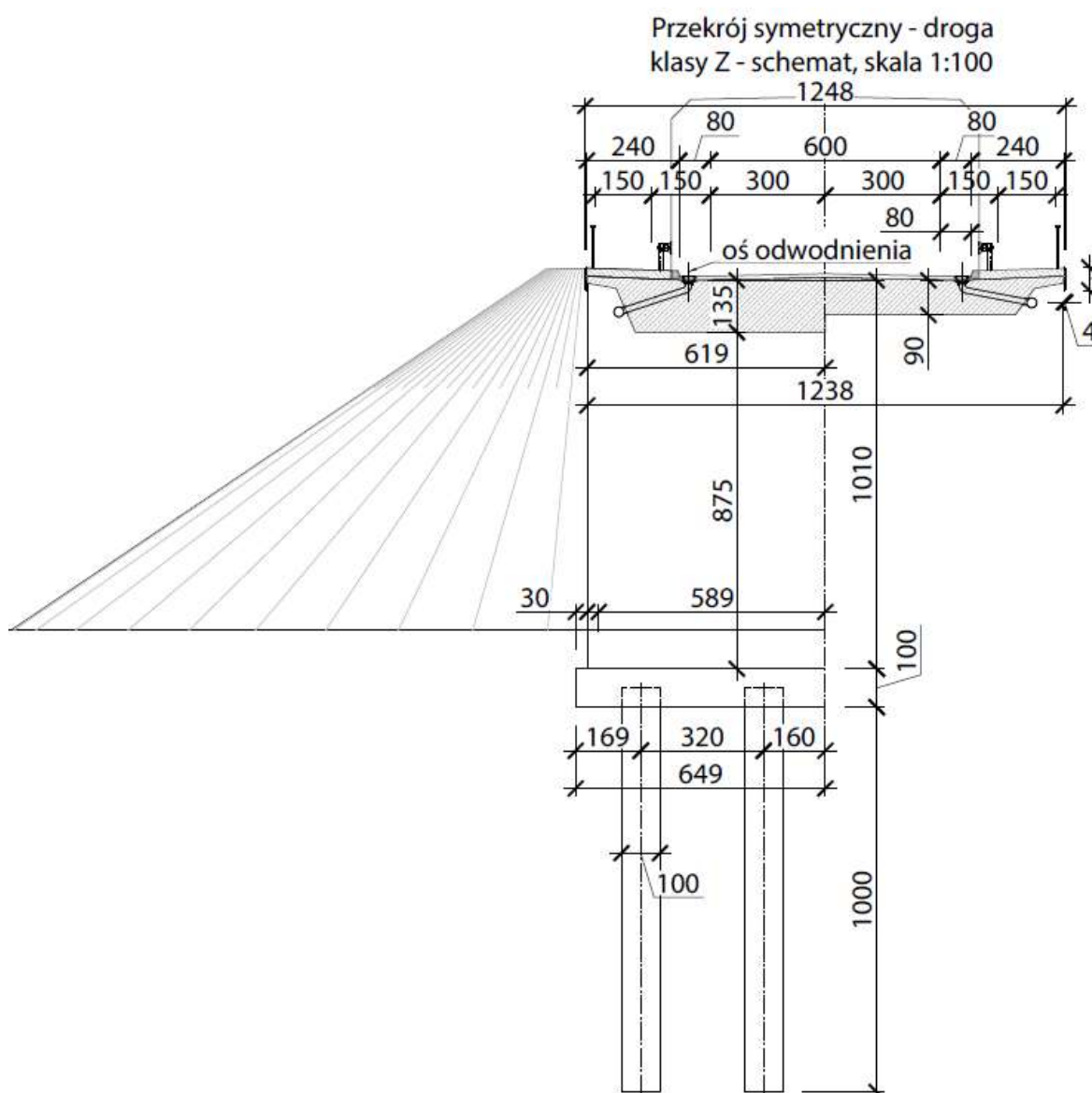


Skrzydła korpusu ramy wiaduktu zaprojektowane jako osobna konstrukcja w formie ściany oporowej mają pełnościennie ściany monolityczne zdylatowane z korpusem oraz ławą fundamentową o zmiennej szerokości od 3,80 m (rys. 3.1.1.3). Do ściany bocznej zostało podwieszane skrzydło o wysięgu 5 m. Korpus ściany bocznej wykonano o zmiennej grubości: od poziomu ławy do 4,81 m wysokości korpus grubości 1,0 m, pozostała część wysokości 5,39 m o grubości 0,6 m. Całkowita wysokość wraz z ławą wynosi 11,2 m. Ławę fundamentową skrzydła o długości 4,8 m, szerokości 6,0 m i grubości 1,0 m posadowiono bezpośrednio. Gabaryty ławy fundamentowej częściowo zmodyfikowano względem rozwiązań zamieszczonych w karcie Z8-SM katalogu WR-M-21-1, co było związane ze zmianą posadowienia wiaduktu. Na rys. 3.1.1.3 pokazano schemat ściany bocznej przyczółka mostowego.

(4) Przedstawiony przykład obliczeniowy ściany bocznej przyczółka należy rozpatrywać indywidualnie. W typowym projekcie przy tak dużym wymaganym wysięgu odsadzki wewnętrznej ławy naturalne wydaje się zastosowanie wspólnego fundamentu dla dwóch ścian bocznych przyczółka.

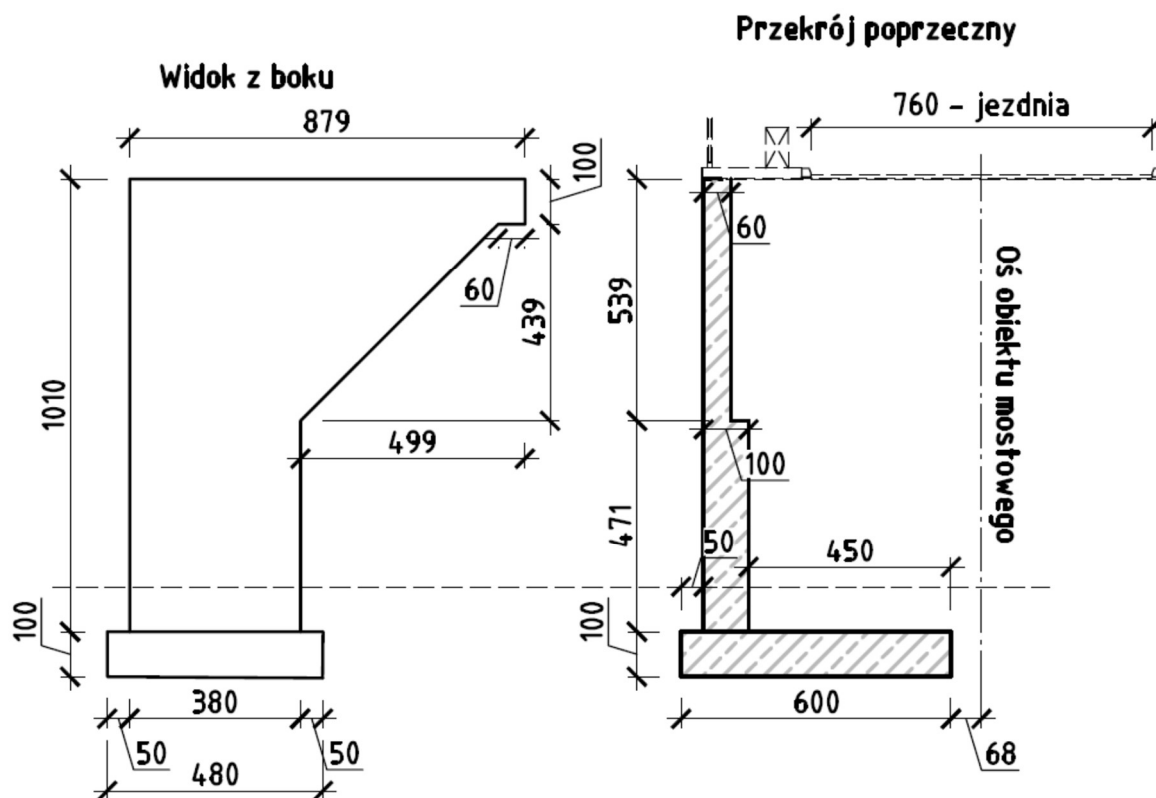


Rys. 3.1.1.2. Schemat obiektu ramowego w przekroju poprzecznym z widokiem na podporę

(5) Przyjęto następujące elementy wyposażenia:

- 1) izolacja płyty pomostu – bitumiczna o grubości 0,5–1 cm,
- 2) warstwa ochronna i ścieralna – bitumiczna o grubości całkowitej około 10 cm zgodnie z zakładaną klasą obciążenia ruchem,
- 3) krawężniki kamienne 20 x 20 cm,

- 4) kapy o grubości około 23 cm pokryte nawierzchnią epoksydowo-poliuretanową o grubości min. 3 mm, ograniczone polimerobetonowymi deskami gzymsowymi grubości min. 4 cm,
- 5) standardowy system odwodnienia i odprowadzenia wody, który należy dostosować do
- 6) występującej długości obiektu i spadku podłużnego,
- 7) bariery/barieroporęcze ochronne o maksymalnej szerokości ugięcia $D = 0,6$ m,
- 8) balustrady szczeblinkowe,
- 9) osłony przeciwporażeń nad liniami kolejowymi.



Rys. 3.1.1.3. Schemat ściany bocznej przyczółka mostowego

3.1.2. Technologia budowy

(1) Kolejność prowadzenia robót w trakcie wykonywania monolitycznego wiaduktu ramowego jest następująca:

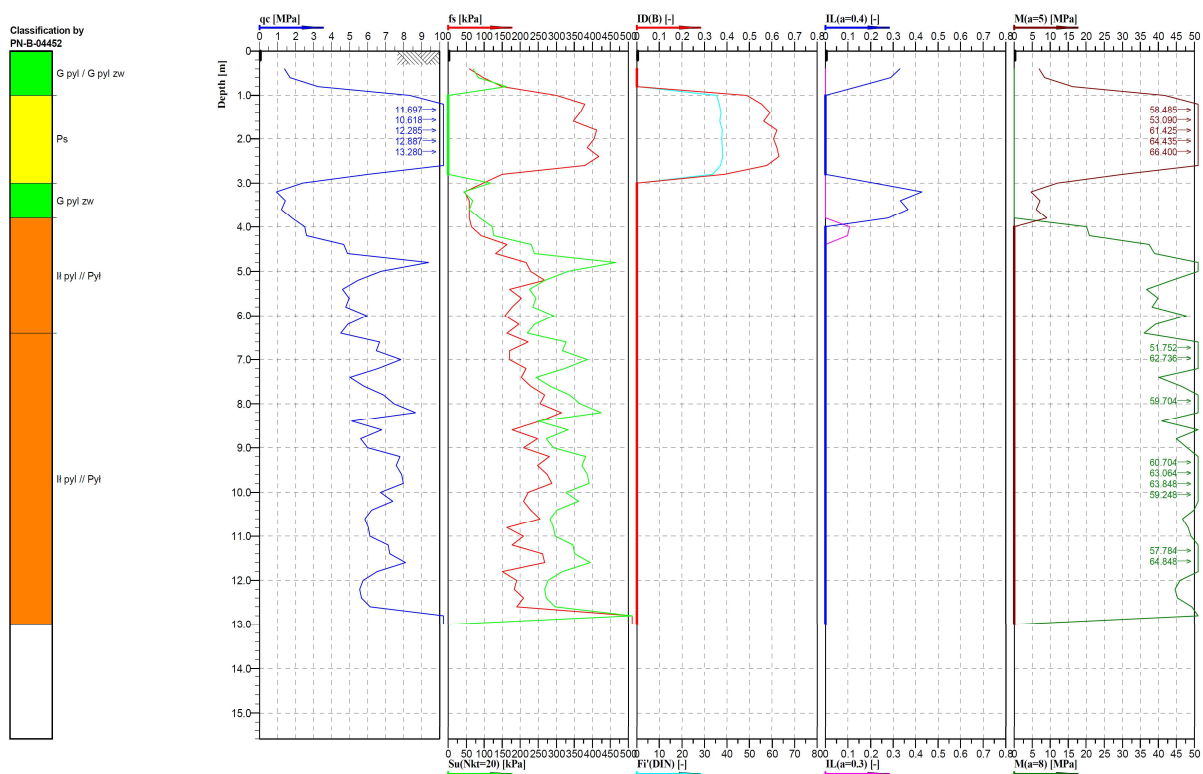
- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) przygotowanie platform roboczych pod pracę ciężkiego sprzętu fundamentowego,
- 3) wykonanie pali wielośrednicowych w technologii CFA – obliczeniowa faza 1.,
- 4) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed realizacją ławy fundamentowej,
- 5) deskowanie i zbrojenie ławy fundamentowej,
- 6) betonowanie ławy fundamentowej (po 14 dniach od wykonania pozycji 4.) – obliczeniowa faza 2a,
- 7) wykonanie izolacji ławy fundamentowej,
- 8) deskowanie i zbrojenie korpusu przyczółka ramy,
- 9) betonowanie korpusu ramy do dolnego poziomu płyty pomostu w miejscu węzła podporowego (po 14 dniach od wykonania pozycji 6.) – obliczeniowa faza 2b,
- 10) deskowanie i zbrojenie płyty pomostowej łącznie z węzłem podporowym,
- 11) betonowanie płyty pomostowej z węzłem podporowym (po 14 dniach wykonania pozycji 9.) – obliczeniowa faza 3.,
- 12) wykonanie izolacji korpusu przyczółka ramy,
- 13) wykonanie drenażu zasypki korpusu przyczółka ramy,

- 14) wykonanie zasypki mostowej za przyczółkiem (po 28 dniach od wykonania pozycji 11.) – obliczeniowa faza 4. (jako parcie) i faza 5. (jako współpraca z gruntem),
- 15) wykonanie płyty przejściowej,
- 16) wykonanie elementów wyposażenia (po wykonaniu zasypki).

(2) Planowane oddanie obiektu mostowego do eksploatacji przewidziano po upływie 180 dni od wykonania betonowania płyty pomostowej z węzłem podporowym (pozycja 11.). Technologia budowy, w szczególności oparta na wymienionych pięciu obliczeniowych fazach budowy została uwzględniona w modelu numerycznym i procedurze analitycznej wraz z wyznaczonymi parametrami reologicznymi (skurcz i pełzanie). Pozostałe fazy budowy związane z kolejnością robót nie mają wpływu na wymiarowanie poszczególnych elementów wiaduktu, dlatego też w obliczeniach zostały pominięte.

3.1.3. Założenia geotechniczne

(1) Założono, że podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółków ma budowę warstwową, na którą składają się grunty spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Przykładowy układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 3.1.3.1).



Rys. 3.1.3.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

(2) Wielowarstwowe podłoże gruntowe zagregowano do pięciu warstw geotechnicznych na podstawie wyniku sondowania CPT. Zgodnie z punktem 2.4.5.2 (2) i (3) normy [23] charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego wybrano jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego oraz podczas wyznaczania wartości charakterystycznej parametrów. Zwrócono również uwagę na większą zmienność parametru spójności c w porównaniu z tangensem kąta tarcia wewnętrznego $\tan\phi$. Na podstawie wyników sondowania CPT, genezie i rodzaju gruntów w podłożu oraz klasyfikacji parametrów geotechnicznych oszacowano bezpieczne wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w podłożu (tab. 3.1.3.1).

(3) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu ściany bocznej przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża na dojeździe, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. Przy sprawdzaniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków takich samych, jak dla występowania

piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzenia przemieszczeń ściany bocznej przyczółka wzmocnienie kolumnami DSM dobrano tak, aby uśredniony moduł ściśliwości podłoża pod fundamentem na dojeździe wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 3.1.3.2 zestawiono charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego ścian bocznych przyczółka na dojeździe.

Tab. 3.1.3.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

Warstwa [-]	Nazwa gruntu [-]	Stan gruntu IL/ID [-]	Kąt tarcia wewnętrznego [stopnie]	Spójność [kPa]	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Moduł ściśliwości [MPa]	Liczba Poissona [-]	Miąższość [m]
I	głina pylasta	0,40	12	18	21	10	0,33	1
II	piasek średni	0,60	32	0	18	53	0,28	2
III	głina pylasta zwięzła	0,40	13	20	21	6	0,33	1
IV	pył	0,05	13	18	20	40	0,20	2,5
V	łł	0,00	13	45	20	55	0,18	>6

Tab. 3.1.3.2. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania według [56]

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

3.1.4. Materiały konstrukcyjne

3.1.4.1. Beton konstrukcyjny

Podstawowe parametry betonu

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto według norm [14, 15]. Przęsło, podpory, ławy fundamentowe oraz skrzydła zostały zaprojektowane z betonu klasy C30/37. Zastosowano beton na kruszywie bazaltowym dla wszystkich elementów żelbetowych na cemencie klasy N. Zgodnie z punktem 3.1.3(2) normy [14] wartość modułu sprężystości odczytaną z tab. 3.1.3.1 zwiększono o 20% ze względu na zastosowanie kruszywa bazaltowego. Parametry użytych betonów przedstawiono w tab. 3.1.4.1.1.

Tab. 3.1.4.1.1. Parametry mechaniczne betonu C30/37 na kruszywie bazaltowym według [14]

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

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. 3.1.4.1.2.

Tab. 3.1.4.1.2. Klasy ekspozycji elementów konstrukcji

Element konstrukcji	Klasy ekspozycji	Minimalna klasa wytrzymałości betonu wymagana ze względu na klasę ekspozycji
Dolna powierzchnia płyty pomostu (narażona na działanie chlorków z powietrza)	XD1	C30/37
Górna powierzchnia płyty pomostu (chroniona izolacją mostową)	XC3	C30/37
Podpory	XC4, XD1, XF2	C30/37
Skrzydła	XC4, XD1, XF2	C30/37
Ława fundamentowa	XC2, XA1	C30/37
Pale fundamentowe	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 PN-EN 1990 [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], korzystając ze wzoru (4.1) w zależności od minimalnego otulenia c_{min} określonego wzorem (4.2) oraz przyjętej wartości odchyłki Δc_{dev} . Dobór nominalnej grubości otulenia dla zbrojenia płyty pomostu c_{nom} wraz z odwołaniami poszczególnych elementów do normy [14] przedstawiono w tab. 3.1.4.1.3.

Tab. 3.1.4.1.3. Dobór grubości otulenia według norm [14, 15]

Zbrojenie	Klasa ekspozycji	Klasa konstrukcji	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	Δc_{dev}	c_{nom}
Odwołanie do normy [14]	tab. 4.1, pkt 4.2 [15]	tab. 4.3N	tab. 4.2	tab. 4.4N/4.5N	pkt 4.4.1.3	wzory (4.1), (4.2)
Zbrojenie górne w płycie (pg)	XC3	S4	25	25	5	30
Zbrojenie dolne w płycie (pd)	XD1	S4	25	35	5	40

(6) Do wymiarowania korpusu ramy oraz elementów podpór dla tych klas ekspozycji zastosowane otulenie prętów zbrojeniowych wyznaczono podobnie jak dla płyty. Wyniosło ono: dla korpusu przyczółka i skrzydeł – $c_{min} = 50$ mm, dla ławy fundamentowej – $c_{min} = 50$ mm, dla pali fundamentowych formowanych w gruncie – $c_{min} = 80$ mm.

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla betonu

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

obliczeniowe wytrzymałości betonu na ściskanie wzór (1) i rozciąganie wzór (2) wyznaczono na podstawie wzorów przedstawionych w punktach 3.1.6(101)P i 3.1.6(102)P normy [15]:

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

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

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

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

3.1.4.2. 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 [14]. Zgodnie z punktem 3.2.7(4) tej normy przyjęto obliczeniową wartość modułu sprężystości dla stali zbrojeniowej równą 200 GPa (tab. 3.1.4.2.1).

Tab. 3.1.4.2.1. 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. 3.3.1.2.2, zgodnie z normą [14]:

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

3.1.5. Sytuacje obliczeniowe

(1) Rozpatrzono dwie sytuacje obliczeniowe: przejściową (faza budowy) i trwałą (faza eksploatacji) w czasie oddania wiaduktu do eksploatacji oraz po 100 latach eksploatacji do sprawdzenia stanów granicznych nośności (SGN) i stanów granicznych użyteczności (SGU).

3.1.6. Zakres obliczeń

(1) Zakres obliczeń obejmuje:

- 1) pełne zestawienie obciążeń i oddziaływań na przęsło i korpusy podpór,
- 2) szczegółowe omówienie budowy modelu obliczeniowego analizowanego wiaduktu przy uwzględnieniu faz budowy i współpracy z gruntem,
- 3) sprawdzenie stanów granicznych nośności, tj. wymiarowanie zasadniczych przekrojów płyty pomostu, korpusu podpór, ściany bocznej przyczółka, ławy fundamentowej, pali fundamentowych; wymiarowanie przekrojów żelbetowych obciążonych siłą osiową towarzyszącą maksymalnemu momentowi zginającemu wraz z analizą wpływu poziomej siły osiowej na wyciężenie przekroju; sprawdzenie na zmęczenie betonu i stali zbrojeniowej żelbetowej płyty pomostu; sprawdzenie nośności pionowej pala fundamentowego,

4) sprawdzenie stanów granicznych użyteczności, tj. ograniczenie naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej; sprawdzenie rys; sprawdzenie ugięć z uwzględnieniem żelbetowego przekroju zarysowanego i globalnych deformacji ramy wiaduktu; osiadanie fundamentu ramy wiaduktu; przechył fundamentu ramy wiaduktu.

(2) W przypadku skrzydła mostowego stanowiącego osobną konstrukcję oporową posadowioną bezpośrednio sprawdzono dodatkowe warunki związane z:

- 1) nośnością pionową podłoża na wyparcie pod ławą fundamentową,
- 2) nośnością na przesunięcie w poziomie fundamentu,
- 3) osiadaniami fundamentu,
- 4) przechyłem fundamentu.

(3) Ze względu na powtarzalne procedury zakres obliczeń ograniczono do najbardziej obciążonych przekrojów elementów przęsła (przekrój podporowy i przęsłowy) oraz podpór i fundamentów. W stanach granicznych nośności sprawdzono konstrukcję wiaduktu ze względu na wytrzymałość materiałową (STR) oraz nośność posadowienia (GEO). W obliczeniach stanu granicznego nośności (SGN) zastosowano obciążenia z kombinacji obliczeniowych oraz kombinacji częstej do sprawdzenia nośności na zmęczenie betonu i stali zbrojeniowej, a w stanach granicznych użyteczności (SGU) obciążenia z kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej. Przedstawiono obliczenia analityczne ograniczenia naprężeń płyty pomostu w fazie eksploatacji (w czasie t_1 po oddaniu obiektu do użytkowania i w czasie t_n na końcu okresu użytkowania), globalne deformacje konstrukcji na etapie budowy, rozwartości rysy oraz ugięcia z uwzględnieniem przekroju zarysowanego. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonano metodą analityczną oraz numeryczną przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji.

3.2. Zestawienie obciążeń i oddziaływań

3.2.1. Obciążenia stałe

(1) Zestawienie ciężarów własnych elementów konstrukcji wiaduktu oraz wyposażenia sporządzono według normy [10]. Uwzględniono następujące obciążenia stałe:

- 1) ciężar własny konstrukcji,
- 2) ciężar własny elementów wyposażenia,
- 3) parcie i odpór gruntu,
- 4) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy,
- 5) nierównomierne osiadania podpór.

(2) Ciężar własny konstrukcji wiaduktu automatycznie uwzględniono w modelu numerycznym na podstawie charakterystyk geometrycznych przekrojów elementów skończonych, przy uwzględnieniu faz budowy (rys. 3.3.2.1). Obciążenie wyposażeniem w postaci kap chodnikowych, nawierzchni oraz izolacji zostało przyłożone bezpośrednio do górnej powierzchni płyty pomostowej jako obciążenie powierzchniowe działające na kierunku grawitacyjnym na rzeczywistej szerokości i pełnej długości obiektu mostowego zgodnie z liniami wpływu. Natomiast obciążenie wyposażeniem w postaci barier, balustrad, deski gzymsowej oraz krawężnika zostało przyłożone jako liniowe. Obciążenie nierównomiernym osiadaniami o wartości przemieszczeń 10 mm przyjęto oddzielnie i niezależnie dla każdej z podpór. Wartości obciążeń stałych przedstawiono w tab. 3.2.1.1.

