalety to:
  - możliwość przenoszenia dużych obciążzeń ( $\geq 20 \text{ kN/m}^2$ ),
  - doskonała sztywność,
  - duża odporność ogniowa.



Rys. 17.1. Monolityczny strop płytowo-żebrowy

### Rozplanowanie siatki stropu

Strop żebrowy, który tworzą płyta, żebra, podciągi i stupły, pokazano na rys. 17.1. Układ wymienionych elementów konstrukcyjnych zależy od wymiarów pomieszczeń oraz warunków eksploatacyjnych. Przykłady rozplanowania stropów pokazano na rys. 17.2.

Rozpiętości przesieci elementów konstrukcji są przyjmowane w zależności od wartości obciążenia działających na strop w następujących przedziałach wymiarowych:

- płytę  $1,6+2,9 \text{ m}$ ,
- żebro  $5,0+7,0 \text{ m}$ ,
- podciąg  $5,0+8,0 \text{ m}$ .

Należy unikać rozpiętości skrajnie małych lub zbyt dużych. Najbardziej ekonomiczny wymiar przesieci płyt wynosi około  $2,0 \text{ m}$ , natomiast belki około  $6,0 \text{ m}$ .

dłużnych przed wyboczeniem. Im mniejsza średnica zbrojenia stupu, tym gęściej rozmieszczamy strzemiona stabilizujące prety podłużne:

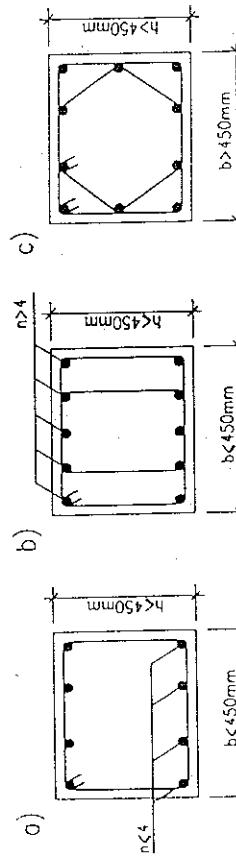
- 15  $\phi$  zbrojenia podłużnego, gdy stopień zbrojenia stupu  $\rho \leq 3\%$ ,
- 10  $\phi$  zbrojenia podłużnego, gdy stopień zbrojenia stupu  $\rho > 3\%$ ,
- najmniejszy wymiar poprzeczny stupu i nie większy niż  $400 \text{ mm}$ .

W miejscu łączenia pretów zbrojenia podłużnego, a także w miejscu zmiany prętku poprzecznego stupu rozstaw ten powinien być zmniejszony do połowy. Na końcach stupów prefabrykowanych rozstaw strzemion należy zwiększyć do  $1/3$  rozstawu maksymalnego.

Strzemiona pojedyncze stosuje się tylko wtedy, gdy:

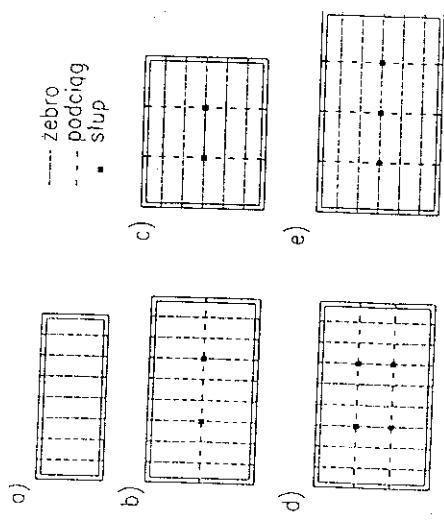
- wymiar boku stupu nie jest większy niż  $45 \text{ cm}$ ,
- liczba pretów zbrojenia podłużnego z każdej strony nie jest większa niż 4,
- stopień zbrojenia stupu nie jest większy niż  $3\%$ .

Maksymalny stopień zbrojenia stupów nie powinien przekraczać  $4\%$ . Bez istotnej potrzeby nie należy przekraczać stopnia zbrojenia  $\rho = 3\%$ .



Rys. 16.7. Strzemiona w stupach [26]: a) pojedyncze, b), c) podwójne

Zbrojenie stupów uzwojonych składa się z pretów podłużnych oraz spiralnego uzwojenia. Zbrojenie podłużne powinno się składać co najmniej z 6 pretów o średnicy od 12 do  $32 \text{ mm}$ . Maksymalny stopień zbrojenia stupów uzwojonych nie powinien przekraczać  $4\%$ . Skok linii śrubowej uzwojenia powinien spełniać warunki:  $s_n \leq 0,2 d_{core}$ ,  $s_n \leq 80 \text{ mm}$ . Średnica pretów uzwojenia nie powinna być mniejsza niż  $4,5 \text{ mm}$ . Uzwojenie należy poprowadzić przez całą wysokość belki opierającej się na stupie.



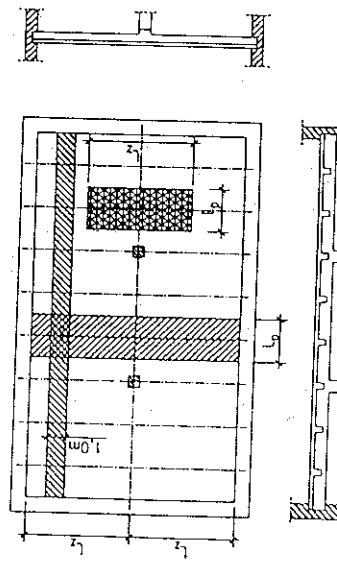
Rys. 17.2. Przykłady rozplanowania podciągów, żeber i stupów w stropach płytowo-żebrowych

Usytuowanie żeber równolegle do ścian podłużnych (rys. 17.2c, 17.2e), w których zazwyczaj znajdują się okna, pogarsza oświetlenie pomieszczeń. Rozwiążanie takie może być stosowane w budynkach, w których dobре oświetlenie nie jest konieczne, np. w magazynach.

Podciągi prostopadłe do ścian podłużnych muszą być oparte na silnych filarach międzyokiennech. Z wyżej wymienionych względów bardziej popularne są układy na rys. 17.2b i 17.2d.

#### Zbieranie obciążeń

Graficzną ilustracją zasad zbierania obciążeń na poszczególne elementy stropu równomiernie obciążonego jest rys. 17.3.



Rys. 17.3. Zasada zbierania obciążeń na poszczególne elementy stropu

Jednostki obciążeń wynikają z pola powierzchni uwzględnianego przy zbieraniu obciążeń. Mamy więc dla:

- płytę  $[kN/m^2]$
- żebra  $[kN/m]^2 \cdot l_p = [kN/m]$ ,
- podciągu  $[kN/m] \cdot l_i = kN$ ,
- stupa  $[kN]$  (reakcja podciągu).

#### Schematy statyczne

Schematy statyczne elementów stropu przedstawionego na rys. 17.3 są zróżnicowane. **Płyta** jest wieloprzęsłowa belką ciągłą o umownej szerokości 1,0 m. Obciążenia stałe  $g$  i zmienne  $q$  są równomiernie rozłożone. **Żebro** jest belką ciągłą 2-przęsłowa. Obciążenia stałe  $g$  i zmienne  $q$  są równomiernie rozłożone. **Podciąg** to belka ciągła 4-przęsłowa. Obciążenia stałe  $G$  oraz zmienne  $Q$  działają w postaci sił skupionych. **Stup** jest elementem osiowo ściszanym obciążonym reakcją oddziaływania podciągu oraz siłą przekazywaną z wyższych kondygnacji.

#### Uwagi ogólne

- Gdy element ma więcej niż 5 przęseł, w obliczeniach zakładana się belkę 5-przęsłową (patrz podrozdz. 17.3).
- Cześć własnych belki obciążonej siłami skupionymi (patrz podrozdz. 17.5) można wliczyć do sił skupionych, gdy występują co najmniej dwie siły w przesłę.
- Planując rozpiętości belek ciągłych, można zmniejszyć skrajne przęsła w stropu do pośrednich o 20%, przyjmując np.  $l_1: l_2: l_3: l_4 = 0,8: 1,0: 1,0: 0,8$ , ponieważ przy takich proporcjach istnieje możliwość wyrównania wartości momentów przesłowych.
- Metody obliczeń statycznych belek ciągłych, według tablic Winklera, oraz płaskiego wyrównania momentów wymagają, aby rozpiętości przeset i obciążenia różniły się nie więcej niż  $\pm 20\%$ .

#### 17.2. Założenia projektowe

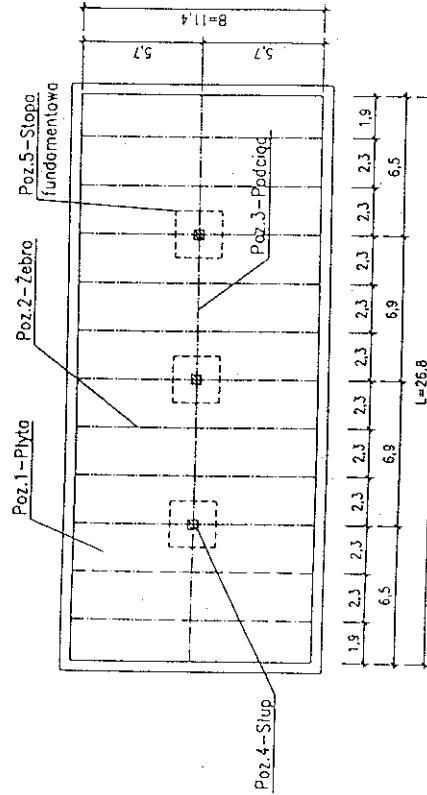
Monolityczny strop płytowo-żebrowy projektuje się nad przyziemiem w dwukondygnacyjnym budynku magazynowym. Obciążenia użytkowe działające na strop wynoszą  $8,0 \text{ kN/m}^2$ , przy czym zgodnie z założeniami technologicznymi, 50% tych obciążzeń działa długotrwale. Ściany budynku są murowane z cegły pełnej, a stropach jest żelbetowy prefabrykowany.

Obliczenia uwzględniają projektowanie elementów stropu, tj. płyt, żebra, podciągu, stupu i stopy fundamentowej.

Dane geometryczne i materiałowe są następujące:

- wymiary rzutu w świdle murów  $B \times L = 11,4 \text{ m} \times 26,8 \text{ m}$ ,
- wysokość kondygnacji  $H = 4,0 \text{ m}$ ,
- obciążenie użytkowe  $q = 8,0 \text{ kN/m}^2$ ,
- klasa ekspozycji XC3 (wnętrze budynku o umiarkowanej wilgotności),

- beton klasy B25 (C20/25) dla całej konstrukcji:
  - wytrzymałość charakterystyczna  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ ,
  - wytrzymałość obliczeniowa  $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$ ,
  - średnia wytrzymałość na rozciąganie
  - moduł sprężystości
- stal zbrojeniowa klasy A-I, gatunek St3S-b (płyta i zbrojenie pomocnicze):
  - charakterystyczna granica plastyczności  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,
  - stal zbrojeniowa klasy A-II/II, gatunek RB 500 W (podciąg)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,
  - stal zbrojeniowa klasy A-III, gatunek 34GS (żebro, strop, stopa fundamentowa):
    - $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,
    - $E_{cm} = 30000 \text{ MPa}$ ,
    - $f_{y'd} = 410 \text{ MPa}$ ,  $f_{vd} = 350 \text{ MPa}$ ,
    - $f_{v'd} = 420 \text{ MPa}$ , moduł sprężystości dla wszystkich klas stali  $E_r = 200000 \text{ MPa}$ .
- Rozplanowanie siatki stropu pokazano na rys. 17.4. Podciagi i żebra przekazują obciążenia na shupy i poprzez wieńce obwodowe na ściany budynku.



Rys. 17.4. Rozplanowanie siatki stropu

### 17.3. Pozyja 1. Płyta

Schemat statyczny. Płyty stropu mają kształt wydłużonego prostokąta, w którym rozpiętość boków spełnia warunek  $l_{\max} / l_{\min} > 2$ . Płyta o takich proporcjach geometrycznych jest jednokierunkowo zbrojona. Zginanie elementu rozpatruje się tylko w kierunku krótszego boku (patrz podrozdz. 16.1). Dwunastoprzesięgowa płyta stropu w obliczeniach statycznych jest traktowana jak belka 5-przesięgowa o umownej szerokości 1,0 m.

Rozpiętość efektywną  $l_{\text{eff}}$  elementu wyznacza się w zależności od sposobu podparcia z warunkiem:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_{n1} + a_{n2}$$

gdzie:  $l_n$  – rozpiętość w święte podpór,

$a_{n1} \downarrow a_{n2}$  – obliczeniowa głębokość oparcia elementu.

Obliczeniowa głębokość oparcia w elemencie ciągłym określana warunkiem:

$$a_{n1} = a_{n2} = \min(0,5t ; 0,5h)$$

Przyjawszy wstępnie grubość płyty  $h_p = 0,10 \text{ m}$  oraz szerokość oparcia na wieńcu i żebach  $t = 0,20 \text{ m}$ , określono teoretyczną głębokość oparcia na podporze skrajnej jako  $a_{n1} = a_{n2} = 0,5, 0,10 = 0,05 \text{ m}$ .

Rozpiętość efektywna przesięci skrajnych  $l_{\text{eff}} = 1,80 + 0,05 + 0,05 = 1,90 \text{ m}$ .

Rozpiętość efektywna przesięci pośrednich  $l_{\text{eff}} = 2,10 + 0,05 + 0,05 = 2,20 \text{ m}$ .

Grubość otulenia pętli zbrojenia głównego, której określona warunek (6.1), przyjęto ze względu na:

- przyczepność oraz zagęszczanie betonu (dla maksymalnego wymiaru kruszywa  $d_g \leq 32 \text{ mm}$ ), zakładając wstępnie zbrojenie główne płyty  $\phi = 8 \text{ mm}$ ,  $c_{\min} \geq \phi$ , czyli  $c_{\min} = 8 \text{ mm}$ ,
- ochronę stali przed korozją (tabl. 6.2) dla klasy ekspozycji XC3  $c_{\min} = 20 \text{ mm}$ .

Dopuszczalna odchyłka  $\Delta c$ , zależna od poziomu wykonawstwa, dla elementów wykonywanych na budowie wynosi 5+10 mm. Gdy wybierzemy większą z wartości  $c_{\min}$  oraz najmniejszą odchylikę  $\Delta c$ , otrzymamy  $c_{\text{nom}} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$ . Grubość otulenia zbrojenia wynosi 25 mm.

Grubość płyty  $h_p$  zależy od działających obciążzeń oraz od rozpiętości płyty. Optymalne rozpiętości i grubości płyty w powiązaniu z wartością obciążenia podano w tablicy 17.1 [11].

Tablica 17.1. Zalecane wartości rozpiętości i grubości płyty [11]

Grubość płyty [mm]	Rozpiętość płyty [m]				
	dla całkowitego obciążenia charakterystycznego [ $\text{kN/m}^2$ ]				
	3,0	5,0	7,5	10,0	15,0
60	2,4	2,0-2,2	1,6-1,8	nie stosować	nie stosować
70	2,8	2,4-2,6	2,0-2,2	1,7-1,9	–
80	nie stosować	2,9-3,1	2,2-2,4	1,9-2,1	–

Minimalna grubość płyty w zależności od przeznaczenia i sposobu wykonania określona norma [26]. Dla płyt stropowych betonowych na miejscu budowy wynosi ona 60 mm (patrz tabl. 16.1).

W żadnym przypadku grubość płyty nie może być mniejsza, niż to wynika z warunku nieprzekroczenia granicznych wartości ugęęć. Wymagania co do sztywności elementów zginanych i co za tym idzie, stosunku  $l_{\text{eff}} / d$  w stanie granicznym ugęęć wprowadza norma [26]. W tablicy 14.2 podano maksymalne wartości stosunku  $l_{\text{eff}} / d$ . Z tej tablicy dla wewnętrznego przęsła płyty

wykonanej z betonu B25 o stopniu zbrojenia w granicach 0,50% i naprężeniach w zbrojeniu  $\sigma_f \leq 250$  MPa otrzymamy:

$$\left( \frac{l_{\text{eff}}}{d} \right)_{\lim} \leq 35$$

Minimalna wysokość użytkczna płyty

$$d = \frac{220}{35} = 6,28 \text{ cm}$$

Wysokość użytkczna  $d$  musi być powiększona o grubość otuliny (przyjęto 25 mm) oraz odległość do środka zbrojenia (przyjęto  $\phi 8$ ), tak więc grubość płyty:

$$h_f = d + a_1,$$

$$a_1 = 25 + 0,5 \cdot 8 = 29 \approx 30 \text{ mm},$$

$$h_f = 6,28 + 3,0 = 9,28 \text{ cm}.$$

Ponieważ grubość płyty ustala się z dokładnością do 1 cm, przyjęto  $h_f = 10 \text{ cm}$  oraz wysokość użytkczna płyty  $d = 7 \text{ cm}$ .

