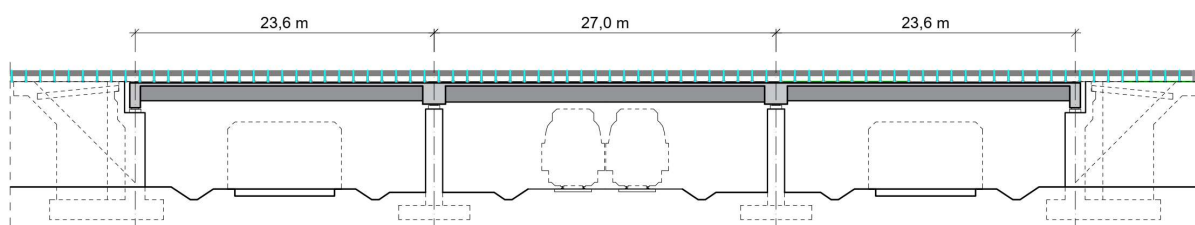


## 8. Estakada betonowa z belek prefabrykowanych o schemacie belki ciągłej

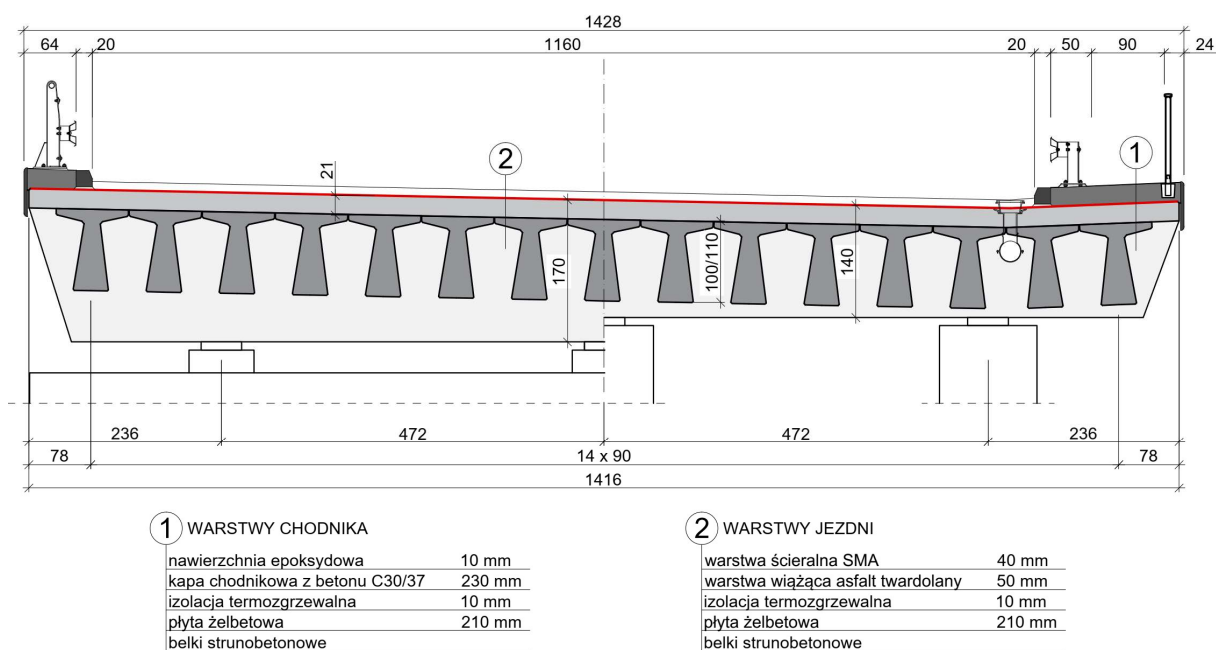
### 8.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

#### 8.1.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

(1) Przedmiotem obliczeń jest wiadukt autostradowy przebiegający nad drogami oraz linią kolejową o schemacie statycznym belki ciągłej trójprzęsłowej o rozpiętościach przęseł 23,6 m + 27,0 m + 23,6 m (rys. 8.1.1.1). Ze względu na symetryczną budowę obiektu i niezależne konstrukcje pod obiema jezdniami autostrady analizie poddano jedną konstrukcję. Na konstrukcji zlokalizowano jedną jezdnię drogi klasy A o szerokości 11,6 m w świetle krawężników oraz chodnik dla obsługi o szerokości użytkowej 0,9 m. Ustrój nośny konstrukcji pod jedną jezdnią składa się z 15 prefabrykowanych belek strunobetonowych w typu „T” połączonych z płytą pomostu z betonu in-situ o grubości 0,21 m. Łączna wysokość konstrukcyjna w przęśłach skrajnych wynosi 1,21 m, a w przęśle środkowym 1,31 m (rys. 8.1.1.2). Poprzecznice skrajne mają wysokość 1,7 m i szerokość 0,75 m, a węzły uciążlające nad podporami pośrednimi wysokość 1,4 m i szerokość 1,6 m.



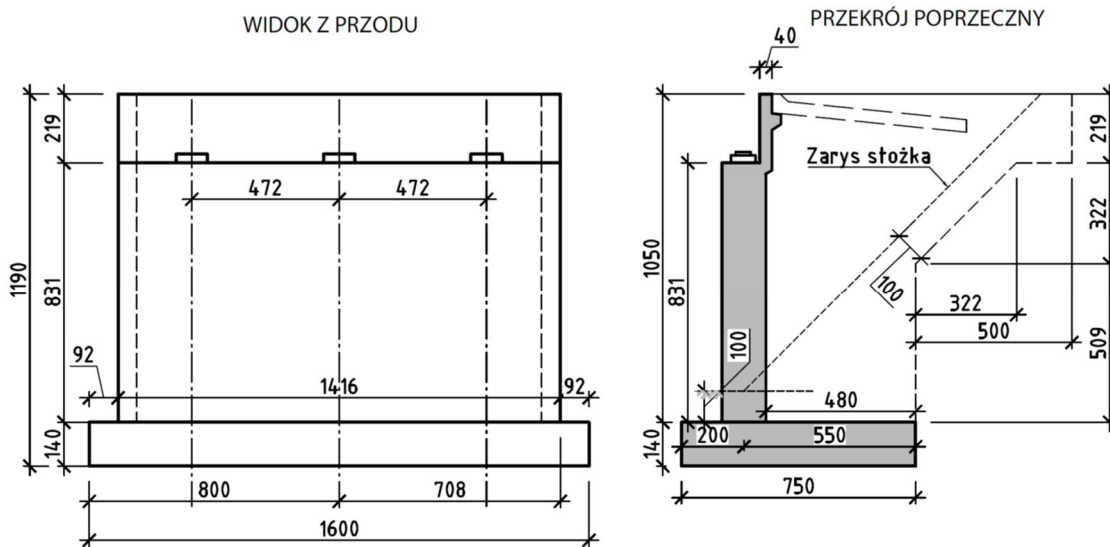
Rys. 8.1.1.1. Widok z boku



Rys. 8.1.1.2. Przekrój poprzeczny

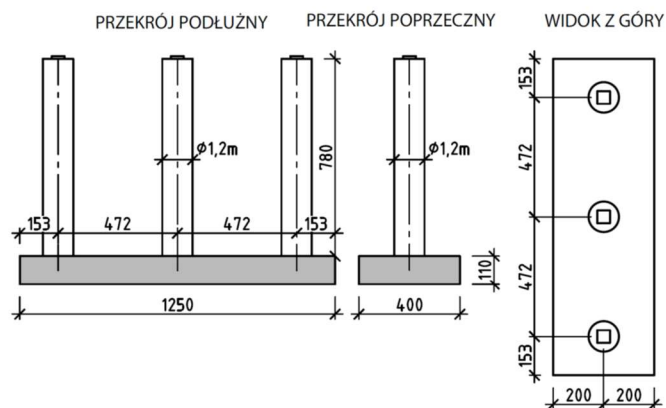
(2) Przyczółek mostowy zaprojektowano o korpusie pełnościennym, połączony z ławą fundamentową, posadowioną bezpośrednio w gruntach niespoistych, piaskach średnich średnio zagęszczonych. Skrzydła przyczółka zaprojektowano jako pełnościennie ściany monolitycznie połączone z korpusem oraz ławą fundamentową.

(3) Wysokość całkowita korpusu wynosi 10,5 m oraz jego grubość 1,4 m. W górnej części korpus ma postać ścianki zapleczonej o wysokości 2,19 m oraz grubości 0,4 m. Grubość ścian bocznych przyczółka jest stała po wysokości korpusu i wynosi 0,6 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 7,5 × 16,0 m oraz grubość równą 1,4 m. Podstawowe gabaryty przyczółka zaczerpnięto z rozwiązań katalogowych z karty Z8-PH11 WR-M-21-1. Na rys. 8.1.1.3 pokazano gabaryty podpory przyczółka mostowego.



Rys. 8.1.1.3. Gabaryty podpory przyczółka mostowego

(4) Filar mostowy zaprojektowano jako trójśłupowy, połączony z ławą fundamentową posadowioną na fundamencie bezpośrednim. Słupy żelbetowe filara mają przekrój poprzeczny kołowy o średnicy 1,20 m i wysokości całkowitej równej 7,80 m. Rozstaw osi słupów filara wynosi 4,72 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 4,00 × 12,5 m oraz grubość równą 1,10 m. Jest to podstawowa geometria filara mostowego z karty katalogowej Z9-FS2, według rozwiązań przedstawionych w katalogu WR-M-21-1. Na rys. 8.1.1.4 przedstawiono gabaryty podpory filara mostowego.



Rys. 8.1.1.4. Gabaryty podpory filara mostowego

## 8.1.2. Technologia budowy

(1) W opracowaniu przyjęto tradycyjną technologię budowy betonu monolitycznego podpór mostowych. Kolejność prowadzenia robót:

- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) częściowe wykonanie nasypu do obiektu mostowego bez strefy przejściowej (przyczółek),
- 3) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed wykonaniem łąw fundamentowych,
- 4) deskowanie i zbrojenie łąw fundamentowych,
- 5) betonowanie łąw fundamentowych,
- 6) wykonanie izolacji łąw fundamentowych,
- 7) zasypanie łąwy fundamentowej do górnego poziomu,
- 8) montaż zbrojenia i deskowanie korpusów podpór;
- 9) betonowanie podpór,
- 10) wykonanie izolacji podpór,
- 11) wykonanie drenażu zasyпки (przyczółek),
- 12) wykonanie zasyпки mostowej (przyczółek),
- 13) wykonanie ciosów podłożyskowych.

(2) Ustrój nośny obiektu jest wykonywany z prefabrykowanych belek strunobetonowych (wytwarzanych w wytwórni i dostarczonych na miejsce budowy) oraz nadbetonu płyty pomostu układanego na budowie. Przyjęto, że belki na podporach skrajnych zostaną ułożone bezpośrednio na podwalinach, stanowiących fragmenty poprzecznic podporowych, bez użycia podpór tymczasowych. Przy podporach pośrednich belki zostaną oparte na podporach tymczasowych zlokalizowanych w odległości 1,5 m od osi podparcia docelowego. Sprężenie belek jest wykonywane w wytwórni 1 dzień po betonowaniu belek. Założono, że belki zostaną obciążone betonem układanym na budowie 30 dni po wytworzeniu belek, montaż elementów wyposażenia zostanie wykonany w ciągu trzech miesięcy od betonowania, a oddanie do użytkowania nastąpi po około siedmiu miesiącach od betonowania. Wiek betonu belek i płyty w kolejnych etapach realizacji obiektu zestawiono w tab. 8.1.2.1.

Tab. 8.1.2.1. Wiek betonu w kolejnych etapach realizacji

Etap	Wiek betonu belek	Wiek betonu płyty
Sprężenie belek	$t_0 = 1$ dzień	
Betonowanie płyty	$t_1 = 30$ dni	
Montaż elementów wyposażenia	$t_2 = 90$ dni	$t_2 - t_1 = 60$ dni
Oddanie do użytkowania	$t_3 = 210$ dni	$t_3 - t_1 = 180$ dni
Koniec okresu eksploatacji	$t_n = 100$ lat	$t_n = 100$ lat

## 8.1.3. Materiały

### 8.1.3.1. Beton

#### Podstawowe parametry betonu

(1) Belki strunobetonowe zaprojektowano z betonu klasy C50/60 na cemencie klasy R. Płytę pomostu, poprzecznicę oraz elementy podpór i fundamentów zaprojektowano z betonu klasy C30/37 (minimalna klasa betonu do stosowania w mostach) na cemencie klasy N. W przypadku elementów przęsła zastosowano kruszywo bazaltowe, a dla elementów podpór kruszywo kwarcytowe.

(2) Wartości właściwości mechanicznych betonu belek i płyty potrzebne do projektowania odczytano z tab. 3.1 normy [14] i zestawiono w tab. 8.1.3.1.1. Zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14] wartość modułu sprężystości odczytaną z tab. 3.1 tej normy zwiększono o 20% ze względu na zastosowanie kruszywa bazaltowego.

## Charakterystyki betonu w zależności od wieku

(3) W normie [14] zamieszczono wzory na funkcje pozwalające określić parametry mechaniczne betonu na wczesnym etapie dojrzewania. W analizowanym przypadku istotne będą parametry betonu belek w chwili sprężenia. Zgodnie z pkt 8.1.2 przyjęto, że konstrukcja zostanie sprężona po jednym dniu od momentu betonowania. Do produkcji betonu przyjęto cement klasy R (o wysokiej wytrzymałości wczesnej), co implikuje przyjęcie współczynnika  $s = 0,2$  we wzorze na  $\beta_{cc}(t)$  (pkt 3.1.2(6) normy [14]).

**Tab. 8.1.3.1. Właściwości mechaniczne betonów na kruszywie bazaltowym według normy [14]**

Parametr	Belki	Płyta, poprzecznice, podpory i fundamenty
Klasa betonu	C50/60	C30/37
Charakterystyczna wytrzymałość walcząca na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck,b} = 50 \text{ MPa}$	$f_{ck,p} = 30 \text{ MPa}$
Charakterystyczna wytrzymałość kostkowa na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck,cube,b} = 60 \text{ MPa}$	$f_{ck,cube,p} = 37 \text{ MPa}$
Średnia wartość wytrzymałości walczącej betonu na ściskanie	$f_{cm,b} = 58 \text{ MPa}$	$f_{cm,p} = 38 \text{ MPa}$
Średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe	$f_{ctm,b} = 4,1 \text{ MPa}$	$f_{ctm,p} = 2,9 \text{ MPa}$
Kwantyl 5% rozkładu charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie	$f_{ctk,0,05,b} = 2,9 \text{ MPa}$	$f_{ctk,0,05,p} = 2,0 \text{ MPa}$
Sieczny moduł sprężystości betonu zwiększony zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14]	$E_{cm,b} = 44,4 \text{ GPa}$	$E_{cm,p} = 38,4 \text{ GPa}^*$
Odkształcenie graniczne betonu	$\varepsilon_{cu3,b} = 3,5\text{‰}$	$\varepsilon_{cu3,p} = 3,5\text{‰}$
* dla elementów podpór przyjęto moduł sprężystości równy $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ .		

(4) Poniżej przedstawiono wartości właściwości mechanicznych betonu w chwili sprężenia określone za pomocą funkcji zamieszczonych w pkt 3.1 normy [14]. Wpływ przyspieszonego dojrzewania betonu ze względu na wykorzystanie obróbki termicznej uwzględniono, przyjmując zmodyfikowany wiek betonu  $t_{0,T}$ , określony na podstawie wzoru (B.10) z Załącznika B do normy [14]:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[ - \left( \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right) \right],$$

w którym:

$T(\Delta t_i)$  – temperatura w czasie  $\Delta t_i$  [°C],

$\Delta t_i$  – liczba dni, w których przeważa temperatura  $T$ .

Dla uproszczenia przyjęto, że belki będą poddane działaniu podwyższonej temperatury o stałej wartości  $T(\Delta t_i) = 45^\circ\text{C}$  przez  $\Delta t_i = 1$  dzień. Zmodyfikowany wiek betonu według wzoru (B.10) z Załącznika B do normy [14] wynosi:

$$t_{0,T} = 1 \times \exp \left[ - \left( \frac{4000}{273+4} - 13,65 \right) \right] = 3 \text{ dni.}$$

Współczynnik zależny od wieku betonu według wzoru (3.2) normy [14] wynosi:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right], \quad \beta_{cc}(t_{0,T}) = 0,45.$$

Wytrzymałość średnią betonu na ściskanie obliczono z zależności (3.1) normy [14]:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}, \quad f_{cm}(t_{0,T}) = 26,1 \text{ MPa.}$$

Wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie w pierwszych trzech dniach dojrzewania należy określać na podstawie badań. Wytrzymałość średnią betonu na rozciąganie wyznaczono ze wzoru (3.4) normy [14]:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \times f_{ctm}, \quad f_{ctm}(t_{0,T}) = 1,8 \text{ MPa.}$$

Moduł sprężystości określony wzorem (3.5) normy [14] wynosi:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \times E_{cm}, \quad E_{cm}(t_{0,T}) = 35,0 \text{ GPa.}$$

### Klasy ekspozycji i grubości otulenia

(1) Dla poszczególnych powierzchni elementów obiektu przyjęto następujące klasy ekspozycji (decydujące ze względu na dobór grubości otulenia) według tab. 4.1 normy [14] i pkt 4.2 normy [15]: XD1 – dla dolnej powierzchni belek strunobetonowych (jak dla powierzchni narażonych na działanie chlorków z powietrza), XC3 – dla górnej powierzchni płyty pomostu (jak dla powierzchni chronionych izolacją wodoszczelną), XD1 – dla elementów korpusów podpór, XC2 i XA1 – dla ław fundamentowych.

(2) W Załączniku E do normy [14] podano klasy wytrzymałości betonu wskazane ze względu na trwałość w zależności od klasy ekspozycji. Wskazaną klasą wytrzymałości dla założonych klas ekspozycji jest C30/37. Przyjęte do projektowania klasy betonu odpowiadają wskazanej ze względu na trwałość.

(3) Grubości otulenia cięgien sprężających i prętów zbrojeniowych dobrano zgodnie z zapisami pkt 4.4.1 norm [14, 15] na podstawie klas ekspozycji i klas konstrukcji. Klasy konstrukcji określono według tab. 4.3N normy [14], na podstawie klasy ekspozycji, klasy wytrzymałości betonu, kształtu elementu oraz projektowego okresu użytkowania, którego wartość przyjęto zgodnie z tab. 2.1 normy [9] równą 100 lat. Nominalną grubość otulenia  $c_{nom}$  wyznacza się ze wzoru (4.1) normy [14] w zależności od minimalnego otulenia  $c_{min}$  określonego wzorem (4.2) normy [14] oraz przyjętej wartości odchyłki  $\Delta c_{dev}$ . Dobór nominalnej grubości otulenia  $c_{nom}$  wraz z odwołaniami poszczególnych elementów normy [14] przedstawiono w tab. 8.1.3.1.2. Według pkt 4.4.1.1(1)P normy [14] otulenie nominalne dotyczy zbrojenia, które znajduje się najbliżej krawędzi betonu (np. strzemion, prętów rozdzielczych). Otulenie cięgien sprężających oraz zbrojenia w belkach strunobetonowych przyjęto na podstawie katalogu belek [47]. Przy założeniu zapewnienia specjalnej kontroli jakości betonu (tab. 4.3N normy [14]) wraz z pomiarem grubości otulenia i przyjęciu odchyłki wykonawczej o wartości 5 mm przyjęte grubości otulenia spełniają wymagania normy [14].

**Tab. 8.1.3.1.2. Dobór grubości otulenia według norm [14, 15]**

Zbrojenie	Klasa ekspozycji	Klasa konstrukcji	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
Odwołanie do normy [14]	tab. 4.1, pkt 4.2 [15]	tab. 4.3N	tab. 4.2	tab. 4.4N, 4.5N	pkt 4.4.1.3	wzory (4.2), (4.1)
Cięgna sprężające	XD1	S4	23	45	5	<b>50</b>
Zbrojenie dolne w belkach	XD1	S4	25	35	5	<b>40</b>
Zbrojenie górne w płycie	XC3	S5	16	30	10	<b>40</b>
Zbrojenie w korpusach	XD1	S5	32	40	10	<b>50</b>
Zbrojenie w ławach	XC2, XA1	S6	32	35	10	<b>50*</b>

\* przyjęto jednakową otulinę w korpusach i ławach fundamentowych.

### 8.1.3.2. Stal zbrojeniowa

(1) Na zbrojenie miękkie obiektu przewidziano stal zbrojeniową klasy C (o podwyższonej ciągliwości) o granicy plastyczności 500 MPa. Uwaga: zgodnie z pkt 3.2.2(3)P zasady normy [14] obejmują stal zbrojeniową o granicy plastyczności  $f_{yk}$  w zakresie od 400 do 600 MPa, a Załącznik Krajowy do normy [15] narzuca stosowanie do zbrojenia nośnego mostów stali zbrojeniowej klasy C. Parametry stali zbrojeniowej przedstawiono w tab. 8.1.3.2.1. Zgodnie z pkt 3.2.7(4) normy [14] przyjęto obliczeniową wartość modułu sprężystości dla stali zbrojeniowej równą 200 GPa.

**Tab.8.1.3.2.1. Właściwości mechaniczne stali zbrojeniowej według normy [14]**

Parametr	Symbol i wartość
Charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej (według danych producenta stali)	$f_{tk} = 575 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali zbrojeniowej według pkt 3.2.7(4) [14]	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Charakterystyczne odkształcenie stali zbrojeniowej przy maksymalnym obciążeniu (według danych producenta stali)	$\varepsilon_{s,uk} = 8,0\%$

### 8.1.3.3. Stal sprężająca

(1) W analizowanym obiekcie ciągną sprężające belek są wykonane ze splotów 7-drutowych ze stali Y1860S7 według normy prEN 10138-3 [27] (klasa 2. o niskiej relaksacji). Właściwości mechaniczne cięgien sprężających podano w tab. 8.1.3.3.1. Obliczeniową wartość modułu sprężystości dla cięgien wykonanych ze splotów przyjęto zgodnie z pkt 3.3.6(3) normy [14] równą 195 GPa.

**Tab. 8.1.3.3.1. Właściwości mechaniczne stali sprężającej według norm [14, 27]**

Parametr	Symbol i wartość
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie stali sprężającej, tab. 2 [25]	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Umowna 0,1% granica plastyczności stali sprężającej, tab. 2 [25]	$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali sprężającej, pkt 3.3.6(3) [14]	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Charakterystyczne odkształcenie stali sprężającej przy maksymalnym obciążeniu (według danych producenta stali)	$\varepsilon_{p,uk} = 6,0\%$

### 8.1.3.4. Częściowe współczynniki materiałów

(1) Częściowe materiałowe współczynniki bezpieczeństwa w trwałych i przejściowych sytuacjach obliczeniowych dla poszczególnych materiałów według tab. NA.2 z Załącznika Krajowego do normy [14] wynoszą:  $\gamma_c = 1,4$  dla betonu,  $\gamma_s = 1,15$  dla stali zbrojeniowej,  $\gamma_s = 1,15$  dla stali sprężającej.

(2) Wartości obliczeniowe wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie wyznaczono na podstawie wzorów przedstawionych w pkt 3.1.6(101)P i 3.1.6(102)P normy [15]:

1) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu belek

$$f_{cd,b} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,b}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{50 \text{ MPa}}{1,4} = 30,4 \text{ MPa},$$

2) obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu belek

$$f_{ctd,b} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05,b}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{2,9 \text{ MPa}}{1,4} = 2,07 \text{ MPa},$$

3) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty

$$f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 18,2 \text{ MPa},$$

4) obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu płyty

$$f_{ctd,p} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05,p}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{2,0 \text{ MPa}}{1,4} = 1,43 \text{ MPa},$$

w których  $\alpha_{cc} = 0,85$ ,  $\alpha_{ct} = 1,0$  to współczynniki uwzględniające efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie oraz niekorzystne efekty wynikające ze sposobu przyłożenia obciążenia. Uwaga: w obliczaniu wytrzymałości zmęczeniowej betonu należy stosować współczynnik  $\alpha_{cc} = 1,0$  [38].

(3) Obliczeniową wartość granicy plastyczności stali zbrojeniowej obliczono zgodnie z rys. 3.8 normy [14]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa}.$$

### 8.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(1) Sprawdzenie stanów granicznych nośności (SGN) i stanów granicznych użyteczności (SGU) przęśła i podpór przeprowadzono dla trwałej sytuacji obliczeniowej (w fazie eksploatacji).

### 8.1.5. Zakres obliczeń

(1) Zakres obliczeń konstrukcji przęśła obejmuje:

- 1) zestawienie obciążeń (stałych i zmiennych),
- 2) określenie wpływu efektów reologicznych i wyznaczenie wartości charakterystyk geometrycznych dla poszczególnych faz pracy konstrukcji,
- 3) analizę wartości siły sprężającej w kolejnych fazach pracy konstrukcji wraz z wyznaczeniem strat doraźnych i reologicznych,
- 4) sprawdzenie stanów granicznych nośności na zginanie i ścinanie,
- 5) oraz sprawdzenie stanów granicznych użyteczności (ograniczenie naprężeń, rys i ugięć) przęśła w kierunku podłużnym i poprzecznym.

(2) Obliczenia w stanie granicznym nośności na zginanie zaprezentowano dla przekroju w środku rozpiętości przęśła, a stan graniczny nośności na ścinanie sprawdzono w przekrojach podporowych: w osi podpory oraz na połączeniu belek z poprzecznicą. W stanach granicznych użyteczności przedstawiono obliczenia analityczne naprężeń w przekroju przęsłowym belki w fazie eksploatacji z podziałem na dwa etapy (w czasie  $t_3$  – po oddaniu do użytkowania i w czasie  $t_n$  – na końcu okresu użytkowania). Naprężenia w pozostałych przekrojach na długości belek wyznaczono w modelu numerycznym i przedstawiono na wykresach. Ponadto sprawdzono stany graniczne płyty pomostu w kierunku poprzecznym.

(3) W zakresie podpór w stanie granicznym sprawdzono:

- 1) nośność na zginanie oraz nośność na ścinanie ław fundamentowych,
- 2) nośność na zginanie oraz nośność na ścinanie korpusów
- 3) nośność pionową podłoża na wyparcie,
- 4) nośność na przesunięcie poziome fundamentu.

(4) W zakresie podpór w stanie granicznym użyteczności sprawdzono osiadanie fundamentu oraz przechył fundamentu. W stanie granicznym sprawdzono również zarysowania (quasi-stała kombinacja obciążeń) nośność korpusów oraz ław fundamentowych. W przykładzie obliczeniowym podpór mostowych położono większy nacisk na sprawy geotechniczne związane z nośnością podłoża gruntowego, obciążeniem parciem gruntu (przyczółki) oraz globalnymi przemieszczeniami podpór mostowych. Elementy żelbetowe powierzchniowe (ławy fundamentowe, korpus) zwymiarowano w stanie granicznym użyteczności w programie komputerowym zgodnym z wymaganiami norm [14, 15], w którym wykonano modele obliczeniowe podpór mostowych.

## 8.2. Przęsło

### 8.2.1. Zestawienie obciążeń i oddziaływań

#### 8.2.1.1. Obciążenia stałe

(1) Zestawienie ciężarów własnych elementów konstrukcji oraz wyposażenia sporządzono według normy [10]. Przyjęto następujące wartości ciężarów poszczególnych elementów:

- 1) elementy konstrukcyjne z betonu – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 2) kapy chodnikowe – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 3) krawężniki – 27 kN/m<sup>3</sup>,
- 4) deski gzymsowe – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 5) izolacja – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 6) nawierzchnia jezdni – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 7) nawierzchnia chodnika – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 8) balustrady – 0,5 kN/m,
- 9) bariery ochronne – 1,0 kN/m.

(2) Obciążenia stałe przyłożono w modelu obliczeniowym zgodnie z lokalizacją poszczególnych elementów. Wartości obciążeń stałych pochodzące od ciężaru własnego belek, płyty i węzłów uciągających oraz elementów wyposażenia zdefiniowano jako osobne przypadki obciążenia,

ponieważ ich oddziaływanie rozpoczyna się w innym czasie. Wpływ technologii budowy został odzwierciedlony w modelu numerycznym przez usunięcie podparć tymczasowych i aktywację ciężaru własnego węzłów uciągających na odpowiednim etapie analizy.

(3) Przy zestawianiu ciężaru elementów wyposażenia, których grubość może się zmieniać w czasie eksploatacji konstrukcji, należy uwzględnić te zmiany zgodnie z pkt 5.2.3(3) normy [10]. W przypadku mostów drogowych takimi elementami są nawierzchnia oraz izolacja. W analizowanym przykładzie przyjęto zmiany grubości tych elementów w zakresie  $-20\%/+40\%$  (dla przypadku gdy dodatkowe warstwy nie są uwzględniane w wartości nominalnej). Jeśli dodatkowe warstwy są uwzględniane w wartości nominalnej, należy przyjmować odchylenia o  $\pm 20\%$ .

(4) W fazie budowy uwzględniono ciężar mokrego nadbetonu płyty pomostu (zwiększenie ciężaru objętościowego betonu o  $1 \text{ kN/m}^3$ ) oraz ciężar desekowań o wartości  $1 \text{ kN/m}$  przyłożony do skrajnych belek. Usunięcie tych obciążeń po uciągnięciu konstrukcji zostało uwzględnione w modelu obliczeniowym. Jako dodatkowe obciążenie stałe w fazie użytkowej przyjęto różnicę osiadań podpór o wartości  $10 \text{ mm}$ . Podczas wyznaczania sił wewnętrznych od różnicy osiadań w modelu MES uwzględniono wpływ pęczania betonu za pomocą zmodyfikowanego modułu sprężystości betonu.

### 8.2.1.2. Obciążenia ruchome

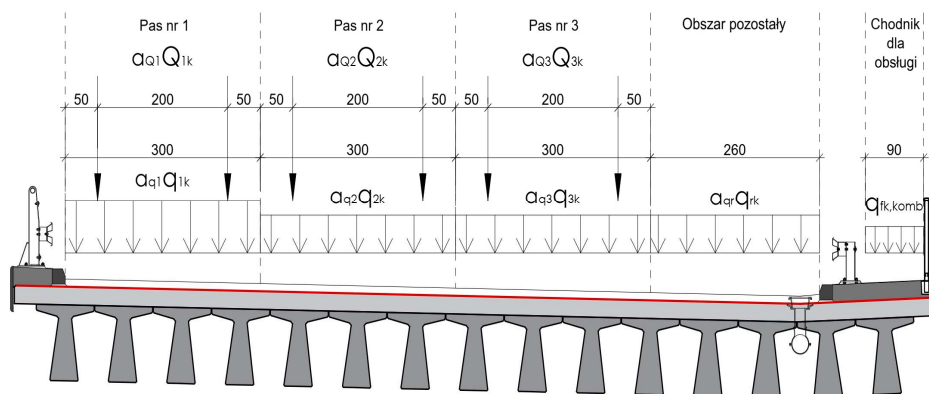
(1) Wartości obciążeń ruchomych wyznaczono na podstawie normy [13] oraz przepisów techniczno-budowlanych. Podstawowym obciążeniem ruchomym mostów drogowych według normy [13] jest model LM1 składający się z obciążenia równomiernie rozłożonego UDL oraz tandemów sił skupionych TS (pkt 4.3.2 normy [13]). Usytuowanie modelu obciążenia w przekroju poprzecznym mostu jest zdeterminowane przez podział całej dostępnej dla pojazdów szerokości jezdni na tzw. pasy umowne według pkt 4.2.3 normy [13]. W analizowanym przykładzie jezdnię o szerokości w świetle krawężników równej  $11,6 \text{ m}$  podzielono na trzy pasy umowne trzymetrowej szerokości (pas nr 1, 2 i 3) oraz obszar pozostały o szerokości  $2,6 \text{ m}$  (rys. 8.2.1.2.1).

W analizie belek strunobetonowych uwzględniono grupę obciążenia gr1a składającą się z obciążenia ruchomego jezdni w postaci modelu LM1 oraz obciążenia tłumem pieszych na chodnikach o wartości kombinacyjnej równej  $3 \text{ kN/m}^2$ , zgodnie z tab. 4.4 normy [13] (rys. 8.2.1.2.1). W analizie płyty pomostu uwzględniono modele obciążenia LM1 oraz LM2 (gr1b). W przypadku modelu LM1 odległości pomiędzy sąsiednimi tandemami TS zmniejszono do  $0,5 \text{ m}$  zgodnie z pkt 4.3.2(5) normy [13] (rys. 8.2.1.2.2). Ustawienia pasów w przekroju poprzecznym należy każdorazowo dobierać tak, aby wygenerować ekstremalne wartości sił wewnętrznych w analizowanych elementach konstrukcji (pas nr 1 może znajdować się przy lewym lub prawym krawężniku oraz na środku jezdni, obciążenie równomiernie rozłożone należy ustawiać tylko na obszarach, gdzie działa ono niekorzystnie dla wyliczanej wielkości).

(2) Podstawowe wartości obciążeń charakterystycznych modeli LM1 i LM2 zamieszczono odpowiednio w tab. 4.2 i pkt 4.3.3(1) normy [13]. Wartości te należy mnożyć przez tzw. współczynniki dostosowawcze, które zostały określone w przepisach techniczno-budowlanych. Wartości współczynników dostosowawczych dla analizowanego obiektu przyjęto z przepisów techniczno-budowlanych, tak jak w przypadku klasy I obciążenia pojazdami samochodowymi (odpowiadającej drodze klasy A):

- 1)  $\alpha_{Q1} = 1,0$  – dla obciążenia TS na pasie nr 1,
- 2)  $\alpha_{Q2} = 1,0$  – dla obciążenia TS na pasie nr 2,
- 3)  $\alpha_{Q3} = 1,0$  – dla obciążenia TS na pasie nr 3,
- 4)  $\alpha_{q1} = 1,33$  – dla obciążenia UDL na pasie nr 1,
- 5)  $\alpha_{q2} = 2,4$  – dla obciążenia UDL na pasie nr 2,
- 6)  $\alpha_{q3} = 1,2$  – dla obciążenia UDL na pasie nr 3,
- 7)  $\alpha_{qr} = 1,2$  – dla obciążenia UDL na obszarze pozostałym,
- 8)  $\beta_Q = 1,0$  – dla obciążenia modelem LM2.

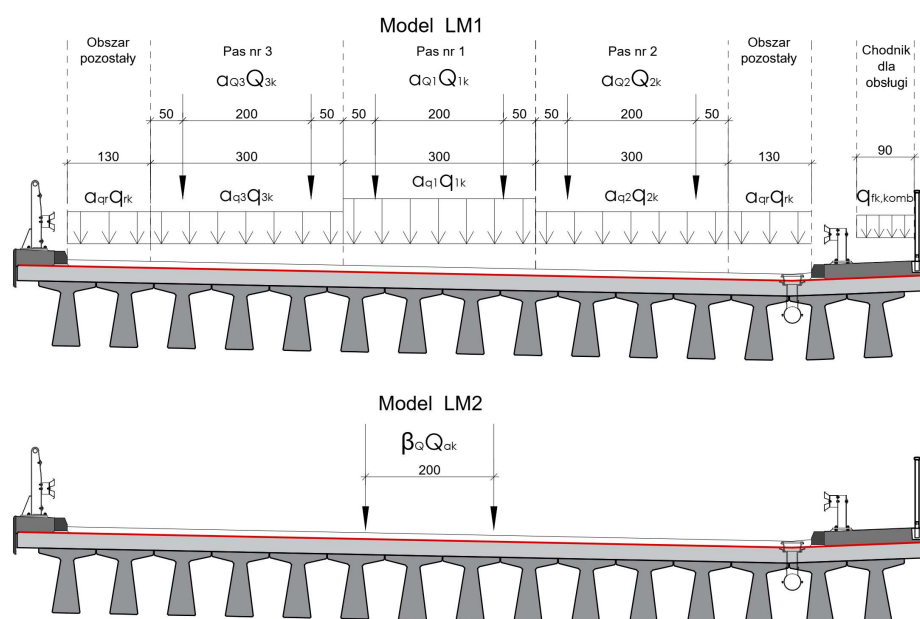




Rys. 8.2.1.2.1. Podział jezdni na pasy umowne i przykładowe ustawienie obciążenia ruchomego (gr1a) w przekroju poprzecznym do analizy przęsta w kierunku podłużnym

(3) Obiekt dodatkowo obciążono pojazdami specjalnymi zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi. Pod uwagę wzięto przypadki obciążenia MLC odpowiadające klasie I obciążenia pojazdami samochodowymi:

- 1) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 150 w jednej kolumnie,
- 2) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 100 w dwóch kolumnach,
- 3) przejazd pojazdów gaśnicowych klasy MLC 120 w jednej kolumnie,
- 4) przejazd pojazdów gaśnicowych klasy MLC 80 w dwóch kolumnach.



Rys. 8.2.1.2.2. Przykładowe ustawienia obciążenia ruchomego w przekroju poprzecznym do analizy płyty pomostu w kierunku poprzecznym

(4) Obciążenie pojazdami specjalnymi MLC potraktowano jako alternatywne w stosunku do grupy obciążenia gr1a według normy [13]. Wartości obciążeń pojazdami MLC podane w przepisach techniczno-budowlanych są wartościami charakterystycznymi, które należy mnożyć przez współczynnik obciążenia  $\gamma_Q = 1,35$ .

### 8.2.1.3. Oddziaływania termiczne

(1) Wartości oddziaływań termicznych wyznaczono z wytycznych normy [11]. W normie tej wyróżniono cztery składowe oddziaływań termicznych (rys. 4.1):

- 1) składową równomierną,
- 2) składową liniowo zmienną różnicy temperatury na szerokości przekroju względem osi y-y,
- 3) składową liniowo zmienną różnicy temperatury na wysokości przekroju względem osi z-z,
- 4) składową nieliniowo zmienną różnicy temperatury.

(2) W analizowanym przykładzie wyznaczono efekty oddziaływania składowej liniowej oraz liniowo zmiennej różnicy po wysokości przekroju (względem osi z-z). Ze względu na schemat statyczny obiektu (belka ciągła oparta na łożyskach) składowa równomierna nie będzie wywoływać sił wewnętrznych w konstrukcji. Na jej podstawie należy wyznaczać zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych. Dodatkowo momenty zginające będzie powodować składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju związana z nierównomiernym nagrzewaniem i oziębianiem górnej i dolnej części konstrukcji. Składowa ta będzie powodować również zmiany sił wewnętrznych w kierunku poprzecznym mostu. Norma [11] nie podaje szczegółowych wytycznych do uwzględniania efektów termicznych w poszczególnych elementach konstrukcyjnych mostów. W analizie płyty pomostu uwzględniono część liniowego rozkładu temperatury po wysokości przekroju przypadającą na wysokość płyty (rys. 8.2.1.3.1). Ze względu na niewielkie wartości oddziaływania termicznego na płytę pomostu składową tą można w analizowanym przypadku pominąć.

### Składowa równomierna temperatury mostu

(3) Aby wyznaczyć składową równomierną temperatury konstrukcji, na podstawie lokalizacji, rzędnej terenu oraz okresu użytkowania obiektu, należy ustalić wartości ekstremalnych temperatur powietrza w cieniu, a następnie odpowiadające im temperatury konstrukcji w zależności od materiału. Procedurę określania wartości składowej równomiernej przedstawiono poniżej. Przyjęto lokalizację obiektu w Poznaniu na wysokości  $H = 50$  m n.p.m.

(4) Ekstremalne temperatury powietrza w cieniu odczytane z map izotermicznych zamieszczonych na rys. NB.2 i NB.3 w Załączniku Krajowym do normy [11] wynoszą:  $T_{max} = 42^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$ .

Korektę maksymalnych temperatur powietrza ze względu na projektowany okres użytkowania mostu równy 100 lat (i związane z tym prawdopodobieństwo przekroczenia  $p = 0,01$ ) oblicza się na podstawie rys. NB.1 z Załącznika Krajowego do normy [11]:  $T_{max.p} = 1,04 T_{ma} = 43,7^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{min.p} = 1,08 T_{min} = -32,4^{\circ}\text{C}$ .

Korekta ze względu na wysokość n.p.m. obliczona ze wzorów z Załącznika Krajowego do normy [11] wynosi:

$$T_{max}(H) = -0,0053 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{max.p} = 43,4^{\circ}\text{C},$$

$$T_{min}(H) = -0,0035 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{min.p} = -32,6^{\circ}\text{C}.$$

Maksymalne i minimalne temperatury konstrukcji według rys. 6.1 normy [11] mają wartość:

$$T_{e,max} = T_{max}(H) + 2 = 45,4^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,min} = T_{min}(H) + 8 = -24,6^{\circ}\text{C}.$$

Charakterystyczne maksymalne zmiany temperatury konstrukcji względem temperatury początkowej  $T_0 = 8^{\circ}\text{C}$  (zgodnie z pkt NB1.1 Załącznika Krajowego do normy [1]) w przypadku wydłużenia konstrukcji wynoszą:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 37,4^{\circ}\text{C},$$

a dla skrócenia konstrukcji:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 32,6^{\circ}\text{C}.$$

(5) W przypadku doboru łożysk i urządzeń dylatacyjnych (zgodnie z pkt 6.1.3.3(3) normy [11]) zakres maksymalnych zmian temperatury należy zwiększyć o wartość  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  (lub  $\pm 10^{\circ}\text{C}$ , gdy temperatura montażu tych urządzeń jest określona). Wartości przemieszczeń należy wyznaczać, biorąc pod uwagę współczynniki rozszerzalności termicznej określone w Załączniku C do normy [11]. Dla betonu  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . W analizowanym przypadku zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych do wydłużenia i skrócenia konstrukcji od oddziaływań termicznych wynoszą odpowiednio:

$$\Delta L_{exp} = (\Delta T_{N,exp} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T (L_2 + L_3) = 57,4^{\circ}\text{C} \times 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \times 50,6 \text{ m} = 29,1 \text{ mm},$$

$$\Delta L_{con} = (\Delta T_{N,con} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T (L_2 + L_3) = 52,6^{\circ}\text{C} \times 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \times 50,6 \text{ m} = 26,6 \text{ mm}.$$

Wartości te należy zwiększyć o przemieszczenia wynikające z odkształceń skurczowych.

### Składowa linowo zmienna po wysokości przekroju

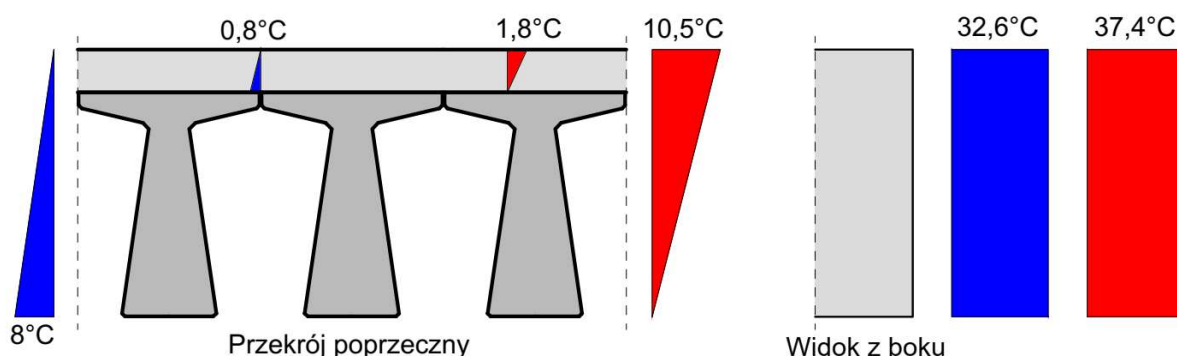
(6) Wyznaczenie składowej liniowo zmiennej po wysokości przekroju sprowadza się do odczytania wartości zmian temperatur dla odpowiedniego rodzaju pomostu z tab. 6.1 normy [11] i ich ewentualnej modyfikacji ze względu na grubość nawierzchni. Wartości zmian temperatury zamieszczone w tab. 6.1 normy [11] odpowiadają nawierzchni na pomoście o grubości 50 mm. W przypadku innej grubości nawierzchni (100 mm w analizowanym przykładzie) wartości te należy zmodyfikować za pomocą współczynnika  $k_{sur}$  według tab. 6.2 normy [11]. W przypadku powierzchni górnej cieplejszej od dolnej:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \times k_{sur} = 15^{\circ}\text{C} \times 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C},$$

natomiast dla powierzchni dolnej cieplejszej od górnej:

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \times k_{sur} = 8^{\circ}\text{C} \times 1,0 = 8^{\circ}\text{C}.$$

Wyznaczone zmiany temperatury konstrukcji przedstawiono na rys. 8.2.1.3.1.