Tab. 3.2.1.1. Wartości obciążeń stałych przyjętych do obliczeń

Obciążenie		Wartość	Jednostka	Uwagi
Ciężar własny betonu		25	kN/m ³	-
Wyposażenie	nawierzchnia jezdni	23	kN/m ³	przyjęto grubość nominalną nawierzchni równą 9 cm, w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20 zgodnie z normą [13]
	nawierzchnia chodnika	21	kN/m ³	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 ³	przyjęto grubość nominalną izolacji równą 1,0 cm, w obliczeniach uwzględniono zmiany grubości nawierzchni o +40% i -20% zgodnie z normą [13]
	kapa chodnikowa	25	kN/m ³	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 ³	-
	bariera ochronna	1,0	kN/m	-
	balustrada	0,5	kN/m	-
Nierównomierne osiadanie podpór		10	mm	-

3.2.2. Obciążenia ruchome

(1) Wartości obciążeń ruchomych wyznaczono według normy [13] oraz przepisów techniczno-budowlanych. Uwzględniono następujące przypadki obciążeń zmiennych:

- 1) pionowe obciążenia ruchome na prześle – model LM1 dla klasy II,
- 2) pionowe obciążenia ruchome na prześle – model LM2 dla klasy II,
- 3) pionowe obciążenia ruchome na prześle STANAG dla klasy II
 - a) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 120 w jednej kolumnie,
 - b) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 80 w dwóch kolumnach,
 - c) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 100 w jednej kolumnie,
 - d) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 60 w dwóch kolumnach tak aby zewnętrzna krawędź gąsienicy pokryła się z krawędzią pasa ruchu,
- 4) siły od hamowania i przyśpieszania na prześle,
- 5) obciążenie tłumem na chodniku,
- 6) obciążenie modelem zmęczeniowym FLM3.

(2) Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 w przypadku analizowanego obiektu mostowego w ciągu drogi klasy Z (klasa II obciążenia) przyjęto z przepisów techniczno-budowlanych (tab. 3.2.2.1). Dodatkowo rozpatrzono dwie grupy obciążeń według normy [13], gr1a oraz gr2, których podstawowe obciążenia zestawiono w tab. 3.2.2.2. Obciążenia zmienne zostały przyłożone jako powierzchniowe poruszające się po długości wiaduktu, włącznie z najbardziej niekorzystnym ustawieniem w przekroju poprzecznym według normy [13]. W modelu numerycznym zostały uwzględnione przypadki położenia pasa umownego nr 1 z prawej lub z lewej strony jezdni. Hamowanie/przyśpieszanie pojazdów przyjęto z normy [13].

Tab. 3.2.2.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 dla klasy II, na podstawie przepisów techniczno-budowlanych

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

Tab. 3.2.2.2. 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 ²]	obciążenie równomiernie rozłożone, wartość zależna od klasy obciążenia
Pionowe obciążenie ruchome – model LM2	-	$\alpha_{Q1}Q_{ak} = 400$	[kN]	obciążenie na oś
Hamowanie i przyspieszanie na przęśle		$Q_{lk} =$ $0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) +$ $0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 471,24$	[kN]	hamowanie i przyspieszanie odniesione do powierzchni pasa nr 1 na całej długości przęsła L
Obciążenie tłumem		3,0	[kN/m ²]	-

3.2.3. Oddziaływania termiczne

(1) Wartości oddziaływań termicznych wyznaczono według normy [11]. Wyróżniono cztery składowe oddziaływań termicznych: składową równomierną, składową liniowo zmienną różnicy temperatury względem osi y-y, składową liniowo zmienną różnicy temperatury względem osi z-z, składową nieliniowo zmienną różnicy temperatury.

(2) W analizowanym przykładzie obliczono efekty składowej liniowej oraz liniowo zmiennej różnicy po wysokości przekroju. Ze względu na schemat statyczny ramy składowa równomierna i związane z nią przemieszczenia przęsła mają wpływ na wielkość parcia. Natomiast składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju płyty oraz korpusów podpór będzie dodatkowo wpływać na momenty zginające.

Składowa równomierna temperatury

(3) Aby wyznaczyć składową równomierną temperatury konstrukcji, należy ustalić na podstawie lokalizacji, rzędnej terenu oraz okresu użytkowania obiektu wartości ekstremalnej temperatury powietrza w cieniu, a następnie odpowiadające im temperatury konstrukcji w zależności od materiału. Procedurę określania wartości składowej równomiernej przedstawiono poniżej.

(4) Przyjęto lokalizację obiektu – Rzeszów, wysokość $H = 185$ m n.p.m. Ekstremalne temperatury powietrza w cieniu odczytano z map izotermicznych zamieszczonych na rys. NB.2 i NB.3 Załącznika Krajowego do normy [11]: $T_{max} = 38^{\circ}\text{C}$, $T_{min} = -34^{\circ}\text{C}$.

Korekty maksymalnych temperatur powietrza ze względu na projektowany okres użytkowania mostu równy 100 lat (i związane z tym prawdopodobieństwo przekroczenia $p = 0,01$) dokonano na podstawie rys. NB.1 Załącznika Krajowego do normy [11]:

$$T_{max.p} = 1,04 T_{max} = 39,5^{\circ}\text{C}, T_{min.p} = 1,08 T_{min} = -36,7^{\circ}\text{C}.$$

Korekty ze względu na wysokość n.p.m. dokonano na podstawie wzorów z Załącznika Krajowego do normy [11]:

$$T_{max}(H) = -0,0053 \times (^\circ\text{C}/\text{m}) \times H + T_{max.p} = 38,5^\circ\text{C},$$

$$T_{min}(H) = -0,0035 \times (^\circ\text{C}/\text{m}) \times H + T_{min.p} = -37,4^\circ\text{C}.$$

(5) Maksymalne i minimalne wartości temperatury konstrukcji (rodzaj trzech konstrukcji) wyznaczono z rys. 6.1 normy [11]:

$$T_{e,max} = T_{max}(H) + 2 = 40,5^\circ\text{C},$$

$$T_{e,min} = T_{min}(H) + 8 = -29,4^\circ\text{C}.$$

(6) Charakterystyczne maksymalne zmiany temperatury konstrukcji względem temperatury początkowej $T_0 = 8^\circ\text{C}$ (pkt NB1.1 Załącznika Krajowego do normy [11]) wynoszą:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 32,5^\circ\text{C} - \text{dla wydłużenia konstrukcji},$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 37,4^\circ\text{C} - \text{dla skrócenia konstrukcji}.$$

(7) Wartości przemieszczeń należy wyznaczać, biorąc pod uwagę współczynniki rozszerzalności termicznej określone w Załączniku C do normy [11]. Dla betonu $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$. W analizowanym przypadku zakresy przemieszczeń przeszła w kierunku każdej z podpór odpowiednio od ogrzania i oziębienia przeszła wynoszą:

$$\Delta L_{exp} = \Delta T_{N,exp} \alpha_T L = 32,5^\circ\text{C} \times 11,2 \times \frac{10^{-6}}{^\circ\text{C}} \times \frac{20\text{m}+1,2+1,2\text{m}}{2} = 3,7 \text{ mm},$$

$$\Delta L_{con} = \Delta T_{N,con} \alpha_T L = 37,5^\circ\text{C} \times 11,2 \times \frac{10^{-6}}{^\circ\text{C}} \times \frac{20\text{m}+1,2+1,2\text{m}}{2} = 4,2 \text{ mm},$$

gdzie L – połowa długości przeszła ($22,4 \text{ m} / 2 = 11,2 \text{ m}$). Całkowity zakres przemieszczeń na jedną podporę: $\Delta L = \Delta L_{N,exp} + \Delta L_{con} = 7,9 \text{ mm}$.

(8) Zakres przemieszczeń termicznych został powiększony o współczynnik obliczeniowy $\gamma_Q = 1,5$, podobnie jak dla obciążeń termicznych według normy [9], ze względu na niepewność równomiernego ogrzania/oziębienia przeszła. Ostatecznie zakres przemieszczeń:

$$\gamma_Q \times \Delta L = 1,5 \times 7,9 = 11,85 \text{ mm}.$$

Wyznaczone przemieszczenia przeszła będą zastosowane do określenia podatności elementów sprężystych symulujących współpracą konstrukcji z ośrodkiem gruntowym zgodnie z punktem 3.3.1.4 niniejszego opracowania.

Składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju

(9) Wyznaczenie składowej liniowo zmiennej po wysokości przekroju sprowadza się do odczytania wartości zmian temperatur dla odpowiedniego rodzaju pomostu z tab. 6.1 normy [11] i ich ewentualnej modyfikacji ze względu na grubość nawierzchni. Wartości zmian temperatur zamieszczone w tej tabeli odpowiadają nawierzchni na pomoście o grubości 50 mm. W przypadku nawierzchni o grubości 100 mm, tak jak to przyjęto w niniejszym przykładzie, wartości te należy zmodyfikować za pomocą współczynnika k_{sur} (tab. 6.2 normy [11]):

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C} \times k_{sur} = 15^\circ\text{C} \times 0,7 = 10,5^\circ\text{C} - \text{powierzchnia g\u00f3rna cieplejsza ni\u017c dolna},$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C} \times k_{sur} = 8^\circ\text{C} \times 1,0 = 8^\circ\text{C} - \text{powierzchnia dolna cieplejsza ni\u017c g\u00f3rna}.$$

(10) Wyznaczone składowe temperatury zostały uwzględnione w modelu obliczeniowym zarówno dla płyty pomostu, jak i korpusu podpory wiaduktu. Dodatkowo wzięto pod uwagę równoczesność działania składowej równomiernej temperatury oraz składowej liniowo zmiennej po wysokości przekroju (pkt 6.1.5 normy [11], wzory (6.4), (6.5)). Równoczesność w modelu obliczeniowym uwzględniono działania obu składowych.

3.2.4. Oddziaływania reologiczne

3.2.4.1. Pełzanie betonu

(1) Oddziaływania reologiczne w sposób analityczny odniesiono jedynie do betonu płyty pomostowej w przekroju przęsłowym. Oddziaływania reologiczne płyty pomostowej o zmiennej wysokości (przekroje podporowy i przypodporowy) oraz korpusów podpór zostały ujęte w modelu numerycznym podczas analizy faz budowy. Odształcenia skurczowe korpusów

podpór uwzględniono przy założeniu wystąpienia efektów skurczu na powierzchni niestykającej się z gruntem zasyпки. Czasy budowy poszczególnych elementów wiaduktu przyjęto zgodnie z technologią budowy (pkt 3.1.2).

(2) Wartość współczynnika pełzania można określać w sposób uproszczony, korzystając z rys. 3.1 normy [14] lub dokładniej za pomocą wzorów z Załącznika B do normy [14]. Jeżeli w wieku t_0 naprężenia ściskające w betonie przekroczą wartość $0,45f_{ck}(t_0)$, należy uwzględnić nieliniowość pełzania. Umowny współczynnik pełzania nieliniowego należy wyznaczyć ze wzoru (3.7) normy [14]. W analizowanym przykładzie jako dominujące (pierwsze) obciążenie obiektu przyjęto wykonanie zasyпки zgodnie z przyjętą technologią budowy, które nastąpi po 28 dniach od zabetonowania płyty pomostu. Naprężenia w analizowanej chwili $t_0 = 28$ dni zgodnie z przyjętymi fazami budowy są w każdym przekroju mniejsze od $0,45f_{ck}(t_0)$. Wartości współczynnika pełzania wyznaczono na podstawie Załącznik B do normy [14]. Nie dokonano redukcji wpływu rodzaju cementu (cement klasy N) na współczynnik pełzania (wzór (B.5) normy PN-EN 1992-1-1 [14]): $t_0 = 28$ dni.

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

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+28^{0,2}} = 0,488,$$

natomiast współczynniki zależne od wytrzymałości betonu ze wzoru (B.8c) tej normy:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,7} = 0,944,$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,2} = 0,984,$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,5} = 0,960.$$

(4) Miarodajny wymiar elementu wyznaczono ze wzoru (B.6) normy [14]:

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} = 2 \frac{10,19 \text{ m}^2}{13,47 \text{ m}} = 1513 \text{ mm},$$

gdzie:

A_c – pole przekroju poprzecznego (przyjęto przekrój przęsłowy),

u – obwód elementu kontaktujący się z atmosferą (przyjęto obwód płyty w przęśle z pominięciem części pod izolacją mostową pomostu).

(5) Współczynnik zależny od wpływu wilgotności (wzory (B.3a), (B.3b) normy [14]) przyjęto $RH = 80\%$:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 - \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{1 - \sqrt[3]{1513}} \times 0,944\right) \times 0,984 = 0,966.$$

(6) Współczynnik uwzględniający wpływ wytrzymałości betonu (wzór (B.4) normy [14]) wynosi:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725.$$

(7) Podstawowy współczynnik pełzania (wzór (B.2) normy PN-EN 1992-1-1 [14]) ma wartość:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 0,966 \times 2,725 \times 0,488 = 1,286.$$

(8) Współczynnik zależny od wilgotności względnej powietrza wyznaczono ze wzorów (B.8a), (B.8b) normy [14]:

$$\beta_H = \min\{1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3; 1500\alpha_3\} = \min\{1,5[1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 1513 + 250 \times 0,960; 1500 \times 0,960\} = 1440.$$

(9) Funkcję charakteryzującą przebieg pełzania w czasie obliczono z równania (B.7) normy [14]:

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

(10) Współczynnik pełzania wyznaczono w dwóch okresach, tj. w chwili oddania mostu do eksploatacji (założono 180 dni od betonowania płyty pomostowej zgodnie z przyjętymi fazami

budowy) oraz po okresie trwałości obiektu 100 lat. Współczynnik pełzania obliczono ze wzoru (B.1) normy [14] w czasie oddania mostu do eksploatacji $t_1 = 180$ dni:

$$\beta_c(t_1, t_0) = \left[\frac{t_1 - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{180 - 2}{1440 + 180 - 2} \right]^{0,3} = 0,494,$$

$$\varphi_1(t_1, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t_1, t_0), \text{ dla } t_1 = 180 \text{ dni: } \varphi(t_1, t_0) = 1,286 \times 0,494 = 0,636.$$

Współczynnik pełzania (wzór (B.1) normy [14]) po upływie projektowego okresu eksploatacji $t = 100$ lat wynosi:

$$\beta_c(t_n, t_0) = \left[\frac{t_n - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{100 \cdot 365 - 28}{1440 + 180 - 2} \right]^{0,3} = 1,0,$$

$$\varphi_n(t_n, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \text{ dla } t_n = 180 \text{ dni: } \varphi(t_n, t_0) = 1,286 \times 1,0 = 1,286.$$

Wyznaczone współczynniki pełzania zostały ujęte w ogólnej analizie konstrukcji w modelu numerycznym oraz w sprawdzeniu SGN i SGU.

3.2.4.2. Skurcz betonu

(1) Całkowite odkształcenie skurczowe składa się z dwóch składowych, mianowicie odkształcenia skurczowego spowodowanego wysychaniem oraz autogenicznego (samorodnego) odkształcenia skurczowego:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca},$$

gdzie:

ε_{cd} – odkształcenie spowodowane wysychaniem betonu,

ε_{ca} – odkształcenie skurczu autogenicznego.

(2) Wartość nominalnych odkształceń skurczowych spowodowanych wysychaniem $\varepsilon_{cd,0}$ można wyznaczyć z tab. 3.2 normy [14] lub obliczyć z zależności (B.11) (załącznik B do normy [14]), w której wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu dla cementu klasy R wynoszą $\alpha_{ds1} = 6$, $\alpha_{ds2} = 0,11$, a współczynnik zależny do wilgotności otoczenia dla $RH = 80\%$, obliczony ze wzoru (B.12) normy [14] wynosi:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,55 \left(1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0,756,$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85(220 + 110\alpha_{ds}) \exp\left(-\alpha_{ds} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \beta_{RH} \times 10^{-6}, \\ &= 0,85(220 + 110 \times 4) \exp\left(-0,12 \frac{38}{10}\right) 0,756 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}, \end{aligned}$$

gdzie $\alpha_{ds1} = 4$, $\alpha_{ds2} = 0,12$ w przypadku cementu klasy N.

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

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

(4) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem po oddaniu obiektu do eksploatacji (po 180 dniach), przy założeniu czasu zakończenia procesu wysychania $t_s = 1$ dzień wynoszą:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{180 - 1}{180 - 1 + 0,04 \sqrt{1513^3}} = 0,071,$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,071 \times 0,7 \times 0,269\text{‰} = 0,013\text{‰}.$$

(5) Odkształcenia skurczu autogenicznego określone są wzorem (3.11) normy [14]:

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

gdzie:

$$\varepsilon_{ca}(180) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5(30 - 10) \times 10^{-6} = 0,05\text{‰},$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}).$$

Dla $t = t_1 = 180$ dni: $\beta_{as}(t_1) = 1$ i $\varepsilon_{ca}(t_n) = 0,998 \times 0,05\text{‰} = 0,05\text{‰}$.

Całkowite odkształcenia skurczowe po oddaniu mostu do eksploatacji wynoszą zgodnie ze wzorem (3.8) normy [14]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,013\text{‰} + 0,05\text{‰} = 0,018\text{‰}.$$

(6) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem na końcu okresu użytkowania (po 100 latach), przy założeniu czasu zakończenia procesu wysychania $t_s = 1$ dzień wynoszą:

$$\beta_{as}(t, t_s) = \frac{36500}{36500 - 1 + 0,04\sqrt{1513^3}} = 0,939,$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,939 \times 0,7 \times 0,269\text{‰} = 0,177\text{‰}.$$

Odkształcenia skurczu autogenicznego określone są wzorem (3.11) normy [14]:

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

gdzie:

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

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}).$$

Dla $t = t_n = 100$ lat: $\beta_{as}(t_n) = 1$ i $\varepsilon_{ca}(t_n) = 1 \times 0,05\text{‰} = 0,05\text{‰}$.

Całkowite odkształcenia skurczowe na końcu okresu użytkowania zgodnie ze wzorem (3.8) normy [14] wynoszą:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,269\text{‰} + 0,05\text{‰} = 0,319\text{‰}.$$

(7) Wyznaczone odkształcenia skurczowe płyty pomostu zostały ujęte w ogólnej analizie konstrukcji w modelu numerycznym dla trwałej sytuacji obliczeniowej, z uwzględnieniem analizowanych faz budowy i z przyjętą technologią budowy.

3.2.5. Parcie gruntu zasypki

3.2.5.1. Parcie zasypki przyczółka

(1) Według normy [23] wartości parcia i oporu gruntu wyznacza się w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej. W przypadku przyczółków zintegrowanych/ramowych korpusy należy zaprojektować na działanie parcia spoczynkowego oraz parcia biernego pośredniego podczas termicznego wydłużania się przęsła wiaduktu.

W gruntach normalnie skonsolidowanych parcie spoczynkowe można przyjmować, jeżeli przemieszczenie konstrukcji oporowej v jest mniejsze od $5/10000$ jej wysokości h . Współczynnik parcia spoczynkowego K_0 (pkt 9.5.2 normy [23]) dla poziomej powierzchni naziomu wynosi:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \times \sqrt{OCR},$$

a dla powierzchni naziomu nachylonej pod kątem $\beta \leq \varphi'$:

$$K_{0;\beta} = K_0 \times (1 + \sin\beta),$$

gdzie:

OCR – współczynnik prekonsolidacji,

φ' – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego.

Dane do projektowania zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego zebrano w tab. 3.2.5.1.1.

Tab. 3.2.5.1.1. Dane do projektowania parcia gruntu zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego

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

(2) Wartość współczynnika parcia spoczynkowego wynosi:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \times \sqrt{OCR} = (1 - \sin 35^\circ) \times \sqrt{1} = 0,426.$$

Jednostkowe parcie spoczynkowe na korpus od strony wyższego naziomu (od strony zasypki za przyczółkiem) oraz od strony niższego naziomu (od strony przeszkody) wyznaczono z rys. 3.1.1.1. Jednostkowe parcie spoczynkowe działające na korpus od strony wyższego naziomu (parcie jednostkowe u dołu ławy) ostatecznie wynosi:

$$\sigma_0(h_{max}) = K_0 \times \gamma \times z = 0,426 \times 18,5 \times 11,1 = 87,57 \text{ kPa},$$

natomiast jednostkowe parcie spoczynkowe działające na korpus od strony niższego naziomu (parcie jednostkowe u dołu ławy):

$$\sigma_0(h_{max}) = K_0 \times \gamma \times z = 0,426 \times 18,5 \times 2,0 = 15,78 \text{ kPa},$$

gdzie:

γ – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m³],

z – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m].

3.2.5.2. Parcie na pale fundamentowe

(1) W podporach mostowych parcie na pale występuje najczęściej w przyczółkach na podłożu o niskiej wytrzymałości na ścinanie lub podporach zlokalizowanych na skarpach lub w pobliżu uskoków trenu.

(2) W opracowaniu omówiono sposoby uwzględniania rozkładu parcia na pale fundamentowe. Parcie na pale fundamentowe można w obliczeniach pominąć, jeżeli nasyp dojazdu do obiektu będzie wykonany na tyle wcześniej przed budową podpory, by spowodować konsolidację podłoża. W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono taką właśnie technologię wykonania dojazdów i podpór mostowych. Ponadto parcie na pale występuje wszędzie tam, gdzie w przypadku usunięcia pali z modelu obliczeniowego nie jest zachowana stateczność geotechniczna konstrukcji. Obliczenia sprawdzenia stateczności przyczółka wspornikowego celem sprawdzenia konieczności uwzględniania parcia na pale fundamentowe podano w przykładzie obliczeniowym dotyczącym obiektu zespolonego ze stalowych belek walcowanych o schemacie belki ciągłej.

3.2.5.3. Parcie na skrzydła przyczółka

(1) Ściany boczne przyczółków zaprojektowano jako niezależną od obiektu mostowego konstrukcją oporową o większej zdolności do przemieszczeń (schemat statyczny wspornika). Na rys. 3.2.5.3.1 zestawiono przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i oporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.

Rodzaj przemieszczenia ściany		v_a/h grunty luźne %	v_a/h grunty zagęszczone %	Rodzaj przemieszczenia ściany	v_p/h (v/h dla $0,5 \sigma_p$) %	v_p/h (v/h dla $0,5 \sigma_p$) %
					grunty luźne	grunty zagęszczone
a)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2	a)	od 7 (1,5) do 25 (4,0)	od 5 (1,1) do 10 (2,0)
b)		0,2	od 0,05 do 0,1	b)	od 5 (0,9) do 10 (1,5)	od 3 (0,5) do 6 (1,0)
c)		od 0,8 do 1,0	od 0,2 do 0,5	c)	od 6 (1,0) do 15 (1,5)	od 5 (0,5) do 6 (1,3)
d)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2	gdzie: v przemieszczenie ściany v_p przemieszczenie ściany wzbudzające parcie bierne gruntu h wysokość ściany σ_p całkowicie wzbudzone parcie bierne gruntu		
gdzie: v_a przemieszczenie ściany wzbudza parcie graniczne h wysokość ściany						

Rys. 3.2.5.3.1. Przemieszczeń v_a/h potrzebne do wzbudzenia parcia granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – strona lewa; wartości przemieszczeń v_p/h i v/h potrzebne do wzbudzenia oporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – strona prawa [36]

(2) Wstępnie założono działanie parcia granicznego czynnego. W obliczeniach uwzględniono także parcie od obciążenia naziomu. W Załączniku C do normy [23] podano wzory, za pomocą których wyznacza się wartości jednostkowego parcia granicznego gruntu:

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

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

gdzie:

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

q – równomierne obciążenie pionowe naziomu [kPa],

c – kohezja, spójność gruntu [kPa],

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

K_a – współczynnik poziomego parcia granicznego gruntu,

z – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

γ – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m³],

u – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa].

(3) Wartości K_a można odczytać z wykresów podanych w załączniku C normy [23] lub wyznaczyć ze wzorów empirycznych. Dla warunków podanych w tab. 3.2.5.1.1 wartość współczynnika parcia czynnego wynosi:

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

Ostatecznie jednostkowe parcie graniczne działające na korpus (parcie jednostkowe u dołu ławy) ma wartość:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 11,1 = 55,65 \text{ kPa}.$$

(4) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie graniczne czynne działające od strony niższego naziomu od poziomu spodu ławy fundamentowej wzdłuż linii stożka nasypu. Dla stożka nasypu uwzględniono połowę wartości działającego parcia.

(5) W przypadku obciążenia działającego na naziomie wyznaczono dokładne rozkłady parcia, uwzględniając kąt rozkładu obciążenia 30° oraz kąt tarcia wewnętrznego zasypki równy 35° .

(6) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie graniczne czynne działające od strony niższego naziomu od poziomu spodu ławy fundamentowej wzdłuż linii stożka nasypu. Dla stożka nasypu uwzględniono połowę wartości działającego parcia. W przypadku obciążenia działającego na naziomie wyznaczono dokładne rozkłady parcia, uwzględniając kąt rozkładu obciążenia 30° oraz kąt tarcia wewnętrznego zasypki równy 35° .

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

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

a głębokość, na której parcie przyjmuje wartość maksymalną:

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

(8) Wysokość, na której działa parcie stałe dla pasa umownego nr 1, wynosi:

$$h_{pas,1,TS/UDL} = \frac{3m}{\tan(30^\circ)} = 5,20 \text{ m,}$$

a odległość pasa umownego nr 2 od krawędzi skrzydła: $B_{pas,2} = 4,78$ m.