Tablica 17.2. Zestawienie obciążen przypadających na płytę

Rodzaj obciążenia	Obciążenie charakterystyczne [kN/m <sup>2</sup> ]	Współczynnik obciążenia γ	Obciążenie obliczeniowe [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Obciążenia stałe:</b>			
płytki granitogres na zaprawie cementowej	0,44	1,3	0,57
glaz d cementowa 3 cm	0,03-21,0	0,63	0,82
styropian 3 cm	0,03-0,45	0,01	0,01
izolacja	0,02	0,02	0,02
płyta żelbetowa 10 cm	0,10-25,0	2,50	1,1
Razem	$g_k = 3,60$		$g = 4,17$
<b>Obciążenie użytkowe</b>			
	$q_k = 8,00$	1,2	$q = 9,60$
Ogółem	$g_k + q_k = 11,60 \text{ kN/m}^2$		$g+q = 13,77 \text{ kN/m}^2$

$$q = 4,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 9,60 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Sd} = M_3 = 4,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{Sd}}{f_{cd} b d^2} = \frac{0,00491}{13,3 \cdot 1,0 \cdot 0,07^2} = 0,075$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,075} = 0,078 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,62$$

Rys. 17.5. Schemat statyczny płyty

Przekrój może być pojedynczo zbrojony, więc

W projektowanej płytce ciągłej jednokierunkowo zbrojonej wartości momentów zginających obliczono metodą analizy liniowo-spreżystej z wykorzystaniem tablic Winklera [7, 11].

$$\begin{aligned} M_1 &= (0,0781 \cdot 4,17 + 0,100 \cdot 9,6) 1,90^2 = 4,64 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_2 &= (0,0331 \cdot 4,17 + 0,0787 \cdot 9,6) 2,20^2 = 4,32 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_3 &= (0,0462 \cdot 4,17 + 0,0855 \cdot 9,6) 2,20^2 = 4,91 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_B &= -(0,105 \cdot 4,17 + 0,119 \cdot 9,6) [0,5(1,90 + 2,20)]^2 = -6,64 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_C &= -(0,079 \cdot 4,17 + 0,111 \cdot 9,6) 2,20^2 = -6,75 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{1,\min} &= (0,0781 \cdot 4,17 - 0,0263 \cdot 9,6) 1,90^2 = 0,26 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{2,\min} &= (0,0331 \cdot 4,17 - 0,0461 \cdot 9,6) 2,20^2 = -1,47 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{3,\min} &= (0,0462 \cdot 4,17 - 0,0395 \cdot 9,6) 2,20^2 = -0,90 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{B,\min,odp} &= -(0,105 \cdot 4,17 + 0,053 \cdot 9,6) [0,5(1,90 + 2,20)]^2 = -3,98 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{C,\min,odp} &= -(0,079 \cdot 4,17 + 0,040 \cdot 9,6) 2,20^2 = -3,45 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Cl,\max} &= -(0,474 \cdot 4,17 + 0,576 \cdot 9,6) 2,20 = -16,51 \text{ kN} \\ V_{Cr,\max} &= (0,500 \cdot 4,17 + 0,591 \cdot 9,6) 2,20 = 17,07 \text{ kN} \end{aligned}$$



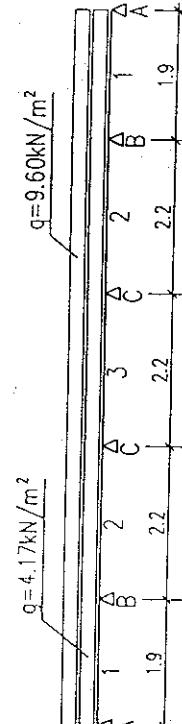
Rys. 17.6. Wykres momentów zginających w płytce

Wymiarowanie płyt

I. Stan graniczny nośności

1. Obliczenie pola zbrojenia ze względu na zgimanie

A. Zbrojenie w przekr. pośrednim (3)



Rys. 17.5. Schemat statyczny płyty

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,078 = 0,961$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{vk} d} = \frac{0,00491}{0,961 \cdot 210 \cdot 0,07} = 0,000348 \text{ m}^2 = 3,48 \text{ cm}^2$$

Przyjęto  $8\phi 8 \quad A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie warunku minimalnego pola przekroju zbrojenia podłużnego Minimalny przekrój zbrojenia w elementach zginanych określono z warunków (5.2) i (5.3):

$$A_{s1,\min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,07 = 0,000091 \text{ m}^2 = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,\min} = 0,26 \frac{f_{vk} bd}{f_{vk}} = 0,26 \frac{2,2}{240} 1,0 \cdot 0,07 = 0,000167 \text{ m}^2 = 1,67 \text{ cm}^2$$

oraz z warunku (13.14) wymaganego z uwagi na ograniczenie szerokości rys spowodowanych skurczem, osiądaniem podpór itp.:

$$A_{s1,\min} = k_c k_f \sigma_{c,\text{lim}} \frac{A_c}{\sigma_{c,\text{lim}}} = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2,2 \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,10}{240} = 0,000147 \text{ m}^2 = 1,47 \text{ cm}^2$$

Przyjęty przekrój  $A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$  jest większy od minimalnego określonego z powyższych warunków.

Stopień zbrojenia w przęstach płyty

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{0,000402}{1,0 \cdot 0,07} = 0,0057 = 0,57\%$$

B. Zbrojenie w przęśle skrajnym (1) oraz przedskrajnym (2)

Momenty  $M_1 = 4,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$  oraz  $M_2 = 4,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$  są tylko nieco mniejsze od momentu  $M_3$ , więc ze względu na prostotę wykonania zbrojenia przyjęto jednakowe zbrojenie we wszystkich przęstach, tj.  $8\phi 8$  na 1 m szerokości płyty.

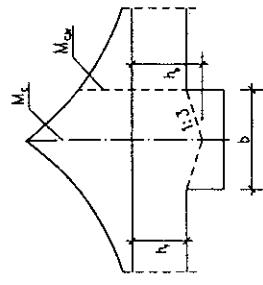
C. Zbrojenie na podporze przedskrajnej (B) i podporowym podskrajnym (C)

W belkach ciągłych zaleca się obliczać przekrój zbrojenia podporowego w dwóch przekrojach:

- w osi podpory,

- na krawędzi podpory.

W osi podpory maksymalny moment zginający działa na przekrój, którego wysokość może być powiększona. W belce monolitycznej wysokość użytkowa przekroju jest określana z uwzględnieniem tzw. skosu ukrytego o umownym nachyleniu 1 : 3 (patrz rys. 17.7).



Rys. 17.7. Skos ukryty na podporze monolitycznej belki ciągiej

Momenty na podporach pośrednich mają zblizone wartości:

$$M_B = 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_C = 6,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

i z tego względu podpory zbrojono nawiększy moment.

Zbrojenie w osi podpory:

$$h_p = h_f + \frac{0,5b}{3} = 0,10 + \frac{0,5 \cdot 0,20}{3} = 0,13 \text{ m}$$

$$d_p = h_p - a_1 = 0,13 - 0,03 = 0,13 \text{ m}$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd} b d_p^2} = \frac{0,00675}{13,3 \cdot 1,0 \cdot 0,10^2} = 0,051$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052 < \zeta_{\text{eff,lim}} = 0,62$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,052 = 0,974$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{vk} d_p} = \frac{0,00675}{0,974 \cdot 210 \cdot 0,10} = 0,000333 \text{ m}^2 = 3,30 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie na krawędzi podpory:

$$M_{C,kr} = M_C + V_C \frac{b}{2} - \frac{(g+q)b^2}{8} = \\ = -6,75 + 16,51 \frac{0,20}{2} - \frac{(4,17 + 9,60)0,20^2}{8} = -5,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd} b d^2} = \frac{0,00517}{13,3 \cdot 1,0 \cdot 0,07^2} = 0,079$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,079} = 0,082 < \zeta_{\text{eff,lim}} = 0,62$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,082 = 0,959$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\xi_{\text{eff}} f_{yv} d} = \frac{0,00517}{0,959 \cdot 210 \cdot 0,07} = 0,000367 \text{ m}^2 = 3,67 \text{ cm}^2$$

Przyjęto  $8\phi 8$   $A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$

#### D. Zbrojenie na podporze skrajnej (A)

W przyjętym schemacie statycznym płyty na podporze skrajnej nie występuje moment zginający. W rzeczywistości istnieje tam moment spowodowany częściowym zamocowaniem płyty w wieńcu. Na podporze skrajnej zastosowano konstrukcyjne zbrojenie górnego na długości  $0,2l_s = 0,2 \cdot 1,8 = 0,36 \text{ m}$  od lica wieńca. Przeciek tego zbrojenia powinien wynosić co najmniej 25% zbrojenia przesiewowego – przyjęto więc  $4\phi 8$  co 250 mm.

#### E. Długość zakotwienia prełów na podporach

Zbrojenie przesieowe płyty doprowadzone do podpory musi być przedłużone poza jej krawędź. Długość zakotwienia prełów podłużnych w elementach zginanych niewymagających obliczania zbrojenia na siłę poprzeczną przy  $l_{\text{eff}} / h \geq 12$  i doprowadzeniu do podpory co najmniej 2/3 prełów z przęsta można przyjmować równą  $5\phi$ . W obliczanej płycie minimalna długość zakotwienia na podporach  $5\phi = 5 \cdot 8 = 4 \text{ cm}$ , przyjęto  $t_{\text{ad}} = 10 \text{ cm}$ .

#### F. Zbrojenie rozdzielcze

W przypadku obciążenia równomiernie rozłożonych nośność zbrojenia rozdzielcze-go nie powinna być mniejsza niż 10% nośności zbrojenia głównego (patrz podrozdz. 16.1). Przyjęto, że zbrojenie rozdzielcze stanowi 4 preły  $\phi = 4,5 \text{ mm}$  w rozstawie co 25 cm, których pole przekroju wynosi  $0,64 \text{ cm}^2$  i jest większe niż 10% pola przekroju zbrojenia głównego.

#### G. Zbrojenie na minimalne momenty przesieowe

W przęstach płyty, na której działa obciążenie zmienne, mogą wystąpić momenty ujemne. W takim przypadku należy sprawdzić, czy w przęstach jest potrzebne dodatkowe zbrojenie góra. Ujemny moment w przęsie wzrasta bardzo szybko w kierunku podpór i dla tego zbrojenie górne obliczono z uwzględnieniem powiększonego momentu zginającego, który oszacowano jako

$$\bar{M} = M_{\min} + 0,33 M_{\rho, \text{odp}}$$

gdzie:  $M_{\min}$  – najmniejsza wartość momentu ujemnego w przęsie płyty,  $M_{\rho, \text{odp}}$  – większa wartość momentu nad podporą odpowiadająca schematowi obciążenia, dla którego obliczono minimalny moment przesieowy.

$$\begin{aligned}\bar{M}_2 &= -(1,47 + 0,33 \cdot 3,98) = -2,78 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \bar{M}_3 &= -(0,90 + 0,33 \cdot 3,45) = -2,04 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

Momenty ujemne, które powodują rozciąganie górnych włókien, mogą być przeniesione przez przekrój betonowy płyty. Nośność płyty niezbędnej okresła moment rysujący liczony ze wzoru (13.2).

$$M_{cr} = W_c f_{cr} = \frac{1,0 \cdot 0,10^2}{6} \cdot 2,2 = 0,00366 \text{ MN} \cdot \text{m} = 3,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} = 3,66 > \bar{M} = 2,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment rysujący jest większy od momentów minimalnych w przęstach płyty. Oznacza to, że płyta nie wymaga dodatkowego zbrojenia góra.

#### II. Sprawdzenie stanu granicznego zarysowania

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, korzystając z tablicy 13.2. Zarysowanie płyty sprawdzono, przyjmując założenie, że 50% obciążen użytkowych działa długotrwałe.

Moment charakterystyczny od obciążzeń długotrwałych w przęsie pośrednim (3)

$$M_{3k,ii} = (0,0462 \cdot 3,60 + 0,0855 \cdot 0,5 \cdot 8,0) 2,20^2 = 2,46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Naprężenie w zbrojeniu (dla  $\rho = 0,57\%$  przyjęto  $\zeta = 0,85$ )

$$\sigma_r = \frac{M_{sd}}{\zeta d A_{s1}} = \frac{0,00246}{0,85 \cdot 0,07 \cdot 0,000402} = 102,93 \text{ MPa}$$

Na podstawie tablicy 13.2 określono  $\phi_{\max} = 32 \text{ mm}$ . Ponieważ zastosowano  $\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 32 \text{ mm}$ , graniczna szerokość  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  nie zostanie przekroczona.

#### III. Sprawdzenie stanu granicznego ugięcia

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, korzystając z tablicy 14.2.

$$M_{3k,ii} = 2,46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \sigma_3 = 102,93 \text{ MPa}$$

Wartość maksymalna  $(l_{\text{eff}} / d)_{\text{lim}} = 35$  odczytaną z tablicy 14.2 korygujemy współczynnikami:

$\delta_1 = 1,0$  (z uwagi na to, że rozpiętość płyty nie przekracza 6 m),

$$\delta_2 = 250 / \sigma_3 = 250 / 102,93 = 2,43$$

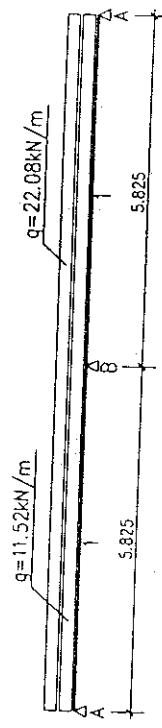
$$\left( \frac{l_{\text{eff}}}{d} \right) = \frac{2,20}{0,07} = 31,43 < \delta_1 \delta_2 \left( \frac{l_{\text{eff}}}{d} \right)_{\text{lim}} = 1,0 \cdot 2,43 \cdot 35 = 85,05$$

Uzyskany wynik oznacza, że nie ma potrzeby sprawdzania ugięcia metodą do-kładną.

## 17.4. Pozycja 2. Żebro

Schemat statyczny. Żebro jest belką dwuprzeszową o przekroju teowym, równomiernie obciążoną ciężarem własnym i obciążeniem użytkowym (rys. 17.8). Rozpiętość efektywna. Przyjęto:

- szerokość podporów skrajnych na murze  $t = 0,25 \text{ m}$ ,
- szerokość oparcia na podciągu  $t = 0,35 \text{ m}$ ,
- $l_{\text{eff}} = l_n + a_{n1} + a_{n2}$
- $a_{n1} = 0,125 \text{ m}, a_{n2} = 0,175 \text{ m}$
- $l_{\text{eff}} = 5,525 + 0,125 + 0,175 = 5,825 \text{ m}$



Rys. 17.8. Schemat statyczny żebra

Grubość otępuń zbrojenia. Przyjęto ją jak w przypadku płyty:  $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$ . Trzeba jednak zaznaczyć, że w belce jest to grubość otępuń do spodu strzenion. Przy założeniu średnicy strzemiion  $\phi = 6 \text{ mm}$  grubość otępuń zbrojenia głównego żebra  $c = 25 + 6 = 31 \text{ mm}$ .

Zestawienie obciążen przypadających na żebro

Obciążenia stałe:

- oddziaływanie z poz. 1

$$3,60 \cdot 2,30 = 8,28 \text{ kN/m}$$

$$4,17 \cdot 2,30 = 9,59 \text{ kN/m}$$

ciężar własny żebra

$$25,0 \cdot 0,20(0,45 - 0,10) = 1,75 \text{ kN/m}$$

1,75 \cdot 1,1 = 1,93 \text{ kN/m}

razem

$$g_t = 8,28 + 1,75 = 10,03 \text{ kN/m}$$

$$g = 9,59 + 1,93 = 11,52 \text{ kN/m}$$

Obciążenie użytkowe

$$q_t = 8,0 \cdot 2,30 = 18,40 \text{ kN/m}$$

$$q = 18,40 \cdot 1,2 = 22,08 \text{ kN/m}$$

Obciążenie całkowite

$$g_t + q_t = 10,03 + 18,40 = 28,43 \text{ kN/m}$$

$$g + q = 11,52 + 22,08 = 33,60 \text{ kN/m}$$

Wymiary przekroju poprzecznego belki zależą przede wszystkim od działających obciążzeń i rozpiętości elementu. W zestawieniu obciążen przyjęto szacunkowo wymiary żebra, które po zakończeniu wstępnej analizy mogą być skorygowane. Wymiary belki dobramy tak, aby spełnić wymagania stanów granicznych nośności oraz ugięcia.

**Obliczenia wymiarów przekroju poprzecznego belki ze względu na stan grawitacyjny nośności.** Dane:

- obciążenie obliczeniowe  $g+q = 33,60 \text{ kN/m}$ ,
- rozpiętość efektywna przęsła żebra  $l_{\text{eff}} = 5,825 \text{ m}$ ,
- moment przegięty obliczony szacunkowo jak dla belki swobodnie podpartej

$$M_0 = \frac{(g+q)l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{33,60 \cdot 5,825^2}{8} = 142,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

W przypadku schematu belki ciągłej zmniejszono moment przegięty, przyjmując

$$M = 0,7M_0 = 0,7 \cdot 142,50 = 99,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Do obliczeń przyjęto:

- beton klasy B25,  $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$ ,
- stal klasy A-III,  $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ ,
- stopień zbrojenia  $\rho = 1\%$ ,
- szerokość żebra  $b = 0,20 \text{ m}$ .

Obliczenie wysokości żebra:

$$\xi_{\text{eff}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,01 \frac{350}{13,3} = 0,263$$

$$\mu_{\text{eff}} = \xi_{\text{eff}}(1 - 0,5\xi_{\text{eff}}) = 0,263(1 - 0,5 \cdot 0,263) = 0,228$$

$$d = \frac{1}{\sqrt{\mu_{\text{eff}}}} \sqrt{\frac{M}{f_{cd}b}} = \frac{1}{\sqrt{0,228}} \sqrt{\frac{99,75}{13,3 \cdot 0,20}} = 0,40 \text{ m}$$

Wstępnie oszacowana wysokość użytkowa zbrojenia  $d$  należy powiększyć o grubość otuliny  $c = 31 \text{ mm}$  i potową średnicę zbrojenia głównego. Założono zastosowanie prełów o średnicy  $16 \text{ mm}$ . W przypadku ułożenia zbrojenia w jednym rzędzie:

$$a_1 = 31 + 0,5 \cdot 16 = 39 \text{ mm}, \text{ przyjęto } a_1 = 40 \text{ mm}.$$

Ponieważ wysokość belki ustala się, stopniując wymiar co  $5 \text{ cm}$ , przyjęto:  $h = 0,45 \text{ m}, b = 0,20 \text{ m}$ .

