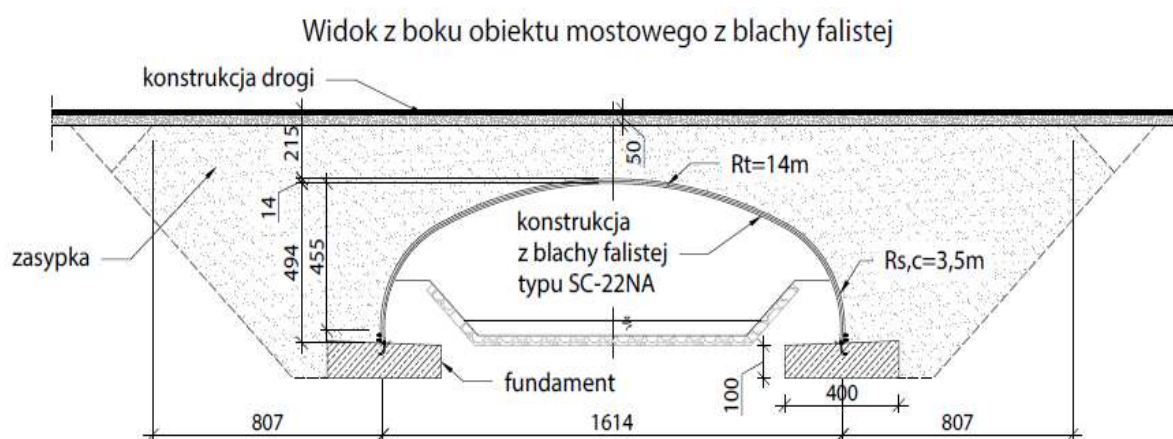


## 4. Most gruntowo-powłokowy z blach falistych o schemacie ramowym

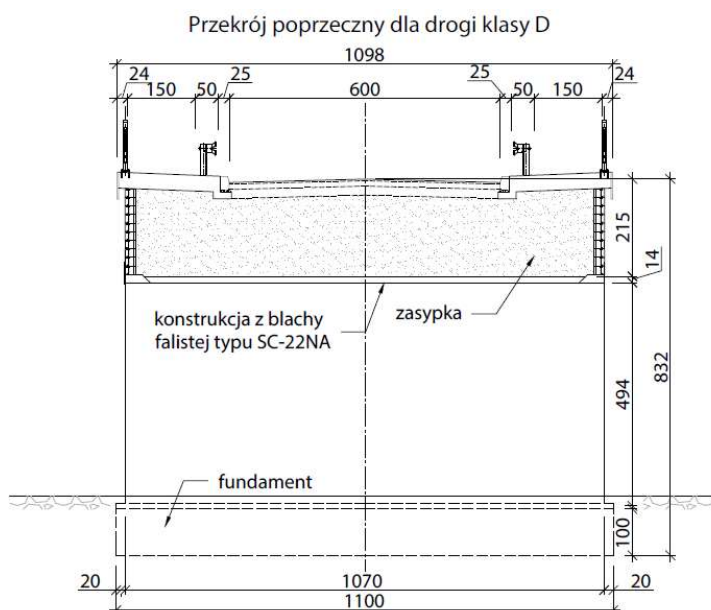
### 4.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

#### 4.1.1. Układ konstrukcyjny i parametry techniczne

(1) Przedmiotowy obiekt mostowy w przykładzie obliczeniowym nr 2 będzie służył do przeprowadzenia ruchu samochodowego drogi klasy D i ruchu pieszego. Przeszkodą obiektu mostowego (mostu) jest rzeka. Szerokości użytkowe na jezdni wynoszą  $2 \times 3,0$  m, natomiast szerokości użytkowe na chodnikach obustronnych  $2 \times 1,5$  m. Schematem statycznym mostu jest rama dwuprzegubowa jednoprzęsłowa o stałych parametrach geometrycznych współpracująca z ośrodkiem gruntowym, w postaci konstrukcji gruntowo-powłokowej z blach falistych. Jest ona przegubowo oparta na fundamentach. Ustrój nośny obiektu o konstrukcji powłokowo-gruntowej stanowi zarówno powłoka konstrukcyjna z blachy falistej typu SC-22NA, jak i zasypka inżynierska z piasku średniego. Maksymalna rozpiętość konstrukcji wynosi 16,14 m (rys. 4.1.1.1). Całkowita szerokość konstrukcji łącznie z grubością desek gzymsowych o wymiarach  $0,04 \times 0,60$  m wynosi 10,98 m.

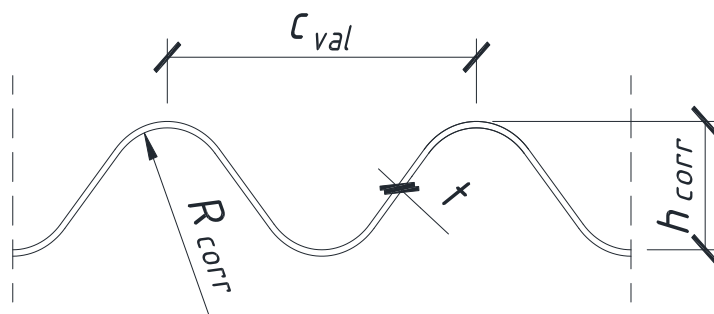


Rys. 4.1.1.1. Schemat obiektu ramowego w widoku z boku



Rys. 4.1.1.2. Schemat obiektu ramowego w przekroju poprzecznym

(2) Maksymalna wysokość zasyпки ponad kluczem konstrukcji z blach falistych wynosi 2,15 m, maksymalna wysokość konstrukcji z blach falistych 4,94 m, a wysokość ponad największą rozpiętością 4,55 m. Promień górny blachy falistej wynosi 14,0 m, natomiast promienie boczne 3,5 m. Przekrój powłoki stalowej (rys. 4.1.1.3) jest stały na całej długości konstrukcji. Parametry geometryczne arkusza zastosowanej blachy falistej przedstawiono w tab. 4.1.1.1.



Rys. 4.1.1.3. Geometria blachy falistej

Tab. 4.1.1.1. Parametry geometryczne blachy falistej

Nazwa parametru	Symbol	Jednostka	Wartość
Długość fali	$c_{val}$	[mm]	381
Wysokość fali	$h_{corr}$	[mm]	140
Promień fali	$R_{corr}$	[mm]	76,2
Grubość blachy	$t$	[mm]	8,0
Pole przekroju	$A_a$	$\left[\frac{mm^2}{mm}\right]$	10,4
Moment bezwładności przekroju	$I_y$	$\left[\frac{mm^4}{mm}\right]$	24374,9
Wskaźnik plastyczny na zginanie	$W_{y,pl}$	$\left[\frac{mm^3}{mm}\right]$	444,7

(3) Blacha falista została oparta przegubowo na ławie fundamentowej o szerokości 4,00 m, długości 11,00 m oraz grubości 1,00 m. Ława fundamentowa została ukształtowana w spadku poprzecznym równym 5% w kierunku przeszkody ze względu na zapewnienie poprawnego odprowadzenia wody.

(4) Przyjęto następujące elementy wyposażenia związane z drogą:

- 1) nawierzchnia – warstwa ochronna i ścieralna – bitumiczna o grubości całkowitej około 10 cm zgodnie z zakładaną klasą obciążenia ruchem,
- 2) krawężniki kamienne 20 x 20 cm,
- 3) kapy o grubości około 23 cm pokryte nawierzchnią epoksydowo-poliuretanową o grubości min. 3 mm, ograniczone polimerobetonowymi deskami gzymsowymi grubości min. 4 cm,
- 4) standardowy system odwodnienia i odprowadzenia wody, który należy dostosować do występującej długości obiektu i spadku podłużnego,
- 5) bariery/barieroporęcze ochronne o maksymalnej szerokości ugięcia  $D = 0,6$  m,
- 6) balustrady szczeblinkowe.

(5) Elementy wyposażenia związane z obiektem inżynierskim stanowią: izolacja powłokowa (geomebrana) oraz arkuszowa oraz system odwodnienia i odprowadzenia wody z zasyпки.

#### 4.1.2. Technologia budowy

(1) Kolejność prowadzenia robót w trakcie wykonywania mostu jest następująca:

- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed realizacją ławy fundamentowej,
- 3) deskowanie i zbrojenie ławy fundamentowej,
- 4) betonowanie ławy fundamentowej,

- 5) wykonanie izolacji ławy fundamentowej,
- 6) montaż elementów powłoki stalowej z blach falistych,
- 7) łączenie elementów powłoki stalowej ze sobą za pomocą łączników śrubowych,
- 8) wykonanie zasypki inżynierskiej oraz elementów zapobiegających przeciekaniu wód opadowych (zasypkę należy układać symetrycznie po obu stronach konstrukcji stalowej warstwami o maksymalnej grubości 30 cm w stanie luźnym, a następnie zagęścić),
- 9) wykonanie konstrukcji nawierzchni drogowej,
- 10) wykonanie elementów wyposażenia.

Przedstawiona technologia budowy została uwzględniona w procedurze analitycznej oraz w analizie numerycznej.

### 4.1.3. Założenia geotechniczne

(1) Założono, że podłoże gruntowe w miejscu posadowienia obiektu mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się grunty spoiste o średniej wytrzymałości na ścinanie oraz grunty niespoiste o dużej wytrzymałości na ścinanie. Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu (nośność na wyparcie) odniesiono do występowania w podłożu piasków średnich zagęszczonych. Podobnie dla obiektu powłokowego, z blachy falistej założono wymianę gruntów spoistych na grunty niespoiste zagęszczone w formie piasków średnich. W tab. 4.1.3.1 przyjęto charakterystyczne parametry geotechniczne gruntów zalegających w podłożu. W obliczeniach uwzględniono również występowanie wody gruntowej na głębokości 7 m poniżej poziomu terenu.

Tab. 4.1.3.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

Warstwa [-]	Nazwa gruntu [-]	Stan gruntu IL/ID [-]	Kąt tarcia wewnętrzznego [stopnie]	Spójność [kPa]	Ciężar objętościowy [kN/m <sup>3</sup> ]	Moduł ścisłości [MPa]	Liczba Poissona [-]	Miąższość [m]
I	glina	0,40	15	15	20	20	0,3	7,8
II	piasek średni (podłoże / zasypka)	0,6	34	0	18,5	40	0,3	>10

### 4.1.4. Materiały konstrukcyjne

#### 4.1.4.1. Stal konstrukcyjna

##### Podstawowe parametry stali konstrukcyjnej

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto według norm [16, 20]. Powłokę stalową z blach falistych przyjęto ze stali S420. Parametry materiałowe stali konstrukcyjnej przedstawiono w tab. 4.1.4.1.1.

Tab. 4.1.4.1.1. Parametry materiałowe stali konstrukcyjnej S420

Parametr	Symbol i wartość
<b>Stal S420MC</b>	-
Granica plastyczności	$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$
Wytrzymałość na rozciąganie	$f_u = 480 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Ciężar własny	$\gamma_s = 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

## Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla stali konstrukcyjnej

(2) Częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa według norm [16, 20] dla stali konstrukcyjnej wynosi:  $\gamma_{M,0} = 1,00$ ,  $\gamma_{M,1} = 1,10$ . Obliczeniową wartość granicy plastyczności stali konstrukcyjnej przyjęto zgodnie z tą normą:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{420 \text{ MPa}}{1,00} = 420 \text{ MPa.}$$

### 4.1.4.2. Połączenia śrubowe

#### Podstawowe parametry połączeń śrubowych

(1) Właściwości połączeń śrubowych przyjęto według normy [18] w tab. 4.1.4.2.1 Zastosowano łączniki śrubowe gwintowane na pełnej długości trzpienia.

Tab. 4.1.4.2.1. Parametry materiałowe połączeń śrubowych

Parametr	Symbol i wartość
Klasa śruby	8,8
Typ/średnica	M20

## Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla połączeń śrubowych

(2) Częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa w przypadku połączeń śrubowych wynosi [18]:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

### 4.1.4.3. Beton konstrukcyjny

#### Podstawowe parametry betonu

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto według norm [14, 15]. Ławę fundamentową zaprojektowano z betonu klasy C30/37. Zastosowano beton na kruszywie bazaltowym dla wszystkich elementów żelbetowych na cemencie klasy N. Zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14] wartość modułu sprężystości odczytaną z tab. 3.1 zwiększono o 20% ze względu na zastosowanie kruszywa bazaltowego. Parametry użytych betonów zestawiono w tab. 4.1.4.3.1.

Tab. 4.1.4.3.1. Parametry mechaniczne betonu C30/37 i C35/45 na kruszywie bazaltowym [14]

Parametr	Symbol i wartość
<b>beton klasy C30/37</b>	
Charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Charakterystyczna wytrzymałość kostkowa na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck,cube} = 37 \text{ MPa}$
Średnia wartość wytrzymałości walcowej betonu na ściskanie	$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
Średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Kwantyl 5% rozkładu charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie	$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$
Sieczny moduł sprężystości betonu zwiększony zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14]	$E_{cm} = 38,4 \text{ GPa}$
Odkształcenie graniczne betonu	$\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$

## Klasy ekspozycji i grubości otulenia

(2) Dla poszczególnych powierzchni elementów konstrukcji przyjęto klasy ekspozycji (decydujące ze względu na dobór grubości otulenia) według normy [14], tab. 4.1, pkt 4.2. Klasy ekspozycji elementów konstrukcji ze względu na warunki środowiskowe zestawiono w tab. 4.1.4.3.2.

**Tab. 4.1.4.3.2. Klasy ekspozycji elementów konstrukcji**

Element konstrukcji	Klasy ekspozycji	Minimalna klasa wytrzymałości betonu wymagana ze względu na klasę ekspozycji
Ława fundamentowa	XC2, XA1	C30/37

(3) W Załączniku E do normy [14] podano klasy wytrzymałości betonu wskazane ze względu na trwałość w zależności od klasy ekspozycji. Wskazaną klasą wytrzymałości dla przyjętych klas ekspozycji XD1 i XC3 jest klasa C30/37.

(4) Grubości otulenia prętów zbrojeniowych dobrano z normy [14], pkt 4.4.1 na podstawie klas ekspozycji i klas konstrukcji. Klasy konstrukcji określono według tab. 4.3N tej normy, uwzględniając klasy ekspozycji, klasy wytrzymałości betonu, kształt elementu oraz projektowy okres użytkowania, którego wartość przyjęto zgodnie z normą [9], tab. 2.1, równą 100 lat. Nie zakładano specjalnej kontroli jakości betonu i związanego z nią zmniejszenia klasy konstrukcji.

(5) Nominalną grubość otulenia  $c_{nom}$  określa się według normy [14], ze wzoru (4.1) w zależności od minimalnego otulenia  $c_{min}$  określonego wzorem (4.2) oraz przyjętej wartości odchyłki  $\Delta c_{dev}$ . Dobór nominalnej grubości otulenia dla zbrojenia płyty pomostu  $c_{nom}$  wraz z odwołaniami poszczególnych elementów do normy [14] wyniosło dla ławy fundamentowej –  $c_{min} = 50$  mm.

#### **Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla betonu**

(6) Częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa w analizowanych w ramach niniejszego przykładu trwałych i przejściowych sytuacjach obliczeniowych jest przyjmowany w naszym kraju według normy [14], tab. NA.2 z Załącznika Krajowego i dla betonu wynosi:  $\gamma_c = 1,4$ . 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]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 18,21 \text{ MPa},$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{2,9 \text{ MPa}}{1,4} = 2,07 \text{ MPa},$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa},$$

przy czym  $\alpha_{cc} = 0,85$  to współczynnik stosowany do uwzględniania efektów długotrwałych i niekorzystnych wpływów wynikających ze sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu na ściskanie według normy [15], pkt 3.1.6. Wartością zalecaną jest 0,85.

#### **4.1.4.4. Stal zbrojeniowa**

(1) Na zbrojenie analizowanego obiektu przewidziano stal zbrojeniową klasy C (o podwyższonej ciągliwości), o granicy plastyczności 500 MPa, zgodnie z pkt 3.2.2(3)P normy [14]. Zasady obejmują stal zbrojeniową o granicy plastyczności  $f_{yk}$  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 normie PN-EN [14]. Zgodnie z pkt 3.2.7(4) tej normy przyjęto obliczeniową wartość modułu sprężystości dla stali zbrojeniowej równą 200 GPa (tab. 4.1.4.4.1).

**Tab. 4.1.4.4.1. Parametry materiałowe 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	$F_{tk} = 575 \text{ MPa}$
Wartość obliczeniowa modułu sprężystości stali zbrojeniowej, pkt 3.2.7(4) normy [14]	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Charakterystyczne odkształcenie stali zbrojeniowej przy maksymalnym obciążeniu według danych producenta stali	8%

## Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla stali zbrojeniowej

(2) Częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa według normy [14], tab. NA.2 z Załącznika Krajowego dla stali zbrojeniowej wynosi  $\gamma_s = 1,15$ . Obliczeniową wartość granicy plastyczności stali zbrojeniowej określono według rys. 3.8 tej normy:

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

### 4.1.4.5. Zasyпка inżynierska

(1) Na zasypkę inżynierską konstrukcji gruntowo-powłokowej przyjęto typowy piasek średni lub mieszankę piaskowo-żwirową w stanie zagęszczonym o wskaźniku różnoziarnistości  $C_u \geq 4,0$ . Materiał zasyпки powinien być układany warstwami o maksymalnej grubości 30 cm w stanie luźnym, następnie zagęszczany. Układanie musi być wykonywane symetrycznie, aby wysokość zasyпки była taka sama po obydwu stronach konstrukcji stalowej, przy czym dopuszcza się różnicę wysokości równą jednej warstwie. Przed przystąpieniem do układania kolejnej warstwy należy się upewnić, czy poprzednia została właściwie zagęszczona. Wskaźnik zagęszczenia kruszywa zasyпки powinien wynosić:

- 1)  $l_s \geq 0,95$  – w odległości do 20 cm od ścianki konstrukcji,
- 2)  $l_s \geq 0,98$  – w pozostałym obszarze.

Tab. 4.1.4.5.1. Parametry materiałowe gruntu zasypowego ściany ramy

Parametr	Symbol i wartość
Moduł sprężystości	$E_{so} = 40 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości (wzmocnienie)	$E_w = 100 \text{ MPa}$
Kąt tarcia wewnętrznego	$\varphi = 34^\circ$
Spójność	$c = 0 \text{ kPa}$
Ciężar własny	$\gamma_{gr} = 18,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Ciśnienie wody w porach gruntu	$u = 0 \text{ kPa}$
Przyczepność (adhezja) pomiędzy gruntem i ścianą	$a = 0 \text{ kPa}$

(2) Do zagęszczania kruszywa w strefie bezpośrednio przy konstrukcji należy stosować ogólnie dostępny sprzęt do zagęszczania, zwracając szczególną uwagę na dokładność wykonania prac. Sprzęt ciężki może pracować w odległości ponad 1,0 m od konstrukcji, poruszając się zawsze równoległe do jej osi podłużnej. Nie dopuszcza się przymowania kruszywa na zasypkę w bezpośredniej bliskości konstrukcji oraz rozładowywania pojazdów z kruszywem bezpośrednio na konstrukcję. Szczególną ostrożność należy zachować w przypadku zagęszczania gruntu na końcach konstrukcji. Ponieważ końce konstrukcji pracują jak wspornikowe ściany oporowe, istnieje niebezpieczeństwo, że nie przeniosą parcia gruntu wywołanego pracą ciężkiego sprzętu zagęszczającego grunt. W związku z tym na końcach konstrukcji należy stosować lekki sprzęt zagęszczający oraz dopuszcza się obniżenie wskaźnika zagęszczenia gruntu do  $l_s \geq 0,95$ . Parametry przyjętej zasyпки przedstawiono w tab. 4.1.4.5.1.

### 4.1.5. Sytuacje obliczeniowe

(1) Rozpatrzono dwie sytuacje obliczeniowe: przejściową (faza budowy) i trwałą (faza eksploatacji) do sprawdzenia stanów granicznych nośności (SGN) i stanów granicznych użytkowości (SGU).

### 4.1.6. Zakres obliczeń

(1) Zakres obliczeń obejmuje:

- 1) pełne zestawienie obciążeń i oddziaływań na konstrukcję,
- 2) szczegółowe omówienie modelu obliczeniowego analizowanego mostu z uwzględnieniem faz budowy oraz współpracy z gruntem,
- 3) szczegółowe omówienie analitycznej procedury obliczeniowej, czyli tzw. metody szwedzkiej opracowanej przez Hakana Sundquista i Larsa Petterssona w 2000 roku do wyznaczenia sił wewnętrznych w konstrukcji z blachy fałdowej,
- 4) weryfikację szwedzkiej procedury analitycznej i geotechnicznego modelu numerycznego na podstawie porównania ekstremalnych sił wewnętrznych,
- 5) sprawdzenie stanów granicznych nośności, tj. sprawdzenie przekształcenia konstrukcji w łańcuch kinematyczny, sprawdzenie bezpieczeństwa na wyboczenie, sprawdzenie nośności części dolnej konstrukcji z blach fałdowych, sprawdzenie nośności przekrojów, wymiarowanie betonowej łąwy fundamentowej, sprawdzenie nośności podłoża gruntowego (GEO),
- 6) sprawdzenie stanów granicznych użyteczności, tj. sprawdzenie powstania przegubu plastycznego, sprawdzenie deformacji konstrukcji, sprawdzenie wymaganej sztywności konstrukcji w czasie montażu i eksploatacji, sprawdzenie betonowej łąwy fundamentowej, osiadanie i przechyły fundamentu,
- 7) sprawdzenie nośności łączników śrubowych.

(2) Ze względu na powtarzalne procedury zakres obliczeń ograniczono do najbardziej obciążonych przekrojów elementów konstrukcji z blach falistych oraz fundamentów.

(3) W stanach granicznych nośności sprawdzono konstrukcję mostu ze względu na wytrzymałość materiałową (STR) oraz nośność posadowienia pod fundamentami (GEO). W obliczeniach stanu granicznego nośności (SGN) zastosowano obciążenia z kombinacji obliczeniowych, a w stanach granicznych użyteczności (SGU) obciążenia z kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonano metodą analityczną oraz numeryczną przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji stalowej.

## 4.2. Zestawienie obciążeń i oddziaływań

### 4.2.1. Obciążenia stałe

(1) Zestawienie ciężarów własnych elementów konstrukcji mostu oraz wyposażenia sporządzono według normy [10]. Uwzględniono następujące obciążenia stałe: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny elementów wyposażenia, parcie i odpór gruntu.

(2) Ciężar własny konstrukcji wiaduktu został automatycznie uwzględniony w modelu numerycznym na podstawie charakterystyk geometrycznych przekrojów elementów skończonych z uwzględnieniem faz budowy (rys. 4.3.1.5.1), natomiast w procedurze analitycznej na podstawie metody szwedzkiej [10]. Obciążenie nierównomiernym osiadaniem o wartości przemieszczeń 10 mm przyjęto oddzielnie i niezależnie dla każdej z podpór. Wartości obciążeń stałych przedstawiono w tab. 4.1.4.5.1. i 4.2.1.1.