(9) Głębokość, na której zaczyna występować parcie, wynosi:

$$h_{pas,2} = \frac{B_{pas,2}}{\tan(90^\circ - \varphi_n)} = \frac{4,78}{\tan(90^\circ - 35^\circ)} = 3,35 \text{ m,}$$

natomiast głębokość, na której parcie przyjmuje wartość maksymalną:

$$h_{pas,2,max} = \frac{B_{pas,2}}{\tan(30^\circ)} = \frac{4,78}{\tan(30^\circ)} = 8,28 \text{ m.}$$

(10) Zasięg klina odłamu obliczono ze wzoru:

$$l_{klin} = h_{max} \times \tan(30^\circ) = 11,1 \times \tan(30^\circ) = 6,41 \text{ m.}$$

(11) Wysokość, na której działa parcie stałe dla pasa umownego nr 2, wynosi:

$$h_{pas,2,TS/UDL} = \frac{l_{klin} - B_{pas,1} - 3m}{\tan(30^\circ)} = \frac{6,41 - 1,78 - 3m}{\tan(30^\circ)} = 2,82 \text{ m.}$$

Schemat parcia od obciążenia na naziomie przedstawiono na rys. 3.2.5.3.2.

(12) Siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości 2,2 m na ścianach bocznych przyczółków, a siły parcia od modelu UDL – w modelu obliczeniowym na całej szerokości ścian bocznych przyczółków. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia od sił parcia z modelu TS poziomo na korpus ścian bocznych pod kątem 30° , projektując w bezpieczną stronę.

(13) Parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q pochodzącego od obciążenia UDL na pasie umownym nr 1 wynosi:

$$\sigma_{Q,UDL,pas1} = \frac{K_a \times q_{1k} \times 3,0 \text{ m}}{h_{pas,1,TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 9 \times 3,0 \text{ m}}{5,20} = 1,41 \text{ kPa,}$$

natomiast parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q pochodzącego od obciążenia UDL na pasie umownym nr 2 (części pasa):

$$\sigma_{Q,UDL,pas2} = \frac{K_a \times q_{2k} \times 1,69 \text{ m}}{h_{pas,2,TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 2,5 \times 1,69 \text{ m}}{2,82} = 0,39 \text{ kPa.}$$

(14) Parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q pochodzącego od obciążenia TS na pasie umownym nr 1 wynosi:

$$\sigma_{Q,TS,pas1} = \frac{K_a \times q_{ed,TS,1} \times 3,0 \text{ m}}{h_{pas,1,TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 90,91 \times 3,0 \text{ m}}{5,20} = 14,22 \text{ kPa,}$$

natomiast parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q pochodzącego od obciążenia TS na pasie umownym nr 2:

$$\sigma_{Q,TS,pas2} = \frac{K_a \times q_{ed,TS,2} \times 1,69 \text{ m}}{h_{pas,2,TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 30,30 \times 1,69 \text{ m}}{2,82} = 4,74 \text{ kPa},$$

gdzie:

$$q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,0 = 9 \text{ kPa} - \text{obciążenie UDL na pasie umownym nr 1,}$$

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q2} = 2,5 \times 1,0 = 2,5 \text{ kPa} - \text{obciążenie UDL na pasie umownym nr 2,}$$

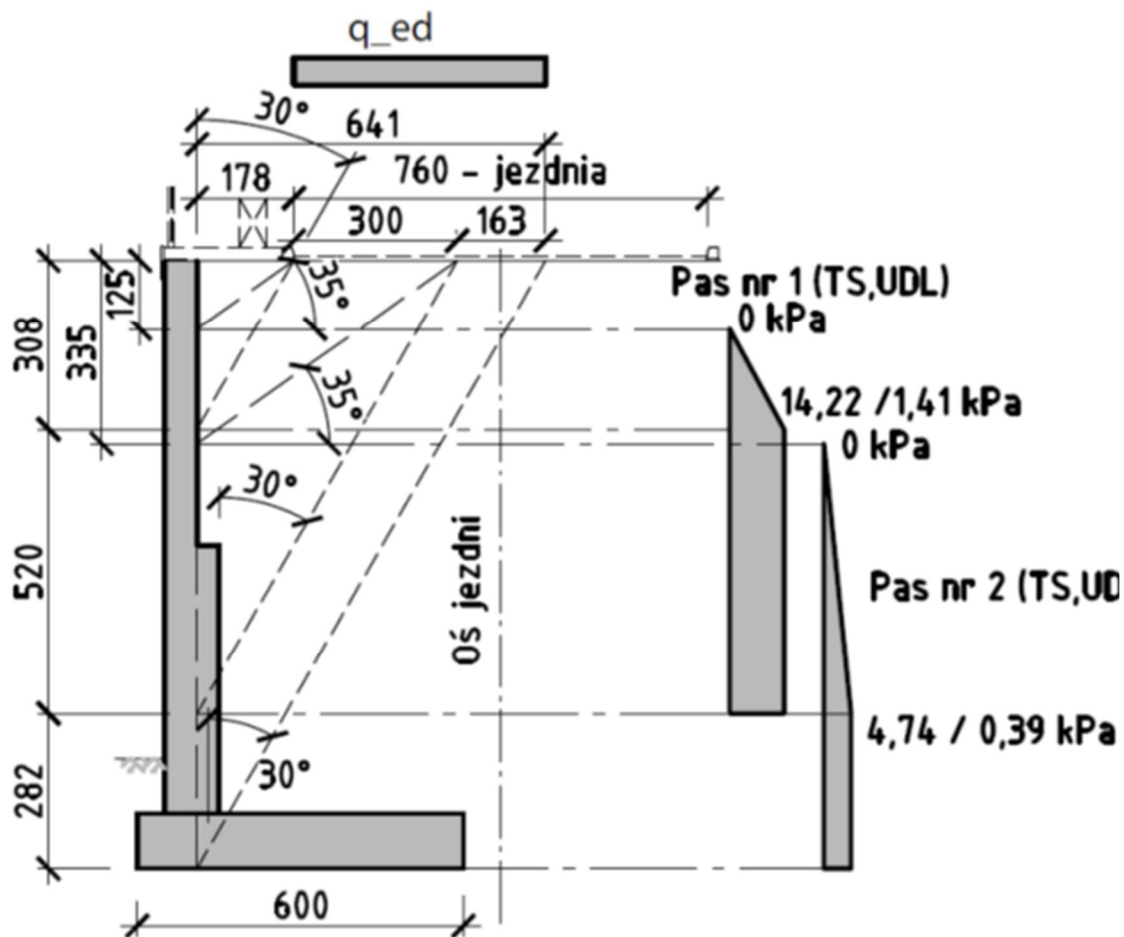
$$q_{ed,TS,1} = \frac{2 \times Q_{1k}}{2,2 \times 3} = \frac{2 \times 300}{2,2 \times 3} = 90,91 \text{ kPa}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \times \alpha_{Q1} = 300 \times 1,0 = 300 \text{ kN} - \text{obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 1,}$$

$$q_{ed,TS,2} = \frac{Q_{2k}}{2,2 \times 3} = \frac{200}{2,2 \times 3} = 30,30 \text{ kPa} - \text{tylko jedno koło pojazdu TS na pasie umownym nr 2 w zasięgu klinu odłamu,}$$

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN} \times \alpha_{Q2} = 200 \times 1,0 = 200 \text{ kN} - \text{obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 2.}$$

Wartości współczynników dostosowawczych przyjęto według tab. 3.2.2.2

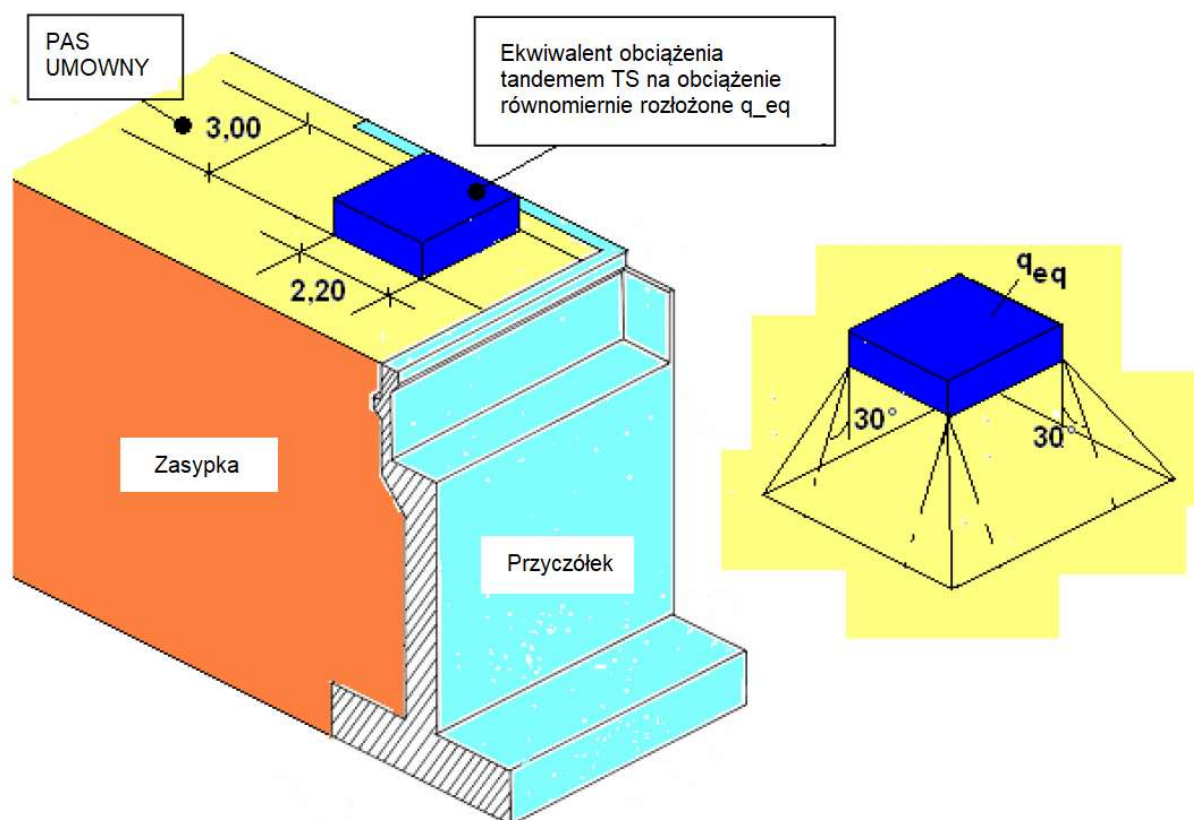


Rys. 3.2.5.3.2. Wyznaczenie rozkładów parcia na ścianę boczną przyczółka od obciążenia na naziemiu – schemat dokładny

3.2.6. Parcie od obciążenia ruchomego naziomu

(1) Obciążenie ruchome na naziemiu zostało przyjęte w postaci modelu obciążenia LM1 poruszającego się na jezdni za przyczółkiem. Aby uprościć obliczenia, obciążenia od układu tandemowego zastąpiono równoważnym obciążeniem oznaczonym q_{ed} , rozłożonym na

powierzchni prostokąta o szerokości 3,00 m i długości 2,20 m dla każdego pasa umownego zgodnie z normą [13] i uśredniono dla całej szerokości jezdni (rys. 3.2.6.1).



Rys. 3.2.6.1. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego naziomu przyczółka według normy [13]

(2) Przyjęto następujące obciążenia naziomu: $Q_{1k} = 300 \text{ kN} \times \alpha_{Q1} = 300 \times 1,0 = 300 \text{ kN}$ dla obciążenia osi pojazdem TS na pasie umownym nr 1, $Q_{2k} = 200 \text{ kN} \times \alpha_{Q2} = 200 \times 1,0 = 200 \text{ kN}$ dla obciążenia osi pojazdem TS na pasie umownym nr 2, $w_j = 7,6 \text{ m}$ – szerokość jezdni. Wartości współczynników dostosowawczych przyjęto według tab. 3.2.2.1.

(3) Na jezdni wydzielono dwa pasy umowne po 3,00 m szerokości każdy oraz obszar pozostały o szerokości 1,60 m. Równoważne obciążenie q_{ed} od pojazdu TS wynosi:

$$q_{ed,TS} = \frac{2 \times Q_{1k} + 2 \times Q_{2k}}{2 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = \frac{2 \times 300 + 2 \times 200}{2 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = 75,76 \text{ kPa},$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,0 = 9 \text{ kPa} \text{ – obciążenie UDL na pasie umownym nr 1,}$$

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q2} = 2,5 \times 1,0 = 2,5 \text{ kPa} \text{ – obciążenie UDL na pasie umownym nr 2,}$$

$$q_{rk} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{qr} = 2,5 \times 1,0 = 2,5 \text{ kPa} \text{ – obciążenie UDL na obszarze pozostałym,}$$

natomiast równoważne obciążenie q_{ed} od UDL na szerokości jezdni:

$$q_{ed,UDL} = \frac{q_{1k} \times 3 \text{ m} + q_{2k} \times 3 \text{ m} + q_{rk} \times 1,6}{w_j} = \frac{9 \times 3 \text{ m} + 2,5 \times 3 \text{ m} + 2,5 \times 1,6}{7,6} = 5,4 \text{ kPa}.$$

(4) Przyjęto, że parcie od modelu TS działa na górną część korpusu zgodnie z rozkładem podanym na rys. 3.2.6.1, a parcie od modelu UDL działa na całą wysokość korpusu, ponieważ model UDL obciąża całą szerokość klina odłamu. Wysokość od góry korpusu, na którą działa parcie gruntu od modelu TS, jest równa:

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

Parcie jednostkowe gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q na całej długości klina odłamu (od UDL) wynosi:

$$\sigma_{Q,UDL}(z) = K_0 \times q_{ed,UDL} = 0,426 \times 5,4 = 2,30 \text{ kPa}.$$

W przypadku modelu TS parcie jednostkowe:

$$\sigma_{Q,TS}(z) = \frac{K_0 \times q_{ed,TS} \times 2,2 \text{ m}}{h_{TS}} = \frac{0,426 \times 75,76 \times 2,2 \text{ m}}{3,81 \text{ m}} = 18,65 \text{ kPa.}$$

3.2.7. Kombinacje obciążeń i oddziaływań dla przęsła

(1) Kombinacje obciążeń i oddziaływań wykonano według zaleceń normy [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 γ zamieszczonych w tab. A2.4(B) normy [9]. Zaleca się stosowanie równania (6.10) do obliczenia 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]:

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,0 P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + 1,35 (TS_k + UDL_k + q_{fk} + 0 \times Q_{lk}) + 1,5 \times 0,6 T_k \text{ lub}$$

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,0 P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + 1,5 T_k + 1,35 (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k + 0,4 q_{fk} + 0 \times Q_{lk}), \text{ lub}$$

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,0 P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + 1,35 (MLC_k) + 1,5 \times 0,6 T_k.$$

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

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

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + (TS_k + UDL_k + q_{fk} + 0 \times Q_{lk}) + 0,6 T_k \text{ lub}$$

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + T_k + (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k + 0,4 q_{fk} + 0 \times Q_{lk}), \text{ lub}$$

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + MLC + 0,6 T_k.$$

Kombinację częstą wyznacza się z równania (6.15a) normy [9]:

$$G_{kj,sup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k + 0,4 q_{fk}) + 0,5 T_k,$$

a kombinację częstą do sprawdzenia zmęczenia ze wzoru (6.15a) [9]:

$$G_{kj,sup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + FLM3 + 0,5 T_k.$$

Kombinację quasi-stałą określa się z równania (6.16a) normy [9]:

$$G_{kj,sup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + 0,5 T_k,$$

gdzie:

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

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

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

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

P – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych sprężeniem (nieuwzględniania w niniejszym przykładzie),

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

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

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

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

Q_k – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem poziomym pochodzącym od hamowania lub przyspieszania pojazdów na obiekcie mostowym,

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 wartości towarzyszące.

3.2.8. Kombinacje obciążeń i oddziaływań dla przyczółka

(1) Podobnie jak w przypadku przęsła, kombinacje obciążeń i oddziaływań wykonano według zaleceń normy [9], w szczególności Załącznika A2. W stanach granicznych nośności związanych ze zniszczeniem konstrukcji (STR i GEO) kombinacje obliczeniowe należy przeprowadzić, korzystając ze zbioru B częściowych współczynników oddziaływań γ zamieszczonych w tab. A2.4(B) normy [9].

(2) Uwzględnienie grupy 2 obciążeń użytkowych według normy PN-EN 1991-2 [13] może być miarodajne podczas wymiarowania korpusu obiektu mostowego. Kombinacje obliczeniowe przy uwzględnieniu grupy 2 obciążeń wyznaczono z równania (6.10) normy [9]:

$$1,35 G_{ksup} (\text{lub } 1,00 G_{kinf}) + (1,20 \text{ lub } 1,00) G_{set} + 1,0 P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + 1,35 (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k + 0,4 q_{fk} + Q_{lk}) + 1,5 \times 0,6 T_k.$$

Kombinacja charakterystyczna według równania (6.14a) normy [9] wynosi:

$$G_{ksup} (G_{kinf}) + G_{set} + P + (1,00 \text{ lub } 0,00) S + (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k + 0,4 q_{fk} + Q_{lk}) + 0,6 T_k$$

Pozostałe kombinacje wykonano zgodnie z punktem 3.2.7.

3.2.9. 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], trzy podejścia obliczeniowe (DA, *Design Approach*) uznano za dopuszczalne 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 normy [23]. Kombinacje w analizowanych podejściach obliczeniowych w Polsce przedstawiono w tab. 3.2.9.1.

Tab. 3.2.9.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa

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

(5) W tab. 3.2.9.2–3.2.9.5 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych do projektowania fundamentów głębokich na palach CFA oraz projektowania fundamentów bezpośrednich według normy [23].

Tab. 3.2.9.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań γ_f lub do efektów oddziaływań γ_e

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

Tab. 3.2.9.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych γ_m

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

Tab. 3.2.9.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności γ_r dotyczące pali formowanych świdrem ciągłym CFA

Nośność	Symbol	Zestaw			
		R1	R2	R3	R4
Podstawa	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Pobocznica (przy wciskaniu)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Całkowita (przy wciskaniu)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Pobocznica (przy wyciąganiu)	$\gamma_{s,t}$	1,3	1,15	1,1	1,0

Tab. 3.2.9.5. Współczynniki częściowe do oporów/nośności γ_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

(6) 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.

(7) W obliczeniach uwzględniono stany graniczne GEO i STR. Pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie zostaną sprawdzone. W kombinacjach obciążeń wzięto również pod uwagę zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Do wymiarowania fundamentu zastosowano kombinacje zgodnie z zaleceniami przedstawionymi w punktach 3.2.7–3.2.9.

3.3. Analiza statyczna

3.3.1. Model obliczeniowy

3.3.1.1. Uwagi ogólne

(1) Analizę statyczną i sprawdzenie stanów granicznych wiaduktu o schemacie statycznym ramy wykonano metodą elementów skończonych za pomocą modelu numerycznego w systemie Sofistik 2014.

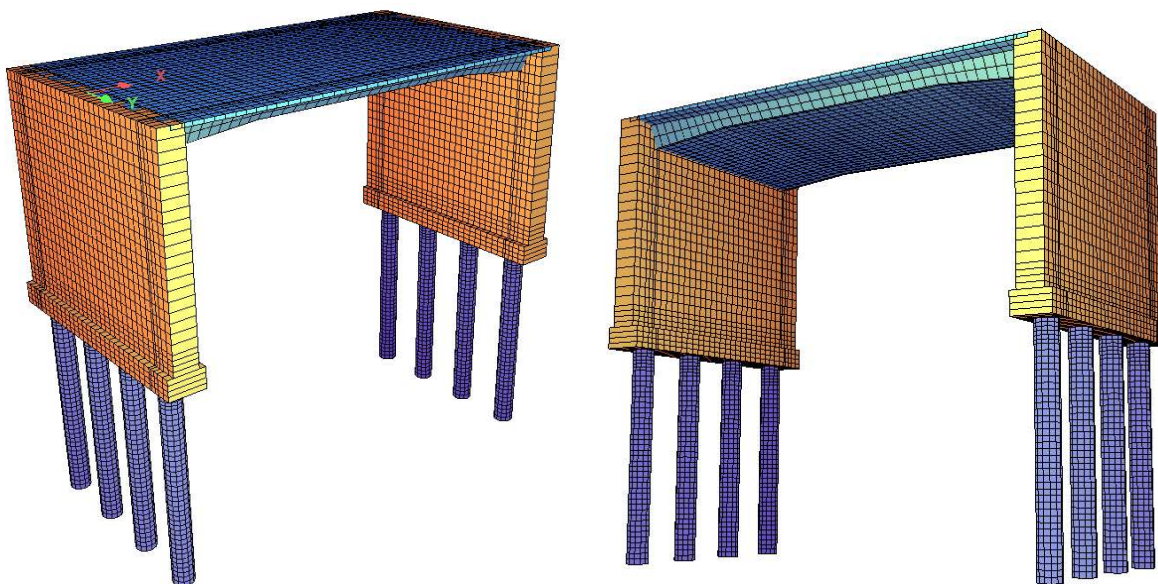
Do modelowania konstrukcji oraz jej współpracy z gruntem wykorzystano trzy rodzaje elementów skończonych: płytowe (*quad*), belkowe (*beam*), sprężyste (*spring*). Płytę pomostu, korpus, ławę fundamentową oraz ścianą boczną przyczółka zamodelowano za pomocą elementów płytowych, natomiast pale fundamentowe za pomocą elementów belkowych. Interakcja korpusu, ławy fundamentowej oraz pali fundamentowych z podłożem została odwzorowana przy użyciu elementów sprężystych o odpowiedniej sztywności.

(2) W modelu numerycznym uwzględniono fazy budowy oraz przyporządkowano obciążenia do odpowiednich faz zgodnie z opisem przedstawionym w punkcie 3.2. Podobnie, do modelowania ścian bocznych przyczółków oraz jej współpracy z gruntem zastosowano dwa rodzaje elementów skończonych: płytowe (*quad*) i sprężyste (*spring*). Ławę fundamentową oraz korpus zamodelowano za pomocą elementów płytowych, a interakcję ławy fundamentowej z podłożem odwzorowano przy użyciu elementów sprężynowych o odpowiedniej sztywności. Analizę przeprowadzono w zakresie liniowym. Obciążenia i oddziaływania oraz kombinacje przyjęto zgodnie z opisem przedstawionym w punkcie 3.2.

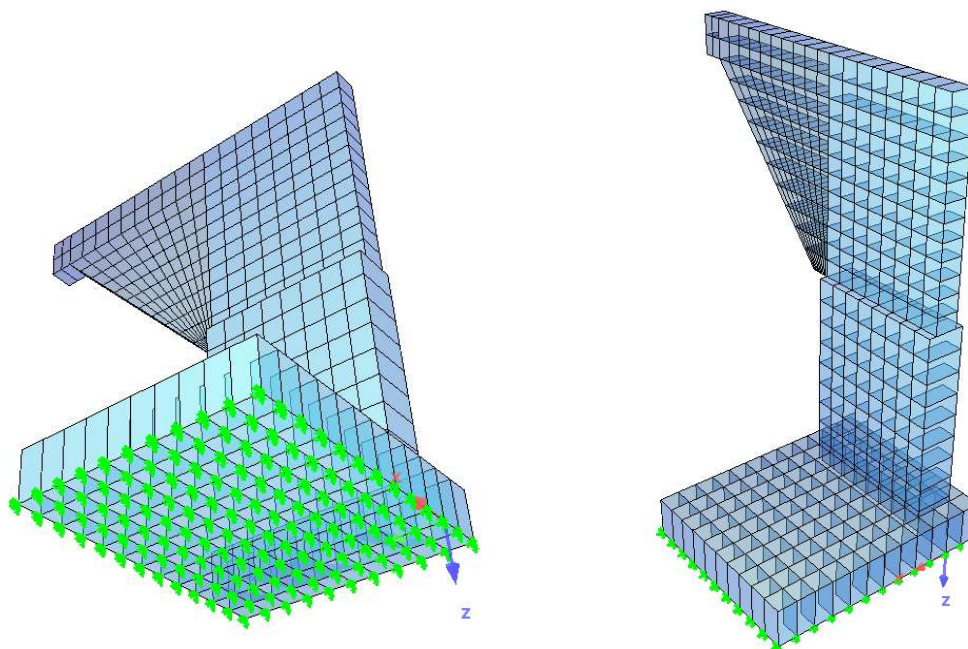
3.3.1.2. Geometria i siatka elementów skończonych

(1) Do analizy numerycznej konstrukcji ramowej wiaduktu wykonano trójwymiarowy model numeryczny klasy (e1+e2, p3). Geometria modelu numerycznego została przyjęta na podstawie rys. 3.1.1.1–3.1.1.3. W celu wygenerowania siatki w zależności od geometrii dobrano odpowiedni kształt elementów skończonych oraz metodę siatkowania. Zastosowano uporządkowaną metodę siatkowania. Wszystkie elementy płytowe modelu numerycznego zostały dyskretyzowane indywidualnie z maksymalnym rozstawem siatki około 250 × 500 mm. Technika ogólnego siatkowania została tak skonstruowana, aby wszystkie utworzone węzły w obszarze kontaktu były zbieżne.

(2) W modelu numerycznym w pełni odwzorowano rzeczywiste grubości poszczególnych elementów, różnicując je zarówno w przekroju, jak i na długości przęsła wiaduktu. Układ globalny x,y,z oraz wizualizację modelu numerycznego przedstawiono na rys. 3.2.6.1. Do analizy numerycznej konstrukcji ściany bocznej przyczółka wykonano trójwymiarowy model numeryczny klasy (e2, p3). Geometria modelu numerycznego ściany bocznej została przyjęta na podstawie rys. 3.1.1.3. Układ globalny x, y, z ściany bocznej przyczółka oraz wizualizację modelu numerycznego pokazano na rys. 3.3.1.2.2.