**Obliczenia wymiarów przekroju poprzecznego belki ze względu na stan grawitacyjny ugięcia.** Korzystamy z tablicy 14.2, w której podano maksymalną wartość stosunku rozpiętości  $l_{\text{eff}}$  do wysokości użytkowej  $d$ , przy której nie będzie przekroczone dopuszczalne ugięcie sprawdzanego elementu konstrukcji. W przypadku skrajnego przęsła belki ciągłej dla stopnia zbrojenia  $A_r / (bd) = 1\%$  oraz betonu klasy B25 maksymalna wartość odczytana z tablicy 14.2

$$\left(\frac{l_{\text{eff}}}{d}\right)_{\text{lim}} \leq 22$$

Minimalna wysokość użyteczna żebra

$$d = \frac{l_{\text{eff}}}{22} = \frac{582,5}{22} = 26,5 \text{ cm}$$

Ze względu na stan graniczny ugięcia otrzymano mniejszą wysokość belki niż z wyliczeń stanu granicznego nośności na zginanie. Przyjęto więc uprzednio ustalone wymiary żebra.

Uwaga! O przyjęciu wymiarów przekroju belek o większych rozpiętościach decyduje zazwyczaj stan graniczny ugięcia.

Obliczenie momentów zginających i sił poprzecznych. Momenety ekstremalne i siły poprzeczne obliczono, korzystając z tablic Winklera.

$$M_1 = (0,070 \cdot 11,52 + 0,096 \cdot 22,08) \cdot 5,825^2 = 99,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = -0,125(11,52 + 22,08) \cdot 5,825^2 = -142,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

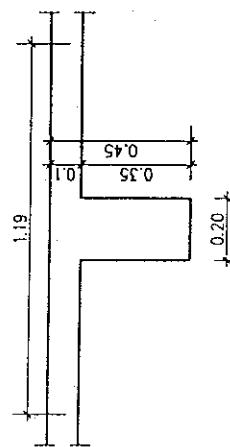
$$V_A = (0,375 \cdot 11,52 + 0,437 \cdot 22,08) \cdot 5,825 = 81,37 \text{ kN}$$

$$V_{BL} = V_{BP} = 0,625(11,52 + 22,08) \cdot 5,825 = \pm 122,32 \text{ kN}$$

Geometria przekroju poprzecznego żebra. W obliczeniach monolitycznego żebra uwzględnia się współpracę płyt z belką, oba elementy tworzą łączne przekrój teowy.

$$l_{\text{eff}} = 5,825 \text{ m}$$

$$h = 0,45 \text{ m}, b_w = 0,20 \text{ m}, h_f = 0,10 \text{ m}, b_1 = b_2 = 1,05 \text{ m}$$



Rys. 17.9. Wymiary żebra liczonego jako przekrój teowy

Szerokość płyt wspierającej żebra (patrz podrozdz. 8.6) dla wszystkich stanów granicznych

$$b_{\text{eff}} = b_w + 0,2l_0 \leq b_w + b_1 + b_2$$

$$\boxed{A_{v1} = 8,04 \text{ cm}^2}$$

Przestęp skrajne  $l_0 = 0,85l_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff}} = 0,20 + 0,2 \cdot 0,85 \cdot 5,825 = 1,19 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff2}} = 0,56 \text{ m}$$

$$1,19 \text{ m} < 0,20 + 1,05 + 1,05 = 2,30 \text{ m}$$

W stanie granicznym nośności

$$b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff}} + b_{\text{eff}}$$

$$b_{\text{eff1}} = b_{\text{eff2}} = 6h_f$$

$$b_{\text{eff}} = 0,20 + 2 \cdot 6 \cdot 0,10 = 1,40 \text{ m.}$$

Do obliczeń stanu granicznego nośności przyjęto mniejszą wartość szerokości płyt współpracyającej z belką, czyli  $b_{\text{eff}} = 1,19 \text{ m}$ .

Wymiarowanie żebra

### I. Stan graniczny nośności

#### 1. Obliczenie pola przekroju zbrojenia podłużnego z uwagi na zginanie

A. Zbrojenie w przeszle

$$M_1 = 99,28 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$h = 0,45 \text{ m}, d = 0,41 \text{ m}, a_1 = 25 + 6 + 0,5 \cdot 16 = 39 \text{ mm, przyjęto } a_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$b = 0,20 \text{ m}, b_{\text{eff}} = 1,19 \text{ m.}$$

Sprawdzamy położenie osi obojętnej w celu ustalenia, czy przekrój jest pozornie, czy rzeczywiście teowy. Zaktładyamy, że  $x_{\text{eff}} = h_f$ , i obliczamy nośność przekroju przy tym założeniu:

$$M_{Rd} = f_{cd} b_{\text{eff}} h_f (d - 0,5h_f) = 13300 \cdot 1,19 \cdot 0,10 (0,41 - 0,5 \cdot 0,10) = 569,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 567,77 > M_{sd} = M_1 = 99,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Przekrój jest pozornie teowy.

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd} h_{\text{eff}} d^2} = \frac{0,09928}{13,3 \cdot 1,19 \cdot 0,41^2} = 0,037$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,037} = 0,038 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,53$$

Przekrój może być pojedynczo zbrojony.

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,038 = 0,981$$

$$A_{v1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{yd} d} = \frac{0,09928}{0,981 \cdot 350 \cdot 0,41} = 0,000705 \text{ m}^2 = 7,05 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto } 4\phi 16 \quad A_{v1} = 8,04 \text{ cm}^2}$$

Sprawdzenie warunku minimalnego pola przekroju zbrojenia podłużnego z warunków (5.2) i (5.3):

$$A_{s1,\min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 0,20 \cdot 0,41 = 0,000107 \text{ m}^2 = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{sk}} bd = 0,26 \frac{2,2}{4,10} 0,20 \cdot 0,41 = 0,000114 \text{ m}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

oraz z warunku (13.14) wymaganego z uwagi na ograniczenie szerokości rys spowodowanych skurczem, osiądaniem podpor itp.:

$$A_{s1,\min} = k_c k f_{cr,eff} \frac{A_{el}}{\sigma_{s,lim}} = 0,4 \cdot 0,71 \cdot 2,2 \frac{0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,20}{240} = 0,000117 \text{ m}^2 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Przyjęty przekrój zbrojenia  $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$  jest większy od minimalnego wyznaczonego z powyższych warunków.

Stopień zbrojenia w przęśle

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{0,000804}{0,20 \cdot 0,41} = 0,0098 = 0,98\% \approx 1\%$$

B. Zbrojenie na podporze B  
Obliczamy je w osi i na krawędzi podpory. Zbrojenie w osi podpory:

$$M_B = -142,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h_p = h + \frac{0,5b}{3} = 0,45 + \frac{0,5 \cdot 0,35}{3} = 0,51 \text{ m}$$

$$d_p = h_p - a_1 = 0,51 - 0,0066 = 0,444 \text{ m}, \text{ przyjęto } d_p = 0,44 \text{ mm.}$$

$a_1 = 25 + 8 + 6 + 16 + 0,5 \cdot 2,1 = 65,5 \text{ mm}$ , przyjęto  $a_1 = 66 \text{ mm}$ . Wartość  $a_1$  na podporze obliczono, uwzględniając: otulinę 25 mm, pręty zbrojenia płyty  $\phi = 8 \text{ mm}$ , strzemie belki  $\phi = 6 \text{ mm}$ , średnicę zbrojenia na podporze zebra  $\phi = 16 \text{ mm}$  oraz połowę odległości między dwoma rzędami zbrojenia.

$$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{f_{sd} b d_p^2} = \frac{0,14250}{13,3 \cdot 0,20 \cdot 0,44^2} = 0,277$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,277} = 0,332 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} f_{sd} d_p} = \frac{0,14250}{0,834 \cdot 3,50 \cdot 0,44} = 0,001109 \text{ m}^2 = 11,09 \text{ cm}^2$$

$\sigma_{cp} = 0$ , ponieważ belka nie jest obciążona podłużną siłą ściągającą

Zbrojenie na krawędzi podpory:

$$M_{B,kr} = M_B + V_B \frac{b}{2} - \frac{(g+q)b^2}{8} = \\ = -142,50 + 122,32 \frac{0,35}{2} - \frac{(11,52 + 22,08)0,35^2}{8} = -121,61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{f_{sd} b d^2} = \frac{0,12161}{13,3 \cdot 0,20 \cdot 0,384^2} = 0,310$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,310} = 0,383 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0,5 \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,383 = 0,808$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} f_{sd} d} = \frac{0,12161}{0,808 \cdot 3,50 \cdot 0,384} = 0,001120 \text{ m}^2 = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto } 6\phi 16 \quad A_{s1} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Stopień zbrojenia na podporze

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b d} = \frac{0,001206}{0,20 \cdot 0,384} = 0,0157 = 1,57\%$$

## 2. Obliczanie pola przekroju zbrojenia z uwagą na ścianie

A. Podpora skrajna

$$V_{sd,kr} = V_A = 81,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd,kr} = V_A - (g+q)0,5r = 81,37 - (11,52 + 22,8)0,5 \cdot 0,25 = 77,17 \text{ kN}$$

Należy sprawdzić, czy obliczanie nośności na ścianie jest konieczne. W tym celu określamy obliczeniową nośność na ścianie  $V_{sdII}$  w elemencie bez zbrojenia po przecznego ze wzoru (9.11):

$$V_{sdII} = [0,35k f_{sd}(1,2 + 40\rho_s) + 0,15\sigma_{cp} b_w d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,41 = 1,19 \quad (\text{do podpory doprowadzono } 4 \phi 16, A_{sL} = 8,04 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_s = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{8,04}{20 \cdot 41} = 0,01$$

$$f_{sd} = 1,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0, ponieważ belka nie jest obciążona podłużną siłą ściągającą$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,19 \cdot 1,0 (1,2 + 40 \cdot 0,01)] \cdot 0,20 \cdot 0,41 = 0,05464 \text{ MN}$$

$$V_{Sd,k} = 77,17 \text{ kN} > V_{Rd1} = 54,64 \text{ kN}$$

Konieczne jest obliczenie dodatkowego zbrojenia poprzecznego na odcinku drugiego rodzaju.

Nośność sciskanych krzyżulek betonowych obliczamy ze wzoru (9.15):

$$V_{Rd2} = V f_{sd} b_w z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0,552 \cdot 13,3 \cdot 0,20 \cdot 0,9 \cdot 0,41 \frac{1,75}{1+1,75^2} = 0,23334 \text{ MN}$$

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{20}{250} \right) = 0,552$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,41 = 0,37 \text{ m}$$

$$V_{Sd,k} = 77,17 \text{ kN} < V_{Rd2} = 233,40 \text{ kN}$$

Nośność sciskanych krzyżulek betonowych jest wystarczająca.

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$l_i = \frac{V_{Sd,u} - V_{Rd1}}{g + q} = \frac{77,17 - 54,64}{33,60} = 0,67 \text{ m}$$

Rozstawi strzemion (wzór 9.32) obliczono, przyjmując, że:

- zbrojenie na ścianie składa się wyłącznie ze strzemiemion pionowych,
- strzemiona są dwuramiennie  $\phi 6$  ze stali A-I,
- strzemiona przenoszą całą siłę poprzeczną  $V_{Sd,k}$ , tak więc  $V_{Sd,k} = V_{Rd1}$ ,
- $\cot \theta = 1,75$ .

$$s_1 = \frac{A_{sw} f_{ywd} z \cot \theta}{V_{Sd,k} - V_{Rd1}} = \frac{0,0000028 \cdot 2 \cdot 210 \cdot 0,37 \cdot 1,75}{0,07717} = 0,10 \text{ m}$$

Przyjęto  $l_i = 0,70 \text{ m}$  i rozmieszczone strzemiona dwuramienne w rozstawie co 10 cm.

Minimalny stopień zbrojenia strzemionami (wzór 9.34):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywd}} = \frac{0,08\sqrt{20}}{240} = 0,0015$$

Stopień zbrojenia strzemionami

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{2 \cdot 0,000028}{0,10 \cdot 0,20} = 0,00028 > \rho_{w,min} = 0,0015$$

Zaprojektowane zbrojenie strzemionami prostopadłymi do osi belki zapewnia nośność na ścianie na odcinku drugiego rodzaju.

Sprawdzenie, czy zbrojenie podłużne doprowadzone do skrajnej podpory przenesie siłę rozciągającą  $\Delta F_{id}$  obliczoną z uwzględnieniem siły poprzecznej (wzór 9.24):

$$\Delta F_{id} = 0,5 V_{sd} \cot \theta = 0,5 \cdot 81,37 \cdot 1,75 = 71,20 \text{ kN}$$

Do przeniesienia siły  $\Delta F_{id}$  wystarczy zbrojenie podłużne o przekroju  $\Delta A_{sl}$ :

$$\Delta A_{sl} = \frac{\Delta F_{id}}{f_{yld}} = \frac{0,07120}{350} = 0,000203 \text{ m}^2 = 2,03 \text{ cm}^2$$

W przypadku podpory skrajnej (gdy  $M_{sd} = 0$ ) jest to minimalny przekrój zbrojenia, które należy doprowadzić do podpory i odpowiednio zakotwić. Do skrajnej podpory doprowadzono 4 prety  $\phi 16$ , których pole przekroju zbrojenia przeniesie siły rozciągającej  $\Delta F_{id}$ , ponieważ  $A_{sl} = 8,04 \text{ cm}^2 > 2,03 \text{ cm}^2$ .

Obliczenie długości zakotwienia pretów podłużnych (wzór 5.9)  $4\phi 16$  mm doprowadzonych do skrajnej podpory:

$$l_{bd} = \alpha_d l_b \frac{A_{x,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha_d = 1,0$  dla pretów prostych,  
 $f_{bd} = 2,3 \text{ MPa}$  z tablicy 5.1,

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yld}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \frac{350}{2,3} = 38\phi = 38 \cdot 1,6 = 61 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 \cdot 61 = 18,3 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \cdot 1,6 = 16,0 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$A_{s,prov}$  – pole przekroju zbrojenia zastosowanego  $4\phi 16$  mm =  $8,04 \text{ cm}^2$ .

Wymagana powierzchnię zbrojenia  $A_{x,req}$  należy przyjąć z uwagi na:

- minimalny przekrój zbrojenia podłużnego w elementach zginanych, w rozważanym przypadku  $A_{s,min} = 1,14 \text{ cm}^2$  (paźr zginanie),
- przekrój potrzebny do przeniesienia siły  $\Delta F_{id}$ , czyli  $A_s = 2,03 \text{ cm}^2$ .

Przyjęto więc  $A_{s,req} = 2,03 \text{ cm}^2$ .

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 61 \cdot \frac{2,03}{8,04} = 15,4 \text{ cm} < l_{b,min} = 18,3 \text{ cm}$$

Szerokość podpory skrajnej  $l_1 = 25$  cm, przyjęto  $l_{bd} = 20$  cm, tak więc ze względu na ścianie płyty doprowadzone do skrajnej podpory będą dostateczne zakotwienie.

Długość zakotwienia płyty podłużnych  $4\phi 16$  mm na podporze pośredniej określono jak dla elementu, w którym doprowadzono do podpory co najmniej 2/3 pretów z przęsła, oraz  $l_{eff}/h \geq 12$  ( $5,825/0,45 = 12,9 > 12$ ). Zbrojenie podłużne żebra musi być przedłużone poza krawędź podpory pośredniej o odcinek nie krótszy niż  $10\phi$  tj. 16 cm.

Ponieważ  $l_{b,min} = 18,3$  cm, przyjęto długość zakotwienia równą 20 cm.

Podłużna sila ścinająca przypadająca na jednostkę długości jednostronnego połączenia płyki ze środkiem (wzór 9.27)

$$v_{sd} = \beta_f \frac{V_{sd}}{z}$$

Półka żebra jest ściskana między punktami zerowymi momentów na długości, która można oszacować jako:

$$l_0 = 0,85l_{eff} = 0,85 \cdot 5,825 = 4,95 \text{ m}$$

Rozpatrzono odcinek  $\Delta x$ , który jest połową odległości między przekrojami  $M = 0$  oraz  $M = |M_{max}|$ .

$$\Delta x = 0,25l_0 = 0,25 \cdot 4,95 = 1,24 \text{ m}$$

Sila poprzeczna w odległości 1,24 m od podpory A

$$V_{sd(1,24)} = V_A - (g + q)l_1 \cdot 24 = 81,37 - 33,60 \cdot 1,24 = 39,71 \text{ kN}$$

Średnia wartość siły poprzecznej na odcinku  $\Delta x$

$$\beta_f = \frac{b_{eff}}{b_{eff}} = \frac{0,495}{1,19} = 0,42$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,41 = 0,369 \text{ m}$$

$$v_{sd} = \beta_f \frac{V_{sd}}{z} = 0,42 \cdot \frac{60,54}{0,369} = 68,90 \text{ kN/m}$$

$$v_{kd2} = v_{f,cd} h_f \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta^2} = 0,552 \cdot 13,3 \cdot 0,10 \frac{1,75}{1 + 1,75^2} = 0,31625 \text{ MN/m}$$

Zbrojenie płytę  $A_g = 0,00005 \text{ m}^2 (\phi 8 \text{ mm})$ , rozstaw pretów  $s_f = 0,125 \text{ m}$ .

$$v_{kd3} = \frac{A_{sf}}{s_f} f_{yd} \cot \theta = \frac{0,00005}{0,125} \cdot 210 \cdot 1,75 = 0,1470 \text{ MN/m}$$

$$v_{sd} = 68,90 \text{ kN/m} < v_{kd2} = 316,25 \text{ kN/m} \text{ oraz } < v_{kd3} = 147,0 \text{ kN/m}$$

Ścinanie między środkiem a półkami nie wystąpi.