**Tab. 4.2.1.1. Wartości obciążeń stałych przyjętych do obliczeń**

Obciążenie		Wartość	Jednostka	Uwagi
Ciężar zasypki inżynierskiej		19,5	[kN/m <sup>3</sup> ]	-
Wyposażenie	nawierzchnia jezdni	23	[kN/m <sup>3</sup> ]	przyjęto grubość nominalną nawierzchni równą 9 cm, w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20% zgodnie z zaleceniami [13]
	nawierzchnia chodnika	21	[kN/m <sup>3</sup> ]	przyjęto nawierzchnię epoksydowo-poliuretanową o grubości nominalnej 3 mm, w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20% [13]
	izolacja mostowa	14	[kN/m <sup>3</sup> ]	przyjęto grubość nominalną izolacji równą 1,0 cm, w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20% zgodnie z zaleceniami [13]
	konstrukcja drogi pod nawierzchnią	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	Przyjęto grubość nominalną konstrukcji drogi z pominięciem nawierzchni o grubości 40 cm w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20% zgodnie z zaleceniami [13]
	kapa chodnikowa	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	przyjęto grubość kap chodnikowych 23 cm
	deska gzymsowa	0,6	[kN/m]	przyjęto obciążenie dla deski o wysokości 60 cm i grubości 4 cm
	krawężnik kamienny	27	[kN/m <sup>3</sup> ]	-
	bariera ochronna	1,0	[kN/m]	-
	balustrada	0,5	[kN/m]	-
Nierównomierne osiadanie podpór		10	[mm]	-

## 4.2.2. Obciążenia ruchome

(1) Wartości obciążeń ruchomych wyznaczono według wytycznych [13]. Uwzględniono następujące przypadki obciążeń zmiennych:

- 1) pionowe obciążenia ruchome na przęśle – model LM1 dla klasy II,
- 2) pionowe obciążenia ruchome na przęśle – model LM2 dla klasy II,
- 3) pionowe obciążenia ruchome na przęśle STANAG dla klasy II:
  - a) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 120 w jednej kolumnie,
  - b) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 100 w jednej kolumnie,
  - c) pominięto przejazd pojazdów kołowych MLC 80 i gąsienicowych klasy MLC 60 w dwóch kolumnach ze względu na szerokość użytkową jezdni niespełniającą warunków przejazdu,
- 4) obciążenie tłumem na chodniku.

**Tab. 4.2.2.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 dla klasy II**

Klasa obciążenia mostu	Współczynniki dostosowawcze					
	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Qi} \geq 2$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} \geq 2$	$\alpha_{gr}$
Klasa II	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

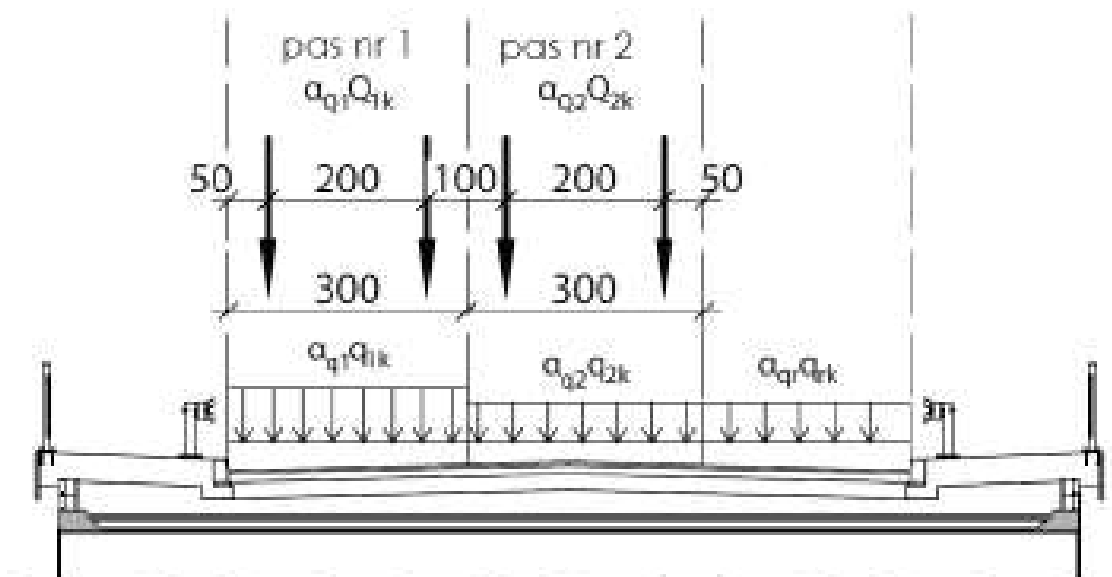


Tab. 4.2.2.2. Wartości obciążeń zmiennych przyjęte do obliczeń

Obciążenie		Wartość	Jednostka	Uwagi
Pionowe obciążenie ruchome – model LM1	TS	pas nr 1 $\alpha_{Q1}Q_{1k} = 300$ , pas nr 2 $\alpha_{Q2}Q_{2k} = 200$	[kN]	obciążenie jednej osi tandemu TS dla analizowanego obiektu mostowego
	UDL	pas nr 1: $\alpha_{q1}q_{1k} = \alpha_{q1} \cdot 9$ , pas nr 2: $\alpha_{q2}q_{2k} = \alpha_{q2} \cdot 2,5$ , obszar pozostały: $\alpha_{gr}q_{rk} = \alpha_{gr} \cdot 2,5$	[kN/m <sup>2</sup> ]	obciążenie równomiernie rozłożone, wartość zależna od klasy obciążenia
Pionowe obciążenie ruchome – model LM2	-	$\alpha_{Q1}Q_{ak} = 400$	[kN]	obciążenie na oś
Obciążenie tłumem		3,0	[kN/m <sup>2</sup> ]	-

(2) Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 (tab. 4.2.2.1) w przypadku analizowanego obiektu mostowego w ciągu drogi klasy D (klasa II obciążenia) przyjęto zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi (tab. 4.2.2.1). Dodatkowo rozpatrzono dwie grupy obciążeń według normy [13], tab. 4.4, gr1a i gr2, których podstawowe obciążenia przedstawiono w tab. 4.2.2.2. Obciążenia zmienne zostały przyłożone jako powierzchniowe poruszające się po długości wiaduktu z uwzględnieniem najbardziej niekorzystnego ustawienia w przekroju poprzecznym według normy [13].

(3) Do obliczeń przyjęto obciążenie pasmowe wycinka konstrukcji o szerokości 1,0 m. Wartość tego obciążenia została wyznaczona zgodnie z teorią Boussinesqa [48], dotyczącą rozchodzenia się naprężeń w gruncie, otrzymując największą wartość obciążenia pasmowego pochodzącego od sił skupionych w modelu obliczeniowym i procedurze analitycznej. Schemat obciążenia ruchomego LM1 i jego rozkład przedstawiono na rys. 4.2.2.1. Obciążenie LM1 i obciążenie MLC znajdują się w dowolnym położeniu na długości mostu.



Rys. 4.2.2.1. Schemat ustawienia obciążenia ruchomego LM1

### 4.2.3. Parcie gruntu

(1) W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym parcie gruntu zasypki, parcie od obciążenia naziomu i efekt przesklepienia gruntu w konstrukcji zostały wygenerowane w modelu numerycznym obiektu mostowego (model geotechniczny 2D) i w procedurze analitycznej na podstawie metody szwedzkiej [48].

### 4.2.4. Kombinacje obciążeń i oddziaływań dla konstrukcji

(1) Kombinacje obciążeń i oddziaływań wykonano zgodnie z zaleceniami [9], w szczególności Załącznika A2. W stanach granicznych nośności związanych ze zniszczeniem konstrukcji (STR) kombinacje obliczeniowe należy przeprowadzić, korzystając ze zbioru B częściowych współczynników oddziaływań  $\gamma$  zamieszczonych w tab. A2.4(B) normy [9].

Zaleca się stosowanie równania (6.10) ze względu na uzyskanie ekstremalnych kombinacyjnych sił wewnętrznych. W kombinacjach obciążeń uwzględniono również łączenie obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy według tab. 4.4 normy [13]. Grupę 1a rozpatrzono jako charakterystyczne obciążenia pionowe z pominięciem obciążeń poziomych od hamowania czy przyśpieszania, grupę 2 obciążeń jako łączącą obciążenia pionowe o wartościach częstych z obciążeniami poziomymi o wartościach charakterystycznych.

(2) Kombinacje obliczeniowe wyznaczono, korzystając z równania (6.10) normy [9]:

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,35 (TS_k + UDL_k + q_{fk}) \text{ lub}$$

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,35 (MLC_k).$$

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

(4) Kombinację charakterystyczną oblicza się według równania (6.14a) [9]:

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + (TS_k + UDL_k + q_{fk}) \text{ lub}$$

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + MLC_k,$$

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,

$TS_k$  – 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,

$MLC_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem wojskowym STANAG.

(5) Kombinacje obciążeń zostały przypisane w modelu numerycznym, w którym każde z obciążeń zmiennych było kolejno brane pod uwagę jako obciążenie wiodące z pozostałymi obciążeniami

zmiennymi jako towarzyszącymi. Z tak obliczonych wartości sił wewnętrznych i reakcji zostały wybrane wartości ekstremalne oraz odpowiednie im wartości towarzyszące.

#### 4.2.5. Kombinacje obciążeń i oddziaływań dla fundamentu

(1) Kombinacje dla fundamentu wykonano podobnie jak dla przyczółka i przęsła zgodnie z zaleceniami normy [9], w szczególności Załącznika A2. Opierając się na normie [23], wyróżnia się trzy tzw. podejścia obliczeniowe (DA – *Design Approach*), uznane za dopuszczone do projektowania fundamentów (DA1, DA2, DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża.

(2) Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [23] w Polsce przyjęto dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować do sprawdzania stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 do pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia się odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory), które zestawiono w tab. 9 Załącznika A do normy [23]. Kombinacje w analizowanych podejściach obliczeniowych w kraju przedstawiono w tab. 4.2.5.1.

Tab. 4.2.5.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa

Drugie podejście obliczeniowe (DA2)	Trzecie podejście obliczeniowe (DA3)
Kombinacja A1 + M1 + R2	Kombinacja (A1 lub A2) + M2 + R3

(3) W tab. 4.2.5.1–4.2.5.3 zestawiono wartości współczynników częściowych kolejno z grup: A, M, R stosowanych do projektowania fundamentów bezpośrednich według norm [23].

Tab. 4.2.5.1. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$

Oddziaływanie	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Stałe	niekorzystne	1,35	1,0
	korzystne	1,0	1,0
Zmienne	niekorzystne	1,5	1,3
Wyjątkowe	niekorzystne	1,0	1,0

Tab. 4.2.5.2. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$

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

**Tab. 4.2.5.3. 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

(4) 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.

(5) W przedmiotowym przykładzie w obliczeniach uwzględniono stany graniczne GEO i STR. Pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie będą sprawdzane. Do wymiarowania fundamentu zastosowano kombinacje zgodnie z zaleceniami przedstawionymi w pkt 4.2.4 i 4.2.5.

## 4.3. Analiza statyczna

### 4.3.1. Numeryczny model obliczeniowy

#### 4.3.1.1. Uwagi ogólne

(1) Analizę statyczną i sprawdzenie stanów granicznych obiektu gruntowo-powłokowego o schemacie statycznym ramy dwuprzegubowej wykonano metodą elementów skończonych w modelu geotechnicznym 2D, w jednym z programów komputerowych do analiz geotechnicznych. Ze względu na zastosowanie płaskiego modelu numerycznego 2D analizie podlegała konstrukcja o szerokości sprowadzonej do wycinka 1 m, dlatego obliczenia przeprowadzono dla najbardziej wyężonego wycinka zlokalizowanego pod jezdnią. Do modelowania konstrukcji oraz jej współpracy z gruntem wykorzystano dwa rodzaje elementów skończonych: powierzchniowych i belkowych. Powłokę konstrukcji oraz fundament zamodelowano elementami belkowymi, natomiast grunty w podłożu, zasypkę oraz konstrukcję nawierzchni drogowej za pomocą elementów płytowych. Współpracę między elementami skończonymi belkowymi i powierzchniowymi zamodelowano za pomocą odpowiednich elementów kontaktowych definiowanych automatycznie w programie obliczeniowym.

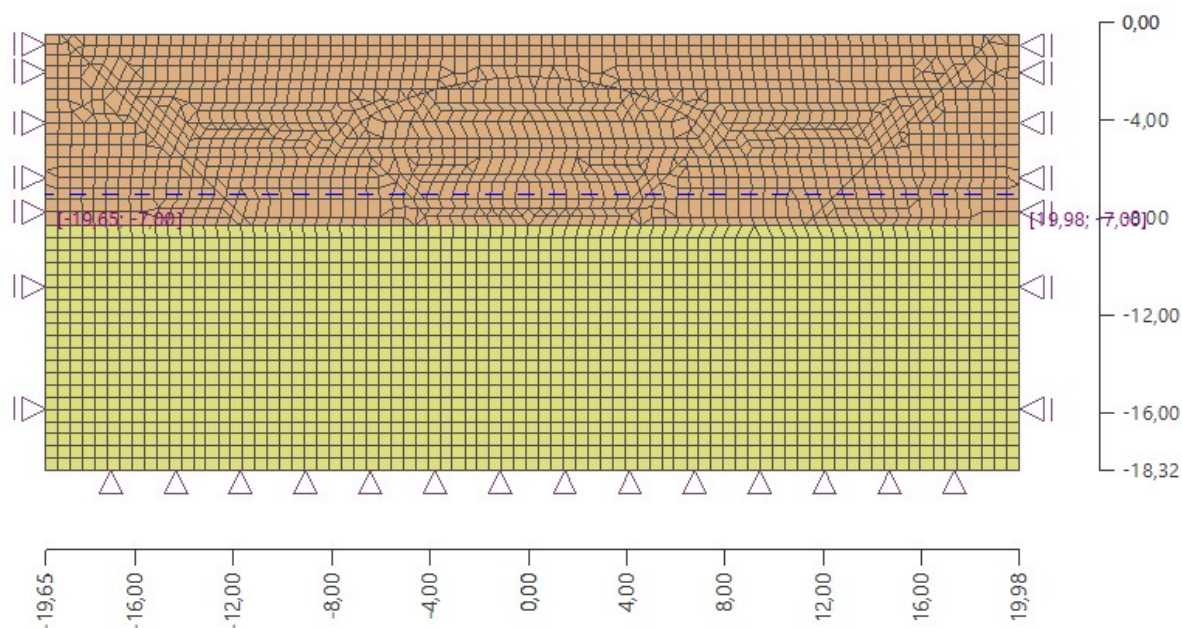
(2) Obliczenia wykonano w modelu dwuwymiarowym (2D) ze względu na znaczną ortotropię pracy powłoki oraz niezmienną geometrię po szerokości mostu. Pominięto projektowane wzmocnienie konstrukcji gruntowo-powłokowej na wlocie i wylocie, przyjmując założenie pracy konstrukcji w płaskim stanie odkształcenia.

(3) Obciążenia skupione rozłożono na ekwiwalentne obciążenia równomiernie rozłożone przy założeniu rozchodzenia się naprężeń zgodnie z pkt 4.3.6 normy [13]. W modelu numerycznym uwzględniono fazy budowy oraz przyporządkowano obciążenia do odpowiednich faz zgodnie z opisem przedstawionym w pkt 4.1.2, natomiast obciążenia i oddziaływania oraz kombinacje przyjęto zgodnie z opisem w pkt 4.2.

#### 4.3.1.2. Model geometrii oraz siatka elementów skończonych

(1) Do analizy numerycznej konstrukcji gruntowo-powłokowej mostu wykonano dwuwymiarowy model numeryczny klasy e1 + e2 w p2. Geometria modelu numerycznego została przyjęta na podstawie rys. 4.1.1.1–4.1.1.3 w osi podłużnej obiektu mostowego. Zamodelowano obszar roboczy w wymiarach 39,93 x 18,32 m za pomocą siatki elementów skończonych trójkątnych

i czworokątnych o wymiarze do 0,5 m. Układ zamodelowanych warstw wraz siatką elementów skończonych przedstawiono na rys. 4.3.1.2.1.



Rys. 4.3.1.2.1. Wymiary obszaru roboczego wraz z siatką elementów skończonych i układem zamodelowanych warstw

#### 4.3.1.3. Model materiałowy

(1) Stal konstrukcyjna blachy fałdowej oraz beton konstrukcyjny ław fundamentowych zostały zamodelowane jako materiały izotropowe liniowo-sprężyste za pomocą dwóch stałych inżynierskich  $E$  i  $\nu$ . Stałe materiałowe stali przyjęto według normy [16], tak jak dla klasy stali S420  $E = 210,0$  GPa,  $\nu = 0,3$ , natomiast dla betonu klasy C30/37  $E = 38,4$  GPa,  $\nu = 0,2$  przyjęto według normy [14].

##### Zasyпка\_podłoże

Model materiałowy :	Mohr-Coulomb
Ciężar objętościowy :	$\gamma = 18,50$ kN/m <sup>3</sup>
Współczynnik Poisson'a :	$\nu = 0,30$
Moduł sprężystości :	$E = 40,00$ MPa
Moduł odciążenie / dociążenie :	$E_{ur} = 100,00$ MPa
Kąt tarcia wewnętrzznego :	$\varphi_{ef} = 34,00$ °
Spójność gruntu :	$c_{ef} = 0,00$ kPa
Kąt dylatacji :	$\psi = 4,00$ °
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat} = 19,00$ kN/m <sup>3</sup>

##### Nawierzchnia

Model materiałowy :	Mohr-Coulomb
Ciężar objętościowy :	$\gamma = 23,00$ kN/m <sup>3</sup>
Współczynnik Poisson'a :	$\nu = 0,30$
Moduł sprężystości :	$E = 1000,00$ MPa
Moduł odciążenie / dociążenie :	$E_{ur} = 2000,00$ MPa
Kąt tarcia wewnętrzznego :	$\varphi_{ef} = 45,00$ °
Spójność gruntu :	$c_{ef} = 100,00$ kPa
Kąt dylatacji :	$\psi = 15,00$ °
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat} = 23,00$ kN/m <sup>3</sup>



##### Grunt rodzimy

Model materiałowy :	Mohr-Coulomb
Ciężar objętościowy :	$\gamma = 20,00$ kN/m <sup>3</sup>
Współczynnik Poisson'a :	$\nu = 0,30$
Moduł sprężystości :	$E = 20,00$ MPa
Moduł odciążenie / dociążenie :	$E_{ur} = 20,00$ MPa
Kąt tarcia wewnętrzznego :	$\varphi_{ef} = 15,00$ °
Spójność gruntu :	$c_{ef} = 15,00$ kPa
Kąt dylatacji :	$\psi = 0,00$ °
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat} = 20,50$ kN/m <sup>3</sup>

Rys. 4.3.1.3.1. Parametry materiałowe przyjętych warstw w modelu obliczeniowym

Grunty o dużej wytrzymałości na ścinanie (podłoże nośne, zasypka z piasków średnich), o średniej wytrzymałości na ścinanie (gliny – przypowierzchniowe grunty rodzime) i konstrukcję nawierzchni drogowej odwzorowano w modelu nieliniowym Coulomba-Mohra. Na rys. 4.3.1.3.1 podano parametry materiałowe zamodelowanych warstw podłoża, zasypki oraz konstrukcji nawierzchni wraz z oznaczeniem szrafury użytej w modelu obliczeniowym.

#### 4.3.1.4. Warunki brzegowe i ograniczenia

(1) Półprzestrzeń obszaru roboczego modelu obliczeniowego została podparta w sposób standardowy, tj. na krawędziach bocznych podporami przegubowymi przesuwными oraz podporami przegubowymi nieprzesuwными na krawędzi dolnej obszaru roboczego. W przypadku konstrukcji z blach falistych jej połączenie z fundamentem zostało odwzorowane za pomocą przegubów nieprzesuwnych z możliwością obrotu w węźle.

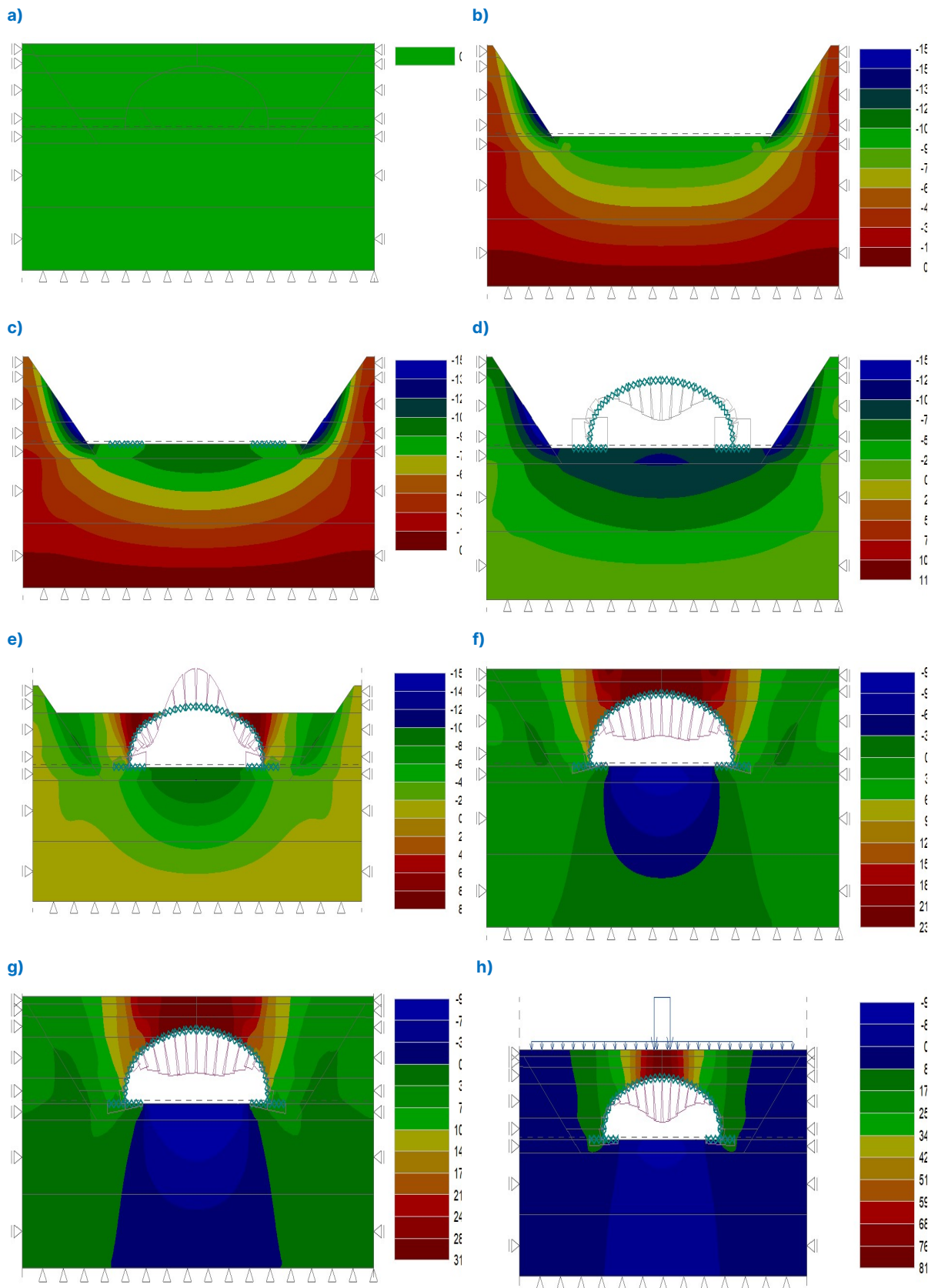
#### 4.3.1.5. Warunki brzegowe i ograniczenia

(1) Model numeryczny obiektu mostowego uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy (pkt 4.1.2). W modelu uwzględniono łącznie 11 faz obliczeniowych budowy (rys. 4.3.1.5.1):

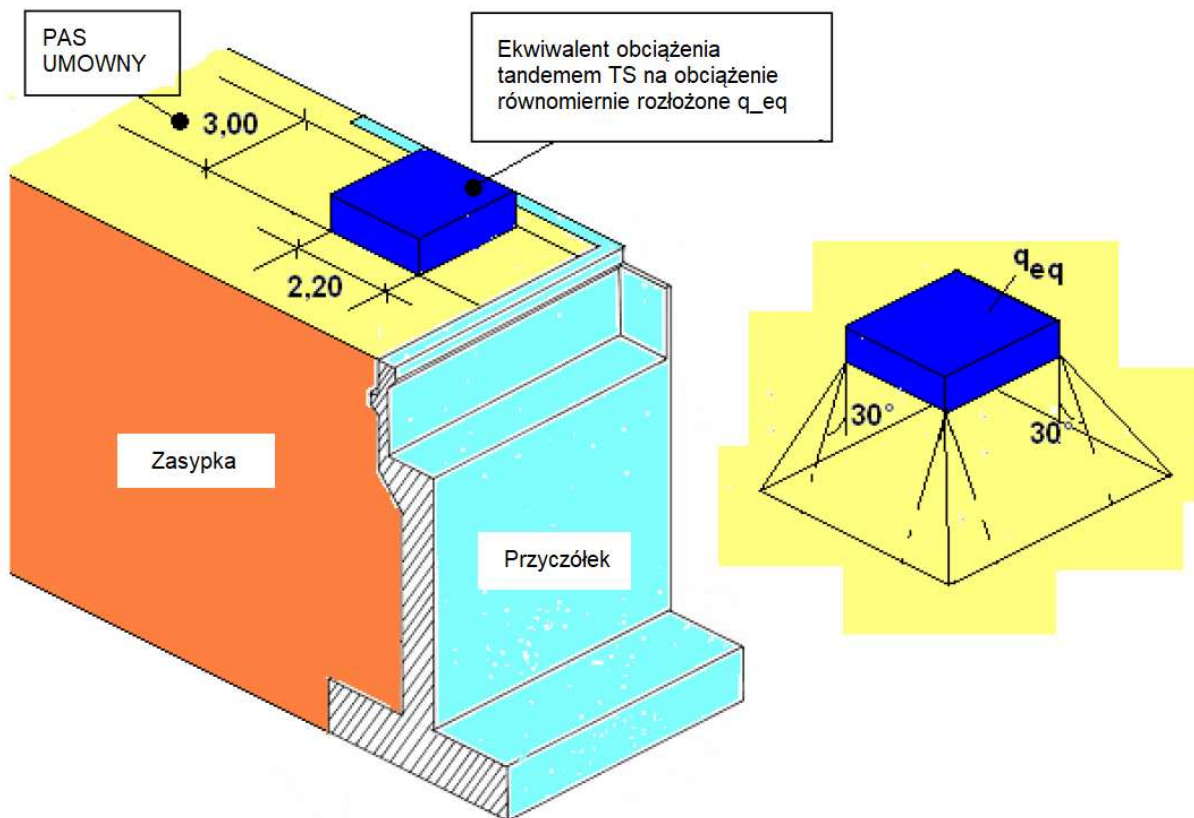
- 1) faza 1. – przyjęcie topologii układu warstw w podłożu (grunt rodzimy i podłoże nośne) wraz ze stałym poziomem wody gruntowej, wierzchnia warstwa gruntu rodzimego znajduje się 0,5 m poniżej poziomu projektowanej rzędnej góry konstrukcji nawierzchni drogowej (rys. 4.7a),
- 2) faza 2. – wykopy w gruncie rodzimym do poziomu podłoża nośnego celem wykonania łąw fundamentowych (rys. 4.7b),
- 3) faza 3. – wykonanie łąw fundamentowych (rys. 4.7c),
- 4) faza 4. – wykonanie konstrukcji powłokowej z blachy falistej (rys. 4.7d),
- 5) fazy 5÷7. – stopniowe zasypanie konstrukcji z blachy falistej po poziomie klucza (rys. 4.7e),
- 6) fazy 8÷9. – stopniowe zasypanie konstrukcji z blachy falistej powyżej klucza do spodu konstrukcji nawierzchni drogowej (rys. 4.7f),
- 7) faza 10. – wykonanie konstrukcji nawierzchni drogowej (rys. 4.7g),
- 8) faza 11. – przyłożenie obciążenia użytkowego do konstrukcji nawierzchni drogowej (rys. 4.7h).