Rys. 3.3.1.2.1. Widok ogólny modelu numerycznego ramowego obiektu mostowego i układ globalny x, y, z



Rys. 3.3.1.2.2. Widok ogólny modelu numerycznego ściany bocznej przyczółka i układ globalny x, y, z

3.3.1.3. Model materiałowy

(1) Beton zwykły klasy C30/37 na kruszywie bazaltowym został zamodelowany jako materiał izotropowy liniowo-sprężysty za pomocą dwóch stałych inżynierskich E i ν . Stałe materiałowe betonu przyjęto według normy [14] dla betonu C30/37 $E = 38,4$ GPa, $\nu = 0,2$. W tym celu zastosowano dostępny w programie Sofistik 2014 model materiałowy betonu.

3.3.1.4. Warunki brzegowe i ograniczenia

(1) W analizie numerycznej odwzorowano podparcie ramowego wiaduktu za pomocą elementów sprężystych typu spring, występujących zarówno na długości pali fundamentowych, jak i w ich podstawie oraz na powierzchni korpusów podpór. Schemat działania elementów sprężynowych w zależności od rodzajów obciążeń przedstawiono w punkcie 3.3.2, natomiast dobór ich sztywności w niniejszym punkcie. W analizie numerycznej uwzględniono zarówno wpływ podatności podpór na konstrukcję ramy, jak i współpracę z ośrodkiem gruntowym.

Parametry podpór sprężystych wzdłuż pali fundamentowych

(2) Uproszczone metody numeryczne opierają się na współpracy fundamentu palowego z podłożem gruntowym przez układ podpór sprężystych rozstawionych gęsto wzdłuż poboczniczy pala i podpór sprężystych w ich podstawie, zwanej metodą uogólnioną. Na potrzeby opracowania fundament palowy został rozwiązany z zastosowaniem metody uogólnionej według Koseckiego [40].

(3) Obliczenia sztywności bocznej podpór sprężystych można wyznaczyć również z dostępnych kalkulatorów internetowych lub w programach komputerowych geotechnicznych. W tab. 3.3.1.4.1 zestawiono podstawowe wyniki obliczeń dotyczące przyjęcia sztywności podpór sprężystych wzdłuż pali fundamentowych w modelu MES. Pominięto pierwszą warstwę geotechniczną z uwagi na posadowienie spodu ławy fundamentowej w drugiej warstwie geotechnicznej.

(4) Współpraca przyczółka wiaduktu z zasypką mostową została odwzorowana za pomocą podpór sprężystych zamodelowanych na powierzchni korpusu przyczółków stykających się z ośrodkiem gruntowym. Obliczenia sprowadza się do określenia ekstremalnych przemieszczeń poziomych węzła ramy od wydłużania się i skracania termicznego przęsła oraz rzeczywistej wartości oporu gruntu zasypki. Tak wyznaczona sztywność elementów sprężystych ma zastosowanie głównie do obciążeń związanych z ogrzaniem konstrukcji, parciem od obciążenia na dojeździe do obiektu mostowego oraz hamowania i przyspieszania od taboru na obiekcie mostowym.

(5) Podobnie, odpór gruntu od strony niższego naziomu (przeszkody) pochodzi od możliwości dopuszczalnych przemieszczeń poziomych konstrukcji w miejscu głowic pali fundamentowych. Tak wyznaczona sztywność sprężyny ma zastosowanie głównie do obciążeń związanych z parciem spoczynkowym gruntu zasypki. Ze względu na znaczną sztywność samej konstrukcji ramy oraz relatywnie małą jej rozpiętość pominięto analizę konstrukcji z udziałem podparć sprężystych na przyczółku od obciążeń pionowych taboru samochodowego.

Parametry podpór sprężystych na naziomie przyczółku od strony zasypki (wyższy naziom)

(6) W pierwszej kolejności należy określić odkształcenie termiczne przęsła. Wartość odkształcenia termicznego przęsła wynosi $\Delta = 11,85$ mm (pkt 3.2.3). Znając całkowitą amplitudę wydłużenia termicznego mostu ramowego, należy obliczyć parcie bierne zasypki w trakcie wydłużania się przęsła mostu. Zgodnie z założeniami projektowymi dotyczącymi zasypki mostowej parcie graniczne bierne przyjmuje wartość (pkt C1, załącznik C normy [23]):

$$\sigma_p(z) = K_p \times \left[\int_0^z \gamma dz \right] = K_p \times z \times \gamma,$$

gdzie:

K_p – współczynnik poziomego oporu granicznego gruntu,

z – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

γ – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m³].

Tab. 3.3.1.4.1. Obliczenia sztywności bocznych i pionowych podparć sprężystych pali według metody uogólnionej [40, 41]

Średnica pali [m]	Rozstaw pali w rzędzie [m]	Rozstaw rzędów pali [m]	Średnica zastępcza pala [m]	Współczynnik technologiczny pala [-]
1,0	R1 = 3,2	R2 = 0	2,0	1,0
Współczynniki do metody uogólnionej [-]				
η1	η2	β	κ	
1,0	1,0	1,0	1,2	
Warstwa gruntu [-]	Moduł odkształcenia [MPa]	Współczynnik długotrwałości działania obciążeń [-]	Sztywność boczna warstwy gruntu [MN/m ²]	Sztywność pionowa w podstawie pali [MN/m]
II – piasek średni	41,46	0,45	14,31	366,2
III – glina pylasta	4,05	0,35	2,52	
IV – pył	36,00	0,45	21,60	
V – il	50,65	0,65	42,90	

(7) W przypadku ogólnym współczynnik parcia biernego można odczytać z załącznika C normy [23] lub można zastosować wzór empiryczny:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi_n}{1 - \sin \varphi_n} = \frac{1 + \sin 35^\circ}{1 - \sin 35^\circ} = \frac{1 + 0,573}{1 - 0,573} = 3,69,$$

gdzie φ_n – kąt tarcia wewnętrznego gruntu zasyпки.

(8) Wartość połowy parcia biernego gruntu zasyпки zgodnie z normą [23] wyznacza się na podstawie względnego przemieszczenia ściany w zakresie 1,1–2,0% (przyjęto mniejszą wartość jako tą bardziej niekorzystną na podstawie rys. 3.2.5.3.1). Dla liniowej zmiany parcia biernego należy odczytać parcie przy rzeczywistym względnym przemieszczeniu termicznym ściany, które wynosi:

$$\sigma_{p,max,T} = \frac{\Delta \times \sigma_p(H_{max})}{2 \times H_{max} \times 1,1\%},$$

gdzie:

H_{max} – wysokość korpusu przyczółka [m],

$\sigma_p(H_{max}) = K_p \times H_{max} \times \gamma$ – jednostkowe, maksymalne parcie bierne graniczne [kPa].

Po przekształceniach sztywność podłużna podpór sprężystych na ścianie korpusu przyczółka:

$$k_{x,T} = \frac{\sigma_{p,max,T}}{\Delta} = \frac{\frac{\Delta \times \sigma_p(H_{max})}{2 \times H_{max} \times 1,1\%}}{\Delta} = \frac{\sigma_p(H_{max})}{2 \times H_{max} \times 1,1\%} = \frac{K_p \times H_{max} \times \gamma}{2 \times H_{max} \times 1,1\%} = \frac{K_p \times \gamma}{2 \times 1,1\%} = \frac{3,69 \times 18,5}{2 \times 0,011} = 3103 \text{ kN/m}^3.$$

Parametry podpór sprężystych na naziomiu przyczółku od strony przeszkody (niższy naziom)

(9) Podparcie sprężyste od strony niższego naziomu wyznaczono podobnie jak w przypadku wyższego naziomu. Różnice polegają na przyjęciu wartości względnego przemieszczenia ściany z zakresu 0,5–1,3% (przyjęto wartość średnią 0,9% na podstawie rys. 3.2.5.3.1), przy której otrzymuje się wartość połowy odporu oraz przy założonym przemieszczeniu poziomym (maksymalnym dopuszczalnym równym 10 mm) obiektu ramowego w miejscu połączenia z fundamentem palowym. Na podstawie tych założeń otrzymano sztywność podłużnych podpór sprężystych od strony niższego naziomu:

$$k_{x,T} = \frac{K_p \times \gamma}{2 \times 0,9\%} = \frac{3,69 \times 18,5}{2 \times 0,009} = 3793 \text{ kN/m}^3.$$

3.3.2. Fazy budowy i obciążenia

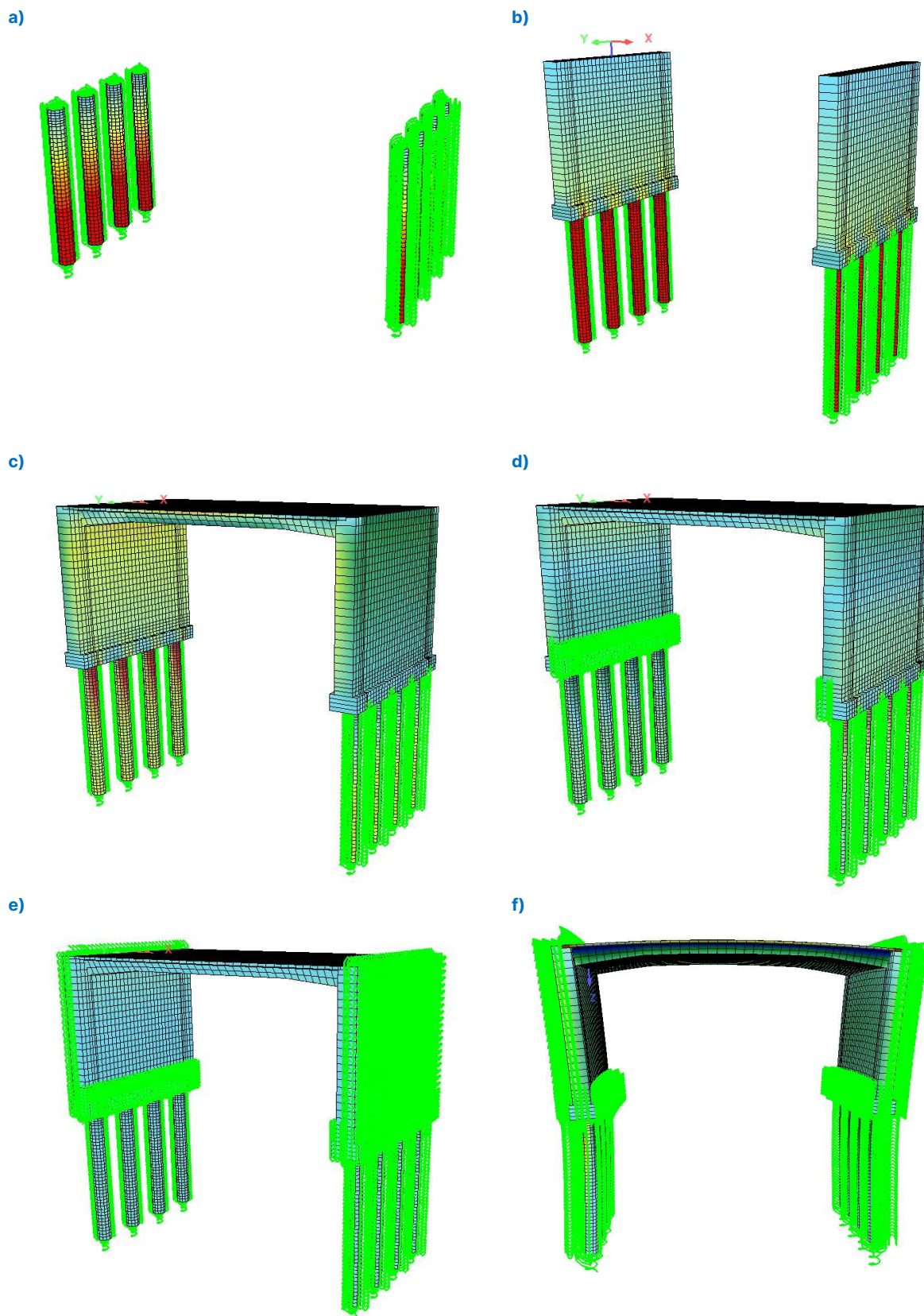
(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy (pięć faz budowy) związane z przyjętą technologią budowy (pkt 3.1.2). W modelu odwzorowano także współpracę konstrukcji z gruntem za pomocą elementów sprężystych o ustalonych parametrach sztywnościowych (pkt 3.3.1.4). W modelu uwzględniono następujących pięć obliczeniowych faz budowy (rys. 3.3.2.1):

- 1) faza 1. – wykonanie pali fundamentowych, pamiętając o ich współpracy z gruntem za pomocą elementów sprężynowych, zarówno w poziomie podstawy pali, jak i na pobocznicy (rys. 3.3.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych (faza 2a) i korpusów podpór (faza 2b) do dolnej powierzchni płyty pomostowej wiaduktu (rys. 3.3.2.1b),
- 3) faza 3. – wykonanie płyty pomostowej wraz z węzłem podporowym (rys. 3.3.2.1c),
- 4) faza 4. – wykonanie zasypki za przyczółkiem (wyższy naziom) oraz od strony przeszkody (niższy naziom) (rys. 3.3.2.1d),
- 5) faza 5. – uwzględnienie współpracy z gruntem od strony zasypki oraz przeszkody (rys. 3.3.2.1e).

(2) Po każdej z faz budowy uwzględniono oddziaływania skurczu i pełzania elementów ramy. Czasy budowy oraz użytkowania przyjęto zgodnie z technologią budowy (pkt 3.1.2). Pełzanie i skurcz uwzględniono w chwili oddania wiaduktu do eksploatacji, a także na zakończenie okresu użytkowania po 100 latach eksploatacji.

(3) Pełną sztywność elementów sprężystych symulujących współpracę konstrukcji wiaduktu z gruntem od strony wyższego naziomu wzięto pod uwagę jedynie dla oddziaływań termicznych (pkt 3.2.3) wywołujących ogrzanie przęsła. Powoduje to wydłużenie przęsła oraz dodatkowy nacisk korpusów podpór na ośrodek gruntowy.

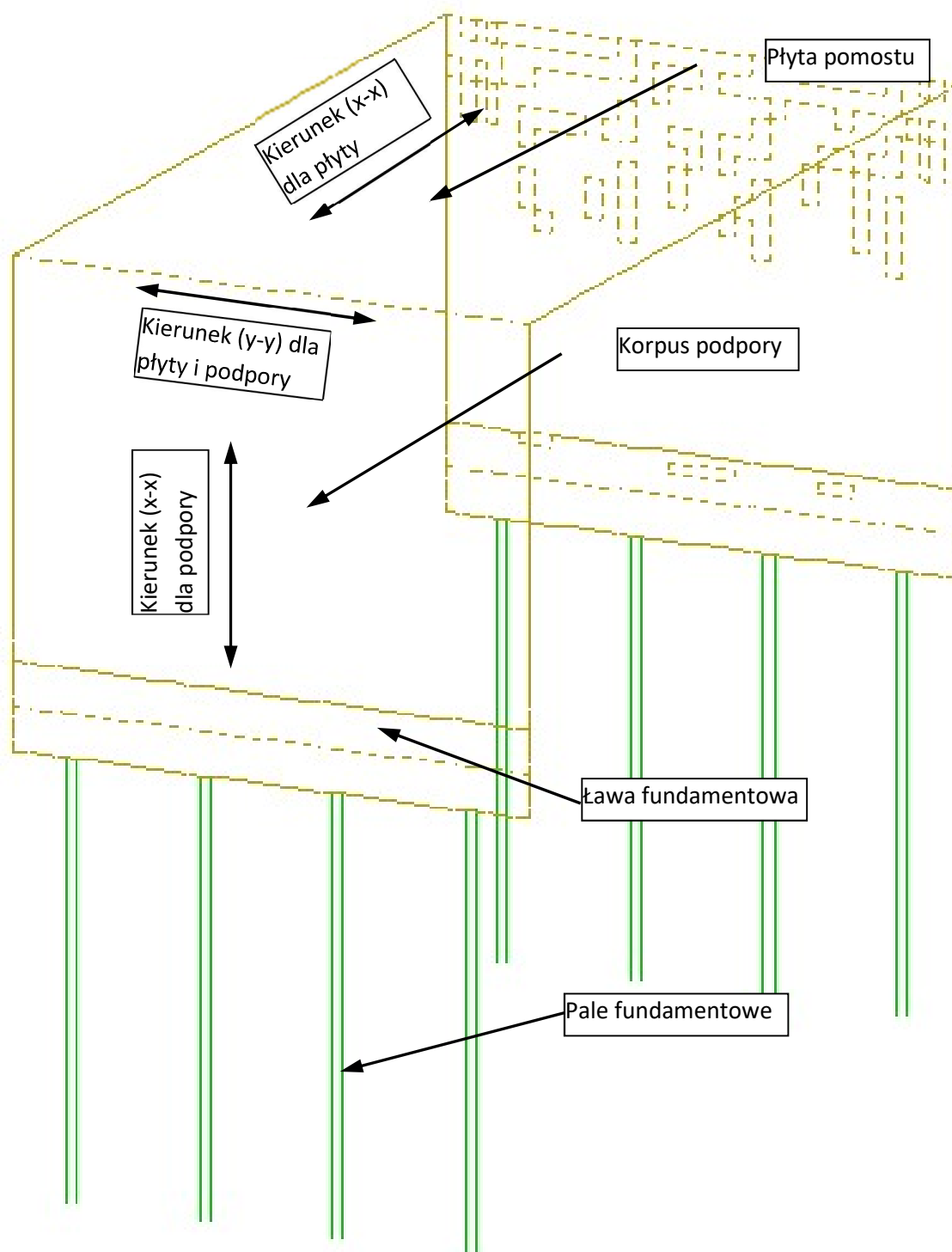
(4) W przypadku obciążeń związanych z hamowaniem, przyspieszaniem (pkt 3.2.2) oraz parciem od naziomu (pkt 3.2.6) przyjęto zredukowaną do połowy początkowej wartości sztywność elementów sprężystych, występujących zarówno od strony wyższego, jak i niższego naziomu, w celu symulacji odrywania korpusu od zasypki na jednej podporze i jednoczesnego docisku na podporze drugiej. Dla obciążeń parciem gruntu zasypki (pkt 3.2.5) uwzględniono jedynie pełną sztywność elementów sprężystych od strony niższego naziomu. W przypadku pozostałych obciążeń stałych i zmiennych działających grawitacyjnie oraz oddziaływań termicznych wywołujących oziębienie przęsła, jak również skurczu (pkt 3.2.1–3.2.4) pominięto sztywność elementów sprężystych. Obciążenia te powodują odrywanie korpusów (lub ich przeważającej części) obu podpór od zasypki. Pełna sztywność elementów sprężynowych dla wszystkich analizowanych obciążeń (pkt 3.2.1–3.2.6) została zachowana na pobocznicy i w podstawie pali fundamentowych.



Rys. 3.3.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego wiaduktu ramowego z podziałem na fazy budowy: a) faza 1., b) faza 2., c) faza 3., d) faza 4., e) faza 5., f) przykładowa deformacja konstrukcji od oddziaływania temperaturą jako ogrzanie

3.3.3. Wyniki analizy statycznej

(1) Przeporządkowany opis poszczególnych elementów wiaduktu oraz lokalizację kierunków, względem których są wyciągane siły wewnętrzne z modelu obliczeniowego, przedstawiono na rys. 3.3.3.1. W modelu obliczeniowym zastosowano wszystkie z wymienionych w punktach 3.2.7–3.2.9 kombinacje, natomiast dalej omówiono jedynie kombinacyjne wyniki ekstremalnych sił wewnętrznych.

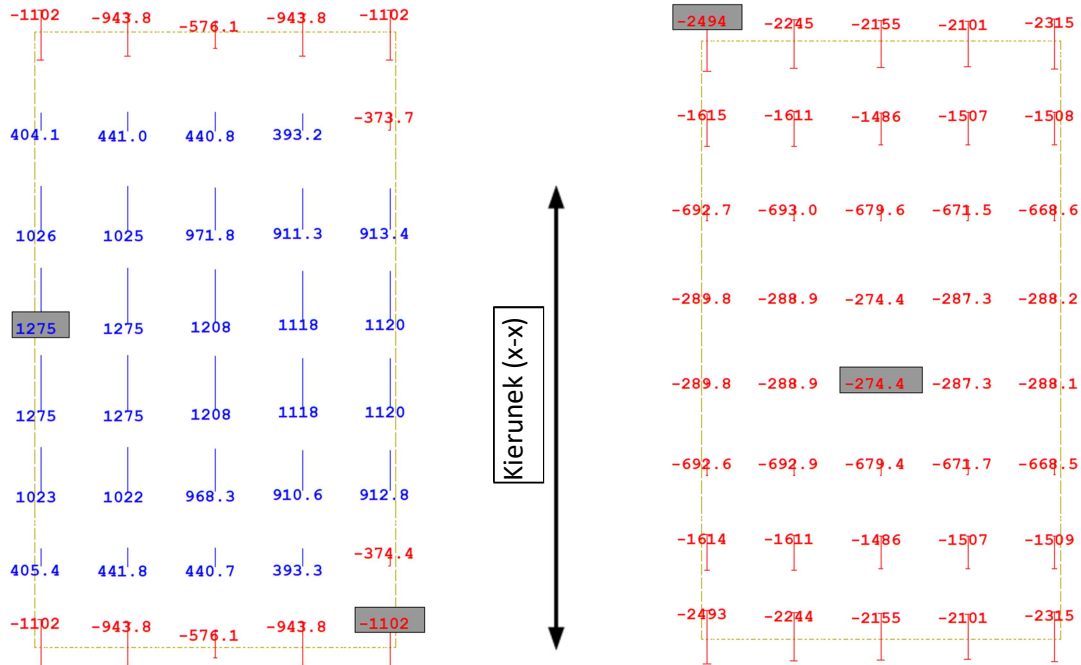


Rys. 3.3.3.1. Schematyczne oznaczenie analizowanych elementów wiaduktu i lokalizacja kierunków

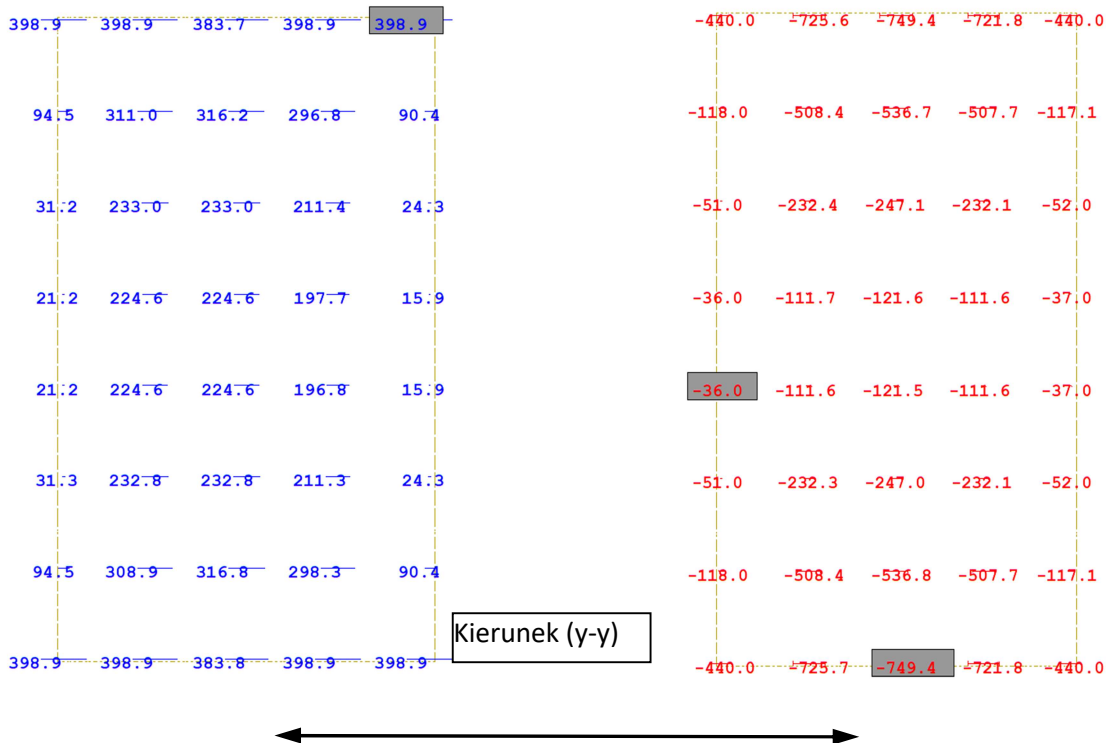
(2) Siły wewnętrzne zdefiniowane na 1 m szerokości pasma płyty pomostu wiaduktu od analizowanych kombinacji obciążeń celem sprawdzenia stanów granicznych nośności i użyteczności w kierunku wzdłuż osi podłużnej płyty pomostu (x-x) oraz w kierunku poprzecznym do osi podłużnej (y-y) ilustrują rys. 3.3.3.2–3.3.3.15. Siły wewnętrzne dla płyty pomostu wiaduktu stosowane do obliczeń zestawiono w punkcie 3.3.4