### B. Podpora środkowa

Należy sprawdzić, czy obliczanie nośności na ścianie jest konieczne.

$$V_{Rd1} = [0,35k_f f_{cd}(1,2 + 40\rho_f) + 0,15\sigma_{sp}]b_w d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,384 = 1,22, \rho_f = 0,0157 > 0,01$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,22 \cdot 1,0(1,2 + 40 \cdot 0,01)] \cdot 0,20 \cdot 0,384 = 0,05247 \text{ MN}$$

$$V_{sd} = V_{BL} = V_{BP} = 122,32 \text{ kN}$$

$$V_{sd,k} = V_B - (g + q)0,5r = 122,32 - (11,52 + 22,8)0,5 \cdot 0,35 = 116,44 \text{ kN}$$

Ponieważ  $V_{sd} = 116,44 \text{ kN} > V_{Rd1} = 52,47 \text{ kN}$ , konieczne jest obliczenie dodatkowego zbrojenia poprzecznego na odcinku drugiego rodzaju.

Nośność ściskanych krzyżówek betonowych

$$V_{Rd2} = 233,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd,k} = 116,44 \text{ kN} < V_{Rd2} = 233,40 \text{ kN}$$

a więc jest ona wystarczająca.

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$l_f = \frac{V_{sd,k} - V_{Rd1}}{g + q} = \frac{116,44 - 52,47}{33,60} = 1,90 \text{ m}$$

Rozstaw strzemion obliczono, przyjmując założenia obliczeniowe jak na podporze skrajnej, wtedy

$$s_1 = \frac{A_{sw,f,ywl} z \cot \theta}{V_{sd,kr}} = \frac{2 \cdot 0,000028 \cdot 210 \cdot 0,34 \cdot 1,75}{0,11644} = 0,06 \text{ m}$$

Otrzymany rozstaw strzemion dwuramiennych jest za mały ze względów wykonawczych. Na odcinku  $l_f = 2,04 \text{ m}$  przyjęto więc strzemiona czteroramienne w rozstawie  $0,06 \cdot 2 = 0,12 \text{ m}$ .

Minimalny stopień zbrojenia strzemionami  $\rho_{w,min} = 0,0015$ , a więc stopień zbrojenia strzemionami

$$\rho_{w1} = \frac{A_{yw1}}{s_1 b_w} = \frac{4 \cdot 0,000028}{0,11 \cdot 0,20} = 0,0051 > \rho_{w,min} = 0,0015$$

Zaprojektowane zbrojenie strzemionami prostopadłymi do osi belki zapewnia nośność na ścianie na odcinku drugiego rodzaju.

Maksymalny rozstaw strzemiń  $s_{\max}$  (wzór 9.30)  
 $s_{\max} \leq 0,75 d = 0,75 \cdot 0,384 = 0,288 \text{ m}$   
 $s_{\max} \leq 400 \text{ mm}$

W projektowanej belce przyjęto na odcinkach pierwszego rodzaju rozstaw strzemion wynoszący 28,5 cm.

Sprawdzenie nośności zbrojenia podłużnego ze względu na przyrost siły rozciągającej  $\Delta F_{\text{id}}$  spowodowanej ukośnym zarysowaniem wykonano w odległości  $d$  od krawędzi podpory.

Siła poprzeczna w odległości  $d$  od krawędzi podpory

$$V_B^* = V_B - (g + q)(0,5b + d) = 122,32 - 33,6(0,5 \cdot 0,35 + 0,38) = 103,54 \text{ kN}$$

Moment w odległości  $d$  od krawędzi podpory

$$M_B^* = M_B + V_B(0,5b + d) - \frac{(g + q)(0,5b + d)^2}{2} = -142,5 + 122,32(0,5 \cdot 0,35 + 0,384) - \frac{33,6(0,5 \cdot 0,35 + 0,384)^2}{2} = 74,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sumaryczna siła rozciągająca przekroju w odległości  $d$  od krawędzi podpory

$$F_{\text{id}}^* = \frac{M_B^*}{z} + 0,5V_B^* \cdot \cot \theta = \frac{74,28}{0,9 \cdot 0,384} + 0,5 \cdot 103,54 \cdot 1,75 = 305,53 \text{ kN}$$

Przekrój zbrojenia potrzebny do przeniesienia siły  $F_{\text{id}}$

$$A_{S1} = \frac{F_{\text{id}}}{f_{\text{id}}} = \frac{0,30553}{350} = 0,000873 \text{ m}^2 = 8,73 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 6φ 16 o przekroju  $A_{\text{r1}} = 12,06 \text{ cm}^2 > 8,73 \text{ cm}^2$

Zastosowane zbrojenie podłużne przeniesie sumaryczną siłę rozciągającą  $F_{\text{id}}$ .

Sprawdzenie ścinania między średnikiem i półkami, gdy półka znajduje się w strefie rozciąganej (podpora B), nie jest konieczne. W obliczanej belce jedynym zbrojeniem półki równoległym do osi żebra jest zbrojenie rozdzielcze płyty o stosunkowo małym przekroju. W związku z tym w półce rozciąganej stosunek przekroju zbrojenia na szerokości  $b_{\text{eff}}$  do przekroju zbrojenia na całej szerokości  $b_{\text{eff}}$  jest w przybliżeniu równy zeru, czyli  $\beta_f \approx 0$ .

### 3. Obliczenie szerokości rys ukośnych do osi żebra

Projektowane żebro nie spełnia wszystkich warunków podanych w podrozdziale 13.4, które zwalniają z obowiązku liczenia szerokości rys ukośnych. W elemencie przyjęto bowiem strzemiąona pionowe ze stali klasy A-I (zamiast A-0). Szerokość rys ukośnych (wzór 13.10) obliczono dla podpory środkowej, w której występuje większa siła poprzeczna.

$$w_t = \frac{4\tau^2 \lambda}{\rho_w E_s f_{ck}}$$

$\tau$  – naprężenie ścinające w przekroju elementu

$$\tau = \frac{V_{\text{sd}}}{b_w \cdot d} = \frac{0,070}{0,20 \cdot 0,384} = 0,91 \text{ MPa}$$

Charakterystyczna siła poprzeczna pochodząca od obciążenia długotrwałych

$$V_{\text{sd}} = V_{\text{uk,li}} = 0,625(10,03 + 0,5 \cdot 18,4)5,825 = 70,0 \text{ kN}$$

$$\rho_{\text{wl}} = 0,0051, \quad f_{ct} = 20 \text{ MPa}$$

$\lambda$  – współczynnik obliczany ze wzoru (13.12)

$$\lambda = \frac{1}{3 \left( \frac{\rho_{\text{wl}}}{\eta_1 \phi_1} \right)} = \frac{1}{3 \left( \frac{0,0051}{1,0 \cdot 6} \right)} = 392 \text{ mm}$$

$\eta_1 = 1,0$  dla pretów gładkich.

Ostatecznie

$$w_t = \frac{4\tau^2 \lambda}{\rho_w E_s f_{ck}} = \frac{4 \cdot 0,91^2 \cdot 392}{0,0051 \cdot 200000 \cdot 20} = 0,063 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$$

Graniczna szerokość rysy ukośnej nie będzie przekroczone.

### II. Sprawdzenie stanu granicznego zarysowania

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, według tablicy 13.2. Zarysowanie żebra sprawdzone, przyjmując, że 50% obciążzeń użytkowych działa długotrwałe.

Moment charakterystyczny pochodzący od obciążenia długotrwałych w przesie żebra  $M_{\text{uk,li}} = (0,070 \cdot 10,03 + 0,096 \cdot 0,5 \cdot 18,4)5,825^2 = 53,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Naprężenia  $\sigma_t$  w zbrojeniu (dla  $\rho = 1\%$  przyjęto  $\zeta = 0,85$ )

$$\sigma_t = \frac{M_{\text{sd}}}{\zeta d A_{\text{r1}}} = \frac{0,05379}{0,85 \cdot 0,41 \cdot 0,000804} = 191,97 \text{ MPa}$$

Na podstawie tablicy 13.2 określono  $\phi_{\max} = 32 \text{ mm}$ . Ponieważ zastosowano  $\phi = 20 \text{ mm} < \phi_{\max} = 32 \text{ mm}$ , graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  nie zostanie przekroczone.

### III. Sprawdzenie stanu granicznego ugięcia

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, korzystając z tablicy 14.2. Dla skrajnego przesie żebra, stopnia zbrojenia  $\rho = 0,98\%$ , betonu klasy B 25 odczytano wartość maksymalną  $(l_{\text{eff}} / d)_{\text{lim}} = 22$ , która skorygowano współczynnikami:

- $\delta_1 = 1,0$  (z uwagi na to, że rozpiętość przęsła nie przekracza 6,0 m),
- $\delta_2 = 250 / \sigma_s = 250 / 191,97 = 1,3$ .

$$\left( \frac{I_{\text{eff}}}{d} \right) = \frac{5,825}{0,41} = 14,21 < \delta_1 \delta_2 \left( \frac{I_{\text{eff}}}{d} \right)_{\text{lim}} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 22 = 28,60$$

Uzyskany wynik oznacza, że graniczna wartość ugięcia nie będzie przekroczena.  
W żebra stropu obliczono dodatkowo metodami dokładnymi szerokość rys prostodących do osi elementu oraz ugięcie.

#### IV. Obliczenie szerokości rys prostodanych do osi żebra metodą dokładną

$$M_{\text{SA}} = M_{t,ii} = 53,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment rysujący wyznaczamy ze wzoru (13.2). Wartości pomocnicze dotyczące przekroju betonowego o kształcie tebowym są następujące:

- moment statyczny
- pole przekroju
- obwód przekroju

$$S = \frac{1}{2} b_w h^2 + \frac{1}{2} (b_{\text{eff}} - b_w) h_f^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,20 \cdot 0,45^2 + \frac{1}{2} (1,19 - 0,20) \cdot 0,10^2 = 0,0252 \text{ m}^3$$

$$A_c = b_w h + (b_{\text{eff}} - b_w) h_f = 0,20 \cdot 0,45 + (1,19 - 0,20) \cdot 0,10 = 0,189 \text{ m}^2$$

$$u = b_{\text{eff}} + (b_{\text{eff}} - b_w) + 2(h - h_f) + b_w = 1,19 + (1,19 - 0,20) + 2 \cdot 0,10 + 2(0,45 - 0,10) + 0,20 = 3,28 \text{ m}$$

- położenie osi obrotowej

$$x = \frac{S}{A_c} = \frac{0,0252}{0,189} = 0,13 \text{ m}$$

- moment bezwładności przekroju

$$I_c = \frac{b_w h}{3} (h^2 + 3x^2 - 3hx) + \frac{(b_{\text{eff}} - b_w) h_f}{3} (h_f^2 + 3x^2 - 3xh_f) = \\ = \frac{0,20 \cdot 0,45}{3} (0,45^2 + 3 \cdot 0,13^2 - 3 \cdot 0,45 \cdot 0,13) +$$

$$+ \frac{(1,19 - 0,20) \cdot 0,10}{3} (0,10^2 + 3 \cdot 0,13^2 - 3 \cdot 0,13 \cdot 0,10) = 3,047 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- wskaźnik wytrzymałości przekroju

$$W_c = \frac{I_c}{(h - x)} = \frac{3,047 \cdot 10^{-3}}{(0,45 - 0,13)} = 0,0095 \text{ m}^3$$

- moment rysujący

$$M_{cr} = f_{cm} W_c = 2,2 \cdot 0,0095 = 0,0209 \text{ MN}\cdot\text{m} = 20,9 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{t,ii} = 53,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Obliczany przekrój pracuje jako zarysowany.  
Szerokość rys prostodanych do osi żebra obliczamy ze wzoru (13.7)

$$w_t = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

przy czym  $\beta = 1,7$  przy zarysowaniu spowodowanym obciążeniem bezpośrednim (niezależnie od wymiarów elementu), a średni rozstaw rys

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

gdzie:  $k_1 = 0,8$  dla pretów żebrowanych,  $k_2 = 0,5$  przy zginaniu,  $\rho_r = A_c / A_{c,\text{eff}}$ , przy czym

$$A_{c,\text{eff}} = b \cdot \min[2,5a_1; (h - x_{II})/3]$$

gdzie  $x_{II}$  – wysokość strefy ściskanej obliczona w fazie II dla przekroju zarysowanego.

Współczynnik pełzania betonu dla:

- wieku betonu w chwili obciążenia  $t_0 = 90$  dni,
- wilgotności względnej  $RH = 50\%$ ,
- miarodajnego wymiaru przekroju elementu  $2A_c / t_0 = 2 \cdot 0,189 / 3,28 = 0,115 \text{ m}$  odczytano z tablicy 3.4:  $\phi(t, t_0) = 2,6$ .

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{30000}{1 + 2,6} = 8333 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{c,I} = \frac{E_s}{E_{c,\text{eff}}} = \frac{200000}{8333} = 24,0$$

Wysokość strefy ściskanej  $x_{II}$  obliczamy (przy założeniu, że os obojętna znajduje się w półce) z zależności:

$$\begin{aligned} \Sigma S &= 0, \quad \frac{b_{\text{eff}} x_{II}^2}{2} - \alpha_{c,I} A_{c,I} (d - x_{II}) = 0 \\ x_{II}^2 + x_{II} \frac{2\alpha_{c,I} A_{c,I}}{b_{\text{eff}}} - \frac{2\alpha_{c,I} A_{c,I} d}{b_{\text{eff}}} &= 0 \end{aligned}$$

27.3.6.8

$$x_{II} = -\frac{\alpha_{e,i} A_{sI}}{b_{eff}} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{e,i} A_{sI}}{b_{eff}}\right)^2 + \frac{2\alpha_{e,i} A_{sI} d}{b_{eff}}} = -\frac{24 \cdot 0,000804}{1,19} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{24 \cdot 0,000804}{1,19}\right)^2 + \frac{2 \cdot 24 \cdot 0,000804 \cdot 0,41}{1,19}} = 0,10023 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_{c,eff} &= b \cdot \min \{2,5a_i; (h - x_{II})/3\} = \\ &= b \cdot \min \{2,5 \cdot 0,04 = 0,10 \text{ m}; (0,45 - 0,10)/3 = 0,11 \text{ m}\} \\ A_{c,eff} &\approx 0,20 \cdot 0,10 = 0,020 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

czyli

$$\rho_r = \frac{A_{sI}}{A_{c,eff}} = \frac{0,000804}{0,020} = 0,0402$$

$$S_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \frac{16}{0,0402} = 89,8 \text{ mm}$$

a średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganeego ze wzoru (13.9):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = \frac{191,97}{200000} \left[ 1 - 0,0 \cdot 0,5 \cdot 0,388^2 \right] = 8,876 \cdot 10^{-4}$$

gdzie  $\beta_1 = 1,0$  dla pretów żebrowych,  $\beta_2 = 0,5$  dla obciążen długotrwałych lub wie-lokrotnie powtarzalnych, a stosunek

$$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ik,II}} = \frac{20,9}{53,79} = 0,388$$

Ostatecznie szerokość rysy prostopadłej

$$w_k = \beta_{sm} \varepsilon_m = 1,7 \cdot 89,8 \cdot 8,876 \cdot 10^{-4} = 0,136 \text{ mm}$$

Dla klasy ekspozycji XC1 graniczna szerokość rysy  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ , a to oznacza, że

$$\begin{aligned} w_k &= 0,136 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \\ &= \frac{1,19 \cdot 0,159^3 - (1,19 - 0,20)(0,159 - 0,10)^3 + 0,20(0,45 - 0,159)^3}{3} + \\ &+ 24 \cdot 0,000804(0,41 - 0,159)^2 = 4,385 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

## V. Obliczenie ugęcia zebra metodą dokładną

$$M_{sd} = M_{Ik,II} = 53,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = M_{Bk,II} = -0,125(10,03 + 0,5 \cdot 18,40)5,825^2 = -81,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$l_{eff} = 5,825 \text{ m}$$

W obliczeniach stanu granicznego zarysowania ustalone, że element pracuje jako zarysowany. Ugięcie zebra wyznaczamy ze wzoru (14.3):

$$a = \alpha_i \frac{M_{sd} l_{eff}}{B}$$

a sztywność zebra ze wzoru (14.6):

$$B_w = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right) \left( 1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

w którym:  $E_{c,eff} = 8333 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1 = 1,0$  dla pretów żebrowanych,  $\beta_2 = 0,5$  przy obciążeniu długotrwałym,  $\sigma_{st}/\sigma_s = 0,388$ .Obliczamy momenty bezwładności w fazie I ( $I_I$ ) i w fazie II ( $I_{II}$ ):

– faza II zarysowana

$$x_{II} = h_f = 0,10 \text{ m}$$

$$I_{II} = \frac{b_{eff} x_{II}^3}{3} + \alpha_{e,i} A_{sI} (d - x_{II})^2 =$$

$$= \frac{1,19 \cdot 0,10^3}{3} + 24 \cdot 0,000804(0,41 - 0,10)^2 = 2,251 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