(2) Fazy budowy obejmują nieliniowość materiałową zamodelowanych warstw, nie uwzględniają natomiast upływu czasu (konsolidacja gruntów, pęcznienie i skurczenie w betonie fundamentów) na wymiarowanie elementów konstrukcyjnych.

(3) W modelu obciążenia poza oddziaływaniami gruntu z faz budowy (ciężary własne, parcie) uwzględniono obciążenie użytkowe normowe od ruchu pojazdów w formie modelu LM1 według normy [13] oraz MLC według przepisów techniczno-budowlanych. W przypadku projektowanej konstrukcji gruntowo-powłokowej (rozpiętość, efekt przesklepienia) model obciążenia LM1 wywołuje bardziej niekorzystne wartości sił wewnętrznych w porównaniu z modelem obciążenia LM2 i MLC. Wykorzystując podobieństwo pracy konstrukcji gruntowo-powłokowej ze strefą dojazdu do typowego obiektu mostowego (strefa za przyczółkami), model obciążenia siłami skupionymi TS w modelu LM1 zamieniono na obciążenie równomiernie rozłożone na długości 2,2 m dla szerokości pasa umownego zgodnie z normą [13] (rys. 4.3.1.5.2).



**Rys. 4.3.1.5.1. Wizualizacja deformacji pionowych modelu numerycznego obiektu mostowego w poszczególnych fazach budowy [mm]: a) faza 1., b) faza 2., c) faza 3., d) faza 4. (od tej fazy pokazano również wizualizację deformacji elementów belkowych – skala skażona), e) faza 7., f) faza 9., g) faza 10., h) faza 11; wybrane ustawienie modelu obciążenia na konstrukcji nawierzchni drogowej**



Rys. 4.3.1.5.2. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego dla dojazdu do obiektu mostowego i konstrukcji gruntowo-powłokowej, na podstawie [13]

(4) W wymiarowaniu konstrukcji analizowano występowanie tylko najbardziej obciążonego pasa umownego nr 1 (skrajnego), nie uśredniając obciążenia dla pozostałych pasów umownych, projektując w stronę bezpieczną. W obliczeniach uwzględniono klasę drogi na obiekcie wraz z zestawem współczynników dostosowawczych (tab. 4.2.2.1).

(5) Obciążenie modelu LM1 dla pasa umownego nr 1 wynosi – obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym 1:

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

obciążenie UDL na pasie umownym nr 1:

$$q_{ed,UDL} = q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,00 = 9 \text{ kPa}.$$

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

$$q_{ed,TS} = \frac{2 \times Q_{1k}}{2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = \frac{2 \times 300}{2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = 90,91 \text{ kPa}.$$

(7) Obciążenie  $q_{ed,TS}$  przykładano w modelu obliczeniowym na długości 2,2 m (rys. 4.8), w pięciu różnych ustawieniach na długości mostu. Obciążenie od modelu UDL przykładano za każdym razem z obciążeniem od TS na długości 36 m, symetrycznie po 18 m z każdej strony od osi środka obiektu mostowego. W tab. 4.3.1.5.1 podano przypadki ustawienia modelu obciążenia w stosunku do osi środkowej obiektu mostowego ( $x = 0 \text{ m}$ ).



Tab. 4.3.1.5.1. Lokalizacja przyłożenia modelu obciążenia w modelu obliczeniowym

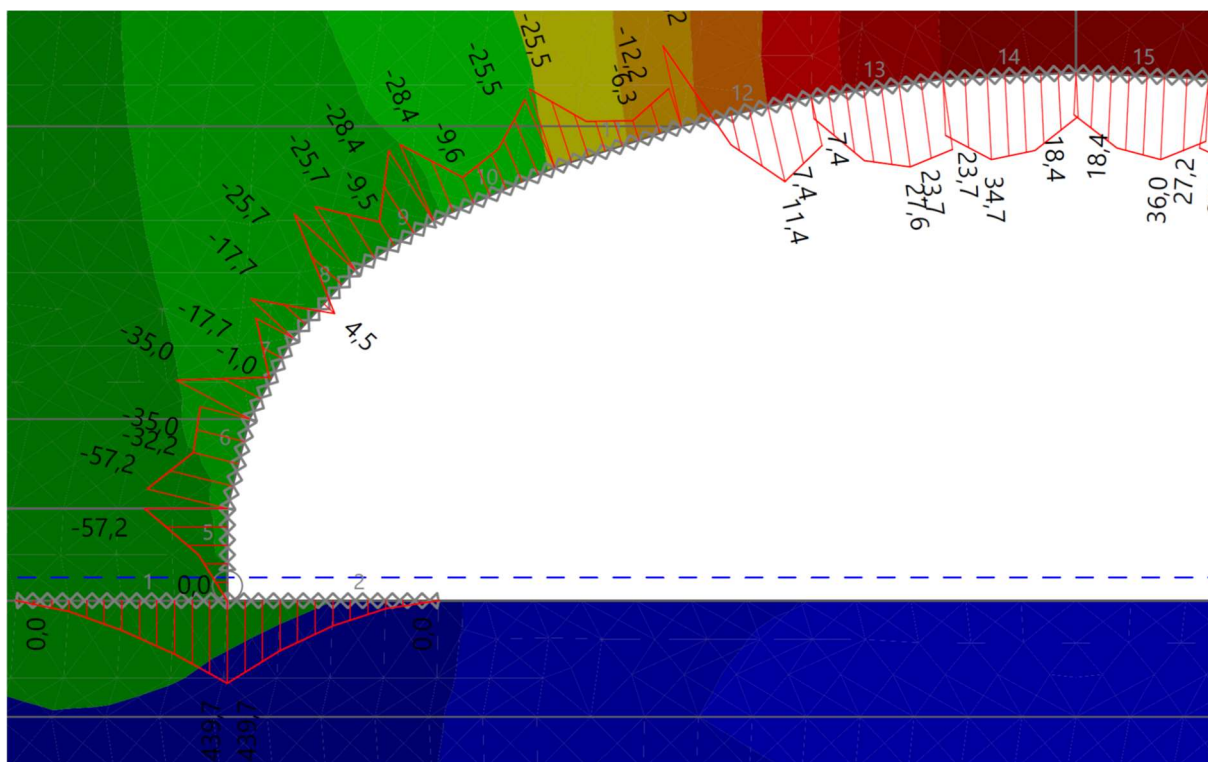
Przypadek obciążenia	Lokalizacja początku obciążenia względem $x = 0$ [m]	
	model TS	model UDL
1.	-1,1	-18
2.	-2,2	-18
3.	-3,3	-18
4.	-4,4	-18
5.	-5,5	-18

#### 4.3.1.6. Wyniki analizy statycznej z modelu numerycznego geotechnicznego 2D

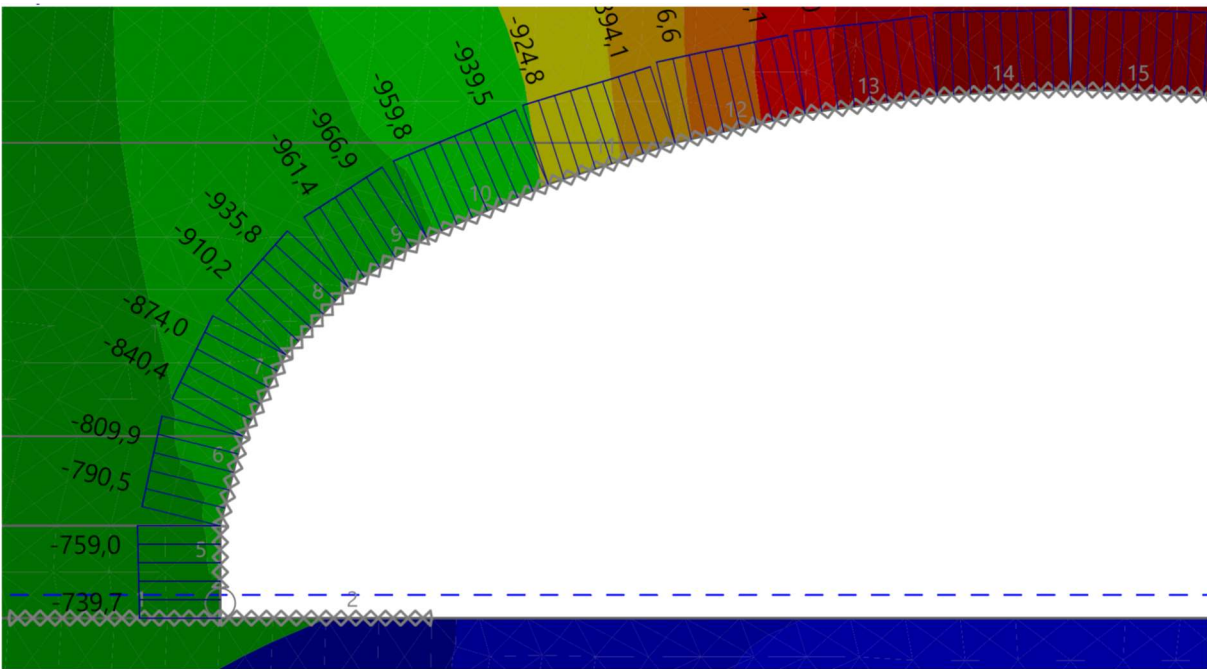
(1) Z modelu geotechnicznego mostu zostały wybrane następujące wielkości sił wewnętrznych: momenty zginające, siły poprzeczne, siły osiowe w elementach belkowych do wymiarowania elementów stalowych i żelbetowych.

Wielkości przedstawiano na wartościach charakterystycznych dla dwóch ostatnich faz budowy: po wykonaniu obiektu mostowego (tylko oddziaływania stałe) oraz po otwarciu dla ruchu (oddziaływania stałe + użytkowe) dla wybranego ustawienia obciążenia użytkowego (rys. 4.3.1.6.1–4.3.1.6.6). Ekstremalne siły wewnętrzne przedstawiono na symetrycznej połowie modelu numerycznego. Siły wewnętrzne dla wybranych elementów belkowych zestawiono w tab. 4.3.1.6.1– 4.3.1.6.6.

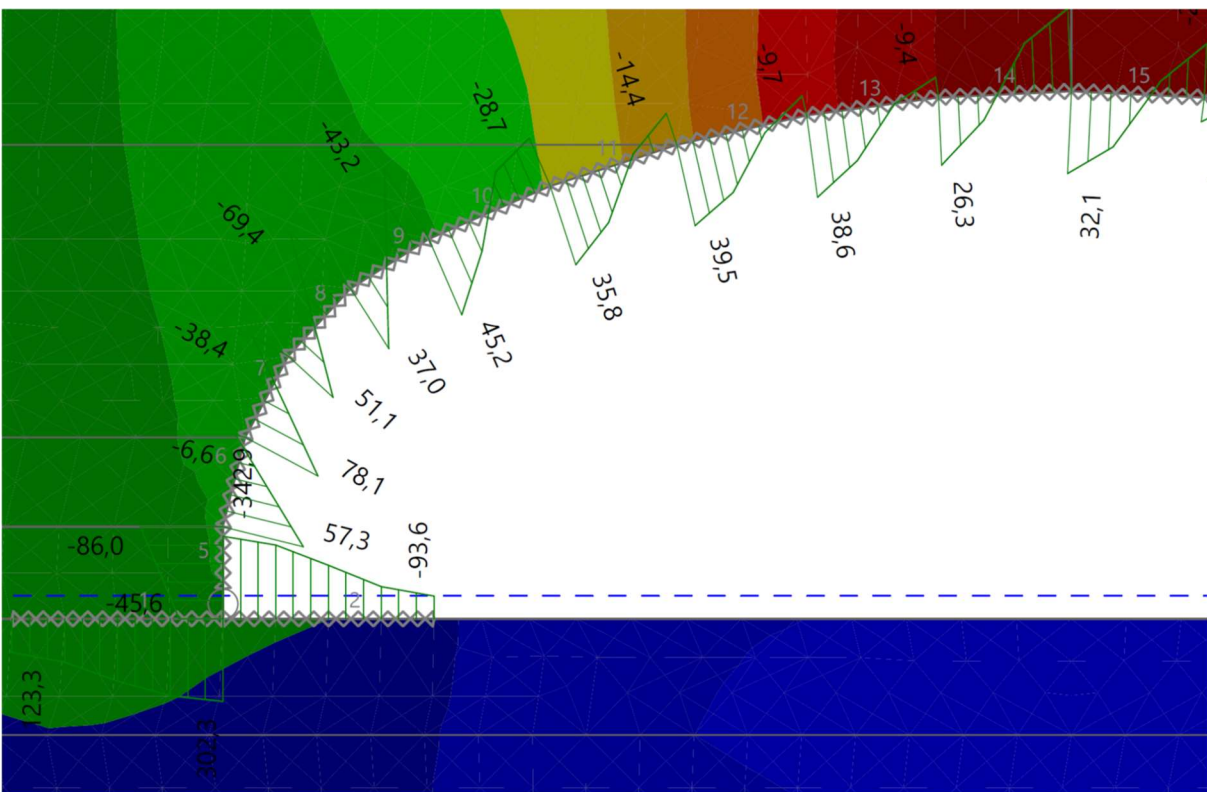
W tab. 4.3.1.6.1–4.3.1.6.6 przedstawiono zbiorcze wyniki charakterystycznych sił wewnętrznych w elementach belkowych konstrukcji stalowej oraz fundamentu żelbetowego w zależności od przypadku ustawienia obciążenia użytkowego. Numery elementów belkowych podano na rys. 4.3.1.6.7.



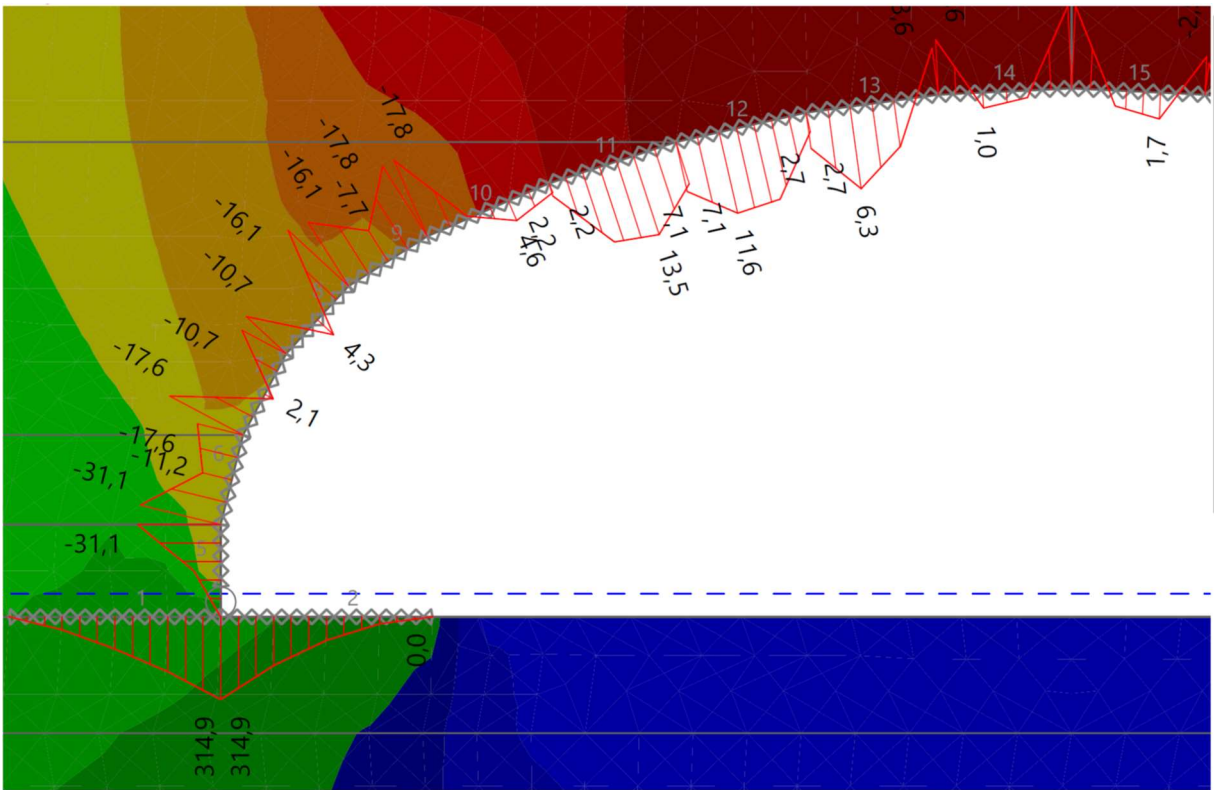
Rys. 4.3.1.6.1. Obwiednia momentów zginających w fazie użytkowej dla przypadku nr 1 ustawienia ruchomego [kNm/m]



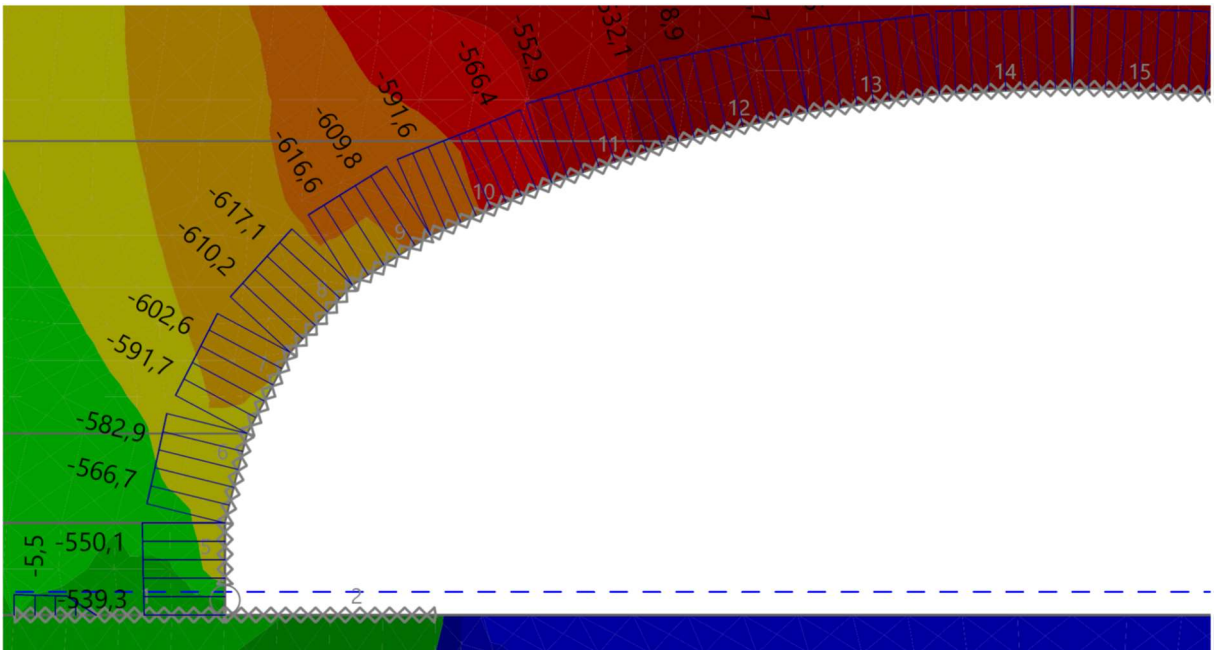
Rys. 4.3.1.6.2. Obwiednia sił osiowych ściskających w fazie użytkowej dla przypadku nr 1 ustawienia ruchomego [kN/m]