Siły wewnętrzne w płycie pomostu wiaduktu

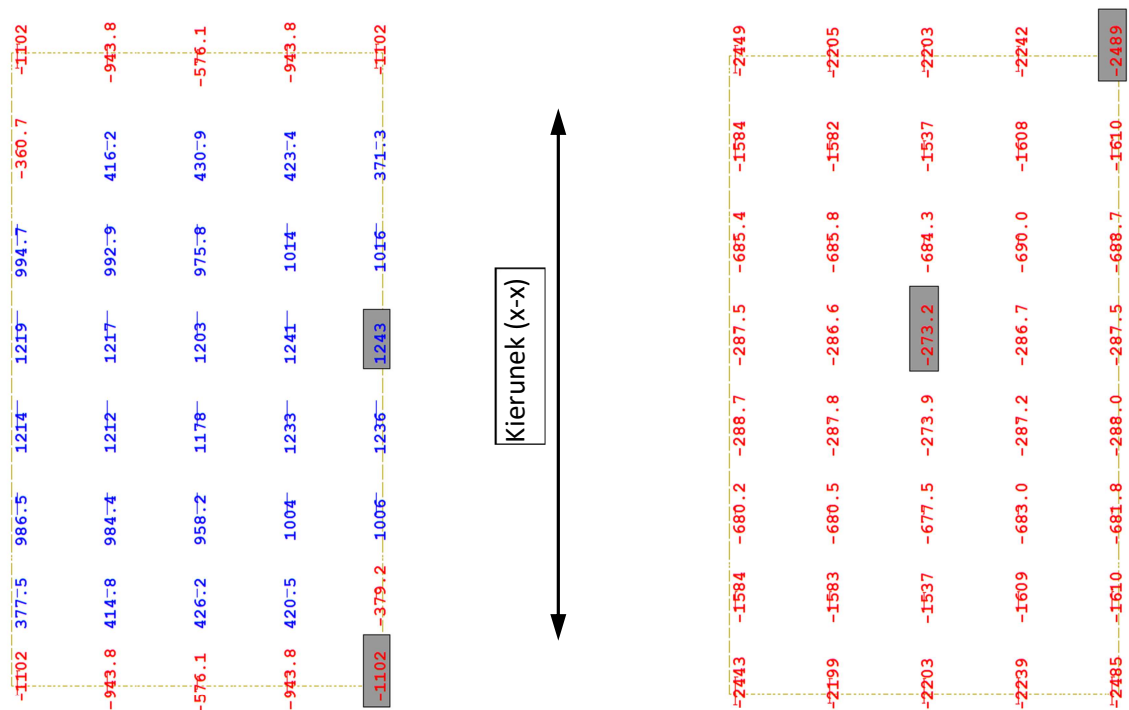
Momenty zginające od najniekorzystniejszych kombinacji obliczeniowych



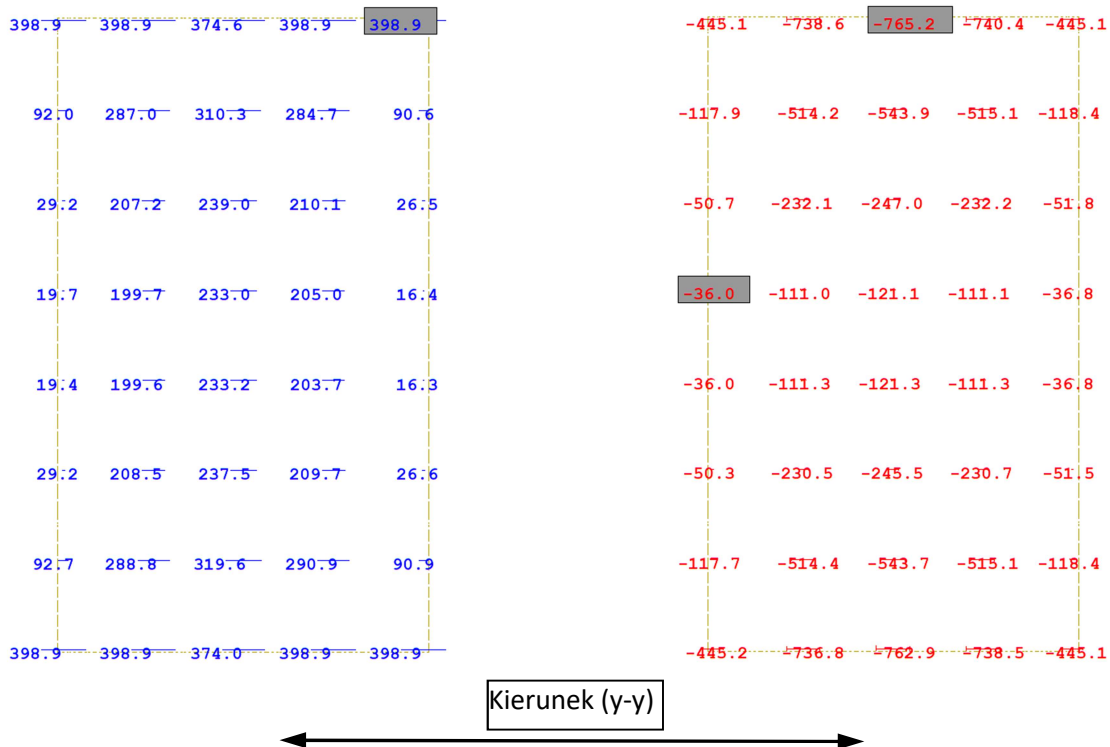
Rys. 3.3.3.2. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



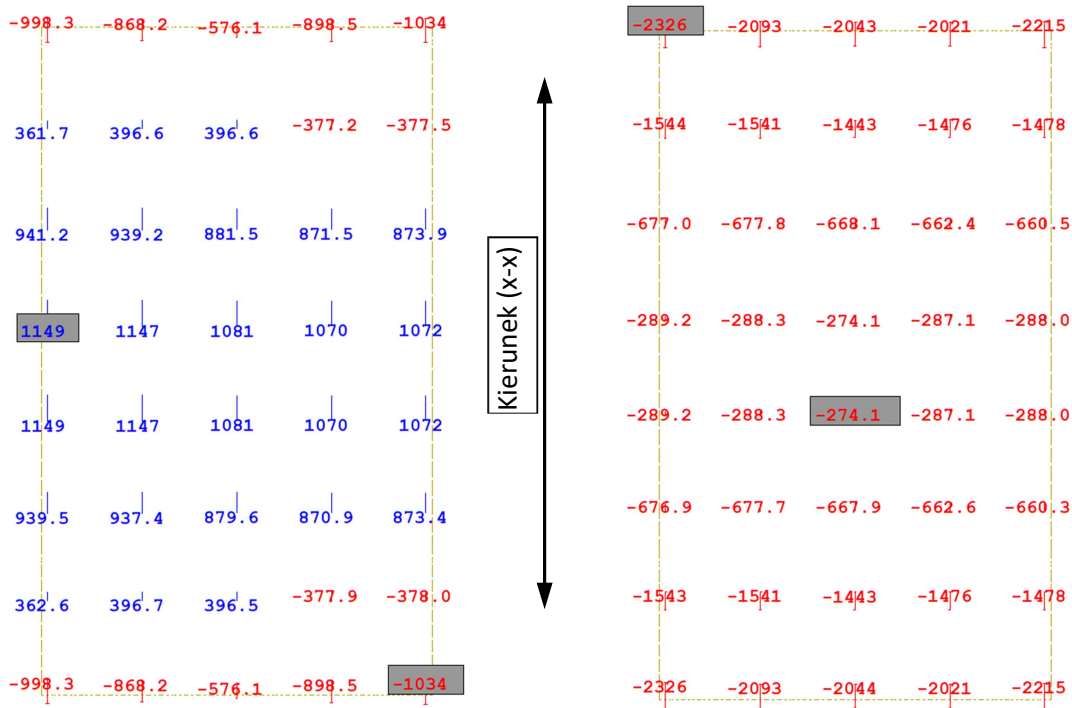
Rys. 3.3.3.3. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]



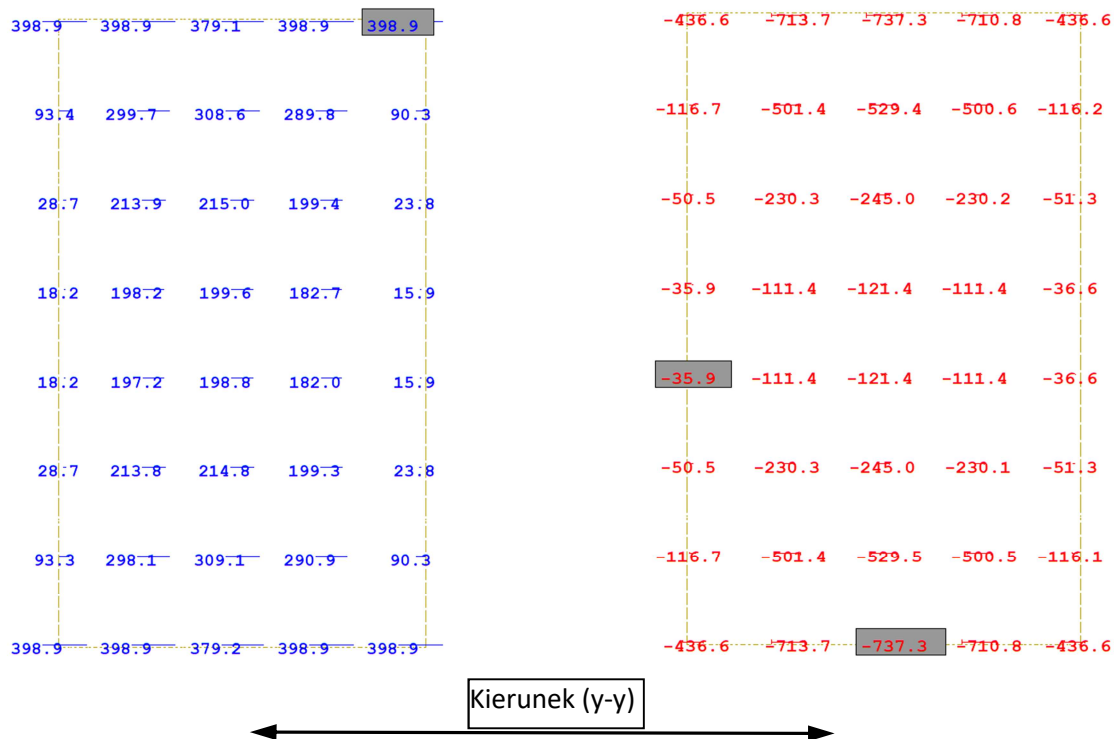
Rys. 3.3.3.4. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



Rys. 3.3.3.5. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]

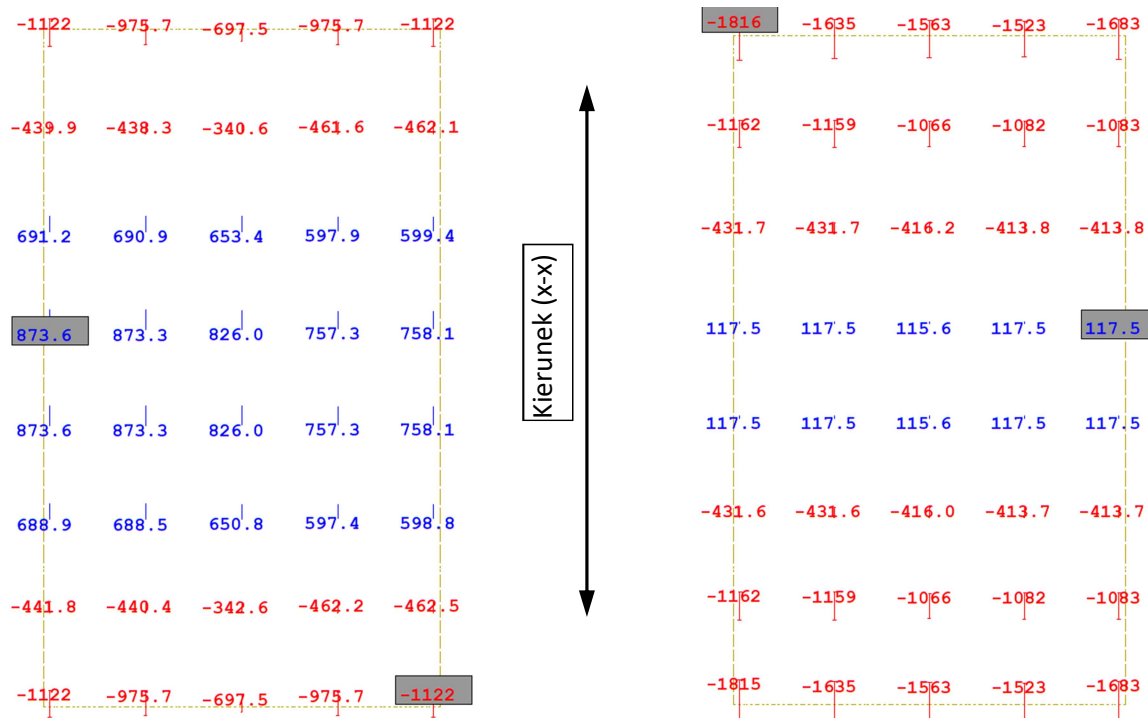


Rys. 3.3.3.6. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

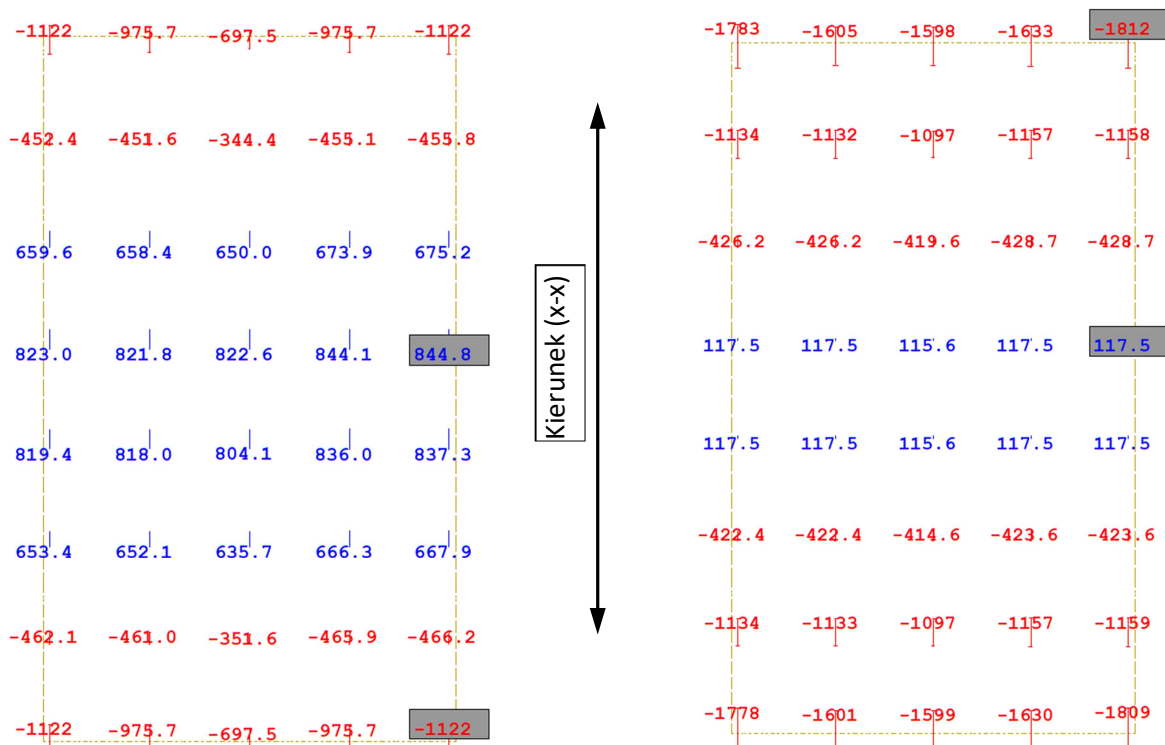


Rys. 3.3.3.7. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych LM1 (gr2) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]

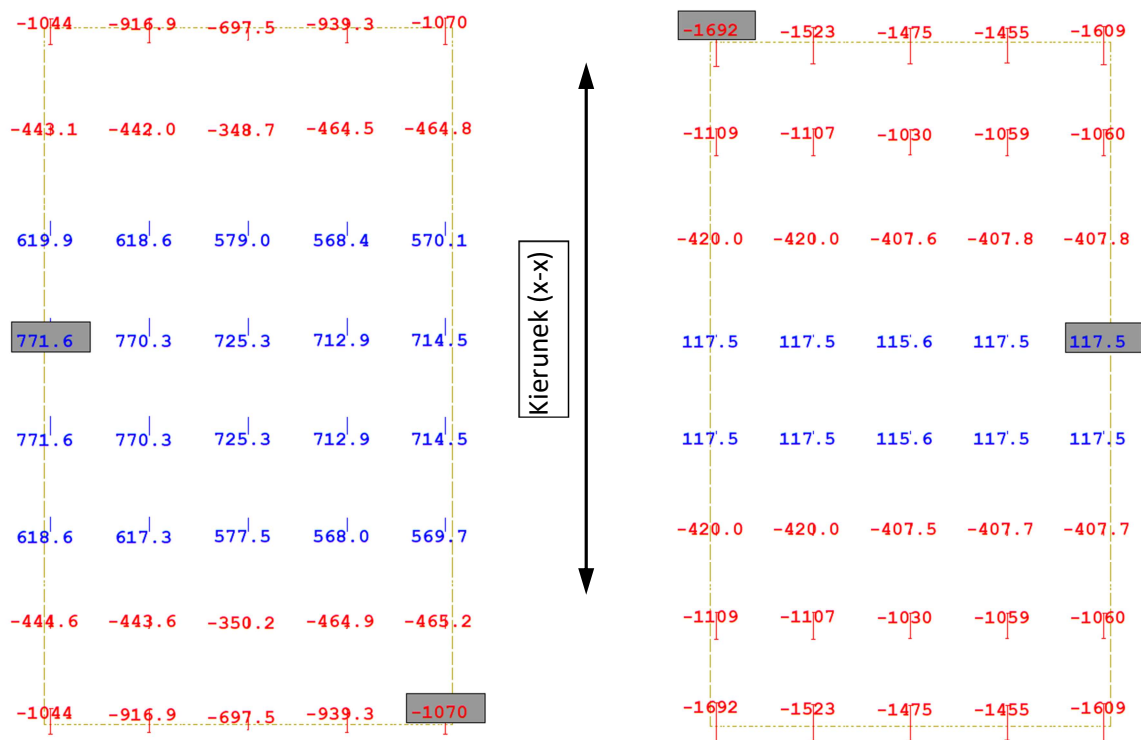
Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej



Rys. 3.3.3.8. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

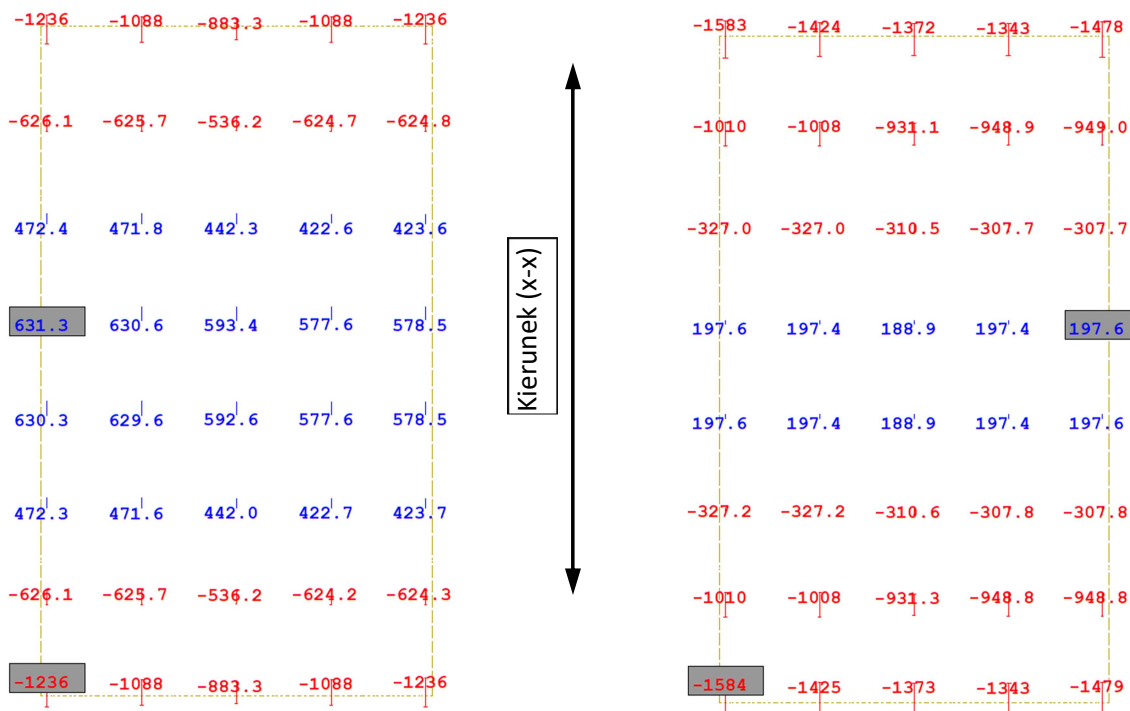


Rys. 3.3.3.9. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



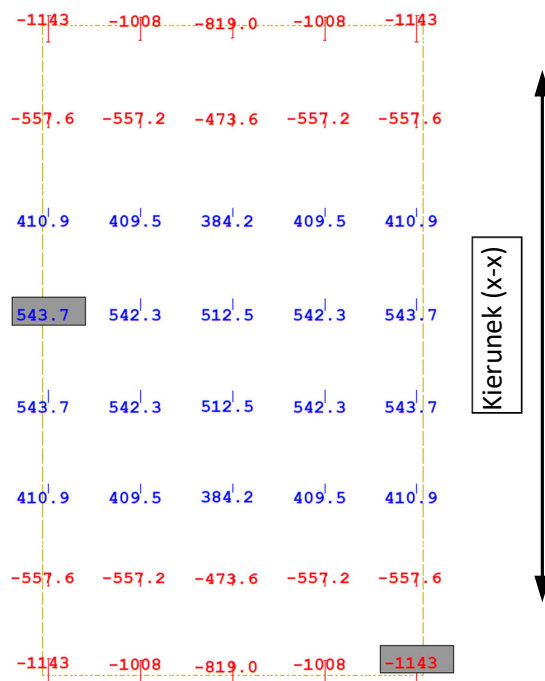
Rys. 3.3.3.10. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

Momenty zginające od kombinacji częstej (obciążenie zmęczeniowe FLM3)



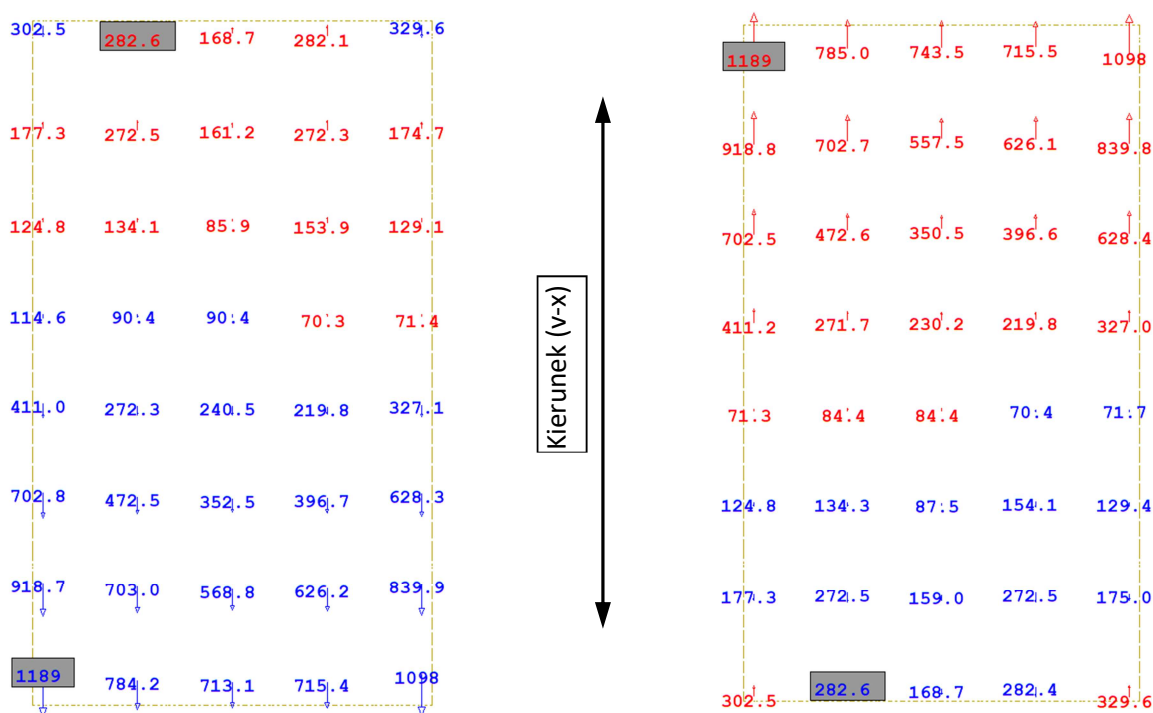
Rys. 3.3.3.11. Momenty zginające od kombinacji częstej z uwzględnieniem modelu zmęczeniowego FLM3 ze zwiększonym obciążeniem na oś dla pomostu w kierunku (x-x) o wartościach maksymalnych (z lewej) i minimalnych (z prawej) [kNm/m]