Rys. 8.2.1.3.1. Wyznaczone wartości zmian temperatur konstrukcji

### 8.2.1.4. Kombinacje obciążeń i oddziaływań

(1) Kombinacje obciążeń i oddziaływań należy wykonać zgodnie z zaleceniami Załącznika A2 do normy [9] dotyczącego zastosowań w mostach. W stanach granicznych nośności typu STR kombinacje obliczeniowe należy wyznaczać, korzystając ze zbioru B częściowych współczynników bezpieczeństwa dla obciążeń i oddziaływań  $\gamma$  zamieszczonych w tab. A2.4(B) normy [9].

(2) Wybór pomiędzy równaniem (6.10) a zestawem równań (6.10a) i (6.10b) do wyznaczenia kombinacji w stanach granicznych nośności powinien być wskazany w Załączniku Krajowym do normy [9]. Z uwagi na brak odpowiednich postanowień krajowych dotyczących mostów należy stosować równanie (6.10), które daje bardziej niekorzystne efekty.

(3) W niektórych krajach, np. w Wielkiej Brytanii i Francji, do projektowania mostów narzuca się stosowanie wyłącznie równania (6.10) [32, 44]. Kombinacje obliczeniowe w niniejszym przykładzie wyznaczono z równania (6.10) normy [9]:

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,35 (TS + UDL + q_{fk}) + 1,5 \times 0,6 T \text{ lub}$$

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,5 T + 1,35 (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}), \text{ lub}$$

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,35 MLC + 1,5 \times 0,6 T.$$

(4) W stanach granicznych użyteczności rozpatruje się trzy kombinacje (tab. A2.6 normy [9]): charakterystyczną, częstą i quasi-stałą, które różnią się współczynnikami  $\psi$  dla oddziaływań zmiennych. Wartości współczynników  $\psi$  dla mostów drogowych zamieszczono w tab. A2.1 normy [9]. W SGU nie uwzględnia się współczynników bezpieczeństwa  $\gamma$ .

(5) Kombinację charakterystyczną obliczono z równania (6.14a) normy [9]:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + (TS + UDL + q_{fk}) + 0,6 T \text{ lub}$$

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + T + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}), \text{ lub}$$

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + MLC + 0,6 T,$$

kombinację częstą z równania (6.15a) normy [9]:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) + 0,5 T,$$

a kombinację quasi-stałą z równania (6.16a) normy [9]:

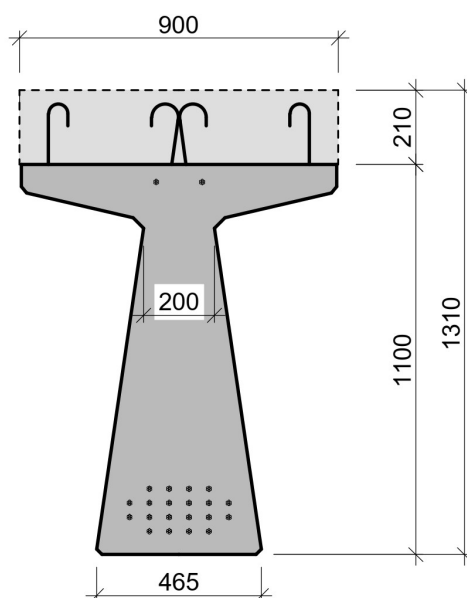
$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + 0,5 T.$$

## 8.2.2. Analiza konstrukcji

### 8.2.2.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów

#### Podstawowe parametry geometryczne

(1) Ustrój nośny konstrukcji stanowią prefabrykowane belki strunobetonowe w kształcie litery T połączone z betonem płyty pomostu układanym in-situ. Parametry geometryczne belek przyjęto na podstawie rysunków z katalogu belek [47] i przedstawiono na rys. 8.2.2.1.1 oraz w tab. 8.2.2.1.1. Analizę przeprowadzono na przykładzie belki T27 zlokalizowanej w prześle środkowym.



Rys. 8.2.2.1.1. Geometria przekroju belki T27 w prześle środkowym

Tab. 8.2.2.1.1. Podstawowe parametry geometryczne przekroju w prześle środkowym

Parametr	Symbol i wartość
Wysokość belki (przekroju niezespalonego)	$h_N = 1,10 \text{ m}$
Wysokość przekroju zespolonego (belki z płytą)	$h_Z = 1,31 \text{ m}$
Szerokość belki u dołu	$b_b = 0,465 \text{ m}$
Szerokość środnika (w najwęższym miejscu)	$b_w = 0,20 \text{ m}$
Szerokość płyty (rozstaw belek)	$b_p = 0,90 \text{ m}$
Pole przekroju belki	$A_{cb} = 0,4247 \text{ m}^2$
Pole przekroju płyty	$A_{cp} = 0,189 \text{ m}^2$
Pole przekroju zespolonego	$A_c = 0,6137 \text{ m}^2$
Obwód przekroju kontaktujący się z atmosferą (dla belki bez powierzchni górnej)	$u = 3,17 \text{ m}$

## Sprężenie

(2) Parametry sprężenia belek przyjęto zgodnie z katalogiem [47]. Sprężenie każdej belki T27 w pręśle środkowym stanowią  $n = 22$  sploty siedmiodrutowe o polu przekroju  $A_{p,s} = 150 \text{ mm}^2$  każdy, przy czym dwa ciągną są zlokalizowane w górnej strefie przekroju, a pozostałe 20 cięgien w strefie dolnej (rys. 8.2.2.1.1). Całkowite pole przekroju cięgien sprężających wynosi:

$$A_p = n \times A_{p,s} = 22 \times 150 \text{ mm}^2 = 3300 \text{ mm}^2.$$

(3) Wartość siły naciągu cięgien (po stratach technologicznych) przyjęto zgodnie z katalogiem belek [47] równą  $P_{0,s} = 196 \text{ kN}$  dla każdego ciągną. Łączna siła naciągu cięgien przed przekazaniem sprężenia na belkę wynosi:

$$P_0 = n \times P_{0,s} = 22 \times 196 \text{ kN} = 4312 \text{ kN}.$$

(4) Ciężna w strunobetonie należy rozmieszczać z zachowaniem zasad określonych w normie [14], pkt 8.10.1.2. Odległości między ciężnami są uzależnione od średnicy cięgien, maksymalnego wymiaru kruszywa oraz wymiarów minimalnych podanych na rys. 8.14 normy [14]. Trasa cięgien sprężających w belkach ma przebieg prostoliniowy. Odległość środka ciężkości cięgien od dolnej krawędzi przekroju wynosi  $a_p = 0,209 \text{ m}$ .

## Zbrojenie

(5) Zbrojenie belek przyjęto zgodnie z katalogiem [47]. Zbrojenie dolne każdej belki stanowią dwa pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  o polu przekroju  $A_{s1,b} = 4,02 \text{ cm}^2$ . Zbrojenie na ścinanie belek przyjęte w strefie przypodporowej stanowią pręty  $2 \times \phi 10 \text{ mm}$  o polu przekroju  $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$  w rozstawie  $s = 12,5 \text{ cm}$ . Jako zbrojenie górne płyty w strefach przęsłowych w kierunku podłużnym przyjęto pręty  $\phi 10 \text{ mm}$  co  $10 \text{ cm}$ , o polu przekroju  $A_{s2,px} = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  [47].

W strefie uciążlenia nad podporą pośrednią należy to zbrojenie zwiększyć do wyliczonego w stanie granicznym nośności na zginanie, gdzie przyjęto pręty  $\phi 25 \text{ mm}$  w rozstawie co  $10 \text{ cm}$  w górnej warstwie oraz pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie co  $20 \text{ cm}$  w dolnej warstwie o łącznym polu przekroju  $A_{s2} = 59,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Zbrojenie w kierunku poprzecznym wyznaczono na podstawie obliczeń stanów granicznych płyty zamieszczonych w pkt 0 i 0. Na zbrojenie dolne i górne płyty w kierunku poprzecznym do osi mostu przyjęto pręty  $\phi 10 \text{ mm}$  w rozstawie co  $10 \text{ cm}$ , o polu przekroju:  $A_{s1,py} = A_{s2,py} = 10,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

## Pełzanie i skurcz betonu

### Pełzanie betonu

(6) Wartość współczynnika pełzania można określać w sposób uproszczony, korzystając z rys. 3.1 normy [14] lub dokładniej za pomocą wzorów z Załącznika B do tej normy.

(7) Jeżeli w wieku  $t_0$  naprężenia ściskające w betonie przekraczają wartość  $0,45f_{ck}(t_0)$ , powinno się uwzględniać nieliniowość pełzania. Umowny współczynnik pełzania nieliniowego należy wówczas określać ze wzoru (3.7) normy [14]. W analizowanym przypadku maksymalne naprężenia w chwili sprężenia (na końcu długości transmisji, czyli w miejscu, gdzie siła sprężająca osiąga maksymalną wartość, a udział momentu od ciężaru własnego jest ograniczony) od łącznego oddziaływania cięgien sprężających oraz ciężaru własnego wynoszą:

$$\sigma_{cd}(t_0) = \frac{P_{m0}}{A_{cN}} + \frac{P_{m0} z_{sN} \gamma_{dN}}{I_{cN}} - \frac{M_{gt} \gamma_{dN}}{I_{cN}} = \frac{3968 \text{ kN}}{0,445 \text{ m}^2} + \frac{3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,561 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} - \frac{583 \text{ kNm} \times 0,561 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} = 16,6 \text{ MPa},$$

gdzie:

$P_{m0}$  – siła sprężająca po stratach doraźnych (wyznaczona w pkt 0 obliczeń),

$M_{gt}$  – moment zginający od ciężaru własnego samej belki (bez nadbetonu) na końcu długości transmisji dla belki podpartej na końcach (w chwili sprężenia).

(8) W celu zabezpieczenia przed nieliniowym pełzaniem określono minimalną charakterystyczną wytrzymałość betonu na ściskanie w chwili zwolnienia naciągu, która wynosi:

$$f_{ck,min}(t_0) = \frac{\sigma_{cd}(t_0)}{0,45} = \frac{16,6 \text{ MPa}}{0,45} = 37 \text{ MPa}.$$

(9) Wytrzymałość charakterystyczną betonu w chwili sprężenia należy określać na podstawie badań. Założono, że sprężenie belek nastąpi przy wytrzymałości powyżej  $f_{ck,min}(t_0)$ .

(10) Poniżej przedstawiono procedurę wyznaczania współczynnika pełzania z Załącznika B do normy [14] na przykładzie belki obciążonej sprężeniem i ciężarem własnym w rzeczywistym wieku betonu  $t_0 = 1$  dzień.

(11) Wpływ rodzaju cementu i podwyższonej temperatury w okresie dojrzewania betonu na współczynnik pełzania można uwzględnić, modyfikując we wzorze (B.5) normy [14] wiek betonu w chwili obciążenia na podstawie zależności (B.9) i (B.10) normy [14]. Zmodyfikowany wiek betonu ze względu na podwyższoną temperaturę w okresie dojrzewania określono według wzoru (B.10) normy [14]:  $t_{0,T} = 3$  dni. Wyznaczony wzorem (B.10) zmodyfikowany wiek betonu następnie podstawiono w równaniu (B.9) normy [14] (wartość współczynnika  $\alpha$  dla cementu klasy R = 1):

$$t_{0,R} = t_{0,T} \left( \frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha = 1 \times \left( \frac{9}{2+3^{1,2}} + 1 \right)^1 = 8 \text{ dni.}$$

(12) Współczynnik zależny od wieku betonu w momencie obciążenia obliczono ze wzoru (B.5) normy [14]:

$$\beta(t_{0,R}) = \frac{1}{0,1+t_{0,R}^{0,2}} = \frac{1}{0,1+8^{0,2}} = 0,62,$$

a współczynniki zależne od wytrzymałości betonu ze wzorów (B.8c) normy [14]:

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,7} = 0,7,$$

$$\alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,2} = 0,9,$$

$$\alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,5} = 0,78.$$

(13) Miarodajny wymiar elementu obliczono z zależności (B.6) normy [14] (przyjęto dla przekroju samej belki):

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} = 2 \frac{0,4247 \text{ m}^2}{3,17 \text{ m}} = 268 \text{ mm.}$$

(14) Współczynnik zależny od wpływu wilgotności wyznaczono ze wzorów (B.3a), (B.3b) normy [14] (przyjęto RH = 80%):

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 - \sqrt[3]{\frac{h_0}{268}}} \alpha_1 \right) \alpha_2 = \left( 1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{1 - \sqrt[3]{\frac{268}{268}}} \times 0,7 \right) \times 0,9 = 1,10,$$

a współczynnik uwzględniający wpływ wytrzymałości betonu ze wzoru (B.4) normy [14]:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{58}} = 2,21.$$

(15) Podstawowy współczynnik pełzania obliczono ze wzoru (B.2) normy [14]:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0,R}) = 1,10 \times 2,21 \times 0,62 = 1,52.$$

(16) Współczynnik zależny od wilgotności względnej powietrza i miarodajnego wymiaru elementu (wzory (B.8a), (B.8b) normy [14]) wynosi:

$$\beta_H = \min\{1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3; 1500\alpha_3\} \\ = \min\{1,5[1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 363 + 250 \times 0,78; 1500 \times 0,78\} = 1500.$$

(17) Funkcję charakteryzującą przebieg pełzania w czasie określa się wzorem (B.7) normy [14]:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3},$$

w którym:

$t$  – wiek betonu w rozważanej chwili,

$t_0$  – rzeczywisty wiek betonu w chwili obciążenia,

$t - t_0$  – niezmodyfikowany okres trwania obciążenia.

(18) Współczynnik pełzania w zależności od czasu trwania obciążenia wyznacza się ze wzoru (B.1) normy [14]:  $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$ . Wartość współczynnika pełzania od obciążenia sprężeniem

i ciężarem własnym w zmodyfikowanym wieku  $t_{0,R} = 8$  dni wynosi (na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat):

$$\beta_c(t_n, t_0) = 1,0,$$

$$\varphi(t_n, t_0) = 1,52 \times 1,0 = 1,52.$$

(19) Analogicznie wyznaczono wartość współczynnika pełzania od obciążenia elementami wyposażenia dla płyty pomostu, który dla  $t_n$  wynosi:  $\varphi_p(t_n, t_0) = 1,46$ . W ten sam sposób można wyznaczyć współczynniki pełzania dla pozostałych obciążeń, które są przykładane do poszczególnych elementów w kolejnych etapach budowy obiektu. W niniejszym przykładzie dla uproszczenia przyjęto charakterystyki geometryczne przekrojów wyznaczone na podstawie określonego wcześniej współczynnika pełzania dla obciążenia sprężeniem i ciężarem własnym w przypadku belek oraz dla obciążenia wyposażeniem w przypadku płyty. Bardziej dokładne podejście z wyznaczaniem współczynników pełzania od poszczególnych obciążeń przedstawiono w rozdziale piątym dotyczącym obiektu jednoprzęsłowego na belkach typu „odwrócone T”.

### Skurcz betonu

(20) Wartość nominalnych odkształceń skurczowych spowodowanych wysychaniem  $\varepsilon_{cd,0}$  można wyznaczyć z tab. 3.2 normy [14] lub obliczyć, korzystając z zależności (B.11) w Załączniku B do normy [14]. W przypadku belek prefabrykowanych, gdzie zastosowano cement klasy R, wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu wynoszą  $\alpha_{ds1} = 6$ ,  $\alpha_{ds2} = 0,11$ , a współczynnik zależny od wilgotności otoczenia dla RH = 80% wynosi według wzoru (B.12) normy [14]:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0,76,$$

stąd wartość nominalnych odkształceń skurczowych wg wzoru (B.11) [14] wynosi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \beta_{RH} \times 10^{-6}, \\ &= 0,85(220 + 110 \times 6) \exp \left( -0,11 \frac{58}{10} \right) \times 0,76 \times 10^{-6} = 0,299\text{‰}. \end{aligned}$$

(21) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem w zależności od czasu są określone wzorem (3.9) normy [14]:  $\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$ , w którym współczynnik  $k_h$  określa się z tab. 3.3 normy [14] na podstawie miarodajnego wymiaru elementu, a  $\beta_{ds}(t, t_s)$  ze wzoru (3.10) tej normy:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

(22) W przypadku belki odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem przy założeniu wieku betonu na początku procesu wysychania  $t_s = 3$  dni wynoszą (na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat)):

$$\beta_{ds}(t_n, t_s) = \frac{36500 - 3}{36500 - 3 + 0,04 \sqrt{1361^3}} = 0,995,$$

$$\varepsilon_{cd}(t_n) = 0,995 \times 0,78 \times 0,299\text{‰} = 0,233\text{‰}.$$

(23) Zgodnie z pkt 10.3.1.2(3) normy [14] w elementach prefabrykowanych poddanych obróbce cieplnej odkształcenia skurczu autogenicznego można pominąć. Na całkowite odkształcenia skurczowe w belce składają się zatem tylko odkształcenia spowodowane wysychaniem: ( $\varepsilon_{cs,b}(t) = \varepsilon_{cd}(t)$ ).

(24) W przypadku płyty (cement klasy N) wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu wynoszą  $\alpha_{ds1} = 4$ ,  $\alpha_{ds2} = 0,12$ , a współczynnik zależny do wilgotności otoczenia dla RH = 80% zgodnie ze wzorem (B.12) normy [14]:  $\beta_{RH} = 0,76$ . Stąd nominalne odkształcenia skurczowe  $\varepsilon_{cd,0}$  obliczone ze wzoru (B.11) normy [14] są równe:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \beta_{RH} \times 10^{-6} \\ &= 0,85(220 + 110 \times 4) \exp \left( -0,12 \frac{38}{10} \right) \times 0,76 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}. \end{aligned}$$

(25) W płycie odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem przy czasie zakończenia procesu wysychania  $t_s = 1$  dzień wynoszą (na końcu okresu użytkowania,  $t_n = 100$  lat):

$$\beta_{as}(t_n, t_s) = \frac{36500-1}{36500-1+0,04\sqrt{420^3}} = 0,991,$$

$$\varepsilon_{cd}(t_n) = 0,991 \times 0,72 \times 0,269\text{‰} = 0,192\text{‰}.$$

(26) Odkształcenia skurczu autogenicznego wyznaczone ze wzoru (3.11) normy [14]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty),$$

w którym nominalne odkształcenia skurczu autogenicznego obliczone na podstawie wytrzymałości betonu na ściskanie wynoszą:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5(30 - 10) \times 10^{-6} = 0,05\text{‰},$$

a przyrost odkształceń skurczu autogenicznego określa zależność:  $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$ .

(27) W przypadku płyty odkształcenia skurczu autogenicznego na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat) wynoszą:  $\beta_{as}(t_n) = 1,0$ ,  $\varepsilon_{ca}(t_n) = 1,0 \times 0,05\text{‰} = 0,05\text{‰}$ .

(28) Całkowite odkształcenia skurczowe płyty na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat) wynoszą zgodnie ze wzorem (3.8) normy [14]:

$$\varepsilon_{cs,p}(t_n) = \varepsilon_{cd}(t_n) + \varepsilon_{ca}(t_n) = 0,192\text{‰} + 0,05\text{‰} = 0,242\text{‰}.$$

Różnica odkształceń betonu płyty i belki na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat) wynosi:

$$\Delta\varepsilon_{cs}(t_n) = \varepsilon_{cs,p}(t_n) - \varepsilon_{cs,b}(t_n) = 0,242\text{‰} - 0,233\text{‰} = 0,009\text{‰}.$$

### Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych

(29) Na podstawie określonych współczynników pełzania wyznaczono efektywne wartości modułów sprężystości betonu belki i płyty według zależności:

$$E_{c,eff}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t, t_0)}.$$

(30) Następnie określono charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych (z uwzględnieniem wpływu zbrojenia miękkiego i cięgien sprężających). W tab. 8.2.2.1.2 i 8.2.2.1.3 zestawiono charakterystyki geometryczne odpowiednio dla przekroju niezespalonego (belka) oraz zespolonego (belka z płytą) dla obciążeń krótkotrwałych oraz długotrwałych (wyznaczone dla obciążenia sprężeniem i ciężarem własnym na końcu okresu eksploatacji:  $t_n = 100$  lat).

**Tab. 8.2.2.1.2. Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych dla przekroju niezespalonego**

Parametr	Obciążenia krótkotrwałe (charakterystyki podstawowe)	Obciążenia długotrwałe $t_n = 100$ lat
Moduł sprężystości betonu belki	$E_{cm,b} = 44,4$ GPa	$E_{cm,b}(t_n) = 17,6$ GPa
Pole przekroju	$A_{cN} = 0,445$ m <sup>2</sup>	$A_{cN}(t_n) = 0,485$ m <sup>2</sup>
Moment bezwładności	$I_{cN} = 0,0593$ m <sup>4</sup>	$I_{cN}(t_n) = 0,0691$ m <sup>4</sup>
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{dN} = 0,561$ m	$y_{dN}(t_n) = 0,542$ m
Odległość górnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{gN} = 0,539$ m	$y_{gN}(t_n) = 0,558$ m
Mimośród cięgien sprężających	$z_{sN} = 0,352$ m	$z_{sN}(t_n) = 0,333$ m



**Tab.8.2.2.1.3. Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych dla przekroju zespolonego**

Parametr	Obciążenia krótkotrwałe (charakterystyki podstawowe)	Obciążenia długotrwałe $t_n = 100$ lat
Moduł sprężystości betonu belki	$E_{cm,b} = 44,4$ GPa	$E_{cm,b}(t_n) = 17,6$ GPa
Moduł sprężystości betonu płyty	$E_{cm,p} = 38,4$ GPa	$E_{cm,p}(t_n) = 15,6$ GPa
Pole przekroju	$A_{cz} = 0,608$ m <sup>2</sup>	$A_{cz}(t_n) = 0,656$ m <sup>2</sup>
Moment bezwładności	$I_{cz} = 0,1172$ m <sup>4</sup>	$I_{cz}(t_n) = 0,1486$ m <sup>4</sup>
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości*	$y_{dz} = 0,734$ m	$y_{dz}(t_n) = 0,715$ m
Odległość górnej krawędzi belki od środka ciężkości*	$y_{gbz} = 0,366$ m	$y_{gbz}(t_n) = 0,385$ m
Odległość górnej krawędzi płyty od środka ciężkości*	$y_{gpz} = 0,576$ m	$y_{gpz}(t_n) = 0,595$ m
Mimośród cięgien sprężających*	$z_{sz} = 0,525$ m	$z_{sz}(t_n) = 0,506$ m

\* dotyczy środka ciężkości sprowadzonego przekroju zespolonego.

### 8.2.2.2. Siła sprężająca

#### Siła sprężająca w czasie naciągu

(1) Zgodnie z normą [14], pkt 5.10.2.1(1)P maksymalny poziom naprężeń na czynnym końcu cięgna w czasie naciągu nie powinien przekraczać:

- 1) 80% wytrzymałości stali sprężającej na rozciąganie oraz
- 2) 90% umownej 0,1% granicy plastyczności stali sprężającej:  $\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$ .

(2) Maksymalne naprężenia w chwili naciągu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 8.1.3.3.1) wynoszą (decydujące jest ograniczenie do  $0,9f_{p0,1k}$ ):

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1600) = \min(1488; 1440) = 1440 \text{ MPa.}$$

(3) Zgodnie z obliczeniami w pkt 8.2.2.1 sprężenie belek stanowią 22 cięgna (sploty) o polu przekroju  $A_p = 3300$  mm<sup>2</sup>. Łączna siła naciągu cięgien przed przekazaniem sprężenia na belkę:  $P_0 = 4312$  kN. Naprężenia w cięgnach w chwili naciągu wynoszą:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{4312 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} = 1307 \text{ MPa.}$$

Warunek na maksymalne naprężenia w cięgnach w chwili naciągu jest spełniony, gdyż:

$$\sigma_{p0} = 1307 \text{ MPa} < \sigma_{p,max} = 1440 \text{ MPa.}$$

(4) Biorąc pod uwagę wymagania normy [14], maksymalna wartość siły sprężającej jedno cięgno w chwili naciągu wynosi:

$$P_{0,max} = \sigma_{p,max} \times A_{p,s} = 1440 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm}^2 = 216 \text{ kN.}$$

(5) Podczas określania maksymalnej siły w chwili naciągu cięgien należy brać pod uwagę technologiczne straty siły sprężającej występujące na etapie sprężania belek strunobetonowych (straty w urządzeniach naciągowych, od poślizgu w zakotwieniach itd.). W dalszych obliczeniach przyjęto, że początkowa siła naciągu  $P_0 = 4312$  kN jest siłą przyłożoną do belki w chwili przekazania sprężenia po uwzględnieniu powyższych strat.

#### Straty doraźne siły sprężającej

##### Straty spowodowane doraźnymi odkształceniami betonu

(6) Straty spowodowane odkształceniami sprężystymi betonu można określać ze wzoru (5.44) normy [14]:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}$$

gdzie:

$\Delta\sigma_c(t)$  – zmiana naprężenia w betonie na poziomie środka ciężkości cięgien wywołana przez ciągną działające w chwili  $t$ ,

$j = \frac{n-1}{2n}$  – współczynnik, w którym  $n$  jest liczbą jednakowych, naprężanych sukcesywnie cięgien.

W analizowanym przypadku zmiana naprężenia w betonie wynosi:

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_{cN}} + \frac{P_0 z_s N^2}{I_{cN}} = \frac{4312 \text{ kN}}{0,445 \text{ m}^2} + \frac{4312 \text{ kN} \times (0,352 \text{ m})^2}{0,0593 \text{ m}^4} = 18,7 \text{ MPa}.$$

(7) Przy sprężaniu belki strunobetonowej zwolnienie naciągu wszystkich cięgien następuje niemal jednocześnie, stąd  $j = 1$ . Strata siły sprężającej spowodowana odkształceniami sprężystymi betonu wynosi:

$$\Delta P_{el} = 3300 \text{ mm}^2 \times 195 \text{ GPa} \frac{1 \times 18,7 \text{ MPa}}{35,0 \text{ GPa}} = 344 \text{ kN}.$$

Strata spowodowana odkształceniem sprężystym betonu stanowi 8% wartości początkowej siły sprężającej:

$$\frac{\Delta P_{el}}{P_0} = \frac{344}{4312} = 8,0\%.$$

(8) Uwaga: norma [14] zaleca przyjmowanie we wzorze (5.44) modułu sprężystości betonu w wieku  $t$  – właściwego dla przekazania sprężenia na beton. Może to powodować większe oszacowanie strat od doraźnego odkształcenia betonu w porównaniu ze starszymi normami [6, 7], w których w analogicznych wzorach obowiązywała wartość efektywnego modułu sprężystości  $E_{cm}$  po 28 dniach. W obliczeniach przyjęto moduł sprężystości betonu określony dla wieku  $t_{0,T} = 3$  dni (zmodyfikowanego ze względu na obróbkę termiczną).

### **Strata termiczna spowodowana obróbką cieplną prefabrykatu**

(9) W normie [14], pkt 10.5.2(1) podano wzór (10.3) do oszacowania straty termicznej wywołanej zmniejszeniem naciągu cięgien wskutek podwyższonej temperatury występującej podczas obróbki cieplnej prefabrykatu:

$$\Delta P_{\theta} = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

gdzie:

$\alpha_c$  – współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej betonu,

$T_{max} - T_0$  – różnica między maksymalną i początkową temperaturą betonu blisko cięgną.

W analizowanym przykładzie przyjęto, że ciągną będą wstępnie podgrzewane. Wówczas, zgodnie z pkt 10.5.2(1) normy [14], stratę termiczną można pominąć. Wpływ różnicy temperatur cięgien sprężających i bloków oporowych powinien zostać uwzględniony na etapie obliczeń strat technologicznych (w programie sprężania belek).

### **Siła sprężająca po stratach doraźnych**

(10) Wartość siły sprężającej po stratach doraźnych wyznaczono, uwzględniając wyłącznie straty od odkształcenia sprężystego betonu:

$$P_{m0} = P_0 - \Delta P_{el} = 4312 - 344 = 3968 \text{ kN}.$$

(11) Zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1 [14], pkt 5.10.3(2) poziom naprężeń w cięgnach bezpośrednio po przekazaniu sprężenia na beton nie powinien przekraczać:

- 1) 75% wytrzymałości stali sprężającej na rozciąganie oraz,
- 2) 85% umownej 0,1% granicy plastyczności stali sprężającej:

$$\sigma_{pm0,max} = \min(0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}).$$

Maksymalny poziom naprężeń po naciągu i zakotwieniu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 8.1.3.3.1) wynosi (decydujące jest ograniczenie do  $0,85 f_{p0,1k}$ ):

$$\sigma_{pm,max} = \min(0,75 \times 1860; 0,85 \times 1600) = \min(1395; 1360) = 1360 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w cięgnach po stratach doraźnych w analizowanym przypadku są równe:

$$\sigma_{pm} = \frac{P_{m0}}{A_p} = \frac{3968 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} = 1202 \text{ MPa}.$$

Warunek na maksymalne naprężenia po przekazaniu sprężenia na beton jest spełniony, gdyż:

$$\sigma_{pm0} = 1202 \text{ MPa} < \sigma_{pm0,max} = 1360 \text{ MPa}.$$

### Straty reologiczne siły sprężającej

(12) Straty reologiczne (opóźnione) siły sprężającej są spowodowane: pełzaniem betonu, skurczem betonu, relaksacją stali sprężającej.

#### Pełzanie betonu

(13) Współczynniki pełzania wyznaczono w pkt 8.2.2.1 obliczeń. Wartość współczynnika pełzania od obciążenia sprężeniem na końcu okresu użytkowania wynosi  $\varphi(t_n, t_0) = 1,52$ .

#### Skurcz betonu

(14) Wartości odkształceń skurczowych obliczono w pkt 8.2.2.1 obliczeń. Całkowite odkształcenia skurczowe belki na końcu okresu użytkowania wynoszą:  $\varepsilon_{cs,b}(t_n) = 0,233\%$ .

#### Relaksacja stali sprężającej

(15) Zgodnie z pkt 3.3.2(5) normy [14] straty spowodowane relaksacją oblicza się na podstawie wartości  $\rho_{1000}$ , którą można przyjmować z certyfikatu stali sprężającej lub według pkt 3.3.2(6) normy [14]. Dla stali o niskiej relaksacji (klasa 2.):  $\rho_{1000} = 2,5\%$ . Stratę spowodowaną relaksacją w przypadku splotów klasy 2. można obliczać, korzystając ze wzoru (3.29) normy [14]:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}.$$

(16) Wartości końcowe strat od relaksacji oblicza się przy przyjęciu czasu  $t = 500\,000$  godzin, czyli około 57 lat (pkt 3.3.2(8) normy [14]). Przy określonym poziomie naprężeń w chwili naciągu (zmniejszonym o straty technologiczne sprężenia zgodnie z pkt 5.10.4(1) (I)),  $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = 1307 \text{ MPa}$  i  $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1307}{1860} = 0,70$ , wartość straty spowodowanej relaksacją stali sprężającej na końcu okresu użytkowania wynosi:

$$\Delta\sigma_{pr}(t_n) = 1307 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,70} \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,70)} \times 10^{-5} = 51,5 \text{ MPa}.$$

#### Całkowite straty reologiczne

(17) W normie [14] podano przybliżoną metodę oceny strat reologicznych, które oblicza się łącznie od wszystkich wymienionych wpływów za pomocą wzoru (5.46) [14]. Współzależność relaksacji stali i odkształceń betonu spowodowanych pełzaniem i skurczem została uwzględniona w tym wzorze za pomocą współczynnika redukcji o wartości 0,8.

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_{cs}} (1 + \frac{A_{cs}}{A_{cs}} z_s^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}.$$

(18) Naprężenia w betonie wywołane sprężeniem i obciążeniami quasi-stałymi na poziomie środka ciężkości cięgien (wartość tych naprężeń jest zmienna w czasie oraz na długości belki) w przypadku wstępnego szacowania strat reologicznych można przyjmować tylko naprężenia wywołane osiową siłą sprężającą [39].

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P_{m0}}{A_{cN}} = \frac{3968 \text{ kN}}{0,445 \text{ m}^2} = 8,9 \text{ MPa}.$$

Wartość strat reologicznych na końcu okresu użytkowania ( $t_n = 100$  lat) wynosi:

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t_n) = \frac{0,233\% \times 195 \text{ GPa} + 0,8 \times 51,5 \text{ MPa} + \frac{195 \text{ GPa}}{44,4 \text{ GPa}} \times 1,52 \times 8,9 \text{ MPa}}{1 + \frac{195 \text{ GPa} \times 3300 \text{ mm}^2}{44,4 \text{ GPa} \times 0,445 \text{ m}^2} (1 + \frac{0,445 \text{ m}^2}{0,0593 \text{ m}^4} (0,352 \text{ m})^2) [1 + 0,8 \times 1,52]} = 128 \text{ MPa},$$

$$\Delta P_{c+s+r}(t_n) = A_p \Delta\sigma_{c+s+r}(t_n) = 3300 \text{ mm}^2 \times 128 \text{ MPa} = 423 \text{ kN}.$$

#### Siła sprężająca po stratach całkowitych

(19) Trwała wartość siły sprężającej (po stratach doraźnych i reologicznych) na końcu okresu użytkowania jest równa:

$$P_{mt}(t_n) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r}(t_n) = 3968 - 423 = 3545 \text{ kN}.$$

Całkowite straty siły sprężającej na końcu okresu użytkowania są na poziomie 17,8%:

$$\frac{P_0 - P_{m,t}(t_n)}{P_0} = \frac{4312 - 3545}{4312} = 17,8\%.$$

(20) Na podstawie porównania z wartością podaną w katalogu belek [47] równą 3370 kN można zauważyć, że różnica pomiędzy procedurami zawartymi w normach [6, 14] wynosi około 5%. Norma [14] w odróżnieniu od normy [6] nie nakłada ograniczenia na wartość trwałą siły sprężającej. Wykresy wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych na długości dźwigarów wyznaczone w modelu numerycznym przedstawiono na rys. 8.2.2.3.5 i 8.2.2.3.6.

### Wartości siły sprężającej w stanach granicznych

(21) Zgodnie z pkt 5.10.8(1) normy [14] w przypadku sprawdzania stanów granicznych nośności należy stosować obliczeniową wartość siły sprężającej określoną jako:

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x),$$

gdzie:

$P_{m,t}(x)$  – średnia wartość siły sprężającej w przekroju  $x$  w chwili  $t$  obliczona według pkt 5.10.3(4) normy [14],

$\gamma_P$  – współczynnik częściowy przy sprężeniu określony w pkt 2.4.2.2 normy [14].

(22) Sprężenie projektuje się z zamiarem uzyskania efektów korzystnych. W związku z tym na ogół przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności należy stosować współczynnik  $\gamma_{P, fav}$ . Jego wartość może być określona w Załączniku Krajowym. W pkt 2.4.2.2(1) normy [14] zalecono stosowanie wartości  $\gamma_{P, fav} = 1,0$  dla trwałych i przejściowych sytuacji obliczeniowych oraz do sprawdzania zmęczenia.

(23) Przy sprawdzaniu stanu granicznego stateczności elementów ze sprężeniem zewnętrznym oraz lokalnych efektów sprężenia, kiedy zwiększenie siły sprężającej może być niekorzystne, powinno się stosować współczynnik  $\gamma_{P, unfav}$ . Wartości tych współczynników mogą być również określone w Załączniku Krajowym. W pkt 2.4.2.2(2) i 2.4.2.2(3) normy [14] zalecono wartości  $\gamma_{P, unfav} = 1,3$  do sprawdzania stanu granicznego stateczności i  $\gamma_{P, unfav} = 1,2$  do sprawdzania efektów lokalnych.

(24) W przypadku sprawdzania stanów granicznych użyteczności i zmęczenia należy uwzględnić możliwe odchylenia siły sprężającej przez analizowanie dwóch wartości charakterystycznych siły sprężającej (pkt 5.10.9 normy [14]):

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \text{ – g\o rna warto\u015b\u0107 charakterystyczna,}$$

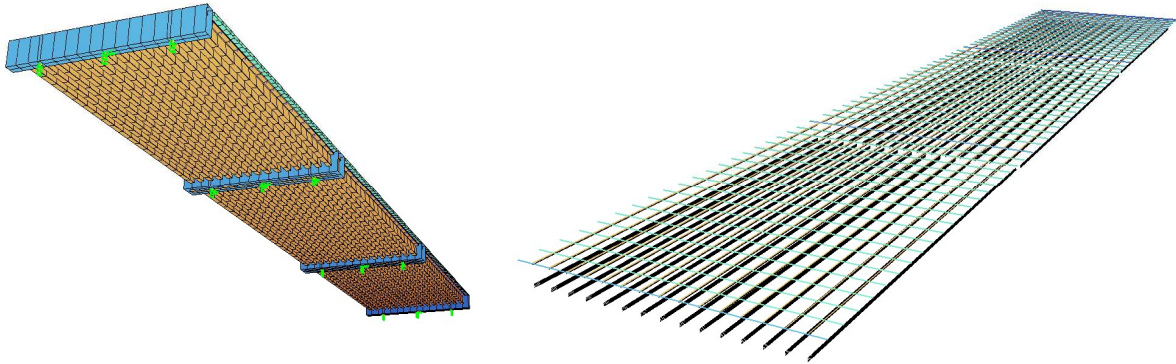
$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \text{ – dolna warto\u015b\u0107 charakterystyczna.}$$

Współczynniki  $r_{sup}$  i  $r_{inf}$  przyjmuje się w zależności od rodzaju sprężenia konstrukcji. W przypadku konstrukcji strunobetonowych norma [14] zaleca wartości:  $r_{sup} = 1,05$  i  $r_{inf} = 0,95$ .

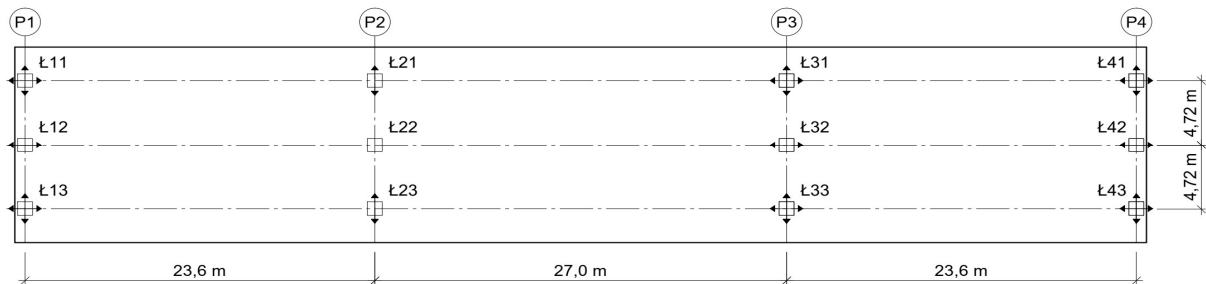
### 8.2.2.3. Analiza statyczna

#### Opis modelu numerycznego

(1) Model numeryczny konstrukcji opracowano za pomocą metody elementów skończonych (rys. 8.2.2.3.1). Wykonano model składający się z elementów belkowych w przestrzeni trójwymiarowej (klasa  $e^1, p^3$ ), przy czym przęsło odwzorowane zostało przez płaski ruszt belkowy ( $e^1, p^2$ ). Elementy podłużne reprezentują belki strunobetonowe (wraz z przypadającym przekrojem nadbetonu płyty pomostu uaktywnionym w odpowiednich fazach), elementy poprzeczne reprezentują pasma płyty pomostu oraz poprzecznice podporowe. Rzeczywiste miejsca oparcia przęsła na łożyskach odwzorowano zgodnie ze schematem łożyskowania (rys. 8.2.2.3.2) za pomocą podparcia węzłów w poziomie dolnych krawędzi dźwigarów przy użyciu elementów sprężystych. Węzły łożysk połączono z węzłami siatki rusztu za pomocą więzów kinematycznych.



Rys. 8.2.2.3.1. Widok modelu numerycznego konstrukcji



Rys. 8.2.2.3.2. Schemat łożyskowania obiektu

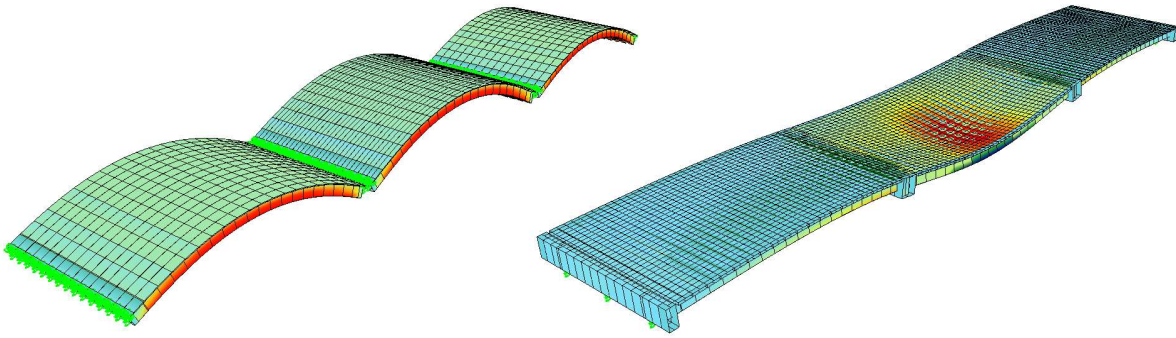
(2) Geometria cięgien sprężających została odwzorowana w modelu numerycznym zgodnie z katalogiem belek [47]. Cięgna leżące w jednakowej odległości od środka ciężkości przekroju belki zostały zgrupowane, a ich oddziaływanie zostało przybliżone za pomocą zastępczych pojedynczych cięgien reprezentujących pracę całej grupy (rys.8.2.2.3.1 i 8.2.2.3.3) oraz uwzględnione w analizie statycznej jako układ obciążeń równoważnych [42]. Do modelu wprowadzono siłę sprężającą po stratach doraźnych od odkształcenia sprężystego betonu określoną w pkt 8.2.2.2. Efekty reologiczne obliczono w module oprogramowania służącym do analizy faz pracy konstrukcji, w którym odwzorowano technologię budowy opisaną w pkt 8.1.2. Model poddano obciążeniom zgodnie z zestawieniem przedstawionym w pkt 8.2.1.



Rys. 8.2.2.3.3. Trasa cięgien sprężających

### Fazy obliczeń

(3) Obliczenia przeprowadzono w dwóch fazach pracy konstrukcji. W fazie 1. (budowy) belki strunobetonowe pracują niezależnie jako elementy wolnopodparte, a także są poddane oddziaływaniu sprężenia i ciężaru własnego oraz ciężaru mokrego nadbetonu płyty pomostu i deskowań. W fazie 2. (użytkowa) po związaniu nadbetonu płyty i poprzecznic ustrój pracuje jako belka ciągła – jest on poddany pozostałym oddziaływaniom (reakcje pochodzące z demontażu podpór tymczasowych i deskowań węzłów, efekty reologiczne, ciężar elementów wyposażenia, osiadania, oddziaływania termiczne, obciążenia ruchome). Na rys. 8.2.2.3.4 przedstawiono deformacje modelu numerycznego pod wpływem sprężenia oraz przykładowego ustawienia obciążenia zmiennego w postaci tandemu TS.