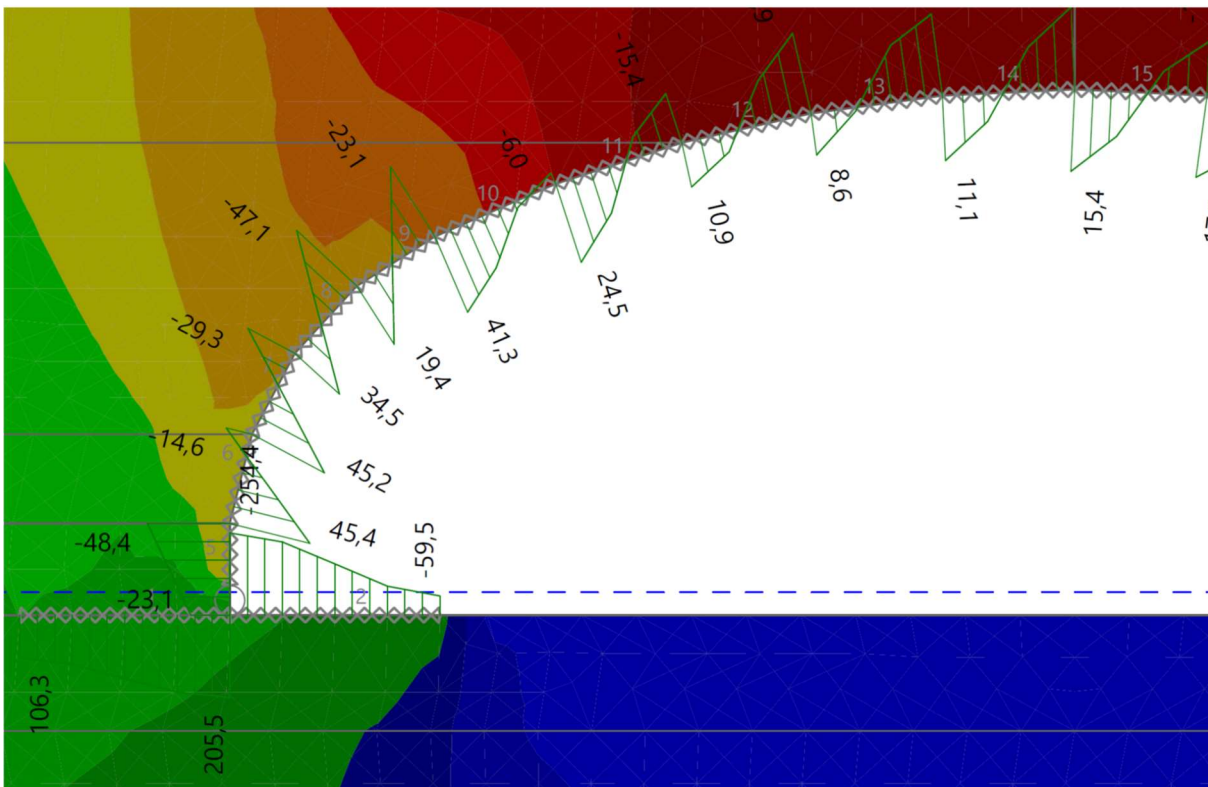
Rys. 4.3.1.6.3. Obwiednia sił poprzecznych w fazie użytkowej dla przypadku nr 1 ustawienia ruchomego [kN/m]



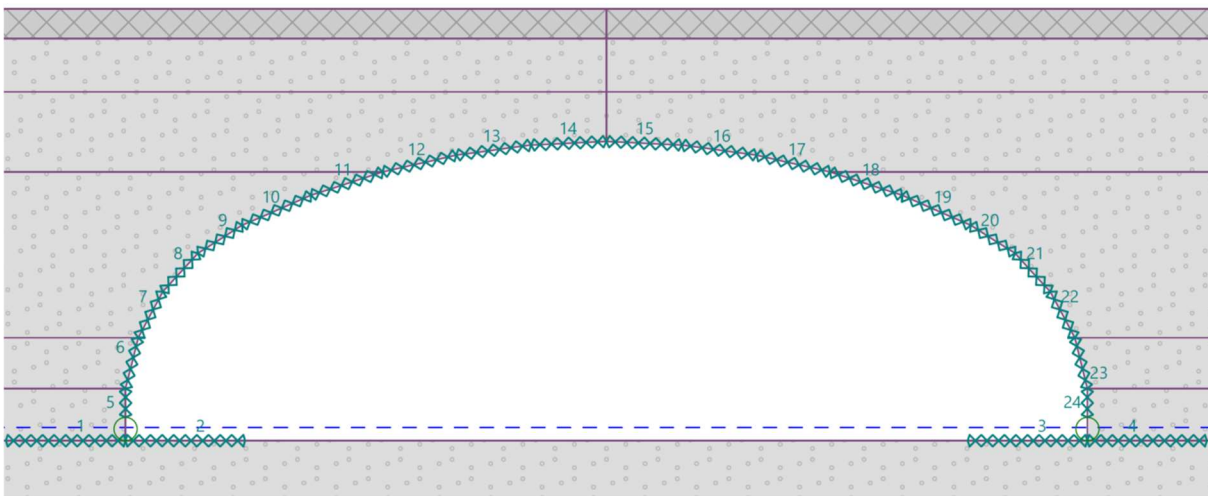
Rys. 4.3.1.6.4. Obwiednia momentów zginających od obciążeń stałych po wybudowaniu obiektu mostowego [kNm/m]



Rys. 4.3.1.6.5. Obwiednia sił osiowych ściskających od obciążeń stałych po wybudowaniu obiektu mostowego [kN/m]



Rys. 4.3.1.6.6. Obwiednia sił poprzecznych od obciążeń stałych po wybudowaniu obiektu mostowego [kN/m]



Rys. 4.3.1.6.7. Numeracja elementów belkowych w konstrukcji stalowej oraz fundamencie

**Tab. 4.3.1.6.1. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych pochodzące od obciążeń stałych**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	314,9	38,9	205,5
2	fundament	314,9	38,9	254,4
5	powłoka	-31,1	-550,1	48,4
6	powłoka	-31,1	-582,9	45,4
7	powłoka	-17,6	-602,6	45,2
8	powłoka	-16,1	-617,1	47,1
9	powłoka	-17,8	-616,6	23,1
10	powłoka	-17,8	-591,6	41,3
11	powłoka	2,2	-532,1	24,5
12	powłoka	7,1	-518,9	19,9
13	powłoka	6,5	-493,5	16,9
14	powłoka	1	-470,2	14

**Tab. 4.3.1.6.2. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych od obciążeń zmiennych – lokalizacja obciążenia przypadek nr 1**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	124,8	24	96,8
2	fundament	124,8	24	88,5
5	powłoka	-26,1	-208,9	37,6
6	powłoka	-26,1	-227	11,9
7	powłoka	-17,4	-271,4	32,9
8	powłoka	-9,6	-318,7	22,3
9	powłoka	-10,6	-350,3	20,1
10	powłoka	-10,6	-368,2	3,9
11	powłoka	-27,7	-392,7	11,3
12	powłoka	-19,3	-357,7	19,6
13	powłoka	21,1	-338,5	21,7
14	powłoka	36,4	-315,3	18,1

**Tab. 4.3.1.6.3. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych od obciążeń zmiennych – lokalizacja obciążenia przypadek nr 2**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	131,7	28,4	101
2	fundament	131,7	28,4	93,7
5	powłoka	-26,9	-219,2	39
6	powłoka	-26,9	-237,4	13,2
7	powłoka	-17,1	-279,4	33
8	powłoka	-11,2	-319,3	25,4
9	powłoka	-22	-342,4	33,7
10	powłoka	-22	-352,1	-4,2
11	powłoka	-29,8	-368,5	25
12	powłoka	24,6	-328,8	26,6
13	powłoka	38,5	-304,8	19,5
14	powłoka	26,6	-285,7	6,8

**Tab. 4.3.1.6.4. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych od obciążeń zmiennych – lokalizacja obciążenia przypadek nr 3**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	136,7	23,9	105
2	fundament	136,7	23,9	97
5	powłoka	-27,8	-226,8	39,8
6	powłoka	-27,8	-243,6	17
7	powłoka	-15,8	-275,2	32
8	powłoka	-15,6	-302,4	32,2
9	powłoka	-36	-316,7	38,7
10	powłoka	-36	-314,6	10,9
11	powłoka	21,3	-327,5	36,9
12	powłoka	44,1	-276	22,6
13	powłoka	35,2	-251	17,6
14	powłoka	19,5	-291	18,3

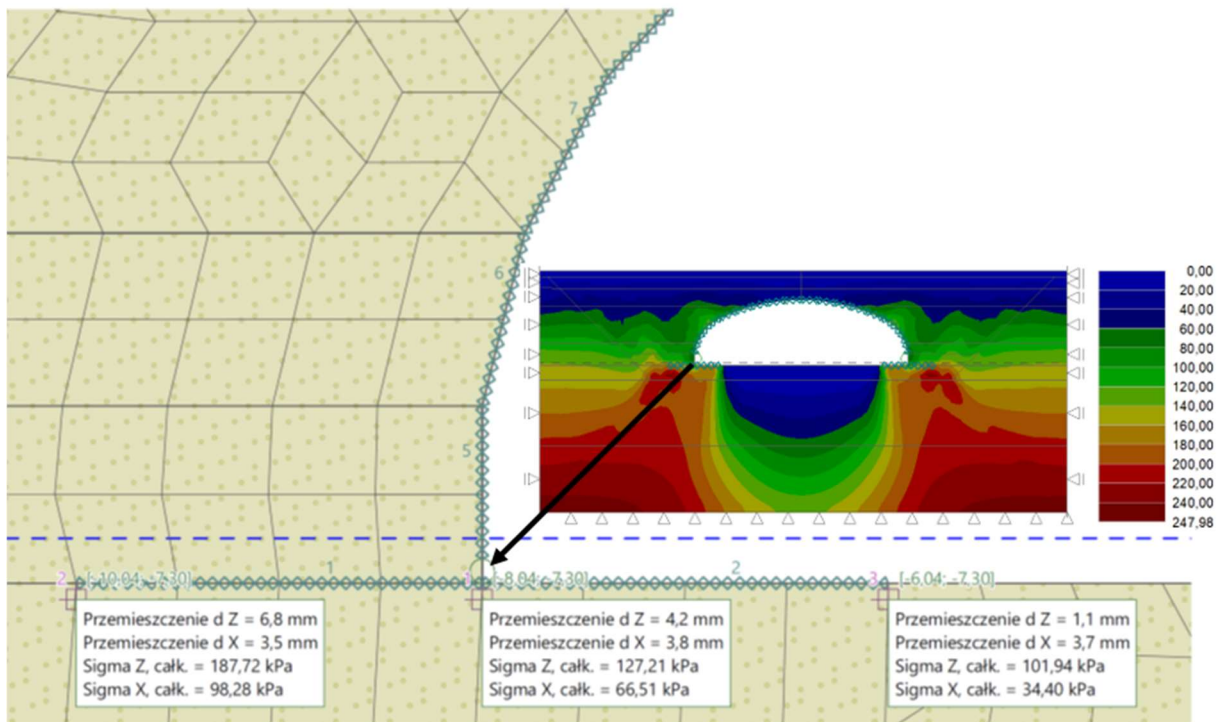
**Tab. 4.3.1.6.5. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych od obciążeń zmiennych – lokalizacja obciążenia przypadek nr 4**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	135,5	22,9	104,4
2	fundament	135,5	22,9	96,2
5	powłoka	-26,3	-225,2	37,5
6	powłoka	-26,3	-240,1	20,1
7	powłoka	-13,2	-258,9	27,1
8	powłoka	-24,1	-268,3	42,6
9	powłoka	-39	-264,2	14,3
10	powłoka	-39	-259,1	32,3
11	powłoka	40,7	-261,2	39,6
12	powłoka	41,2	-199,6	31,6
13	powłoka	17,1	-209,6	9,6
14	powłoka	10,1	-266,2	15,3

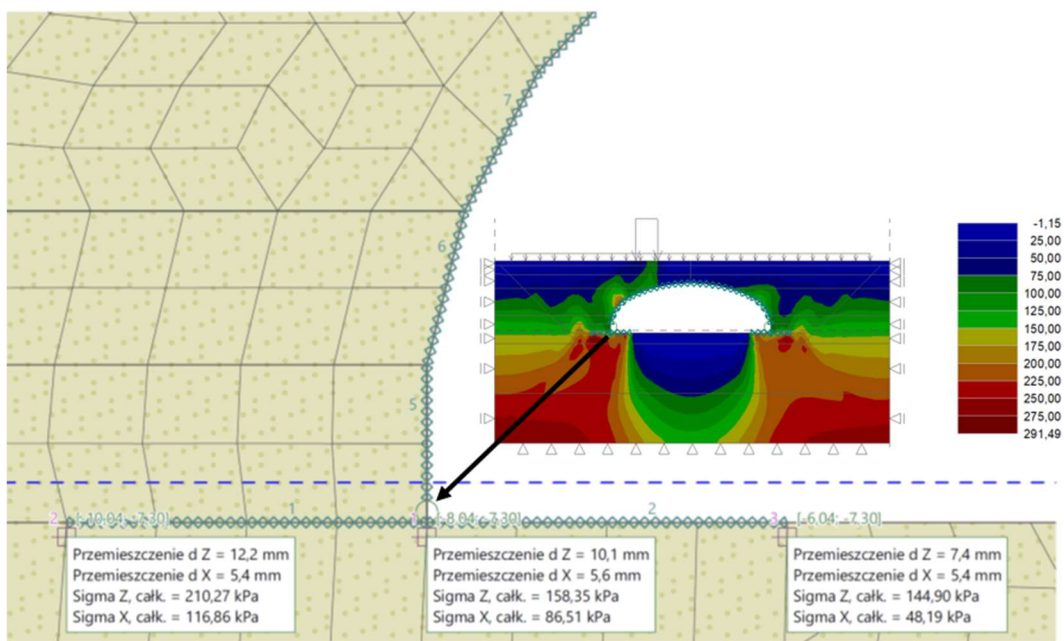
**Tab. 4.3.1.6.6. Charakterystyczne siły wewnętrzne w wybranych elementach belkowych od obciążeń zmiennych – lokalizacja obciążenia przypadek nr 5**

Numer elementu belkowego	Opis elementu belkowego	Moment zginający [kNm/m]	Siła osiowa [kN/m]	Siła poprzeczna [kN/m]
1	fundament	128,8	20,6	144,9
2	fundament	128,8	20,6	92,7
5	powłoka	-23,9	-216,7	33,4
6	powłoka	-23,9	-228,1	23,2
7	powłoka	-10,9	-231,1	21,3
8	powłoka	-31,6	-222,6	48,2
9	powłoka	-29,9	-195,2	-12,9
10	powłoka	-27,6	-188,3	44
11	powłoka	45,9	-180,6	26,5
12	powłoka	29,5	-133,3	15,8
13	powłoka	4,3	-164,9	6,6
14	powłoka	4,2	-216,4	9,6

Na rys. 4.3.1.6.8 i 4.3.1.6.9 pokazano wybrane wyniki naprężeń i przemieszczeń pionowych w gruncie pod ławą fundamentową obiektu mostowego, a w tab. 4.3.1.6.7 wartości przemieszczeń i naprężeń celem sprawdzenia nośności geotechnicznej podłoża gruntowego pod fundamentem.



Rys. 4.3.1.6.8. Naprężenia i przemieszczenia pionowe pod ławą fundamentową w fazie 10. (obiekt oddany do użytkowania, obciążenia stałe)



Rys. 4.3.1.6.9. Naprężenia i przemieszczenia pionowe pod ławą fundamentową w fazie 11. (obiekt oddany do użytkowania, obciążenia stałe + przypadek 5. ustawienia obciążenia użytkowego)



Tab. 4.3.1.6.7. Zbiornicze zestawienie przemieszczeń i naprężeń pionowych pod łąwą fundamentową

Kombinacja obliczeniowa	Przemieszczenia łąwy na krawędziach [mm]		Szerokość łąwy B [mm]	Mimośród obciążenia $e_B$ (1) [mm]	B/6 [mm]	Siła pozioma H [kN/m]	Naprężenia pod łąwą fundamentową [kPa]	
	D1	D2					maksymalne charakterystyczne	maksymalne obliczeniowe
[-]	D1	D2	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kPa]	
Stałe (faza 10)	6,8	1,1	4000	481	667	35,8	187,7	253,4
Stałe + zmienne przypadek 1. (faza 11.)	11,3	6,9	4000	161	667	65,8	199,9	269,9
Stałe + zmienne przypadek 2. (faza 11.)	11,6	7,3	4000	152	667	66,7	202,5	273,4
Stałe + zmienne przypadek 3. (faza 11.)	11,8	7,4	4000	153	667	67,7	204,3	275,8
Stałe + zmienne przypadek 4. (faza 11.)	12,1	7,4	4000	161	667	66,1	207,7	280,4
Stałe + zmienne przypadek 5. (faza 11.)	12,2	7,4	4000	163	667	63,2	210,3	283,9

Mimośród obciążenia  $e_B$  obliczany ze wzoru:

$$e_B = B \times \frac{\left(\frac{2}{3} \times D1 + \frac{1}{3} \times D2\right)}{D1 + D2} - \frac{B}{2}$$

$e_B \leq \frac{B}{6}$  – warunek konieczny do przyjęcia wstępnej szerokości łąwy fundamentowej.

#### 4.3.1.7. Zestawienie wartości sił wewnętrznych w konstrukcji gruntowo-powłokowej

(1) W tab. 4.3.1.7.1 i 4.3.1.7.2 zestawiono ekstremalne siły wewnętrzne w powłoce stalowej konstrukcji i fundamencie od obciążeń stałych, zmiennych oraz wartości kombinacyjne do sprawdzenia stanów granicznych nośności SGN i użytkowalności SGU.

Tab. 4.3.1.7.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury numerycznej w powłoce

Rodzaj obciążenia	Wartości sił wewnętrznych			
	dominująca siła wewnętrzna	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	siła poprzeczna [kN/m]
Stałe	moment	-31,1	-582,9	48,4
	siła	-16,1	-617,1	47,1
Zmienne	moment	-39,0	-264,2	14,3
	siła	-27,7	-392,7	11,3
Kombinacja charakterystyczna SGU	moment	-70,1	-847,1	62,7
	siła	-43,8	-1009,8	-58,4
Kombinacja obliczeniowa SGN	moment	-94,6	-1143,6	84,6
	siła	-59,1	-1363,2	78,8

Tab. 4.3.1.7.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury numerycznej w fundamencie

Rodzaj obciążenia	Wartości sił wewnętrznych			
	Dominująca siła wewnętrzna	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	siła poprzeczna [kN/m]
Stałe	-	314,9	38,9	254,4
Zmienne	moment	136,7	23,9	105
	siła	128,8	20,6	144,9
Kombinacja charakterystyczna SGU	moment	451,6	62,8	359,4
	siła	265,5	44,5	399,3
Kombinacja obliczeniowa SGN	moment	609,7	84,8	485,2
	siła	358,4	60,1	539,1

## 4.3.2. Analityczna procedura obliczeniowa

### 4.3.2.1. Uwagi ogólne

(1) W celu potwierdzenia założeń i obliczeń numerycznych przyjętych w modelu MES (pkt 4.3.1) wykonano dodatkowe sprawdzenia wartości sił wewnętrznych występujących w konstrukcji z blach falistych mostu gruntowo-powłokowego. Podobnie jak w przypadku modelu numerycznego, w procedurze analitycznej obliczeniu podlegał najbardziej wyężony wycinek konstrukcji o szerokości 1 m zlokalizowany pod jezdnią. Do tego celu zastosowano tzw. metodę szwedzką opracowaną przez Hakana Sundquista i Larsa Petterssona w 2000 roku [48]. Podstawą tej metody są przeprowadzone na dużą skalę rzeczywiste badania konstrukcji typu MultiPlate [48]. Metoda ta jest obecnie najnowocześniejszą w Europie metodą stosowaną do wymiarowania konstrukcji podatnych ze stali zagłębionych w gruncie.

(2) Stosowanie metody zostało ograniczone do następujących warunków [48]:

1) rozpiętość konstrukcji spełnia warunek  $D_H \geq 2 m$ ,

2) parametr sztywności konstrukcji spełnia warunek  $\lambda_f = E_s \frac{D_H^3}{(EI)_s} \leq 100\,000$ ,

gdzie:

$E_s$  – moduł sieczny gruntu,

$(EI)_s$  – sztywność na zginanie powłoki ( $E$  – moduł sprężystości stali powłoki,  $I$  – moment bezwładności powłoki),

$D_H$  – średnica lub rozpiętość konstrukcji w zależności od typu konstrukcji (w analizowanym przypadku rozpiętość).

(3) Ograniczeniem stosowania metody jest minimalny naziom  $h_c$  o grubości co najmniej 0,6 m. Dodatkowo stosunek warstwy naziomu do rozpiętości konstrukcji musi spełniać warunek:

$$h_c \geq \frac{D_H}{8}$$

gdzie:

$h_c$  – wysokość naziomu liczona od górnej powierzchni blachy falistej do górnej powierzchni konstrukcji drogi,

$D_H$  – największa rozpiętość konstrukcji powłokowej z blach falistych.

Więcej warunków ogólnych można znaleźć w literaturze [37, 48].

(4) Istotą konstrukcji podatnych jest ich współdziałanie z otaczającą zasypką gruntową przy udziale zjawiska jej przesklepienia. Obiekty inżynierskie ze stalowych konstrukcji podatnych wymiaruje się w stanach granicznych nośności i użytkowania. Poddane są one (jak wszystkie obiekty inżynierskie) działaniom obciążeń stałych oraz zmiennych. Obciążenia stałe to otaczający konstrukcję podatną grunt oraz warstwy konstrukcyjne nawierzchni drogowej wraz z wyposażeniem (pkt 4.2.1). Ciężar własny stalowej konstrukcji powłokowej jako relatywnie mały jest z reguły pomijalny. Obciążenie zmienne przyjęto zgodnie z pkt 4.2.2. Na podstawie

procedury analitycznej wyznaczono ekstremalne siły wewnętrzne w konstrukcji powłokowej z blach falistych.

#### 4.3.2.2. Wyznaczenie sił wewnętrznych w konstrukcji z blach falistych

##### Określenie minimalnej wysokości naziomu

(1) Procedura analityczna do wyznaczenia sił wewnętrznych w powłoce fałdowej konstrukcji stalowej ma zastosowanie przy spełnieniu warunku [48]:

$$h_c \geq \frac{D_H}{8} = \frac{16,14 \text{ m}}{8} \geq 2,02 \text{ m},$$

gdzie:

$h_c$  – wysokość naziomu w kluczu konstrukcji z blach fałdowych,

$D_H$  – największa rozpiętość konstrukcji z blachy fałdowej.

(2) Przyjęta wysokość naziomu według rys. 4.1.1.1 równa 2,15 m spełnia założenia stosowania metody analitycznej.

(3) Podczas wykonywania konstrukcji z blach falistych ponoszeniu ulega klucz wskutek parcia warstw gruntu na ściany konstrukcji. Następuje wówczas zmniejszenie efektywnej wysokości gruntu nad konstrukcją w stosunku do wartości początkowej. Zredukowaną wysokość warstwy gruntu ponad konstrukcją obliczono w sposób uproszczony [48]:

$$h_{c,red} = h_c - \delta_{szczyt},$$

gdzie  $\delta_{szczyt} = 0,015D_H = 0,24 \text{ m}$ .

Zredukowana wysokość warstwy gruntu wynosi:

$$h_{c,red} = 2,15 \text{ m} - 0,24 \text{ m} = 1,91 \text{ m}$$

(4) Uwaga: szwedzkie wytyczne [48] podają dokładaną metodę wyznaczania zredukowanej wysokości gruntu, która daje wartości korzystniejsze projektowo. Z przeprowadzonej analizy porównawczej wynika, że metoda uproszczona zaniża zredukowaną grubość warstw gruntu od 5% do 10%.

##### Wyznaczenie siły osiowej od obciążenia ciężarem własnym zasyпки

(5) Siłę osiową zdefiniowaną na 1 m szerokości konstrukcji  $N_s$  wywołaną przez ciężar gruntu o wartości charakterystycznej określa się według wytycznych szwedzkich [48], za pomocą równania:

$$N_s = 0,2 \cdot \frac{H}{D_H} \cdot \gamma_1 \cdot D_H^2 + S_{ar} \cdot \frac{h_{cred}}{D_H} \cdot \left(0,9 - 0,5 \frac{H}{D_H}\right) \cdot \gamma_{cv} \cdot D_H^2,$$

przy spełnieniu warunku:

$$0,125 \leq \frac{h_{cred}}{D_H}, \frac{h_{cred}}{D_H} = \frac{1,91}{16,14} = 0,118,$$

gdzie:

$D_H$  – rozpiętość konstrukcji,

$H$  – odległość od linii wyznaczającej maksymalną rozpiętość konstrukcji, a najwyższym jej punktem (kluczem),

$\gamma_1$  – ciężar objętościowy gruntu zasyпки – od podstawy do klucza konstrukcji,  $\gamma_1 = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ,

$S_{ar}$  – współczynnik przesklepienia,

$\gamma_{cv}$  – ciężar objętościowy gruntu zasyпки – nad kluczem konstrukcji,  $\gamma_{cv} = 18,5 \text{ kN/m}^3$ .

Ze względu na zastosowanie uproszczonego warunku na obliczenie zredukowanej wysokości naziomu dopuszczono przekroczenie warunku o 5%,.