Momenty zginające od kombinacji quasi-stałej

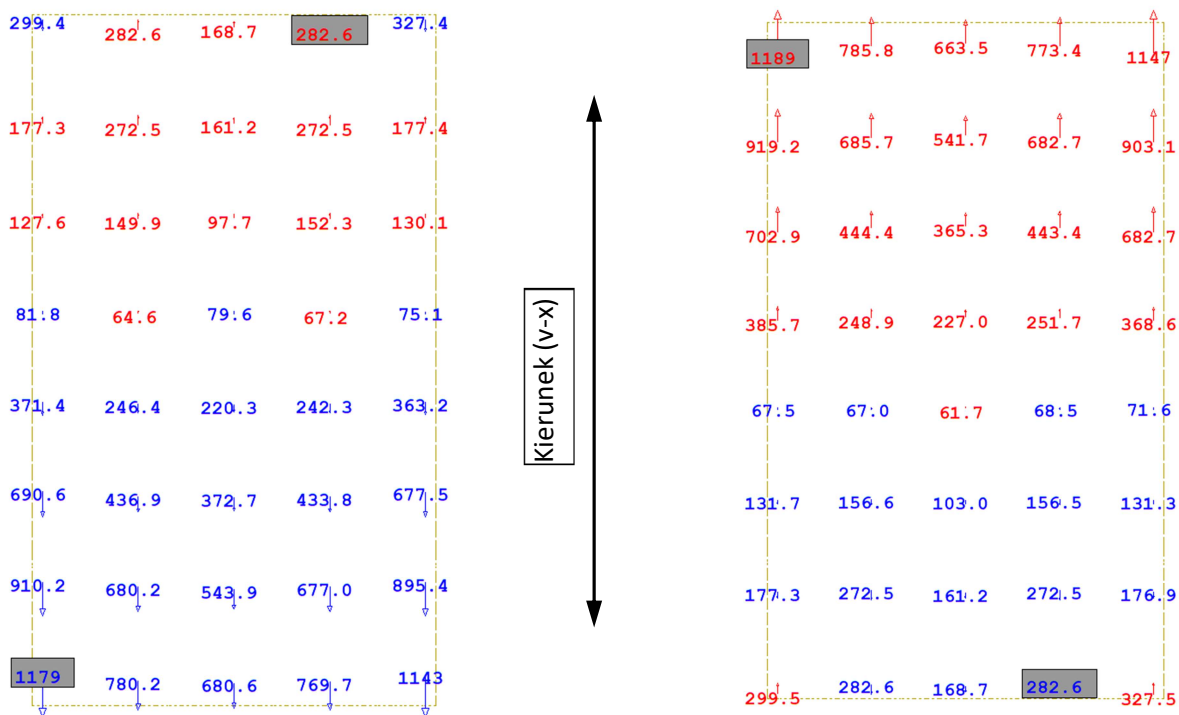


Rys. 3.3.3.12. Momenty zginające od kombinacji quasi-stałej na płycie pomostu o ekstremalnych wartościach w kierunku (x-x) [kNm/m]

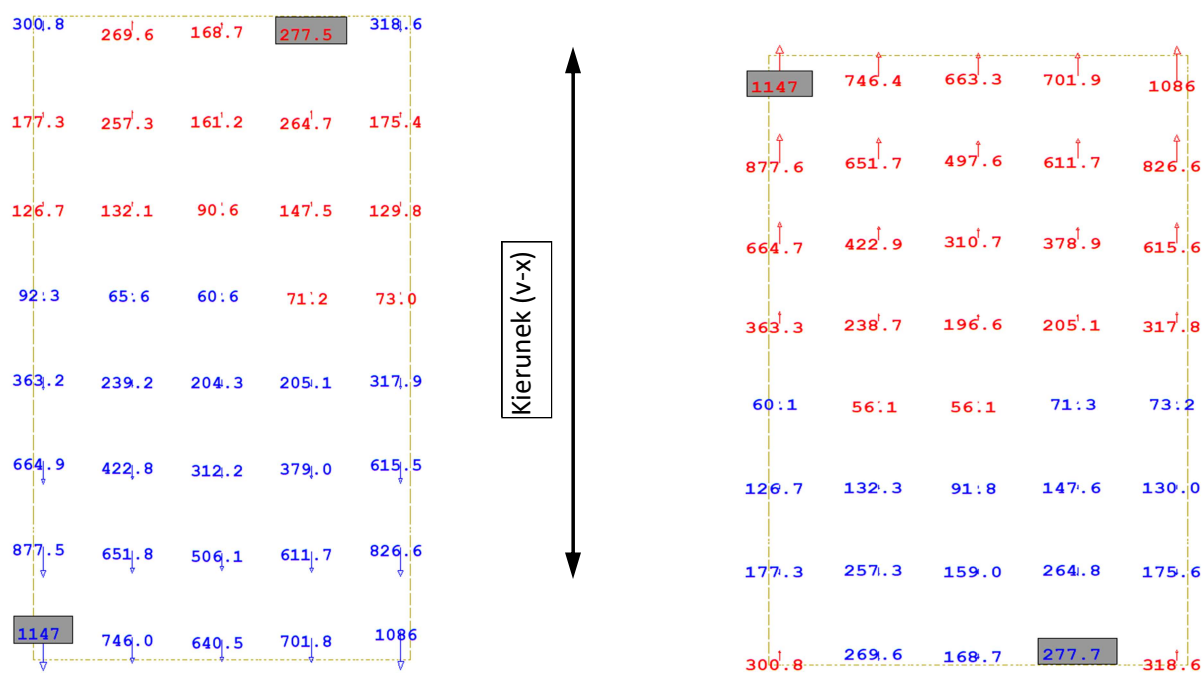
Siły poprzeczne od najniekorzystniejszych kombinacji obliczeniowych



Rys. 3.3.3.13. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (v-x) [kN/m]



Rys. 3.3.3.14. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (v-x) [kN/m]

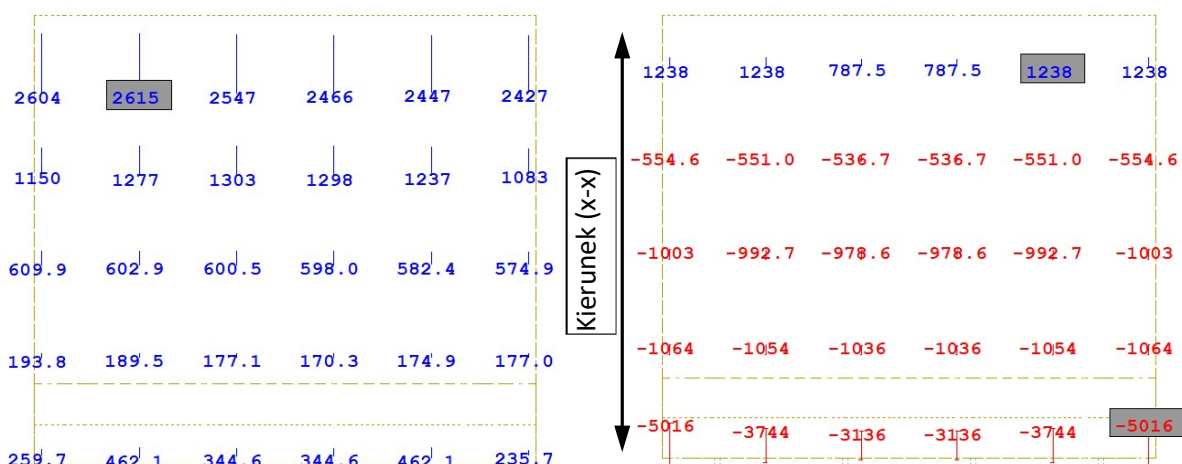


Rys. 3.3.3.15. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) wg [13] na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (v-x) [kN/m]

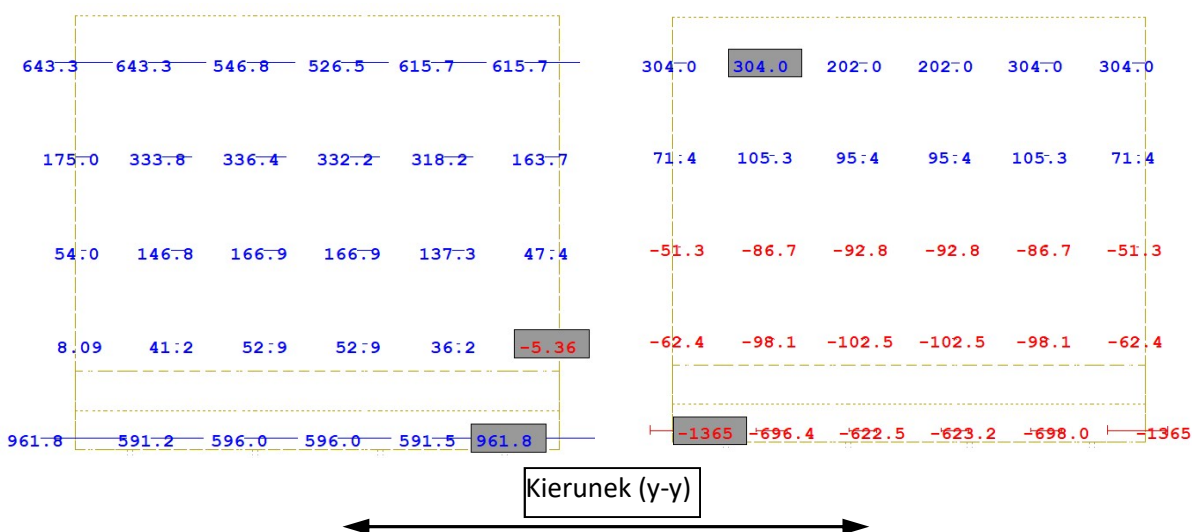
Siły wewnętrzne w korpusie i w ławie fundamentowej podpory wiaduktu

(3) Siły wewnętrzne zdefiniowane na 1 m szerokości pasma korpusu podpory oraz ławy fundamentowej wiaduktu od analizowanych kombinacji obciążeń celem sprawdzenia stanów granicznych nośności i użyteczności wzdłuż osi podłużnej korpusu (x-x) oraz w kierunku poprzecznym do osi podłużnej (y-y) zilustrowano na rys. 3.3.3.16–3.3.3.29. W modelu obliczeniowym zastosowano wszystkie wymienione w punktach 3.2.7–3.2.9 kombinacje, natomiast dalej przedstawiono jedynie kombinacje wywołujące ekstremalne siły wewnętrzne.

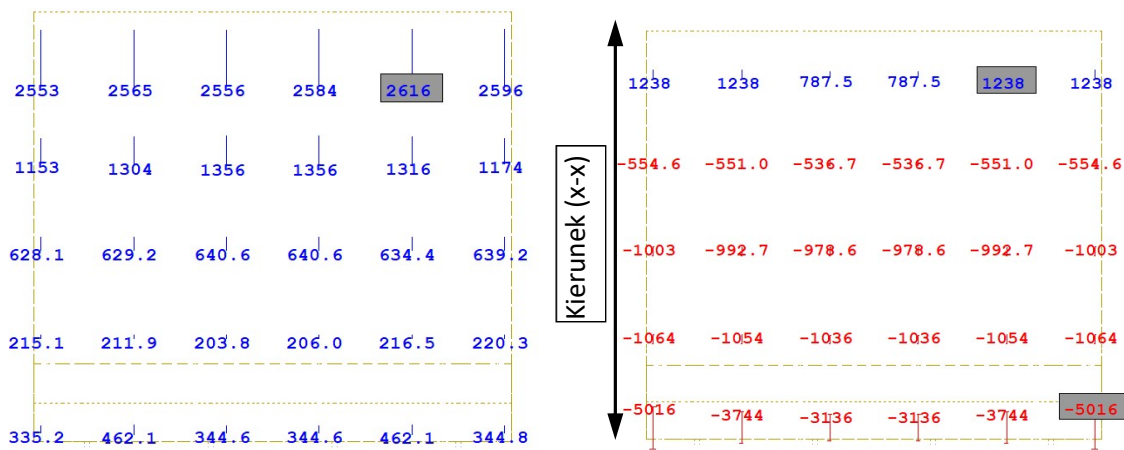
Momenty zginające od najniekorzystniejszych kombinacji obliczeniowych



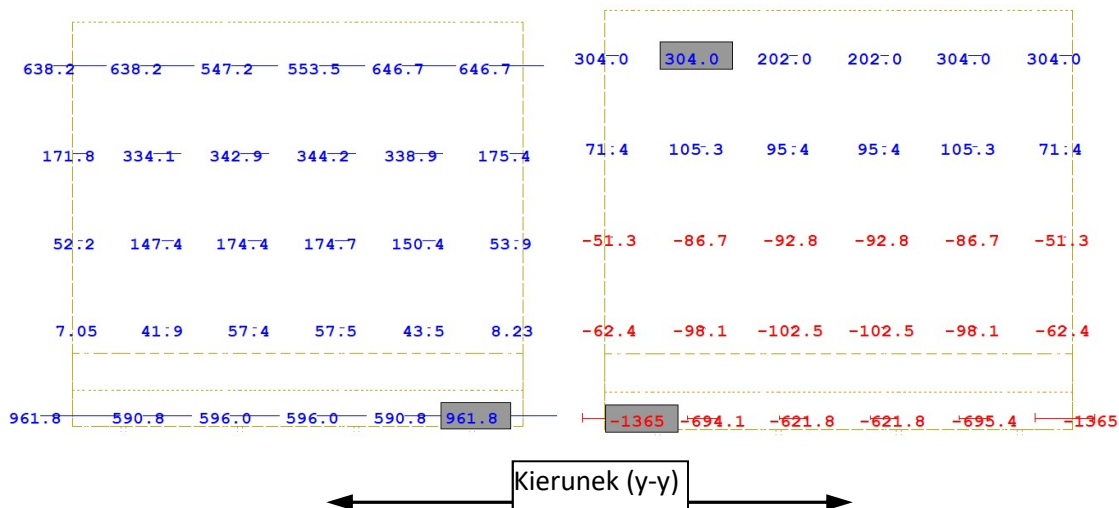
Rys. 3.3.3.16. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



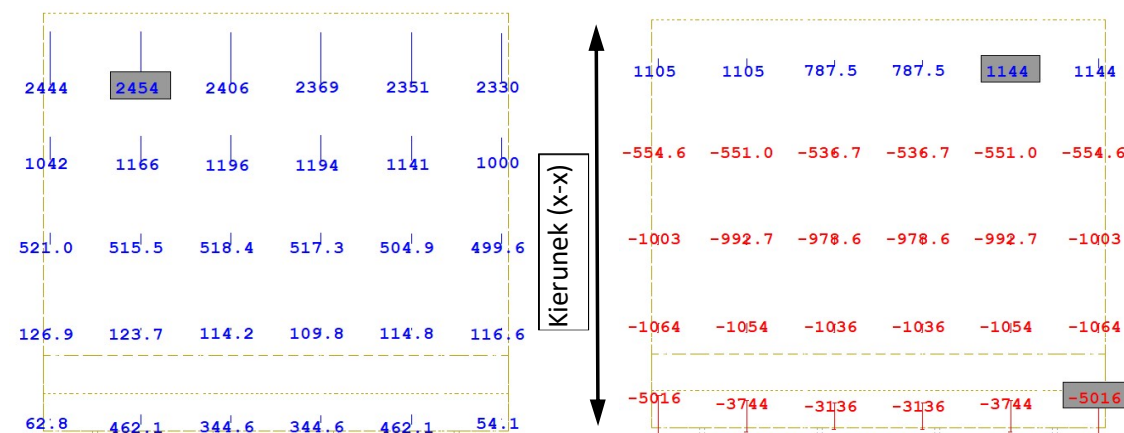
Rys. 3.3.3.17. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]



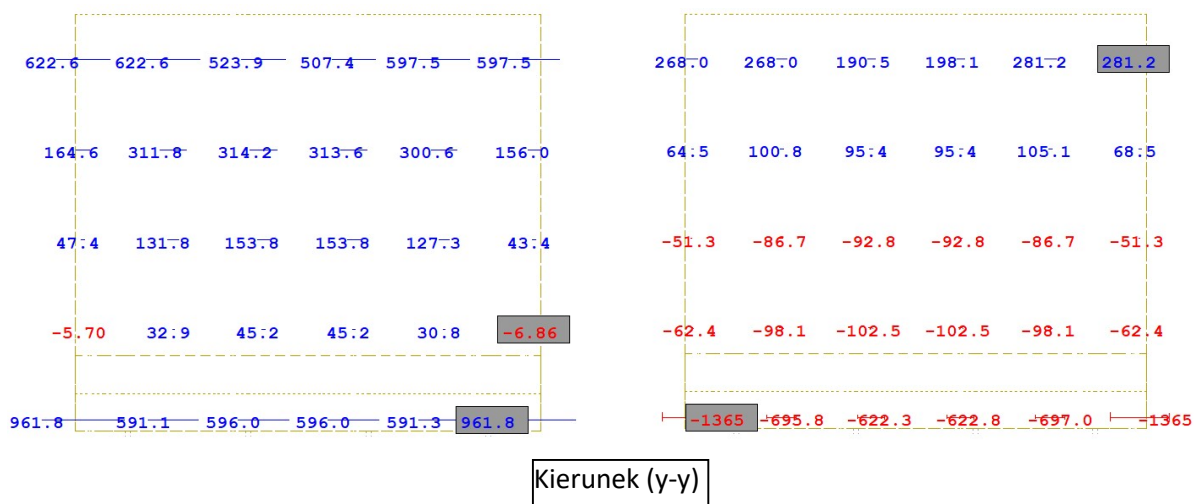
Rys. 3.3.3.18. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na korpusu podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



Rys. 3.3.3.19. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na korpusu podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]

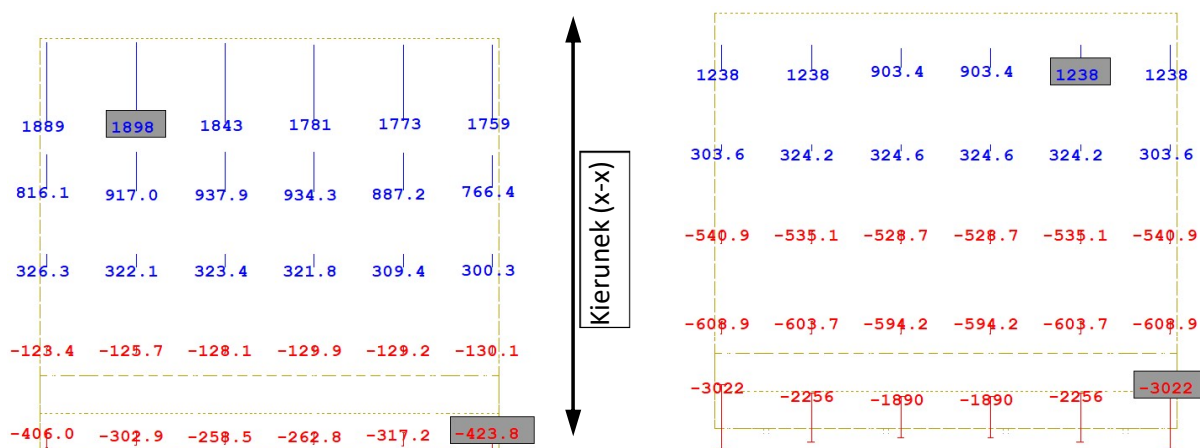


Rys. 3.3.3.20. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) wg [13] na korpusu podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

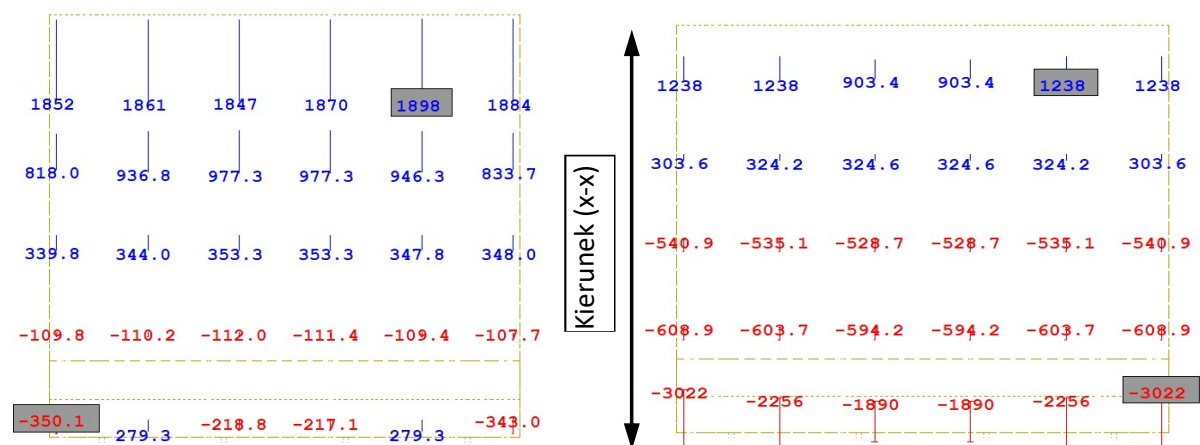


Rys. 3.3.3.21. Momenty zginające od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) wg [13] normy na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (y-y) [kNm/m]

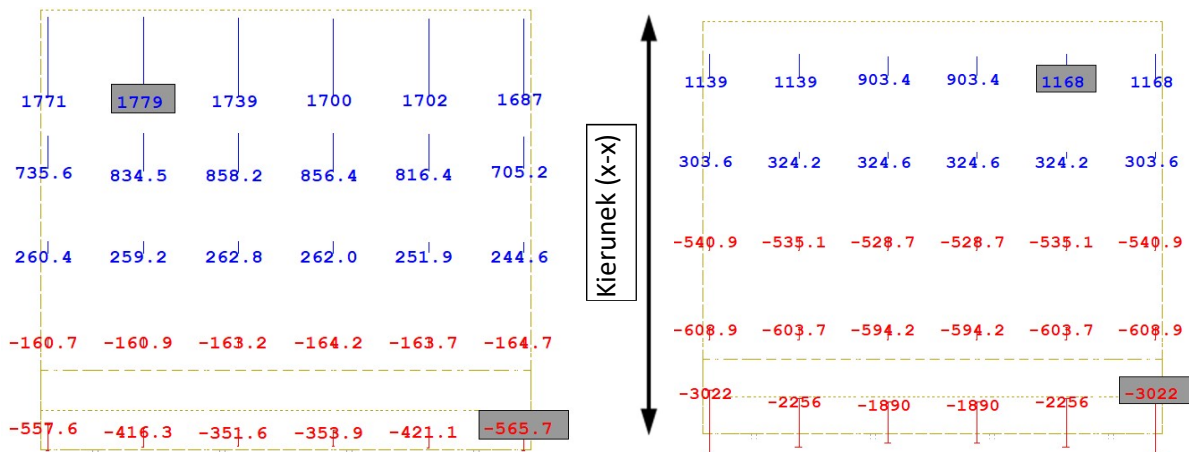
Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej



Rys. 3.3.3.22. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) wg [13] na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

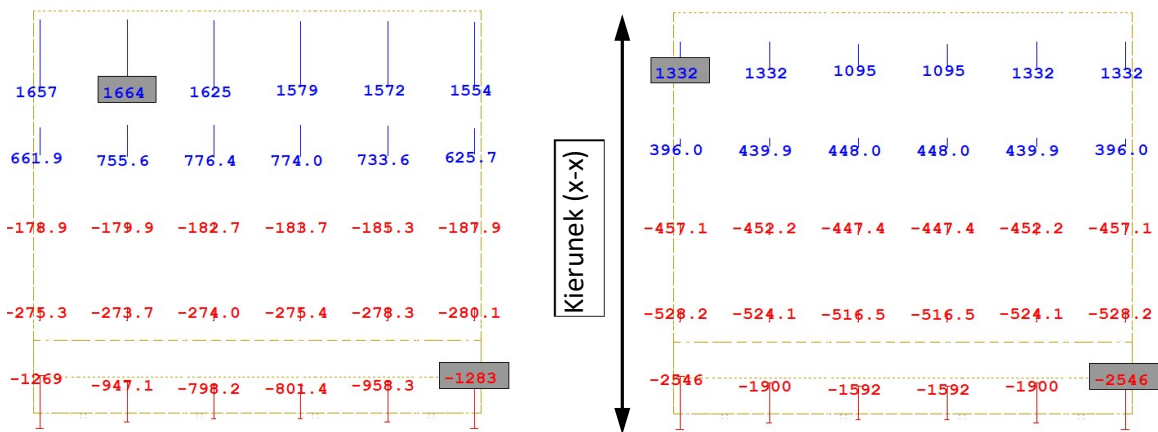


Rys. 3.3.3.23. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) wg [13] na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]