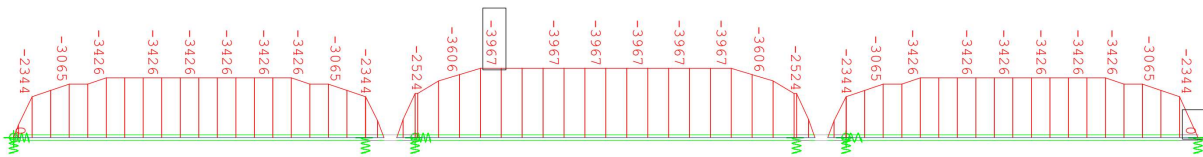
Rys. 8.2.2.3.4. Deformacja modelu numerycznego konstrukcji na skutek sprężenia i przykładowego ustawienia tandemu TS

### Wyniki analizy statycznej

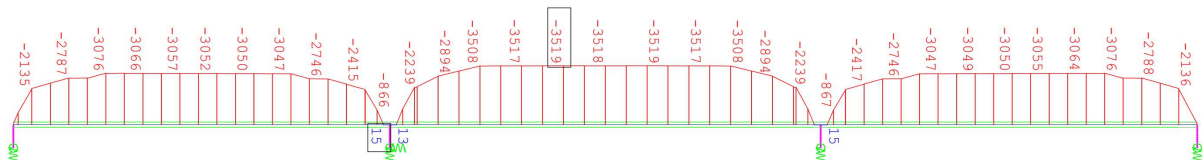
(4) Poniżej przedstawiono wykresy sił wewnętrznych od poszczególnych obciążeń na długości obiektu dla najbardziej wyięzionej belki.

#### Siły osiowe

(5) Straty siły sprężającej w poszczególnych pkt na długości cięgien wyznaczono w modelu numerycznym w sposób analogiczny do przedstawionego w pkt 8.2.2.2 obliczeń. Wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych przedstawiono odpowiednio na rys. 8.2.2.3.5 i 8.2.2.3.6.



Rys. 8.2.2.3.5. Siła sprężająca po stratach doraźnych



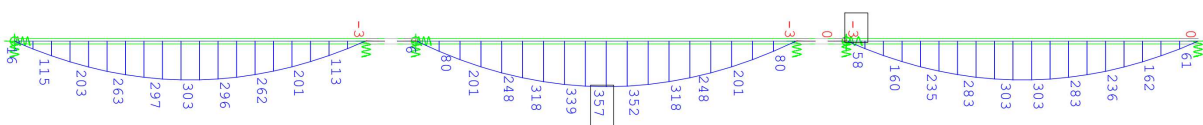
Rys. 8.2.2.3.6. Siła sprężająca po stratach całkowitych (doraźnych i reologicznych) na końcu okresu użytkowania

#### Momenty zginające

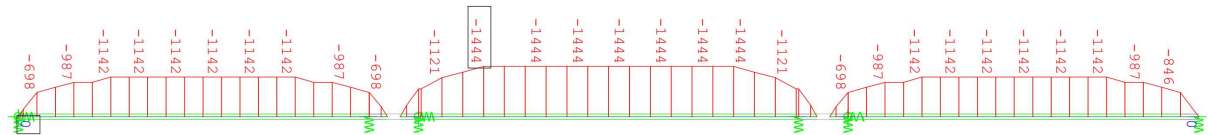
(6) Na rys. 8.2.2.3.7–8.2.2.3.18 przedstawiono wykresy charakterystycznych momentów zginających pochodzących od poszczególnych obciążeń.



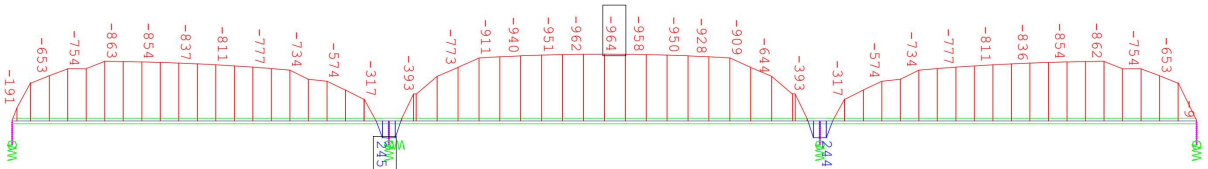
Rys. 8.2.2.3.7. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru własnego belek przed uciążeniem



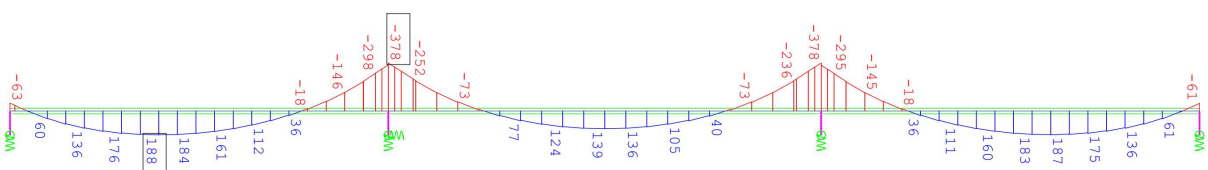
Rys. 8.2.2.3.8. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru własnego mokrego nadbetonu płyty i deskowań przed uciążeniem



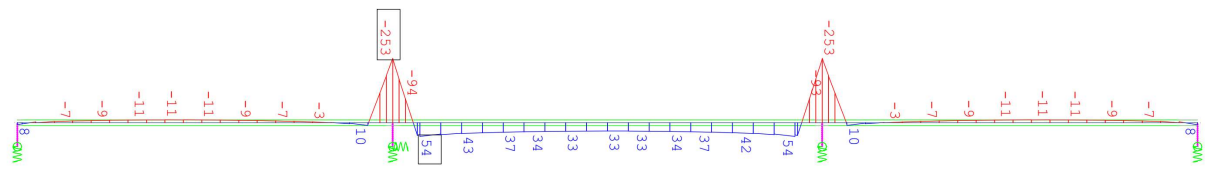
Rys. 8.2.2.3.9. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia po stratach doraznych



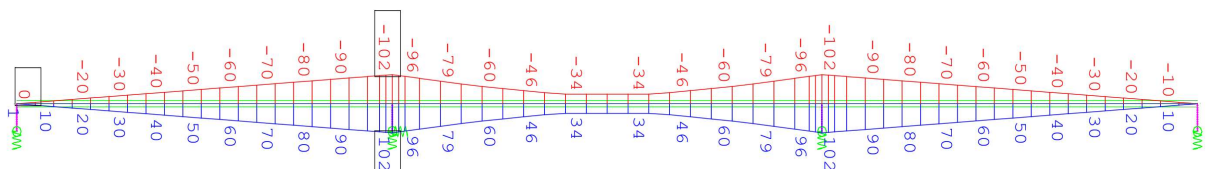
Rys. 8.2.2.3.10. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia po stratach całkowitych (nad podporami pośrednimi pojawiają się dodatnie momenty wzbudzone, spowodowane występowaniem strat reologicznych siły sprężającej, które zachodzą w układzie ciągłym)



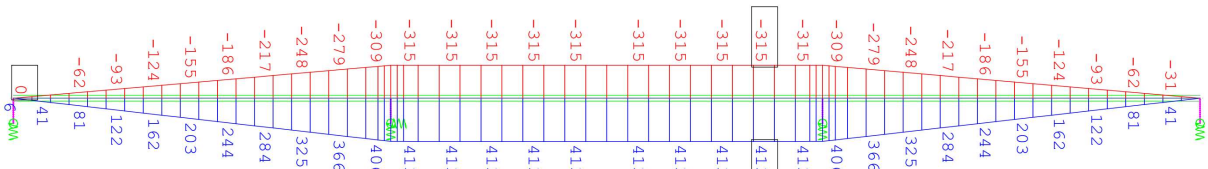
Rys. 8.2.2.3.11. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru elementów wyposażenia



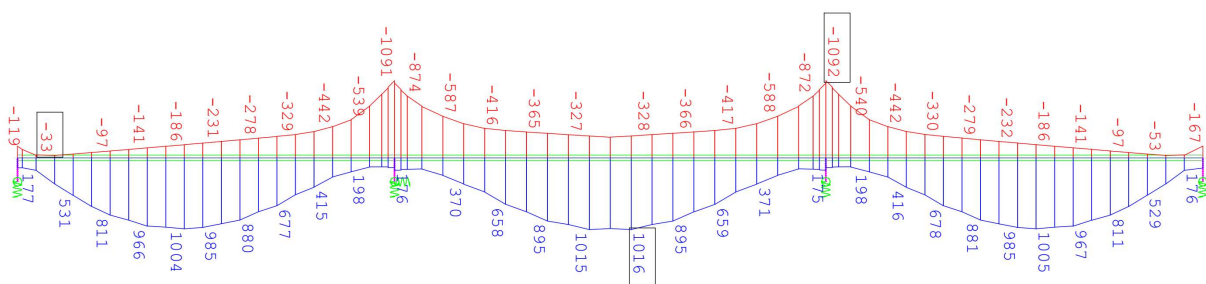
Rys. 8.2.2.3.12. Charakterystyczne momenty zginające wynikające z usunięcia podpór tymczasowych, demontażu desek, ciężaru węzłów uciągających oraz wysychania nadbetonu płyty pomostu



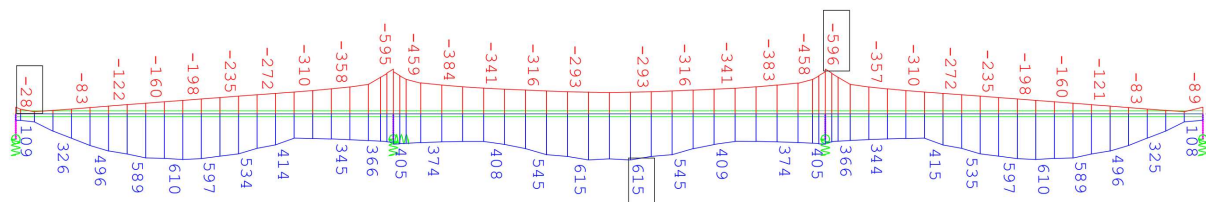
Rys. 8.2.2.3.13. Charakterystyczne momenty zginające od nierównomiernego osiadania podpór (z uwzględnieniem pełzania)



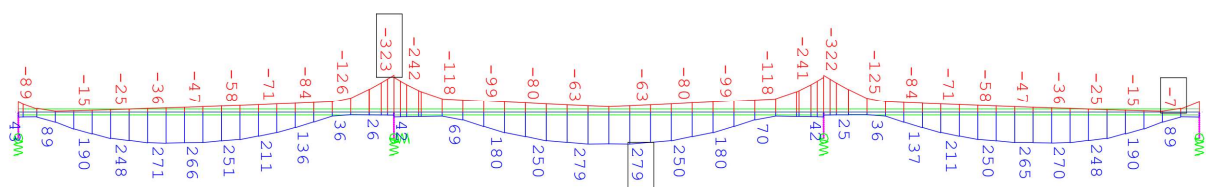
Rys. 8.2.2.3.14. Charakterystyczne momenty zginające od oddziaływań termicznych



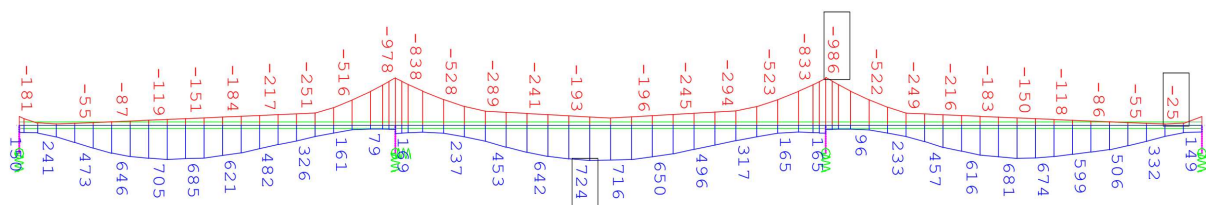
Rys. 8.2.2.3.15. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a według normy [13]) o wartościach charakterystycznych



Rys. 8.2.2.3.16. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a według normy [13]) o wartościach częstych



Rys. 8.2.2.3.17. Obwiednia momentów zginających od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3 według normy [13]



Rys. 8.2.2.3.18. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomymi pojazdami wojskowymi (MLC według przepisów techniczno-budowlanych)

### Reakcje podporowe

(7) W tab. 8.2.2.3.1 i 8.2.2.3.2 zestawiono wartości reakcji podporowych na kierunku pionowym ( $P_z$ ), poziomym wzdłuż osi mostu ( $P_x$ ) oraz poziomym poprzecznie do osi mostu ( $P_y$ ) odpowiednio na podporach P1 (przyczółek) i P2 (filar). Podano maksymalne wartości reakcji wiodących od poszczególnych obciążeń na analizowanym łożysku i kierunku wraz z odpowiednimi wartościami towarzyszącymi na pozostałych łożyskach i kierunkach.



Tab. 8.2.2.3.1. Zestawienie reakcji podporowych na podporze P1 (przyczółek)

Reakcja wiodąca	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie łozyska według rys. 8.2.2.3.2 rys.			
		Ł11	Ł12		Ł13
		$P_z$	$P_y$	$P_z$	$P_z$
Ł11	Ciężar własny	975	0	981	975
$P_{z,max}$	Wyposażenie	174	0	124	218
	Sprężenie	0	0	0	0
	UDL + tłum	438	2	216	10
	TS	704	4	391	37
	MLC	791	5	216	-86
	Temperatura	87	0	89	87
	Reologia	36	0	7	37
	Hamowanie	9	-28	7	5
	Osiadanie	21	0	22	21
Ł12	Ciężar własny	975	0	981	975
$P_{y,max}$	Wyposażenie	174	0	124	218
	Sprężenie	0	0	0	0
	UDL + tłum	4	-10	57	102
	TS	-43	-7	-32	-19
	MLC	-52	-12	-32	-15
	Temperatura	87	0	89	87
	Reologia	22	0	49	24
	Hamowanie	5	35	7	10
	Osiadanie	21	0	22	21
Ł12	Ciężar własny	975	0	981	975
$P_{z,max}$	Wyposażenie	174	0	124	218
	Sprężenie	0	0	0	0
	UDL + tłum	172	-1	315	259
	TS	157	-2	508	468
	MLC	348	0	622	347
	Temperatura	87	0	89	87
	Reologia	22	0	49	24
	Hamowanie	5	35	7	10
	Osiadanie	21	0	22	21
Ł13	Ciężar własny	975	0	981	975
$P_{z,max}$	Wyposażenie	174	0	124	218
	Sprężenie	0	0	0	0
	UDL + tłum	55	-2	260	360
	TS	120	-3	462	550
	MLC	-35	-4	315	641
	Temperatura	87	0	89	87
	Reologia	36	0	7	37
	Hamowanie	5	35	7	10
	Osiadanie	21	0	22	21

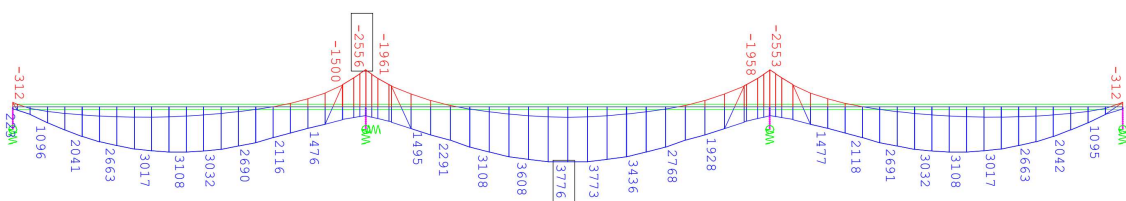
Tab. 8.2.2.3.2. Zestawienie reakcji podporowych na podporze P2 (filar)

Reakcja wiodąca	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie łożyska wg rys. 8.2.2.3.2						
		Ł21		Ł22			Ł23	
		$P_x$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_z$
Ł21	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{x,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	21	585	-1	-1	332	-19	126
	TS	15	570	-1	3	321	-16	57
	MLC	26	901	-4	6	323	-22	-82
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	214	1	209	-12	-2	203	-4
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59
Ł21	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{z,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-1	1214	0	7	624	1	58
	TS	1	733	0	8	406	-1	48
	MLC	13	1202	-2	6	431	-11	-110
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	-204	4	-209	-10	2	-213	0
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59
Ł22	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{x,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-10	550	6	0	333	5	143
	TS	-9	185	4	-2	417	5	458
	MLC	-4	321	8	0	500	-4	321
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	208	-2	209	2	-2	210	-1
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59
Ł22	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{y,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-4	994	0	12	444	4	-14
	TS	-7	714	0	8	392	7	45
	MLC	-7	1116	1	14	379	6	-123
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	-214	-1	-209	12	2	-203	4
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59

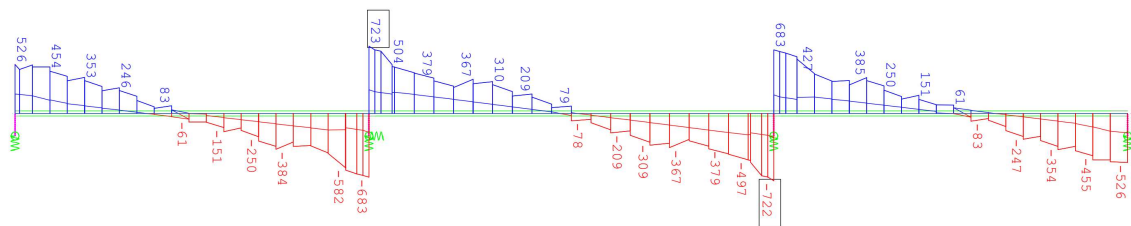
Ł22	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{z,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	0	532	0	0	824	0	806
	TS	-1	195	0	-4	479	0	514
	MLC	-2	617	4	0	836	-2	617
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	-208	2	-209	-2	2	-210	0
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59
Ł23	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{x,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-17	171	1	1	359	17	490
	TS	-11	133	2	-2	351	9	464
	MLC	-27	832	4	10	288	23	-88
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	204	-4	209	10	-2	213	0
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59
Ł23	Ciążar własny	0	2299	0	0	2310	0	2299
$P_{z,max}$	Wyposażenie	0	512	0	0	457	0	631
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	1	201	-1	-5	699	0	1027
	TS	-1	148	0	-5	450	1	589
	MLC	-10	-5	0	-4	515	10	1014
	Temperatura	0	66	0	0	67	0	66
	Reologia	0	-26	0	0	-42	0	-28
	Hamowanie	-214	-1	-209	12	2	-203	4
	Osiadanie	0	59	0	0	60	0	59

### Zestawienie wartości sił wewnętrznych

(8) Na rys. 8.2.2.3.19 i 8.2.2.3.20 przedstawiono obwiednie momentów zginających i sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej obciążeń w sytuacji trwałej do sprawdzenia stanów granicznych nośności. Dla uproszczenia analizy w stanach granicznych nośności wartości sił wewnętrznych zsumowano z fazy budowy (przekrój niezespólny) i fazy użytkowej (przekrój zespolony). Takie podejście jest uzasadnione tym, że po uplastycznieniu stali i betonu przy osiągnięciu nośności granicznej przekroju zespolonego następuje redystrybucja obciążeń, całość obciążeń jest przenoszona przez przekrój zespolony [35].



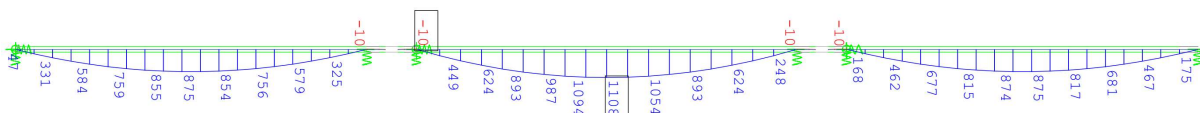
Rys. 8.2.2.3.19. Obwiednia momentów zginających od kombinacji obliczeniowej (suma z fazy budowy i użytkowej)



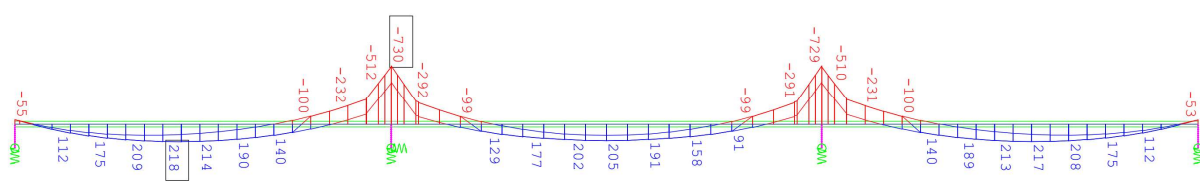
Rys. 8.2.2.3.20. Obwiednia sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej (suma z fazy budowy i użytkowej)

(9) Podczas obliczania naprężeń w stanach granicznych użyteczności należy uwzględnić odpowiednie przekroje poprzeczne (niezespólny, zespolony) w poszczególnych fazach pracy obiektu oraz rozdzielić wpływ oddziaływań długotrwałych i krótkotrwałych.

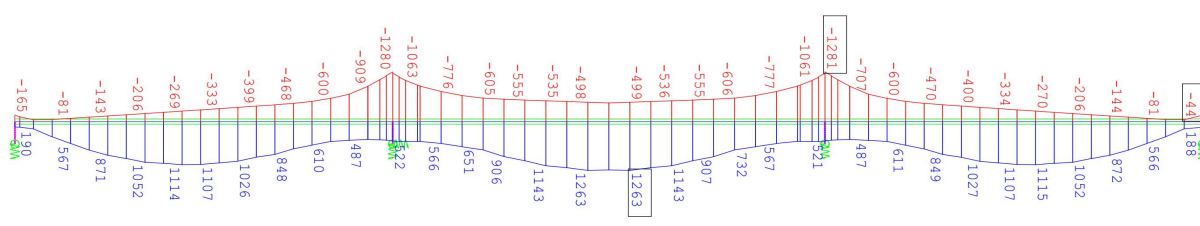
(10) Na rys. 8.2.2.3.21 i 8.2.2.3.22 przedstawiono wykresy momentów od obciążeń długotrwałych w fazie budowy (ciężar własny belki i mokrego nadbetonu płyty i deskowań) oraz w fazie użytkowej (oprócz obciążenia ciężarem elementów wyposażenia i wpływu osiadań uwzględniono również wpływ zmiany pkt podparcia oraz odparowania wody z mokrego betonu płyty i demontażu deskowań). Wartości momentów zginających od obciążeń krótkotrwałych dla poszczególnych kombinacji obciążeń przedstawiono na rys. 8.2.2.3.23–8.2.2.3.25.



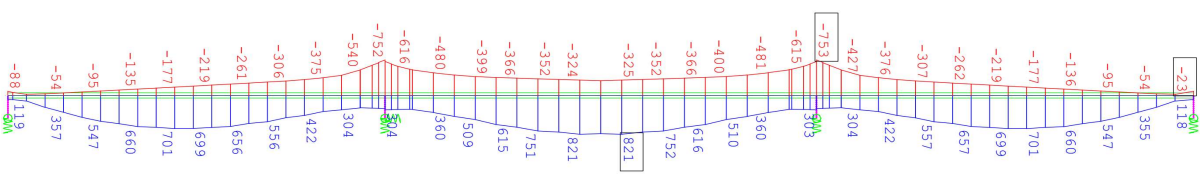
Rys. 8.2.2.3.21. Obwiednia momentów zginających od oddziaływań długotrwałych w fazie budowy (działających na przekrój niezespólny)



Rys. 8.2.2.3.22. Obwiednia momentów zginających od oddziaływań długotrwałych w fazie użytkowej (działających na przekrój zespolony)



Rys. 8.2.2.3.23. Obwiednia momentów zginających od oddziaływań krótkotrwałych w kombinacji charakterystycznej (działających na przekrój zespolony)



Rys. 8.2.2.3.24. Obwiednia momentów zginających od oddziaływań krótkotrwałych w kombinacji częstej (działających na przekrój zespolony)



- 1)  $M_{p,Ed} = 35,0$  kNm – moment zginający od kombinacji obliczeniowej,
- 2)  $V_{p,Ed} = 45,3$  kN – siła poprzeczna od kombinacji obliczeniowej,
- 3)  $M_{p,rare} = 25,7$  kNm – moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 4)  $M_{p,perm} = 4,8$  kNm – moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

(16) Minimalne siły wewnętrzne (rozciąganie w strefie górnej przekroju) w kierunku poprzecznym dla pasma obliczeniowego  $b_p \times h_p = 135$  cm  $\times$  21 cm:

- 1)  $M'_{p,Ed} = -23,6$  kNm – moment zginający od kombinacji obliczeniowej,
- 2)  $M'_{p,rare} = -16,4$  kNm – moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 3)  $M'_{p,perm} = -7,0$  kNm – moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

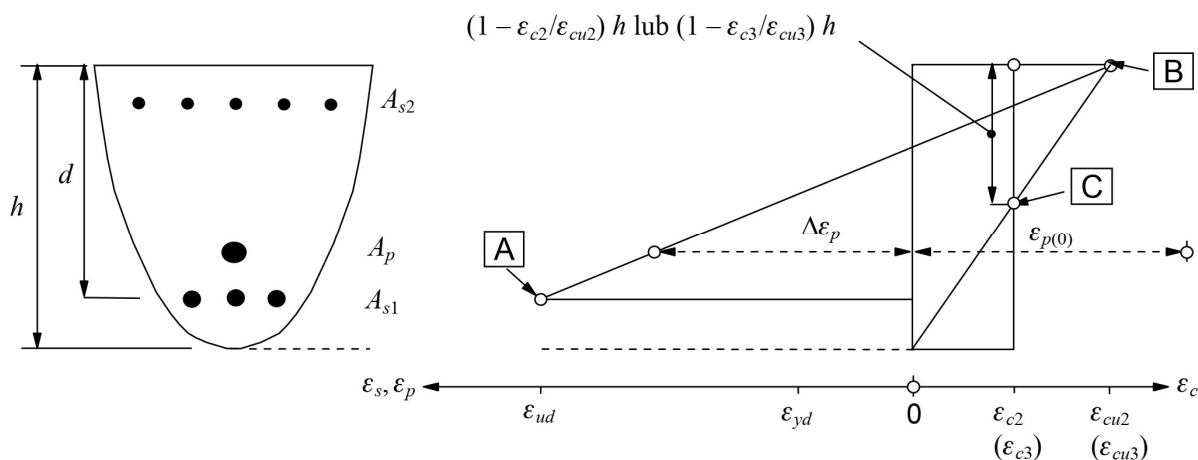
## 8.2.3. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny w kierunku podłużnym

### 8.2.3.1. Nośność na zginanie

(1) Zgodnie z normą [14], pkt 6.1(2)P podczas wyznaczania nośności granicznej przekrojów sprężonych na zginanie przyjmuje się następujące założenia:

- 1) obowiązuje zasada płaskich przekrojów,
- 2) odkształcenie zbrojenia jest równe odkształceniu otaczającego je betonu,
- 3) pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- 4) naprężenia wyznacza się z zależności  $\sigma$ - $\varepsilon$  z rozdziału trzeciego normy [14],
- 5) w obliczeniach naprężenia w cięgnach sprężających uwzględnia się początkowe odkształcenie cięgien.

Na rys. 6.1 normy [14] podano rozkłady odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym nośności (rys. 8.2.3.1.1): A – graniczne wydłużenie stali zbrojeniowej, B – graniczne skrócenie betonu, C – graniczne odkształcenie betonu przy ściskaniu osiowym.



Rys. 8.2.3.1.1. Rozkłady odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym nośności, rys. 6.1 normy [14]

(2) Obliczeniową nośność przekroju na zginanie wyznaczono, stosując prostokątny rozkład naprężeń w betonie i zależność naprężenie-odkształcenie w stali sprężającej z poziomą gałęzią górną. Pominięto wpływ zbrojenia miękkiego i cięgien sprężających w strefie ściskanej.

### Przekrój przęsłowy

(3) Przekrój przęsłowy składa się ze sprężonej belki prefabrykowanej i żelbetowej płyty pomostu, strefa ściskana znajduje się bliżej górnej krawędzi przekroju, w miejscu występowania nadbetonu płyty. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1)  $d_p = 1,185$  m – odległość środka ciężkości cięgien w strefie rozciąganej od górnej krawędzi przekroju,
- 2)  $d_{p4} = 1,125$  m – odległość czwartego rzędu cięgien w strefie rozciąganej od górnej krawędzi przekroju,

- 3)  $d_{p2,3,4} = 1,104 \text{ m}$  – odległość środka ciężkości cięgien leżących w drugim, trzecim i czwartym rzędzie od górnej krawędzi przekroju,
- 4)  $f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 18,2 \text{ MPa}$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty (por. pkt 8.1.3.4),
- 5)  $M_{Ed,A} = 3776 \text{ kNm}$  – obliczeniowy moment zginający w przekroju przęsłowym w sytuacji trwałej (suma momentów od poszczególnych obciążeń dla przekroju niezespalonego i zespolonego).

(4) Wstępnie przyjęto, że wszystkie cięgna w strefie rozciąganej ulegną uplastycznieniu. Całkowita siła w cięgnach strefy rozciąganej wynosi wówczas:

$$F_p = \frac{A_p f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{20 \times 150 \text{ mm}^2 \times 1600 \text{ MPa}}{1,15} = 4174 \text{ kN},$$

a efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z zależności:

$$x_{eff} = \lambda x = \frac{F_p}{b_p \eta f_{cd,p}} = \frac{4174 \text{ kN}}{0,9 \text{ m} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa}} = 0,25 \text{ m}.$$

(5) Wyznaczona wysokość strefy ściskanej jest wyższa niż grubość nadbetonu płyty pomostu. Obejmuje ona również górną półkę belki T. Aby uprościć obliczenia, przyjęto wyłącznie właściwości betonu płyty w strefie ściskanej. Dla wyznaczonej wysokości strefy ściskanej należy sprawdzić, czy założenie o uplastycznieniu wszystkich cięgien jest spełnione.

Przyrost odkształceń na poziomie środka ciężkości czwartego rzędu cięgien od górnej krawędzi przekroju ( $d_{p4}$ ) wynosi:

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cu3} \frac{d_{p4} - \frac{x_{eff}}{\lambda}}{\frac{x_{eff}}{\lambda}} = 3,5\% \times \frac{1,125 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{0,8}}{\frac{0,25 \text{ m}}{0,8}} = 8,87\%.$$

(6) Odkształcenia wywołane naciągiem cięgien po stratach doraźnych i reologicznych są równe:

$$\varepsilon_p(t_n) = \frac{\sigma_{pmt}(t_n) \gamma_{p,fav}}{E_p} = \frac{(1202 - 125) \times 1,0}{195000} = 5,52\%.$$

Całkowite odkształcenia w czwartym rzędzie cięgien są sumą odkształceń wywołanych naciągiem cięgien oraz przyrostu odkształceń w stanie granicznym nośności:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p(t_n) + \Delta \varepsilon_p = 8,87 + 5,52 = 14,39\%.$$

Minimalne obliczeniowe odkształcenia stali sprężającej odpowiadające uplastycznieniu wynoszą:

$$\varepsilon_{p,lim,d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s E_p} = \frac{1600}{1,15 \times 195000} = 7,13\%, \varepsilon_p > \varepsilon_{p,lim,d}.$$

(7) Założenie o uplastycznieniu cięgien jest zatem spełnione. Jeżeli cięgna nie były uplastycznione, wysokość strefy ściskanej i naprężenia w cięgnach należy wyznaczyć na podstawie liniowego rozkładu odkształceń w przekroju.

(8) Obliczeniową nośność przekroju wyznaczono z warunku równowagi momentów względem środka ciężkości strefy ściskanej przekroju:

$$M_{Rd,A} = F_p \left( d_{pt} - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 4174 \text{ kN} \times \left( 1,185 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 4415 \text{ kNm}.$$

Obliczeniowy moment zginający w zespolonym przekroju przęsłowym wynosi:  $M_{Ed,A} = 3776 \text{ kNm}$ . Nośność jest zatem zapewniona, a wykorzystanie nośności granicznej przekroju wynosi 86%.

### **Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie elementu**

(9) Zgodnie z pkt 5.10.1(5)P normy [14] i pkt 5.10.1(106) normy [15] należy zapobiegać kruchemu zniszczeniu elementu, które mogłoby nastąpić na skutek zerwania cięgien sprężających. Realizacja tego postulatu w przypadku mostów może być zapewniona m.in. przez zastosowanie minimalnego zbrojenia według pkt 6.1(109)b normy [15]. Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie wyznacza się ze wzoru (6.101a) normy [15]:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}},$$

w którym:

$f_{ctx} = f_{ctm,b} = 4,1 \text{ MPa}$  – naprężenie rozciągające w skrajnym włóknie rozciąganym przekroju,

$$M_{rep} = \frac{f_{ctx} I_{cz}}{y_{dZ}} = \frac{4,1 \text{ MPa} \times 0,1172 \text{ m}^4}{0,734 \text{ m}} = 650 \text{ kNm} \text{ – moment rysujący z pominięciem efektów sprężenia,}$$

$d_s = 1,25 \text{ m}$  – wysokość czynna przekroju dla stali zbrojeniowej,

$$z_s = \left( d_s - \frac{x_{eff}}{2} \right) = \left( 1,25 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 1,21 \text{ m} \text{ – ramię sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności odniesione do stali zbrojeniowej.}$$

Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie wynosi zatem:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} = \frac{650 \text{ kNm}}{1,21 \text{ m} \times 500 \text{ MPa}} = 11,6 \text{ cm}^2.$$

(10) Zgodnie z normą [15], pkt 6.1(109)b) do  $A_{s,min}$  można włączyć zbrojenie przewidziane do innych celów. Zbrojenie miękkie w strefie rozciąganej belki strunobetonowej stanowią dwa pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  o polu przekroju  $A_{s1,b} = 4,02 \text{ cm}^2$ . Pole przekroju samego zbrojenia miękkiego jest zatem niewystarczające do zapewnienia zabezpieczenia przed kruchym zniszczeniem. Zgodnie z pkt 6.1(110)ii) normy [15] w elementach strunobetonowych za zbrojenie efektywne w  $A_{s,min}$  uważa się cięgna z otuliną betonową równą co najmniej  $k_{cm}$  razy wartość minimalna określona w pkt 4.4.1.2 normy [14] ( $k_{cm}$  może być określone w Załączniku Krajowym, wartością zalecaną według normy [15] jest 2,0). W analizowanym przypadku za efektywne można uznać cięgna leżące w drugim, trzecim i czwartym rzędzie od dolnej krawędzi przekroju o polu:

$$A_{p2,3,4} = n_{2,3,4} \times A_{p,s} = 16 \times 150 \text{ mm}^2 = 24 \text{ cm}^2.$$

We wzorze (6.101a) normy [15] uwzględnia się więc odpowiednie dla analizowanych cięgien ramię sił wewnętrznych, a granicę plastyczności stali zbrojeniowej  $f_{yk}$  zastępuje umowną 0,1% granicę plastyczności stali sprężającej  $f_{p0,1k}$ . Wzór ten przyjmuje wówczas postać:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{p2,3,4} f_{p0,1k}},$$

gdzie  $z_{p2,3,4} = \left( d_{p2,3,4} - \frac{x_{eff}}{2} \right) = \left( 1,17 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 1,04 \text{ m}$  – ramię sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności odniesione do cięgien sprężających leżących w drugim, trzecim i czwartym rzędzie od dolnej krawędzi przekroju.

(11) Minimalne pole przekroju cięgien sprężających ze względu na kruche zniszczenie wynosi:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{p2,3,4} f_{p0,1k}} = \frac{650 \text{ kNm}}{1,04 \text{ m} \times 1600 \text{ MPa}} = 3,9 \text{ cm}^2,$$

$$A_{p2} = 12 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 3,9 \text{ cm}^2.$$

Warunek zabezpieczenia przed kruchym zniszczeniem elementu jest zatem spełniony.

(15) Zgodnie z pkt 6.1(109) normy [15] zabezpieczenie przed kruchym zniszczeniem może także być zapewnione (alternatywnie do stosowania zbrojenia minimalnego) przez sprawdzenie nośności przy zredukowanej powierzchni sprężenia (pkt 6.1(109)a) normy [15] lub zapewnienie dostatecznych dowodów dotyczących niezawodności cięgien (pkt 6.1(109)c) normy [15]).

### Przekrój podporowy

(16) Przekrój podporowy pracuje jako żelbetowy, prostokątny, o wymiarach  $b_p \times h_p = 90 \text{ cm} \times 140 \text{ cm}$ . Strefa ściskana znajduje się bliżej dolnej krawędzi przekroju, cały przekrój obejmuje beton poprzeczniczy (klasa C30/37). Wymiarowanie tego przekroju sprowadza się do określenia zbrojenia górnego (uciągającego) w płycie pomostu, niezbędnego do przeniesienia ujemnych momentów zginających nad podporą. Ponadto należy sprawdzić przekrój przypodporowy (B') na połączeniu belki z poprzecznicą, gdzie następuje zmniejszenie przekroju poprzecznego.

Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1)  $d_{s2} = 130 \text{ cm}$  – wysokość użyteczna przekroju podporowego dla zbrojenia górnego płyty,
- 2)  $M_{Ed,B} = 2556 \text{ kNm}$  – obliczeniowy moment zginający w przekroju podporowym (w osi podparcia),
- 3)  $M_{Ed,B'} = 1961 \text{ kNm}$  – obliczeniowy moment zginający w zespolonym przekroju przypodporowym (na połączeniu belki z poprzecznicą).



(17) Do analizy przekrojów żelbetowych w elementach zginanych można stosować metodę ogólną, opartą na liniowym rozkładzie odkształceń w przekroju i paraboliczno-prostokątnym rozkładzie naprężeń w betonie lub metodę uproszczoną, w której przyjmuje się efektywną wysokość strefy ściskanej i prostokątny rozkład naprężeń w betonie [57]. W metodzie tej przyjmuje się, że efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{eff} = \lambda x, \text{ gdzie } \lambda = 0,8 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie i stali:

$$\sigma_c = \eta f_{cd,p} = 18,2 \text{ MPa}, \text{ gdzie } \eta = 1,0 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa},$$

$$\sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa}.$$

(18) Odkształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności jest równe:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,17\text{‰},$$

a graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{s2} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 130 \text{ cm} = 64,1 \text{ cm}.$$

Z równania równowagi momentów względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego wyznaczono efektywną wysokość strefy ściskanej:

$$M_{Ed,B} = b_p x_{eff} \eta f_{cd,p} (d_{p1} - 0,5x_{eff}),$$

$$2556 \text{ kNm} = 90 \text{ cm} \times x_{eff} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa} \times (130 \text{ cm} - 0,5x_{eff}).$$

Po rozwiązaniu równania kwadratowego:

$$x_{eff} = 10,6 \text{ cm} \leq x_{lim} = 64,1 \text{ cm}.$$

(19) Następnie z równania równowagi sił poziomych wyznaczono potrzebne pole przekroju zbrojenia rozciąganego:

$$A_{s2,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd,p}}{f_{yd}} = \frac{90 \text{ cm} \times 10,6 \text{ cm} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 47,2 \text{ cm}^2.$$

(20) Jako zbrojenie górne (uciągające) w węźle podporowym przyjęto pręty  $\phi 25$  mm w rozstawie co 10 cm w górnej warstwie oraz pręty  $\phi 16$  mm w rozstawie co 20 cm w dolnej warstwie (na wysokości dolnego zbrojenia płyty pomostu) o łącznym polu przekroju:

$$A_{s2} = 53,2 \text{ cm}^2 \text{ na szerokość płyty } b_p \text{ (co daje } 59,1 \text{ cm}^2/\text{m}).$$

(21) Minimalne pole przekroju zbrojenia dolnego obliczono ze wzoru (9.1N) normy [14]:

$$A_{s2,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm,p}}{f_{yk}} b_p d_{s2}; 0,0013 b_p d_{s2}\right),$$

$$A_{s2,min} = \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 90 \text{ cm} \times 130 \text{ cm}; 0,0013 \times 90 \text{ cm} \times 130 \text{ cm}\right) = 17,6 \text{ cm}^2.$$

(22) Maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]):

$$A_{s2,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 90 \text{ cm} \times 140 \text{ cm} = 504 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne.

(23) Dla zbrojenia wyznaczonego dla przekroju podporowego B (w osi podparcia) sprawdzono nośność przekroju przyporowego B` (na połączeniu belki z poprzecznicą). Uwzględniając zmianę charakterystyk przekroju poprzecznego (pracuje przekrój belki + nadbeton płyty), obliczono nośność:  $M_{Rd,B'}$  = 2585 kNm, która jest większa od obliczeniowego momentu zginającego panującego w tym przekroju:  $M_{Ed,B'}$  = 1961 kNm. Zbrojenie przyjęte dla przekroju B jest zatem wystarczające również w przekroju B`.

(24) Ponadto, ze względu na występowanie momentów dodatnich (por. rys. 8.2.2.3.19), należy analogicznie wyznaczyć zbrojenie dolne węzła uciągającego.

### 8.2.3.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie (pkt 6.2.1(1)P normy [14]) opiera się na trzech wielkościach:  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiążdżenie ściskanych krzywulców betonowych.

(2) W pierwszej kolejności sprawdza się, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w pkt 9.2.2 normy [14]. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [15]). Obliczeniowa siła poprzeczna musi wówczas spełniać niezależnie obydwie warunki:  $V_{Ed} < V_{Rd,s}$  oraz  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ .

(3) Zgodnie z pkt 6.2.1(8) normy [14] przy dominującym obciążeniu równomiernie rozłożonym nie ma konieczności sprawdzania ścinania w przekrojach, które leżą bliżej niż  $d_s$  (wysokość użyteczna przekroju) od podpory. Zbrojenie obliczone w odległości  $d_s$  stosuje się także na odcinku przypodporowym. W takim przypadku dodatkowo należy sprawdzić, czy siła poprzeczna na podporze nie przekracza  $V_{Rd,max}$ .

(4) Nośność na ścinanie sprawdzono w przekroju podporowym (w osi podparcia) oraz w miejscu połączenia belki z poprzecznicą. Obliczeniowa siła ścinająca na połączeniu belki z poprzecznicą wynosi:  $V_{Ed,B} = 669$  kN, a w osi podparcia:  $V_{Ed,B} = 723$  kN.

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) W pierwszej kolejności sprawdzono nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie w przekroju przypodporowym B` (na połączeniu belki z poprzecznicą). Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych na podstawie wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_s,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_s,$$

gdzie:

$b_w = 200$  mm – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej (przyjęto najmniejszą szerokość średnika),

$d_s = 1210$  mm – wysokość użyteczna przekroju przypodporowego dla zbrojenia górnego płyty,

$A_{sl} = A_{s2} \times \frac{b_w}{b_p} = 42,4 \times \frac{20}{90} = 9,42$  cm<sup>2</sup> – pole powierzchni zbrojenia rozciąganego (przyjęto zbrojenie przypadające na szerokość średnika  $b_w$ ),

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1210}} \right); 2,0 \right] = 1,41,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{9,42}{200 \times 1210} \right); 0,02 \right] = 4,89\text{‰},$$

$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0$  MPa (udział siły sprężającej przy podporze jest niewielki i można go pominąć),

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,41^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,32 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,41 \times (100 \times 0,00489 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 200 \times 1210 = 107 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,32 + 0,15 \times 0) \times 200 \times 1210 = 77 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(107; 77) = 107 \text{ kN}.$$

(6) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie.

$$V_{Ed,B^*} = 669 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 107 \text{ kN}.$$

Element wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(7) Zgodnie normą [15], pkt 9.2.2(101) zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form. Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Zbrojenie na ścinanie belek przyjęto zgodnie z katalogiem [47]. W strefie przypodporowej zbrojenie na ścinanie stanowią podwójne strzemiona dwucięte z prętów  $\phi 10$  mm o polu przekroju  $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$  w rozstawie  $s = 12,5 \text{ cm}$ .

(8) Maksymalną obliczeniową siłę poprzeczną  $V_{Rd,s}$ , która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności (nośność strzemion), wyznacza się ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

w którym:

$$z = 0,9 d_s = 0,9 \times 1,21 \text{ m} = 1,09 \text{ m} - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]),

$\theta = 45^\circ$  ( $\cot(\theta) = 1,0$ ) – kąt między ściskany krzyżulcem betonowym a osią belki przyjmowany zgodnie z pkt 6.2.3(2) i Załącznikiem Krajowym do normy [14] (pkt NA.4), tak aby  $\cot(\theta)$  był w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ .

Uwaga: wartość kąta  $\theta$  ma bardzo istotny wpływ na obliczaną nośność  $V_{Rd,s}$ . Dla skrajnych wartości  $\cot(\theta)$  z dopuszczonego w normie przedziału wyznaczone nośności  $V_{Rd,s}$  różnią się dwukrotnie. Więcej informacji na temat przyjmowania kąta  $\theta$  można znaleźć np. w pracach [30, 44].

(9) W analizowanym przypadku maksymalna siła przenoszona przez strzemiona wynosi:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta) = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{12,5 \text{ cm}} 1,09 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,0 = 1094 \text{ kN}.$$

Nośność na ścinanie w przekroju przypodporowym B` (na połączeniu belki z poprzecznica) jest zapewniona:

$$V_{Ed,B^*} = 669 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1094 \text{ kN}.$$

### Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

(10) Ostatnim etapem obliczania nośności na ścinanie jest w tym przypadku sprawdzenie maksymalnej siły przenoszonej przez ściskane krzyżulce betonowe  $V_{Rd,max}$  nad podporą (przekrój B), wyznaczonej ze wzoru (6.9) normy [15]:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)},$$

w którym:

$\alpha_{cw} = 1,0$  – współczynnik uwzględniający współdziałanie naprężenia w krzyżulcu ściskany i dowolnego przyłożonego naprężenia ściskającego obliczany ze wzorów (6.11.aN)-(6.11.cN) normy [15],

$v_1 = 0,6$  – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu przy zarysowaniu na skutek ścinania na podstawie wzorów (6.10.aN), (6.11.bN) normy [15],

$$z = 0,9 d_{s2} = 0,9 \times 1,30 \text{ m} = 1,17 \text{ m} - \text{ramię sił wewnętrznych w osi podpory},$$

$$b_w = b_p = 0,9 \text{ m} - \text{najmniejsza szerokość strefy rozciąganej w osi podpory}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,9 \text{ m} \times 1,17 \text{ m} \times 0,6 \times 18,2 \text{ MPa}}{1,43 + 1,0} = 6357 \text{ kN}.$$

Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,B} = 723 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 6357 \text{ kN}.$$

### Minimalne zbrojenie na ścinanie

(11) Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie (dla średniej szerokości środnika  $b_w = 0,33 \text{ m}$ ) wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{12,5 \text{ cm} \times 33 \text{ cm} \times 1} = 3,78\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.5N) normy [14]:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck,b}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{50}}{500} = 1,13\%.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

(12) Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d_s(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,22 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,92 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 12,5 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego.

(13) Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}.$$

Rozstaw ramion strzemion w belkach strunobetonowych spełnia to wymaganie.

### 8.2.3.3. Nośność na zmęczenie

(1) Zgodnie z pkt 6.8.1(1) normy [14] i pkt 6.8.1(102) normy [15] sprawdzenie zmęczenia przeprowadza się dla elementów konstrukcji poddanych regularnym cyklom obciążenia. Sprawdzenie to wykonuje się oddzielnie dla stali i betonu. W uwadze do pkt 6.8.1(102) normy [15] wyszczególniono elementy mostów, dla których sprawdzanie zmęczenia nie jest konieczne. Jednym z tych elementów jest stal sprężająca i zbrojeniowa w obszarach, w których przy częstej kombinacji oddziaływań i wartości charakterystycznej siły sprężającej  $P_k$  w skrajnych włóknach betonu występują tylko naprężenia ściskające. Nie doprecyzowano przy tym, czy chodzi o średnią wartość siły sprężającej  $P_k = 1,0 \times P_{m,t}(x)$ , czy należy rozpatrywać górną i dolną wartość charakterystyczną  $P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x)$  i  $P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x)$ . W Załącznikach Krajowych mogą być zdefiniowane dodatkowe reguły, np. we Francji nie ma konieczności sprawdzania odpowiednich warunków zmęczenia w mostach drogowych, jeżeli pod wpływem kombinacji charakterystycznej obciążeń naprężenia w betonie nie przekraczają  $0,6 f_{ck}$ , a naprężenia w stali zbrojeniowej są mniejsze niż  $300 \text{ MPa}$  [44], co znacznie upraszcza obliczenia.

(2) W pkt 6.8.2(1)P normy [14] podano, że naprężenia przy sprawdzaniu zmęczenia należy obliczać, zakładając, że przekroje poprzeczne są zarysowane, pomijając wytrzymałość betonu na rozciąganie, ale spełniając warunki zgodności odkształceń. Nie doprecyzowano przy tym, czy dotyczy to wyłącznie konstrukcji żelbetowych, czy również sprężonych i czy takie podejście należy stosować do sprawdzenia warunków dla wszystkich materiałów (betonu, stali zbrojeniowej i sprężającej), ani których metod opisanych w normach [14, 15] ono dotyczy. Można przyjmować, po stronie bezpiecznej, że dotyczy to wszystkich sprawdzeń i podanych metod [34]. Takie założenie w niektórych przypadkach wydaje się jednak zbyt konserwatywne, jak np. w analizowanym przykładzie, gdzie w przęśle cały przekrój pod wpływem częstej kombinacji obciążeń jest ściskany (analogicznie do sprężenia pełnego według normy [6]).

(3) W pkt 8.2.5.2 obliczeń wyznaczono naprężenia na krawędziach betonu od kombinacji częstej obciążeń oraz dolnej i górnej wartości charakterystycznej siły sprężającej  $P_{k,inf}$  i  $P_{k,sup}$ , a więc bardziej niekorzystne niż dla  $P_k$ . Naprężenia te na przeważającej części długości przęsła są ściskające, rozciąganie występuje jedynie w górnej strefie przekroju przy podporach pośrednich (por. rys. 8.2.5.2.2).

(4) Sprawdzenie stanu granicznego nośności na zmęczenie w stali sprężającej i zbrojeniowej jest zatem wymagane w strefie przęsłowej. Powinno natomiast obejmować zbrojenie górne

(uciągające) węzła podporowego oraz ewentualnie górne ciągną sprężające w pobliżu podpór pośrednich.

(5) W analizowanym przykładzie przedstawiono sprawdzenie zmęczenia betonu w przęśle oraz stali zbrojeniowej zbrojenia górnego nad podporą pośrednią. Stan graniczny zmęczenia w betonie (w środku rozpiętości przęsła środkowego) sprawdzono, wyznaczając naprężenia na podstawie charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego, natomiast naprężenia w stali zbrojeniowej (w przekroju podporowym) sprawdzono, przyjmując charakterystyki geometryczne przekroju zarysowanego.

### Sprawdzenie zmęczenia w betonie w przęśle

(6) Sprawdzenie zmęczenia w betonie zaleca się przeprowadzać, stosując dane z ruchu, krzywe Wöhlera i modele obciążeń określone przez władze krajowe (pkt 6.8.7(101) normy [15]). Takie podejście znacznie komplikuje obliczenia, a brak odpowiednich modeli obciążeń określonych w Załączniku Krajowym, przy braku danych o rzeczywistym ruchu, obecnie je uniemożliwia. W pkt 6.8.7(101) normy [15] podano również informację, że można stosować metody uproszczone z Załącznika NN do normy [15], przy czym dotyczą one tylko mostów kolejowych.

(7) Uproszczoną metodę sprawdzania zmęczenia w betonie podano w pkt 6.8.7(2) normy [14], zgodnie z którym wytrzymałość betonu na zmęczenie przy ściskaniu jest wystarczająca, gdy spełnione są warunki określone wzorami (6.77) normy [14] (uwaga: w normie [14] w drugim warunku błędnie wstawiono wartość  $f_{ck}$  jako mnożnik wartości 0,9 i 0,8, prawidłową zależność podano poniżej):

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}},$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 & \text{dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 & \text{dla } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

w których:

$\sigma_{c,max}$  – maksymalne naprężenie ściskające w rozpatrywanym włóknie betonu pod wpływem częstej kombinacji obciążeń,

$\sigma_{c,min}$  – minimalne naprężenie ściskające w tym samym włóknie betonu, w którym wystąpiło  $\sigma_{c,max}$  (jeżeli  $\sigma_{c,min}$  jest naprężeniem rozciągającym, należy przyjąć  $\sigma_{c,min} = 0$ ),

$f_{cd,fat}$  – obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu, wzór (6.76) normy [14]):

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right),$$

gdzie:

$f_{ck}, f_{cd}$  – charakterystyczna i obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie (przy wyznaczaniu wytrzymałości obliczeniowej należy w tym przypadku stosować współczynnik  $\alpha_{cc} = 1,0$  [34]),

$k_1$  – współczynnik, który może być określony w Załączniku Krajowym, wartość zalecana dla  $N = 10^6$  cykli według normy [14] wynosi 0,85,

$t_0$  – wiek betonu na początku obciążenia cyklicznego wyrażony w dniach,

$\beta_{cc}(t_0)$  – współczynnik wytrzymałości betonu przy pierwszym obciążeniu według pkt 3.1.2(6) normy [14] (por. pkt 8.1.3.1 obliczeń).

(8) Sprawdzenie wytrzymałości betonu na zmęczenie przedstawiono na przykładzie włókien górnych belki oraz płyty w środku rozpiętości przęsła środkowego w chwili oddania obiektu do użytkowania.

(9) Maksymalny i minimalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji częstej wynoszą odpowiednio:  $M_{Q,freq,max} = 821$  kNm i  $M_{Q,freq,min} = -311$  kNm. Pozostałe oznaczenia przyjęto według pkt 8.2.5.1 obliczeń oraz tab. 8.2.2.1.2 i 8.2.2.1.3.

(10) Naprężenia maksymalne i minimalne na górnej krawędzi betonu belki od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_3 = 210$  dni) wynoszą odpowiednio:

$$\sigma_{cb,max} = \frac{r_{inf} P_{mo}}{A_{cN}} - \frac{r_{inf} P_{mo} z_{sN} \gamma_{gN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{gN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} + \frac{M_{Q,freq,max} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN}}{0,0593 \text{ m}^4} - \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + \frac{821 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 11,5 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cb,min} = \frac{r_{inf} P_{mo}}{A_{cN}} - \frac{r_{inf} P_{mo} z_{sN} \gamma_{gN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{gN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} + \frac{M_{Q,freq,min} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN}}{0,0593 \text{ m}^4} - \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + \frac{-311 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 6,0 \text{ MPa}.$$

(11) Współczynnik wytrzymałości betonu belki przy pierwszym obciążeniu cyklicznym belki w czasie  $t_3 = 210$  dni, przy przyjęciu współczynnika  $s = 0,2$  dla cementu klasy R jest równy:

$$\beta_{cc}(t_3) = \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[ 0,2 \times \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{210}} \right) \right] = 1,14.$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu belki przy przyjęciu współczynnika  $\alpha_{cc} = 1,0$ :

$$f_{cd,b} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,b}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{50 \text{ MPa}}{1,4} = 35,7 \text{ MPa}.$$

Obliczeniową wytrzymałość zmęczeniową betonu belki obliczono ze wzoru (6.76) normy [14]:

$$f_{cdb,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_3) f_{cd,b} \left( 1 - \frac{f_{ck,b}}{250} \right) = 0,85 \times 1,14 \times 35,7 \times \left( 1 - \frac{50}{250} \right) = 27,6 \text{ MPa}.$$

Stosunek maksymalnych naprężeń na górnej krawędzi belki od kombinacji częstej do obliczeniowej wytrzymałości zmęczeniowej betonu belki wynosi:

$$\frac{\sigma_{cb,max}}{f_{cdb,fat}} = \frac{11,5}{27,6} = 0,42$$

i jest mniejszy od wartości granicznych:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cb,min}}{f_{cdb,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{6,0}{27,6} = 0,6 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

(12) Naprężenia maksymalne i minimalne na górnej krawędzi betonu płyty od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_3 = 210$  dni, beton płyty w wieku  $t_3 - t_1 = 180$  dni) wynoszą odpowiednio:

$$\sigma_{cp,max} = \alpha_b \frac{M_{Gk2} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} + \alpha_b \frac{M_{Q,freq,max} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,86 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{1263 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 2,8 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp,min} = \alpha_b \frac{M_{Gk} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} + \alpha_b \frac{M_{Q,freq,min} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,86 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{-311 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = -0,3 \text{ MPa}.$$

Ponieważ  $\sigma_{cp,min}$  jest naprężeniem rozciągającym, przyjęto  $\sigma_{cp,min} = 0 \text{ MPa}$ .

(13) Współczynnik wytrzymałości betonu płyty przy pierwszym obciążeniu cyklicznym płyty w czasie  $t_3 - t_1 = 180$  dni i przy przyjęciu współczynnika  $s = 0,25$  dla cementu klasy N wynosi:

$$\beta_{cc}(t_3 - t_1) = \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[ 0,25 \times \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{180}} \right) \right] = 1,16.$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty przy przyjęciu współczynnika  $\alpha_{cc} = 1,0$  wynosi:

$$f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 21,4 \text{ MPa},$$

a obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu belki wyznaczona ze wzoru (6.76) normy [14]:

$$f_{cdp,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_3 - t_1) f_{cd,p} \left( 1 - \frac{f_{ck,p}}{250} \right) = 0,85 \times 1,16 \times 21,4 \times \left( 1 - \frac{30}{250} \right) = 18,6 \text{ MPa}.$$

(14) Stosunek maksymalnych naprężeń od kombinacji częstej na górnej krawędzi płyty do obliczeniowej wytrzymałości zmęczeniowej betonu płyty wynosi:

$$\frac{\sigma_{cp,max}}{f_{cdp,fat}} = \frac{2,8}{18,6} = 0,15$$

i jest mniejszy od wartości granicznych:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cp,min}}{f_{cdp,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{0}{18,6} = 0,50 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

## Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej nad podporą pośrednią

(15) Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej nad podporą pośrednią przeprowadzono, stosując ekwiwalentny zakres naprężeń według pkt 6.8.5 normy [14]. Zgodnie z pkt 6.8.5(3) tej normy nośność na zmęczenie stali zbrojeniowej lub sprężającej i łączników uważa się za odpowiednią, jeżeli spełniona jest nierówność określona wzorem (6.71) normy [14]:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}},$$

w którym:

$\Delta\sigma_{s,equ}(N^*)$  – równoważny ze względu na uszkodzenie zakres naprężeń zależny od rodzaju zbrojenia i liczby cykli obciążenia  $N^*$ ,

$\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$  – zakres naprężenia przy  $N^*$  cyklach według odpowiedniej krzywej zmęczenia S-N, określonej na podstawie rys. 6.30 oraz tab. 6.3N i 6.4N normy [14] (dla prostych prętów zbrojeniowych  $\Delta\sigma_{s,Rsk}(10^6) = 162,5$  MPa),

$\gamma_{F,fat}$  – współczynnik częściowy oddziaływań zmęczeniowych według pkt 2.4.2.3 normy [14], który może być określony w Załączniku Krajowym, zalecana wartość [14] wynosi  $\gamma_{F,fat} = 1,0$ ,

$\gamma_{s,fat}$  – współczynnik częściowy stali zbrojeniowej lub sprężającej przy obciążeniu zmęczeniowym; zgodnie z pkt 2.4.2.4(1) normy [14] przy sprawdzaniu zmęczenia należy przyjmować współczynniki z tab. 2.1N (tab. NA.2 Załącznika Krajowego do normy [14]) jak dla trwałej sytuacji obliczeniowej ( $\gamma_{s,fat} = 1,15$ ).

(16) W przypadku sprawdzenia zmęczenia w mostach metoda naprężeń równoważnych jest opisana w Załączniku NN do normy [15]. Zgodnie z pkt NN.2.1(101) tej normy w przypadku mostów drogowych wykorzystuje się zmodyfikowany model obciążenia zmęczeniowego FLM3 według pkt 4.6.4 normy [13]. Modyfikacja polega na zwiększeniu obciążenia na oś względem wartości podanych w normie [13] przez pomnożenie ich przez następujące współczynniki:

- 1) 1,75 – w przypadku sprawdzania podpór pośrednich mostów ciągłych (uwaga: zapis ten w normie [15] jest nieprecyzyjny i sugeruje, że chodzi o same podpory, podczas gdy zgodnie z pkt 6.8.1(102) normy [15] nie ma konieczności sprawdzania na zmęczenie filarów i słupów, które nie są w sposób sztywny połączone z konstrukcją przęsła; współczynnik 1,75 należy przyjmować również do sprawdzania konstrukcji przęseł w przekrojach nad podporami pośrednimi [34, 44]),
- 2) 1,40 – w przypadku sprawdzania innych obszarów konstrukcji przęsła.

(17) W analizowanym przypadku sprawdzeniu poddano przekrój nad podporą pośrednią. Przyjęto zatem współczynnik 1,75, co daje obciążenie na oś modelu FLM3 równe  $1,75 \times 120$  kN = 210 kN. Zakres naprężeń równoważnych należy obliczać na podstawie wzoru (NN.101) normy [15]:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,Ec} \lambda_s,$$

w którym:

$\Delta\sigma_{s,Ec}$  – zakres naprężenia zmęczeniowego od modelu obciążenia FLM3 według normy [13] przy zwiększonym obciążeniu na oś według pkt NN.2.1(101) normy [15], przy założeniu kombinacji obciążeń (pkt 6.8.3 normy [14]),

$\lambda_s$  – równoważny współczynnik zmęczenia uwzględniający warunki, w tym natężenie ruchu na moście, projektowany okres użytkowania i rozpiętość elementu.

(18) Równoważny współczynnik zmęczenia  $\lambda_s$  wyznacza się ze wzoru (NN.102) normy [15]:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4},$$

gdzie:

$\varphi_{fat}$  – współczynnik wpływu równoważnego uszkodzenia wywołanego nierównościami powierzchni określanymi według Załącznika B do normy [13], wynoszący 1,2 w przypadku powierzchni o dobrej szorstkości lub 1,4 w przypadku powierzchni o średniej szorstkości (przyjęto  $\varphi_{fat} = 1,2$ ),

$\lambda_{s,1}$  – współczynnik zależny od rodzaju elementu (np. belka ciągła) oraz uwzględniający efekt uszkodzeń spowodowanych ruchem w zależności od długości linii wpływu według rys. NN.1 i NN.2 normy [15] (przyjęto dla podpory pośredniej  $\lambda_{s,1} = 1,07$ ),

$\lambda_{s,2}$  – współczynnik uwzględniający natężenie ruchu określony wzorem (NN.103) normy [15]:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}},$$

w którym:

$N_{obs}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok (w milionach, na pas ruchu powolnego) zgodnie z tab. 4.5 normy [13],

$k_2$  – pochylenie odpowiedniej krzywej Wöhlera według tab. 6.3N i 6.4N normy [14] (dla prętów prostych i odgiętych  $k_2 = 9$ ),

$\bar{Q}$  – współczynnik uwzględniający rodzaj ruchu według tab. NN.1 [15] (przyjęto jak dla ruchu długodystansowego  $\bar{Q} = 1,0$ ),

$\lambda_{s,3}$  – współczynnik określający projektowany okres użytkowania mostu określony wzorem (NN.104) normy [15]:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}}, \text{ dla okresu użytkowania } N_{years} = 100 \text{ lat } \lambda_{s,3} = 1,0,$$

$\lambda_{s,4}$  – współczynnik stosowany w przypadku, gdy element konstrukcyjny jest obciążony ruchem na więcej niż jednym pasie, określony wzorem (NN.105) normy [15]:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}},$$

gdzie:

$N_{obs,i}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok oczekiwanych na pasie  $i$ ,

$N_{obs,1}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok na pasie ruchu powolnego.

(19) Wartości  $N_{obs}$  można określać w Załącznikach Krajowych. Przykładowe liczby ciężkich pojazdów przewidywanych przez rok na jednym pasie ruchu powolnego podano w tab. 4.5 normy [13]. Zgodnie z uwagą 1. do pkt 4.6.1(3) normy [13] na każdym pasie ruchu szybkiego (tzn. używanym głównie przez samochody osobowe) można dodatkowo uwzględnić 10%  $N_{obs}$ . Na analizowanym obiekcie zlokalizowana jest jedna jezdnia drogi klasy A z trzema pasami ruchu, z których jeden jest pasem ruchu powolnego, a dwa pozostałe można potraktować jako pasy ruchu szybkiego. Na podstawie danych z tab. 4.5 normy [13] przyjęto  $N_{obs} = N_{obs,1} = 2,0 \times 10^6$  pojazdów ciężkich rocznie na pasie ruchu powolnego (jak dla dróg i autostrad z dwoma lub więcej pasami ruchu w jednym kierunku z dużym udziałem potoku samochodów ciężarowych). Stąd:  $N_{obs,2} = N_{obs,3} = 10\% \times 2,0 \times 10^6 = 0,2 \times 10^6$  i  $\sum N_{obs,i} = 2,4 \times 10^6$ .

(20) Współczynniki  $\lambda_{s,2}$  i  $\lambda_{s,4}$  wynoszą zatem:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} = 1,0 \times \sqrt[7]{\frac{2,0}{2,0}} = 1,0,$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[7]{\frac{2,4}{2,0}} = 1,02,$$

a równoważny współczynnik zmęczenia  $\lambda_s$ :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4} = 1,2 \times 1,07 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,02 = 1,31.$$

(21) W przypadku elementów sprężonych model FLM3 powinien być zastosowany wraz z kombinacją podstawową oddziaływań niecyklicznych według pkt 6.8.3 normy [14] (kombinacja częsta bez obciążeń ruchomych), ponieważ wpływ ciężaru własnego i pozostałych obciążeń determinuje, czy przekrój jest zarysowany czy nie, co z kolei wpływa na wartość naprężeń w cięgnach [35]. Natomiast w przypadku elementów żelbetowych zakres naprężenia zmęczeniowego  $\Delta\sigma_{s,Ec}$  można wyznaczać, stosując wyłącznie zmodyfikowany model obciążenia FLM3 według normy [13] i obliczając naprężenia z wykorzystaniem charakterystyk przekroju zarysowanego zgodnie z pkt 6.8.2(1)P normy [14].

(22) Wartości momentów zginających nad podporą pośrednią od obciążenia modelem obciążenia zmęczeniowego FLM3 według normy [13] wynoszą:

$$M_{fat,max} = 42 \text{ kNm}, \quad M_{fat,min} = -323 \text{ kNm}.$$



Zmiana momentu zginającego od obciążenia zmodyfikowanym modelem obciążenia zmęczeniowego (1,75 × FLM3) wynosi zatem:

$$\Delta M_{fat} = 1,75 \times (M_{fat,max} - M_{fat,min}) = 1,75 \times (42 - (-323)) = 639 \text{ kNm.}$$

(20) Charakterystyki geometryczne zarysowanego przekroju sprrowadzonego wężła podporowego wynoszą [38]:

1) stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej i betonu wężła dla obciążeń krótkotrwałych:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{cm,p}} = \frac{200}{38,4} = 5,2,$$

2) wysokość strefy ściskanej

$$x_{p1} = \frac{-A_{s2} E_s + \sqrt{(A_{s2} E_s)^2 + 2b_p A_{s2} E_s E_{cm,p} d_{s2}}}{b_p E_{cm,p}} = \frac{-53,2 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} + \sqrt{(53,2 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa})^2 + 2 \times 90 \text{ cm} \times 53,2 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} \times 38,4 \text{ GPa} \times 130 \text{ cm}}}{90 \text{ cm} \times 38,4 \text{ GPa}} = 25,4 \text{ cm,}$$

3) moment bezwładności

$$I_{p1} = \frac{1}{3} b_p x_{p1}^3 + \alpha_{s1} A_{s2} (d_{s2} - x_{p1})^2 =$$

$$\frac{1}{3} \times 90 \text{ cm} \times (25,4 \text{ cm})^3 + 5,2 \times 53,2 \text{ cm}^2 \times (130 \text{ cm} - 25,4 \text{ cm})^2 = 0,0352 \text{ m}^4.$$

(21) Zakres naprężenia zmęczeniowego w prętach zbrojeniowych wynosi:

$$\Delta \sigma_{s,Ec} = \alpha_{s1} \frac{\Delta M_{fat}}{I_{p1}} (d_{s2} - x_{p1}) = 5,2 \times \frac{639 \text{ kNm}}{0,0352 \text{ m}^4} \times (130 \text{ cm} - 25,4 \text{ cm}) = 99 \text{ MPa.}$$

Po pomnożeniu przez współczynnik  $\lambda_s$  zakres naprężeń równoważny ze względu na uszkodzenie według wzoru (NN.101) normy [15] jest równy:

$$\Delta \sigma_{s,equ} = \Delta \sigma_{s,Ec} \lambda_s = 99 \text{ MPa} \times 1,31 = 130 \text{ MPa.}$$

Zgodnie ze wzorem (6.71) [14] nośność na zmęczenie stali zbrojeniowej jest zapewniona, gdyż:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{s,equ} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}},$$

$$1,0 \times 130 \text{ MPa} \leq \frac{162,5 \text{ MPa}}{1,15},$$

$$130 \text{ MPa} \leq 141 \text{ MPa.}$$

## 8.2.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

### 8.2.4.1. Nośność na zginanie

(1) Pole powierzchni zbrojenia wymagane w stanie granicznym nośności na zginanie przekroju żelbetowego płyty pomostu w kierunku poprzecznym do osi mostu wyznaczono metodą uproszczoną, analogicznie do przekroju podporowego w kierunku podłużnym opisanego w pkt 8.2.3.1. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1)  $d_{sp} = 16,5 \text{ cm}$  – wysokość użyteczna przekroju podporowego dla zbrojenia górnego płyty,
- 2)  $M_{p,Ed} = 35,0 \text{ kNm}$  – maksymalny obliczeniowy moment zginający w płycie,
- 3)  $M'_{p,Ed} = -23,6 \text{ kNm}$  – minimalny obliczeniowy moment zginający w płycie.

(2) W metodzie uproszczonej przyjmuje się, że efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{eff} = \lambda x, \text{ gdzie } \lambda = 0,8 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,}$$

a naprężenia w betonie i stali:

$$\sigma_c = \eta f_{cd,p} = 18,2 \text{ MPa, gdzie } \eta = 1,0 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

(3) Odształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności jest równe:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,17\text{‰}$$

(4) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 16,5 \text{ cm} = 8,1 \text{ cm}$$

Z równania równowagi momentów względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego wyznaczono efektywną wysokość strefy ściskanej:

$$M_{p,Ed} = b_p x_{eff} \eta f_{cd,p} (d_{p1} - 0,5x_{eff}),$$

$$35 \text{ kNm} = 135 \text{ cm} \times x_{eff} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa} \times (16,5 \text{ cm} - 0,5x_{eff}).$$

Po rozwiązaniu równania kwadratowego:

$$x_{eff} = 0,9 \text{ cm} \leq x_{lim} = 8,1 \text{ cm}$$

Następnie z równania równowagi sił poziomych wyznaczono potrzebne pole przekroju zbrojenia rozciąganego:

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd,p}}{f_{yd}} = \frac{135 \text{ cm} \times 0,9 \text{ cm} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 5,0 \text{ cm}^2$$

(5) Jako zbrojenie dolne płyty przyjęto pręty  $\phi 10$  mm w rozstawie co 10 cm o polu przekroju:  $A_{s1,py} = 10,6 \text{ cm}^2$  na szerokość płyty  $b_p$  (co daje  $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Minimalne pole przekroju zbrojenia dolnego obliczono ze wzoru (9.1N) normy [14]:

$$A_{s1,min} = \max \left( 0,26 \frac{f_{ctm,p}}{f_{yk}} b_p d_{sp}; 0,0013 b_p d_{sp} \right) = \max \left( 0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 135 \text{ cm} \times 16,5 \text{ cm}; 0,0013 \times 135 \text{ cm} \times 16,5 \text{ cm} \right) = 3,35 \text{ cm}^2$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]):

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 135 \text{ cm} \times 21 \text{ cm} = 113 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne.

(6) Analogicznie wyznaczono, na podstawie momentów minimalnych, zbrojenie górne płyty. Wymagane pole przekroju zbrojenia górnego ze względu na stan graniczny nośności na zginanie wynosi:  $A_{s2,req} = 3,35 \text{ cm}^2$ . Przyjęto pręty  $\phi 10$  mm w rozstawie co 10 cm o polu przekroju:  $A_{s2,py} = 10,6 \text{ cm}^2$  na szerokość płyty  $b_p$  (co daje  $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

#### 8.2.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Wymiarowanie elementu żelbetowego na ścinanie przeprowadza się analogicznie do sposobu opisanego w pkt 8.2.3.2 obliczeń sprawdzenia dotyczącym dźwigara w kierunku podłużnym. Ze względu na znaczny udział obciążeń o charakterze skupionym przy generowaniu siły poprzecznej w płycie pomostu reguła 6.2.1(8) normy [14] nie ma zastosowania. Obliczeniowa wartość siły poprzecznej w płycie wynosi  $V_{p,Ed} = 45,3 \text{ kN}$ .

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(2) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_p d_{sp},$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{sp},$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sp}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{165}} \right); 2,0 \right] = 2,0,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_p d_{sp}} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{1060}{1350 \times 165} \right); 0,02 \right] = 4,76\text{‰}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2,0^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,54 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{p,Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 2,0 \times (100 \times 0,00476 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1350 \times 165 = 139 \text{ kN,}$$

$$V_{p,Rd,c2} = (0,54 + 0,15 \times 0) \times 1350 \times 165 = 121 \text{ kN,}$$

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(139; 121) = 139 \text{ kN.}$$

(3) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest mniejsza od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie.

$$V_{p,Ed} = 45,3 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 139 \text{ kN.}$$

Element nie wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Zgodnie z pkt 6.2.1(4) normy [14] w elementach takich jak płyty można nie stosować minimalnego zbrojenia na ścinanie.

### 8.2.4.3. Nośność na zmęczenie

(1) Sprawdzenie nośności na zmęczenie stali zbrojeniowej można przeprowadzić (alternatywnie do metody przedstawionej w pkt 8.2.3.3 obliczeń) na podstawie pkt 6.8.6(1) normy [14]. Zgodnie z tym pkt, jeżeli w niespajanych prętach zbrojenia rozciąganego zakres naprężeń pod częstym obciążeniem cyklicznym, przy jednoczesnym działaniu obciążeń kombinacji podstawowej spełnia warunek  $\Delta\sigma_s \leq k_1$ , to można przyjąć, że wytrzymałość zmęczeniowa jest wystarczająca. Wartość  $k_1$  może być podana w Załączniku Krajowym, wartością zalecaną według normy [14] jest  $k_1 = 70 \text{ MPa}$ .

(2) W przypadku prętów spajanych stosuje się analogiczne porównanie do wartości  $k_2$ , którą w normie [14] zalecono przyjmować na poziomie  $k_2 = 35 \text{ MPa}$ . Zgodnie z pkt 6.8.6(2) normy [14] sprawdzenie to można uprościć, stosując kombinację częstą obciążeń do wyznaczenia wartości naprężeń. Jeżeli wtedy wymagania są spełnione, to żadne dalsze sprawdzenia nie są konieczne.

(3) W niniejszym przykładzie wartości naprężeń w kierunku poprzecznym do osi mostu są bardzo małe (por. tab. 8.2.6.1.1). Wyznaczone w pkt 8.2.6.1 naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji charakterystycznej (dającej większe wartości niż kombinacja częsta) wynoszą 13,4 MPa i są znacznie mniejsze od wartości granicznej równej 70 MPa. W związku z tym warunek dla naprężeń od kombinacji częstej, a tym bardziej od częstego obciążenia cyklicznego będzie spełniony i nie potrzeba wykonywać dodatkowego sprawdzenia. Również w przypadku betonu naprężenia od kombinacji charakterystycznej są niewielkie i wynoszą maksymalnie 2,53 MPa.

(4) Stanowią one 0,14 wytrzymałości zmęczeniowej betonu płyty wyznaczonej w pkt 8.2.3.3 obliczeń, która wynosi  $f_{cd,fat} = 18,6 \text{ MPa}$ . Stosunek ten jest daleki od wartości granicznej dla kombinacji częstej wynoszącej  $0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$  lub 0,9 dla  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  (czyli minimum 0,5).

W związku z tym sprawdzenie pod częstą kombinacją obciążeń, dla której wartości naprężeń będą miały mniejsze wartości, nie jest konieczne.

(5) Zdaniem autora istnieje potrzeba doprecyzowania i uproszczenia warunków sprawdzania stanu granicznego nośności na zmęczenie mostów betonowych według norm [14, 15] przez wprowadzenie stosownych zapisów w Załączniku Krajowym (np. wzorem Francji), gdyż obecnie obowiązujące zapisy tych norm są nieprecyzyjne i niejednokrotnie mogą niepotrzebnie komplikować obliczenia.

## 8.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności – dźwigar główny w kierunku podłużnym

### 8.2.5.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności elementów sprężonych według normy [14, 15] obejmuje: ograniczenie naprężeń w betonie, stali zbrojeniowej i sprężającej, ograniczenie rys oraz ograniczenie ugięć.

(2) Podczas wyznaczania naprężeń i ugięć można zakładać, że przekroje poprzeczne są niezarysowane, jeżeli naprężenia rozciągające są mniejsze od  $f_{ct,eff}$  (pkt 7.1(2) normy [14]). Wartość  $f_{ct,eff}$  należy przyjmować jako  $f_{ctm}$  lub  $f_{ctm,fl}$  (w zależności od tego, na której wartości oparto obliczanie minimalnego zbrojenia rozciąganego).

(3) Zgodnie z normą [15], pkt 7.2(102) (jeśli nie podjęto innych środków zabezpieczających przed ograniczeniem trwałości wskutek pojawienia się rys podłużnych) naprężenia w betonie pod wpływem charakterystycznej kombinacji oddziaływań (w obszarach, gdzie przyjęto klasy ekspozycji XD, XF i XS) nie powinny być większe niż 60% charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie. Ponadto norma [14], pkt 5.10.2.2(5) zaleca ograniczenie naprężeń w betonie spowodowanych siłą sprężającą i innymi obciążeniami działającymi w chwili zwolnienia sprężenia do 60% charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie osiągniętej w chwili  $t$ , w której następuje przekazanie sprężenia na beton:  $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t)$ .

W elementach strunobetonowych, jeżeli na podstawie doświadczeń lub wyników badań wiadomo, że nie wystąpi podłużne zarysowanie, limit ten można zwiększyć do:  $\sigma_c \leq 0,7 f_{ck}(t)$ .

(4) Jeżeli naprężenia w betonie od obciążeń quasi-stałych są większe niż 45% charakterystycznej wytrzymałości betonu, to pełzanie uznaje się za nieliniowe (pkt 5.10.2.2(5), 7.2(3) normy [14]). W przeciwnym wypadku można zakładać liniowość pełzania (por. pkt 8.2.2.1):  $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t)$ .

(5) Krytyczny przekrój dla sprawdzenia powyższych warunków w chwili sprężenia zlokalizowany jest w na końcu długości transmisji siły sprężającej dla grupy cięgien z największą długością osłonek od końca elementu, gdzie siła sprężająca ma maksymalną wartość, a wpływ ciężaru własnego belki jest ograniczony. Długość transmisji oblicza się według zaleceń pkt 8.10.2.2 normy [14].

(6) W analizowanym przypadku przyjęto, że przekazanie sprężenia na beton nastąpi po osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie  $f_{ck,min}(t_0) = 37$  MPa (por. pkt 8.2.2.1). W związku z tym warunki te w chwili przekazania sprężenia na beton zostaną zachowane.

(7) Naprężenia w stali zbrojeniowej i sprężającej sprawdza się pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń (pkt 7.2(5) normy [14]). Naprężenia w zbrojeniu powinny być ograniczone do:  $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$  (lub  $1,0 f_{yk}$ , jeżeli są spowodowane odkształceniami wymuszonymi). Średnia wartość naprężenia w cięgnach sprężających nie powinna przekraczać:  $\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$ .

(8) Naprężenia od poszczególnych kombinacji oddziaływań w zależności od rozpatrywanego przypadku i analizowanej fazy pracy konstrukcji należy wyznaczać, uwzględniając:

- 1) efekty sprężenia wywołane górną lub dolną wartością charakterystyczną siły sprężającej  $P_{k,sup}$  i  $P_{k,inf}$  w zależności od tego, czy działanie sprężenia ma niekorzystny czy korzystny wpływ na wyliczaną wartość,
- 2) zmienną wartość siły sprężającej w czasie (po stratach doraźnych, reologicznych),
- 3) odpowiednie wartości charakterystyk geometrycznych przekrojów w zależności od: wieku betonu w momencie obciążenia i analizy, fazy pracy (przekrój niezespólny, zespólny) oraz charakteru obciążenia (długotrwałe, krótkotrwałe).

W przypadku obliczania naprężeń w cięgnach sprężających należy brać pod uwagę średnie wartości efektów sprężenia (bez uwzględniania współczynników  $r_{sup}$  i  $r_{inf}$ ) [44].

(9) W analizowanym przykładzie wartości naprężeń normalnych wyznaczono, uwzględniając charakterystyki przekrojów niezarysowanych (naprężenia rozciągające na długości belek nie przekraczają wartości  $f_{ctm}$ ). Poniżej przedstawiono obliczenia naprężeń dla przekroju w środku rozpiętości przęsła środkowego w fazie użytkowej na dwóch analizowanych etapach pracy konstrukcji: w chwili oddania obiektu do użytkowania (dla uproszczenia pominięto wpływ częściowej reologii na straty siły sprężającej i charakterystyki geometryczne przekrojów spowodowanych) oraz na końcu okresu eksploatacji (z uwzględnieniem pełnej reologii).

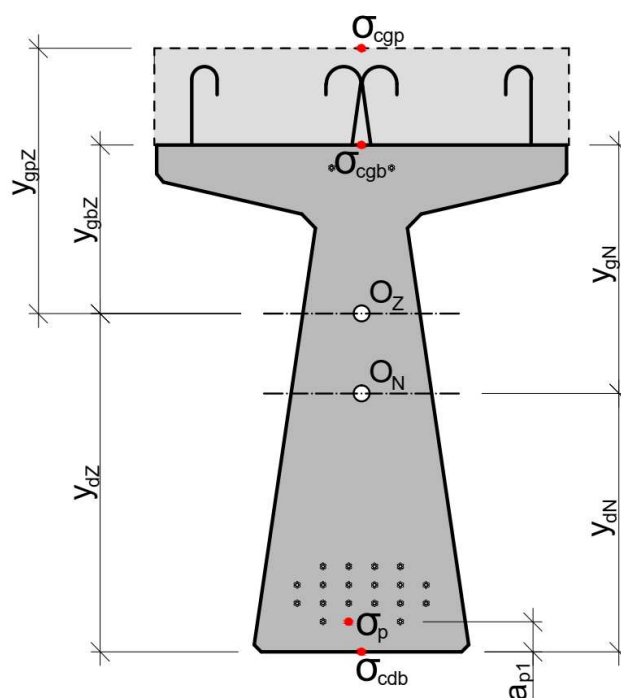
Przyjęto dane wejściowe do obliczeń naprężeń:

- 1)  $P_{m0} = 3968$  kN – siła sprężająca w przekroju przęsłowym po stratach doraźnych,
- 2)  $P_{mt} = 3545$  kN – siła sprężająca w przekroju przęsłowym po stratach doraźnych i reologicznych,
- 3)  $r_{sup} = 1,05$  – współczynnik dla górnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,
- 4)  $r_{inf} = 0,95$  – współczynnik dla dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,

- 5)  $M_{Gk1} = 1108 \text{ kNm}$  – moment zginający od obciążeń długotrwałych w fazie budowy (ciężar własny belki i mokrej płyty),
- 6)  $M_{Gk2} = 205 \text{ kNm}$  – moment zginający w przekroju przęsłowym od obciążeń długotrwałych w fazie użytkowej (wyposażenie, zmiana podparcia, osiadania),
- 7)  $M_{Q,rare} = 1263 \text{ kNm}$  – moment zginający w przekroju przęsłowym od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji charakterystycznej (ruchome + termiczne),
- 8)  $M_{Q,perm} = 207 \text{ kNm}$  – moment zginający w przekroju przęsłowym od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji quasi-stałej (termiczne),
- 9)  $M'_{Gk} = 730 \text{ kNm}$  – moment zginający nad podporą pośrednią od obciążeń długotrwałych w fazie użytkowej,
- 10)  $M'_{Q,rare} = 1280 \text{ kNm}$  – moment zginający nad podporą pośrednią od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji charakterystycznej,
- 11)  $a_{p1} = 0,065 \text{ m}$  – odległość dolnego rzędu cięgien od dolnej krawędzi przekroju,
- 12)  $A, I, y$  – charakterystyki geometryczne przekroju zestawione w tab. 8.2.2.1.2 i 8.2.2.1.3,
- 13)  $\alpha_b, \alpha_p, \alpha_s$  – stosunki modułów sprężystości betonu płyty, stali zbrojeniowej i sprężającej do modułu sprężystości belki:  $\alpha_b(t_n) = \frac{E_{cm,p}(t_n)}{E_{cm,b}(t_n)} = \frac{15,6 \text{ GPa}}{17,6 \text{ GPa}} = 0,88$ .

(10) W fazie eksploatacji w przekroju przęsłowym na działanie większych naprężeń ściskających od maksymalnych (dodatnich) momentów zginających narażona jest górna krawędź przekroju. Siła sprężająca w tym przypadku działa korzystnie, dlatego zastosowano współczynnik zmniejszający  $r_{inf}$ . Obciążenia sprężeniem, ciężarem własnym belek i płyty oddziałują na przekrój niezespólny, natomiast obciążenia od ciężaru elementów wyposażenia oraz obciążenia ruchome na przekrój zespolony.

(11) Poniżej przedstawiono sposób wyznaczania wartości naprężeń w sposób analityczny. Jako dodatnie przyjęto naprężenia ściskające w betonie i rozciągające w stali sprężającej. Oznaczenia naprężeń w poszczególnych pkt w przekroju przedstawiono na rys. 8.2.5.1.1.