(6) Współczynnik  $S_{ar}$  uwzględnia przesklepienie obciążeń w gruncie ponad konstrukcją w przypadku dużych wysokości naziomu. Przyjmując, że konstrukcja z blach falistych zostanie umieszczona w wykopie na naturalnym podłożu lub skale, efekt przesklepienia można obliczyć z równań:

$$\tan\varphi_{cv,d} = \frac{\tan\varphi_{cv,k}}{\gamma_{m,s}}$$

gdzie:

$\varphi_{cv,d}$  – obliczeniowa wartość kąta tarcia wewnętrznego dla materiału tworzącego warstwę ponad konstrukcją,

$\varphi_{cv,k}$  – charakterystyczna wartość kąta tarcia wewnętrznego dla materiału tworzącego warstwę ponad konstrukcją,

$\gamma_{m,s}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa do kąta tarcia wewnętrznego równy 1,3 [48],

$$\tan\varphi_{cv,d} = \frac{\tan 34^\circ}{1,3} = 0,51.$$

(7) Współczynnik przesklepienia  $S_{ar}$  oblicza się ze wzoru [53]:

$$S_{ar} = \frac{1-e^{-\kappa}}{\kappa},$$

gdzie  $\kappa = 2S_v \cdot \frac{h_c}{D_H}$ , a współczynnik  $S_v$  wyznaczono ze wzoru:

$$S_v = \frac{0,8 \tan\varphi_{cv,d}}{((1 + \tan^2 \varphi_{cv,d})^{0,5} + 0,45 \tan\varphi_{cv,d})^2}$$

$$S_v = \frac{0,8 \cdot 0,51}{((1 + 0,51^2)^{0,5} + 0,45 \cdot 0,51)^2} = 0,223,$$

$$\kappa = 2 \cdot 0,223 \cdot \frac{2,15}{16,14} = 0,059.$$

(8) Na podstawie wyznaczonych wartości współczynnik przesklepienia wynosi:

$$S_{ar} = \frac{1-e^{-0,059}}{0,059} = 0,971,$$

więc siła osiowa od ciężaru zasypki o wartości charakterystycznej:

$$\begin{aligned} N_s &= 0,2 \cdot \frac{4,55 \text{ m}}{16,14 \text{ m}} \cdot 18,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 16,14 \text{ m}^2 + 0,971 \cdot \frac{2,02 \text{ m}}{16,14 \text{ m}} \cdot \left(0,9 - 0,5 \cdot \frac{4,55 \text{ m}}{16,14 \text{ m}}\right) \cdot 18,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 16,14 \text{ m}^2 \\ &= 691,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}. \end{aligned}$$

### Wyznaczenie siły osiowej od obciążenia zmiennego

(9) Obciążenie zmienne powoduje powstanie dodatkowych sił osiowych oraz zmniejsza wartości momentów zginających wywołanych obciążeniami stałymi. W obliczeniach należy więc uwzględnić przyrost siły osiowej od obciążeń zmiennych. Jako obciążenie zmienne przyjęto model obciążenia LM1 według normy [13], wywołujący najbardziej niekorzystne wartości sił wewnętrznych, co zostało potwierdzone w modelu numerycznym. W obliczeniach zakłada się, że obciążenie zmienne UDL modelu obciążenia LM1 rozkłada się równomiernie na całej rozpiętości konstrukcji  $D_H$ . W przypadku działania obciążenia skupionego tandemem TS modelu LM1 w celu rozłożenia tego obciążenia na konstrukcję powłokową stosuje się metodę Boussinesqa [48]. W metodzie tej obciążenie zmienne działające na konstrukcję, niezależnie od charakteru obciążenia, przelicza się na równoważne obciążenie liniowe  $p_{zm}$ .

(10) Obciążenia tandemem TS modelu LM1 zmieniono na równoważne obciążenie liniowe za pomocą metody MCK [18]. Metoda ta opiera się na zmianie obciążenia na równoważne obciążenia liniowe, które daje taki sam nacisk w kluczu konstrukcji. W przypadku obciążenia skupionego tandemem TS przyłożonego do półpłaszczyzny sprężystej naprężenia na głębokości według Boussinesqa [37, 48] oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_v = \frac{3Ph_c^3}{2\pi s^5},$$

gdzie:

$s$  – odległość między obciążeniem skupionym a punktem obliczeniowym na głębokości  $h_c$ ,

$P$  – obciążenie siłami skupionymi.

(11) Wartość zastępczego sprowadzonego obciążenia liniowego  $p$  wyznacza się na podstawie obciążenia modelem TS i UDL przy uwzględnieniu współczynników dostosowawczych dla klasy

obciążenia według tab. 4.2.2.1, na którą obiekt jest projektowany. Uwzględniono obciążenie zmienne modelem LM1 na najbardziej obciążonym pasie 1.

(12) Obciążenie równomiernie rozłożone od UDL na pasie 1 z uwzględnieniem współczynnika dostosowawczego ma wartość:

$$q = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,00 = 9,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Dla obciążenia TS na pasie nr 1 równego 600 kN zastępcze naprężenie wynosi [48]:

$$\sigma_v = \frac{3 \cdot 600 \cdot 2,15^3}{2 \cdot \pi \cdot 2,15^5} = 61,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Wyznaczone naprężenia przelicza się na równoważne obciążenie liniowe  $p_{zm}$  jako:

$$p_{zm} = \frac{\pi \cdot h_c}{2} \cdot \sigma_v = \frac{\pi \cdot 2,15}{2} \cdot 61,98 = 209,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

(13) Na podstawie przyjętych i obliczonych obciążeń zastępczych wyznacza się siły osiowe działające w powłoce przy spełnieniu warunku  $\frac{h_{cred}}{D_H} \leq 0,25$  jako:

$$N_t = p_{zm} + \left(\frac{D_H}{2}\right) \cdot q,$$

gdzie:

$p_{zm}$  – równomierne zastępcze obciążenie liniowe od tandemu TS,

$q$  – obciążenie powierzchniowe od obciążeń zmiennych  $q = 9,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

Sumaryczna siła osiowa od obciążeń zmiennych wynosi:

$$N_t = 209,30 + \left(\frac{16,14}{2}\right) \cdot 9,0 = 281,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

### Wyznaczenie kombinacyjnej siły osiowej w stanach SGN i SGU

(14) Charakterystyczna siła osiowa w stanach granicznych użyteczności wynosi:

$$N_{d,s} = N_t \cdot \gamma_f + N_s \cdot \gamma_f = 281,93 \cdot 1,00 + 691,62 \cdot 1,00 = 973,55 \text{ kN/m},$$

a obliczeniowa siła normalna w stanach granicznych nośności:

$$N_{d,ru} = N_t \cdot \gamma_f + N_s \cdot \gamma_f = 281,9 \cdot 1,35 + 691,62 \cdot 1,35 = 1314,29 \text{ kN/m}.$$

### Wyznaczenie momentów zginających

(15) Moment zginający w powłoce zależy od stosunku  $\lambda_f$ , określającego związek między sztywnością gruntu a sztywnością konstrukcji z warunku [48]:

$$\lambda_f = E_s \cdot \frac{D_H^3}{(EI)_s},$$

gdzie:

$E_s$  – moduł ścieczny gruntu,  $E_s = 40 \text{ MPa}$ ,

$(EI)_s$  – sztywność na zginanie powłoki, przy czym  $E$  – moduł sprężystości stali,  $I$  – moment bezwładności powłoki [ $\text{mm}^4/\text{mm}$ ],

$D_H$  – rozpiętość konstrukcji.

Dla tych zależności parametr  $\lambda_f$  wynosi:

$$\lambda_f = 40 \text{ MPa} \cdot \frac{16,14 \text{ m}^3}{210000 \text{ MPa} \cdot \frac{24374,9 \text{ mm}^4}{\text{mm}}} = 32855,5.$$

### Moment zginający od obciążenia gruntem

(16) Moment zginający  $M_s$  od parcia gruntu można obliczać z równania [48]:

$$\frac{M_s}{\gamma_1 \cdot D_H^3} = -f_1 \cdot f_3 \cdot f_{2sur} + S_{ar} \cdot \frac{\gamma_{cv}}{\gamma_1} \cdot \frac{h_c}{D_H} \cdot \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0,75} \cdot f_1 \cdot f_{2cover},$$

gdzie:

$\gamma_1$  – ciężar objętościowy gruntu zasypki do klucza konstrukcji,

$\gamma_{cv}$  – średni ciężar objętościowy gruntu nad kluczem konstrukcji,

$D_H$  – rozpiętość konstrukcji,

$R_r, R_c$  – promienie wyokrąglenia przekroju równe odpowiednio 14,0 m i 3,5 m,

$f_1$  – współczynnik obliczany ze wzoru:

$$\frac{H}{D_H} = \frac{4,55}{16,14} = 0,282.$$

(17) Dla przedziału  $0,2 < \frac{H}{D_H} \leq 0,35$  [53] wartości współczynników wynoszą:

$$f_1 = (0,67 + 0,87 \cdot (\frac{H}{D_H} - 0,2)) = 0,741,$$

gdzie:

$H$  – odległość od linii wyznaczającej maksymalną rozpiętość do korony konstrukcji,

$f_2$  – współczynnik określony dla  $\lambda_r > 5000$ ,

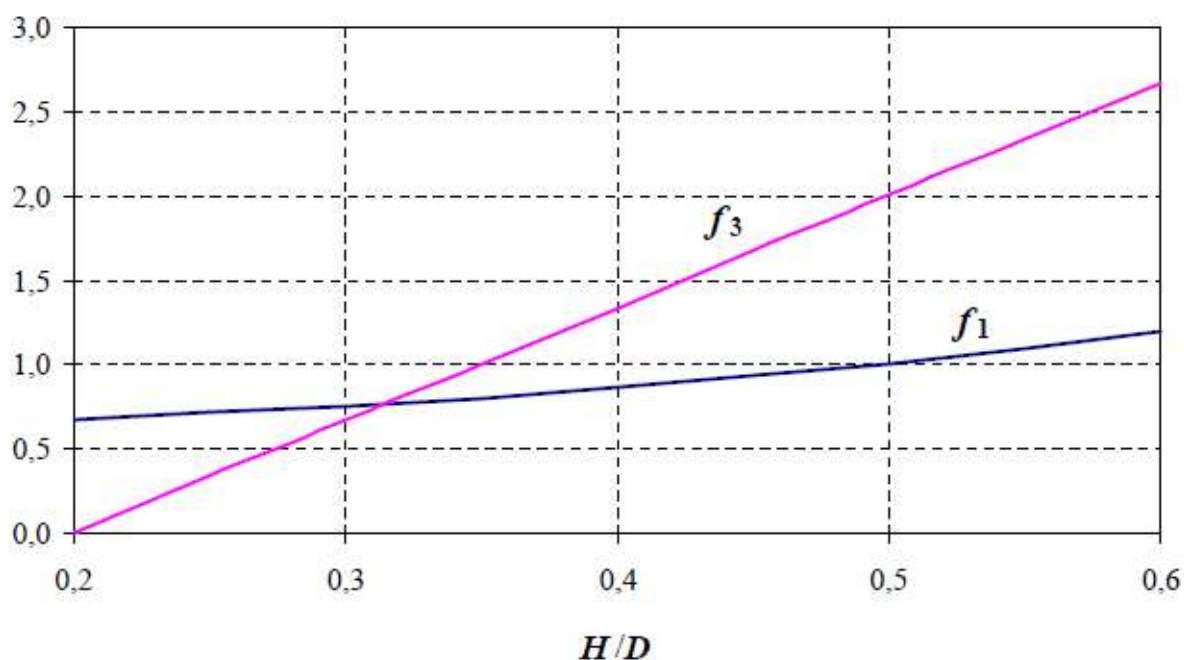
$$f_{2,sur} = 0,0009,$$

$f_3$  – współczynnik obliczany ze wzoru:  $f_3 = 6,67 \cdot \frac{H}{D_H} - 1,33 = 6,67 \cdot \frac{4,55}{16,14} - 1,33 = 0,55$ ,

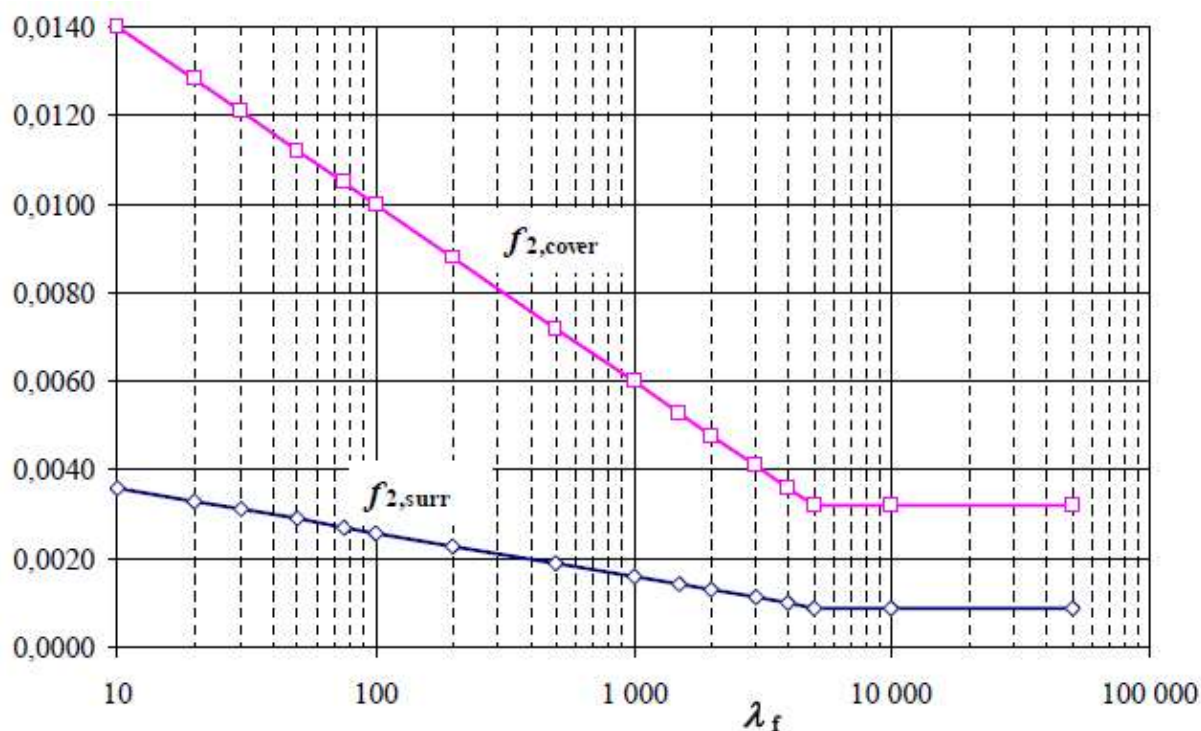
$f_{2,cobber}$  – współczynnik określony dla  $\lambda_r > 5000$ ,  $f_{2,cover} = 0,0032$ ,

$\lambda_r$  – względna sztywność.

Na rys. 4.3.2.2.1 i 4.3.2.2.2 przedstawiono zależności współczynników  $f$  według szwedzkich wytycznych [48].



Rys. 4.3.2.2.1. Zależności współczynników  $f_1$  i  $f_3$  w zależności od  $H/D_H$  [48]

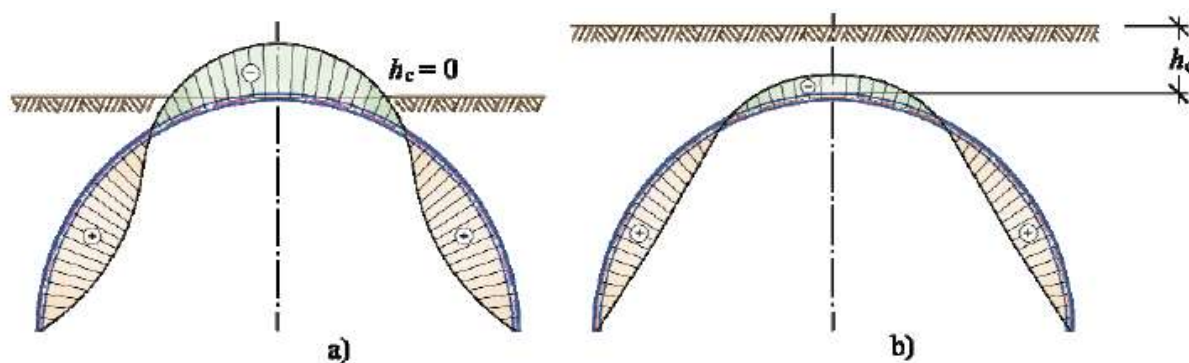


Rys. 4.3.2.2.2. Zależności współczynników  $f_2$  w zależności od  $\lambda$ , [48]

(18) Na podstawie wyznaczonych składników wartość momentu zginającego od obciążeń stałych wynosi:

$$M_s = -(\gamma_1 \cdot D_H^3) \left( -f_1 \cdot f_3 \cdot f_{2,surr} + S_{ar} \cdot \frac{\gamma_{cv}}{\gamma_1} \cdot \frac{h_c}{D_H} \cdot \left( \frac{R_t}{R_s} \right)^{0,75} \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \right) = 18,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 16,14 \text{ m}^3 \cdot \left( -0,741 \cdot 0,55 \cdot 0,0009 + 0,971 \cdot \frac{18,5}{18,5} \cdot \frac{2,15\text{m}}{16,14\text{m}} \cdot \left( \frac{14,0\text{m}}{3,5\text{m}} \right)^{0,75} \cdot 0,741 \cdot 0,0032 \right) = -38,95 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Na rys. 4.3.2.2.3 przedstawiono trajektorie zmiany momentów zginających od obciążeń stałych dla konstrukcji powłokowej na przykładzie warstwy naziomu o wysokości  $h_c$  oraz bez warstwy naziomu.



Rys. 4.3.2.2.3. Trajektorie momentów zginających od obciążeń stałych według [48]

### Moment zginający od obciążeń zmiennych

(19) Moment zginający od obciążeń zmiennych oblicza się ze wzoru [48]:

$$M_z = f_4^I \cdot f_4^{II} \cdot f_4^{III} \cdot f_4^{IV} \cdot D_H \cdot p_{zm} + S_{ar} \cdot \left( \frac{R_t}{R_s} \right)^{0,75} \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot q \cdot D_H^2,$$

gdzie:

$$f_4^I = 0,65 \cdot (1 - 0,2 \cdot \log_{10}(\lambda_f)) = 0,65 \cdot (1 - 0,2 \cdot \log_{10}(32855,5)) = -0,063,$$

$$f_4^{II} = 0,120 \cdot (1 - 0,15 \cdot \log_{10}(\lambda_f)) = 0,120 \cdot (1 - 0,15 \cdot \log_{10}(32855,5)) = 0,039,$$

$$f_4^{III} = \max(f_4^{IIIa}, f_4^{IIIb}),$$

$$f_4^{IIIa} = 4 \cdot 0,01 \left(\frac{h_c}{D_H}\right) + 0,4 = 2,566,$$

$$f_4^{IIIb} = \left(\frac{h_c}{D_H}\right)^{-0,75} = \left(\frac{2,15}{16,14}\right)^{-0,75} = 4,54,$$

$$f_4^{IV} = \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0,25} = \left(\frac{14,0}{3,5}\right)^{0,25} = 1,414,$$

przy czym należy spełnić zależność [48]:

$$f_4^I \cdot f_4^{III} < 1,$$

$$f_4^I \cdot f_4^{III} = 0,063 \cdot 4,535 = 0,285 < 1.$$

Warunek jest zatem spełniony.

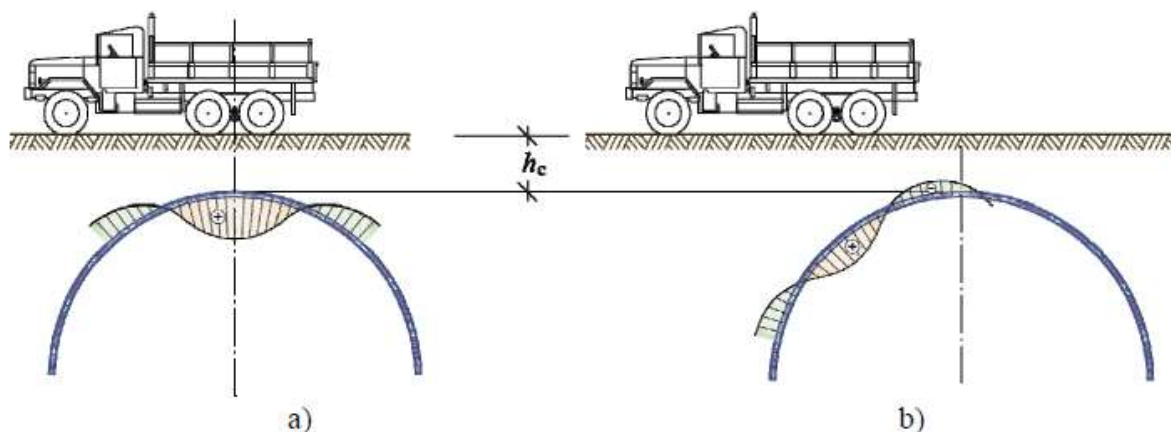
(20) Moment zginający od obciążeń zmiennych wynosi:

$$M_t = 0,063 \cdot 0,063 \cdot 4,54 \cdot 1,414 \cdot 16,14 \cdot 209,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,971 \cdot \left(\frac{14,0 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}\right)^{0,75} \cdot 0,741 \cdot 0,0032 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 16,14 \text{ m}^2 = 68,0 \text{ kNm/m}.$$

(21) Dla konstrukcji, w których  $\frac{R_t}{R_s} \geq 1$ , należy przyjąć 1/3 wartości obliczonego momentu zginającego od obciążeń zmiennych [48]. Końcowa wartość momentu zginającego od obciążeń zmiennych wynosi więc:

$$M_t = \frac{68,0}{3} = 22,66 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Na rys. 4.3.2.2.3 przedstawiono schemat trajektorii zmiany momentów zginających od obciążeń zmiennych dla konstrukcji powłokowej na przykładzie warstwy naziomu o wysokości  $h_c$ .



Rys. 4.3.2.2.3. Trajektorie momentów zginających od obciążeń stałych według wytycznych [48]

(22) Moment w narożu konstrukcji powłokowej należy przyjmować jako 2/3 momentu w koronie od obciążeń stałych i 1/3 momentu od obciążeń zmiennych według wytycznych [48].

(23) Maksymalny moment zginający o wartościach dodatnich oraz o wartościach ujemnych zgodnie z rys. 4.3.2.2.3 [48] wynosi:

$$M_{t,max} = \gamma_{f,Q} \cdot M_t = 1,00 \cdot \frac{22,66 \text{ kNm}}{\text{m}} = \frac{22,66 \text{ kNm}}{\text{m}},$$

$$M_{t,min} = \gamma_{f,Q} \cdot \frac{-M_t}{2} = 1,00 \cdot \frac{-22,66 \text{ kNm}}{2} = -\frac{11,33 \text{ kNm}}{\text{m}}.$$



### Sumaryczne momenty zginające w SGU i SGN

(24) Moment zginający dla stanów granicznych użyteczności SGU w kluczu ma wartość:

$$M_{SGU} = \gamma_{f,G} M_s + \gamma_{f,Q} \frac{M_t}{2} = -1,00 \cdot \frac{38,95 \text{ kNm}}{\text{m}} - 1,00 \cdot \frac{11,33 \text{ kNm}}{\text{m}} = -50,28 \text{ kNm/m},$$

natomiast moment zginający dla stanów granicznych nośności SGN w kluczu:

$$M_{SGN} = \gamma_{f,G} M_s + \gamma_{f,Q} \frac{M_t}{2} = -1,35 \cdot 38,95 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 1,35 \cdot \frac{11,33 \text{ kNm}}{\text{m}} = -67,88 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

gdzie:

$$\gamma_{f,G} = 1,0 \text{ lub } 1,35,$$

$$\gamma_{f,Q} = 1,35 \text{ lub } 0,0.$$

#### 4.3.2.3. Zestawienie wartości sił wewnętrznych z modelu analitycznego

(1) W tab. 4.3.2.3.1 zestawiono ekstremalne siły wewnętrzne w powłoce stalowej konstrukcji od obciążeń stałych, zmiennych i wartości kombinacyjne do sprawdzenia stanów granicznych nośności SGN i użyteczności SGU.