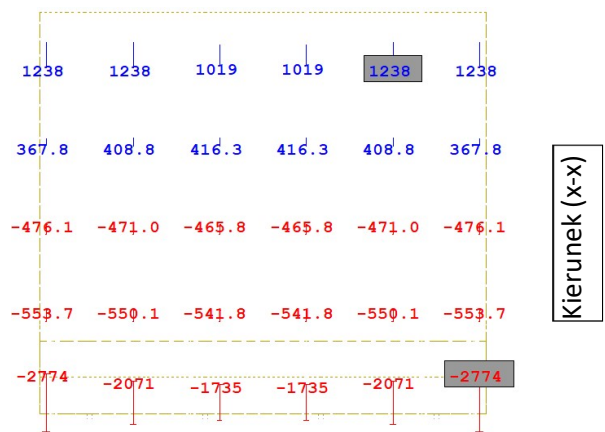
Rys. 3.3.3.24. Momenty zginające od kombinacji charakterystycznej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr2) na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

Momenty zginające od kombinacji częstej (obciążenie zmęczeniowe FLM3)



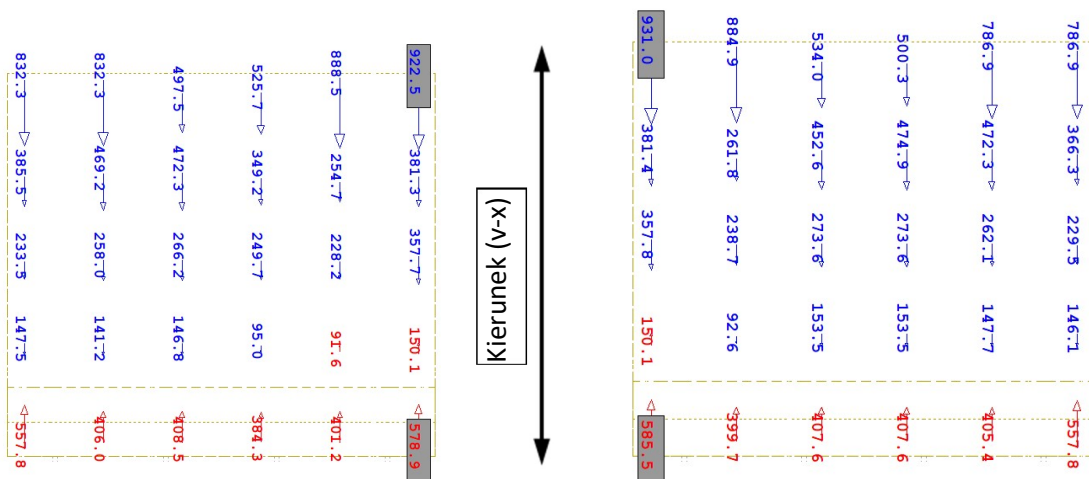
Rys. 3.3.3.25. Momenty zginające od kombinacji częstej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem FLM3 na korpusie podpory o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

Momenty zginające od kombinacji quasi-stałej

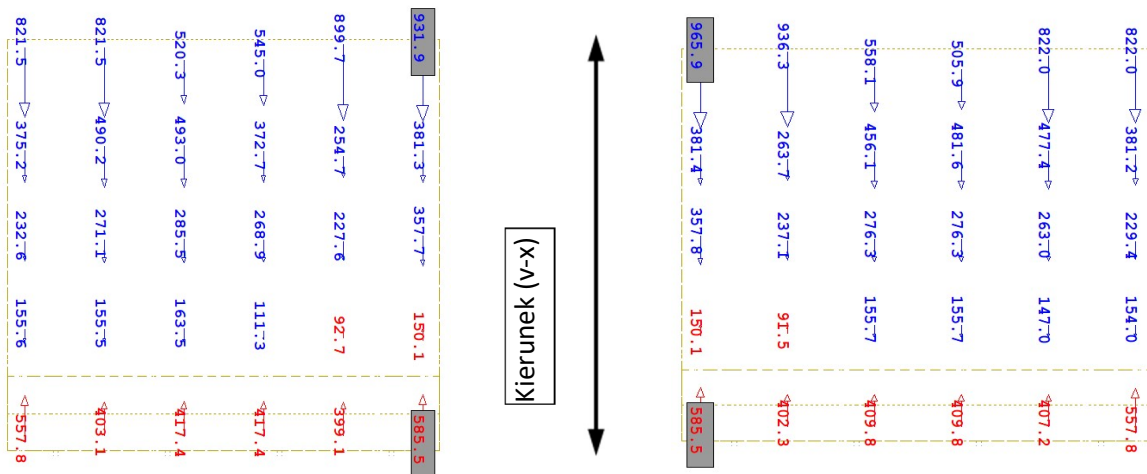


Rys. 3.3.3.26. Momenty zginające od kombinacji quasi-stałej na korpusie o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kNm/m]

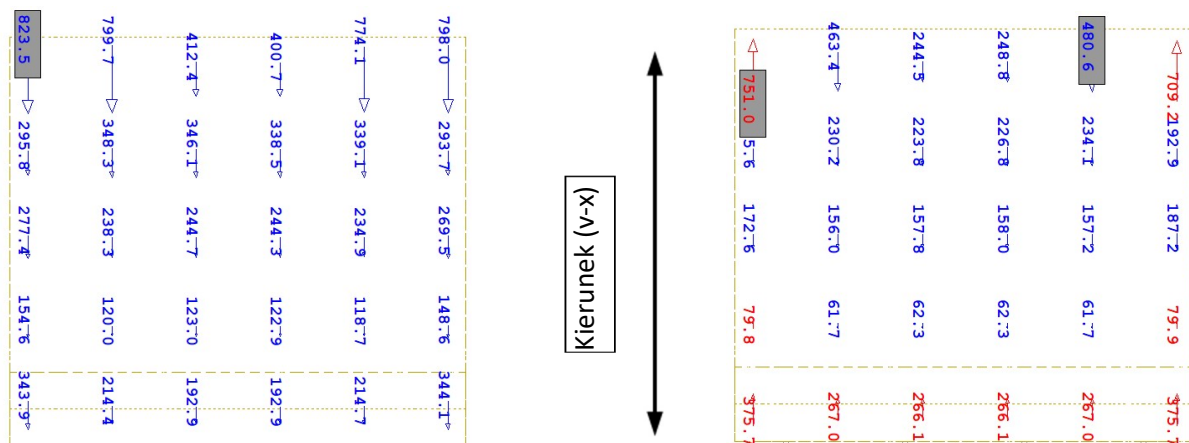
Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej



Rys. 3.3.3.27. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 (gr1a) na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kN/m]



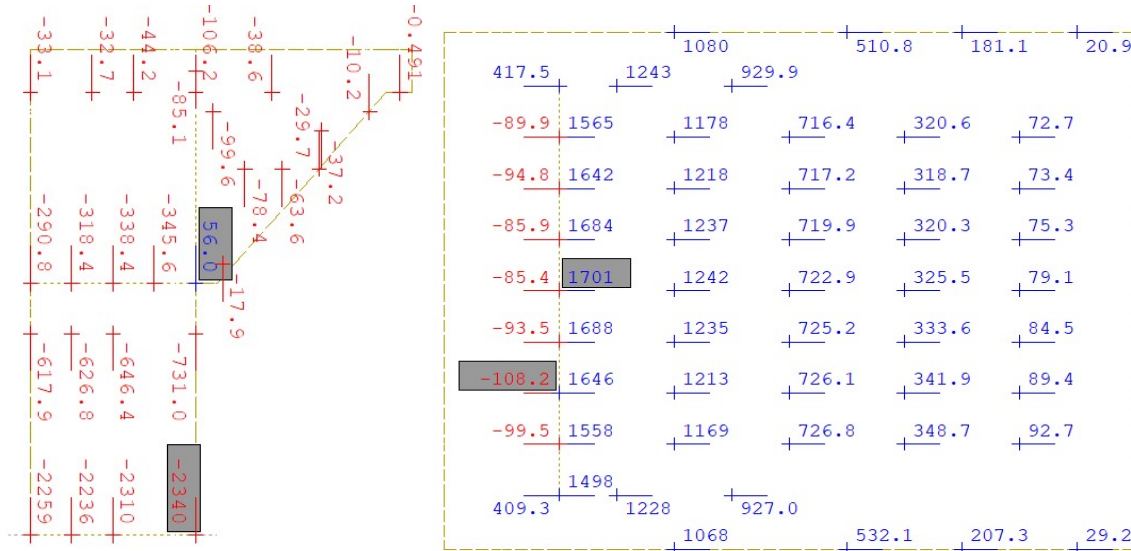
Rys. 3.3.3.28. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń wojskowych MLC (gr1a) na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kN/m]



Rys. 3.3.3.29. Siły poprzeczne od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem obciążeń ruchomych modelem LM1 według normy na płycie pomostu o wartościach maksymalnych (z lewej) oraz minimalnych (z prawej) w kierunku (x-x) [kN/m]

Siły wewnętrzne w ścianie bocznej przyczółka

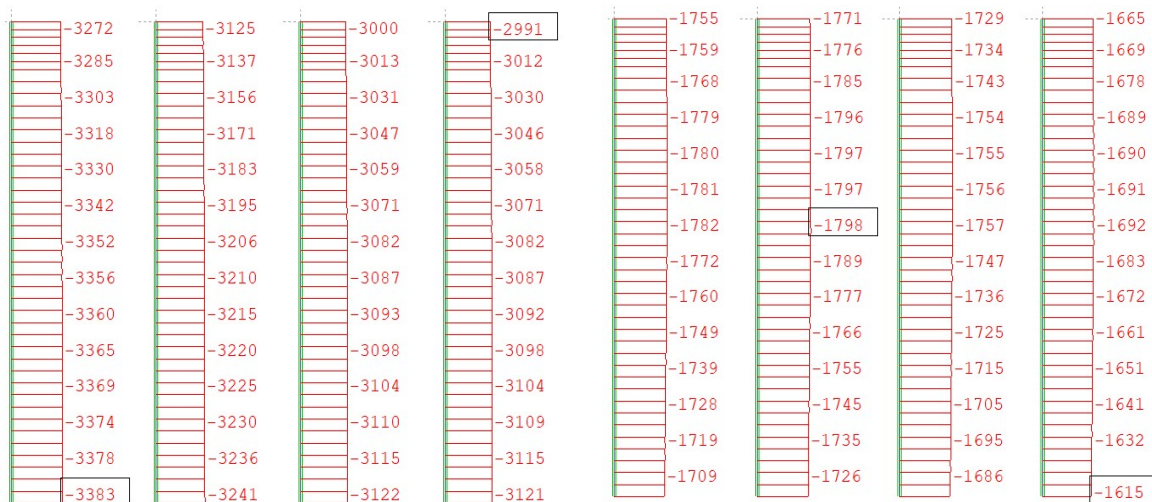
(4) Maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji obliczeniowej w stanie granicznym nośności w odniesieniu do poszczególnych elementów konstrukcyjnych ściany bocznej przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa) przedstawiono na rys. 3.3.3.30. Siły wewnętrzne dla korpusu i ławy fundamentowej wiaduktu oraz ściany bocznej przyczółka stosowane do obliczeń zestawiono natomiast w punkcie 3.3.5.



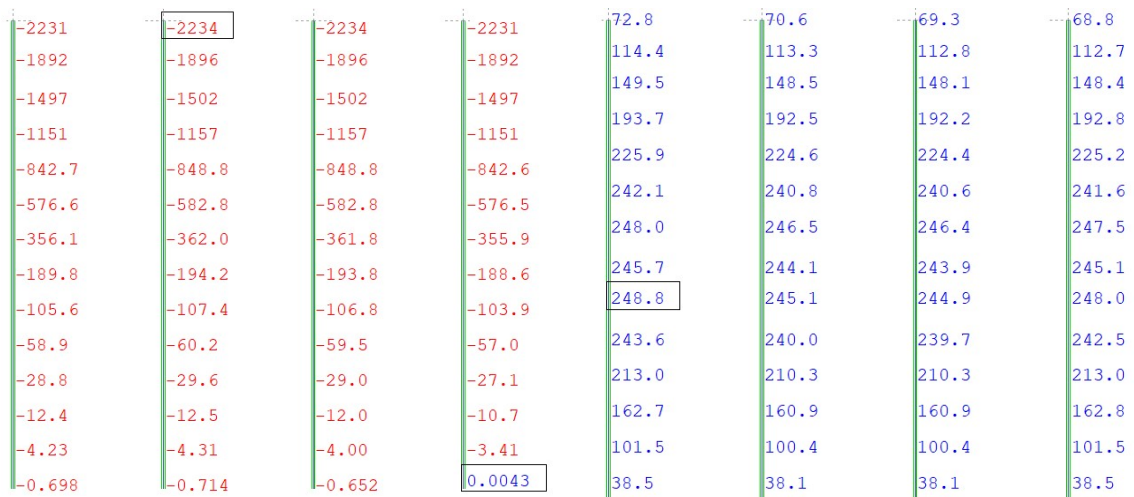
Rys. 3.3.3.30. Maksymalne momenty M_{ry} w ścianie pionowej skrzydeł (z lewej) oraz maksymalne momenty M_{XX} w ławie fundamentowej skrzydła (z prawej) od kombinacji obliczeniowej [kNm/m]

Siły wewnętrzne na palach fundamentowych

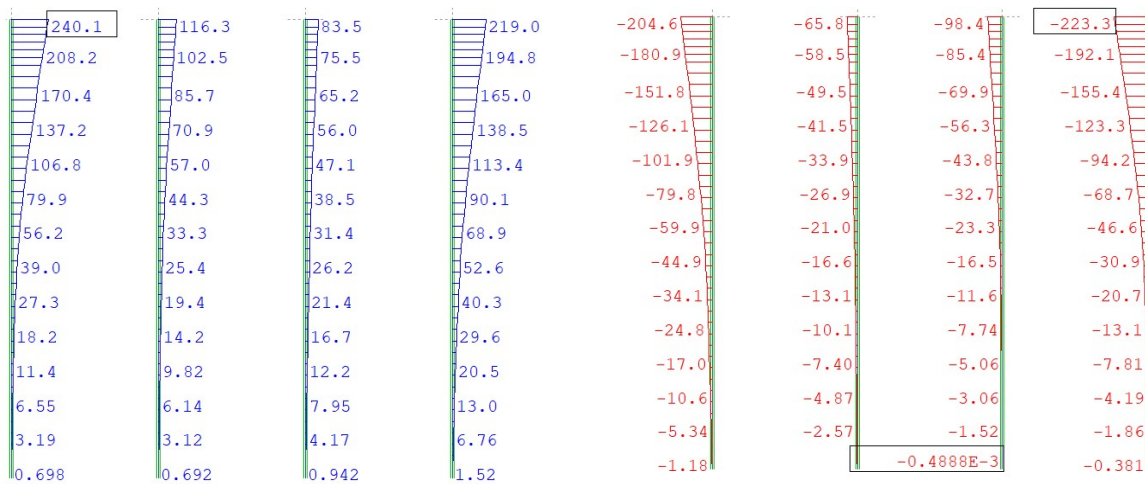
(5) Wartości sił wewnętrznych w palach fundamentowych pochodzących od najbardziej niekorzystnych kombinacji obliczeniowej przedstawiono na rys. 3.3.3.31–3.3.3.35. Wartości sił wewnętrznych w palach fundamentowych zestawiono w punkcie 3.3.6.



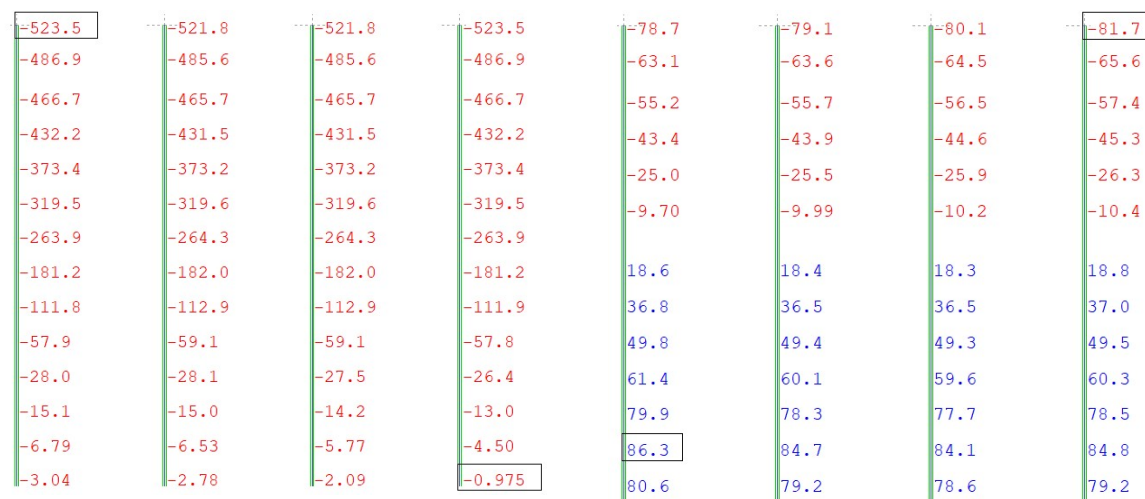
Rys. 3.3.3.31. Siły wciskające od kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych: wartości maksymalne (z lewej) oraz minimalne (z prawej) [kN]



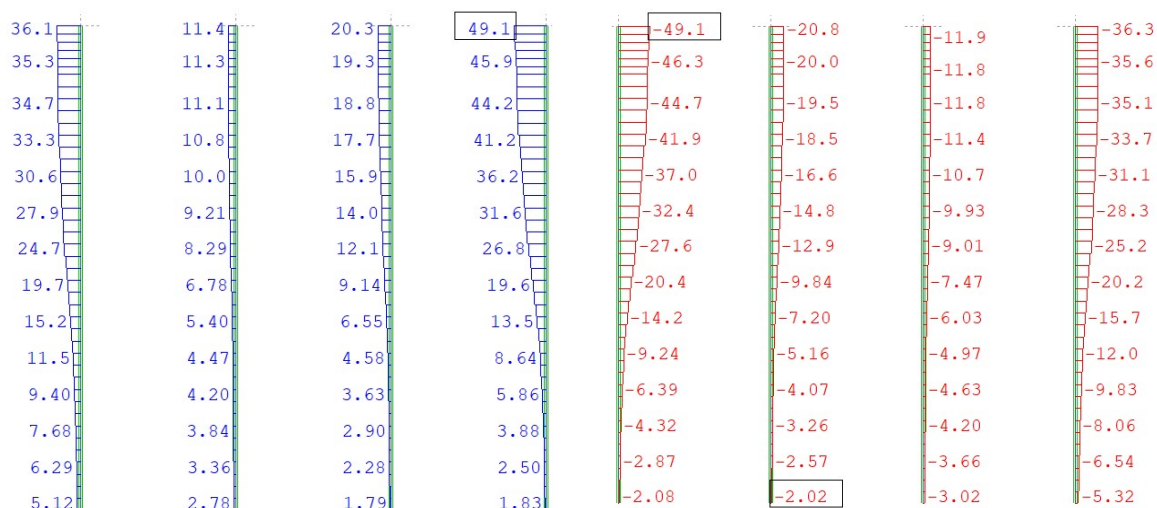
Rys. 3.3.3.32. Momenty zginające MZ od kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych: wartości maksymalne (z lewej) oraz minimalne (z prawej) [kNm]



Rys. 3.3.3.33. Momenty zginające MY od kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych: wartości maksymalne (z lewej) oraz minimalne (z prawej) [kNm]



Rys. 3.3.3.34. Siły poprzeczne VY od kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych: wartości maksymalne (z lewej) oraz minimalne (z prawej) [kN]



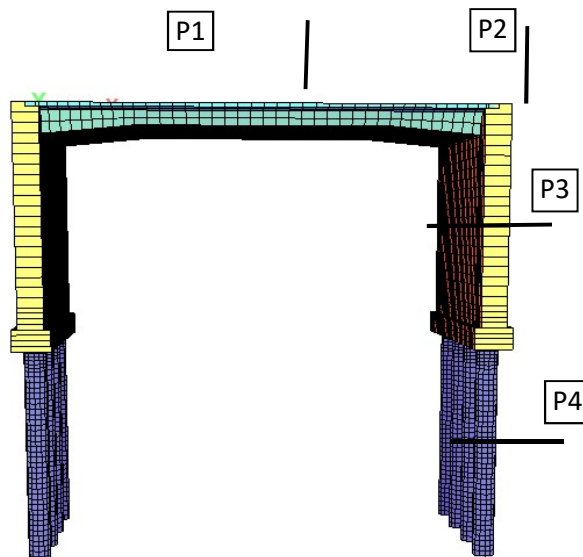
Rys. 3.3.3.35. Siły poprzeczne VZ od kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych: wartości maksymalne (z lewej) oraz minimalne (z prawej) [kN]

3.3.4. Zestawienie wartości sił wewnętrznych dla przęsła

(1) Lokalizację analizowanych przekrojów konstrukcji wiaduktu, w których występują ekstremalne siły wewnętrzne, ilustruje rys. 3.3.4.1. W tab. 3.3.4.1 zestawiono natomiast ekstremalne wartości momentów zginających pochodzących od najbardziej niekorzystnych kombinacji obliczeniowych, charakterystycznych, częstych oraz quasi-stałych w analizowanych przekrojach P1-P2 konstrukcji wiaduktu (rys. 3.4.1.1.1). W tab. 3.3.4.2 przedstawiono wartości sił poprzecznych od najbardziej niekorzystnej kombinacji obliczeniowej.

Tab. 3.3.4.1. Ekstremalne wartości kombinacyjnych momentów zginających i towarzyszących im sił osiowych w przęśle

Rodzaj kombinacji	Przęsło			
	moment zginający [kNm/m]		towarzysząca siła osiowa [kN/m]	
	P1	P2	P1	P2
Obliczeniowa (x-x)	+1275/-139,8	0/-2494	-194,3/-404,3	-252,8/-518,4
Obliczeniowa (y-y)	+256/-80	+399/-747	-	-
Charakterystyczna (x-x)	+873/-	-/-1816	-171,9/-272,2	-232,1/-359,4
Częsta (x-x)	+631,3/197,6	-1236/-1584	-150,0/-224,5	-275,0/-327,1
Quasi-stała (x-x)	+544/-	-/-1143	-123,3/-224,0	-273,5/-324,4



Rys. 3.3.4.1. Lokalizacja analizowanych przekrojów układu ramowego

Tab. 3.3.4.2. Ekstremalne wartości kombinacyjnych sił poprzecznych [kN/m]

Rodzaj kombinacji	Przęsło	
	P1	P2
Obliczeniowa (x-x)	+237/-222	+1183/-282,6

3.3.5. Zestawienie wartości sił wewnętrznych dla korpusów

(1) Ekstremalne wartości momentów zginających od najbardziej niekorzystnych kombinacji obliczeniowych, charakterystycznych, częstych oraz quasi-stałych w analizowanych przekrojach P3-P4 konstrukcji wiaduktu zestawiono w tab. 3.3.5.1 (rys. 3.3.4.1). W tab. 3.3.5.2 przedstawiono wartości sił poprzecznych pochodzących od najbardziej niekorzystnej kombinacji obliczeniowej, natomiast w tab. 3.3.5.3 wartości momentów zginających i sił poprzecznych od najbardziej niekorzystnej kombinacji obliczeniowej dla ściany bocznej przyczółka.