**Rys. 8.2.5.1.1. Oznaczenia pkt w przekroju do sprawdzenia naprężeń ( $O_1$  i  $O_2$  – odpowiednio środki ciężkości przekroju niezespólnego i zespolonego)**

### Naprężenia w betonie belki od kombinacji charakterystycznej

(12) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{cgb,rare}(t_3) = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cN}} - \frac{r_{inf} P_{m0} z_{sN} \gamma_{GN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{GN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} + \frac{M_{Q,rare} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN}}{0,445 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + \frac{1263 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 13,69 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji wynoszą:

$$\sigma_{cgb,rare}(t_n) = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{cN}(t_n)} - \frac{r_{inf} P_{mt} z_{sN}(t_n) \gamma_{GN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{GN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}(t_n)}{I_{cZ}(t_n)} + \frac{M_{Q,rare} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN}}{0,485 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN} \times 0,333 \text{ m} \times 0,558 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,558 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,385 \text{ m}}{0,1486 \text{ m}^4} + \frac{1263 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 13,87 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości:  $0,6 f_{ck,b} = 30 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

### Naprężenia w betonie belki od kombinacji quasi-stałej

(13) Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{cgb,perm}(t_3) = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cN}} - \frac{r_{inf} P_{m0} z_{sN} \gamma_{GN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{GN}}{I_{cN}} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} + \frac{M_{Q,perm} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN}}{0,445 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,539 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + \frac{207 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 8,50 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji wynoszą:

$$\sigma_{cgb,perm}(t_n) = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{cN}(t_n)} - \frac{r_{inf} P_{mt} z_{sN}(t_n) \gamma_{GN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} + \frac{M_{Gk1} \gamma_{GN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} + \frac{M_{Gk2} \gamma_{gbZ}(t_n)}{I_{cZ}(t_n)} + \frac{M_{Q,rare} \gamma_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN}}{0,485 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN} \times 0,333 \text{ m} \times 0,558 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} + \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,558 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} + \frac{205 \text{ kNm} \times 0,385 \text{ m}}{0,1486 \text{ m}^4} + \frac{207 \text{ kNm} \times 0,366 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 8,68 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji quasi-stałej nie powinny przekraczać wartości:  $0,45 f_{ck,b} = 22,5 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

### Naprężenia w betonie płyty od kombinacji charakterystycznej

(14) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi płyty w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{cgp,rare}(t_3) = \alpha_b \frac{M_{Gk2} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} + \alpha_b \frac{M_{Q,rare} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,86 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{1263 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 3,96 \text{ MPa,}$$

a naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi płyty na końcu okresu eksploatacji:

$$\sigma_{cgp,rare}(t_n) = \alpha_b(t_n) \frac{M_{Gk2} \gamma_{gpZ}(t_n)}{I_{cZ}(t_n)} + \alpha_b \frac{M_{Q,rare} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,88 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,595 \text{ m}}{0,1486 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{1263 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 3,88 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości:  $0,6 f_{ck,p} = 18 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

### Naprężenia w betonie płyty od kombinacji quasi-stałej

(15) Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi płyty w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{cgp,perm}(t_3) = \alpha_b \frac{M_{Gk2} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} + \alpha_b \frac{M_{Q,perm} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,86 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{207 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 1,11 \text{ MPa,}$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi płyty na końcu okresu eksploatacji:

$$\sigma_{cgp,rare}(t_n) = \alpha_b(t_n) \frac{M_{Gk2} \gamma_{gpZ}(t_n)}{I_{cZ}(t_n)} + \alpha_b \frac{M_{Q,perm} \gamma_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,88 \times \frac{205 \text{ kNm} \times 0,595 \text{ m}}{0,1486 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{207 \text{ kNm} \times 0,576 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 1,03 \text{ MPa.}$$

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji quasi-stałej nie powinny przekraczać wartości:  $0,45 f_{ck,p} = 13,5 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

### Naprężenia w stali sprężającej od kombinacji charakterystycznej

(16) Naprężenia w dolnym rzędzie cięgien sprężających od kombinacji charakterystycznej w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_p(t_3) = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \frac{M_{Gk1}(y_{dN}-a_{p1})}{I_{cN}} + \alpha_p \frac{M_{Gk2}(y_{dZ}-a_{p1})}{I_{cZ}} + \alpha_p \frac{M_{Q,rare}(y_{dZ}-a_{p1})}{I_{cZ}} = \frac{3968 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} + 4,39 \times \frac{1108 \text{ kNm} \times (0,561 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,059 \text{ m}^4} + 4,39 \times \frac{205 \text{ kNm} \times (0,734 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,1172 \text{ m}^4} + 4,39 \times \frac{117 \text{ kNm} \times (0,734 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,1172 \text{ m}^4} = 1280 \text{ MPa},$$

a naprężenia w dolnym rzędzie cięgien sprężających od kombinacji charakterystycznej na końcu okresu eksploatacji:

$$\sigma_p(t_n) = \frac{P_{mt}}{A_p} + \alpha_p(t_n) \frac{M_{Gk1}(y_{dN}(t_n)-a_{p1})}{I_{cN}(t_n)} + \alpha_p(t_n) \frac{M_{Gk2}(y_{dZ}(t_n)-a_{p1})}{I_{cZ}(t_n)} + \alpha_p \frac{M_{Q,rare}(y_{dZ}-a_{p1})}{I_{cZ}} = \frac{3545 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} + 11,06 \times \frac{1108 \text{ kNm} \times (0,542 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,0691 \text{ m}^4} + 11,06 \times \frac{205 \text{ kNm} \times (0,715 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,1486 \text{ m}^4} + 4,39 \times \frac{117 \text{ kNm} \times (0,734 \text{ m} - 0,065 \text{ m})}{0,1172 \text{ m}^4} = 1200 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w stali sprężającej od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości:  $0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

### Naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji charakterystycznej

(17) Ze względu na charakter pracy konstrukcji (sprężona, niezarysowana) naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji charakterystycznej w przęśle mają bardzo małe wartości (głównie ściskanie lub niewielkie rozciąganie), dalekie od wartości granicznych.

(18) Sprawdzenia warunku  $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$  mogą wymagać obszary przy podporach pośrednich, w którym może wystąpić zarysowanie. Poniżej przedstawiono sprawdzenie naprężeń w przekroju podporowym węzła uciągającego.

(19) Charakterystyki geometryczne zarysowanego przekroju sprowadzonego węzła podporowego wyznaczone w pkt 8.2.3.3 bez uwzględniania wpływów reologicznych wynoszą:  $x_{p1} = 25,4 \text{ cm}$  – wysokość strefy ścisanej,  $I_{p1} = 0,0352 \text{ m}^4$  – moment bezwładności.

(20) Naprężenia w prętach zbrojeniowych w węźle uciągającym w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{s2}(t_3) = \alpha_{s1} \frac{M_{Gk2} + M_{Q,rare}}{I_{p1}} (d_{s2} - x_{p1}) = 5,2 \times \frac{730 \text{ kNm} + 1280 \text{ kNm}}{0,0352 \text{ m}^4} \times (130 \text{ cm} - 25,4 \text{ cm}) = 311 \text{ MPa}.$$

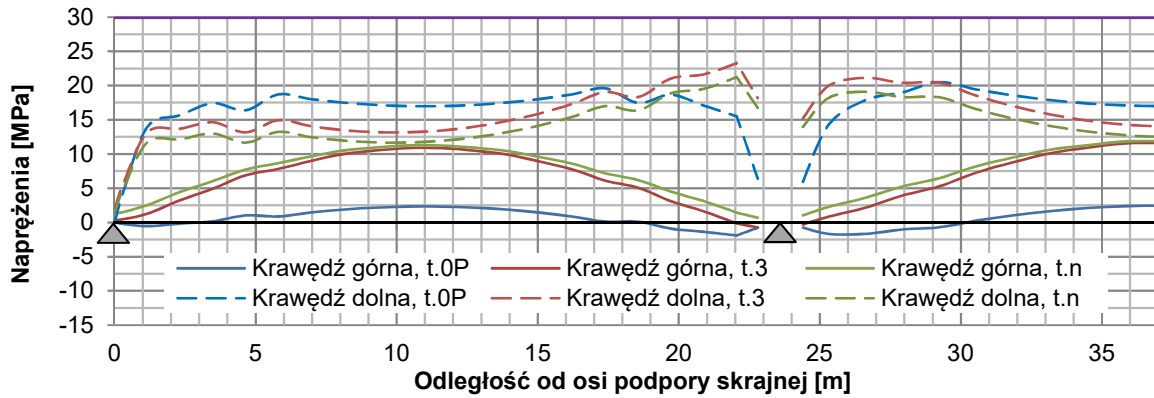
Po uwzględnieniu wpływu pełzania wartość naprężeń w stali zbrojeniowej na końcu okresu użytkowania wzrastają do  $\sigma_{s2}(t_n) = 316 \text{ MPa}$ . W obu przypadkach naprężenia w zbrojeniu są mniejsze od wartości granicznej, która wynosi:  $0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ .

(21) Norma [14] pozwala na wyznaczenie wartości współczynnika pełzania w zależności od wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia oraz w chwili analizy. Na tej podstawie można określić zmienne dla poszczególnych obciążeń i etapów analizy charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych oraz dokładnie określić naprężenia dla danych kombinacji obciążeń w stanach granicznych użytkowalności. Takie podejście przedstawiono w przykładzie dotyczącym obiektu jednoprzęsłowego z belek strunobetonowych. Jest ono jednak pracochłonne w obliczeniach analitycznych.

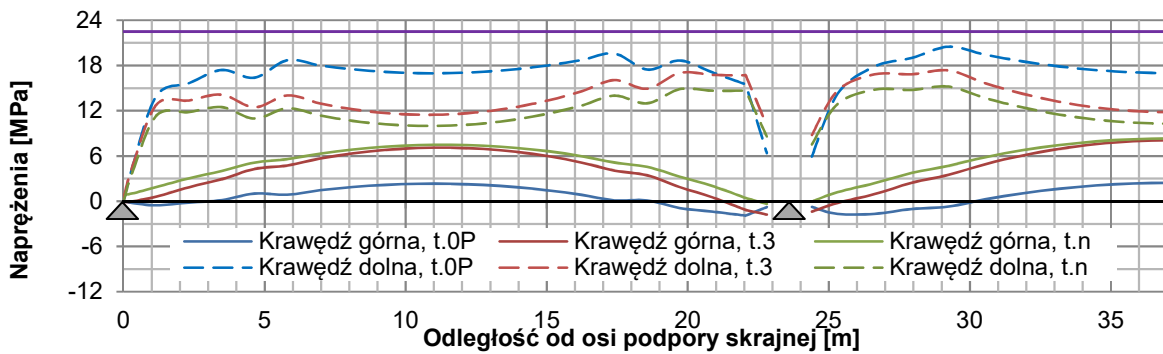
(22) W przykładzie dla uproszczenia obliczeń przyjęto jeden zestaw charakterystyk geometrycznych określonych dla wieku betonu przy pierwszym obciążeniu (sprężeniem i ciężar własnym w przypadku belki i wyposażeniem w przypadku płyty). Najwygodniejszym rozwiązaniem jest korzystanie z oprogramowania MES umożliwiającego analizę konstrukcji w poszczególnych fazach budowy przy uwzględnieniu historii obciążenia oraz wyznaczanie wartości naprężeń wprost z modelu numerycznego. Przedstawione powyżej obliczenia analityczne mogą służyć do kontroli wyników analiz numerycznych za pomocą MES.

(23) Na rys. 8.2.5.1.2–8.2.5.1.6 przedstawiono wykresy naprężeń wyznaczonych w modelu numerycznym na długości przęsła dla połowy obiektu (układ symetryczny). Poza obliczonymi przykładowymi wartościami naprężeń wyznaczono wartości na pozostałych krawędziach przekroju oraz w czasie  $t_{0P}$  – po ustawieniu belki na podporach tymczasowych (naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia).

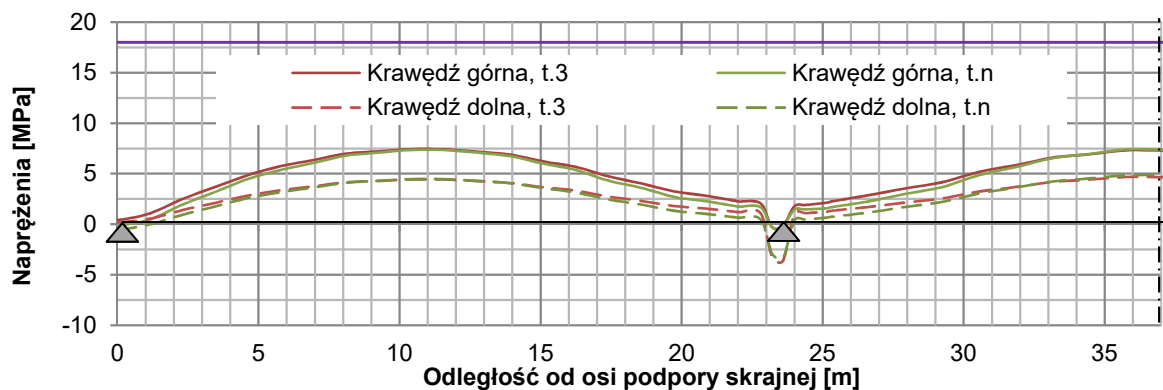
Ekstremalne wartości naprężeń w poszczególnych pkt charakterystycznych w przekroju uzyskano, uwzględniając maksymalne i minimalne wartości momentów zginających oraz odpowiednio korzystne ( $P_{k,inf}$ ) i niekorzystne ( $P_{k,sup}$ ) efekty sprężenia. Rys. 8.2.5.1.2–8.2.5.1.5 przedstawiają wykresy naprężeń w betonie belek i płyty od kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej, a rys. 8.2.5.1.6 wykres naprężeń w cięgnach sprężających od kombinacji charakterystycznej. Podczas wyznaczania naprężeń w modelu numerycznym uwzględniono wszystkie etapy pracy konstrukcji, wiek betonu belek i płyty w chwilach przykładania poszczególnych obciążeń, a także wpływ efektów reologicznych. W żadnym przypadku naprężenia nie przekraczają wartości granicznych.



Rys. 8.2.5.1.2. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej

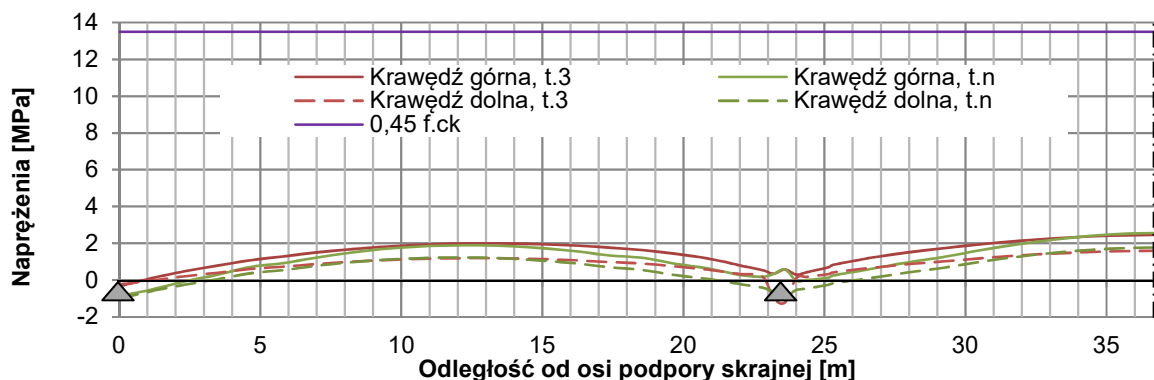


Rys. 8.2.5.1.3. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji quasi-stałej

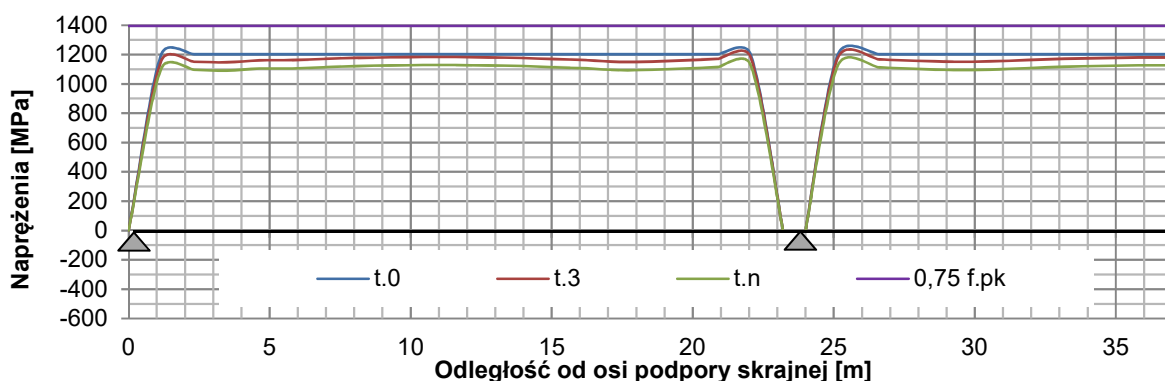


Rys. 8.2.5.1.4. Naprężenia w betonie płyty i węzła uciągającego na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej





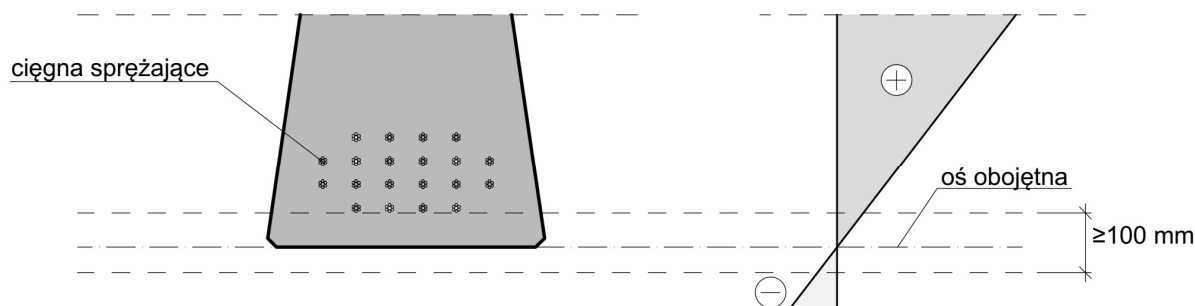
Rys. 8.2.5.1.5. Napężenia w betonie płyty i węża uciągającego na długości przęsła od kombinacji quasi-stałej



Rys. 8.2.5.1.6. Napężenia w cięgnach sprężających na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej

### 8.2.5.2. Ograniczenie rys

(1) Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rys według wytycznych norm [14, 15] jest uzależnione od typu elementu konstrukcyjnego (żelbetowe, sprężone cięgnami bez przyczepności lub z przyczepnością) oraz klasy ekspozycji (tab. 7.101N normy [15]). W przypadku elementów sprężonych cięgnami z przyczepnością i przyjętej klasy ekspozycji XD1 należy sprawdzić tzw. warunek dekompresji (odprężenia) pod wpływem częstej kombinacji obciążeń. Zgodnie z pkt 7.3.1(105) normy [15] warunek dekompresji wymaga, aby w odległości 100 mm od cięgien sprężających napężenia w betonie od odpowiedniej kombinacji obciążeń pozostały ściskające. W przypadku belek strunobetonowych sprowadza się to najczęściej do sprawdzenia naprężeń na krawędzi przekroju (rys. 8.2.5.2.1), które muszą pozostać ściskające (analogicznie do sprężenia pełnego według normy [6]).



Rys. 8.2.5.2.1. Graficzne przedstawienie warunku dekompresji w przypadku odległości cięgien od krawędzi <math>< 100\text{ mm}</math>

(2) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rys według norm [14, 15] sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji quasi-stałej obciążeń według pkt 7.3.4 normy [14], która nie powinna przekraczać wartości granicznej 0,3 mm (tab. 7.101N normy [15]).

Ponadto, zgodnie z założeniami pkt 7.3.2(1)P normy [15], w obszarach rozciąganych należy zastosować zbrojenie minimalne ze względu na zarysowanie, które można obliczać według pkt 7.3.2(102) normy [15].

### Sprawdzenie warunku dekompresji w przekroju przęsłowym

(3) W fazie eksploatacji w przekroju przęsłowym na dekompresję narażone są ciągną leżące najbliżej dolnej krawędzi przekroju. Krawędź dolna leży w odległości <100 mm od cięgien, miarodajne jest więc sprawdzenie na krawędzi przekroju. Ponieważ siła sprężająca działa korzystnie dla tego warunku, zastosowano współczynnik zmniejszający  $r_{inf}$ . Naprężenia wyznaczono w sposób analogiczny do przedstawionego w poprzednim pkt.

(4) Moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji częstej (ruchome + termiczne) wynosi:  $M_{Q,freq} = 821$  kNm. Pozostałe oznaczenia przyjęto według 8.2.5.1 obliczeń oraz danych zestawionych w tab. 8.2.2.1.2 i 8.2.2.1.3.

(5) Naprężenia w betonie od kombinacji częstej na dolnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

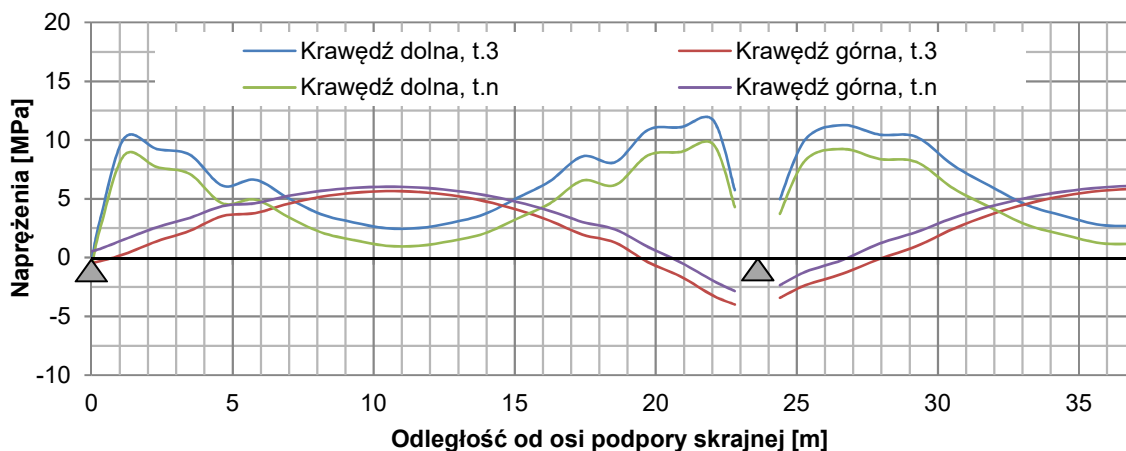
$$\sigma_{cgb,rare}(t_3) = \frac{r_{inf} P_{mo}}{A_{cN}} + \frac{r_{inf} P_{mo} z_{sN} \gamma_{dN}}{I_{cN}} - \frac{M_{Gk1} \gamma_{dN}}{I_{cN}} - \frac{M_{Gk2} \gamma_{dZ}}{I_{cZ}} - \frac{M_{Q,freq} \gamma_{dZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN}}{0,0593 \text{ m}^4} + \frac{0,95 \times 3968 \text{ kN} \times 0,352 \text{ m} \times 0,561 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} - \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,561 \text{ m}}{0,0593 \text{ m}^4} - \frac{205 \text{ kNm} \times 0,734 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} - \frac{821 \text{ kNm} \times 0,734 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 4,12 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji częstej na dolnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji:

$$\sigma_{cgb,rare}(t_n) = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{cN}(t_n)} + \frac{r_{inf} P_{mt} z_{sN}(t_n) \gamma_{dN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} - \frac{M_{Gk1} \gamma_{dN}(t_n)}{I_{cN}(t_n)} - \frac{M_{Gk2} \gamma_{dZ}(t_n)}{I_{cZ}(t_n)} - \frac{M_{Q,freq} \gamma_{dZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN}}{0,0691 \text{ m}^4} + \frac{0,95 \times 3545 \text{ kN} \times 0,333 \text{ m} \times 0,542 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} - \frac{1108 \text{ kNm} \times 0,542 \text{ m}}{0,0691 \text{ m}^4} - \frac{205 \text{ kNm} \times 0,715 \text{ m}}{0,1486 \text{ m}^4} - \frac{821 \text{ kNm} \times 0,734 \text{ m}}{0,1172 \text{ m}^4} = 0,92 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji częstej powinny być większe od 0 MPa (brak rozciągania). W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

(6) Naprężenia w betonie belek od kombinacji częstej służące do sprawdzenia warunku dekompresji na długości przęsła przedstawiono na rys. 8.2.5.2.2. Naprężenia na krawędzi dolnej pozostają ściskające. Natomiast na górnej krawędzi górnej belek w pobliżu podpór pośrednich występują naprężenia rozciągające. Nastąpi zatem dekompresja cięgien górnych, które jednak nie mają istotnego znaczenia w fazie użytkowej, ponieważ ich celem jest zabezpieczenie przed zarysowaniem belki przed wbudowaniem. Po zabetonowaniu płyty i poprzecznic rozciąganie w górnej strefie przekroju przy podporach jest przenoszone przez zbrojenie uciągające. W celu uniknięcia dekompresji cięgien górnych można stosować węzły uciągające o większej szerokości.



Rys. 8.2.5.2.2. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji częstej

### Obliczeniowa szerokość rys w przekroju podporowym węzła uciągającego

(7) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rys według norm [14, 15] sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji quasi-stałej obciążeń według pkt 7.3.4 normy [14], która nie powinna przekraczać wartości granicznej wynoszącej 0,3 mm (tab. 7.101N normy [15]). Ponadto, zgodnie z pkt 7.3.2(1)P normy [14] w obszarach rozciąganych należy zastosować zbrojenie minimalne ze względu na zarysowanie, które można obliczać według pkt 7.3.2(102) normy [15].

(8) Szerokość rysy oblicza się ze wzoru (7.8) normy [14]:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

w którym:

$s_{r,max}$  – maksymalny rozstaw rys,

$\varepsilon_{sm}$  – średnie odkształcenie stali zbrojeniowej,

$\varepsilon_{cm}$  – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami.

(9) Różnicę pomiędzy średnim odkształceniem zbrojenia i średnim odkształceniem betonu pomiędzy rysami można obliczać ze wzoru (7.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}; 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right),$$

gdzie:

$\sigma_s = 140$  MPa – naprężenie w zbrojeniu rozciągającym od kombinacji quasi-stałej obciążeń, obliczone przy założeniu, że przekrój jest zarysowany (analogicznie do pkt 8.2.3.3 obliczeń dla charakterystyk geometrycznych przekroju z uwzględnieniem pełzania),

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s2}}{A_{c,eff}} = \frac{53,2 \text{ cm}^2}{2268 \text{ cm}^2} = 0,0235, \text{ z tym że } A_{c,eff} \text{ jest określone według pkt 7.3.2(3) normy [14],}$$

$k_t = 0,4$  – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (dla obciążeń długotrwałych),

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm,p}(t_n)} = \frac{200}{15,6} = 12,8 - \text{stosunek modułów sprężystości stali i betonu (przyjęto jak dla obciążeń długotrwałych).}$$

(10) Różnica odkształceń w stali i betonie wynosi:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{140 \text{ MPa} - 0,4 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{0,0235} \times (1 + 12,8 \times 0,0235)}{200 \text{ GPa}}; 0,6 \frac{140 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}}\right) = \max(0,38\text{‰}; 0,42\text{‰}) = 0,42\text{‰}.$$

(11) Jeżeli rozstaw zbrojenia nie przekracza  $5(c + \phi/2)$ , maksymalny rozstaw rys można obliczać ze wzoru (7.11) (pkt 7.3.4(3) normy [14]):

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}},$$

w którym:

$c = 40$  mm + 10 mm = 50 mm – grubość otulenia zbrojenia podłużnego (otulenie zbrojenia górnego w płycie według tab. 8.1.3.1.2 + średnica prętów poprzecznych),

$k_1 = 0,8$  – współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia (dla prętów o wysokiej przyczepności),

$k_2 = 0,5$  – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń (dla zginania),

$k_3 = 3,4$ ,  $k_4 = 0,425$  – współczynniki zgodnie z uwagą do pkt 7.3.4(3) normy [14].

W analizowanym przypadku maksymalny rozstaw rys jest równy:

$$s_{r,max} = 3,4 \times 50 \text{ mm} + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{25 \text{ mm}}{0,0235} = 351 \text{ mm}.$$

Obliczeniowa szerokość rysy w przekroju podporowym płyty wynosi zatem:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 351 \text{ mm} \times 0,42\text{‰} = 0,15 \text{ mm}$$

i jest mniejsza od wartości granicznej:

$$w_k = 0,15 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}.$$

### **Minimalne pole przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie w przekroju podporowym**

(12) Pole przekroju zbrojenia w obszarach rozciąganych powinno być większe od minimalnego obliczonego ze wzoru (7.1) normy [15]:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s},$$

w którym:

$A_{ct} = 0,5 h_p b_p = 0,5 \times 140 \times 90 = 6300 \text{ cm}^2$  – pole powierzchni strefy rozciąganej betonu tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy,

$\sigma_s = 200 \text{ MPa}$  – wartość bezwzględna maksymalnego naprężenia dopuszczalnego w zbrojeniu natychmiast po utworzeniu się pierwszej rysy (tab. 7.2N i 7.3N normy [14] dla prętów  $\phi 25 \text{ mm}$  w rozstawie  $100 \text{ mm}$ ),

$k = 0,65$  – współczynnik zależny od wpływu nierównomiernych, samorównoważących się naprężeń, które prowadzą do zmniejszenia sił od odkształceń wymuszonych (jak dla średników o wysokości większej niż  $800 \text{ mm}$ ),

$k_c = 0,4$  – współczynnik uwzględniający postać rozkładu naprężeń wewnątrz przekroju tuż przed zarysowaniem i zmianę ramienia sił wewnętrznych (dla przekrojów zginanych bez udziału siły osiowej przyjmuje wartość  $0,4$ ).

Minimalne pole przekroju zbrojenia wynosi w tym przypadku:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 2,9 \text{ MPa} \times 6300 \text{ cm}^2}{200 \text{ MPa}} = 23,7 \text{ cm}^2.$$

Pole przekroju zbrojenia wyznaczone w stanie granicznym nośności na zginanie wynosi  $A_{s2} = 53,2 \text{ cm}^2$  i jest większe od wymaganego minimalnego pola przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie.

### **8.2.5.3. Ograniczenie ugięć**

(1) Norma [15] nie definiuje konkretnych kryteriów dla stanu granicznego ugięć w odniesieniu do mostów. Wytyczne w tym zakresie mogą być określone w Załączniku Krajowym lub stosownej specyfikacji zamawiającego.

Zgodnie z pkt 7.4.1 normy [14] odkształcenia konstrukcji lub jej elementów nie powinny wpływać negatywnie na ich działanie lub wygląd, a wartości graniczne ugięć należy ustalić, biorąc pod uwagę przeznaczenie i rodzaj konstrukcji. W myśl tej zasady ugięcia od obciążeń stałych należy ograniczać do poziomu zapewniającego zachowanie prawidłowej niwelety jezdni oraz odpowiednie odprowadzenie wód opadowych z powierzchni pomostu.

(2) W normach [14, 15] nie zdefiniowano również kombinacji obciążeń, pod wpływem której należałoby wyliczać ugięcia konstrukcji. Biorąc pod uwagę podstawy kalibracji modeli obciążeń ruchomych zestawione w tab. 2.1 normy [13], gdzie wartość charakterystyczna odpowiada 1000-letniemu okresowi powrotu (lub prawdopodobieństwu przekroczenia o 5% w ciągu 50 lat) ruchu na głównych drogach w Europie (przy przyjęciu współczynników dostosowawczych  $\alpha$  równych 1), a wartość częsta odpowiada tygodniowemu okresowi powrotu, zdaniem autora zasadne wydaje się obliczanie ugięć dla wartości częstych obciążeń ruchomych. Prawdopodobieństwo wystąpienia obciążenia o wartości charakterystycznej jest bardzo niewielkie. Wyznaczanie ugięć od kombinacji częstej obciążeń sugeruje także uwaga do pkt 6.5.3(2)b) normy [9], która mówi, że kombinacja ta jest zwykle stosowana do odwracalnych stanów granicznych.

(3) Punktem odniesienia może być norma [6], w której zdefiniowano graniczne ugięcia od obciążeń ruchomych mostów w zależności od typu konstrukcji. W przykładzie porównano ugięcia pochodzące od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych i częstych z dopuszczalnymi według normy [6].

Takie porównanie nie jest do końca adekwatne ze względu na różnice w modelach obciążeń ruchomych występujące w obu systemach norm, ale w świetle braku dokładnych wytycznych w normach [14, 15] stanowi pewien poziom odniesienia i pozwala w przybliżeniu ocenić wartości ugięć.

(4) Maksymalne wartości ugięć od obciążeń ruchomych obiektu występują w przęsłach skrajnych. Dopuszczalne ugięcia od obciążeń ruchomych dla belkowych mostów drogowych z betonu sprężonego o schemacie statycznym belki ciągłej dla przęseł skrajnych według normy [6] wynoszą w tym przypadku:

$$f_{dop} = \frac{L}{800} = \frac{23,6 \text{ m}}{800} = 29,5 \text{ mm.}$$

Ugięcia konstrukcji wyznaczone na podstawie modelu numerycznego wynoszą 15,3 mm i 9,2 mm odpowiednio dla wartości charakterystycznych i częstych obciążeń ruchomych, co stanowi 52% i 31% ugięć dopuszczalnych według normy [6]. Można zatem uznać, że wyznaczone wartości ugięć są na odpowiednim poziomie.

## 8.2.6. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

### 8.2.6.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości elementów żelbetowych według normy [15] obejmuje ograniczenie naprężeń, rys oraz ugięć. Przyjęto dane wejściowe:

- 1)  $M_{p,rare} = 25,7 \text{ kNm}$  – maksymalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 2)  $M_{p,perm} = 4,8 \text{ kNm}$  – maksymalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej,
- 3)  $M'_{p,rare} = -16,4 \text{ kNm}$  – minimalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 4)  $M'_{p,perm} = -7,0 \text{ kNm}$  – minimalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

(2) Przed wyznaczeniem naprężeń najpierw należy sprawdzić, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [14]). Położenie osi obojętnej i moment bezwładności niezarysowanego przekroju sprowadzonego płyty wynoszą:  $x_{p0} = 0,105 \text{ m}$ ,  $I_{p0} = 0,00107 \text{ m}^4$ .

(3) Naprężenia od kombinacji charakterystycznej na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego są równe:

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{p,rare} x_{p0}}{I_{p0}} = \frac{25,7 \text{ kNm} \times 0,105 \text{ m}}{0,00107 \text{ m}^4} = 2,53 \text{ MPa}$$

i są mniejsze od średniej wytrzymałości betonu płyty na rozciąganie:

$$\sigma_{c0} = 2,53 \text{ MPa} < f_{ctm,p} = 2,9 \text{ MPa.}$$

(4) Naprężenia w płycie w kierunku poprzecznym wyznaczono dla charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego na początku i na końcu okresu eksploatacji. W tab. 8.2.6.1.1 zestawiono maksymalne wartości naprężeń w płycie pomostu dla tych dwóch przypadków. Wyznaczone wartości naprężeń porównano z wartościami granicznymi:

- 1) dla kombinacji charakterystycznej – w betonie płyty  $0,6 f_{ck,p} = 18 \text{ MPa}$ , a w stali zbrojeniowej  $0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ,
- 2) dla kombinacji quasi-stałej – w betonie płyty  $0,45 f_{ck,p} = 13,5 \text{ MPa}$ .

Tab. 8.2.6.1.1. Wartości naprężeń w stanach granicznych użytkowości w płycie w kierunku poprzecznym [MPa]

Kombinacja obciążeń	Krawędź górna płyty	Krawędź dolna płyty	Zbrojenie dolne	Zbrojenie górne
	$\sigma_{cg}$	$\sigma_{cd}$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$
Charakterystyczna	2,53	1,62	13,4	8,5
Quasi-stała	0,47	0,69	-	-
Wartość graniczna	18/13,5		400	

### 8.2.6.2. Ograniczenie rys

(1) Naprężenia w betonie i zbrojeniu nadbetonu płyty w kierunku poprzecznym przyjmują bardzo małe wartości, dalekie do wartości granicznych. Przekrój pracuje w fazie niezarysowanej zarówno pod charakterystyczną, jak i pod quasi-stałą kombinacją obciążeń. Sprawdzenie ograniczenia rys, które wykonuje się dla kombinacji quasi-stałej obciążeń nie jest konieczne.

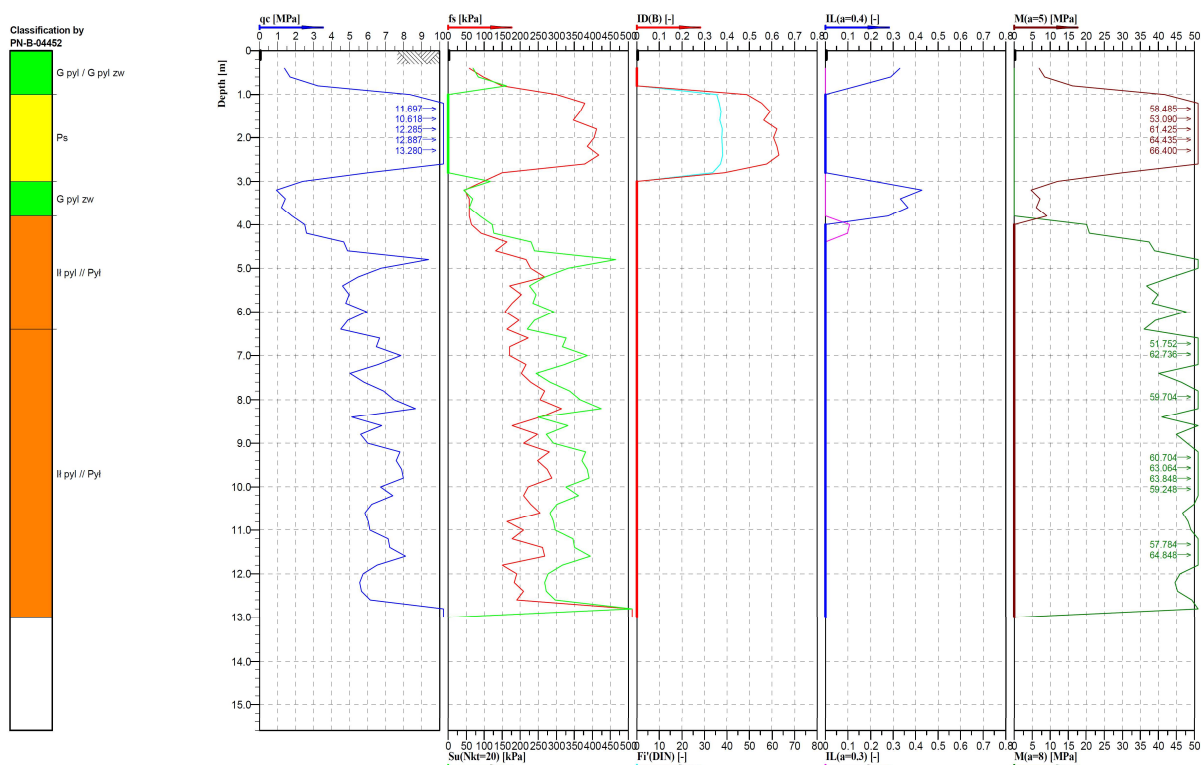
### 8.2.6.3. Ograniczenie ugięć

(1) Stan graniczny ograniczenia ugięć omówiono pkt 8.2.5.3. Sformułowania norm [14, 15] w tym zakresie są jednakowe dla elementów sprężonych i żelbetowych. Ze względu na brak kryteriów dotyczących granicznych wartości ugięć w normach [14, 15], a także brak odpowiednich wartości granicznych w normie [6] zrezygnowano ze sprawdzania stanu granicznego ograniczenia ugięć w kierunku poprzecznym. Graniczne wartości ugięć można wyznaczyć, np. określając minimalne spadki poprzeczne pomostu w celu zapewnienia właściwego odprowadzenia wód opadowych.

## 8.3. Przyczółek

### 8.3.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys.8.3.1.1).



Rys. 8.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków typowych dla występowania piasków średnich zagęszczonych.

(3) W przypadku sprawdzenia przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM tak dobrano, aby uśredniony moduł ścisłości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi

podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 8.3.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.

Tab. 8.3.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania [56]

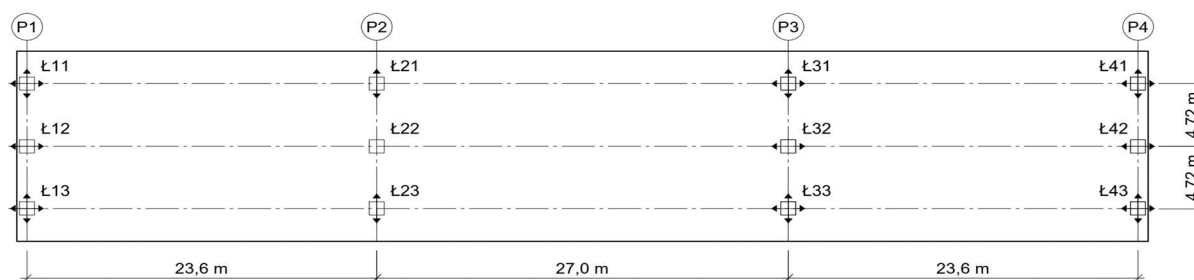
Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[-]
I	Piasek średni	0,7	35	0	18,5	95	0,3

## 8.3.2. Zestawienie obciążeń

### 8.3.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano przyczółek, na którym umieszczono łożysko wielokierunkowo przesuwne oraz jednokierunkowo przesuwne (rys. 8.3.2.1.1), tj. podporę nr 1. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumy pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/skracania się przęseł mostu. W tab. 8.3.2.1.1 i 8.3.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji maksymalnych działających na łożyska w przyczółku mostowym.

(2) Przeanalizowano łącznie osiem przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy: dwa dla łożyska Ł11 (maksymalna i minimalna dla PZ), cztery dla łożyska Ł12 (maksymalna i minimalna dla PZ i PY) i dwa dla łożyska Ł13 (maksymalna i minimalna dla PZ). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęseł obiektu mostowego z prefabrykatów strunobetonowych o rozpiętości przęseł 23,6 + 27,0 + 23,6 m dla drogi klasy A na obiekcie według karty katalogowej Z5-WPA WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania. Oddziaływanie związane z tarciem konstrukcji na łożyskach wyznaczono na podstawie 10% siły pionowej przypadającej na łożysko od obciążenia stałego.



Rys. 8.3.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

**Tab. 8.3.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska, w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł11**

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł11			Ł12			Ł13		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł11	Ciążar własny konstrukcji	-	-	975	-	0	981	-	-	975
$P_{z,max}$	Ciążar własny wyp.	-	-	174	-	0	124	-	-	218
	Sprężenie	-	-	0	-	0	0	-	-	0
	UDL + tłum	-	-	438	-	2	216	-	-	10
	TS	-	-	704	-	4	391	-	-	37
	MLC	-	-	791	-	5	216	-	-	-86
	Temperatura	-	-	87	-	0	89	-	-	87
	Reologia	-	-	36	-	0	7	-	-	37
	Hamowanie	-	-	9	-	-28	7	-	-	5
	Osiadanie	-	-	21	-	0	22	-	-	21
	Tarcie na łożyskach	114,9	-	0	110,5	0	0	119,3	-	0

**Tab. 8.3.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł12**

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł11			Ł12			Ł13		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł12	Ciążar własny konstrukcji	-	-	975	-	0	981	-	-	975
$P_{z,max}$	Ciążar własny wyp.	-	-	174	-	0	124	-	-	218
	Sprężenie	-	-	0	-	0	0	-	-	0
	UDL + tłum	-	-	172	-	-1	315	-	-	259
	TS	-	-	157	-	-2	508	-	-	468
	MLC	-	-	348	-	0	622	-	-	347
	Temperatura	-	-	87	-	0	89	-	-	87
	Reologia	-	-	22	-	0	49	-	-	24
	Hamowanie	-	-	5	-	35	7	-	-	10
	Osiadanie	-	-	21	-	0	22	-	-	21
	Tarcie na łożyskach	114,9	-	0	110,5	0	0	119,3	-	0



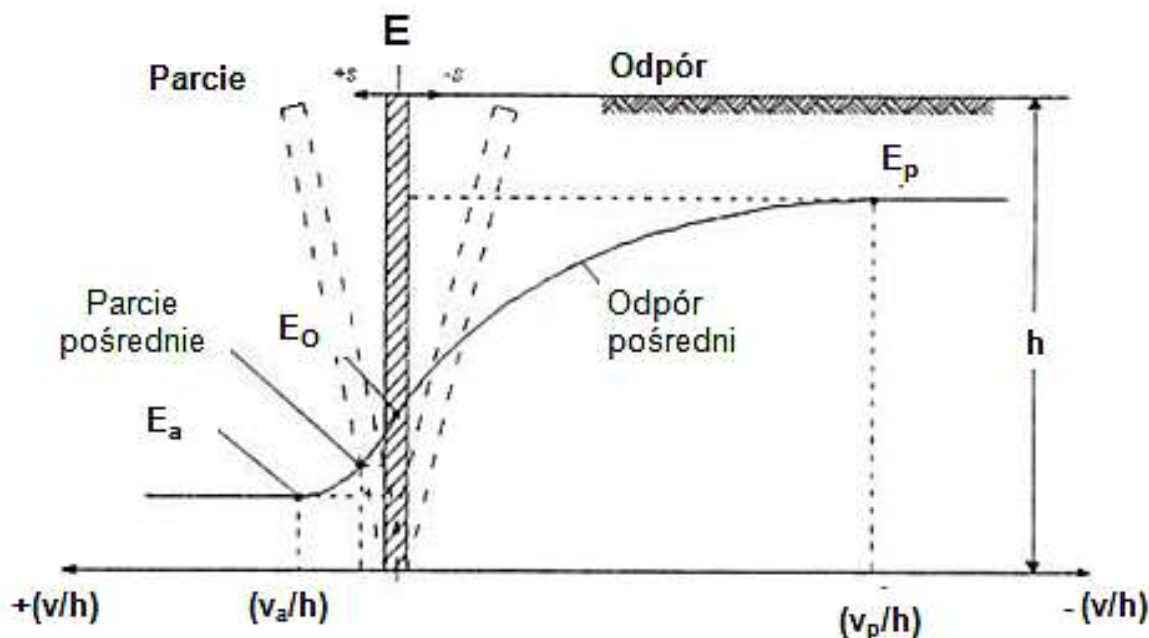
### 8.3.2.2. Parcie gruntu zasyпки

(1) Norma [23] zaleca wyznaczać wartości parcia i oporu gruntu w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej  $v$  (rys. 8.3.2.2.1):

- 1) parcie spoczynkowe – należy przyjmować przy braku przemieszczeń ściany, tzn. gdy stosunek przemieszczenia ściany  $v$  do jej wysokości  $h$  jest równy zero:  $v/h = 0$ ,
- 2) parcie graniczne czynne – należy przyjmować jako minimalne parcie przy względnych przemieszczeniach ściany (w kierunku od gruntu) powyżej wartości granicznej  $v_a/h$ :  $v/h \geq v_a/h$ ,
- 3) parcie pośrednie – należy przyjmować, gdy przemieszczenia ściany mieszczą się w przedziale:  $0 < v/h < v_a/h$ ,
- 4) odpór graniczny – należy przyjmować przy względnych przemieszczeniach ściany (w kierunku do gruntu) powyżej wartości granicznej  $v_p/h$ :  $v/h \geq v_p/h$ ,
- 5) odpór pośredni – należy przyjmować, gdy przemieszczenia ściany (w kierunku do gruntu) mieszczą się w przedziale:  $0 < v/h < v_p/h$ .