– faza I niezarysowana

$$x_1 = \frac{0,5 b_w h^2 + 0,5(b_{eff} - b_w) h_f^2 + \alpha_{e,i} A_{sI} d^2}{b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f + \alpha_{e,i} A_{sI}} =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 0,45^2 + 0,5(1,19 - 0,20)0,10^2 + 24 \cdot 0,000804 \cdot 0,41}{0,20 \cdot 0,45 + (1,19 - 0,20)0,10 + 24 \cdot 0,000804} = 0,159 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b_{eff} x_1^3 - (b_{eff} - b_w) (x_1 - h_f)^3 + b_w (h - x_1)^3}{3} + \alpha_{e,i} A_{sI} (d - x_1)^2 =$$

$$= \frac{1,19 \cdot 0,159^3 - (1,19 - 0,20)(0,159 - 0,10)^3 + 0,20(0,45 - 0,159)^3}{3} +$$

$$B_{\text{ss}} = \frac{E_{c,\text{eff}} l_{\text{II}}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{\text{st}}}{\sigma_s} \right) \left( 1 - \frac{l_{\text{II}}}{l_1} \right)} = \frac{8333 \cdot 2.251 \cdot 10^{-3}}{1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot 0.388 \left( 1 - \frac{2.251 \cdot 10^{-3}}{4.385 \cdot 10^3} \right)} = 20,71 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_t = \frac{5}{48} \left( 1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right) = \frac{5}{48} \left( 1 - \frac{81,56}{10 \cdot 53,79} \right) = 0,088$$

Ostateczne ugięcie żebra

$$a = \alpha_t \frac{M_{\text{sd}} l_{\text{eff}}^2}{B_{\text{so}}} = 0,088 \frac{0,05379 \cdot 5,825^2}{20,71} = 0,00776 \text{ m} = 7,76 \text{ mm}$$

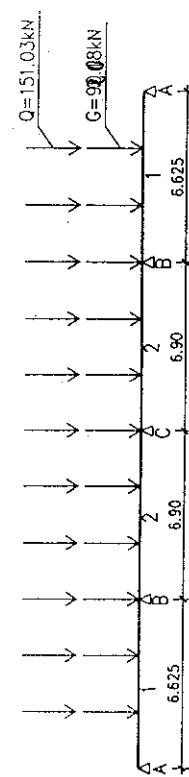
Dla elementu o rozpiętości  $l_{\text{eff}} \leq 6,0 \text{ m}$  wartość graniczna ugięcia

$$a_{\text{lim}} = \frac{l_{\text{eff}}}{200} = \frac{5,825}{200} = 0,029 \text{ m} = 29 \text{ mm}$$

$$a = 7,76 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 29 \text{ mm}$$

### 17.5. Pozycja 3. Podciąg

Schemat statyczny. Podciąg jest belką czteroprzęsłową o przekroju tefowym, obciążoną siłami skupionymi w miejscu oddziaływanego żebra. Ciężar własny podciągu wliczono do sił skupionych.



Rys. 17.10. Schemat statyczny podciągu

Rozpiętość efektywna. Przyjęto:

- szerokość podpory skrajnej na murze  $t = 0,25 \text{ m}$ ,
  - szerokość oparcia na stojaku  $t = 0,35 \text{ m}$ .
- $$l_{\text{eff}} = l_n + a_{n1} + a_{n2}$$
- $$a_{n1} = 0,125 \text{ m}, \quad a_{n2} = 0,175 \text{ m}$$

Rozpiętość efektywna przęsła skrajnych

$$l_{\text{eff}} = 6,325 + 0,125 + 0,175 = 6,625 \text{ m}$$

Rozpiętość efektywna przęsła pośrednich

$$l_{\text{eff}} = 6,90 \text{ m.}$$

**Grubość otulenia prętów zbrojenia.** Przyjęto ją jak w przypadku płyty i żebra:  $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$ . Grubość otulenia zbrojenia głownego podciągu przy założeniu średnicy strzemięń  $\phi = 8 \text{ mm}$ :  $c = 25 + 8 = 33 \text{ mm}$ .

Zestawienie obciążen przypadających na podciąg

Obciążenia stałe:

- oddziaływanie z poz. 2  
 $10,03 \cdot 5,70 \cdot 1,2^* = 68,61 \text{ kN}$
- ciężar własny podciągu  
 $11,52 \cdot 5,70 \cdot 1,2^* = 78,80 \text{ kN}$
- razem  
 $25,0 \cdot 0,35(0,70 - 0,10) \cdot 2,3 = 12,07 \text{ kN}$   
 $12,07 \cdot 1,1 = 13,28 \text{ kN}$
- Obciążenie użytkowe  
 $G_k = 68,61 + 12,07 = 80,68 \text{ kN}$   
 $G = 78,80 + 13,28 = 92,08 \text{ kN}$

Obciążenia całkowite

$$Q_k = 18,40 \cdot 5,70 \cdot 1,2^* = 125,86 \text{ kN}$$

$$Q = 125,86 \cdot 1,2 = 151,03 \text{ kN}$$

Obciążenia całkowite

$$G_k + Q_k = 80,68 + 125,86 = 206,54 \text{ kN}$$

$$G + Q = 92,08 + 151,03 = 243,11 \text{ kN}$$

$1,2^*$  – współczynnik uwzględniający ciągłość dwuprzeszłowego żebra.  
Wymiary przekroju poprzecznego podciągu dobieramy tak, aby spełnić wymagania stanów granicznych nośności i ugięcia.

Obliczenia ze względu na stan graniczny nośności:

$$M_0 = \frac{(G + Q) l_{\text{eff}}}{3} = \frac{243,11 \cdot 6,90}{3} = 559,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 0,7M_0 = 391,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Do obliczeń przyjęto:

- beton klasy B25  
 $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa},$
- stal klasy A-IIIIN  
 $f_{yd} = 420 \text{ MPa},$
- stopień zbrojenia  
 $\rho = 1\%,$
- szerokość podciągu  
 $b = 0,35 \text{ m.}$

Obliczenie wysokości podciagu:

$$\xi_{\text{eff}} = \rho \frac{f_{cd}}{f_{ed}} = 0,01 \frac{420}{13,3} = 0,316$$

$$\mu_{\text{eff}} = \xi_{\text{eff}}(1 - 0,5\xi_{\text{eff}}) = 0,316(1 - 0,5 \cdot 0,316) = 0,266$$

$$d = \frac{1}{\sqrt{\mu_{\text{eff}}}} \sqrt{\frac{M}{f_{cd} b}} = \frac{1}{\sqrt{0,266}} \sqrt{\frac{0,39141}{13,3 \cdot 0,35}} = 0,563 \text{ m}$$

Przyjęto wymiary podciagu:  $h = 0,70 \text{ m}$ ,  $b = 0,35 \text{ m}$ .

Obliczenie ze względu na stan graniczny ugieć:

$$\left( \frac{l_{\text{eff}}}{d} \right)_{\text{lim}} \leq 22 \left( 200 \frac{a_{\text{lim}}}{l_{\text{eff}}} \right) = 22 \left( 200 \cdot \frac{3,0}{690} \right) = 19,1$$

$$d = \frac{l_{\text{eff}}}{19,1} = \frac{690}{19,1} = 36,1 \text{ cm}$$

Ze względu na stan graniczny ugieć otrzymano mniejszą wysokość belki niż z wyliczeń stanu granicznego nośności na zginanie. Przyjęto więc uprzednio ustalone wymiary podciagu.

Momenty zginające i siły poprzeczne obliczono, korzystając z tablic Winklera.

$$\begin{aligned} M_1 &= (0,238 \cdot 92,08 + 0,286 \cdot 151,03) \cdot 6,625 = 431,35 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{2\max} &= (0,111 \cdot 92,08 + 0,222 \cdot 151,03) \cdot 6,90 = 301,87 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{2\min} &= (0,111 \cdot 92,08 - 0,111 \cdot 151,03) \cdot 6,90 = -45,15 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_B &= -(0,286 \cdot 92,08 - 0,321 \cdot 151,03) \cdot 0,5(6,625+6,90) = -505,94 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_C &= -(0,191 \cdot 92,08 - 0,286 \cdot 151,03) \cdot 6,90 = -419,39 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{B\min, \text{odp}} &= -(0,286 \cdot 92,08 + 0,143 \cdot 151,03) \cdot 6,90 = -330,73 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_A &= (0,714 \cdot 92,08 + 0,048 \cdot 151,03) \cdot 6,90 = -171,37 \text{kN} \\ V_{BL} &= -1,286 \cdot 92,08 - 1,321 \cdot 151,03 = -317,93 \text{ kN} \\ V_{BP} &= 1,095 \cdot 92,08 + 1,274 \cdot 151,03 = 293,24 \text{ kN} \\ V_{CL} &= V_{Cr} = 0,905 \cdot 92,08 + 1,190 \cdot 151,03 = \pm 263,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

Geometria przekroju poprzecznego podciagu

$$\begin{aligned} h &= 0,70 \text{ m}, \quad b_w = 0,35 \text{ m}, \quad h_f = 0,10 \text{ m}, \quad b_1 = b_2 = 2,70 \text{ m} \\ l_{\text{eff}} &= 6,625 \text{ m} \text{ (przęsto skrajne)}, \quad l_{\text{eff}} = 6,9 \text{ m} \text{ (przęsto pośrednie)} \end{aligned}$$

Szerokość płyty wsparciaugującej z żebrem dla wszystkich stanów granicznych

$$b_{\text{eff}} = b_w + 0,2l_0 \leq b_w + b_1 + b_2$$

Przęsto skrajne  $l_0 = 0,85l_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff}} = 0,35 + 0,2 \cdot 0,85 \cdot 6,625 = 1,47 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{em}} = 0,56 \text{ m}$$

$$1,47 \text{ m} < 0,30 + 2,70 + 2,70 = 5,70 \text{ m}$$

Przęsto pośrednie  $l_0 = 0,70l_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff}} = 0,35 + 0,2(0,70 \cdot 6,9) = 1,32 \text{ m}$$

W stanie granicznym nośności

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= b_w + b_{\text{em}} + b_{\text{em}} \\ b_{\text{eff}} &= b_{\text{em}} = 6h_f \\ b_{\text{eff}} &= 0,35 + 2 \cdot 6 \cdot 0,10 = 1,55 \text{ m} \end{aligned}$$

Do obliczeń stanu granicznego nośności przyjęto mniejszą wartość szerokości płyty wsparciaugującej z belką, czyli:

- dla przęsta skrajnego  $b_{\text{eff}} = 1,47 \text{ m}$ ,
- dla przęsta pośredniego  $b_{\text{eff}} = 1,32 \text{ m}$ .

#### Wymiarowanie podciagu

Elementy zginane mogą być zbrojone wyłącznie preżami prostymi w przęsłach i na podporach lub preżami prostymi i odgiętymi. Pierwszy sposób zbrojenia, który ze względu na proste wykonawstwo jest powszechnie stosowany, przyjęto w płyce i żebra. Należy zaznaczyć, że stosowanie odgięć komplikuje wykonywanie zbrojenia. Jeśli ono uzasadnione w przypadkach, gdy nośność zbrojenia poręcznego zaprojektowanego tylko w postaci strzemiń nie jest wystarczająca.

W obliczonym podciagu ze względu dydaktycznych zastosowano preży odgięte pod kątem  $45^\circ$ . Przedstawiono więc drugi sposób, który umożliwia rozmioczenie zbrojenia zgodnie z przebiegiem wykresu momentów zginających, a także zmniejszenie rozstawu strzemiń przy podporach. Prawidłowe rozmioczenie preżów odgiętych wymagało wykonania wykresu obwiedni momentów zginających, na który naniejono wykres nośności zaprojektowanego podciagu. Wpływ sił poprzecznych uwzględniono, rozsuwając obwiedni momentów o długość odcinka  $a_i$ . Wykres nośności podciagu zawsze powinien się znajdować na zewnątrz obwiedni momentów.

#### I. Stan graniczny nośności

1. Obliczenie pola przekroju zbrojenia podłużnego ze względu na zginanie

A. Zbrojenie w przęsie skrajnym

$$\begin{aligned} M_1 &= 431,35 \text{ kN} \cdot \text{m}, \\ h &= 0,70 \text{ m}, \quad d = 0,636 \text{ m}, \quad a_1 = 0,064 \text{ m}, \quad b = 0,35 \text{ m}, \quad b_{\text{eff}} = 1,47 \text{ m} \end{aligned}$$

Wartość  $a_1$  obliczono, zakładając, że zbrojenie w prześle skrajnym o średnicy 20 mm będzie ulóżone w dwóch rzędach, czyli  $a_1 = 33 + 20 + 0,5 \cdot 21 = 63,5$  mm, przyjęto  $a_1 = 64$  mm.

Sprawdzamy położenie osi obojętnej w celu ustalenia, czy przekrój jest pozornie, czy rzeczywiście tewowy. Zatadamy, że  $x_{\text{eff}} = h_f$ , i obliczamy nośność przekroju przy tym założeniu.

$$\begin{aligned} M_{\text{eff}} &= f_{\text{ct}} b_{\text{eff}} h_f (d - 0,5h_f) = 13300 \cdot 1,47 \cdot 0,10 (0,636 - 0,5 \cdot 0,10) = 1145,69 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{\text{Rd}} &= 1145,69 > M_{\text{sd}} \equiv M_1 = 431,35 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Przekrój jest pozornie tewowy.

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{\text{sd}}}{f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} d^2} = \frac{0,43135}{13,3 \cdot 1,47 \cdot 0,636^2} \approx 0,054$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,054} = 0,055 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

Przekrój może być pojedynczo zbrojony.

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,055 = 0,972$$

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{sd}}}{\zeta_{\text{eff}} f_{\text{yd}} d} = \frac{0,43135}{0,972 \cdot 420 \cdot 0,636} = 0,001661 \text{ m}^2 = 16,61 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto } 6\phi 20 \quad A_{s1} = 18,84 \text{ cm}^2}$$

Sprawdzenie warunku minimalnego pola przekroju zbrojenia podłużnego z warunków (5.2) i (5.3):

$$A_{1,\text{min}} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 0,35 \cdot 0,636 = 0,000289 \text{ m}^2 \approx 2,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{1,\text{min}} = 0,26 \frac{f_{\text{ctm}} bd}{f_{\text{yt}}} = 0,26 \frac{2,2}{500} 0,35 \cdot 0,636 = 0,000255 \text{ m}^2 = 2,55 \text{ cm}^2$$

oraz z warunku (13.14) wymaganego z uwagi na ograniczenie szerokości rys spowodowanego skurczem, osiądaniem podpór itp.:

$$A_{1,\text{min}} = k_{\text{c}} k_{\text{f,eff}} \frac{A_{\text{cr}}}{\sigma_{s1,\text{lim}}} = 0,4 \cdot 0,56 \cdot 2,2 \frac{0,5 \cdot 0,70 \cdot 0,35}{220} = 0,000274 \text{ m}^2 = 2,74 \text{ cm}^2$$

Przyjęty przekrój zbrojenia  $A_{s1} = 18,84 \text{ cm}^2$  jest większy od minimalnego wyznaczonego z powyższych warunków.

Stopień zbrojenia w prześle skrajnym

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{0,001884}{0,35 \cdot 0,636} = 0,0085 = 0,85\%$$

B. Zbrojenie w prześle pośrednim

$$M_2 = 301,87 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$h = 0,70 \text{ m}, d = 0,657 \text{ m}, a_1 = 0,043 \text{ m}, b = 0,35 \text{ m}, b_{\text{eff}} = 1,32 \text{ m}$$

Wartość  $a_1$  obliczono, zakładając, że zbrojenie w prześle pośrednim  $\phi 20$  mm będzie ulóżone w jednym rzędzie, czyli  $a_1 = 33 + 0,5 \cdot 20 = 43$  mm.

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{\text{sd}}}{f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} d^2} = \frac{0,30187}{13,3 \cdot 1,32 \cdot 0,657^2} = 0,040$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,040} = 0,041 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,041 = 0,979$$

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{sd}}}{\zeta_{\text{eff}} f_{\text{yd}} d} = \frac{0,30187}{0,979 \cdot 420 \cdot 0,657} = 0,001117 \text{ m}^2 = 11,17 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto } 4\phi 20 \quad A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2}$$

Stopień zbrojenia w prześle pośrednim

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{0,001256}{0,35 \cdot 0,657} = 0,0055 = 0,55\%$$

C. Zbrojenie na minimalny moment przestawowy

$$M_{2\text{min}} = -45,15 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{\text{sd}}}{f_{\text{cd}} b d^2} = \frac{0,04515}{13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,657^2} = 0,022$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} = 0,022 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,022 = 0,989$$

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{sd}}}{\zeta_{\text{eff}} f_{\text{yd}} d} = \frac{0,04515}{0,989 \cdot 420 \cdot 0,657} = 0,00017 \text{ m}^2 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto } 6\phi 20 \quad A_{s1} = 2,26 = 8,54 \text{ cm}^2}$$

D. Zbrojenie na podporze B

Obliczamy je w osi i na krawędzi podpory.  
Zbrojenie w osi podpory:

$$M_B = -505,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h_p = h + \frac{0,5b}{3} = 0,70 + \frac{0,5 \cdot 0,35}{3} = 0,758 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}d_p &= h_p - a_1 = 0,758 - 0,093 = 0,665 \text{ m} \\a_1 &= 25 + 8 + 6 + 16 + 8 + 20 + 0,5 \cdot 21 = 93 \text{ mm}\end{aligned}$$

Układ zbrojenia na podporze podciągu pokazano na rys. 17.11.