Tab. 4.3.2.3.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury analitycznej

Rodzaj obciążenia	Wartości sił wewnętrznych	
	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]
Stałe	-38,95	-691,62
Zmienne	22,66 / -11,33	-281,93
Kombinacja charakterystyczna SGU	-50,28	-973,55
Kombinacja obliczeniowa SGN	-67,88	-1314,29

#### 4.3.3. Weryfikacja procedury analitycznej i modelu numerycznego

(1) Weryfikację zastosowanych podejść obliczeniowych (procedura analityczna i model numeryczny) oparto na porównaniu kombinacyjnych sił wewnętrznych o wartościach charakterystycznych oraz obliczeniowych (tab. 4.3.3.1).

Tab. 4.3.3.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury analitycznej

Rodzaj obciążenia	Procedura analityczna ANA		Model numeryczny MES		Porównanie ANA/MES [%]	
	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]
Kombinacja charakterystyczna SGU	-50,28	973,55	-70,1	-847,1	72	115
			-43,8	-1009,8	115	96
Kombinacja obliczeniowa SGN	-67,88	1314,29	-94,6	-1143,6	72	115
			-59,1	-1363,2	115	96

(2) Z przedstawionego porównania wynika, że uzyskana ekstremalna kombinacyjna wartość siły osiowej z procedury analitycznej stanowi 96% wartości uzyskanej z modelu numerycznego, natomiast kombinacyjny towarzyszący moment zginający stanowi 115%. Na podstawie porównania sił wewnętrznych należy stwierdzić bardzo dużą zgodność w uzyskanych wynikach. Nieznacznie globalne wyższe wartości uzyskano z analizy numerycznej, dlatego głównie one zostaną zastosowane w kolejnych punktach przykładu do wymiarowania konstrukcji powłokowej z blach falistych. Należy stwierdzić, że wartości sił wewnętrznych uzyskane z procedury analitycznej występują w przedziale pomiędzy minimalnymi i maksymalnymi siłami wewnętrznymi otrzymanymi z modelu numerycznego.

#### 4.3.4. Zestawienie sił wewnętrznych dla konstrukcji blachy falistej

(1) Ekstremalne wartości sił wewnętrznych pochodzących od najniekorzystniejszych kombinacji obliczeniowych oraz charakterystycznych w analizowanych przekrojach konstrukcji powłokowej blachy fałdowej zestawiono w tab. 4.3.4.1.

Tab. 4.3.4.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury numerycznej w powłoce

Rodzaj obciążenia	Wartości sił wewnętrznych			
	dominująca siła wewnętrzna	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	siła poprzeczna [kN/m]
Kombinacja charakterystyczna SGU	moment	-70,1	-847,1	62,7
	siła	-43,8	-1009,8	-58,4
Kombinacja obliczeniowa SGN	moment	-94,6	-1143,6	84,6
	siła	-59,1	-1363,2	78,8

#### 4.3.5. Zestawienie sił wewnętrznych dla fundamentu

(1) Ekstremalne wartości sił wewnętrznych pochodzących od najbardziej niekorzystnych kombinacji obliczeniowych charakterystycznych w analizowanych przekrojach fundamentu zestawiono w tab. 4.3.5.1.

Tab. 4.3.5.1. Kombinacyjne siły wewnętrzne z procedury numerycznej w fundamencie

Rodzaj obciążenia	Wartości sił wewnętrznych			
	dominująca siła wewnętrzna	moment zginający [kNm/m]	siła osiowa [kN/m]	siła poprzeczna [kN/m]
Kombinacja charakterystyczna SGU	moment	451,6	62,8	359,4
	siła	265,5	44,5	399,3
Kombinacja obliczeniowa SGN	moment	609,7	84,8	485,2
	siła	358,4	60,1	539,1

(2) Siły reakcji pionowych działające na ławy fundamentowe do sprawdzenia nośności podłoża gruntowego na wyparcie (GEO) przedstawiono w tab. 4.3.1.6.7 w postaci równoważnych naprężeń pionowych pod ławą fundamentową pochodzących od sił reakcji. Procedurę obliczeniową przejścia z naprężeń pod fundamentem na reakcje obciążającą fundament podano w pkt 4.5.1.3.

### 4.4. Konstrukcja powłokowa z blach falistych

#### 4.4.1. Sprawdzenie stanów granicznych nośności

##### 4.4.1.1. Sprawdzenie przekształcenia konstrukcji w łańcuch kinematyczny

(1) Sprawdzenie możliwości przekształcenia konstrukcji w łańcuch kinematyczny wykonano na podstawie obowiązującej normy [16] oraz wytycznych [48] z warunku:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0,$$

gdzie:

$N_{Ed}$  – siła osiowa z kombinacji obliczeniowej,

$M_{y,Ed}$  – moment zginający z kombinacji obliczeniowej,

$\gamma_{M1}$  – współczynnik materiałowy dla stali równy 1,00,

$\chi_y = \frac{N_{cr,el}}{N_u}$  – współczynnik redukcyjny ze względu na wyboczenie (pkt 6.3.1 normy [16]),

$k_{yy}$  – współczynnik interakcji według tab. A,1 i A.2 normy [16],

$N_{Rk}$  – nośność plastyczna przekroju na ściskanie,  $N_{Rk} = f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot \frac{10,4 \text{ mm}^2}{\text{mm}} = 4368 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$ ,

$M_{y,Rd}$  – nośność plastyczna przekroju na zginanie,  $M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 444,7 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} = \frac{186,77 \text{ kNm}}{\text{m}}$ .

(2) Na podstawie teorii Klöppela-Glockaa i wyników badań [48] równanie pozwalające obliczyć siłę krytyczną dla ścian konstrukcji umieszczonych w gruncie przyjmuje postać:

$$N_{cr,el} = \frac{3 \cdot \xi}{\mu} \cdot \left( \frac{E_{sd} \cdot (EI)_s}{R_t} \right)^{0,5},$$

gdzie:

$N_{cr,el}$  – siła krytyczna na jednostkę długości konstrukcji [kN/m],

$E_{sd} = 40 \text{ MPa}$  – obliczeniowy moduł ścieżny gruntu,

$(EI)_s$  – sztywność konstrukcji z blach falistych na jednostkę długości [kNm],

$E_s$  – moduł ścieżny gruntu,

$h_c$  – wysokość naziomu,

$R_t = 14,0 \text{ m}$  – górny promień konstrukcji blachy falistej.

(3) Stosunek wysokości naziomu do górnego promienia konstrukcji z blachy falistej wynosi [48]:

$$\kappa = \frac{h_c}{R_t} = \frac{2,15}{14,0} = 0,16$$

przy zachowaniu warunku [48]:

$$\xi = \kappa^{0,5} = 0,40 \leq 1,0.$$

(4) Stosunek sprężystości zredukowanej gruntu i konstrukcji stalowej wynosi [48]:

$$\frac{E_{sred}}{E_s} = \eta_s = 1 - \left( \frac{1}{1+\kappa} \right)^2 = 1 - \left( \frac{1}{1+0,154} \right)^2 = 0,25.$$

(5) Wartość współczynnika  $\mu$  wynosi [48]:

$$\mu = \left( 1,22 + 1,95 \cdot \left( \frac{(EI)_s}{\eta_s \cdot E_u \cdot R_t^3} \right)^{0,25} \right)^2 \cdot \frac{1}{\eta_s^{0,5}} = \left( 1,22 + 1,95 \cdot \left( \frac{5118,7}{0,25 \cdot 100 \text{ MPa} \cdot 14,0 \text{ m}^3} \right)^{0,25} \right)^2 \cdot \frac{1}{0,25^2} = 3,90,$$

gdzie  $E_{ur} = 100 \text{ MPa}$  – moduł sprężystości gruntu przy wzmocnieniu.

(6) Następnie wyznaczono wartość siły krytycznej według wytycznych [53]:

$$N_{cr,el} = \frac{3 \cdot 0,40}{3,90} \cdot \left( \frac{40 \text{ MPa} \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 24374,9 \text{ mm}^3}{14,00 \text{ m}} \right)^{0,5} = 1860,5 \text{ kN/m}.$$

Siłę krytyczną  $N_{cr}$  można obliczać jako  $N_{cr,el}$  jeśli spełniony jest warunek:

$$\omega = \frac{N_{cr}}{A_{s1} \cdot f_{yd}} = \frac{N_{cr,el}}{N_u} \leq 0,5,$$

gdzie  $N_u = f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot 10,4 \text{ mm}^2/\text{mm} = 4368 \text{ N/mm}$ :

$$\omega = \frac{N_{cr}}{A_{s1} \cdot f_{yd}} = \frac{1860,5}{4784,0} = 0,39 \leq 0,5.$$

(7) Na podstawie wyznaczonej siły krytycznej ze względu na wyboczenie oraz nośność na ściskanie przekroju wyznaczono współczynnik redukcyjny ze względu na wyboczenie [48]:

$$\chi_y = \frac{N_{cr,el}}{N_u} = \frac{1860,51 \text{ kN/m}}{4784 \text{ kN/m}} = 0,426.$$

Współczynnik interakcji wyznaczono natomiast z tab. A,1 i A.2 normy [16]:

$$k_{yy} = \frac{C_{my}}{(1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}) C_{yy}},$$

gdzie:

$C_{my} = C_{my,0}$  – współczynnik według tab. A.1 i A.2 normy [16] równy 1,0,

$N_{cr,y} = N_{cr,el}$  – siła krytyczna przy wyboczeniu elementu  $n$  zagłębionego w gruncie na podstawie teorii Klöppela-Glockaa,

$C_{yy}$  – zależność określona według tab. A.1 normy [16]:

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} c_{my}^2 \bar{\lambda}_y (1 + \bar{\lambda}_y) \right) \eta_{pl} \right] \text{ przy spełnieniu zależności } C_{yy} \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}.$$

(8) Stosunek wskaźnika plastyczności do wskaźnika sprężystości określono według normy [16]:

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{444,7 \text{ mm}^3/\text{mm}}{348,2 \text{ mm}^3/\text{mm}} = 1,277 \leq 1,5.$$

(9) Wartość parametru  $\bar{\lambda}_y$  według normy [16] wynosi:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_u}{N_{ce,el}}} = \sqrt{\frac{4784 \text{ N/mm}}{1861 \text{ N/mm}}} = 1,604.$$

Wartość parametru  $\eta_{pl}$  określono z tab. A.1 normy [16] jako stosunek obliczeniowej siły osiowej i nośności przekroju na ściskanie:

$$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1363 \text{ kN/m}}{4368 \text{ kN/m}} = 0,312.$$

Wartość współczynnika  $C_{yy}$  wynosi zatem:

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} c_{my}^2 \bar{\lambda}_y (1 + \bar{\lambda}_y) \right) \eta_{pl} \right] = \\ 1 + (1 - 1,277) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{1,277} \cdot 1,0^2 \cdot 1,604 (1 + 1,604) \right) 0,285 \right] = 0,745,$$

przy zachowaniu warunku:

$$C_{yy} = 0,745 \geq \frac{348,2}{444,7} = 0,783.$$

Ostatecznie przyjęto:  $C_{yy} = 0,783$ .

(10) Dla wyznaczonych współczynników wartość parametru  $k_{yy}$  zgodnie z normą [16] wynosi:

$$k_{yy} = \frac{C_{my}}{(1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}) C_{yy}} = \frac{1,0}{(1 - 0,389 \frac{-1363,3 \text{ kN/m}}{-1861,0 \text{ kN/m}}) 0,783} = 0,973.$$

(11) Na podstawie powyższych zależności sprawdzono warunek nośności dla obciążeń z kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem głównej siły osiowej i towarzyszącemu momentowi zginającemu z warunku:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{-1362 \text{ kN/m}}{0,426 \cdot \frac{4784 \text{ kN/m}}{1,00}} + 0,973 \cdot \frac{59,1 \text{ kNm/m}}{\frac{186,8 \text{ kNm/m}}{1,0}} = 1,04 \geq 1,0$$

dla obciążeń z kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem głównego momentu zginającego i towarzyszącej siły osiowej z warunku:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{\frac{1144 \text{ kN}}{\text{m}}}{0,426 \cdot \frac{4784 \text{ kN}}{1,00}} + 1,00 \cdot \frac{\frac{186,77 \text{ kNm}}{\text{m}}}{\frac{186,8 \text{ kNm}}{1,0}} = 1,13 \geq 1,0.$$

Uwaga: wartość współczynnika  $k_{yy}$  dla głównego momentu zginającego wynosi 1,0.

(12) Warunek nośności dla obciążeń zewnętrznych od kombinacji obliczeniowej nie jest spełniony. Występuje przekroczenie nośności w kluczu konstrukcji maksymalnie o 13% dla głównego momentu zginającego oraz o 4% dla głównej siły osiowej. Ze względu na przekroczenie nośności zaleca się zaprojektowanie nakładek wzmacniających nad kluczem konstrukcji na odcinku 5,0 m (po 2,5 m od osi konstrukcji w kierunku fundamentów). Nakładki wzmacniające należy przewidzieć z tego samego rodzaju profilu blachy, co główna konstrukcja, tj. S.C.-22NA. Zastosowanie nakładek wzmacniających znacząco zwiększy charakterystyki geometryczne przekroju w kluczu, co spowoduje spełnienie warunków nośności ze względu na przekształcenie

się konstrukcji w łańcuch kinematyczny. Procedura wyznaczenia nośności przekroju blachy faldowej wraz z nakładami wzmacniającymi jest analogiczna do przedstawionej wcześniej, przy założeniu zmiany parametrów geometrycznych przekrojów według prac [37, 48]. Dodatkowo należy przewidzieć odpowiednie zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej ze względu na okres trwałości mostu stałego i jego lokalizację nad przeszkodą, jaką jest rzeka.

#### 4.4.1.2. Sprawdzenie bezpieczeństwa na wyboczenie

(1) Kolejnym warunkiem, stanowiącym uzupełnienie sprawdzenia wyczerpania nośności przez przekształcenie się konstrukcji w łańcuch kinematyczny, jest sprawdzenie bezpieczeństwa konstrukcji na wyboczenie. Polega ono na sprawdzeniu według zależności [48]:

$$\left( \frac{N_{d,ULS}}{\omega \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}} \right)^{\alpha_c} \leq 1,0,$$

gdzie:

$N_{d,ULS}$  – ekstremalna siła osiowa z kombinacji obliczeniowej,

$f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot 10,1 \text{ mm}^2/\text{mm} = 4368 \text{ kN/m}$  – nośność obliczeniowa przekroju na ściskanie,

$$\omega = \frac{N_{cr}}{A_{s1} \cdot f_{yd}} = \frac{1861 \text{ kN/m}}{4368 \text{ kN/m}} = 0,426,$$

$$\alpha_c = \eta^2 \cdot \omega \geq 0,8,$$

przy czym  $\eta$  dla konstrukcji z blach falistych współpracujących z zasypką według wytycznych [49] należy założyć równe 1,35:

$$\alpha_c = 1,35^2 \cdot 0,426 = 0,776 < 0,8, \text{ dlatego przyjęto } \alpha_c = 0,8,$$

(2) Sprawdzenie warunku:

$$\left( \frac{1363 \text{ kN/m}}{0,426 \cdot 4368 \text{ kN/m}} \right)^{0,8} = 0,78 \leq 1,0.$$

Warunek nośności ze względu na wyboczenie jest spełniony. Konstrukcja z blach falistych (z pominięciem nakładek wzmacniających) ze względu na wyboczenie jest wytężona w 78%.

#### 4.4.1.3. Sprawdzenie nośności dolnej części konstrukcji

(1) Poza sprawdzeniem nośności konstrukcji z blach falistych w zakresie globalnym, głównie w jej górnym przekroju, należy sprawdzić również dolną część przekroju. W tych obliczeniach nie należy uwzględniać momentu zginającego ze względu na przegubowe połączenie konstrukcji z fundamentem (schemat statyczny ramy dwuprzegubowej). Sprawdzenie nośności przekroju wykonuje się, biorąc pod uwagę jedynie działanie siły osiowej o wartości obliczeniowej. Warunek nośności jest określony w wytycznych [48]:

$$N_{d,ULS} \leq N_{cr}.$$

gdzie:

$N_{d,ULS}$  – ekstremalna siła osiowa z kombinacji obliczeniowej,

$N_{cr}$  – siła krytyczna przy wyboczeniu dla ścian konstrukcji umieszczonych w gruncie przy założeniu, że  $N_{cr} \leq N_{Rd} = 4368 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

(2) Siłę krytyczną przy wyboczeniu należy obliczać, przyjmując [48]:  $\eta_s = \mu = 1,0$  oraz  $\mu = 1,22$ , a także rzeczywisty promień  $R_t$  konstrukcji. Wyznaczona w ten sposób siła krytyczna wynosi:

$$N_{cr} = \frac{3 \cdot \xi}{\mu} \cdot \left( \frac{E_{sd} \cdot (EI)_s}{R_t} \right)^{0,5} = \frac{3 \cdot 0,4}{1,22} \cdot \left( \frac{40 \text{ MPa} \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 24374,9 \text{ mm}^3}{14,00 \text{ m}} \right)^{0,5} = 5947,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq \frac{4368 \text{ kN}}{\text{m}}.$$

Sprawdzenie warunku:

$$\frac{N_{d,ULS}}{N_{cr}} = \frac{1363 \text{ kN/m}}{4368 \text{ kN}} = 0,31 \leq 1,0.$$

Warunek nośności ze względu na wyboczenie w dolnej części konstrukcji jest spełniony. Element konstrukcji z blach falistych jest wytężony w strefie dolnej w 31%.

#### 4.4.1.4. Sprawdzenie wyężenia przekroju

(1) Niezależnie od klasy przekroju (wzór (6.3) normy [16]) jako ostatnie przybliżenie można stosować liniowe sumowanie wykładników wykorzystania nośności uzyskanych w odniesieniu do poszczególnych wypadkowych naprężeń. Dla ściskanych części przekroju klasy co najmniej 2. można przyjąć, że przekrój jest zdolny do pełnego uplastycznienia przy zginaniu. Kryterium przyjmuje postać [16]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0,$$

gdzie:

$N_{Ed}$  – siła osiowa z kombinacji obliczeniowej,

$M_{Ed}$  – moment zginający od kombinacji obliczeniowej.

$N_{Rd}$  – nośność obliczeniowa przekroju na ściskanie,

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot 10,1 \text{ mm}^2/\text{mm} = 4368 \text{ kN/m},$$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y} = 420 \text{ MPa} \cdot 444,7 \text{ mm}^3/\text{mm} = 186,8 \text{ kNm/m}.$$

(2) Sprawdzenie warunku dla głównej siły osiowej i towarzyszącemu momentowi zginającemu od kombinacji obliczeniowych ma postać:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1363 \text{ kN/m}}{4368 \text{ kN/m}} + \frac{59,1 \text{ kNm/m}}{186,8 \text{ kNm/m}} = 0,72 \leq 1,0,$$

a sprawdzenie warunku dla głównego momentu zginającego i towarzyszącej siły osiowej od kombinacji obliczeniowych:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1143,6 \text{ kN/m}}{4368 \text{ kN/m}} + \frac{94,6 \text{ kNm/m}}{186,8 \text{ kNm/m}} = 0,91 \leq 1,0.$$

Warunek nośności ze względu na ograniczenie naprężeń jest spełniony dla konstrukcji z blach falistych z pominięciem udziału nakładek. Konstrukcja z blach falistych jest wyężona w 91%. Uwaga: z przeprowadzonych analiz wynika, że decydującym kryterium nośności jest przekształcenie się konstrukcji w łańcuch kinematyczny.

#### 4.4.2. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości

##### 4.4.2.1. Sprawdzenie powstania przegubu plastycznego

(1) Maksymalne naprężenie w ścianach konstrukcji oblicza się z równania Naviera według wytycznych [48] i normy [16]. Sprawdzenie polega na wykazaniu, że obliczane w koronie konstrukcji naprężenia dla obciążeń w stanie granicznym użytkowości nie przekraczają granicy plastyczności. Należy jednak zauważyć automatyczne spełnienie tej zależności pod warunkiem ograniczenia naprężeń w stanie granicznym nośności (pkt 4.4.1.3). Ze względu na zalecenia [37, 48] warunek ten został przedstawiony i sprawdzony z zależności:

$$\sigma = \frac{N_{d,s}}{A_{s1}} + \frac{M_{d,s}}{W_1} < f_{yd},$$

gdzie:

$N_{d,s}$  – siła normalna dla stanu granicznego użytkowości dla kombinacji charakterystycznej,

$M_{d,s}$  – moment dla kombinacji charakterystycznej,

$A_{s1}$  – pole przekroju poprzecznego,  $A_{s1} = 10,40 \text{ mm}^2/\text{mm}$ ,

$W_1$  – wskaźnik sprężysty,  $W_1 = 348,21 \text{ mm}^3/\text{mm}$ ,

$f_{yd}$  – granica plastyczności,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ .

(2) Sprawdzenie warunku powstania przegubu plastycznego przeprowadzono dla głównej siły osiowej i towarzyszącemu momentowi zginającemu oraz głównemu momentowi zginającemu i towarzyszącej siły osiowej dla kombinacji charakterystycznej (tab. 4.3.4.1).

$$\sigma_1 = \frac{-1009,8 \text{ kN/m}}{10,40 \text{ mm}^2/\text{mm}} + \frac{-43,8 \text{ kNm/m}}{348,21 \text{ mm}^3/\text{mm}} = -222,9 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 420 \text{ MPa},$$

$$\sigma_2 = \frac{-847,1 \text{ kN/m}}{10,40 \text{ mm}^2/\text{mm}} + \frac{-70,1 \text{ kNm/m}}{348,21 \text{ mm}^3/\text{mm}} = -282,8 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 420 \text{ MPa}.$$

Maksymalne wyężenie ze względu na uplastycznienie skrajnych włókien w kluczy konstrukcji stalowej od charakterystycznej kombinacji obciążeń wyniosło 61,5%. Warunki zostały spełnione.

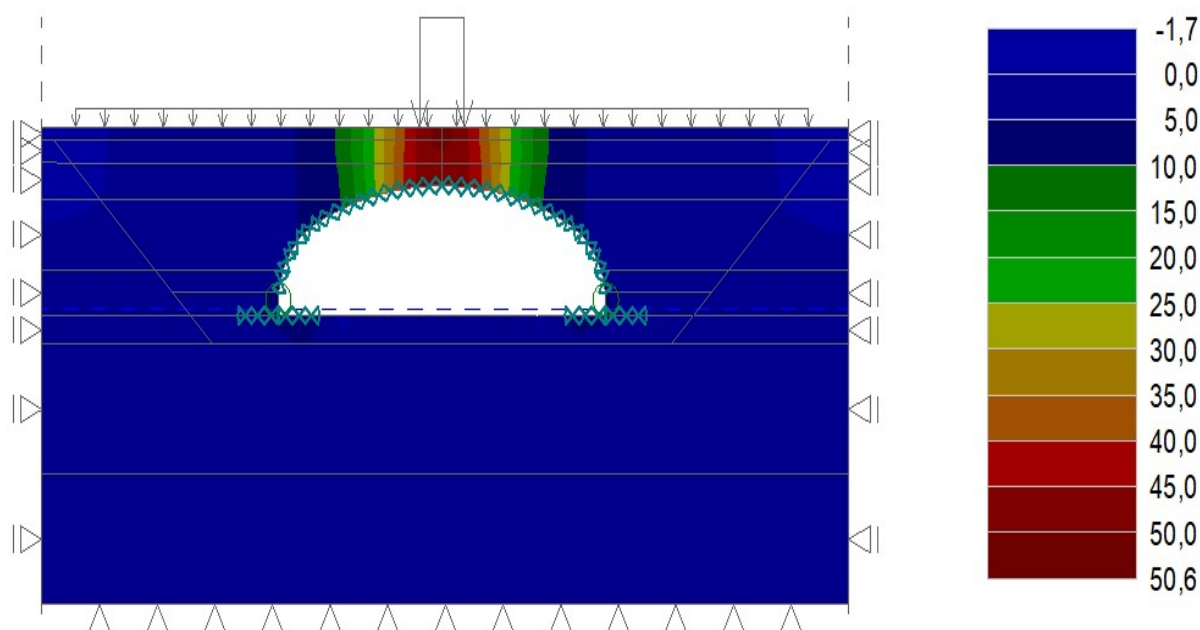
#### 4.4.2.2. Sprawdzenie deformacji konstrukcji

(1) Eurokody, w tym normy [16, 20], nie definiują konkretnych kryteriów dla stanu granicznego ugięć w odniesieniu do mostów. 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 [16, 20] nie zdefiniowano również kombinacji obciążeń, pod wpływem której należałoby wyliczać ugięcia konstrukcji. Punktem odniesienia może być polska wycofana norma [2], w której zdefiniowano graniczne ugięcia od obciążeń ruchomych mostów w zależności od typu konstrukcji od obciążeń zmiennych o wartościach charakterystycznych.