(2) W przypadku tradycyjnych przyczółków wspornikowych o relatywnie wysokich korpusach mamy do czynienia z charakterem parcia granicznego czynnego. W przypadku niskich przyczółków zatopionych w nasypie przemieszczenia względne korpusu przyczółka zwykle są mniejsze, co warunkuje charakter parcia czynnego pośredniego. W przypadku przyczółków zintegrowanych/ramowych należy projektować korpusy na działanie parcia spoczynkowego i/lub biernego pośredniego. Działanie parcia biernego granicznego praktycznie nie jest spotykane w mostownictwie. W zależności od konstrukcji przyczółka i spodziewanych jego przemieszczeń poziomych należy wstępnie założyć charakter parcia gruntu, a później go zweryfikować. W przykładzie obliczeniowym założono wstępnie działanie parcia granicznego czynnego.

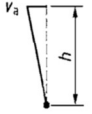

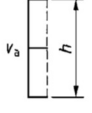
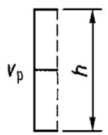
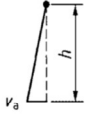
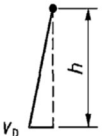
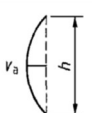
(3) Graniczne wartości parcia gruntu działającego na korpus przyczółka mostowego obliczono według wytycznych pkt C1 załącznika C do normy [23] z uwzględnieniem poprawki do normy [24]. Dane do projektowania – parametry tradycyjnej zasyпки mostowej z piasku średniego zagęszczonego zestawiono w tab. 8.3.2.2.2.



Rys. 8.3.2.2.1. Zasada określania parcia i oporu gruntu w zależności od przemieszczeń ściany

(4) W tab. 8.3.2.2.1 zestawiono przykładowe przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i oporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.

**Tab. 8.3.2.2.1. Wartości przemieszczeń  $v_a/h$  potrzebne do wzbudzenia parcia granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela lewa; wartości przemieszczeń  $v_p/h$  i  $v/h$  potrzebne do wzbudzenia odporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela prawa według [23]**

Rodzaj przemieszczenia ściany		$v_a/h$ grunty luźne %	$v_a/h$ grunty zagęszczone %	Rodzaj przemieszczenia ściany		$v_p/h$ grunty luźne %	$v_p/h$ grunty zagęszczone %
a)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2	a)		od 7 (1,5) do 25 (4,0)	od 5 (1,1) do 10 (2,0)
b)		0,2	0,05 do 0,1	b)		od 5 (0,9) do 10 (1,5)	od 3 (0,5) do 6 (1,0)
c)		od 0,8 do 1,0	od 0,2 do 0,5	c)		od 6 (1,0) do 15 (1,5)	od 5 (0,5) do 6 (1,3)
d)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2	gdzie: $v_p$ przemieszczenie ściany wzbudza odpór graniczny $h$ wysokość ściany			
gdzie: $v_a$ przemieszczenie ściany wzbudza parcie graniczne $h$ wysokość ściany							

**Tab. 8.3.2.2.2. Dane do projektowania parcia gruntu zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego**

Cecha	Wartość	Uwagi
[-]	[-]	[-]
Kąt tarcia wewnętrznego gruntu zasypowego	$\varphi_n = 35^\circ$	-
Spójność gruntu zasypowego	$c = 0$ kPa	pominięto, grunt niespoisty
Ciężar objętościowy gruntu zasypowego	$\gamma = 18,5$ kN/m <sup>3</sup>	-
Pionowe obciążenie naziomu	$q = 0$ kPa	analiza bez obciążenia naziomem
Kąt tarcia gruntu o ścianę przyczółka	$\delta = 0^\circ$	nie uwzględniono tarcia gruntu o ścianę
Przyczepność (adhezja) pomiędzy gruntem i korpusem	$a = 0$ kPa	pominięto, grunt niespoisty
Ciśnienie wody w porach gruntu	$u = 0$ kPa	pominięto, zapewniono drenaż
Naziom płaski / ściana korpusu pionowa	$\alpha = 0^\circ / \beta = 0^\circ$	parametry pomocnicze dla rozwiązania empirycznego

(5) W Załączniku C do normy [23] są podane wzory do wyznaczania wartości jednostkowego parcia granicznego gruntu:

$$\sigma_a(z) = K_a \times \left[ \int_0^z \gamma dz + q - u \right] + u - c \times K_{ac},$$

$$K_{ac} = 2 \times \sqrt{K_a \times \left( 1 + \frac{a}{c} \right)} \text{ oraz } K_{ac} \leq 2,56 \times \sqrt{K_a},$$

gdzie:

$\int_0^z \gamma dz$  – całka od powierzchni terenu do głębokości  $z$  [kPa],

$q$  – równomierne obciążenie pionowe naziomu [kPa],

$c$  – kohezja, spójność gruntu [kPa],

$a$  – adhezja, przyczepność pomiędzy gruntem i ścianą [kPa],

$K_a$  – współczynnik poziomego parcia granicznego gruntu,

$z$  – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m<sup>3</sup>],

$u$  – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa].

(6) Wartości  $K_a$  można odczytać z wykresów w Załączniku C do normy [23] lub wyznaczyć ze wzorów empirycznych. Dla warunków podanych w tab. 8.3.2.2.2 wartość współczynnika parcia czynnego wynosi:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \varphi_n)^2}{\cos(\alpha)^2 \times \cos(\alpha + \delta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta) \times \sin(\varphi_n - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos(0^\circ - 35^\circ)^2}{\cos(0^\circ)^2 \times \cos(0^\circ + 0^\circ) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 0^\circ) \times \sin(35^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ) \times \cos(0^\circ - 0^\circ)}}\right)^2} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = \frac{1 - 0,573}{1 + 0,573} = 0,271.$$

Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na korpus przyczółka wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 11,9 = 59,66 \text{ kPa.}$$

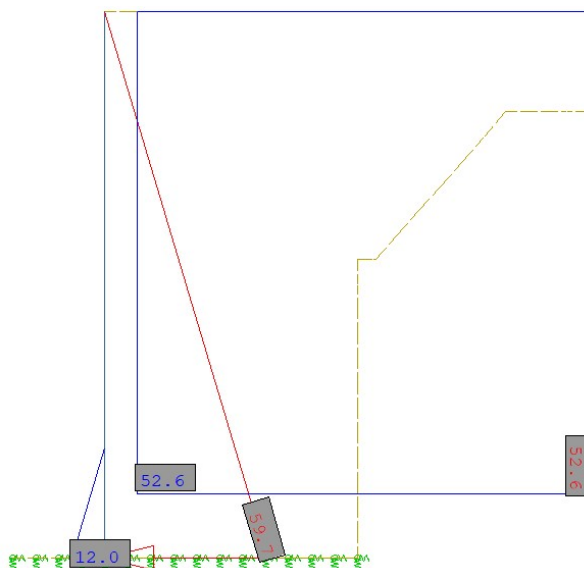
(7) W przypadku ścian bocznych przyczółka parcie będzie działać tylko na wysokości korpusu, tj. 10,5 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na ściany boczne wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 10,5 = 52,64 \text{ kPa.}$$

(8) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie działające od strony niższego naziomu – różnica poziomów 2,4 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające od strony niższego naziomu:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 2,4 = 12,03 \text{ kPa.}$$

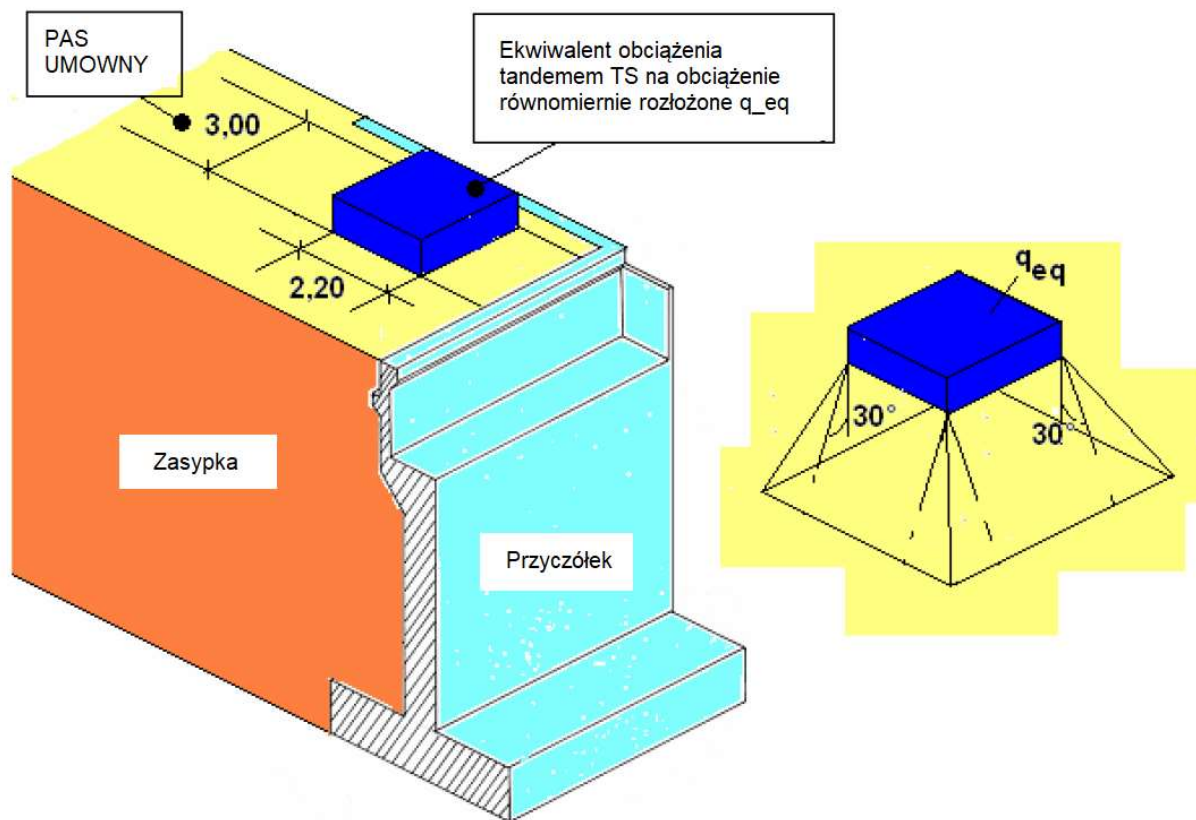
Przyjęcie parcia granicznego czynnego od strony niższego naziomu jest bardzo konserwatywne, zaprojektowano w stronę bezpieczną z uwagi na możliwość częściowego odkopania przyczółka. W ogólnym przypadku można przyjąć działanie parcia spoczynkowego. Na rys. 8.3.2.2.2 pokazano przyłożenie parcia od zasypki w przyczółku.



Rys. 8.3.2.2.2. Przyłożenie parć od zasypki do przyczółka mostowego – widok z boku [kPa]

### 8.3.2.3. Parcie od obciążenia naziomu na korpus przyczółka

(1) Jezdnia położona za przyczółkiem została obciążona modelem obciążenia LM1 (rys. 8.3.2.3.1). Dla uproszczenia obliczeń obciążenia od układu tandemowego zastąpiono równoważnym obciążeniem oznaczonym  $q_{ed}$  rozłożonym na powierzchni prostokąta o szerokości 3,0 m i długości 2,20 m dla każdego pasa umownego zgodnie z normą [13] i uśredniono dla całej szerokości jezdni.



Rys. 8.3.2.3.1. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego naziomu przyczółka, na podstawie [13]

(2) Przedmiotowy przykład obliczeniowy dotyczy obiektu mostowego, po którym jest przeprowadzona droga klasy A. Dla danej kategorii drogi należy odczytać współczynniki dostosowawcze do modelu obciążenia LM1 (tab. 8.3.2.3.1). Obciążenia mają wartość:

Tab. 8.3.2.3.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1

Klasa obciążenia mostu	Współczynniki dostosowawcze					
	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Ql, l \geq 2}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{ql, l \geq 3}$	$\alpha_{qr}$
Klasa I – droga A, S, GP, G	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
Klasa II – droga Z, L, D	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

(3) Obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 1 wynosi:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \times \alpha_{Q1} = 300 \times 1,0 = 300 \text{ kN},$$

obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 2:

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN} \times \alpha_{Q2} = 200 \times 1,0 = 200 \text{ kN},$$

obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 3:

$$Q_{3k} = 100 \text{ kN} \times \alpha_{Q3} = 100 \times 1,0 = 100 \text{ kN},$$

a szerokość jezdni  $w_j = 11,6$  m. Na jezdni wydzielono trzy pasy umowne po 3,0 m szerokości każdy oraz obszar pozostały o szerokości 2,6 m.

(4) Równoważne obciążenie  $q_{ed}$  od pojazdu TS:

$$q_{ed,TS} = \frac{2 \times Q_{1k} + 2 \times Q_{2k} + 2 \times Q_{3k}}{3 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = \frac{2 \times 300 \times 200 + 2 \times 100}{3 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = 60,61 \text{ kPa},$$

przy czym obciążenie UDL na pasie umownym nr 1:

$$q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,33 = 11,97 \text{ kPa},$$

obciążenie UDL na pasie umownym nr 2:

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q2} = 2,5 \times 2,4 = 6,0 \text{ kPa},$$

obciążenie UDL na pasie umownym nr 3:

$$q_{3k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q3} = 2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kPa},$$

a obciążenie UDL na obszarze pozostałym:

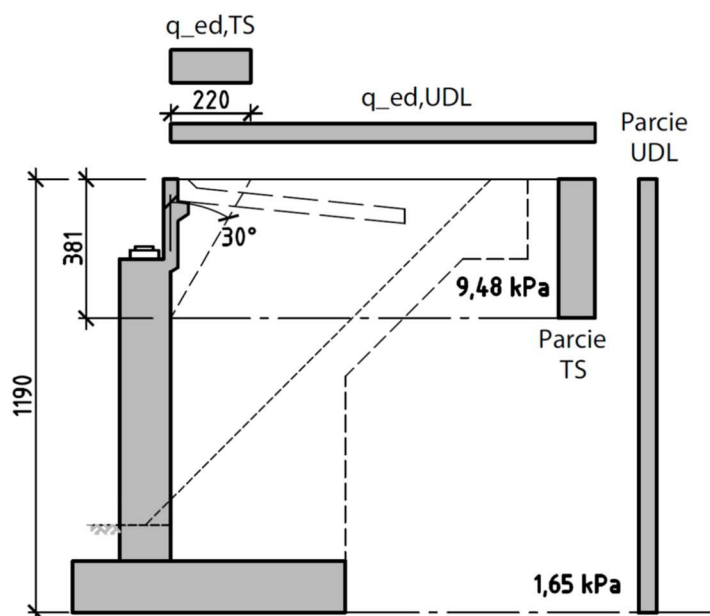
$$q_{rk} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{qr} = 2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kPa}.$$

(5) Równoważne obciążenie  $q_{ed}$  od UDL na szerokości jezdni wynosi:

$$q_{ed,UDL} = \frac{q_{1k} \times 3 \text{ m} + q_{2k} \times 3 \text{ m} + q_{3k} \times 3 \text{ m} + q_{rk} \times 2,6}{w_j} = \frac{11,97 \times 3 \text{ m} + 6,0 \times 3 \text{ m} + 3,0 \times 3 \text{ m} + 3,0 \times 2,6}{11,6} = 6,10 \text{ kPa}.$$

(6) Wysokość od góry korpusu, na którą działa parcie gruntu od modelu TS, jest równa (rys. 8.3.2.3.2):

$$h_{TS} = \frac{2,2 \text{ m}}{\tan 30^\circ} = 3,81 \text{ m}.$$



Rys. 8.3.2.3.2. Rozkład parcia na korpus od obciążenia naziomu

(7) Parcie jednostkowe gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego  $q$  na całej długości klina odłamu (od UDL) ma wartość:

$$\sigma_{Q,UDL}(z) = K_a \times q_{ed,UDL} = 0,271 \times 6,10 = 1,65 \text{ kPa}$$

(8) W przypadku modelu TS parcie jednostkowe wynosi:

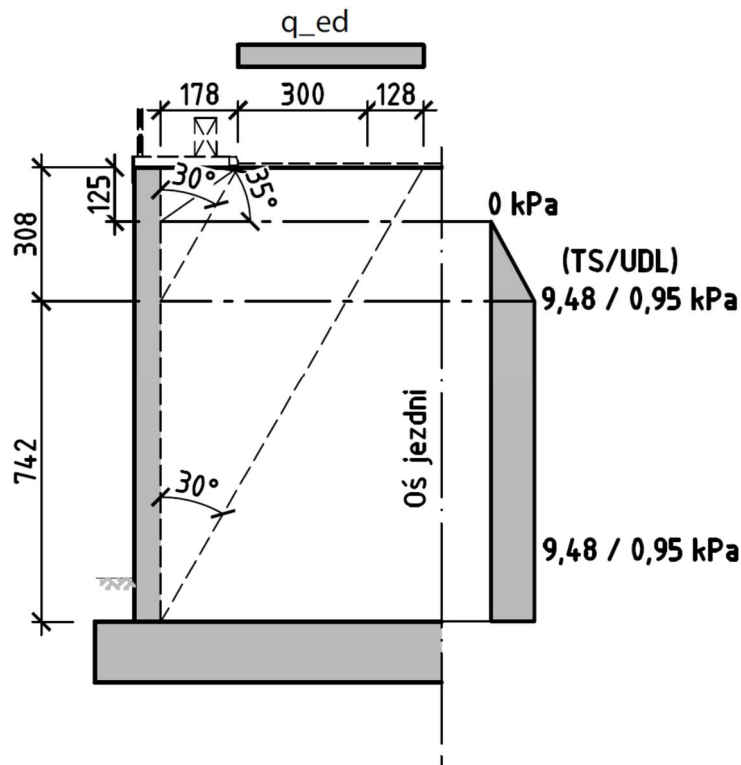
$$\sigma_{Q,TS}(z) = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,2 \text{ m}}{h_{TS}} = \frac{0,271 \times 60,61 \times 2,2 \text{ m}}{3,81 \text{ m}} = 9,48 \text{ kPa}.$$

Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości pasów umownych, tj. 9 m, a uśrednione siły parcia od modelu UDL przyłożono w modelu obliczeniowym

na szerokości jezdni, tj. 11,6 m. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia poziomo na korpus pod kątem 30°, projektując w stronę bezpieczną.

#### 8.3.2.4. Parcie od obciążenia naziomu na ściany boczne przyczółka

(1) Parcie na skrzydła od obciążenia naziomu wyznaczono analogicznie do korpusu przyczółka na podstawie kąta rozkładu obciążenia 30° oraz kąta tarcia wewnętrzznego zasypki 35°. Wyniki obliczeń pokazano na rys. 8.3.2.4.1.



Rys. 8.3.2.4.1. Wyznaczenie rozkładów parcia na ścianę boczną przyczółka od obciążenia na naziemie – schemat uproszczony

(2) Odległość pasa umownego nr 1 od krawędzi skrzydła:  $B_{pas,1} = 1,78$  m. Głębokość, na której zaczyna występować parcie, wynosi:

$$h_{pas,1} = \frac{B_{pas,1}}{\tan(90^\circ - \varphi_n)} = \frac{1,78}{\tan(90^\circ - 35^\circ)} = 1,25 \text{ m.}$$

Głębokość, na której parcie przyjmuje wartość maksymalną, wynosi:

$$h_{pas,1,max} = \frac{B_{pas,1}}{\tan(30^\circ)} = \frac{1,78}{0,577} = 3,08 \text{ m,}$$

a wysokość, na której działa parcie stałe uśrednione dla wszystkich pasów umownych:

$$h_{TS/UDL} = \frac{4,28 \text{ m}}{\tan(30^\circ)} = 7,42 \text{ m.}$$

(3) Parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego  $q$  pochodzącego od obciążenia UDL jest równe:

$$\sigma_{Q,UDL} = \frac{K_a \times q_{ed,UDL} \times 4,28 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 6,10 \times 4,28 \text{ m}}{7,42} = 0,95 \text{ kPa,}$$

natomiast parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego  $q$  pochodzącego od obciążenia TS:

$$\sigma_{Q,TS} = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,94}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 60,61 \times 4,28}{7,42} = 9,48 \text{ kPa.}$$

(4) Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości 2,2 m na ścianach bocznych przyczółków, a uśrednione siły parcia od modelu UDL w modelu

obliczeniowym na całej szerokości ścian bocznych przyczółków. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia od sił parcia z modelu TS poziomo na korpus ścian bocznych pod kątem 30°, projektując w stronę bezpieczną.

### 8.3.2.5. Pozostałe obciążenia

- (1) Pozostałe obciążenia na przyczółek mostowy obejmują:
- 1) ciężary własne podpory (ława fundamentowa, korpus, skrzydła),
  - 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy,
  - 3) obciążenia zmienne od obciążenia naziomu na odsadzkach ławy,
  - 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie,
  - 5) obciążenia termiczne – liniowa różnica wartości temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu przyczółka równa 15°C.

(2) Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte na podstawie ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem jego zwiększenia związanym z występowaniem płyty przejściowej oraz umocnienia stożka nasypu o wartości takiej samej, jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m<sup>3</sup> (jako uśrednienie ciężaru gruntu zasyпки, ciężaru płyty przejściowej, warstw nawierzchni itd.). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

### 8.3.3. Kombinacje obciążeń dla przyczółka

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów, przyczółków mostowych.

Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych oraz obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz według normy [9]. Norma ta wyróżnia trzy tzw. „podejścia obliczeniowe” (DA – *Design Approach*) uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża.

Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [24] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować podczas sprawdzania stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 przy sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) (tab. 8.3.3.1).

**Tab. 8.3.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce**

Podejście obliczeniowe drugie (DA2)	Podejście obliczeniowe trzecie (DA3)
Kombinacja: A1 + M1 + R2	Kombinacja: (A1* <sup>lub</sup> A2)† M2 + R3

(2) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych. W tab. 8.3.3.2–8.3.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych do projektowania fundamentów bezpośrednich.

**Tab. 8.3.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$**

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	$\gamma_G$	1,35	1,0	1,1
	korzystne		1,0	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	$\gamma_Q$	1,5	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	$\gamma_F$	1,0	1,0	0,0

**Tab. 8.3.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$**

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\tan\varphi'$	1,0	1,25
Efektywna spójność	$\gamma_c'$	1,0	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odplywu	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Ciężar objętościowy	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab. 8.3.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności  $\gamma_R$  dotyczące fundamentów bezpośrednich**

Nośność	Symbol	Zestaw	
		R1	R2
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,0

(3) Norma [23] wymienia następujące rodzaje stanów granicznych:

- 1) (EQU) utratę stanu równowagi statycznej,
- 2) (GEO) zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża gruntowego,
- 3) (STR) zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenie konstrukcji względnie elementów konstrukcyjnych, w tym również podstaw fundamentów, pali, ścian,
- 4) (UPL) utratę równowagi konstrukcji lub gruntu, spowodowaną siłami wyporu wody,
- 5) (HYD) pęcznienie wodne, erozję wewnętrzną i przebicie hydrauliczne,
- 6) (STA) utratę stateczności podłoża w przypadku posadowienia na zboczu lub w pobliżu jego krawędzi.

(4) W przedmiotowym przykładzie uwzględniono w obliczeniach stan graniczny GEO i STR pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie zostaną sprawdzone. W kombinacjach obciążeń uwzględniono również zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Wybrane podstawowe kombinacje obciążeń do sprawdzenia stanów granicznych nośności przyczółka mostowego w sytuacji trwałej przedstawiono poniżej.

### Sytuacja trwała (GEO i STR)

(5) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie korpusu przyczółka:

$$1,35 \times G_{sup} (\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,5 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,35 \times G_{sup} (\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,5 * 0,6 \{T_k\}.$$



## Stan graniczny użytkowalności (SLS)

(6) Kombinacja charakterystyczna – sprawdzenie naprężeń i/lub przemieszczeń podpory mostowej:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,0 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,0 \times 0,6 \{T_k\}.$$

(7) Kombinacja quasi stała – sprawdzenie stanu zarysowania w betonie:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,5T_k\},$$

gdzie:

$G_{k,sup}$  – wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz maksymalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasypki,

$G_{k,inf}$  – wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz minimalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasypki,

$G_{set}$  – wartość charakterystyczna oddziaływań wywołanych nierównomiernym osiadaniem konstrukcji podpór,

$S$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych oddziaływaniem skurczowym betonu,

$P$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych sprężeniem,

$T_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych zmianami temperatury; w tej grupie należy również uwzględnić obciążenia quasi-stałe wywołane zmianami temperatury, tj. tarcie konstrukcji na łożyskach, przy czym w kombinacji obliczeniowej przyjąć współczynnik częściowy równy 1,35 jak dla obciążeń stałych,

$TS_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem układem tandemowym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasypki od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

$UDL_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasypki od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

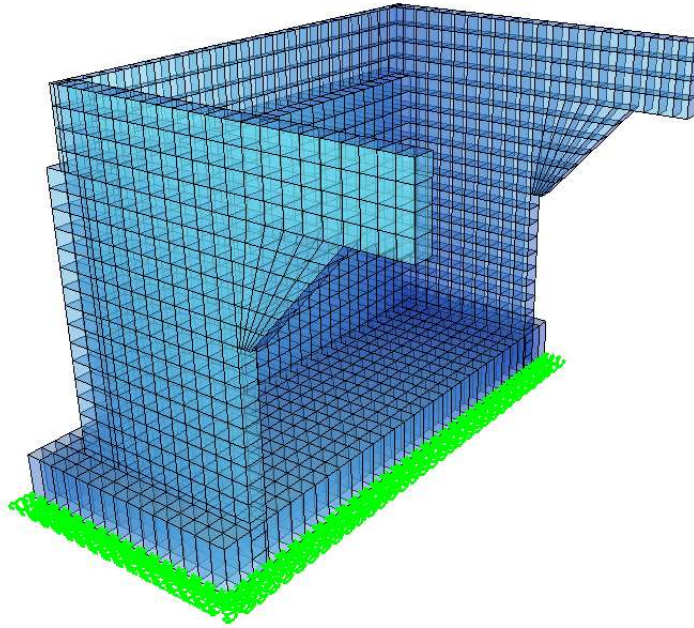
$Q_{fk}$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

$Q_{lk}$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem poziomym pochodzącym od hamowania lub przyspieszania pojazdów na obiekcie mostowym.

## 8.3.4. Analiza statyczna

### 8.3.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie, obrót fundamentu) zastosowano analityczne wzory empiryczne. Do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wykonano model konstrukcyjny składający się z elementów dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e2p3). Ławę fundamentową korpus oraz skrzydła zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości (rys. 8.3.4.1.1). Interakcja fundamentowego z podłożem została odwzorowana przy pomocy podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.



**Rys. 8.3.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka mostowego**

(2) Pomiędzy ławą fundamentową a gruntem zastosowano model interakcji polegający na zastosowaniu jednowymiarowych sprężyn o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera dla podłoża jednowarstwowego. W ogólnym podejściu należy wyznaczyć sztywność pionową podłoża sprężystego. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego  $s$  jest proporcjonalne do działającego obciążenia  $q$ :

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

$q$  – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

$s$  – osiadanie fundamentu [m],

$k_z$  – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m<sup>3</sup>].

(3) Wartość współczynnika podatności dla gruntu jednorodnego do głębokości aktywnej można wyznaczyć ze wzoru [56]:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)},$$

gdzie:

$E_0$  – moduł ściśliwości gruntu (pierwotny) [MPa],

$\omega$  – współczynnikiem wpływu, zależnym od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu), dobieranym według nomogramów w pracy [56],

$B$  – szerokość fundamentu [m],

$\nu$  – liczba Poissona,

$\alpha$  – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa [56].

(4) W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału 0,85÷1,0. Na rys. 8.3.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram według [56] celem przyjęcia współczynników wpływu  $\omega$  oraz wpływu głębokości  $\alpha$ .

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych, przy czym  $L = 16,0$  m – długość fundamentu,  $B = 7,5$  m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{16,0}{7,5} = 2,13 \rightarrow \omega = 1,25.$$

Współczynnik  $\alpha$  wpływu głębokości wynosi:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,4}{\sqrt{16 \times 7,5}} = 0,22 \rightarrow \alpha = 0,95,$$

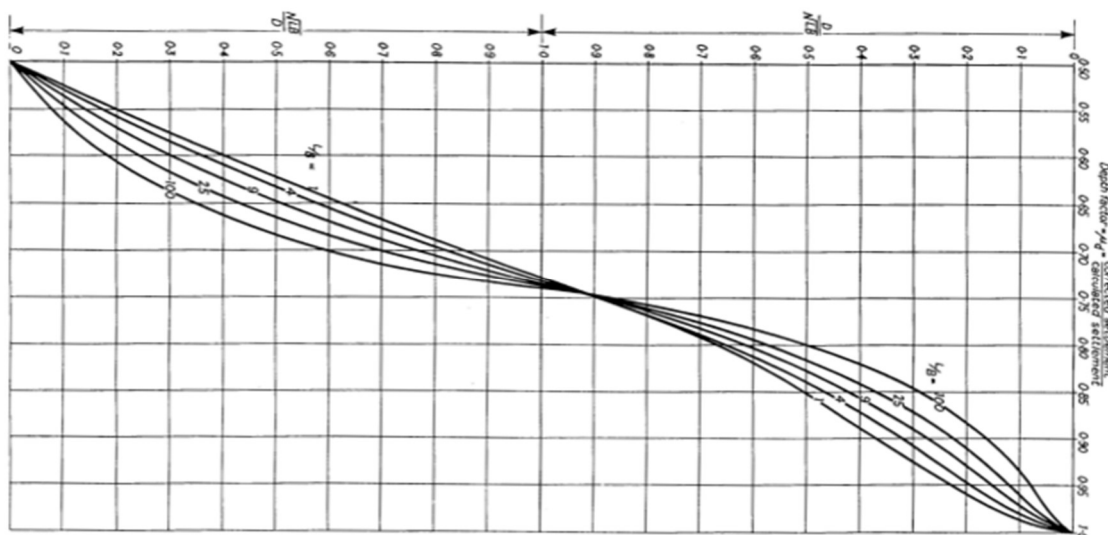
natomiast współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,95 \times 1,25 \times 7,5 \times (1 - 0,3^2)} = 11730 \text{ kN/m}^3.$$

(5) Sztywność boczną fundamentu bezpośredniego  $k_x$  dla typowych warunków gruntów normalnie skonsolidowanych zwykle przyjmuje się w zakresie  $0,3 \div 0,7 k_z$  sztywności pionowej. W zakresie sprężystym sztywność boczna gruntu uzależniona jest od współczynnika rozporu bocznego, wyprowadzanego z współczynnika rozszerzalności bocznej (liczba Poissona) oraz pochodząca od sił tarcia między podłożem a ławą fundamentową. W obliczeniach założono brak możliwości podmycia podpory mostowej.

(6) Bezpośrednio pod ławą fundamentową jest warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz tarcie pochodzące tylko od obciążeń stałych. Przy chropowatej powierzchni betonowej zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi  $0,67 \div 1,0$  wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może dojść również do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, co zmniejszy efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawne, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

Kształt podstawy fundamentu	Fundament wiotki			Fundament sztywny
	osiadanie środka powierzchni obciążonej	osiadanie punktu narożnego	wartość średnia osiadania	osiadanie fundamentu
Koło	1,00	0,64	0,85	0,79
Kwadrat	1,12	0,56	0,95	0,88
Prostokąt L/B=1,5	1,36	0,68	1,15	1,08
L/B=2	1,53	0,77	1,30	1,22
L/B=3	1,78	0,89	1,53	1,44
L/B=4	1,96	0,98	1,70	1,61
L/B=5	2,10	1,05	1,83	1,72
L/B=10	2,53	1,27	2,25	2,12
L/B=20	2,95	1,48	2,64	---
L/B=100	4,00	2,00	3,69	---



Rys. 8.3.4.1.2. Współczynnik wpływu  $\omega$  (góra), współczynnik wpływu głębokości (dół) według [56]

(7) Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz tarcie pochodzące tylko od obciążeń stałych. Przy chropowatej powierzchni betonowej zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi  $0,67 \div 1,0$  wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może dojść również do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, co zmniejszy efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawne, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(8) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych na podstawie obliczeń z modelu wynoszą:  $\sigma_{stałe} = 239,25$  kPa. Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie  $\alpha = 35^\circ$ , tak jak dla piasków średnich. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże:

$$T_{ława} = 0,5 \times \sigma_{stałe} \times \tan \alpha = 0,5 \times 239,25 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 83,76 \text{ kPa.}$$

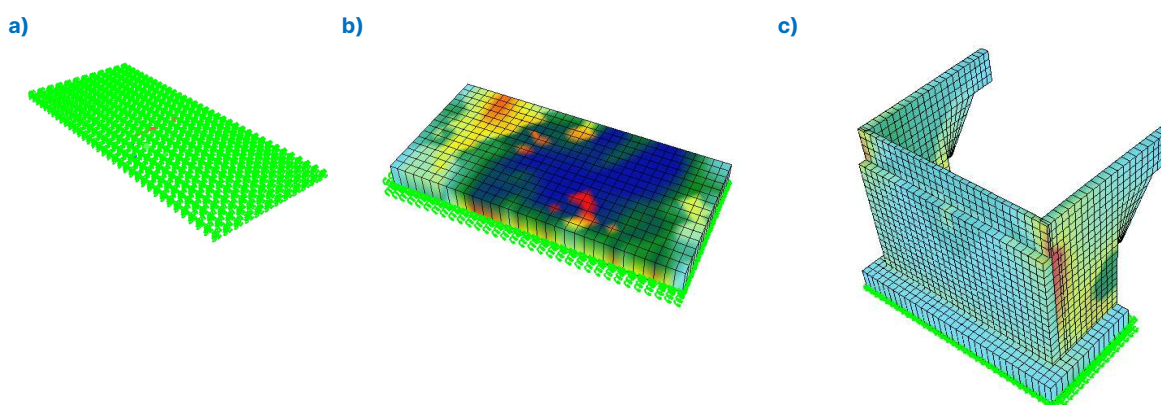
Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej wynosi:  $\Delta_{dop} = 0,01$  m, a sztywność boczna ławy fundamentowej:

$$k_{x,ława} = \frac{T_{ława}}{\Delta_{dop}} = \frac{83,76}{0,01} = 8376 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

### 8.3.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 8.3.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 8.3.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 8.3.4.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie korpusu i ścian bocznych przyczółka (rys. 8.3.4.2.1c).



Rys. 8.3.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3. budowy

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2. do 3. uwzględniono oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów przyczółka. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania do korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, parcie od zasyпки, ciężar zasyпки na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.

### 8.3.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 8.3.4.3.1– 8.3.4.3.3 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 8.3.4.3.1–8.3.4.3.3 pokazano wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach przyczółka z modelu numerycznego. W kombinacjach obciążeń uwzględniono dodatkowo dwa przypadki obciążeń: obciążenie użytkowe na obiekcie oraz obciążenie użytkowe na dojeździe.

Tab. 8.3.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu przyczółka w stanie granicznym nośności

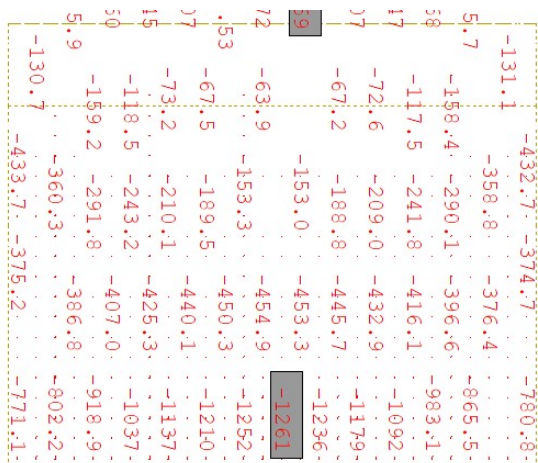
Wymiarowanie korpusu przyczółka (pominięto przekrój ścianki zapleczej)		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
1191 (wartość lokalna przy skrzydle)	1261	782

Tab. 8.3.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ścian bocznych przyczółka w stanie granicznym nośności

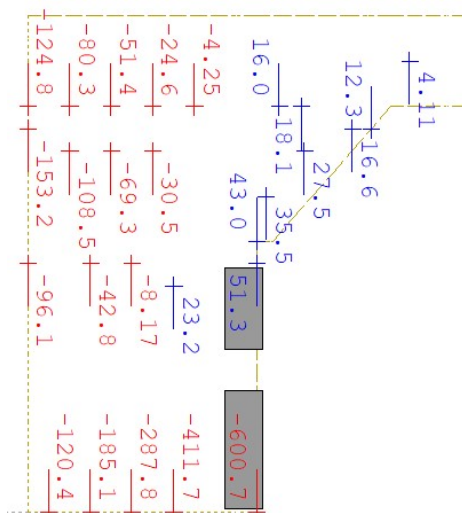
Wymiarowanie ścian bocznych przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
632 (wartość lokalna przy korpusie)	601	477

Tab. 8.3.4.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

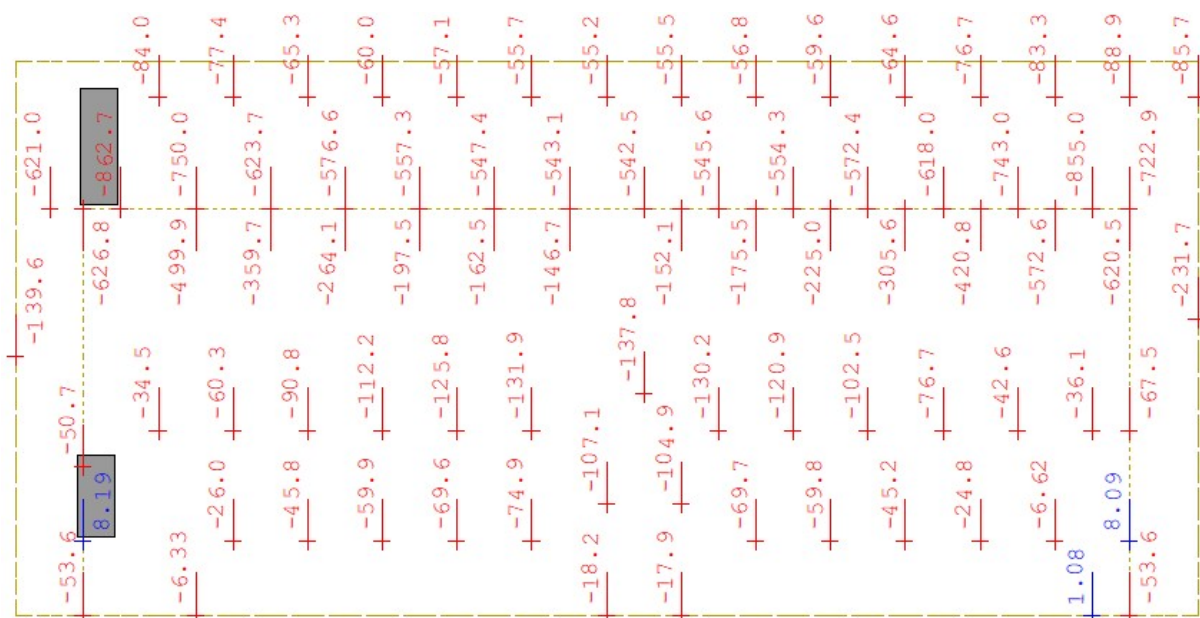
Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
863	795	1219



Rys. 8.3.4.3.1. Wartości momentów zginających w korpusie przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 8.3.4.3.2. Wartości momentów zginających w ścianie bocznej przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 8.3.4.3.3. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)

Tab. 8.3.4.3.4. Zbiornicze zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma - X [kN]	5430	4705
Reakcja pozioma - Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa- Z [kN]	30842	28710
Moment MX [kNm]	4902	630
Moment MY [kNm]	19955	12996
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.		

**Tab. 8.3.4.3.5. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma - X [kN]	7331	4705
Reakcja pozioma - Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa- Z [kN]	41627	28710

(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.

(2) W tab. 8.3.4.3.4 i 8.3.4.3.5 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tab. 8.3.4.3.4 i 8.3.4.3.5 opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

## 8.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

### 8.3.5.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 20$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gt} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,4$  m – grubość korpusu.

(5) Wysokość użyteczna przekroju jest równa:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,5 - 0,05 - 0,02 - \frac{0,025}{2} = 1,318 \text{ m,}$$

$b = 1,0$  m – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 8.3.4.3.1):  $M_{Ed,y} = 1261$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,  $M_{Ed,x} = 1191$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,318 \text{ m} = 0,65 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 - \text{równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,318 - 0,5x_{eff}) - 1,261 = 0,$$

$x_{eff} = 0,054$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,050}{1,318} = 0,041 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony}.$$

(9) Zbrojenie na zginanie określono z zależności:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,261}{(1,318 - 0,5 \times 0,054) \times 435} = 22,47 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 25$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,318 = 19,87 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,318 = 17,13 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ .

Na zbrojenie minimalne przyjęto siedem prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s,min} = 21,99 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 14 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 21,99 \times \left(1,318 - \frac{0,054}{2}\right) = 1235 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, siedem prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 21,99 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 14 cm.

### 8.3.5.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [15] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunki zawsze spełnione.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).



(3) W przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 8.3.4.3.1):  $V_{Ed} = 782$  kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1200 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 22 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 1121$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1318}} \right); 2,0 \right] = 1,39,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{22,81}{100 \times 131,8} \right); 0,02 \right] = 0,22\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,42^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,314 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,39 \times (100 \times 0,0022 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1318 = 444 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,314 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1318 = 414 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(413; 444) = 444 \text{ kN}.$$

(6) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,p} = 782 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 444 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

#### Nośność zbrojenia na ścinanie

(7) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy 1992-1-1 [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona jednocięte  $\phi 18$  mm o  $A_{sw} = 2,55$  cm<sup>2</sup>.

(8) Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} - \text{obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15])}.$$

(9) Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że:  $\cot(\theta) = 2,0$ , zgodnie z pkt. 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{y,wd} \times \operatorname{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 131,8 \times 40 \times 2,0}{782} = 30,9 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 28 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka).