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd}bd_p^2} = \frac{0,50594}{13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,665^2} = 0,246$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,246} = 0,287 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,287 = 0,856$$

$$A_{sl} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{yd} d_p} = \frac{0,50594}{0,856 \cdot 420 \cdot 0,665} = 0,002116 \text{ m}^2 = 21,16 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie na krawędzi podpory:

$$\begin{aligned}M_{bx} &\approx -505,94 + \cancel{Q_{29}(24)} \cdot 0,5 \cdot 0,35 = -454,62 \text{ kN} \\d &= 0,70 - 0,093 = 0,607 \text{ m}\end{aligned}$$

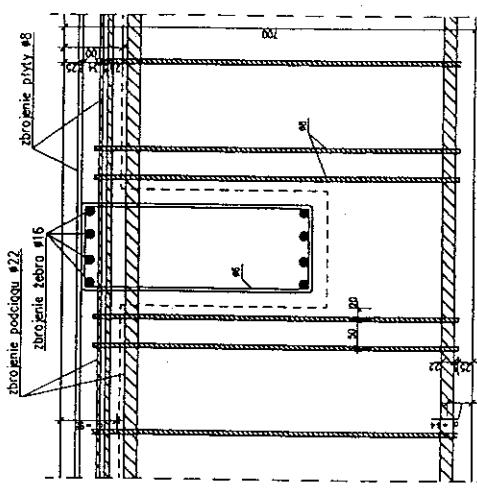
$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd}bd^2} = \frac{0,45462}{13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,607^2} = 0,265$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,265} = 0,314 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,314 = 0,843$$

$$A_{sl} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{yd} d} = \frac{0,45462}{0,843 \cdot 420 \cdot 0,607} = 0,002115 \text{ m}^2 = 21,15 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto } 9\phi 20 \quad A_{sl} = 28,27 \text{ cm}^2}$$



Rys. 17.11. Układ zbrojenia płyty, żebra i podcięgu

#### E. Zbrojenie na podporze C

Obliczamy je podobnie jak w przypadku podpory B:

$$M_C = -419,39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{M_{sd}}{f_{cd}bd_p^2} = \frac{0,41939}{13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,665^2} = 0,204$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,204} = 0,231 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,231 = 0,885$$

$$A_{sl} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{\text{eff}} f_{yd} d_p} = \frac{0,41939}{0,885 \cdot 420 \cdot 0,665} = 0,001697 \text{ m}^2 = 16,97 \text{ cm}^2$$

Stopień zbrojenia na podporze

$$\rho = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{0,002827}{0,35 \cdot 0,607} = 0,0133 = 1,33\%$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{eff}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,218} = 0,249 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,50$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 1 - 0,5\xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,249 = 0,875$$

$$A_{s1} = \frac{M_{s2}}{\zeta_{\text{eff}} f_{yv} d} = \frac{0,37335}{0,875 \cdot 420 \cdot 0,607} = 0,001674 \text{ m}^2 = 16,74 \text{ cm}^2$$

Przyjęto  $7\phi 20$   $A_{s1} = 21,98 \text{ cm}^2$

W obliczonym przekroju podporowym wystarczyłoby zastosowanie  $6\phi 20$ , jednak ze względu na stosowanie prętów odgiętych konieczne jest przyjęcie większej liczby prętów, tj.  $7\phi 20$ . W ten sposób uzyskano taką nadwyżkę nośności zbrojenia, że w miejscu odgięcia pręta nie wystąpi niedobór nośności (patrz rysunek konstrukcyjny na str. 196).

Stopień zbrojenia na podporze

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{0,002198}{0,35 \cdot 0,607} = 0,01 = 1,0\%$$

F. Obwiednia nośności podcięgu

Nośność w prześle skrajnym

$$\begin{aligned} M &= A_{s1} \cdot f_{yv} \cdot z \\ \text{dla } 6\phi 20 \quad A_{s1} &= 18,84 \text{ cm}^2, z = \zeta_{\text{eff}} \cdot d = 0,972 \cdot 0,636 = 0,618 \text{ m} \\ M_{(6\phi 20)} &= 0,001884 \cdot 420 \cdot 0,618 = 0,48901 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(5\phi 20)} &= 0,001570 \cdot 420 \cdot 0,618 = 0,40751 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(4\phi 20)} &= 0,001256 \cdot 420 \cdot 0,618 = 0,32601 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ \text{Nośność w prześle pośrednim} \\ \text{dla } 4\phi 20 \quad A_{s1} &= 12,56 \text{ cm}^2, z = \zeta_{\text{eff}} \cdot d = 0,979 \cdot 0,657 = 0,643 \text{ m} \\ M_{(4\phi 20)} &= 0,001256 \cdot 420 \cdot 0,643 = 0,33920 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(3\phi 20)} &= 0,00019442 \cdot 420 \cdot 0,643 = 0,25440 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(2\phi 20)} &= 0,000628 \cdot 420 \cdot 0,643 = 0,16960 \text{ MN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Nośność na podporze B

$$\begin{aligned} \text{dla } 9\phi 20 \quad A_{s1} &= 28,27 \text{ cm}^2, z = \zeta_{\text{eff}} \cdot d = 0,843 \cdot 0,607 = 0,512 \text{ m} \\ M_{(9\phi 20)} &= 0,002827 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,60800 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(8\phi 20)} &= 0,002512 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,54018 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(7\phi 20)} &= 0,002198 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,47266 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(6\phi 20)} &= 0,001884 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,40514 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(5\phi 20)} &= 0,001570 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,33761 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ M_{(4\phi 20)} &= 0,001256 \cdot 420 \cdot 0,512 = 0,27009 \text{ MN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Nośność na podporze C

$$\begin{aligned} \text{dla } 7\phi 20 \quad A_{s1} &= 21,98 \text{ cm}^2, z = \zeta_{\text{eff}} \cdot d = 0,875 \cdot 0,607 = 0,531 \text{ m} \\ M_{(7\phi 20)} &= 0,002198 \cdot 420 \cdot 0,531 = 0,49020 \text{ MN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

## 2. Obliczenie pola przekroju zbrojenia poprzecznego ze względu na ścianie

- A. Podpora pośrednia B
- $V_{sd} = V_{BL} = 317,93 \text{ kN}$
- Należy sprawdzić, czy obliczanie nośności na ścianie jest konieczne.

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [0,35 k f_{yv} (1,2 + 40 \rho_L) + 0,15 \sigma_{ap} b_w d] \\ k &= 1,6 - d = 1,6 - 0,607 = 0,993 = 1,0, \quad \rho = 0,0133 > 0,01 \\ V_{Rd1} &= [0,35 \cdot 1,0 \cdot 1,0 [(1,2 + 40 \cdot 0,01)] \cdot 0,35 \cdot 0,607 = 0,11897 \text{ MN}] \\ V_{sd} &= 317,93 \text{ kN} > V_{Rd1} = 118,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

Konieczne jest obliczenie dodatkowego zbrojenia poprzecznego na odcinku drugiego rodzaju  $l_2 = 2,05 \text{ m}$ , który sięga do miejsca działania siły skupionej. Odcinek drugiego rodzaju podzielono na dwa odcinki:  $l_1 = 1,2 \text{ m}$ ,  $l_2 = 0,85 \text{ m}$ . Na odcinku  $l_1$  zastosowano strzemiona pionowe i pręty odgięte, natomiast na odcinku  $l_2$  tylko strzemiona pionowe. Dla odcinka  $l_1$  przyjęto, że:

- strzemiona są czteroramiennie  $\phi 8$  ze stali klasy A-I,
- strzemiona przenoszą 50% siły poprzecznej, czyli  $V_{Rd1} = 0,5 V_{sd} = 0,5 \cdot 317,93 = 158,96 \text{ kN}$ ,
- pręty są odgięte pod kątem  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\phi 20 \text{ mm}$ , ze stali klasy A-IIIN, w rozstawie  $s_2 = 0,60 \text{ m}$ ,
- $\cot \theta = 1,75$ .

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych (wzór 9.21)

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= \nu f_{sd} b_w z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} + \Delta V \\ \nu &= 0,552 \\ z &= 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,607 = 0,546 \\ \Delta V &= \frac{A_{sw2} f_{yv} s_2}{s_2} z \cos \alpha = \frac{0,000314 \cdot 420}{0,60} 0,546 \cdot 0,707 = 0,0848 \text{ MN} \end{aligned}$$

lecz  $\Delta V$  nie może być większe niż

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{4 \cdot 0,00005}{0,11 \cdot 0,35} = 0,0052 > \rho_{w,min} = 0,0015$$

Po prawej stronie podpory B, tam gdzie występuje nieco mniejsza siła poprzeczna, przyjęto takie samo zbrojenie odcinka drugiego rodzaju jak po stronie lewej.

$$V_{kd2} = 0,552 \cdot 13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,546 \frac{1,75}{(1+1,75^2)(2 \cdot 1,75+1,0)} = 0,134 \text{ MN}$$

$$V_{kd2} = 0,552 \cdot 13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,546 \frac{1,75}{1+1,75^2} + 0,0848 = 0,68916 \text{ MN} = 689,16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 317,93 \text{ kN} < V_{kd2} = 689,16 \text{ kN}$$

Nosność ścisanych krzyżułów betonowych jest wystarczająca.

Nosność zbrojenia poprzecznego (wzór 9.22), w którym  $V_{kd2}$  jest siłą przenoszoną przez jeden preł ogięty  $\phi$  20 mm

$$V_{kd32} = \frac{A_{sw2} f_{yw2}}{s_2} z (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha =$$

$$= \frac{0,000314 \cdot 420}{0,60} 0,546 (1,75+1,0) 0,707 = 0,23333 \text{ MN} = 233,33 \text{ kN}$$

$$V_{kd32} = 233,3 \text{ kN} > 0,5 V_{sd} = 0,5 \cdot 317,93 = 158,96 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = V_{kd31} + V_{kd32} = 158,96 + 233,33 = 392,29 \text{ kN}$$

Rozstaw strzemion

$$s_1 = \frac{A_{sw1} f_{yw1} z \cot\theta}{V_{Rd31}} = \frac{4 \cdot 0,00005 \cdot 210 \cdot 0,546 \cdot 1,75}{0,15896} = 0,252 \text{ m}$$

Na odcinku  $l_{d1} = 1,2 \text{ m}$  rozmiuszczono strzemiona czteroramienne co 25 cm.

Stopień zbrojenia strzemionami

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{4 \cdot 0,00005}{0,25 \cdot 0,35} = 0,0023 > \rho_{w,min} = 0,0015$$

Dla odcinka  $l_{d2}$  przyjęto, że:

- strzemiona są czteroramienne  $\phi 8 \text{ mm}$  ze stali klasy A-I,
- strzemiona przenoszą całą siłę poprzeczną, więc  $V_{kd31} = V_{sd} = 317,93 \text{ kN}$ .

Rozstaw strzemion

$$s_1 = \frac{A_{sw1} f_{yw1} z \cot\theta}{V_{Rd31}} = \frac{4 \cdot 0,00005 \cdot 210 \cdot 0,546 \cdot 1,75}{0,31793} = 0,126 \text{ m}$$

Na odcinku  $l_n = 0,85 \text{ m}$  rozmiuszczono strzemiona czteroramienne w rozstawie co 11 cm.

Stopień zbrojenia strzemionami

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{4 \cdot 0,00005}{0,11 \cdot 0,35} = 0,0052 > \rho_{w,min} = 0,0015$$

Po prawej stronie podpory B, tam gdzie występuje nieco mniejsza siła poprzeczna, przyjęto takie samo zbrojenie odcinka drugiego rodzaju jak po stronie lewej.

B. Podpora pośrednia C

$$V_{sd} = V_{cl} = V_{cp} = 263,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = 118,97 \text{ kN} < V_{sd}$$

Konieczne jest dodatkowe zbrojenie poprzeczne na odcinku drugiego rodzaju. Przyjęto taki sam podział odcinka  $l_t$  jak przy podporze B.

Na odcinku  $l_t = 1,2 \text{ m}$  zastosowano strzemiona czteroramienne o średnicy 8 mm oraz dwa preły odgięte o średnicy 20 mm.

$$V_{Rd31} = 0,5 V_{sd} = 0,5 \cdot 263,06 = 131,53 \text{ kN}$$

Rozstaw strzemion

$$s_1 = \frac{A_{sw1} f_{yw1} z \cot\theta}{V_{Rd31}} = \frac{4 \cdot 0,00005 \cdot 210 \cdot 0,546 \cdot 1,75}{0,13153} = 0,305 \text{ m}$$

Na odcinku  $l_t = 1,2 \text{ m}$  rozmiuszczono strzemiona czteroramienne w rozstawie co 30 cm.

Na odcinku  $l_2 = 0,85 \text{ m}$  strzemiona przenoszą całą siłę poprzeczną, czyli

$$V_{Rd31} = V_{sd} = 263,06 \text{ kN}$$

Rozstaw strzemion

$$s_1 = \frac{A_{sw1} f_{yw1} z \cot\theta}{V_{Rd31}} = \frac{4 \cdot 0,00005 \cdot 210 \cdot 0,546 \cdot 1,75}{0,26306} = 0,152 \text{ m}$$

Na odcinku  $l_2 = 0,85 \text{ m}$  rozmiuszczono strzemiona czteroramienne w rozstawie co 14 cm.

C. Podpora skrajna A

$$V_{sd} = V_A = 195,18 \text{ kN}$$

Należy sprawdzić, czy obliczanie nośności na scianie jest konieczne.

$$V_{Rd1} = [0,35 k f_{yd} (1,2 + 40 \rho_L) + 0,15 \sigma_{ep}] b_w d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,636 = 0,964, \text{ przyjęto } k = 1,0$$

Do podpory doprowadzono  $4 \phi 20$ ,  $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2$

$$\rho_L = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{0,001256}{0,35 \cdot 0,636} = 0,0056 < 0,01$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,0 \cdot 1,0 (1,2 + 40 \cdot 0,0056)] \cdot 0,35 \cdot 0,636 = 0,11094 \text{ MN}$$

$$V_{sd} = 195,18 \text{ kN} > V_{Rd1} = 110,94 \text{ kN}$$

Konieczne jest obliczenie dodatkowego zbrojenia poprzecznego na odcinku drugiego rodzaju  $l_1 = 1,80 \text{ m}$ , który sięga do miejsca działania siły skupionej. Odcinek  $l_1$  zastosowano strzemiona pionowe oraz prety odgięte, natomiast na odcinku  $l_2$  tylko strzemiona pionowe. Dla odcinka  $l_1$  przyjęto założenia jak na podporze B.

$$s_1 = \frac{A_{rel} f_{ywd} z \cot \theta}{V_{Rd31}} = \frac{4 \cdot 0,00005 \cdot 210 \cdot 0,572 \cdot 1,75}{0,09759} = 0,43 \text{ m}$$

Na odcinku  $l_{s1} = 1,2 \text{ m}$  roz mieszczone strzemiona czteroramienne w rozstawie co 25 cm.

Na odcinku  $l_{s2} = 0,6 \text{ m}$  roz mieszczone strzemiona czteroramienne w rozstawie co 25 cm.

Stopień zbrojenia strzemiionami

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{4 \cdot 0,00005}{0,25 \cdot 0,35} = 0,0023 > \rho_{sw,min} = 0,0015$$

Maksymalny odstęp strzemiion  $s_{max}$  (wzór 9.31)

$$\begin{aligned} s_{max} &\leq 0,75 d = 0,75 \cdot 0,636 \approx 0,47 \text{ m} \\ s_{max} &\leq 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

W projektowanej belce przyjęto na odcinkach pierwszego rodzaju rozstaw strzemiion wynoszący 39,0 cm, czyli mniejszy od maksymalnego.

Sprawdzenie, czy zbrojenie podłużne doprowadzone do skrajnej podpory przenesie siłę rozciągającą  $\Delta F_{sd}$  (wzór 9.25):

$$\underline{\Delta F_{sd} \neq 0,5 V_{sd} \cot \theta = 0,5 \cdot 195,18 \cdot 1,75 = 170,78 \text{ kN}}$$

Do przeniesienia siły  $\Delta F_{sd}$  wystarczy zbrojenie podłużne o przekroju  $\Delta A_{s1} = \frac{\Delta F_{sd}}{f_{ywd}} = \frac{0,17078}{420} = 0,000407 \text{ m}^2 = 4,07 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} l_{bd} &= 1,0 \cdot 91,2 \cdot \frac{6,28}{12,56} = 91,20 \text{ cm}, \quad \text{po redukcji } l_{bd} = 2/3 \cdot 91,20 = 60,80 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Do skrajnej podpory doprowadzono  $4 \phi 20$ , których pole przekroju zapewnia przeniesienie siły rozciągającej  $\Delta F_{sd}$  ponieważ  $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2 > 4,07 \text{ cm}^2$ .

Długość zakotwienia prety podłużnych (wzór 5.9)  $4\phi 20 \text{ mm}$  doprowadzonych do skrajnej podpory oblicza się następująco:

$$l_{bd} = \alpha_d l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha_d = 1,0$  dla prety prostych,  
 $f_{bd} = 2,3 \text{ MPa}$  z tablicy 5.1,

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yld}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \frac{420}{2,3} = 45,6\phi = 45,6 \cdot 2,0 = 91,2 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3l_b = 0,3 \cdot 91,2 = 27,36 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \cdot 2,0 = 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$A_{s,prov}$  – pole przekroju zastosowanego zbrojenia  $4\phi 20 \text{ mm} = 12,56 \text{ cm}^2$

$A_{s,req}$  – pole przekroju wymaganego zbrojenia  $= 4,04 \text{ cm}^2$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 91,2 \cdot \frac{4,07}{12,56} = 29,55 \text{ cm}$$

Podciąg jest podparty bezpośrednio na stupaach i wieńcach. Z tego względu długość zakotwienia zbrojenia poza krawędzi podpory można zredukować zgodnie z warunkiem:

$$\frac{2}{3} l_{bd} = \frac{2}{3} \cdot 29,55 = 19,70 \text{ cm.}$$

Szerokość podpory skrajnej  $t_1 = 25 \text{ cm}$ , przyjęto  $l_{bd} = 20 \text{ cm}$ , tak więc zbrojenie doprowadzone do skrajnej podpory będzie dostatecznie zakotwione.