(3) W analizowanym przykładzie porównano ugięcia pochodzące od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych (dedykowanych do sprawdzania zgodnie z normą [2]) z wartościami dopuszczalnymi według normy [2]. 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 [16, 20] stanowi pewien poziom odniesienia i pozwala w przybliżeniu ocenić wartości ugięć.

(4) Sprawdzenie ugięć i deformacji konstrukcji zostało wykonane na podstawie wyznaczonych z modelu numerycznego maksymalnych ugięć w kluczu konstrukcji gruntowo-powłokowej od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych. Maksymalne ugięcie zostało przedstawione na rys. 4.4.2.2.1 i wyniosło 50,6 mm. Ugięcie to stanowi 94% ugięcia dopuszczalnego równego 53,8 mm, wyznaczonego jako  $L/300$ , tak jak dla przęseł belek pełnościennych [2]. Warunek ograniczenia ugięć jest spełniony.



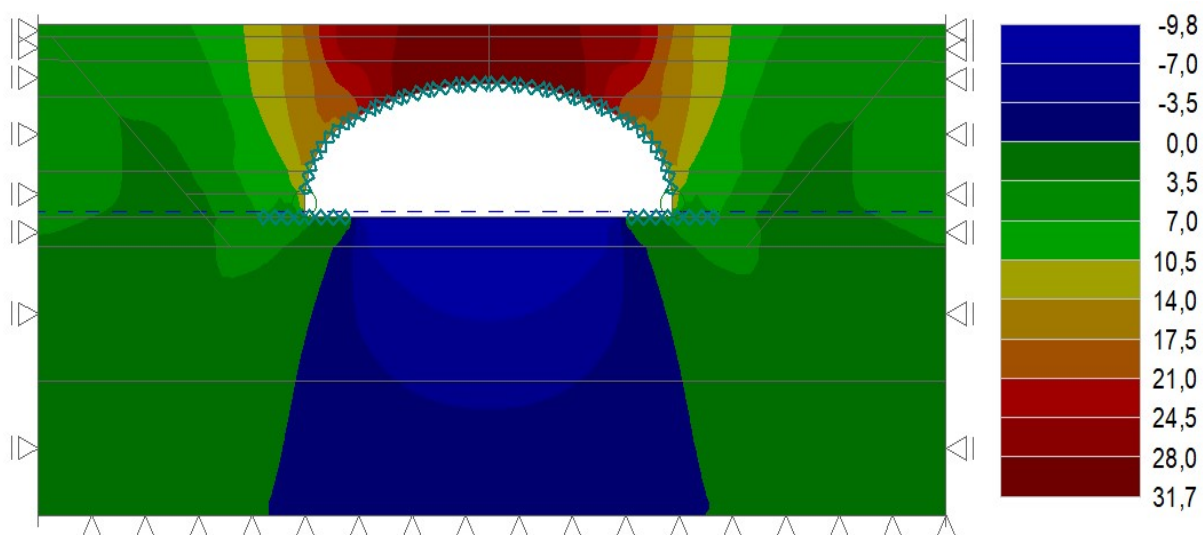
Rys. 4.4.2.2.1. Maksymalne ugięcie od obciążeń ruchomych

(5) Ponieważ obliczone ugięcie od obciążeń charakterystycznych nie przekracza wartości dopuszczalnej, niezasadne byłoby sprawdzenie ugięcia od wartości częstych, dla których uzyskano by wyższy zapas bezpieczeństwa. Należy również wnioskować, że ograniczenie ugięcia nie jest decydującym stanem granicznym dla analizowanego mostu. Niemniej jednak, w przypadku gdy ograniczenie ugięcia byłoby decydującym kryterium, autorzy rozdziału zalecają sprawdzanie ugięcia od obciążeń ruchomych o wartościach częstych ze względu na podstawy kalibracji modeli obciążeń ruchomych zestawionych w tab. 2.1 normy [13].

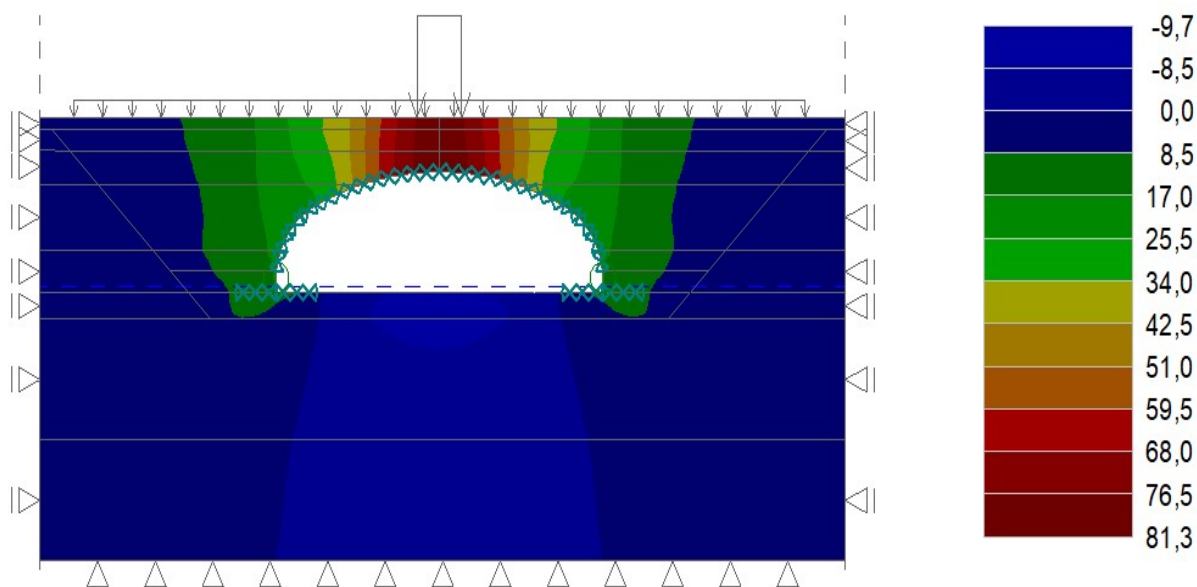
(6) Charakterystyczna wartość obciążeń ruchomych odpowiada 1000-letniemu okresowi powrotu (bądź prawdopodobieństwu przekroczenia o 5% w ciągu 50 lat) ruchu na głównych drogach

w Europie (przy przyjęciu współczynników dostosowawczych  $\alpha$  równych 1), a wartość częsta odpowiada tygodniowemu okresowi powrotu. Na tej podstawie zasadne wydaje się obliczanie ugięć dla wartości częstych obciążeń ruchomych, zwłaszcza gdy kryterium to jest decydujące. Prawdopodobieństwo wystąpienia obciążenia o wartości charakterystycznej jest bardzo niewielkie.

(7) Dodatkowo na rys. 4.4.2.2 przedstawiono maksymalne deformacje konstrukcji pod obciążeniami stałymi z uwzględnieniem faz budowy, a na rys. 4.4.2.3 ekstremalne ugięcia globalne od obciążeń stałych i zmiennych po oddaniu obiektu do eksploatacji. Przedstawione ugięcie od obciążeń stałych z uwzględnieniem faz budowy jest podstawą do ustalenia projektowej niwelety na obiekcie.



Rys. 4.4.2.2. Maksymalne ugięcie od obciążeń stałych z uwzględnieniem faz budowy



Rys. 4.4.2.3. Maksymalne ugięcie od obciążeń stałych i zmiennych po oddaniu obiektu do eksploatacji

#### 4.4.2.3. Sprawdzenie sztywności konstrukcji w czasie montażu i eksploatacji

(1) Zaleca się [37, 48], aby sztywność konstrukcji określona zależnością:

$$\eta_m = \frac{D_H^2}{E_{sly}} = \frac{16,14 \text{ m}^2}{210 \text{ GPa} \cdot 24374,9 \text{ mm}^4/\text{mm}} = 0,051 \text{ m/kN}$$



dla przekrojów łukowych i niskich profili według pracy [37] był mniejszy od:  $\eta_m < 0,20$  m/kN. Warunek jest zatem spełniony. Konstrukcja z blach falistych posiada odpowiednią sztywność z pominięciem nakładek wzmacniających.

#### 4.4.3. Sprawdzenie nośności łączników śrubowych

(1) Połączenia śrubowe powinny być tak zaprojektowane, aby mogły przenieść występujące siły osiowe i momenty zginające. Przy założeniu, że złącze śrubowe składa się z co najmniej dwóch śrub, tak ułożonych, że możliwe jest przenoszenie momentu zginającego (jak w niniejszym przykładzie), nośność takiego złącza śrubowego można obliczyć według normy [18] i wytycznych [48] z warunku:

$$N_{Rd} < \min(nF_{v,Rd}, nF_{b,Rd}),$$

gdzie:

$n$  – liczba śrub,

$F_{v,Rd}$  – nośność śruby na ścinanie,

$F_{b,Rd}$  – nośność śruby na docisk,

$N_{Rd}$  – nośność obliczeniowa uplastyczniająca przekrój

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot 10,1 \text{ mm}^2/\text{mm} = 4368 \text{ kN/m}.$$

(2) Nośność śruby na ścinanie określono na podstawie tab. 3.4 [18] ze wzoru:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}},$$

gdzie:

$\alpha_v = 0,6$  – dla przyjętych śrub klasy M 8.8,

$A = 245 \text{ mm}^2$  – pole przekroju śruby, której powierzchnia ścinania przechodzi przez gwintowaną część śruby,

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$  wytrzymałość na rozciąganie śruby klasy M8.8, tab. 3.1 normy [18],

$\gamma_{M2} = 1,25$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

Nośność śruby na ścinanie wynosi:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,25} = 94,1 \text{ kN}.$$

(3) Nośność śruby na docisk określono na podstawie tab. 3.4 normy [18], ze wzoru:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

gdzie:

$\alpha_b$  jest mniejszą wartością spośród:  $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = \frac{130 \text{ mm}}{3 \cdot 23 \text{ mm}} - 0,25 = 1,9$ ,  $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \text{ MPa}}{480 \text{ MPa}} = 1,67$  lub 1,0

$k_1$  jest mniejszą wartością spośród  $k_1 = 1,4 \frac{e_2}{3d_0} - 1,7 = \frac{130 \text{ mm}}{3 \cdot 23 \text{ mm}} = 0,94$  lub 2,5

$d = 17,662 \text{ mm}$  – efektywna średnica gwintowanego trzpienia śruby,

$t = 16,0 \text{ mm}$  – suma grubości łączonych elementów,

$\gamma_{M2} = 1,25$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

(4) W przykładzie założono bezpiecznie rozstaw pomiędzy śrubami 130 mm oraz odległość osi śruby skrajnej do krawędzi elementu 130 mm. Dla tak przyjętych parametrów nośność śruby pośredniej na docisk wynosi:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{0,94 \cdot 1,0 \cdot 480 \text{ MPa} \cdot 17,662 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{1,25} = 101,8 \text{ kN},$$

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} = 420 \text{ MPa} \cdot 10,1 \text{ mm}^2/\text{mm} = 4368 \text{ kN/m}.$$

Decydującą nośność łącznika śrubowego przyjęto taką samą, jak dla nośności na ścinanie. Potrzebna liczba łączników śrubowych na 1 m wynosi:

$$n = \frac{N_{Rd}}{F_{v,Rd}} = \frac{4368 \text{ kN}}{94,1 \text{ kN}} = 47.$$

Należy przewidzieć parzystą liczbę łączników śrubowych równą 48 na 1 m szerokości połączenia.

(5) Po wyznaczeniu potrzebnej liczby łączników śrubowych ze względu na przeniesienie sił osiowych należy obliczyć potrzebne rozstawy rzędów śrub w celu bezpiecznego przeniesienia momentu zginającego, przy założeniu, że zarówno nośność na ścinanie, jak i na zginanie połączenia śrubowego należy zwymiarować na przekrój.

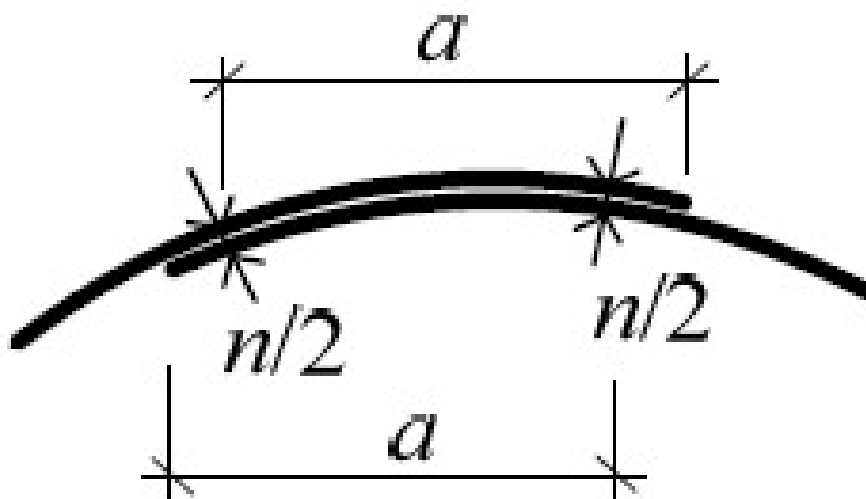
(6) Dla momentu uplastyczniającego przekrój, przy przyjętej liczbie śrub równej 48 szt./m, określono odległość pomiędzy rzędami śrub (rys. 4.4.3.1.) [37, 48]:

$$a \frac{n}{2} F_{Rd} \geq M_{Rd},$$

gdzie:

$$F_{Rd} = F_{v,Rd} = 94,1 \text{ kN},$$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y} = 420 \text{ MPa} \cdot 444,7 \text{ mm}^3/\text{mm} = 186,8 \text{ kNm/m}.$$



**Rys. 4.4.3.1. Schemat połączenia do obliczenia odległości pomiędzy rzędami śrub**

(7) Po przekształceniu równania minimalny rozstaw rzędów śrub należy obliczyć według wytycznych [37, 48] z równania:

$$a \geq \frac{M_{Rd}}{F_{Rd}} \cdot \frac{2}{n},$$

$$a \geq \frac{1462 \text{ kNm}}{94,1 \text{ kN}} \cdot \frac{2}{48} = 64,8 \text{ mm} \text{ czyli } a \geq 64,8 \text{ mm}.$$

Minimalny rozstaw rzędów śrub wynosi 65 mm.

(8) Zaprojektowane połączenie śrubowe składa się z 48 sztuk łączników M20 klasy 8,8 na 1 m szerokości blachy fałdowej. Śruby należy rozłożyć w czterech rzędach w rozstawie 130 mm (nie mniejszym niż 65 mm). Istnieje możliwość zmniejszenia rozstawu rzędów śrub pod warunkiem zweryfikowania nośności łączników na docisk według przedstawionej metody i pionowym przeprowadzeniu obliczeń.

## 4.5. Fundament

### 4.5.1. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – łąwa fundamentowa

#### 4.5.1.1. Nośność na zginanie

(1) Obliczenia nośności na zginanie przekrojów żelbetowych przeprowadzono zgodnie z wytycznymi pkt 6.1(2)P normy [14]. Wartości sił wewnętrznych wyznaczone na podstawie modelu numerycznego dla pasma łąwy o szerokości  $b_p = 1,0$  m zestawiono w tab. 4.3.5.1 (pkt 4.3.5).

(2) Siły wewnętrzne do wymiarowania łąwy fundamentowej na zginanie (tab. 4.3.5.1):

$M_{Ed,x} = 609,9$  kNm/m – obliczeniowy moment zginający x-x (w kierunku osi podłużnej mostu).

(3) Ze względu na wymiarowanie pasma łąwy fundamentowej o szerokości 1,00 m sprowadzone momenty zginające wyrażono w jednostce [kNm]. Nośność na zginanie sprawdzono przy założeniu metody uproszczonej z przyjęciem efektywnej wysokości strefy ściskanej równej:  $x_{eff} = \lambda x$ , gdzie  $\lambda = 0,8$  dla  $f_{ck} \leq 50$  MPa.

(4) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) beton łąwy fundamentowej – C30/37,
- 2) wysokość całkowita przekroju łąwy fundamentowej – 1000 mm,
- 3) analizowana szerokość łąwy fundamentowej – 1000 mm,
- 4) wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie – 30 MPa,
- 5) średnia wytrzymałość na rozciąganie – 2,9 MPa,
- 6) współczynnik materiałowy dla betonu –  $\gamma_c = 1,4$ ,
- 7) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie – 18,21 MPa,
- 8) moduł sprężystości betonu dla obciążeń krótkotrwałych w wieku 28 dni – 38,4 GPa,
- 9) współczynnik do efektów długotrwałych i sposobu obciążenia –  $\alpha_{cc} = 0,85$ ,
- 10) współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu –  $\eta = 1,0$ ,
- 11) współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu  $\lambda = 0,8$ ,
- 12) maksymalne odkształcenie betonu na krawędzi ściskanej przy zginaniu –  $\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ ,
- 13) maksymalne odkształcenie przy ściskaniu –  $\varepsilon_{cs} = 0,0020$ ,
- 14) współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu –  $\eta = 1,0$ ,
- 15) stal zbrojeniowa – B500SP,
- 16) wytrzymałość charakterystyczna –  $f_{yk} = 500$  MPa,
- 17) współczynnik materiałowy dla stali zbrojeniowej –  $\gamma_s = 1,15$ ,
- 18) wytrzymałość obliczeniowa –  $f_{yd} = 435$  MPa,
- 19) moduł sprężystości stali zbrojeniowej –  $E_s = 200$  GPa.

(5) Obliczeniowe maksymalne naprężenia w betonie i stali:

$\sigma_c = \eta f_{cd} = 18,21$  MPa, gdzie  $\eta = 1,0$  dla  $f_{ck} \leq 50$  MPa,

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

(6) Obliczeniowe odkształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności:

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

(7) Wartość parametru  $\zeta_{eff,lim}$  wynosi:

$$\zeta_{eff,lim} = \frac{|\varepsilon_{cu3}|}{|\varepsilon_{cu3}| + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0021} = 0,625.$$

#### Zbrojenie główne (w kierunku x-x oś podłużna mostu) łąwy fundamentowej (dolne i górne)

##### Wymiarowanie zbrojenia na moment zginający z pominięciem siły osiowej

(8) Zbrojenie dobrano na podstawie wartości maksymalnego momentu zginającego (tab. 4.3.5.1). Wysokość użyteczna w przekroju łąwy fundamentowej dla przyjętego według normy [14], pkt 1.4.1 otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy  $\phi = 16$  mm wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c_{nom,pd} - 0,5\phi = 1000 - 50 - 8 = 942,0 \text{ mm}.$$

(9) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 942,0 \text{ mm} = 465,2 \text{ mm}.$$

(10) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z równania równowagi momentów zginających:

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

Z rozwiązania równania kwadratowego oblicza się wartość  $x_{eff}$ :

$$x_{eff}^2 - 2d_{p1}x_{eff} + 2 \frac{M_{p,Ed}}{b_p f_{cd}} = 0,$$

$$x_{eff1} = \frac{2d_{p1} - \sqrt{\Delta}}{2} \text{ lub } x_{eff2} = \frac{2d_{p1} + \sqrt{\Delta}}{2},$$

$$x_{eff} = \begin{cases} x_{eff1} & \text{gdy } x_{eff1} > 0 \text{ i } x_{eff1} \leq x_{lim} \\ x_{eff2} & \text{gdy } x_{eff2} > 0 \text{ i } x_{eff2} \leq x_{lim} \end{cases}$$

gdzie:

$$\Delta = 4d_{p1}^2 - \frac{4M_{p,Ed}(x-x)}{b_p f_{cd}},$$

$M_{p,Ed}$  – moment zginający w przęśle w kierunku (x-x) od kombinacji obliczeniowej równy 1275 kNm sprowadzony do szerokości 1,00 m płyty pomostu.

Po rozwiązaniu równania kwadratowego otrzymano efektywną wysokość strefy ściskanej:

$$x_{eff} = 36,3 \text{ mm} \leq x_{lim} = 465,2 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{36,3}{942,0} = 0,04 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625.$$

(11) Na podstawie równania równowagi sił poziomych w przekroju można wyznaczyć potrzebne pole powierzchni zbrojenia rozciąganego:

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 36,3 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 15,25 \text{ cm}^2.$$

### **Wymiarowanie zbrojenia z uwzględnieniem siły osiowej**

(12) Wymiarując przekrój ławy fundamentowej mostu, na który działa zarówno moment zginający, jak i towarzysząca mu siła osiowa (w analizowanym przypadku rozciągająca), należy obliczyć zmodyfikowany moment zginający względem zbrojenia [44, 48]:

$$M_{Rd1} = M_{Ed} + M_{NEd},$$

gdzie:

$$M_{NEd} = N_{Ed} \times (0,5h_p - a_1),$$

$N_{Ed}$  – siła osiowa działająca na przekrój (ściskająca ze znakiem „-“),

$h_p$  – wysokość analizowanego przekroju,

$a_1$  – odległość od osi obliczanego zbrojenia do włókien zewnętrznych przekroju.

(13) W analizowanym przykładzie towarzysząca maksymalnemu momentowi zginającemu siła osiowa sprowadzona do 1 m szerokości pasma płyty jest równa 84,8 kN (tab. 4.3.5.1). Poszukiwane momenty zginające wynoszą:

$$M_{NEd} = N_{Ed} \times (0,5h_p - a_1) = 84,8 \text{ kN} (1,0 \text{ m} - 0,058 \text{ m}) = 37,5 \text{ kNm},$$

$$M_{Rd1} = M_{Ed} + M_{NEd} = 609,9 \text{ kNm} + 37,5 \text{ kNm} = 647,4 \text{ kNm}.$$

(14) Zbrojenie główne obliczono z uwzględnieniem ściskającej siły osiowej:

$$x_{eff} = 43,9 \text{ mm} \leq x_{lim} = 465,2 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{43,9}{942,0} = 0,05 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625,$$

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 43,9 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 18,5 \text{ cm}^2.$$

(15) Wyznaczone z uwzględnieniem niekorzystnie działającej rozciągającej siły osiowej potrzebne zbrojenie zostało zwiększone aż o 20%. Na tej podstawie należy stwierdzić, że wymagane jest uwzględnienie rozciąganej siły osiowej na wymiarowanie przekroju żelbetowego obciążonego rozciągającą siłą osiową.

(16) Wymagane zbrojenie w kierunku (y-y) prostopadłym do osi podłużnej mostu obliczono jako minimalne ze względu na niewystępowanie sił wewnętrznych w tym kierunku z modelu numerycznego przy wysokości użytecznej przekroju ławy fundamentowej dla przyjętego w pkt 1.4.1 normy [14] otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy  $\phi = 16$  mm:

$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pd} - \phi - 0,5\phi_2 = 100 - 50 - 16 - 8 = 926,0 \text{ mm}.$$

(17) Wyznaczone zbrojenie powinno spełniać wymagania konstrukcyjne określone w normie [14], pkt 9.2.1.1. Minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego oblicza się ze wzoru (9.1N) normy [14]:

$$A_{s,min(x-x)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \\ \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 942,0 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 942,0 \text{ mm}\right) = 14,21 \text{ cm}^2,$$

$$A_{s,min(y-y)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \\ \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 827,0 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 926,0 \text{ mm}\right) = 14,0 \text{ cm}^2.$$

(18) Maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]):  $A_{s,min} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 400 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dolne zbrojenie płyty pomostu w postaci:

- 1) w kierunku podłużnym (x-x) pręty  $\phi 16$  mm co 11,0 cm o polu przekroju  $A_{s1,p} = 18,10 \text{ cm}^2$  (dziewięć prętów  $\phi 16$ ) na 1 m szerokości płyty,
- 2) w kierunku poprzecznym (y-y) oraz zbrojenie obwodowe z warunku na minimalną powierzchnię zbrojenia jako pręty  $\phi 16$  mm co 14,0 cm o polu przekroju  $A_{s2,p} = 14,10 \text{ cm}^2$  (siedem prętów  $\phi 16$ ) na 1,00 m szerokości płyty.