(10) Następnie oblicza się minimalne zbrojenie na ścinanie. Przyjęto rozstaw co  $90 \text{ cm}$ . Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 0,94\text{‰}.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczono ze wzoru (9.5N) normy [14]:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\text{‰}.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

(11) Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,318 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,99 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 28 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion określony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

(12) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności korpusu na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

## 8.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

### 8.3.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MYY lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie  $6 \div 8$  na  $1 \text{ m}$  szerokości ławy.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa  $500 \text{ MPa}$ , klasy C:

- 1)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$  – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 20 \text{ mm}$  – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,

- 3)  $\phi_{gt} = 20\text{mm}$  – średnica prętów zbrojenia głównego,  
 4)  $h = 1,4\text{ m}$  – grubość ławy fundamentowej.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \phi_{st} - \frac{\phi_{gt}}{2} = 1,4 - 0,05 - 0,02 - \frac{0,02}{2} = 1,32\text{ m},$$

$b = 1,0\text{ m}$  – wymiarowanie na 1m szerokości ławy fundamentowej.

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 8.3.4.3.3):  $M_{Ed,x} = 863\text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,  $M_{Ed,y} = 795\text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,32\text{ m} = 0,56\text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(7) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 \text{ – równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,32 - 0,5x_{eff}) - 0,863 = 0,$$

$$x_{eff} = 0,036\text{ m} \text{ – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),}$$

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,036}{1,32} = 0,028 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(8) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,863}{(1,32 - 0,5 \times 0,036) \times 435} = 15,25\text{ cm}^2.$$

Przyjęto siedem prętów  $\phi 20\text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s1} = 21,99\text{ cm}^2$ , w rozstawie co 14 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,32 = 19,91\text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

$$\text{lecz nie mniej niż: } 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,32 = 17,16\text{ cm}^2 \leq A_{s1}.$$

Na zbrojenie minimalne przyjęto siedem prętów  $\phi 20\text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 21,99\text{ cm}^2$ , w rozstawie co 14 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

(9) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 21,99 \times \left(1,32 - \frac{0,036}{2}\right) = 1063\text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku y-y należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, siedem prętów  $\phi 20\text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 21,99\text{ cm}^2$ , w rozstawie do 14 cm.

### 8.3.6.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 8.3.4.3.3):  $V_{Ed} = 1219$  kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1400 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 1320$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1320}} \right); 2,0 \right] = 1,39,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{21,99}{100 \times 1320} \right); 0,02 \right] = 0,17\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,39^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,314 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,39 \times (100 \times 0,0017 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1320 = 403 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,314 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1320 = 413 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(403; 413) = 413 \text{ kN}.$$

(6) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,p} = 1219 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 413 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(7) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) według normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona dwucięte  $\phi 16$  mm o  $A_{sw} = 4,02$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$z = 0,9d$  – ramię sił wewnętrznych,

$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pktu 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że:  $ctg\varphi = 2,0$  zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times ctg\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 132 \times 40 \times 2,0}{1219} = 31,4 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 28$  cm (co drugi pręt poziomy w ławie).

Zbrojenie minimalne na ścinanie na szerokości ławy 7,5 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 28 \times 750 = 18,40 \text{ cm}^2 \leq 5 \times A_{sw} = 20,1 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć pięć strzemion po szerokości ławy.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,32 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,99 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 28$  cm jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

(8) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na szerokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności ławy na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

### 8.3.6.3. Nośność podłoża gruntowego

#### Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundamentem, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

$V_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne); ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża ( $R_k$ ) wyrażony jest wzorem (D.2) z Załącznika D do normy [23]:

$$R_k = \left( \frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left( \frac{R_i}{A'} \right)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża;

$A'$  – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

(3) Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left( \frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

$c_k'$  – spójność gruntu,

$\phi'$  – kąt tarcia wewnętrznego,

$\gamma'$  – ciężar gruntu,

$q'$  – efektywna wartość naprężenia w poziomie posadowienia fundamentu,

$B'$  – efektywna szerokość fundamentu:  $B' = B - 2 \times e_B$ ,

$L'$  – efektywna długość fundamentu:  $L' = L - 2 \times e_L$ ,

$e_B, e_L$  - mimośrodowość działania wypadkowej siły  $V$  w stosunku do środka ciężkości fundamentu,

$N_c, N_q, N_\gamma$  – współczynniki nośności (bezwymiarowe):

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi'} \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg} \phi',$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  – współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \text{tg} \phi')^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \text{tg} \phi''),$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe):

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi' \text{ dla prostokąta; } s_q = 1 + \sin \phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L'} \right) \text{ dla prostokąta; } s_\gamma = 0,7 \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1),$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe):

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \text{tg} \phi''),$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^m,$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^{m+1},$$

$$m = m_b = \left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right] / \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } B',$$

$$m = m_L = \left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right] / \left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } L'.$$

#### Określenie mimośrodu obciążeń $e_B$ i $e_L$

(4) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej siły pionowej (tab. 8.3.4.3.4). Mimośród  $e_B$  wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|4902|}{28710} = 0,171 \leq \frac{B}{6} = \frac{7,5}{6} = 1,25 \text{ m,}$$

a mimośród  $e_L$ :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|19955|}{28710} = 0,695 \leq \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,67 \text{ m.}$$

Warunek jest spełniony. Wymiary fundamentu dobrane są odpowiednio:

$$L' = L - 2 \times e_L = 16 - 2 \times 0,695 = 14,61 \text{ m,}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 7,5 - 2 \times 0,171 = 7,16 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 7,16 \text{ m} \times 14,61 \text{ m} = 104,6 \text{ m}^2.$$

(5) Współczynniki nośności wynoszą:

$$N_q = e^{ntg\phi'} t g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = e^{ntg35} t g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{35}{2} \right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) t g\phi' = 2(33,3 - 1) t g35 = 45,2,$$

a współczynnik kształtu fundamentu (dla prostokąta):

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin\phi' = 1 + \frac{7,16}{14,61} \times \sin35 = 1,28,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0,3 \times \frac{7,16}{14,61} = 0,85,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,28 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,29.$$

(6) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób: Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi  $\alpha = 0$ :

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times t g\phi')^2 = (1 - 0 \times t g35)^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times t g\phi') = 1,0 - (1 - 1,0) / (46,1 \times t g35) = 1,00.$$

(7) Współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu) jest równy:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{7,16}{14,61} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{7,16}{14,61} \right) \right]} = 1,67.$$

Przy sile poziomej  $H = 5430$  kN:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot\phi'} \right]^m = \left[ 1 - \frac{5430}{28710 + 10,6 \times 0 \times \cot35} \right]^{1,67} = 0,704,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times t g\phi'} = 0,704 - \frac{1 - 0,704}{38,64 \times t g33} = 0,695,$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot\phi'} \right]^{m+1} = \left[ 1 - \frac{5430}{28710 + 10,6 \times 0 \times \cot35} \right]^{1,67+1} = 0,571.$$

(8) Fundament przyczółka zagłębiony jest 2,4 m poniżej poziomu terenu pierwotnego. Naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,4 = 44,4 \text{ kPa.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left( \frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_y \times b_y \times s_y \times i_y = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,22 \times 0,695 + 44,4 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,28 \times 0,704 + 0,5 \times 18,5 \times 7,16 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,85 \times 0,571 = 2793 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

gdzie:

$$R_k = \left( \frac{R_i}{A'} \right) \times A' = 2793 \times 104,6 = 292 135 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{292 135}{1,4} = 208 667 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu wynosi:  $V_d^{max} = 41627$  kN.

Sprawdzenie warunku:

$$V_d^{max} = 41627 \text{ kN} < R_d = 208 667 \text{ kN}$$

Wykorzystanie nośności:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 20,0\%.$$

Warunek nośności podłoża na wyparcie jest zachowany. W przypadku posadowienia bezpośredniego obiektów mostowych decydującym warunkiem dotyczącym wymiarów fundamentu zazwyczaj są dopuszczalne osiadania pod fundamentem.

## Nośność na przesunięcie fundamentu

(9) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowy opór na przesunięcie,

$H_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$  – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(10) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu.

(11) W warunkach z odpływem obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d$$

$$\text{lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$V_d'$  – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k$ ;  $\delta_d$  – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt  $\delta_d$  można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym  $\varphi_{cv,d'}$  – dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub równy  $2/3 \varphi_{cv,d}$  – dla gładkich fundamentów prefabrykowanych; efektywną spójność gruntu można pominąć. W niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt  $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$ .

(12) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = A_c \times c_{u,d}$$

$$\text{lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$A_c$  – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$  – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(13) Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundamentem i niezdrenowanym podłożem spoistym, należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych.

(14) Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{28710 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 11260 \text{ kN}.$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma wynosi:  $H_d = 7331 \text{ kN}$ .



W kolejnym kroku sprawdza się warunek nośności:

$$H_d = 7331 \text{ kN} \leq R_d = 11260 \text{ kN}$$

oraz oblicza wykorzystanie nośności:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 65,1 \%$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

## 8.3.7. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ściana boczna przyczółka

### 8.3.7.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości ściany bocznej. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$  – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 22 \text{ mm}$  – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gt} = 22 \text{ mm}$  – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 0,6 \text{ m}$  – grubość skrzydeł.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 0,6 - 0,05 - 0,022 - \frac{0,022}{2} = 0,517 \text{ m},$$

$b = 1,0 \text{ m}$  – wymiarowanie na 1 m szerokości skrzydła.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 8.3.4.3.2):

$M_{Ed,y} = 632 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 601 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,517 \text{ m} = 0,255 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 - \text{równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,517 - 0,5x_{eff}) - 0,632 = 0,$$

$x_{eff} = 0,072$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,072}{0,517} = 0,14 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określa się ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,632}{(0,517 - 0,5 \times 0,072) \times 435} = 30,23 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto osiem prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s1} = 30,41 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 12 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,517 = 7,8 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

$$\text{lecz nie mniej niż: } 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,517 = 6,72 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}.$$

Na zbrojenie minimalne przyjęto osiem prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s,min} = 30,41 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 12 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ścianie bocznej przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 30,41 \times \left(0,517 - \frac{0,072}{2}\right) = 636 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, osiem prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości ściany o  $A_{s,min} = 30,41 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 12 cm.

### 8.3.7.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(2) Na wstępie sprawdzania nośności na ścinanie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 8.3.4.3.2):  $V_{Ed} = 447 \text{ kN}$ .

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 600 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 22 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 517$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{517}} \right); 2,0 \right] = 1,62,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{30,41}{100 \times 51,7} \right); 0,02 \right] = 0,59\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,62^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,396 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,62 \times (100 \times 0,0059 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 517 = 281 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,396 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 517 = 205 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(281; 205) = 281 \text{ kN}.$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,p} = 447 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 281 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona jednocięte z pręta  $\phi 18$  mm o  $A_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2$ . Przyjęto strzemiona jednocięte  $\phi 20$  mm o  $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$ .

(8) Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  obliczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $\text{ctg}\varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 51,7 \times 40 \times 2,0}{447} = 24,5 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 24 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto w rozstawie co 100 cm. Założony stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,04\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\text{‰}$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion określony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,517 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,39 \text{ m}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 24 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,39 \text{ m}$$

(7) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia skrzydła z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności skrzydła na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

## 8.3.8. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności

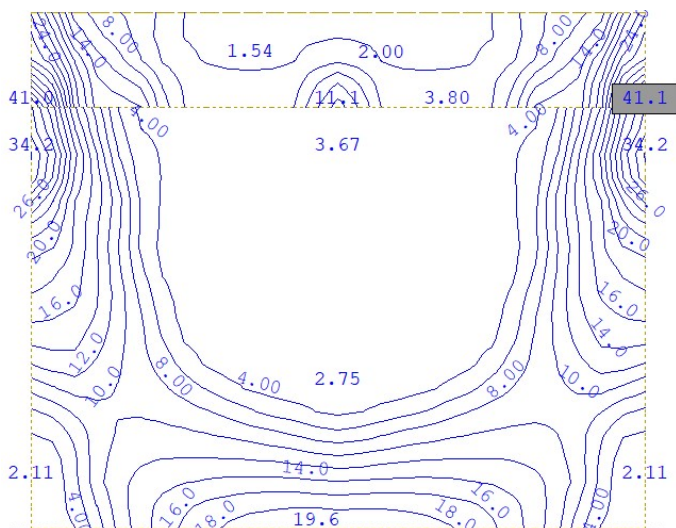
### 8.3.8.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użytkowalności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory wykonano za pomocą oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

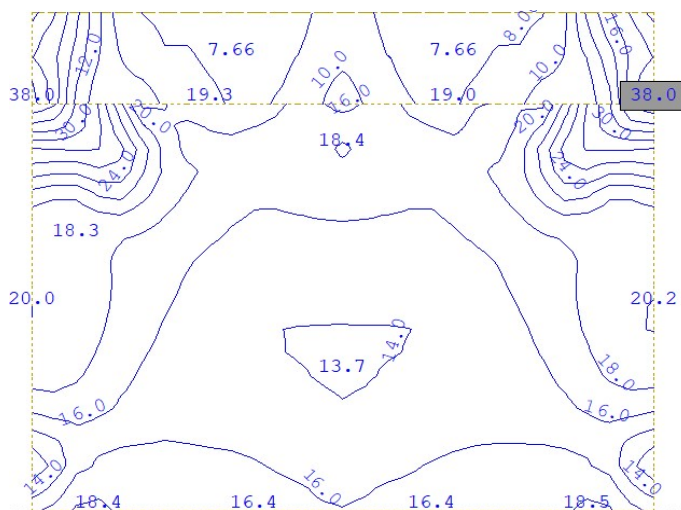
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do  $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do  $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ ,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od  $w = 0,3 \text{ mm}$ .

#### Korpus przyczółka

(2) Na rys. 8.3.10.1.1–8.3.10.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 8.3.10.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.3.10.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



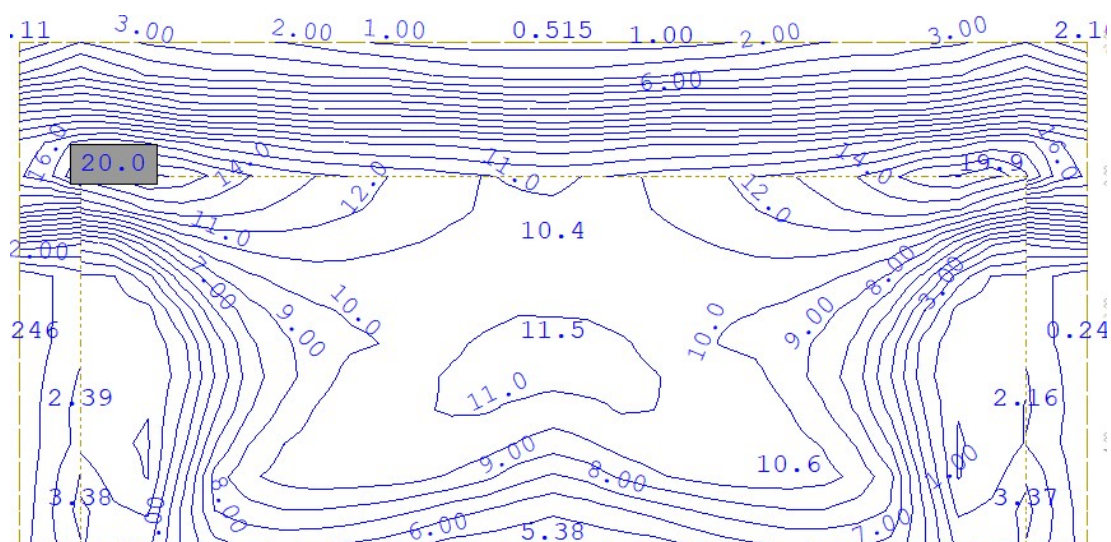
Rys. 8.3.10.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(3) Wyłączono z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączone miejsca połączenia skrzydeł z korpusem z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz korpusu z ławą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

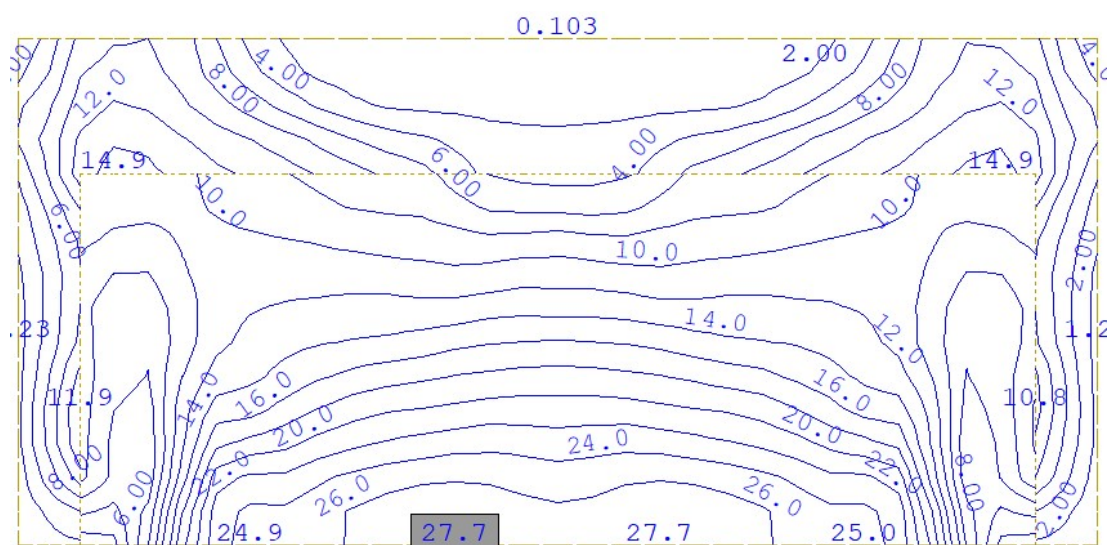
- 1) pręty pionowe  $\phi 20$  mm w rozstawach co 14 cm,
- 2) pręty poziome  $\phi 20$  mm w rozstawach co 14 cm,
- 3) strzemiona jednocięte z pręta  $\phi 18$  mm co 90 cm na szerokości korpusu w rozstawach co 28 cm po wysokości korpusu
- 4) zbrojenie ścianki zapleczonej pręty pionowe  $\phi 16$  mm w rozstawach co 15 cm, pręty poziome  $\phi 16$  mm w rozstawach co 10 cm.

#### Ława fundamentowa

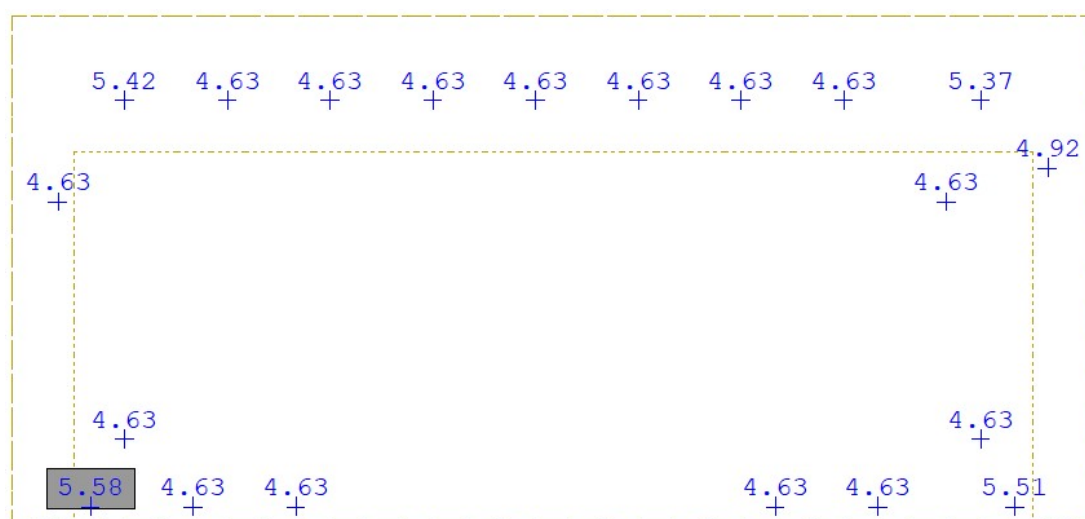
(4) Na rys. 8.3.10.1.4–8.3.10.1.7 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



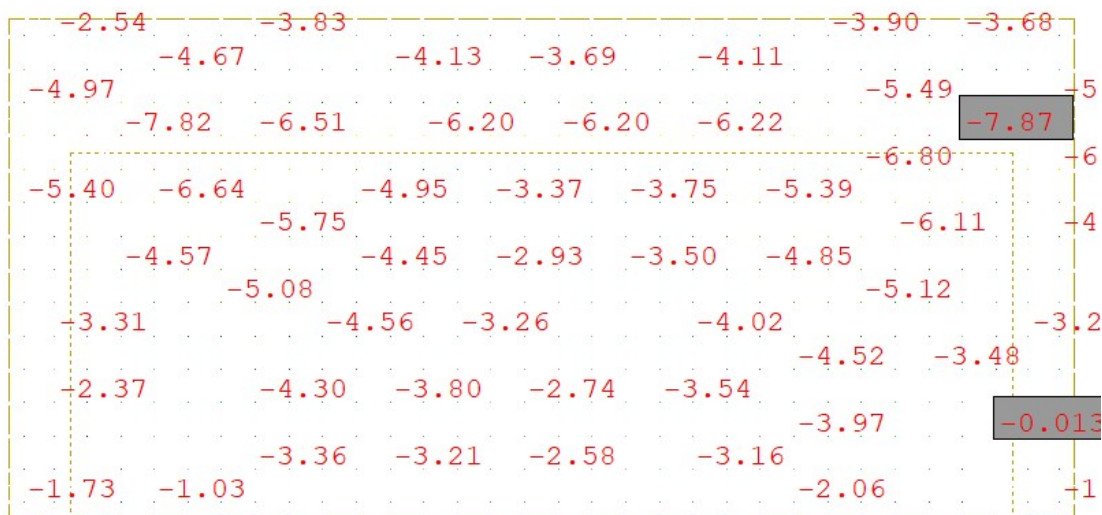
Rys. 8.3.10.1.4. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczołka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.3.10.1.5. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczołka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.3.10.1.6. Niezbędna ilość zbrojenia na ścianie w ławie [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]



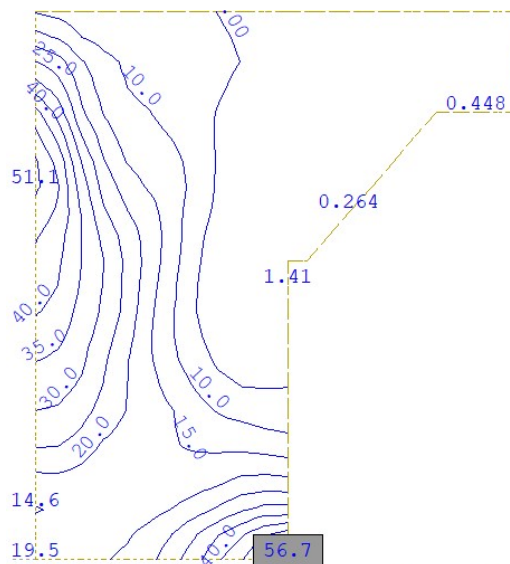
Rys. 8.3.10.1.7. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(5) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z ławą z uwagi na koncentrację materiału i akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

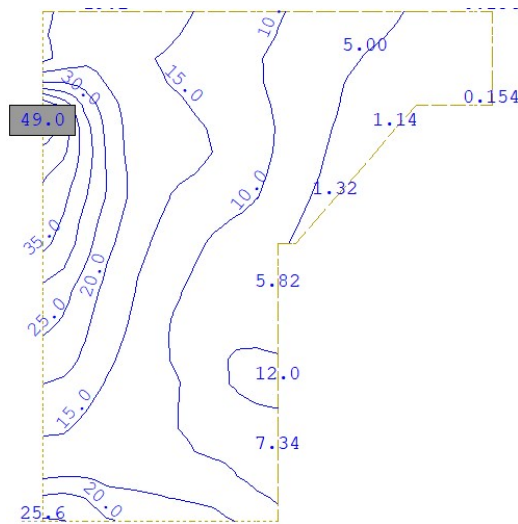
- 1) pręty poprzeczne  $\phi 20$  mm w rozstawach co 14 cm,
- 2) pręty podłużne  $\phi 20$  mm w rozstawach co 14 cm (siedem prętów na 1mb); przy krawędzi zewnętrznej odsadzki ławy pręty podłużne należy wzmocnić przez zastosowanie na odcinku 1 m szerokości prętów  $\phi 22$  mm w rozstawach co 14 cm,
- 3) pięć strzemion dwu ciętych z pręta  $\phi 16$  mm na szerokości ławy w rozstawach co 28 cm po długości ławy.

### Ściana boczna przyczółka

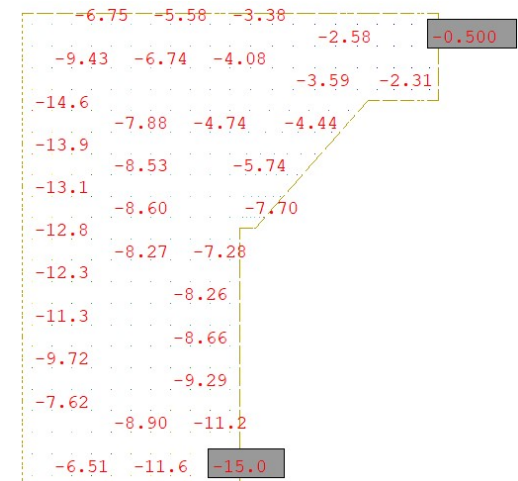
(5) Na rys. 8.3.10.1.8–8.3.10.1.10 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 8.3.10.1.8. Mapa zbrojenia pionowego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 8.3.10.1.9. Mapa zbrojenia poziomego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.3.10.1.10. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(7) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z korpusem ze względu na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz skrzydeł z ławą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

- 1) pręty pionowe  $\phi 22$  mm w rozstawach co 12 cm do połowy wysokości skrzydła później pręty  $\phi 16$  mm w rozstawach co 12 cm,
- 2) pręty poziome  $\phi 22$  mm w rozstawach co 12 cm,
- 3) jednocięte strzemie z pręta  $\phi 20$  mm na każdy metr szerokości skrzydła w rozstawach co 28 cm po wysokości skrzydła.

### 8.3.7.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego przyczółka mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użytkowalności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, po to aby można je porównać z dopuszczalnymi



wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych.

(3) Norma [12] wskazuje dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego – w kierunku podłużnym równą 10 mm, a w kierunku poprzecznym 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 8.3.10.2.1).

**Tab. 8.3.10.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków**

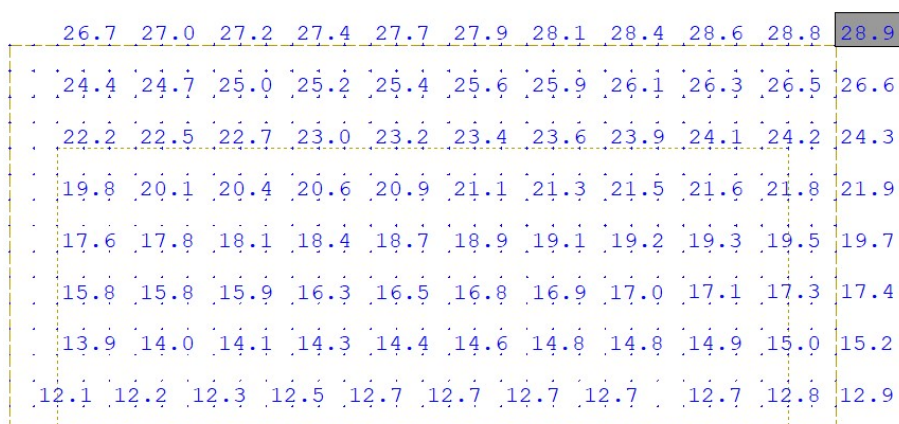
Maksymalne osiadanie $S_{max}$ [mm]	Maksymalny obrót $\theta_{max}$ [rad]	Strzałka wygięcia $\Delta_{max}$ [mm]	Przechylenie $\omega$ [rad]
50	0,002	10	0,003

(4) Analiza powyższych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. W przypadku obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 8.3.10.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(5) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, dla układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

(6) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 30 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 8.3.10.2.1–8.3.10.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.



**Rys. 8.3.10.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń**

24.0	24.1	24.3	24.2	24.1	24.1	24.1	24.1	24.2	24.1	24.0
22.4	22.5	22.6	22.6	22.5	22.5	22.5	22.5	22.6	22.5	22.3
20.8	20.9	21.0	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.8	20.7
18.9	19.1	19.2	19.2	19.2	19.2	19.2	19.2	19.2	19.1	18.9
16.9	17.2	17.4	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.4	17.3	17.1
14.5	14.9	15.3	15.6	15.6	15.6	15.6	15.6	15.5	15.3	15.1
12.0	12.4	12.9	13.3	13.6	13.7	13.7	13.6	13.5	13.3	13.0
9.85	10.4	10.8	11.1	11.4	11.6	11.7	11.6	11.4	11.1	10.9

Rys. 8.3.10.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

-34.0	-34.3	-34.7	-35.0	-35.2	-35.4	-35.6	-35.8
-31.3	-31.6	-32.0	-32.3	-32.5	-32.7	-32.9	-33.1
-28.3	-28.9	-29.3	-29.6	-29.8	-30.0	-30.2	-30.4
-25.7	-26.3	-26.6	-26.9	-27.2	-27.4		
	-23.4	-23.8	-24.1	-24.4	-24.6		
-21.6							
	-20.8	-21.2	-21.4	-21.7			
-19.1							
		-18.3	-18.5	-18.7			
-16.2	-16.6						
		-15.4	-15.7	-15.9			
-13.4	-13.8						
		-12.6	-12.8	-13.0			
-10.7	-11.0						
		-9.71	-9.91	-10.1			
-7.98	-8.15						
		-6.87	-7.03	-7.18			
	-5.32						
-4.03	3.97	4.18	4.29				

Rys. 8.3.10.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(7) Osiadanie ław fundamentowych:

$$s_{max} = 28,9 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek jest ustalany po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(8) Przechylenia względne fundamentu ław:

$$\Delta s_{min} = 13 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 16 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za niespełnione.

$$\omega_{max} = \text{atan} \left( \frac{\Delta s}{B_{ława}} \right) = \text{atan} \left( \frac{16 \text{ mm}}{7,5 \text{ m}} \right) = 0,0021 [\text{rad}] \leq 0,003 [\text{rad}] = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \text{atan} \left( \frac{\Delta s}{H_{korpus}} \right) = \text{atan} \left( \frac{30 \text{ mm}}{11,9 \text{ m}} \right) = 0,0025 [\text{rad}] \leq 0,003 [\text{rad}] = \omega_{dop}$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica wychylenia w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(9) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 4,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

gdzie  $\Delta_x$  – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy).

Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

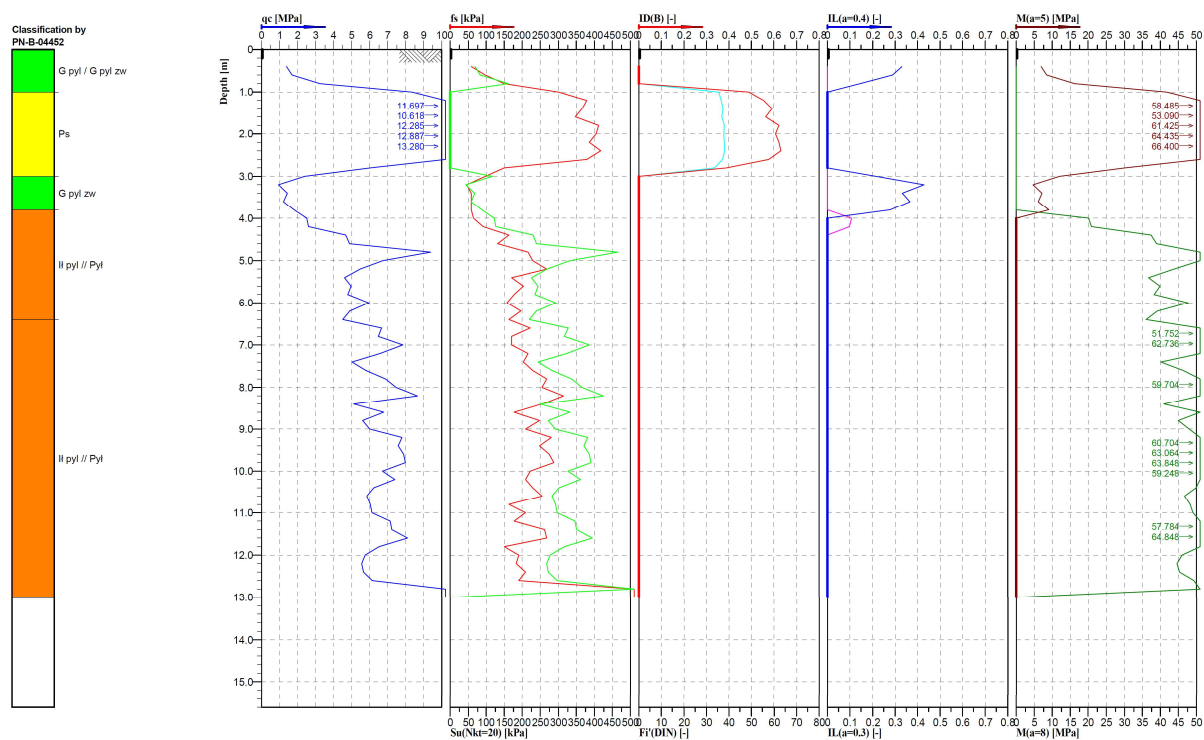
(10) Za niepokojące należy uznać niespełnienie warunku dotyczącego różnicy przechylenia w krawędziach zewnętrznych ławy fundamentowej przekraczającego 10 mm (maks. 16 mm, min. 13 mm). Należy rozważyć wydłużenie dłuższej odsadki ławy fundamentowej o min. 0,5 m. Różnica w przechyleniu fundamentu od obciążeń innych niż stałe wynosi do 5 mm.

## 8.4. Filar

### 8.4.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 8.4.1.1).

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych materacem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków typowych dla występowania piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzenia przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM tak dobrano, aby uśredniony moduł ścisłości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 8.4.1.1 zestawiono charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.



Rys. 8.4.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia filara mostowego

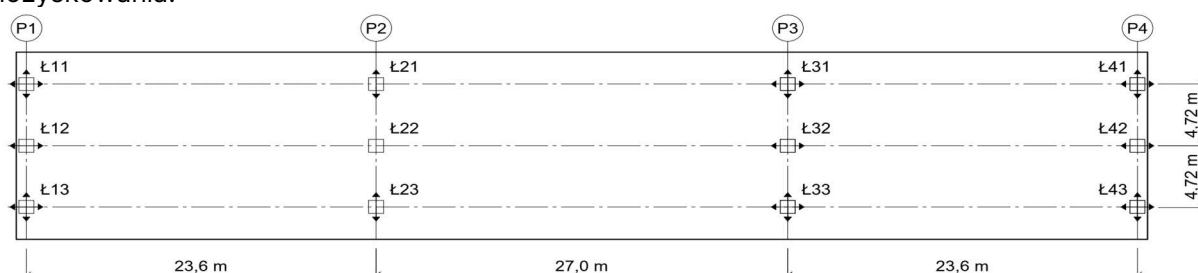
Tab. 8.4.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania według [56]

Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[-]
I	Piasek średni	0,7	35	0	18,5	95	0,3

## 8.4.2. Zestawienie obciążeń

### 8.4.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano filar, na którym umieszczono łożysko stałe (rys. 8.4.2.1.1), tj. podporę nr 2. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumu pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/skracania się przęsła mostu. W tab. 8.4.2.1.1 i 8.4.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji działających na łożyska w filarze mostowym. Przeanalizowano łącznie 14 przypadków zestawienia reakcji z mostu na filar mostowy: cztery dla łożyska Ł21 (maksymalna i minimalna dla PZ i PX), sześć dla łożyska Ł22 (maksymalna i minimalna dla PZ, PY i PX) oraz cztery dla łożyska Ł23 (maksymalna i minimalna dla PZ i PX). Wartości reakcji otrzymano z obliczeń numerycznych przęseł obiektu mostowego z belek prefabrykowanych strunobetonowych o rozpiętości przęseł 23,6 + 27 + 23,6 m dla drogi klasy A na obiekcie według karty katalogowej Z5-WPA WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania.



Rys. 8.4.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 8.4.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł21

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w filarze								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>
Ł21	Ciężar własny konstrukcji	0	-	2299	0	0	2310	0	-	2299
P <sub>z,max</sub>	Ciężar własny wyp.	0	-	512	0	0	457	0	-	631
	Sprężenie	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	UDL + tłum	-1	-	1214	0	7	624	1	-	58
	TS	1	-	733	0	8	406	-1	-	48
	MLC	13	-	1202	-2	6	431	-11	-	-110
	Temperatura	0	-	66	0	0	67	0	-	66
	Reologia	0	-	-26	0	0	-42	0	-	-28
	Hamowanie	-204	-	4	-209	-10	2	-213	-	0
Osiadanie	0	-	59	0	0	60	0	-	59	

Tab. 8.4.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł22

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w filarze								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>z</sub>
Ł22	Ciężar własny konstrukcji	0	-	2299	0	0	2310	0	-	2299
P <sub>z,max</sub>	Ciężar własny wyp.	0	-	512	0	0	457	0	-	631
	Sprężenie	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	UDL + tłum	0	-	532	0	0	824	0	-	806
	TS	-1	-	195	0	-4	479	0	-	514
	MLC	-2	-	617	4	0	836	-2	-	617
	Temperatura	0	-	66	0	0	67	0	-	66
	Reologia	0	-	-26	0	0	-42	0	-	-28
	Hamowanie	-208	-	2	-209	-2	2	-210	-	0
	Osiadanie	0	-	59	0	0	60	0	-	59

#### 8.4.2.2. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na filar mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (ława fundamentowa, korpus filara),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy – przyjęto wysokość gruntu na odsadzce równą 1 m,
- 3) obciążenia termiczne – liniowa różnica wartości temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu filara równa 5°C,
- 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie.

(2) Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte według ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem jego zwiększenia do wartości jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m<sup>3</sup> (jako uśrednienie ciężaru gruntu na odsadzkach i ewentualnego umocnienia wierzchniej warstwy narzutem kamiennym). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

#### 8.4.3. Kombinacje obciążeń dla filara

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów, przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych oraz obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN w odniesieniu do poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz według normy [9].

Norma [23] wyróżnia trzy tzw. „podejścia obliczeniowe” (DA – *Design Approach*) uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża. Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [24] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować podczas sprawdzania stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 przy sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych zaleca się uwzględnienie odpowiednich zestawów

współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) (tab. 8.4.3.1).

**Tab. 8.4.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce**

Podejście obliczeniowe drugie (DA2)	Podejście obliczeniowe trzecie (DA3)
Kombinacja: <b>A1 + M1 + R2</b>	Kombinacja: <b>(A1 lub A2) + M2 + R3</b>

(2) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych. W tab. 8.4.3.2–8.4.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

**Tab. 8.4.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$**

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	$\gamma_G$	<b>1,35</b>	1,0	1,1
	korzystne		<b>1,0</b>	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	$\gamma_Q$	<b>1,5</b>	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	$\gamma_F$	<b>1,0</b>	1,0	0,0

**Tab. 8.4.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$**

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\tan\varphi'$	<b>1,0</b>	1,25
Efektywna spójność	$\gamma_{c'}$	<b>1,0</b>	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odplywu	$\gamma_{cu}$	<b>1,0</b>	1,4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	$\gamma_{qu}$	<b>1,0</b>	1,4
Ciężar objętościowy	$\gamma_\gamma$	<b>1,0</b>	1,0

**Tab. 8.4.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności  $\gamma_R$  dotyczące fundamentów bezpośrednich**

Nośność	Symbol	Zestaw	
		R1	R2
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,0

(3) Norma [23] wymienia następujące rodzaje stanów granicznych:

- 1) (EQU) utratę stanu równowagi statycznej,
- 2) (GEO) zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża gruntowego,
- 3) (STR) zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenie konstrukcji, względnie elementów konstrukcyjnych, w tym również podstaw fundamentów, pali, ścian,
- 4) (UPL) utratę równowagi konstrukcji lub gruntu, spowodowaną siłami wyporu wody,

- 5) (HYD) pęcznienie wodne, erozję wewnętrzną i przebicie hydrauliczne,  
 6) (STA) utratę stateczności podłoża w przypadku posadowienia na zboczu lub w pobliżu jego krawędzi.

(4) W przedmiotowym przykładzie w obliczeniach uwzględniono stan graniczny GEO i STR. Pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie będą sprawdzone. W kombinacjach obciążeń uwzględniono również zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Wybrane podstawowe kombinacje obciążeń do sprawdzenia stanów granicznych nośności filara mostowego w sytuacji trwałej przedstawiono poniżej.

### Sytuacja trwała (GEO i STR)

(5) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów filara:

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,5 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,5 * 0,6 \{T_k\}.$$

### Stan graniczny użyteczności (SLS)

(6) Kombinacja charakterystyczna – sprawdzenie naprężeń i/lub przemieszczeń podpory mostowej:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,0 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,0 * 0,6 \{T_k\}.$$

(7) Kombinacja quasi stała – sprawdzenie stanu zarysowania w betonie:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,5T_k\}$$

gdzie:

$G_{k,sup}$  – wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz maksymalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasyпки,

$G_{k,inf}$  – wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz minimalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do grupy tej zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasyпки,

$G_{set}$  – wartość charakterystyczna oddziaływań wywołanych nierównomiernym osiadaniem konstrukcji podpór,

$S$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych oddziaływaniem skurczowym betonu,

$P$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych sprężeniem;

$T_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych zmianami temperatury; w tej grupie należy również uwzględnić obciążenia quasi-stałe wywołane zmianami temperatury, tj. tarcie konstrukcji na łożyskach,

$TS_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem układem tandemowym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

$UDL_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

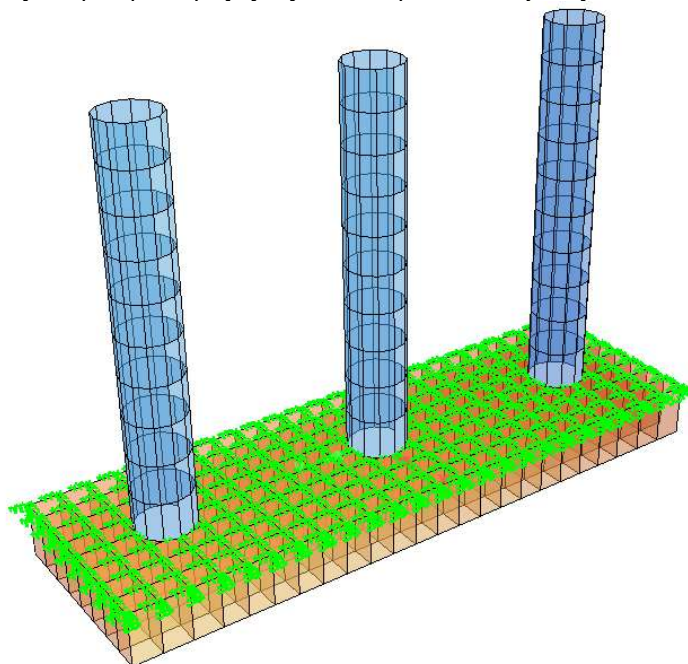
$Q_{fk}$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

$Q_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem poziomym pochodzącym od hamowania lub przyspieszania pojazdów na obiekcie mostowym.

## 8.4.4. Analiza statyczna

### 8.4.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie) zastosowano analityczne wzory empiryczne. Model filarów został wygenerowany za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e1e2 w p3). Ławę fundamentową zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości, natomiast słupy z wykorzystaniem elementów belkowych (BEAM) (rys. 8.4.4.1.1). Interakcja fundamentowego z podłożem została odwzorowana przy użyciu podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.



Rys. 8.4.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara mostowego

#### Dobór sztywności podparć sprężystych

(2) Pomiędzy ławą fundamentową a gruntem zastosowano model interakcji polegający na użyciu jednowymiarowych sprężyn o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera dla podłoża jednowarstwowego. W ogólnym podejściu należy wyznaczyć sztywność pionową podłoża sprężystego. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego  $s$  jest proporcjonalne do działającego obciążenia  $q$ :

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

$q$  – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

$s$  – osiadanie fundamentu [m],

$k_z$  – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m<sup>3</sup>].