Określenie długości zakotwienia pretów podłużnych doprowadzonych do podpory pośredniej:

- od strony przesła skrajnego doprowadzono do podpory  $4\phi 20 \text{ mm}$ :  
 $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2$  (konieczne są  $2\phi 20 \text{ mm}$ ,  $A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2$ )  
 $l_{bd} = 1,0 \cdot 91,2 \cdot \frac{6,28}{12,56} = 45,80 \text{ cm}$ , po redukcji  $l_{bd} = 2/3 \cdot 48,50 = 30,50 \text{ cm}$ ,

- od strony przesła środkowego doprowadzono do podpory  $2\phi 20 \text{ mm}$ ,  
 $A_{s1} = 1,0 \cdot 91,2 \cdot \frac{6,28}{6,28} = 91,20 \text{ cm}$ , po redukcji  $l_{bd} = 2/3 \cdot 91,20 = 60,80 \text{ cm}$ .

$$\Delta F_{sd} = Q_s V_{sd} \cot \theta \quad \text{F}_{tot} = \sum_{i=1}^{n+1} Q_i V_{si} \cot \theta \quad \text{F}_{tot}$$

Obliczeniowe sprawdzenie nośności zbrojenia podłużnego ze względu na przyrost siły rozciągającej  $\Delta F_{rd}$  na podporach pośrednich podcięgu nie jest konieczne. Za stosowano bowiem geometryczny sposób uwzględniania wpływu  $\Delta F_{rd}$ , rozsuwając wykres obwiedni momentów o odcinek

$$a_t = 0,5z \left( \cot \theta - \frac{V_{Rd3}}{V_{Rd3}} \cot \alpha \right) = 0,5 \cdot 0,546 \left( 1,75 - \frac{233,3}{392,29} \right) = 0,31 \text{ m}$$

Sprawdzenie ścinania między środkikiem a półkami w przekroju z półką ściskaną, Rozpatrzono odcinek  $\Delta x = 1,95 \text{ m}$  od skrajnej podpory do siły skupionej. Podłużna siła ścinająca na jednostkę długości jednostronnego połączenia półki ze środkikiem (wzór 9.27)

$$v_{sd} = \beta_f \frac{V_{sd}}{z}$$

$$V_{sd} = 195,18 \text{ kN}, \quad z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,636 = 0,572 \text{ m}, \quad \beta_f = \frac{b_{eff1}}{b_{eff}} = \frac{0,56}{1,47} = 0,38$$

$$v_{sd} = 0,38 \frac{195,18}{0,572} = 129,66 \text{ kN/m}$$

$$v_{rd2} = v_{sd} h_f \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta^2} = 0,552 \cdot 13,3 \cdot 0,10 \frac{1,75}{1 + 1,75^2} = 0,31625 \text{ MN/m}$$

Zbrojenie główne płyty jest ułożone równolegle do zbrojenia podcięgu. W takim przypadku w półce podcięgu jest potrzebne dodatkowe zbrojenie górnego siegające na odległość  $0,25 l_{eff}$  płyty ( $0,25 \cdot 2,3 = 0,575 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m}$  poza krawędź podcięgu (patrz podrozdz. 16.1). Przekrój tego zbrojenia wyznaczono, przyjmując:

- $v_{kar} = v_{sd} = 195,18 \text{ kN}$ ,
- rozstaw półek  $s_f = 15 \text{ cm}$ .

$$A_{sf} = \frac{v_{sd} \cdot s_f}{f_{vd} \cdot \cot \theta} = \frac{0,19518 \cdot 0,15}{210 \cdot 1,75} = 0,00008 \text{ m}^2 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto płyty o średnicy } 12 \text{ mm, przekrój } A_{sf} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$v_{rd3} = \frac{A_{sf}}{s_f} f_{vd} \cot \theta = \frac{0,000113}{0,15} \cdot 210 \cdot 1,75 = 0,277 \text{ MN/m}$$

$v_{sd} = 195,18 \text{ kN/m} < v_{kar} = 316,25 \text{ kN/m}$  oraz  $v_{kar} = 277,0 \text{ kN/m}$

Ścinanie między środkikiem a półkami nie wystąpi.

Obliczenie zbrojenia strefy przekazania siły skupionej na podcięg. Obliczeniowa siła poprzeczna w miejscu przekazania siły skupionych na podcięg  $V_{sd}$  jest zawsze większa od wartości  $V_{Rd1}$  i dlatego konieczne jest określenie dodatkowego

zbrojenia, nieuwzględnianego w obliczeniach podcięgu na ścinanie. Zredukowana reakcja belki na podcięg

$$F_{red} = F \frac{h_0}{h} = 122,32 \frac{0,45}{0,70} = 78,63 \text{ kN}$$

gdzie:  $F$  – reakcja zebra,

$h_0, h$  – wysokość przekrojów zebra i podcięgu.

Zastosowano dwa strzemiąona czteroramienne o średnicy 8 mm, które przenoszą siłę większą od zredukowanej reakcji, czyli

$$F_{s1} = 2 \cdot 4 \cdot 0,00005 \cdot 210 = 0,084 \text{ MN} = 84,0 \text{ kN} > F_{red} = 78,63 \text{ kN}$$

### 3. Obliczenie szerokości rys ukośnych do osi podcięgu

Projektowany podcięg nie spełnia wszystkich warunków podanych w podrozdziale 13.4, które zwalniają o obowiązku liczenia szerokości rys ukośnych. W elemencie przyjęto bowiem strzemiąona pionowe ze stali klasy A-I (zamiast A-0). Szerokość rys ukośnych (wzór 13.10) obliczono dla podpory środkowej, w której występuje większa siła poprzeczna. Odcinek  $l_1$  zbrojony strzemiąonami i pretami odgiętymi:

$$w_k = \frac{4\tau^2 \lambda}{\rho_w E_s f_{ck}}$$

$\tau$  – naprężenie ścinające w przekroju elementu

$$\tau = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} = \frac{0,18688}{0,35 \cdot 0,607} = 0,88 \text{ MPa}$$

Siła poprzeczna charakterystyczna pochodząca od obciążzeń długotrwałych  $V_{sd} = V_{BULL} = 1,286 \cdot 80,68 + 1,321 \cdot 0,5 \cdot 125,86 = 186,88 \text{ kN}$

$$\rho_{w1} = 0,0023,$$

$$\rho_{w2} = \frac{A_{sw2}}{s_2 b_w \sin \alpha} = \frac{0,000314}{0,60 \cdot 0,35 \cdot 0,707} = 0,0021$$

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{1}{3 \left( \frac{\rho_{w1} + \rho_{w2}}{\eta_1 \phi_1} + \frac{\rho_{w2}}{\eta_2 \phi_2} \right)} = \frac{1}{3 \left( \frac{0,00023 + 0,00021}{1,0 \cdot 0,8} + \frac{0,00021}{0,7 \cdot 20} \right)} = 769 \text{ mm}$$

$\eta_1 = 1,0$  dla pretów gładkich,  $\eta_2 = 0,7$  dla pretów żebrowanych,  
 $\rho_w = \rho_{w1} + \rho_{w2} = 0,00023 + 0,00021 = 0,0044$

## Ostatecznie

$$w_t = \frac{4\tau^2 \lambda}{\rho_s E_i f_{ct}} = \frac{4 \cdot 0,88^2 \cdot 769}{0,0044 \cdot 200000 \cdot 20} = 0,135 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

Graniczna szerokość rysy ukosnej nie będzie przekroczona.

Odcinek  $l_0$  zbrojony strzemiątkami:

$$\tau = 0,88 \text{ MPa}, \quad \rho_{wl} = 0,0052, \quad f_{ct} = 20 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{1}{3 \left( \frac{\rho_{wl}}{\eta_i \phi_i} \right)} = \frac{1}{3 \left( \frac{0,0052}{1,0 \cdot 8} \right)} = 513 \text{ mm}$$

## Ostatecznie

$$w_t = \frac{4\tau^2 \lambda}{\rho_s E_i f_{ct}} = \frac{4 \cdot 0,88^2 \cdot 513}{0,0052 \cdot 200000 \cdot 20} = 0,076 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

Graniczna szerokość rysy ukosnej nie będzie przekroczona.

## II. Sprawdzenie stanu granicznego zarysowania

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, korzystając z tablicy 13.2. Zarysowanie podcięgu sprawdzono, przyjmując, że 50% obciążen użytkowych działa długotrwałe.

### 1. Przęsto skrajne

Moment charakterystyczny spowodowany obciążeniami długotrwałyimi

$$M_{1k,h} = (0,238 \cdot 80,68 + 0,286 \cdot 0,5 \cdot 126,86)6,625 = 246,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Naprężenia  $\sigma_t$  w zbrojeniu (dla  $\rho = 0,85\%$  przyjęto  $\zeta = 0,85$ )

$$\sigma_t = \frac{M_{Sd}}{\zeta dA_{s1}} = \frac{0,24645}{0,85 \cdot 0,636 \cdot 0,001884} = 242 \text{ MPa}$$

Na podstawie tablicy 13.2 określono  $\phi_{max} = 28 \text{ mm}$ . Ponieważ zastosowano  $\phi = 20 \text{ mm} < \phi_{max} = 28 \text{ mm}$ , graniczna szerokość rysy  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  nie zostanie przekroczona.

## 2. Przęsto pośrednie

Moment charakterystyczny spowodowany obciążeniami długotrwałyimi

$$M_{2k,h} = (0,111 \cdot 80,68 + 0,222 \cdot 0,5 \cdot 125,86)6,9 = 158,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Graniczna szerokość rysy ukosnej nie będzie przekroczona.

Odcinek  $l_0$  zbrojony strzemiątkami:

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{\zeta dA_{s1}} = \frac{0,15820}{0,85 \cdot 0,637 \cdot 0,001256} = 226 \text{ MPa}$$

Na podstawie tablicy 13.2 określono  $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$ . Ponieważ zastosowano  $\phi = 20 \text{ mm} < \phi_{max} = 22 \text{ mm}$ , graniczna szerokość rysy  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  nie zostanie przekroczona.

## III. Sprawdzenie stanu granicznego ugięcia

Obliczenia wykonano metodą uproszczoną, korzystając z tablicy 14.2. Dla skrajnego podcięcia, stopnia zbrojenia  $\rho = 0,55\%$ , betonu klasy B25 odczytano wartość maksymalną  $(l_{eff}/d)_{lim} = 24$ ; którą skorygowano współczynnikami:

$$\delta_1 = 200 \frac{a_{lim}}{l_{eff}} = 200 \frac{3,0}{662,5} = 0,90 \text{ (rozpiętość podcięga przekracza } 6,0 \text{ m)}$$

$$\delta_2 = 250 / \sigma_t = 250 / 226 = 1,10$$

$$\left( \frac{l_{eff}}{d} \right) = \frac{6,625}{0,636} = 10,42 < \delta_1 \delta_2 \left( \frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim} = 0,90 \cdot 1,10 \cdot 24 = 23,76$$

Uzyskany wynik oznacza, że graniczna wartość ugięcia nie będzie przekroczona.

## 17.6. Pozyja 4. Stup

W przekroju górnym stup jest zamocowany nieprzesuwnie w tarczy stropu, a w przekroju dolnym w stopie fundamentowej.

Wysokość stupu  $l_{col}$  mierzona od wierzchu stopy fundamentowej do osi podcięgu wynosi 4,05 m. Wysokość obliczeniowa  $l_0$  przyjęta jak dla budynku, w którym sity poziome są przenoszone przez ustroje usztywniające, np. ściany, trzony windowe (tabl. 10.1).

$$l_0 = \beta l_{col} = 0,7 l_{col} = 0,7 \cdot 4,05 = 2,84 \text{ m}$$

Przyjęto wymiary przekroju stupu:  $h = 0,35 \text{ m}, b = 0,35 \text{ m}$

*PATEO S. B.*

### Zestawienie obciążień przypadających na stupy

Obciążenia całkowite:

- reakcja podcięgu (podpora B) od obciążen stałych i użytkowych
- $V_B = V_{BL} + V_{BP} = 317,93 + 293,24 = 611,17 \text{ kN}$
- obciążenie podcięgu oddziaływanie żebra w osi stupa
- $V_z = 243,11 \text{ kN}$
- obciążenie z górnego kondygnacji
- $P = 800,0 \cdot 1,2 = 960,0 \text{ kN}$
- ciężar własny stupa
- $25,0 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 3,7 = 11,33 \text{ kN}$
- $G = 11,33 \cdot 1,1 = 12,46 \text{ kN}$

Obciążenie całkowite

$$N_{Sd} = V_B + V_z + P + G = 611,17 + 243,11 + 960,0 + 12,46 = 1826,74 \text{ kN}$$

Przyjęto  $N_{Sd} = 1830,0 \text{ kN}$

Dlugotrwała część obciążeń obliczona przy założeniu, że 50% obciążzeń użytkowych dająca długotrwałe:

- reakcja podcięgu
 
$$V_{BL,ii} = 1,286 \cdot 92,08 + 1,321 \cdot 0,5 \cdot 151,03 = 218,17 \text{ kN}$$

$$V_{BP,ii} = 1,095 \cdot 92,08 + 1,274 \cdot 0,5 \cdot 151,03 = 197,03 \text{ kN}$$

$$V_{z,ii} = 218,17 + 197,03 = 415,20 \text{ kN}$$
- obciążenie podcięgu oddziaływanie żebra w osi stupa
 
$$V_{z,ii} = 92,08 + 0,5 \cdot 151,03 = 167,60 \text{ kN}$$
- obciążenie z górnego kondygnacji
 
$$P_{ii} = 960,0 : 1,5 = 640,0 \text{ kN}$$
- ciężar własny stupa
 
$$G = 11,33 \cdot 1,1 = 12,46 \text{ kN}$$

Obciążenie długotrwałe

$$N_{Sd,ii} = V_{B,ii} + V_{z,ii} + P_{ii} + G = 415,20 + 167,60 + 640,0 + 12,46 = 1235,26 \text{ kN}$$

Przyjęto  $N_{Sd,ii} = 1240,0 \text{ kN}$

Wymiarowanie stupa

Mimośród początkowy (wzór 10.1)

$$e_0 = e_t + e_o$$

Mimośród konstrukcyjny  $e_t = 0$ , a mimośród niezamierzony  $e_o$  określa się z warunków:

$$e_a = \frac{l_{\text{cel}}}{600} \left( 1 + \frac{1}{n} \right) = \frac{4,05}{600} \left( 1 + \frac{1}{2} \right) = 0,01 \text{ m},$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,35}{30} = 0,012 \text{ m},$$

$$e_a = 0,01 \text{ m}.$$

Przyjęto największą z podanych wyżej wartości  $e_a = 0,012 \text{ m}$ :

$$e_0 = e_t + e_a = 0,012 \text{ m}$$

Smukłość stupa (wzór 10.6)

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{2,84}{0,35} = 8,0 > 7,0$$

Obciążenie z góry zbrojenia należy obliczać z uwzględnieniem wpływu smukłości i dlatego przekrój zbrojenia

i obciążen długotrwałych.

Umowna siła krytyczna  $N_{\text{crit}}$  (wzór 10.11)

$$N_{\text{crit}} = \frac{9}{l_0^2} \left[ \frac{E_{cm} I_c}{2k_u} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{h}} + 0,1 \right) + E_t I_t \right]$$

Wartości pomocnicze do wyznaczania  $N_{\text{crit}}$  są następujące:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,35 \cdot 0,35^3}{12} = 1,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k_u = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,ii}}{N_{Sd}} \phi_{\infty, l_0} = 1 + 0,5 \frac{1240,0}{1830,0} 2,4 = 1,81$$

W spójcznik pełzania betonu  $\phi(t, t_0)$  dla:

- wieku betonu w chwili obciążenia  $t_0 = 90 \text{ dni}$ ,
- wilgotności względnej RH = 50%,
- miarodajnego wymiaru przekroju elementu  $h_0 = 2A_c / u = 2,0, 122/1,4 = 0,150 \text{ m}$  odczytano z tablicy 3.6:  $\phi(t, t_0) = 2,4$ .