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne.

#### 4.5.1.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14], pkt 6.2.1(1)P 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 zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych.

(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 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 [14]).

(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  $d_s$  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) Dla przekroju ławy fundamentowej przyjęto maksymalną wartość sił wewnętrznych. W przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1,00 m szerokości ławy

fundamentowej, która wyniosła (tab. 4.3.1.7.1):  $V_{Ed,p} = 539,1$  kN. Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość płyty – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 16 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju –  $d_s = 942,0$  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]:

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{942}} \right); 2,0 \right] = 1,461,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{1850}{1000 \times 942} \right); 0,02 \right] = 1,96\text{‰},$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N'_{Ed}}{A'_{cs}} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \min \left[ \left( \frac{0,0}{1,0 \text{ m}^2} \right); 0,2 \times 18,21 \text{ MPa} \right] = 0,0 \text{ MPa},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,461^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,338 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,461 \times (100 \times 0,00196 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 942 = 319,5 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0,0) \times 1000 \times 942 = 318,8 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(319,5; 318,8) = 319,5 \text{ kN}.$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:  $V_{Ed,p} = 539,1$  kN >  $V_{Rd,c} = 319,5$  kN. Przekrój wymaga więc 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  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

(7) Przyjęto zbrojenie prostopadłe do osi ławy fundamentowej w postaci strzemion dwuciętych  $\phi 12$  mm o polu przekroju  $A_{sw} = 2,26$  cm<sup>2</sup>, w rozstawie  $s = 20$  cm. Następnie wyznaczono maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$ , korzystając ze wzoru (6.8) normy [15]:

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

gdzie:

$z = 942 \text{ mm} - \frac{43,9 \text{ mm}}{2} = 0,92 \text{ m}$  – ramię sił wewnętrznych (przy czym 43,9 mm to wysokość efektywna przekroju, można również przyjąć przybliżenie  $z = 0,9d$  z normy [14]),

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

$\theta = 35^\circ$  ( $\cot(\theta) = 1,43$ ) – kąt między ściskany krzyżulcem betonowym a osią belki przyjmowany zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4 tej normy, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Według Załącznika Krajowego do pkt NA.4 wartość

$\cot(\theta)$  można przyjmować dowolnie w przedstawionym zakresie (więcej informacji na ten temat można znaleźć m.in. w publikacjach).

(8) W zakresie wymiarowania płyty przyjęto wartość kąta  $\theta$  w sposób konserwatywny (bezpieczny):

$$V_{Rd,s} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} 0,92 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,43 = 594,4 \text{ kN.}$$

(9) Nośność na ścinanie w strefie podporowej jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 539,1 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 594,4 \text{ kN.}$$

### 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, wyznaczonej ze wzoru (6.9) normy [15]:

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

gdzie:

$\alpha_{cw} = 1,15$  – współczynnik uwzględniający współdziałanie naprężenia w krzyżulcu ściskany oraz dowolnego przyłożonego naprężenia ściskającego obliczany ze wzorów (6.11.aN)–(6.11.cN0) normy [15],

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

$$V_{Rd,max} = \frac{1,15 \times 1,00 \text{ m} \times 0,92 \text{ m} \times 0,6 \times 18,21 \text{ MPa}}{1,43 + 0,7} = 5331,6 \text{ kN.}$$

Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 539,1 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 5331,6 \text{ kN.}$$

### Minimalne zbrojenie na ścinanie

(11) Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.4N) normy [14]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,13\%.$$

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

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\%.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75 d_s (1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,942 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,71 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 20 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:  $s_{t,max} = \min(0,75 d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}$ . Przyjęto więc strzemiona dwucięte.

Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie podporowej na długości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności płyty na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Na pozostałym odcinku należy przewidzieć zbrojenie z warunków konstrukcyjnych.

### 4.5.1.3. Nośność podłoża gruntowego (GEO)

#### Nośność na wyparcie podłoża pod ławą fundamentową

(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 (naprężenia), 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 oraz zalegające grunty w podłożu niespoiste.

(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):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi',$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  – 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):

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \phi' \text{ dla prostokąta, } s_q = 1 + \sin \phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) \text{ dla prostokąta, } s_\gamma = 0,7 \text{ dla kwadratu lub koła}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1},$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe):

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \tan \phi'),$$



$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^m,$$

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^{m+1},$$

$$m = m_b = \left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } B',$$

$$m = m_L = \left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } L'.$$

(4) Uwaga: w niniejszym przykładzie obliczeniowym przyjęto konserwatywne podejście do sprawdzenia nośności podłoża pod fundamentem. Do sprawdzenia nośności zastosowano geotechniczny model obliczeniowy. Przyjęto najbardziej niekorzystne warunki (według tab. 4.3.1.6.7): maksymalny mimośród  $e_B$ , maksymalną siłę poziomą  $H$  oraz maksymalne naprężenie obliczeniowe pod fundamentem. Z uwagi na płaski stan odkształcenia obciążenia są zestawiane na 1 m długości, a rzeczywistą długość fundamentu przyjęto równą  $\infty$ .

(5) Określenie efektywnych wymiarów fundamentu:

$$L' = L = 1,0 \text{ m (płaski stan odkształcenia),}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 4,0 - 2 \times 0,481 = 3,038 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 3,038 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 3,038 \text{ m}^2.$$

(6) Współczynniki nośności oblicza się w następujący sposób:

$$N_q = e^{\pi t g \phi'} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = e^{\pi t g 35} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{34}{2}\right) = 29,44,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (29,44 - 1) \times \cot(34) = 42,16,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) t g \phi' = 2(29,44 - 1) t g 34 = 38,37.$$

(7) W kolejnym kroku wyznacza się współczynnik kształtu fundamentu (dla prostokąta).

W płaskim stanie odkształcenia stosunek  $\frac{B'}{L'} = 0$ .

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \phi' = 1 + 0 \times \sin 34 = 1,0,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \times 0 = 1,0,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,0 \times 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 1,0.$$

(8) Obliczając współczynnik nachylenia podstawy fundamentu, przyjmuje się, że jego podstawa jest płaska, a kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi  $\alpha = 0$ :

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times t g \phi')^2 = (1 - 0 \times t g 34)^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - \left(1 - b_q\right) / \left(N_c \times t g \phi'\right) = 1,0 - (1 - 1,0) / (42,16 \times t g 34) = 1,00.$$

(9) Współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu) wynosi:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} = \frac{[2 + (0)]}{[1 + (0)]} = 2,0.$$

W przypadku siły poziomej  $H = 67,7 \text{ kN}$ .

Przyjęto minimalną wartość  $V$  na podstawie rys. 4.3.1.6.8:

$$V = A \times \left(\frac{\sigma_{D1} + \sigma_{D2}}{2}\right) = 4 \times \left(\frac{182,72 + 101,94}{2}\right) = 579,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

w którym:

$\sigma_{D1}$  – naprężenie charakterystyczne pod zewnętrzną krawędzią ławy fundamentowej z fazy 10.,

$\sigma_{D2}$  – naprężenie charakterystyczne pod wewnętrzną krawędzią ławy fundamentowej z fazy 10.,

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{67,7}{579,32 + 3,038 \times 0 \times \cot 35}\right]^2 = 0,78,$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \times t g^{\phi'}} = 0,78 - \frac{1-0,78}{29,44 \times t g^{34}} = 0,772,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{67,7}{579,32 + 3,038 \times 0 \times \cot^{34}}\right]^{2+1} = 0,689.$$

(10) W obliczeniach pomięto zagłębienie fundamentu ławy fundamentowej i fazy budowy na nośność podłoża gruntowego  $q' = 0 \text{ kPa}$ , projektując w stronę bezpieczną. W założonych fazach budowy naprężenie pierwotne w gruncie w miejscu środka ławy fundamentowej (faza 1. = 135,32 kPa) jest większe niż naprężenia wtórne po wybudowaniu obiektu mostowego (faza 10. = 127,21 kPa), co ma zasadniczo korzystny wpływ na nośność podłoża gruntowego na wyparcie. Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 42,16 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,772 + 0 \times 29,44 \times 1,00 \times 1,0 \times 0,78 + 0,5 \times 18,5 \times 3,038 \times 38,37 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,689 = 742,61 \text{ kPa}.$$

### Sprawdzenie warunku na naprężeniach

(11) Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego wynosi:

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) = 742,61 \text{ kPa},$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{742,61 \text{ kPa}}{1,4} = 530,44 \text{ kPa}.$$

Obliczeniowe naprężenie pionowe pod fundamentem (tab. 4.3.1.6.7) wynosi:  $\sigma_d^{max} = 283,9 \text{ kPa}$ .

Następnie sprawdza się warunek:

$$\sigma_d^{max} = 283,9 \text{ kPa} < R_d = 530,44 \text{ kPa}$$

oraz oblicza się wykorzystanie nośności podłoża na wyparcie:

$$\frac{\sigma_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 53,5 \text{ \%}.$$

Warunek nośności podłoża na wyparcie jest zachowany. W przypadku posadowienia bezpośredniego obiektów mostowych decydującym warunkiem dotyczącym wymiarów fundamentu są dopuszczalne osiadania pod fundamentem.

## 4.5.2. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – ława fundamentowa

### 4.5.2.1. Uwagi ogólne

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności konstrukcji betonowych zgodnie z normami [14, 15] obejmuje: ograniczenie naprężeń w betonie, stali zbrojeniowej, ograniczenie rys, ograniczenie ugięć.

(2) Wyznaczając naprężenia i ugięcia, można założyć, 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).

### 4.5.2.2. Ograniczenie naprężeń

(1) Zgodnie z zaleceniami normy [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) należy ograniczać do wartości  $k_1 f_{ck}$  (według Załącznika Krajowego wartość  $k_1$  zaleca się przyjmować równą 0,6):  $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t)$ .

(2) 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:  $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t)$ . Naprężenia w stali zbrojeniowej 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). Naprężenia od poszczególnych kombinacji obciążeń należy obliczać, pamiętając o charakterze obciążenia – długotrwałe, krótkotrwałe.

(3) W analizowanym przykładzie wartości naprężeń wyznaczono, uwzględniając charakterystyki przekrojów. Przedstawiono obliczenia naprężeń dla przykładowego przekroju przęsłowego oraz podporowego. Sprawdzając ograniczenia naprężeń, w pierwszej kolejności należy sprawdzić, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [14]).

#### Przekrój przęsłowy płyty pomostu

(4) Położenie osi obojętnej i moment bezwładności przekroju niezarysowanego ławy fundamentowej wynosi:

$$x_{p0} = \frac{h_p}{2} = \frac{1,0 \text{ m}}{2} = 0,50 \text{ m},$$

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,10^3}{12} = 0,083 \text{ m}^4.$$

(5) Naprężenia od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem momentu zginającego i siły osiowej (tab. 4.3.5.1) na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego wynoszą:

$$\sigma_{c0} = \frac{|N'_{p,rare}|}{A_{ławy}} + \frac{|M'_{p,rare}| x_{p0}}{I_{p0}} = \frac{62,8 \text{ kN}}{1,0 \text{ m}^2} + \frac{451,6 \text{ kNm} \times 0,50 \text{ m}}{0,083 \text{ m}^4} = 0,063 \text{ MPa} + 2,71 \text{ MPa} = 2,773 \text{ MPa}$$

i są mniejsze od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie:  $\sigma_{c0} = 2,773 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ . Przekrój nie jest zatem zarysowany. Obliczone naprężenia zostały wyznaczone dla charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego z uwzględnieniem betonu w strefie rozciąganej.

#### Ograniczenie naprężeń w betonie

(6) Ze względu na występowanie przekroju niezarysowanego sprawdzono w sposób uproszczony z pominięciem wpływu pełzania ograniczenie naprężeń jedynie od kombinacji charakterystycznej. Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{c1} = \frac{|M'_{p,rare}| x_{p0}}{I_{p0}} \times \frac{E_{c,em}}{E_s} = \frac{451,6 \text{ kNm} \times 50,0 \text{ cm}}{0,083 \text{ m}^4} \times \frac{38,4 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 0,52 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 0,52 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa}.$$

#### Ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej

(7) Ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_{s1} = \frac{|M'_{p,rare}|}{I_{p0}} (d_{p1} - x_{p1}) = \frac{451,6 \text{ kNm}}{0,083 \text{ m}^4} \times (84,2 \text{ cm} - 50,0 \text{ cm}) = 2,4 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s1} = 2,4 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

Warunki ograniczenia naprężeń dla stali zbrojeniowej i betonu są spełnione z dużym zapasem. Dla przekrojów niezarysowanych sprawdzenie to można pominąć.

#### 4.5.2.3. Ograniczenie rys

(1) Ze względu na występowanie przekroju niezarysowanego obliczenie ograniczenia rys w ławie fundamentowej ograniczono jedynie do wyznaczenia minimalnej powierzchni zbrojenia ze względu na zarysowanie.

#### Minimalne pole przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie

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

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

gdzie:

$A_{ct} = 0,5 h_p b_p = 0,5 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 5000 \text{ cm}^2$  – pole powierzchni strefy rozciąganej betonu tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy,

$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$  – wartość bezwzględna maksymalnego naprężenia dopuszczalnego w zbrojeniu natychmiast po utworzeniu się pierwszej rysy (według tab. 7.2N i 7.3N normy [14] dla prętów  $\phi 16 \text{ mm}$ ), odczytanej z tab. 7.2N, równej  $240 \text{ MPa}$ ,

$f_{ct,eff}$  – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, można przyjąć  $f_{ctm}$ ,

$k = 0,65$  – współczynnik uwzględniający efekt nierównomiernego rozkładu naprężeń rozciągających (jak dla półek o szerokości większej niż  $800 \text{ mm}$ ),

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

(3) Minimalne pole przekroju zbrojenia w tym przypadku wynosi:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 2,9 \text{ MPa} \times 5000 \text{ cm}^2}{240 \text{ MPa}} = 15,7 \text{ cm}^2.$$

Pola przekroju zbrojenia w kierunku głównym (x-x) wyznaczone w stanie granicznym nośności na zginanie dla przekroju ławy fundamentowej są większe od wymaganego minimalnego pola przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie.

#### 4.5.2.4. Ograniczenie przemieszczeń

(1) 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, tak aby można je było porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi.

(2) Norma [23] nie określa wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. W normie [12] podano natomiast dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego równą:

1) w kierunku podłużnym –  $10 \text{ mm}$ ,

2) w kierunku poprzecznym –  $2,5 \text{ mm}$ .

W Załączniku Krajowym NA do normy [24] wskazano tylko wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 4.5.2.4.1).

**Tab. 4.5.2.4.1. 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

(3) Analiza tych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o  $10 \text{ mm}$ , to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. W odniesieniu do obiektów mostowych wydaje się zasadne stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż dla budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 4.5.2.4.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(4) W przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi  $10 \text{ mm}$ , co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5] w pktf 5.3 podaje następujące wytyczne dotyczące osiadań podłoża: jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, w przypadku układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o  $1,0 \text{ cm}$  oraz przemieszczeń poziomych podpór o  $1,0 \text{ cm}$ .

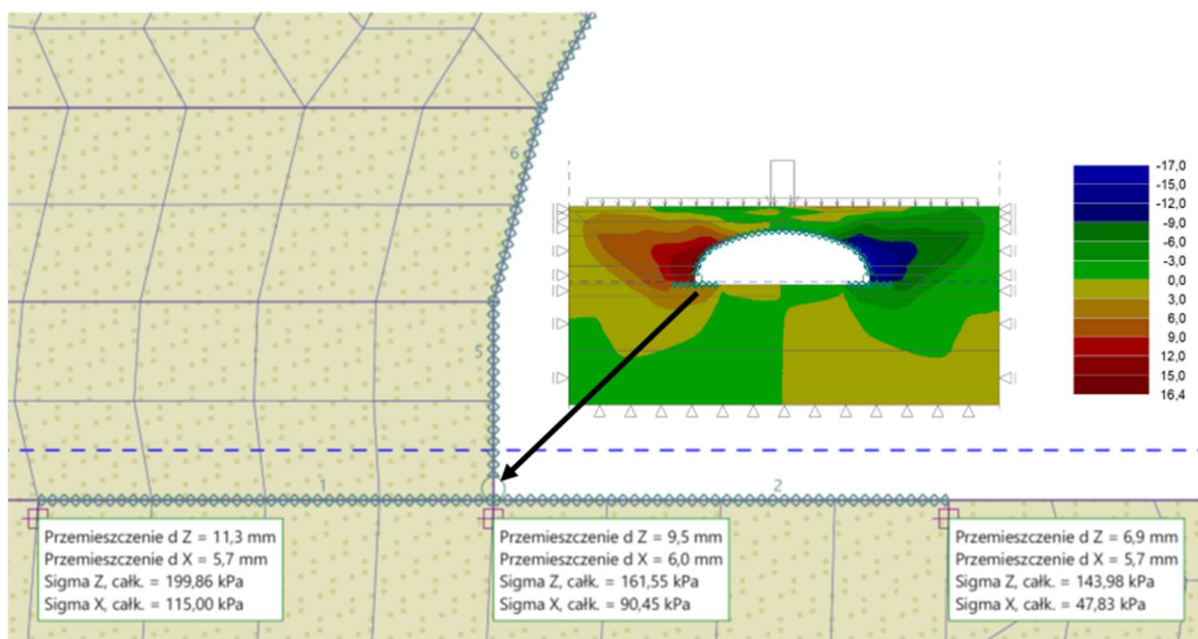
(5) Przedmiotowy most jest obiektem ramowym. Założono dopuszczalne osiadania podpór (pale fundamentowe, dojazd do obiektu, ławy ścian bocznych przyczółków) równe 15 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych ław fundamentowych o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu do 0,003 rad.

(6) Maksymalne przemieszczenia poziome w ławach fundamentowych (z uwzględnieniem obciążenia użytkowego) korpusu podpory wiaduktu wyniosły 6 mm (rys. 4.5.2.4.1). Przemieszczenia poziome ławy fundamentowej są mniejsze niż dopuszczalne i równe 10 mm.

(7) Osiadanie maksymalne ław fundamentowych wynosi dla fazy budowy 11, przypadek obciążenia użytkowego nr 5. (rys. 4.3.1.6.8):

$$s_{max} = 12,2 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} = s_{dop.}$$

Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie bezpośrednim jest zachowane.



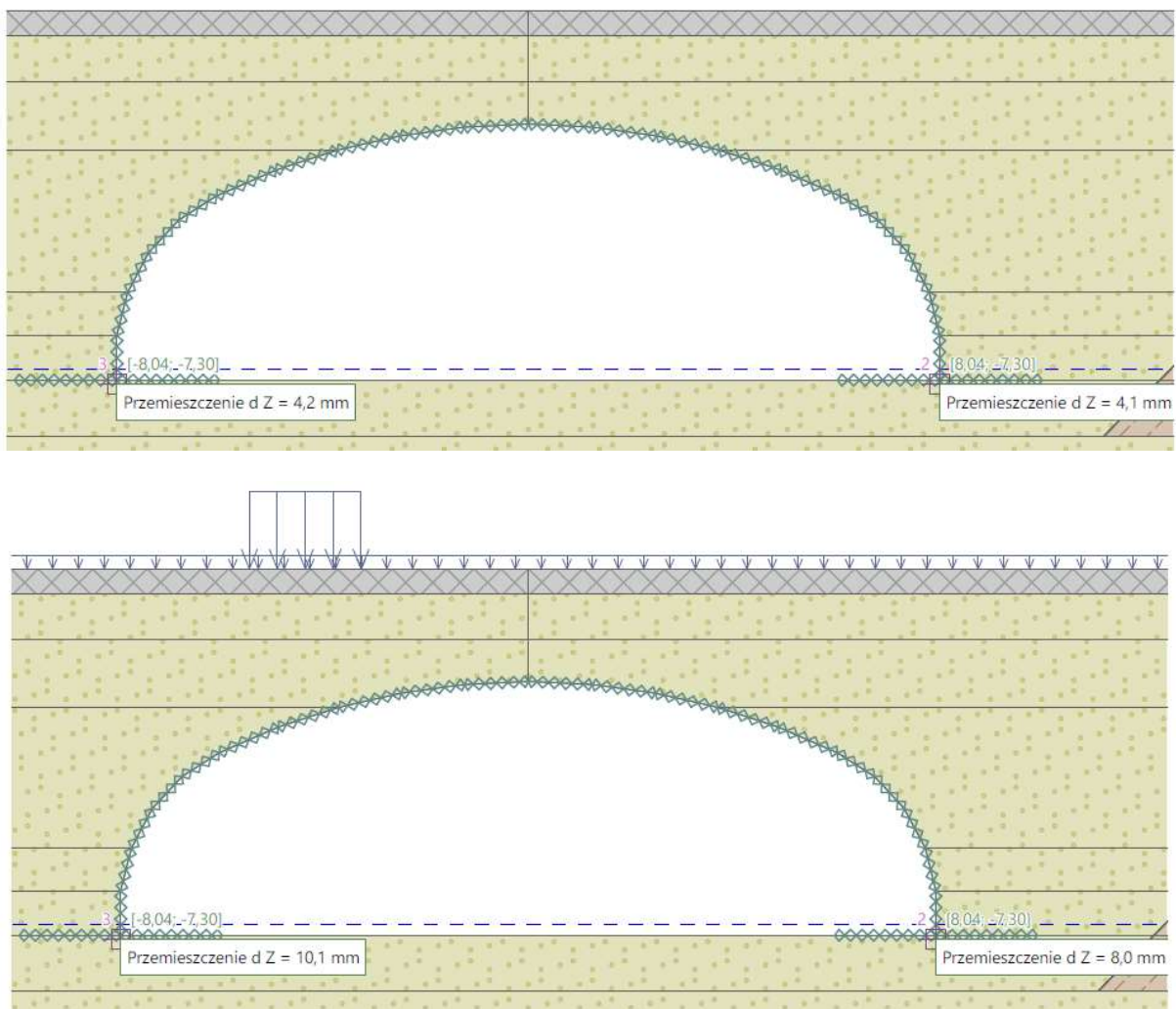
Rys. 4.5.2.4.1. Maksymalne przemieszczenia boczne (x-x) obiektu mostowego od charakterystycznej kombinacji obciążeń dla przypadku nr 1 obciążenia użytkowego [mm]

(8) Sprawdzenie dopuszczalnych przechyłów w ławie fundamentowej oblicza się ze wzoru (na podstawie danych z tab. 4.3.1.6.7):

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{5,7 \text{ mm}}{4 \text{ m}}\right) = 0,0014 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop.},$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w ławie fundamentowej jest zachowane.

(9) W przykładzie obliczeniowym zweryfikowano również maksymalne różnice przemieszczeń pionowych pomiędzy poszczególnymi ławami fundamentowymi (środky ław fundamentowych). Różnicę w osiadaniu poszczególnych ław fundamentowych pokazano na rys. 4.5.2.4.2.



**Rys. 4.5.2.4.2. Minimalne (góra) i maksymalne (dół) przemieszczenia pionowe w poziomie ławy fundamentowej od charakterystycznej kombinacji obciążeń [mm]**

(10) Różnica w osiadaniu przeciwnych ław fundamentowych obiektu mostowego wynosi maksymalnie 2,1 mm i jest mniejsza niż wartość dopuszczalna równa 10 mm. Uwaga: ustawienie modelu obciążenia TS centralnie nad jedną podporą lub z jej zewnętrznej strony zwiększy różnicę w osiadaniu przeciwnych ław fundamentowych nie więcej niż 4 mm. Sprawdzenie różnicy maksymalnych przemieszczeń między fundamentami jest zachowane.