(3) Wartość współczynnika podatności dla gruntu jednorodnego do głębokości aktywnej można wyznaczyć ze wzoru [56]:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)},$$

gdzie:

$E_0$  – moduł ściśliwości gruntu (pierwotny) [MPa],

$\omega$  – współczynnik wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu), dobierany według nomogramów [56],

$B$  – szerokość fundamentu [m],

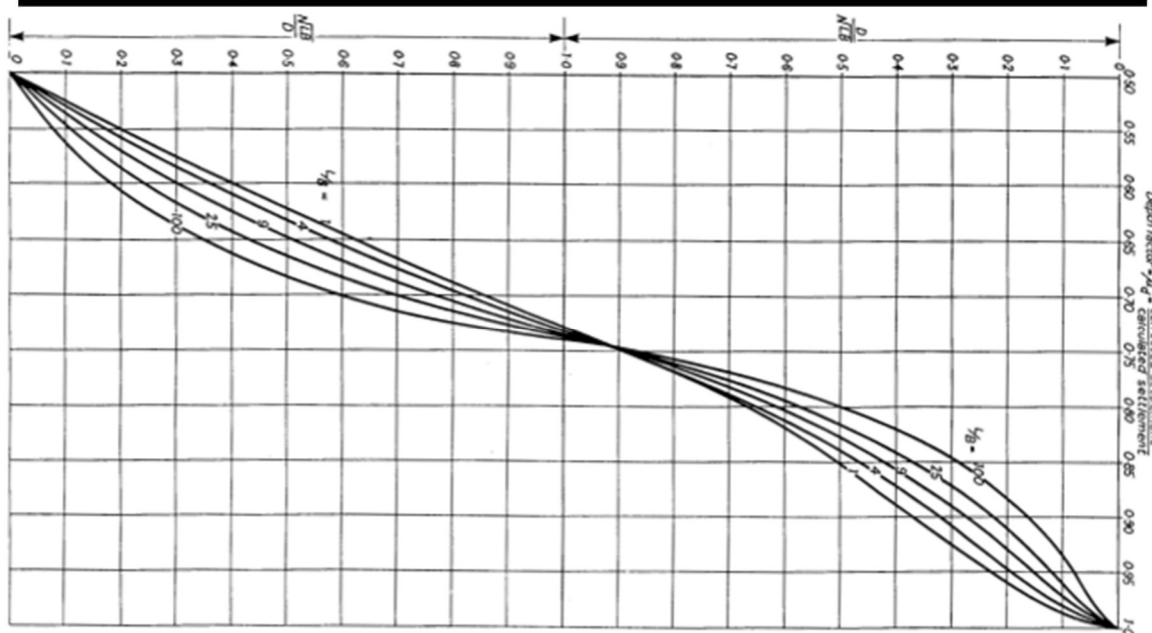


$\nu$  – liczba Poissona,

$\alpha$  – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa [56].

W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału  $0,85 \div 1,0$ . Na rys. 8.4.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram według [56] celem przyjęcia współczynników wpływu  $\omega$  oraz wpływu głębokości  $\alpha$ .

Kształt podstawy fundamentu	Fundament wiotki			Fundament sztywny
	osiadanie środka powierzchni obciążonej	osiadanie punktu narożnego	wartość średnia osiadania	osiadanie fundamentu
Koło	1,00	0,64	0,85	0,79
Kwadrat	1,12	0,56	0,95	0,88
Prostokąt				
L/B=1,5	1,36	0,68	1,15	1,08
L/B=2	1,53	0,77	1,30	1,22
L/B=3	1,78	0,89	1,53	1,44
L/B=4	1,96	0,98	1,70	1,61
L/B=5	2,10	1,05	1,83	1,72
L/B=10	2,53	1,27	2,25	2,12
L/B=20	2,95	1,48	2,64	---
L/B=100	4,00	2,00	3,69	---



Rys. 8.4.4.1.2. Współczynnik wpływu  $\omega$  (góra), współczynnik wpływu głębokości (dół) według [56]

(4) Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych:  $L = 12,5$  m – długość fundamentu,  $B = 4,0$  m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{12,5}{4,0} = 3,13 \rightarrow \omega = 1,46.$$

Współczynnik  $\alpha$  wpływu głębokości oblicza się z zależności:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,1}{\sqrt{12,5 \times 4,0}} = 0,297 \rightarrow \alpha = 0,92,$$

a współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,92 \times 1,46 \times 4,0 \times (1 - 0,3^2)} = 19410 \text{ kN/m}^3.$$

Sztywność boczną fundamentu bezpośredniego  $k$ , dla typowych warunków gruntów normalnie skonsolidowanych zwykle przyjmuje się w przedziale  $0,3 \div 0,7 k_z$  sztywności pionowej.

(5) W zakresie sprężystym sztywność boczna gruntu uzależniona jest od współczynnika rozporu bocznego, wyprowadzanego z współczynnika rozszerzalności bocznej (liczba Poissona) oraz pochodząca od sił tarcia między podłożem a ławą fundamentową. Założono w obliczeniach brak możliwości podmycia podpory mostowej.

(6) Bezpośrednio pod ławą fundamentową jest warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz będzie pochodzące tylko od obciążeń stałych. Przy chropowatej powierzchni betonowej zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi  $0,67 \div 1,0$  wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może również dojść do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, co zmniejsza efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawne, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(7) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych na podstawie obliczeń z modelu wynoszą:  $\sigma_{stałe} = 229 \text{ kPa}$ . Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie  $\alpha = 35^\circ$ , jak dla piasków średnich. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże wynosi:

$$T_{ława} = 0,5 \times \sigma_{stałe} \times \tan \alpha = 0,5 \times 229 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 80,17 \text{ kPa}.$$

Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej  $\Delta_{dop} = 0,01 \text{ m}$ , a sztywność boczna ławy fundamentowej:

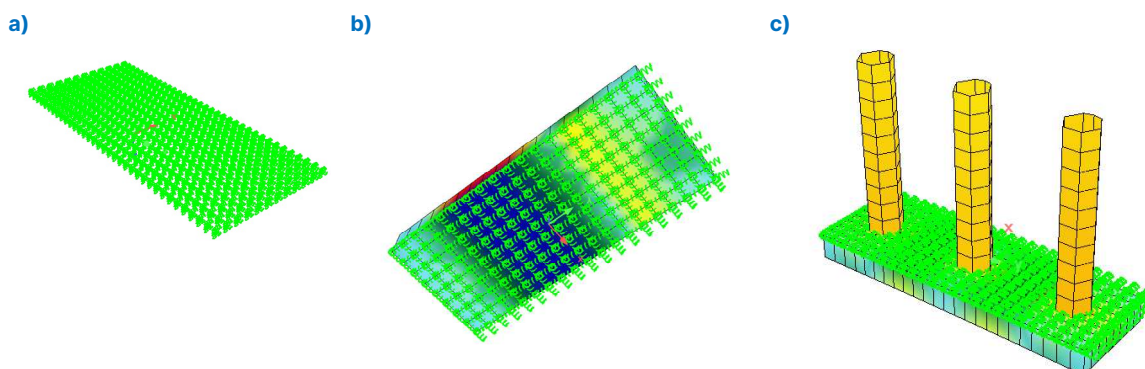
$$k_{x,ława} = \frac{T_{ława}}{\Delta_{dop}} = \frac{80,17}{0,01} = 8017 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

#### 8.4.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 8.4.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża przy pomocy podparć sprężystych (rys. 8.4.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych filara (rys. 8.4.4.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie korpusów słupowych filara (rys. 8.4.4.2.1c).

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2. do 3. uwzględniono oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów przyczółka. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, ciężar zasypki na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 8.4.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3. budowy

### 8.4.4.3. Wyniki analizy statycznej

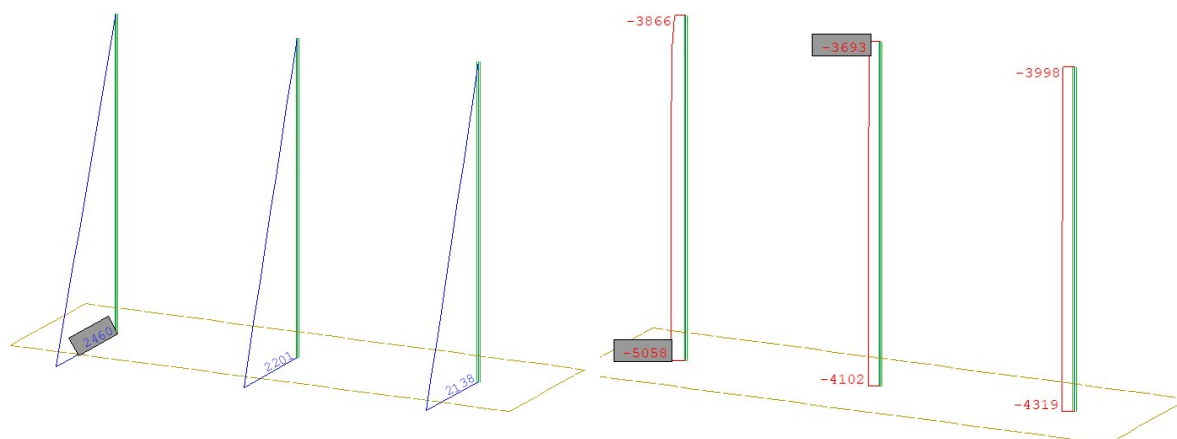
(1) W tab. 8.4.4.3.1 i 8.4.4.3.2 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 8.4.4.3.1 i 8.4.4.3.2 pokazano wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach przyczółka z modelu numerycznego.

Tab. 8.4.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu filara w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie filara słupowego						
maksymalny moment zginający MZ	towarzyszająca siła podłużna ściskająca	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna VY	maksymalna siła poprzeczna VZ	maksymalna siła podłużna ściskająca	minimalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
2460	5058	240,1	315,4	30,8	6851	2946

Tab. 8.4.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
1818 (lokalnie przy słupie)	877	2007 (lokalnie przy słupie)



Rys. 8.4.4.3.1. Maksymalny moment zginający MZ w filarze słupowym (z lewej), towarzysząca minimalna siła poprzeczna w filarze słupowym (z prawej)

(2) W tab. 8.4.4.3.3 i 8.4.4.3.4 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tych tabelach opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego, w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

-123.7	-411.8	-40.3
-21.6	-571.4	-200.5
-73.3	-1784	-42.0
-65.1	-1818	-39.8
-14.2	-543.2	-181.5
-90.9	-344.7	-31.0
-79.2	-225.1	-23.4
-71.7	-192.7	-19.5
-75.4	-212.0	-21.7
-84.8	-313.6	-27.4
-13.7	-489.8	-157.9
-8.80	-1651	-32.4
-62.9	-1637	-32.2
-13.7	-484.7	-154.1
-84.6	-303.4	-26.3
-74.3	-200.2	-20.2
-69.6	-176.7	-17.4
-75.9	-201.3	-20.0
-89.5	-302.2	-26.1
-16.9	-476.6	-154.8
-81.6	-1569	-33.8
-89.0	-1539	-35.7
-23.9	-500.3	-170.6
-119.0	-360.7	-34.1

**Rys. 8.4.4.3.2. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)**

(3) W tab. 8.4.4.3.3 i 8.4.4.3.4 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tych tabelach opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego, w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

**Tab. 8.4.4.3.3. Zbiornicze zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	627	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	16227	12040
Moment MX [kNm]	4387	(-)
Moment MY [kNm]	2761	(-)
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.		

**Tab. 8.4.4.3.4. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	847	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	21813	12040
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.		

## 8.4.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

### 8.4.5.1. Nośność na zginanie

(1) Wymiarowanie elementów mimośrodowo ściskanych o przekroju kołowym sprowadza się do wyznaczenia następujących wielkości:

- 1) określenia schematu statycznego,
- 2) charakterystyk geometrycznych przekroju, charakterystyk materiałowych,
- 3) określenia obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenia smukłości słupa,
- 5) obliczenia imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenia konieczności uwzględniania efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystania z nomogramów nośności siła–moment,
- 8) wyliczenia niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie,
- 9) sprawdzenia nośności na ścinanie.

#### Schemat statyczny

(2) Schematem statycznym filara słupowego jest słup o jednym końcu utwierdzonym w ławie fundamentowej oraz drugim końcu quasi-przegubowym (łożyska kotwione przesuwne i łożysko stałe) o długości teoretycznej równej 7,80 m. Dla takiego schematu statycznego przyjęto bezpiecznie długość efektywną równą:

$$l_0 = l \times \beta = 7,8 \times 1,0 = 7,8 \text{ m},$$

gdzie:

$\beta$  – współczynnik długości efektywnej,

$l$  – długość teoretyczna słupa.

#### Charakterystyki geometryczne i materiałowe

(3) Przekrojem poprzecznym słupa jest koło o średnicy 1,2 m. Podstawowe charakterystyki geometryczne przekroju:

$$A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 1,2^2 = 1,13 \text{ m}^2 \text{ – pole przekroju poprzecznego,}$$

$$J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 1,2^4 = 0,102 \text{ m}^4 \text{ – moment bezładności przekroju,}$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,3 \text{ m – promień bezładności przekroju,}$$

$h$  – wysokość przekroju (średnica).

(4) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [14]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{30}{1,4} = 18,21 \text{ MPa}$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$  – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(5) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie w przypadku obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

(6) Wstępny dobór zbrojenia w słupie:

- 1)  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$  – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$  – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,

- 3)  $\varphi_{gl} = 25 \text{ mm}$  – średnica prętów zbrojenia głównego,  
 4)  $A_p = 4,91 \text{ cm}^2$  – pole przekroju poprzecznego jednego pręta  $\phi 25 \text{ mm}$ .

Założono wstępnie zbrojenie w słupie 16 prętów  $\phi 25 \text{ mm}$  o polu  $A_{s,zat} = 78,56 \text{ cm}^2$ :

$$\mu = \frac{16 \times A_p}{A_c} = \frac{16 \times 4,91}{1,13 \times 10000} = 0,694\% > \mu_{min} = 0,2\%.$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = H - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,2 - 0,05 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 1,129 \text{ m}.$$

### Imperfekcje geometryczne

(7) Nawet w przypadku gdy statycznie słup jest ściskany osiowo, rozpatruje się go zawsze jako mimośrodowo ściskany. Mimośrodowość pracy słupa wynika z nieuniknionych niedokładności wykonania, niezamierzonego mimośrodu działania obciążenia oraz z możliwości nierównomiernej pracy betonu w przekroju z uwagi na niejednorodność jego struktury (pkt 5.2 normy [14]):

$$0,66 \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{1}} = \frac{2}{\sqrt{7,8}} = 0,72 \leq 1,0,$$

$$\theta_l = 0,005 \times \alpha_h = 0,005 \times 0,72 = 0,0036,$$

$$e_i = 0,5 \times \theta_l \times l_0 = 0,5 \times 0,0036 \times 7800 = 14 \text{ mm},$$

$$e_0 = \frac{H}{30} = \frac{1200}{30} = 40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}; e_0 \geq e_i - \text{mimośród uwzględniony do obliczeń.}$$

(8) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą:

$$M_{Ed,1} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{2460^2 + 240,1^2} = 2472 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w słupie,}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{315,4^2 + 30,8^2} = 317 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w słupie,}$$

$M_{Ed,1} = 2472 \text{ kNm}$  – moment zginający wypadkowy z modelu obliczeniowego,

$N_{Ed} = 5058 \text{ kN}$  – towarzysząca siła ściskająca z modelu obliczeniowego (tab. 8.4.4.3.1),

$M_{Ed,2} = N_{Ed} \times e_0 = 5058 \times 0,04 = 202 \text{ kNm}$  – moment zginający z imperfekcji geometrycznych,

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 2472 + 202 = 2674 \text{ kNm}.$$

### Smukłość słupa

(9) Smukłość słupa wyraża się następującym wzorem:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{7,8}{0,3} = 26,0.$$

Wyznaczenie smukłości granicznej (projektowanie wstępne pkt 5.8.3.1 normy [14]), przy czym współczynniki  $A = 0,7$ ,  $B = 1,1$ ,  $C = 0,7$  (siły przyjęto według tab. 8.4.4.3.1):

$$n = \frac{N_{max}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{6,851}{1,13 \times 18,21} = 0,33,$$

$$n = \frac{N_{min}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2,946}{1,13 \times 18,21} = 0,143,$$

$$n = \frac{N_{tow}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{5,058}{1,13 \times 18,21} = 0,246,$$

$$\lambda_{lim,min} = \frac{A \times B \times C \times 20}{n} = \frac{0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times 20}{0,333} = 32,4 \geq \lambda - \text{nie trzeba uwzględniać efektów drugiego rzędu,}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 2472 + 202 = 2674 \text{ kNm} - \text{moment zginający do obliczeń nośności słupa.}$$

### Wyznaczenie nośności przekroju na podstawie nomogramów

(10) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji  $N_{Rd} - M_{Rd}$  dla słupów o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno podczas określania nośności słupa z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych mimośrodowo ściskanych zgodnych z wymaganiami normy [14] opracowanych w [55].

(11) Procedura obliczeniowa polega na:

- 1) wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosza głównych prętów zbrojonych do średnicy słupa),
- 2) wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną,
- 3) wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

Średnica kosza zbrojowego wynosi:

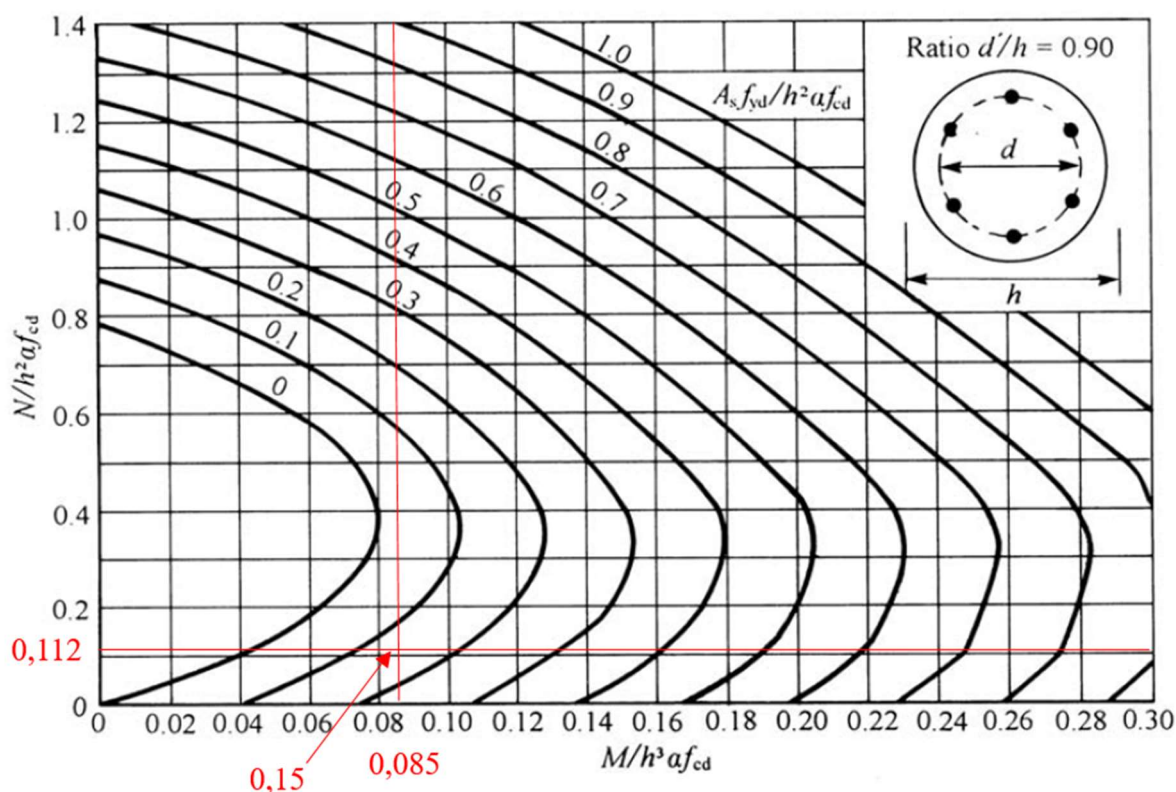
$$d' = H - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gt} = 1,2 - 2 \times 0,05 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 1,059 \text{ m,}$$

Stosunek  $d'/H = 1,059/1,2 = 0,882$  oblicza się, korzystając z nomogramu dla stosunku 0,90 według [55].

Wyznaczając rzędne i odczytane na wykresie, przyjęto konserwatywnie wartość minimalnej siły ściskającej:

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{2,674}{1,2^3 \times 18,21} = 0,085,$$

$$\frac{N_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{2,946}{1,2^2 \times 18,21} = 0,112.$$



Rys. 8.4.5.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie kołowym według [55]

(12) Ilość zbrojenia określono z zależności:

$$0,15 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,15 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,15 \times 1,2^2 \times 18,21}{435} = 90,5 \text{ cm}^2 \geq A_{s,zał} = 78,56 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć większą ilość zbrojenia niż wstępnie założoną. Przyjęto na zbrojenie główne filara słupowego 19 prętów  $\phi 25$  mm o polu równym  $A_s = 93,27 \text{ cm}^2 \geq 90,5 \text{ cm}^2$ . Minimalne pole przekroju zbrojenia w słupie:

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \times A_c\right) = \max\left(\frac{0,1 \times 6,851}{435}; 0,002 \times 1,13\right) = 22,6 \text{ cm}^2,$$

natomiast maksymalne pole przekroju zbrojenia w słupie:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 1,13 = 452 \text{ cm}^2,$$

$A_{s,max} \geq A_s \geq A_{s,min}$  – zbrojenie główne w słupie dobrano prawidłowo.

### 8.4.5.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiążdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze spełniony.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na słup, która wyniosła  $V_{Ed} = 317$  kN. Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1200 mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – 1129 mm,
- 4) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(4) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1129}} \right); 2,0 \right] = 1,42$  – podejście konserwatywne, przekrój kołowy ma różną wysokość, przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr  $k$  i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{A_c} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{93,27}{1,13 \cdot 100000} \right); 0,02 \right] = 0,82\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left( \frac{2,946}{1,13} \right); 0,2 \times 18,21 = 2,6 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,42^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 2,6 = 0,715 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[ C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,13 \times 1,42 \times (100 \times 0,0082 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 2,6 = 0,923 \text{ MPa}.$$

Stąd  $v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,715; 0,923) = 0,923 \text{ MPa}$ .

Obliczeniowe naprężenia styczne w słupie wynosi:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,317}{\frac{3,14 \times 1,129^2}{4}} = 0,316 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem słupa i jego zbrojeniem podłużnym.

#### Kryterium doboru strzemion

Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{g1}; 400 \text{ mm}; h) = \min(500 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1200 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w formie spirali o skoku równym 30 cm, z pręta  $\phi 8$  mm.



## 8.4.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

### 8.4.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M<sub>YY</sub> lub zbrojenie minimalne. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości ławy.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 22$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gl} = 32$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,1$  m – grubość ławy fundamentowej.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,1 - 0,05 - 0,022 - \frac{0,032}{2} = 1,012 \text{ m},$$

$b = 1,0$  m – wymiarowanie na 1 m szerokości ławy fundamentowej.

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 8.4.4.3.2):

$M_{Ed,x} = 1818$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 877$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1,012 \text{ m} = 0,50 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} = 0,493.$$

(7) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 \text{ – równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,012 - 0,5x_{eff}) - 1,818 = 0,$$

$x_{eff} = 0,104$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,104}{1,012} = 0,103 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(8) Zbrojenia na zginanie określono z zależności:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,818}{(1,012 - 0,5 \times 0,104) \times 435} = 43,53 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 32$  mm na 1 m szerokości łąwy o  $A_{s1} = 48,26 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,012 = 15,29 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,012 = 13,18 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ .

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości łąwy o  $A_{s,min} = 22,81 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

(9) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 22,81 \times \left( 1,012 - \frac{0,104}{2} \right) = 976 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 877 \text{ kNm}.$$

W kierunku y-y należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości łąwy o  $A_{s,min} = 22,81 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### 8.4.6.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunki zawsze spełnione.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie.

Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na słup, która wyniosła (tab. 8.4.4.3.2):  $V_{Ed} = 2007 \text{ kN}$ . Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1100 mm,
- 2) analizowana szerokość łąwy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 32 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju –  $d = 1012$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(4) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1012}} \right); 2,0 \right] = 1,45,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{48,26}{100 \times 101,2} \right); 0,02 \right] = 0,48\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{ pominięto wpływ siły podłużnej,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,45^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,333 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,45 \times (100 \times 0,0048 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1012 = 456 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,333 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1012 = 337 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(456; 337) = 456 \text{ kN.}$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,p} = 2007 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 456 \text{ kN.}$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(5) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona sześciocięte (trzy strzemiona zamknięte)  $\phi 16$  mm o  $A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2$ . Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ ramię sił wewnętrznych,}$$

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $\text{ctg}\varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ .

Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{12,06 \times 0,9 \times 101,2 \times 400 \times 2,0}{2007} = 43,8 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w ławie).

Zbrojenie minimalne na ścinanie na szerokości ławy 4,0 m wynosi:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 400 = 10,52 \text{ cm}^2 \leq 1 \times A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć trzy strzemiona dwucięte z pręta  $\phi 16$  mm po szerokości ławy.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,012 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,76 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

(6) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na szerokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności ławy na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

### 8.4.6.3. Nośność podłoża gruntowego

#### Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundamentem, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

$V_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne); ciśnienie wody nie spowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża ( $R_k$ ) wyrażony jest się za pomocą wzoru (D.2) z Załączniku D do normy [23]:

$$R_k = \left( \frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left( \frac{R_i}{A'} \right)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża,

$A'$  – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left( \frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

$c_k'$  – spójność gruntu,

$\phi'$  – kąt tarcia wewnętrznego,

$\gamma'$  – ciężar gruntu,

$q'$  – efektywna wartość naprężenia w poziomie posadowienia fundamentu,

$B'$  – efektywna szerokość fundamentu;  $B' = B - 2 \times e_B$ ,

$L'$  – efektywna długość fundamentu;  $L' = L - 2 \times e_L$ ,

$e_B, e_L$  – mimośrodowość działania wypadkowej siły  $V$  w stosunku do środka ciężkości fundamentu;

$N_c, N_q, N_\gamma$  – współczynniki nośności (bezwymiarowe):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi',$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  - współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \phi')^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \tan \phi'),$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe):

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi' \text{ dla prostokąta; } s_q = 1 + \sin \phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L'} \right) \text{ dla prostokąta; } s_\gamma = 0,7 \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1),$$

$i_c, i_q, i_y$  – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe):

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}),$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}}\right]^m,$$

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}}\right]^{m+1},$$

$$m = m_b = \left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } B'.$$

$$m = m_L = \left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } L'.$$

### Określenie mimośrodów obciążeń $e_B$ i $e_L$

(3) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej sile pionowej (tab. 8.4.4.3.3). Mimośród  $e_B$  wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|4387|}{12040} = 0,364 \leq \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m},$$

a mimośród  $e_L$ :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|2761|}{12040} = 0,229 \leq \frac{L}{6} = \frac{12,5}{6} = 2,08 \text{ m}.$$

Warunek jest zatem spełniony. Wymiary fundamentu są odpowiednio dobrane:

$$L' = L - 2 \times e_L = 12,5 - 2 \times 0,229 = 12,04 \text{ m},$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 4 - 2 \times 0,364 = 3,27 \text{ m},$$

$$A' = B' \times L' = 3,27 \text{ m} \times 12,04 \text{ m} = 39,39 \text{ m}^2.$$

(4) Współczynniki nośności wynosi:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}^{\phi'}} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = e^{\pi \operatorname{tg} 35} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2}\right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot^{\phi'} = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg}^{\phi'} = 2(33,3 - 1) \operatorname{tg} 35 = 45,2.$$

a współczynnik kształtu fundamentu (dla prostokąta):

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi' = 1 + \frac{3,27}{12,04} \times \sin 35 = 1,16,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \times \frac{3,27}{12,04} = 0,92,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,16 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,16.$$

(5) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób: Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi  $\alpha = 0$ :

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \operatorname{tg}^{\phi'})^2 = (1 - 0 \times \operatorname{tg} 35)^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}) = 1,0 - (1 - 1,0)/(46,1 \times \operatorname{tg} 35) = 1,00.$$

(6) Współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu) wynosi:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} = \frac{\left[2 + \left(\frac{3,27}{12,04}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{3,27}{12,04}\right)\right]} = 1,79.$$

Przy sile poziomej  $H = 627 \text{ kN}$ :

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}}\right]^m = \left[1 - \frac{627}{12040 + 39,39 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,79} = 0,909,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}} = 0,909 - \frac{1 - 0,909}{38,64 \times \operatorname{tg} 33} = 0,906,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{627}{12040 + 39,39 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,79+1} = 0,862.$$

(7) Fundament przyczołka zagłębiony jest 2,1 m poniżej poziomu terenu pierwotnego, naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,1 = 38,85 \text{ kPa.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,16 \times 0,906 + 44,4 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,16 \times 0,909 + 0,5 \times 18,5 \times 3,27 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,92 \times 0,862 = 2442 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) \times A' = 2442 \times 39,39 = 96186 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{96186}{1,4} = 68704 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu wynosi:

$$V_d^{max} = 21813 \text{ kN.}$$

Następnie sprawdza się warunek:

$$V_d^{max} = 21813 \text{ kN} < R_d = 68704 \text{ kN}$$

oraz oblicza wykorzystanie nośności:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 31,7 \text{ \%}.$$

Warunek nośności podłoża na wyparcie jest zachowany. W przypadku posadowienia bezpośredniego obiektów mostowych decydującym warunkiem dotyczącym wymiarów fundamentu zazwyczaj są dopuszczalne osiadania pod fundamentem.

### Nośność na przesunięcie fundamentu

(8) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowy opór na przesunięcie,

$H_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego, uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$  – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(9) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu.

(10) W warunkach z odplywem obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d$$

$$\text{lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$V_d'$  – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k$ ;  $\delta_d$  – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt  $\delta_d$  można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym  $\varphi_{cv,d}$  – dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub równy  $2/3 \varphi_{cv,d}$  – dla gładkich fundamentów prefabrykowanych; efektywną spójność gruntu można pominąć. W niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt  $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$ .

(11) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = A_c \times c_{u,d}$$

$$\text{lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h}$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$A_c$  – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$  – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(12) Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundamentem a niezdrenowanym podłożem spoistym, należy dodatkowo sprawdzić warunek:  $R_d \leq 0,4 \times V_d$ . W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych.

(13) Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{12040 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 4721 \text{ kN.}$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma wynosi:  $H_d = 847 \text{ kN}$ .

Następnie sprawdza się warunek nośności:

$$H_d = 847 \text{ kN} \leq R_d = 4721 \text{ kN}$$

oraz oblicza wykorzystanie nośności:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 18 \%$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

## 8.4.7. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności

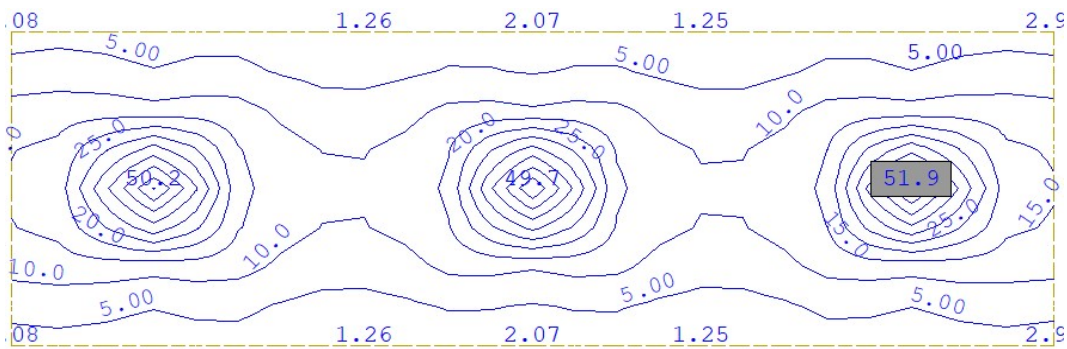
### 8.4.7.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użytkowalności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory wykonano z zastosowaniem oprogramowania komputerowego zgodnie z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

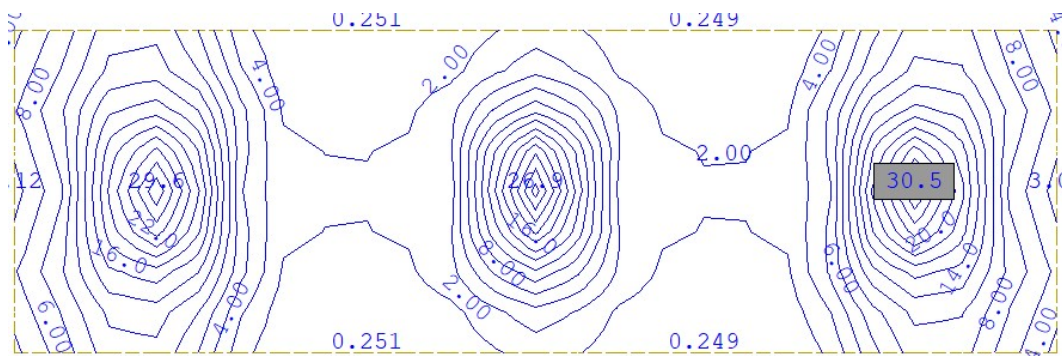
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do  $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do  $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ ,
- 3) ograniczenie rozwarości rys od  $w = 0,3 \text{ mm}$ .

#### **Lawa fundamentowa**

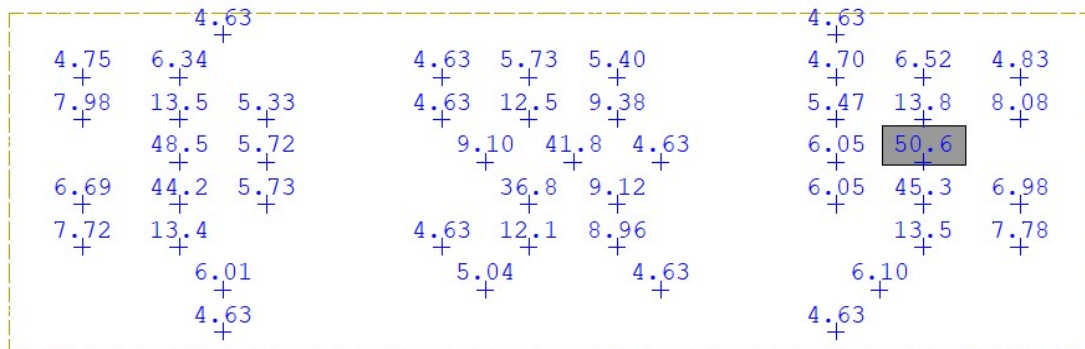
(2) Na rys. 8.4.7.1.1–8.4.7.1.4 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



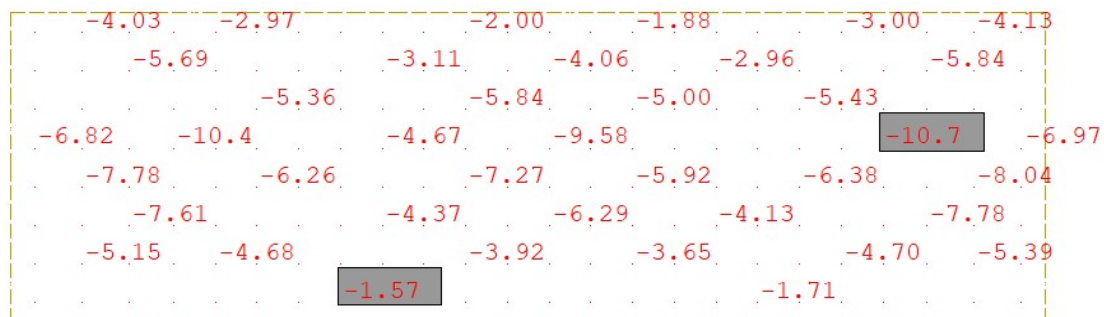
Rys. 8.4.7.1.1. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.4.7.1.2. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 8.4.7.1.3. Niezbędna ilość zbrojenia na ścianie w ławie [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]



Rys. 8.4.7.1.4. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(3) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

- 1) pręty poprzeczne  $\phi 32$  mm co 15 cm w osiach pali i filarów na szerokości 1 m z każdej strony na pozostałym obszarze  $\phi 20$  mm w rozstawach co 15 cm,



- 2) pręty podłużne  $\phi 22$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) trzy strzemięna dwucięte z pręta  $\phi 16$  mm na szerokości ławy w rozstawach co 30 cm po długości ławy.

#### 8.4.7.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego filara mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Norma [12] wskazuje natomiast dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego w kierunku podłużnym równą 10 mm, a w kierunku poprzecznym 2,5 mm.

(3) W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków i zestawiono w tab. 8.4.7.2.1.

Tab. 8.4.7.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

Maksymalne osiadanie $S_{max}$ [mm]	Maksymalny obrót $\theta_{max}$ [rad]	Strzałka wygięcia $\Delta_{max}$ [mm]	Przechylenie $\omega$ [rad]
50	0,002	10	0,003

(4) Analiza powyższych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. Dla obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 8.4.7.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(5) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, dla układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

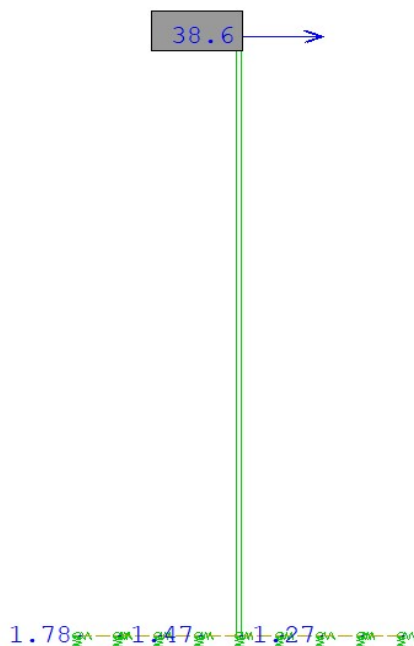
(6) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 25 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm, pochylenie fundamentu oraz korpusu do 0,003 rad. Na rys. 8.4.7.2.1–8.4.7.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.

18.3	18.0	17.8	18.0	18.3	18.7	19.3	20.0	20.7	21.3
	16.4								
15.2	14.9	14.7	14.8	15.2	15.6	16.1	17.0	17.7	18.3
	13.4								
12.0	11.8	11.5	11.6	12.0	12.4	12.9	13.9	14.6	15.1
	11.8		11.7		12.3		13.1		
12.0	11.7		11.5		11.9		12.6	13.7	14.4
	11.5	11.4		11.8		12.3		13.0	
11.8	11.5		11.6		12.1		12.8	13.5	14.2

Rys. 8.4.7.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

	10.8	10.8		10.1		9.74	9.90		10.4	10.6
10.8	10.9		10.3		9.91	9.85		10.1	10.5	
		10.8		10.0				10.4		10.7
10.8	11.0		10.3		10.1	10.0		10.1		10.6
	10.9	11.0	10.5	10.1	10.4		10.3	10.7		10.7
9.16					8.47	8.50				9.06
	7.63	7.46	6.97		6.75		6.74	7.22	7.35	7.45
	5.90		5.16		5.01	5.01		5.46		
4.17	4.28	4.12	3.59	3.33			3.59	4.03	4.14	

Rys. 8.4.7.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 8.4.7.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(7) Osiadanie ław fundamentowych wynosi:

$$s_{max} = 21,3 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek jest ustalany po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(8) Przechylenia względne fundamentu ław wynoszą:

$$\Delta s_{min} = 6,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 6,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ławia}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{7 \text{ mm}}{4 \text{ m}}\right) = 0,0017 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{37 \text{ mm}}{7,8 \text{ m}}\right) = 0,0047 \text{ [rad]} \geq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica wychylenia w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów i obrotów w fundamencie bezpośrednim jest zachowane oraz nie jest zachowane w filarach słupowych.

(9) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 1,6 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

gdzie  $\Delta_x$  – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy).

Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

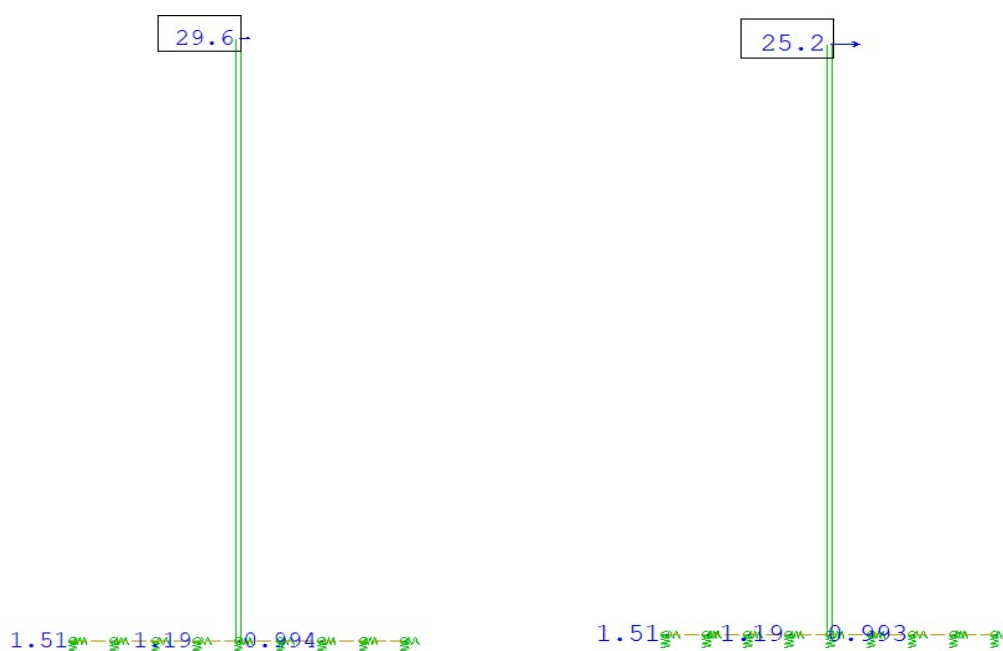
(10) Należy rozpatrzyć konstrukcję słupów pod względem:

- 1) zwiększenia przekroju słupów do średnicy co najmniej 1,4 m,
- 2) założenia, że przęsło pracuje jak sztywna tarcza i część obciążeń poziomych od hamowania będzie się przenosić przez tarcie na łożyskach.

(11) W modelu uwzględniono współpracę pozostałych łożysk w przenoszeniu obciążenia poziomego od hamowania przez tarcie. Przyjęto bezpiecznie współczynnik tarcia na łożyskach skrajnych oraz sąsiednim filarze od obciążenia stałego równy 0,01. Otrzymane siły tarcia na pozostałych łożyskach zestawiono w tab. 8.4.7.2.1, a na rys. 8.4.7.2.4 pokazano ponowne przeliczenie przechyleń bocznych filarów słupowych.

**Tab. 8.4.7.2.1. Zmniejszenie sił od hamowania poprzez uwzględnienie tarcia na łożyskach**

	Przyczółek P1	Filar P3	Przyczółek P4
Sumaryczna reakcja od stałych [kN]	3447	8508	3447
Współczynnik tarcia	0,01	0,01	0,01
Siły tarcia [kN]	34,47	85,08	34,47
Suma sił tarcia [kN]	154		



**Rys. 8.4.7.2.4. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w fundamencie filara po uwzględnieniu tarcia na łożyskach (lewa strona) oraz przy dodatkowym zwiększeniu średnicy słupów do 1,5 m (prawa strona)**

Uwzględniono dodatkowe tarcie:

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{korpus}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{28,6 \text{ mm}}{7,8 \text{ m}}\right) = 0,0037 \text{ [rad]} \geq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

oraz zwiększono średnicę słupa do 1,5 m:

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{korpus}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{24 \text{ mm}}{7,8 \text{ m}}\right) = 0,0030 \text{ [rad]} \geq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}.$$

Pokazuje to jak istotny jest odpowiedni dobór łożysk (współczynnik tarcia, zdolność do obrotu) w projektowaniu smukłych filarów słupowych.