Przyjęto sumaryczny stopień zbrojenia stupa  $\Sigma\rho = 0,01 = 0,1\%$ ,

$$I_s = \sum \rho bd \left( \frac{h - a_1 - a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 0,35 \cdot 0,31 \left( \frac{0,35 - 0,04 - 0,04}{2} \right)^2 = \\ = 0,197 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,012}{0,35} = 0,0042 < \frac{e_0}{h} = 0,50 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = \\ = 0,50 - 0,01 \frac{2,80}{0,35} - 0,01 \cdot 13,3 = 0,287 > 0,05$$

Po podstawieniu tych wartości do wzoru (10.11) otrzymano:

$$N_{\text{crit}} = \frac{9}{2,84^2} \left[ \frac{30000 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1,81} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,287} + 0,1 \right) + 200000 \cdot 0,197 \cdot 10^{-4} \right] = \\ = 8,84 \text{ MN}$$

Zwiększyły się mimośród początkowy

$$e_{\text{tot}} = \eta e_0 = 1,26 \cdot 0,012 = 0,015 \text{ m}$$

gdzie

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{tot}}}{N_{\text{crit}}} } = \frac{1}{1 - \frac{1,83}{8,84} } = 1,26$$

Mimośród siły  $N_{\text{sd}}$  względem zbrojenia

$$e_{11} = e_{\text{tot}} + 0,5h - a_1 = 0,015 + 0,5 \cdot 0,35 - 0,04 = 0,15 \text{ m}$$

$$e_{12} = d - e_{11} - a_2 = 0,31 - 0,15 - 0,04 = 0,12 \text{ m}$$

Obliczamy potrzebne pole zbrojenia stupa. Zbrojenie symetryczne

$$x_{\text{eff}, \text{lim}} = \xi_{\text{eff}, \text{lim}} d = 0,53 \cdot 0,31 = 0,164 \text{ m}$$

$$x_{\text{eff}} = \frac{N_{\text{sd}}}{f_{cd} b} = \frac{1,83}{13,3 \cdot 0,35} = 0,39 \text{ m} > x_{\text{eff}, \text{lim}} = 0,164 \text{ m}$$

Skorygowana wysokość strefy ściskanej

$$x_{\text{eff}} = a_2 + \sqrt{\frac{(a_2)^2 + 2N_{\text{sd}} e_{12}}{f_{cd} b}} = 0,04 + \sqrt{\frac{(0,04)^2 + 2 \cdot 1,83 \cdot 0,12}{13,3 \cdot 0,35}} = 0,35 \text{ m}$$

$$x_{\text{eff}} = 0,350 \text{ m} > d = 0,31 \text{ m, wtedy } x_{\text{eff}} = d = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{\text{sd}} e_{11} - f_{cd} b x_{\text{eff}} (d - 0,5 x_{\text{eff}})}{f_{yd} (d - a_2)} =$$

$$= \frac{1,83 \cdot 0,15 - 13,3 \cdot 0,35 \cdot 0,31 (0,31 - 0,5 \cdot 0,31)}{350 (0,31 - 0,04)} = 0,538 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 5,38 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Przyjęto zbrojenie: } 2\phi20 \quad A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2} \quad 2\phi20 \quad A_{s2} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Minimalne sumaryczne pole przekroju zbrojenia

$$A_{s,\text{min}} = 0,15 \frac{N_{\text{sd}}}{f_{yd}} = 0,15 \frac{1,83}{350} = 0,000784 \text{ m}^2 = 7,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,003 b \cdot d = 0,003 \cdot 0,35 \cdot 0,31 = 0,000325 \text{ m}^2 = 3,25 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne pole przekroju zbrojenia

$$A_{s1} + A_{s2} = 6,28 + 6,28 = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{min}}$$

Stopień zbrojenia przekroju stupa

$$\rho = \frac{A_{\text{st}}}{bd} = \frac{0,001256}{0,35 \cdot 0,31} = 0,0115 = 1,15\%$$

Stopień zbrojenia stupa wyznaczony dla zastosowanego zbrojenia jest niemal jednakowy z założonym przy obliczaniu umownej siły krytycznej (dopuszczalna różnica wynosi  $\pm 20\%$ ). Rozstaw strzemiąt stupa przyjęto równy 28 cm. Jest to wartość mniejsza od wymaganego maksymalnego rozstępu strzemiń w stupie wynikającego z warunku:  $15\phi = 15 \cdot 2,0 = 30 \text{ cm}$  (patrz podrozdz. 16.3).

W miejscu łączenia pretów rozstaw strzemiń zmniejszono do połowy, tj. do 14 cm.

### 17.7. Pozycja 5. Stopa fundamentowa

Stopę zaprojektowano z betonu klasy B25 zbrojonego stalą klasy A-II. Obliczeniowa siła podłużna  $N_{\text{sd}} = 1830,0 \text{ kN}$ , mimośród statyczny  $e_r = 0$ .

Wymiary stupa są następujące:  $a_{sl} = a_{sB} = 0,35 \text{ m}$ .

Przyjęte wymiary stopy:  $L = B = 2,5 \text{ m}$ ,  $h = 0,80 \text{ m}$ ,  $D = 1,2 \text{ m}$ .

Wysokość stopy nie może być mniejsza niż długość zakotwienia pretów zbrojenia głównego stupa o średnicy 20 mm.

$l_{bd} = \alpha_d l_b \frac{A_{i,req}}{A_{i,prov}} \geq l_{b,min}$   
gdzie:  $\alpha_d = 1,0$  dla pretów prostych,  $f_{bd} = 2,3 \text{ MPa}$  z tablicy 5.1,

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{bd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \frac{210}{2,3} = 23\phi$$

Wówczas

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 23\phi \cdot 1,0 = 23 \cdot 2,0 = 46,0 \text{ cm}$$

Przyjęta wysokość stopy  $h = 0,80 \text{ m}$  zapewnia poprawne zakotwienie pretów zbrojenia stupa.

Uśredniony ciezar fundamentu, posadzki oraz gruntu obliczono, przyjmując  $\gamma_u = 22,0 \text{ kN/m}^3$

$$G_f = 1,1 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot L \cdot D = 1,1 \cdot 22,0 \cdot 2,5 \cdot 1,2 = 181,50 \text{ kN}$$

Calkowita siła obliczeniowa działająca na podłożę gruntowe

$$N_r = N_{sd} + G_f = 1830,0 + 181,50 = 2011,50 \text{ kN}$$

Obliczeniowe obciążenie jednostkowe na podłożę gruntowe

$$q_r = \frac{N_r}{BL} = \frac{2011,50}{2,5 \cdot 2,5} = 321,85 \text{ kPa}$$

Opor graniczny podłożu wyznaczono według PN-81/B-03020 [36]. W poziomie posadowienia występuje piasek drobny, wilgotny, średnio zagęszczony. Parametry geotechniczne gruntu wyznaczone metodą B.

$$I_D^{(r)} = 0,40$$

$$\gamma_B^{(r)} = \gamma_B^{(n)} = 1,75 \cdot 9,81 = 17,17 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_D^{(r)} = \gamma_D^{(n)} = 0,9 \cdot 17,17 = 15,45 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_u^{(r)} = 30^\circ, \quad \phi_u^{(n)} = 0,9 \cdot 30^\circ = 27^\circ, \quad c_u^{(n)} = 0,0$$

$$N_D = 13,2, \quad N_B = 4,66, \quad N_c = 0,0$$

$$i_B \delta_L = \frac{T_{BL}}{N_r}, \quad i_D = i_B = 1,0$$

$$Q_{pn} = BL \left[ \left( 1 + 1,5 \frac{B}{L} \right) N_D \rho_D^{(r)} g D_{mn} i_D + \left( 1 - 0,25 \frac{B}{L} \right) N_B \rho_B^{(r)} g B i_B \right] = \\ = 2,5^2 [(1+1,5)(3,2 \cdot 15,45 \cdot 1,2 \cdot 1,0 + (1-0,25)(4,66 \cdot 15,45 \cdot 2,5 \cdot 1,0)] = 4667,6 \text{ kN}$$

### Wymiarowanie

Zginanie stopy na zginanie obliczono metodą wydzielonych wsporników trapezowych. Stopa jest zginana przez oddziaływanie oporu gruntu (zredukowane o ciężar fundamentu, gruntu i posadzki).

$$q_r = \frac{1830,0}{2,5 \cdot 2,5} = 292,80 \text{ kPa}$$

Moment zginający wspornik

$$M = q_r \frac{(L - a_{il})^2 (2L + a_{il})}{24} = 292,80 \frac{(2,5 - 0,35)^2 (2 \cdot 2,5 + 0,35)}{24} = 301,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Przyjęto otuline pretów zbrojenia stopy równą 0,05 m (minimalna otulina, gdy beton stopy jest układany na podłożu betonowym, wynosi 0,04 m).

$$d = 0,80 - 0,05 = 0,75 \text{ m}$$

$$\dot{A}_s = \frac{M}{f_w 0,9 d} = \frac{0,30171}{210 \cdot 0,9 \cdot 0,75} = 0,0002128 \text{ m}^2 = 21,28 \text{ cm}^2$$

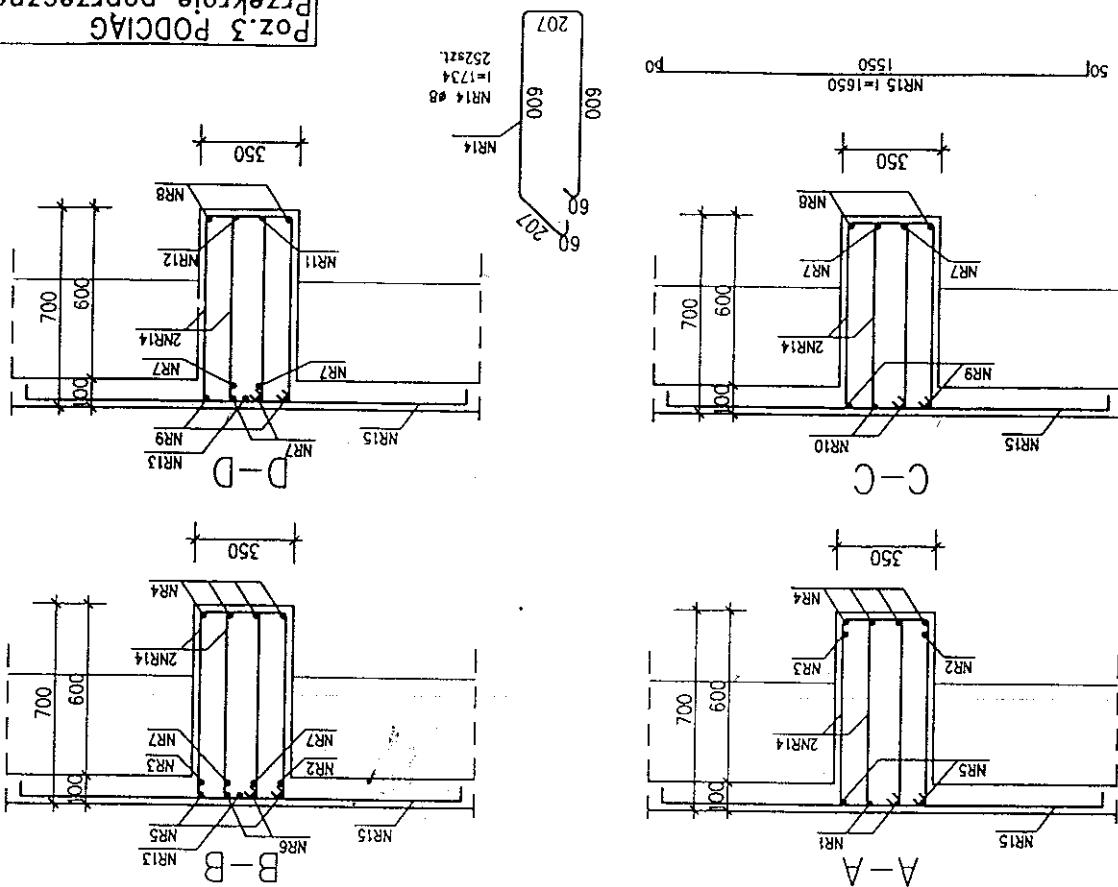
Przyjęto  $11\phi 16$  o przekroju  $A_s = 22,11 \text{ cm}^2$  w rozstawie co 24 cm.

Sprawdzenie stopy na przebiecie (wzór 11.1):

$$N_{sd} - q_r A \leq N_{rd} f_{sd} u_p d \\ 1,83 - 0,29280 \cdot 3,42 = 0,829 \text{ MN} < 1,0 \cdot 4,40 \cdot 0,75 = 3,30 \text{ MN} \\ A = 1,85^2 = 3,42 \text{ m}^2 \\ u_p = 0,5(4 \cdot 1,85 + 4 \cdot 0,35) = 4,40 \text{ m}$$

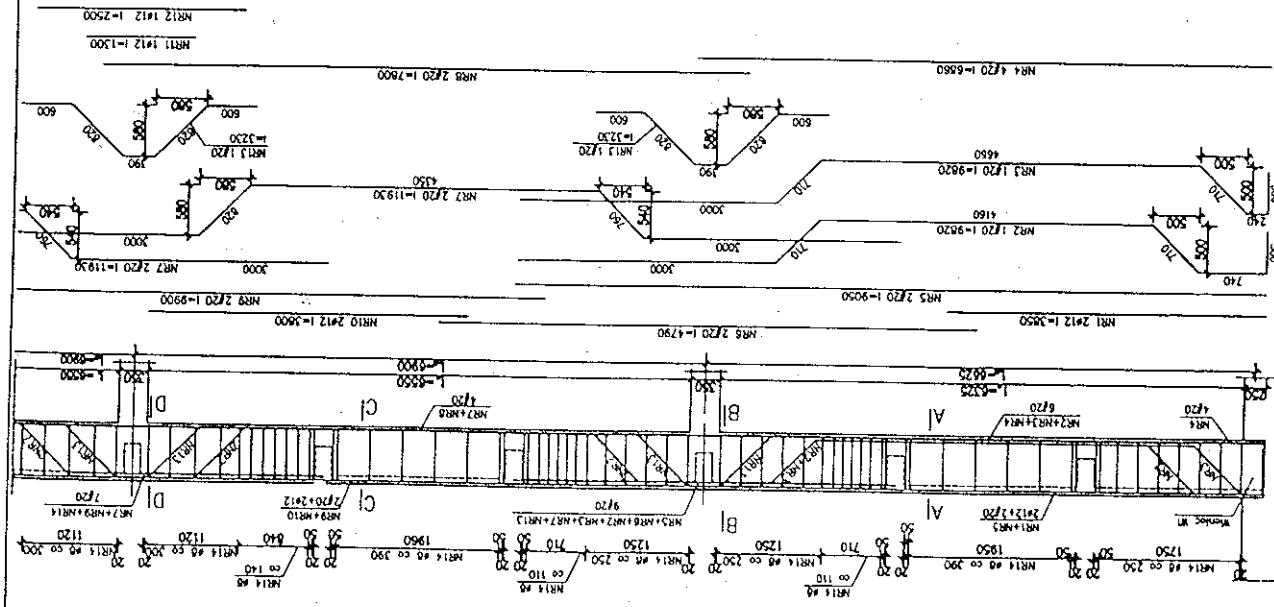
Przebiecie stopy nie nastąpi.

Poz. 3 PODCIAŁG Przekroje poprzeczne



Poz. 3 PODCIA G

B25 (C20/25) beton stål: A-1(S13S)ø8,ø12  
A-LIN(RB500) #20  
outlinea 25mm  
d, 16mm



## ZAŁĄCZNIK

### ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ

Patr. 1 PN-85

NR PARTY	ROZMIAR STALU (mm)	PRZECIĘT DUŁGOCIAŁOWA SZTUK	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I	DUŁGOCIAŁOWA m
1	48 A-I	200	16	33,78
2	48 A-I	210	80	192,4
3	48 A-I	170	80	148,6
4	48 A-I	78	8	6,32
5	143,5 A-I	110	265	225,5
	DUŁGOCIAŁOWA SZTUK			378,4
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I			0,125
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-II			0,355
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-III			149,94
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-IV			178,13
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-V			234,85

Patr. 2 PN-85

NR PARTY	ROZMIAR STALU (mm)	PRZECIĘT DUŁGOCIAŁOWA SZTUK	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I	DUŁGOCIAŁOWA m
1	48 A-I	592	8	81,6
2	48 A-II	460	8	47,44
3	48 A-III	470	4	27,6
4	48 A-IV	122	34	16,4
5	48 A-V	114	68	41,46
	DUŁGOCIAŁOWA SZTUK			77,52
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I			16,4
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-II			0,125
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-III			0,355
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-IV			116,41
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-V			159,39
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-VI			175,53

Patr. 3 PN-85

NR PARTY	ROZMIAR STALU (mm)	PRZECIĘT DUŁGOCIAŁOWA SZTUK	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I	DUŁGOCIAŁOWA m
1	48 A-I	365	6	16,4
2	48 A-II	382	2	19,64
3	48 A-III	362	2	19,64
4	48 A-IV	366	8	54,68
5	48 A-V	305	4	16,7
6	48 A-VI	378	4	19,16
7	48 A-VII	1133	4	77,72
8	48 A-VIII	200	4	31,2
9	48 A-IX	389	2	19,8
10	48 A-X	380	4	15,2
11	48 A-XI	130	1	1,3
12	48 A-XII	250	1	2,5
13	48 A-XIII	223	3	9,69
14	48 A-IV	173	29	435,96
15	48 A-V	165	135	222,75
	DUŁGOCIAŁOWA SZTUK			455,96
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I			0,125
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-II			0,355
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-III			172,2
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-IV			104,61
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-V			159,6

Patr. 4 PN-85\_Poł. Stoog

NR PARTY	ROZMIAR STALU (mm)	PRZECIĘT DUŁGOCIAŁOWA SZTUK	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I	DUŁGOCIAŁOWA m
1	48 A-I	500	4	41,6
2	48 A-II	132	2	20
3	48 A-III	240	22	52,8
4	48 A-IV	40	4	5,6
	DUŁGOCIAŁOWA SZTUK			27,72
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-I			0,122
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-II			0,354
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-III			131,35
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-IV			636,06
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-V			104,61
	WYSOKOŚĆ LICZBIA A-VI			159,6

Patr. 4 PN-85\_Poł. Stoog

PN-EN 206-1:2003 Beton – Część I: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność [32]				
PN-88/B-06250 Beton zwykły [31]				

PN-EN 206-1:2003 Beton – Część I: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność [32]				
C12/15				

C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37
B15	B20	B25	B30	B37
B45	B50	B55	B60	
C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	