Tab. 3.3.5.1. Ekstremalne wartości kombinacyjnych momentów zginających w korpusie podpory [kNm/m]

Rodzaj kombinacji	Podpora konstrukcji wiaduktu	
	P3	P4
Obliczeniowa (x-x)	+2616/0	+463/-5016
Obliczeniowa (y-y)	+647/0	+962/-1365
Charakterystyczna (x-x)	+1904/0	+280/-3022
Częsta (x-x)	+1669/0	+261/-2824
Quasi-stała (x-x)	+1238/0	+257/-2774

Tab. 3.3.5.2. Ekstremalne wartości kombinacyjnych sił poprzecznych [kN/m]

Rodzaj kombinacji	Podpora konstrukcji wiaduktu	
	P3	P4
Obliczeniowa (x-x)	+1189/0	+100/-151

Tab. 3.3.5.3. Siły wewnętrzne do wymiarowania korpusu w ścianie bocznej przyczółka

Maksymalny moment zginający <i>MXX</i> [kNm]	Maksymalny moment zginający <i>MYY</i> [kNm]	Maksymalna siła poprzeczna [kN]
357,4	2344	745,5

3.3.6. Zestawienie wartości sił wewnętrznych dla fundamentu

(1) Ekstremalne wartości sił wewnętrznych od najbardziej niekorzystnych kombinacji obliczeniowych w ścianie bocznej przyczółka zestawiono w tab. 3.3.6.1 W tab. 3.3.6.2 przedstawiono wartości sił wewnętrznych pochodzących od najbardziej niekorzystnej kombinacji obliczeniowej w palach fundamentowych, natomiast w tab. 3.3.6.3 i 3.3.6.4 najbardziej niekorzystne wartości reakcji obliczeniowych do sprawdzenia stanów granicznych nośności podłoża pod fundamentem ściany bocznej przyczółka. Wartości podane w tych tab. 3.3.6.3 i 3.3.6.4 opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

Tab. 3.3.6.1. Zestawienie obliczeniowych sił wewnętrznych do wymiarowania ławy fundamentowej w ścianie bocznej przyczółka

Maksymalny moment zginający <i>MXX</i> [kNm]	Maksymalny moment zginający <i>MYY</i> [kNm]	Maksymalna siła poprzeczna [kN]
1701	285	649,2

Tab. 3.3.6.2. Zestawienie obliczeniowych sił wewnętrznych do wymiarowania pali fundamentowych

Maksymalny moment zginający <i>MZ</i> [kNm]	Towarzysząca siła podłużna ściskająca [kN]	Maksymalny moment zginający <i>MY</i> [kNm]	Maksymalna siła poprzeczna <i>VY</i> [kN]	Maksymalna siła poprzeczna <i>VZ</i> [kN]	Maksymalna siła podłużna ściskająca [kN]
2234	1815	240,1	523,5	49,1	3383

Tab. 3.3.6.3. Zbiorcze zestawienie charakterystycznych reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej pod ścianą boczną przyczółka do sprawdzenia stanów granicznych nośności podłoża

Reakcja podporowa	Wartość maksymalna	Wartość minimalna
Reakcja pozioma - X [kN]	1157	1157
Reakcja pozioma - Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa - Z [kN]	6198	6198
Moment MX [kNm]	960,7	(-)
Moment MY [kNm]	4027	(-)
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) - wartości pomijalne / nieistotne w analizie		

Tab. 3.3.6.4. Zbiorcze zestawienie obliczeniowych reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej pod ścianą boczną przyczółka do sprawdzenia stanów granicznych nośności podłoża

Reakcja podporowa	Wartość maksymalna	Wartość minimalna
Reakcja pozioma - X [kN]	1157	1845
Reakcja pozioma - Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa - Z [kN]	6198	7758
(-) - wartości pomijalne / nieistotne w analizie		

3.4. Przęsło

3.4.1. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu

3.4.1.1. Nośność na zginanie

(1) Nośność na zginanie przekrojów żelbetonowych obliczono według wytycznych punktu 6.1(2)P normy [14]. Wartości sił wewnętrznych wyznaczone z modelu numerycznego dla pasma płyty o szerokości $b_p = 1,0$ m przedstawiono w tab. 3.3.4.1 (pkt 3.3.4). Siły wewnętrzne do wymiarowania płyty pomostu w przekroju przęsłowym na zginanie wynoszą (tab. 3.3.4.1): $M_{Ed,x} = 1275$ kNm/m – obliczeniowy moment zginający x-x, $M_{Ed,y} = 256$ kNm/m – obliczeniowy moment zginający w kierunku y-y.

(2) Dla przekroju podporowego (węzła ramy) przyjęto maksymalną wartość sił wewnętrznych z przekrojów P3 i P4 według danych zestawionych w tab. 3.3.4.1 i 3.3.5.1. Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania płyty pomostu w przekroju podporowym na zginanie wynoszą: $M_{Ed,x} = 2616$ kNm/m – obliczeniowy moment zginający x-x, $M_{Ed,y} = 647$ kNm/m – obliczeniowy moment zginający w kierunku y-y. Ze względu na wymiarowanie pasma płyty o szerokości 1,00 m sprowadzone momenty zginające wyrażono w [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.

(3) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) beton płyty pomostu – C30/37,
- 2) wysokość całkowita przekroju przęsłowego – 900 mm,
- 3) wysokość całkowita przekroju podporowego – 1350 mm,
- 4) analizowana szerokość płyty – 1000 mm,
- 5) wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie – 30 MPa,
- 6) średnia wytrzymałość na rozciąganie – 2,9 MPa,
- 7) współczynnik materiałowy dla betonu – $\gamma_c = 1,4$,
- 8) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie – 18,21 MPa,
- 9) moduł sprężystości betonu dla obciążeń krótkotrwałych w wieku 28 dni – 38,4 GPa,
- 10) współczynnik do efektów długotrwałych i sposobu obciążenia – $\alpha_{cc} = 0,85$,
- 11) współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu – $\eta = 1,0$,
- 12) współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu $\lambda = 0,8$,
- 13) maksymalne odkształcenie betonu na krawędzi ściskanej przy zginaniu – $\epsilon_{cu3} = 0,0035$,
- 14) maksymalne odkształcenie przy ściskaniu – $\epsilon_{cs} = 0,0020$,
- 15) współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu – $\eta = 1,0$,
- 16) stal zbrojeniowa – B500SP,
- 17) wytrzymałość charakterystyczna – $f_{yk} = 500$ MPa,
- 18) współczynnik materiałowy dla stali zbrojeniowej – $\gamma_s = 1,15$,
- 19) wytrzymałość obliczeniowa – $f_{yd} = 435$ MPa,
- 20) moduł sprężystości stali zbrojeniowej – $E_s = 200$ GPa.

(4) Obliczeniowe maksymalne naprężenia w betonie i stali wynoszą:

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

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

a obliczeniowe odkształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności:

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

(5) 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 dolne płyty pomostu w strefie przęsłowej

Wymiarowanie zbrojenia na moment zginający z pominięciem siły osiowej

(6) Zbrojenie dolne płyty pomostu dobrano na podstawie wartości maksymalnego momentu zginającego w środku rozpiętości przęsła w przekroju P1 (tab. 3.3.4.1). Wysokość użyteczna w przekroju przęsłowym płyty dla przyjętego według normy [14], pkt 1.4.1 otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 25 \text{ mm}$ wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c_{nom,pd} - 0,5\phi = 900 - 40 - 12,5 = 847,5 \text{ mm}.$$

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 847,5 \text{ mm} = 418,5 \text{ mm}.$$

(8) 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:

$$x_{eff} = 87,1 \text{ mm} \leq x_{lim} = 418,5 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{87,1}{847,5} = 0,103 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625.$$

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

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 87,1 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 36,5 \text{ cm}^2.$$

Wymiarowanie zbrojenia z uwzględnieniem siły osiowej

(10) Wymiarując przekrój płyty pomostu wiaduktu ramowego, na który działa zarówno moment zginający, jak i towarzysząca mu siła osiowa (w analizowanym przypadku ściskająca), należy obliczyć zmodyfikowany moment zginający względem zbrojenia:

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

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.

(11) W analizowanym przykładzie siła osiowa towarzysząca maksymalnemu momentowi zginającemu spowodowana do 1 m szerokości pasma płyty wynosi $-194,3$ kN (według tab. 3.3.4.1). Poszukiwane momenty zginające wynoszą:

$$M_{NEd} = -N_{Ed} \times (0,5h_p - a_1) = -194,3 \text{ kN}(0,9 \text{ m} - 0,053 \text{ m}) = -77,2 \text{ kNm},$$

gdzie a_1 – odległość osi zbrojenia od włókien dolnych (rozciąganych) przekroju przęsłowego,

$$M_{Rd1} = M_{Ed} + M_{NEd} = 1275 \text{ kNm} - 77,2 \text{ kNm} = 1198 \text{ kNm}.$$

(12) Zbrojenie główne obliczone przy uwzględnieniu ściskającej siły osiowej wynosi:

$$x_{eff} = 83,8 \text{ mm} \leq x_{lim} = 418,5 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{83,8}{847,5} = 0,1,0 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625,$$

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 83,8 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 35,1 \text{ cm}^2.$$

Wyznaczone z uwzględnieniem korzystnie działającej ściskającej siły osiowej potrzebne zbrojenie zostało jedynie zmniejszone o 4%. Na tej podstawie należy stwierdzić, że gdy wewnętrzny moment zginający powstały od dodatkowej ściskającej siły osiowej nie przekracza około 6%, to wpływ tej siły osiowej na wymiarowanie zginanego przekroju żelbetowego można pominąć, przy dodatkowym sprawdzeniu stanu granicznego użyteczności (SGU) w zakresie ograniczenia naprężeń.

(13) Wymagane zbrojenie w kierunku (y-y) wyznaczono dla wysokości użytecznej przekroju przęsłowego płyty dla przyjętego w punkcie 1.4.1 normy [14] otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 16$ mm:

$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pd} - \phi - 0,5\phi_2 = 900 - 40 - 25 - 8 = 827,0 \text{ mm}.$$

(14) Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 827,0 \text{ mm} = 408,4 \text{ mm},$$

$$x_{eff} = 17,2 \text{ mm} \leq x_{lim} = 408,4 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{17,2}{827} = 0,021 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625,$$

$$A_{s2,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 17,2 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 7,2 \text{ cm}^2.$$

(15) 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) [14]:

$$A_{s,min(x-x)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 847,5 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 847,5 \text{ mm}\right) = 12,78 \text{ cm}^2,$$

$$A_{s,min(y-y)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 827,0 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 837,0 \text{ mm}\right) = 12,47 \text{ cm}^2.$$

(16) Maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]): $A_{s,min} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 1000 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} = 360 \text{ cm}^2$. Przyjęto dolne zbrojenie płyty pomostu w postaci:

- 1) w kierunku podłużnym (x-x) pręty $\phi 25$ mm co 12,5 cm o polu przekroju $A_{s1,p} = 39,27 \text{ cm}^2$ (8 prętów $\phi 25$) na 1 m szerokości płyty,
- 2) w kierunku poprzecznym (y-y) zbrojenie z warunku na minimalną powierzchnię zbrojenia jako pręty $\phi 16$ mm co 14,0 cm o polu przekroju $A_{s2,p} = 14,10 \text{ cm}^2$ (7 prętów $\phi 16$) na 1,00 m szerokości płyty).

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne.

Zbrojenie górne płyty pomostu w strefie podporowej

(17) Zbrojenie górne płyty pomostu dobrano na podstawie wartości maksymalnego momentu zginającego w węźle podporowym w przekroju P2 i P3 (tab. 3.3.4.1 i 3.3.5.1). Do obliczeń przyjęto maksymalną wartość momentu zginającego w przekroju P3. Wysokość użyteczna w przekroju podporowym przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 25$ mm wynosi:

$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pd} - 0,5\phi = 1350 - 30 - 12,5 = 1308 \text{ mm.}$$

(18) Graniczną wysokość strefy ściskanej oblicza się ze wzoru:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p2} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1308 \text{ mm} = 645,7 \text{ mm.}$$

(19) 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 wyznacza się wartość x_{eff} :

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

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

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

gdzie:

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

$M_{p,Ed}$ – moment zginający w przęśle w kierunku (x-x) od kombinacji obliczeniowej równy 2616 kNm (tab. 3.3.5.1) sprowadzony do szerokości 1,00 m płyty pomostu.

Po rozwiązaniu równania kwadratowego otrzymano efektywną wysokość strefy ściskanej:

$$x_{eff} = 114,9 \text{ mm} \leq x_{lim} = 645,7 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{114,9}{1308} = 0,088 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625.$$

(20) Na podstawie równania równowagi sił poziomych można wyznaczyć potrzebne pole powierzchni zbrojenia rozciąganego w kierunku (x-x):

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 114,9 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 48,1 \text{ cm}^2.$$

(21) Wymagane zbrojenie w kierunku (y-y) wyznaczono dla wysokości użytecznej w przekroju podporowym płyty dla przyjętego w punkcie 1.2.4.1 normy [14] otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 16$ mm wynosi:

$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pd} - \phi - 0,5\phi_2 = 1350 - 30 - 25 - 8 = 1287,0 \text{ mm.}$$

(22) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d_{p2} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1287,0 \text{ mm} = 635,6 \text{ mm.}$$

Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznacza się ze wzoru:

$$x_{eff} = 32,3 \text{ mm} \leq x_{lim} = 635,6 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{32,3}{1287} = 0,025 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625,$$

$$A_{s2,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 \text{ mm} \times 32,3 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 13,5 \text{ cm}^2.$$

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

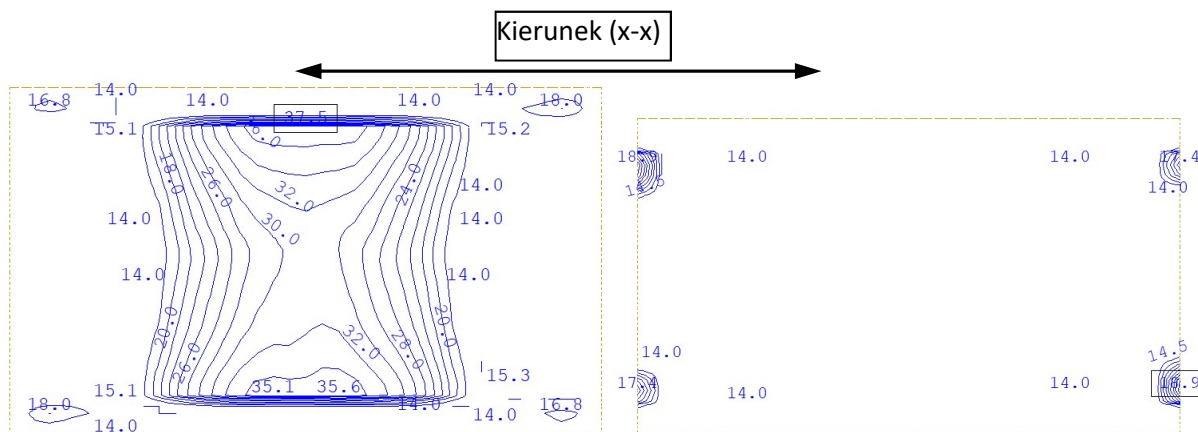
$$A_{s,\min(x-x)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p2}\right) = \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 1308,0 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 1306,0 \text{ mm}\right) = 19,7 \text{ cm}^2,$$

$$A_{s,\min(y-y)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p2}\right) = \max\left(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 1284,0 \text{ mm}; 0,0013 \times 1000 \text{ mm} \times 1287,0 \text{ mm}\right) = 19,4 \text{ cm}^2.$$

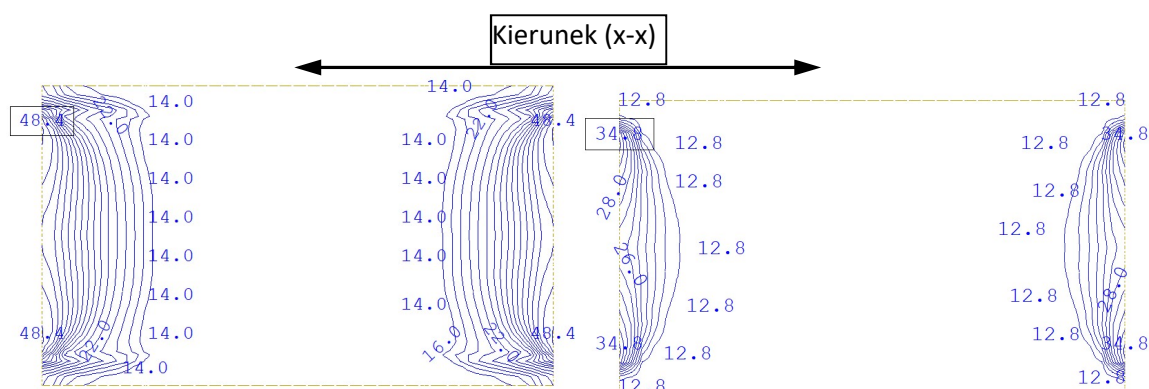
(24) Maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]): $A_{s,\min} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 1000 \text{ mm} \times 1350 \text{ mm} = 540 \text{ cm}^2$.

(25) Przyjęto zbrojenie płyty pomostu siatki dolnej w postaci:

- 1) w kierunku podłużnym (x-x) pręty $\phi 25$ mm co 10,0 cm o polu przekroju $A_{s1,p} = 49,1 \text{ cm}^2$ (10 prętów $\phi 25$) na 1,00 m szerokości płyty,
- 2) w kierunku poprzecznym (y-y) zbrojenie z warunku na minimalną powierzchnię zbrojenia jako pręty $\phi 16$ mm co 10,00 cm o polu przekroju $A_{s2,p} = 20,11 \text{ cm}^2$ (10 prętów $\phi 16$) na 1,00 m szerokości płyty.



Rys. 3.4.1.1. Mapa zbrojenia głównego siatki dolnej w kierunku (x-x) i jego rozkład na długości płyty (z lewej) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości płyty [cm²/m]



Rys. 3.4.1.2. Mapa zbrojenia głównego siatki górnej w kierunku (x-x) i jego rozkład na długości płyty (z lewej) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości płyty [cm²/m]

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne

(26) Zbrojenie płyty pomostu na zginanie dla siatki dolnej należy przyjąć jako stałe na całej długości płyty, natomiast dla siatki górnej w strefach podporowych na odcinku 4,5 m, licząc od osi podparcia w kierunku środka rozpiętości, tj. w miejscu występowania rozciągania włókien górnych od momentu zginającego powiększonego o długość zakotwienia prętów. W celu

weryfikacji metody analitycznej i numerycznej na rys. 3.4.1.1.1 i 3.4.1.1.2 podano wymaganą ilość zbrojenia [cm²/m] na 1,00 m szerokości płyty i korpusu, wyznaczoną na podstawie analizy numerycznej. Wyznaczone na podstawie analizy numerycznej zbrojenie jest w 99% zgodnie ze zbrojeniem wyznaczonym analitycznie.

3.4.1.2. Nośność na ścinanie

Ścinanie płyty pomostu w strefie podporowej

(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 zmiężdżenie ściskanych krzywulców 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 punkcie 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 punktem 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 osi 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 podporowego (węzła ramy) przyjęto maksymalną wartość sił wewnętrznych w przekroju P3 i P4. W przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1,00 m szerokości płyty pomostu, która wyniosła (tab. 3.3.4.1): $V_{Ed,p} = 1189$ kN.

(5) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju podporowego – 1350 mm,
- 2) analizowana szerokość płyty – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d_s = 1308$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(6) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ określa się jako większą z wyliczonych 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1308}} \right); 2,0 \right] = 1,391,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{4390}{1000 \times 1308} \right); 0,02 \right] = 3,68\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N'_{Ed}}{A'_{cs}} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \min \left[\left(\frac{0,0}{1,308 \text{ m}^2} \right); 0,2 \times 18,21 \text{ MPa} \right] = 0,0 \text{ MPa},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,391^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,315 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,391 \times (100 \times 0,00336 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1308 = 520,8 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,315 + 0,15 \times 0,00) \times 1000 \times 1308 = 411,4 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(520,8; 411,4) = 520,8 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 1189,0 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 520,8 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(8) 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 α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

(9) Przyjęto zbrojenie prostopadłe do osi dźwigara w postaci strzemion dwuciętych $\phi 12$ mm o polu przekroju $A_{sw} = 2,26 \text{ cm}^2$ w rozstawie $s = 13 \text{ cm}$. 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:

$z = 1308 \text{ mm} - \frac{114,9 \text{ mm}}{2} = 1,25 \text{ m}$ – ramię sił wewnętrznych (przy czym 114,9 mm to wysokość efektywna przekroju, można również przyjąć przybliżenie $z = 0,9d$ według normy [14]),

$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ – 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) [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4 tej normy tak, aby $\cot(\theta)$ był 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.

(10) Podczas wymiarowania płyty przyjęto wartość kąta θ w stronę bezpieczną:

$$V_{Rd,s} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{13 \text{ cm}} 1,25 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,43 = 1241,0 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 1189,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1241,0 \text{ kN}.$$

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

(12) 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 na podstawie wzorów (6.10.aN), (6.11.bN) normy [15]:

$$V_{Rd,max} = \frac{1,15 \times 1,00 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} \times 0,6 \times 18,21 \text{ MPa}}{1,43 + 0,7} = 7370,9 \text{ kN}.$$

(13) Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 1189,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 7370,9 \text{ kN}.$$

Minimalne zbrojenie na ścinanie

(14) Stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.4N) normy [14]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{13 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,74\%$$

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 minimalne.

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

$$s_{l,max} = 0,75d_s(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,306 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,98 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 13 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego.

(16) Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy nie powinien być większy niż: $s_{t,max} = \min(0,75d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}$. Przyjęto więc strzemiona dwucięte.

(17) 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.

3.4.1.3. Nośność na zmęczenie

Założenia metody

(1) Sprawdzenie na zmęczenie przeprowadzono w przekroju w środku rozpiętości przęsła. Ze względu na powtarzalność obliczeń pominięto sprawdzenia zmęczenia dla przekroju podporowego płyty pomostu oraz korpusów podpór. Podczas sprawdzania na zmęczenie mostów betonowych opartego na porównywaniu równoważnych naprężeń posłużono się modelem obciążenia zmęczeniowego FLM 3 zgodnie z normą [13], przy czym w obliczeniach zakresów równoważnych naprężeń od zmęczenia niniejszego wiaduktu obciążenie na oś w modelu zmęczeniowym FLM3 należy mnożyć przez współczynnik 1,40 przy sprawdzaniu płyty pomostowej. Sprawdzenia na zmęczenie wykonuje się oddzielnie dla stali zbrojeniowej i betonu. Zgodnie z normą [14] obliczanie naprężeń powinno się odbywać przy założeniu zarysowania przekroju, przy pominięciu wytrzymałości betonu na rozciąganie i przy zachowaniu zgodności odkształceń. Warunek bezpieczeństwa ze względu na efekty zmęczeniowe jest związany z ograniczeniem naprężeń, jakie można dopuścić w przekroju.

Nośność na zmęczenie stali zbrojeniowej płyty pomostu w środku rozpiętości wiaduktu

(2) Do sprawdzenia zmęczenia zastosowano metodę równoważnego zakresu naprężenia jako wystarczającą w standardowych przypadkach. Metoda ta polega na zastąpieniu rzeczywistego obciążenia eksploatacyjnego przez reprezentujące je obciążenie złożone z N^* cykli naprężenia z jednakowym znakiem pojedynczego cyklu.

Wykorzystując ekwiwalentny zakres naprężeń, nośność na zmęczenie jest zagwarantowana, jeśli spełniony jest warunek [14]:

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

gdzie:

$\gamma_{F,fat}$ – współczynnik częściowy oddziaływań zmęczeniowych; zalecana wartość współczynnika przy braku dodatkowych wskazówek (pkt 2.4.2.3 normy [14]), $\gamma_{F,fat} = 1,0$,

$\gamma_{s,fat}$ – współczynnik częściowy stali zbrojeniowej lub sprężającej przy obciążeniu zmęczeniowym, dla sytuacji trwałej (pkt 2.4.2(1), tab. 2.1N normy [14]) należy przyjąć $\gamma_{s,fat} = 1,15$,

$\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$ – zakres naprężenia przy N^* cyklach według odpowiedniej krzywej zmęczenia S-N podanej w normie [14] dla prętów prostych i odgiętych $\Delta\sigma_{s,Rsk}(10^6) = 162,5 \text{ MPa}$ (tab. 6.3N [14]),

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

(3) Zakres naprężeń równoważnych przy sprawdzaniu stali zbrojeniowej w mostach drogowych należy obliczać zgodnie z normą [15]:

$$\Delta\sigma_{s,equ}(N^*) = \lambda_s \times \Delta\sigma_{s,Ec} = \lambda_s \times |\sigma_{s,max,f} - \sigma_{s,min,f}|,$$

gdzie:

$\Delta\sigma_{s,Ec}$ – zakres naprężenia zmęczeniowego w stali zbrojeniowej od modelu obciążenia FLM3 przy zwiększonym obciążeniu na oś (ze współczynnikiem 1,40), przy założeniu kombinacji częstej obciążeń,

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

Wyznaczenie równoważnego współczynnika uszkodzenia λ_s

(4) Równoważny współczynnik uszkodzenia λ_s wyznacza się ze wzoru [14]:

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

gdzie:

φ_{fat} – współczynnik wpływu równoważnego uszkodzenia wywołanego nierównościami nawierzchni równy 1,2 przy dobrej nawierzchni oraz 1,4 przy złej nawierzchni (według załącznika B do normy [13]), przyjęto $\varphi_{fat}=1,2$,

$\lambda_{s,1}$ – współczynnik uwzględniający efekty uszkodzeń spowodowanych objętością ruchu w zależności od długości L linii wpływu momentów zginających; na podstawie wykresów NN.1 i NN.2 z normy [15] odczytano wartość współczynnika $\lambda_{s,1} = 1,12$ dla przekroju w środku rozpiętości przęsła oraz $\lambda_{s,1} = 0,92$ dla przekroju podporowego,

$\lambda_{s,2}$ – współczynnik uwzględniający natężenie ruchu równy

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

przy czym:

N_{ob} – liczba samochodów ciężarowych na rok zgodnie z tab. 4.5 normy [13]; dla drogi klasy Z przyjęto średnie natężenie udziału potoku samochodów ciężarowych równe $N_{obs} = 0,5 \times 10^6$,

k_2 – pochylenie odpowiedniej linii Wöhlera według tab. 6.3N normy [14] jak dla stali zbrojeniowej prętów prostych $k_2 = 9$,

\bar{Q} – współczynnik uwzględniający rodzaj ruchu według tab. NN1 normy [15] przyjęto jak dla ruchu lokalnego [13],

$$\bar{Q} = 0,82,$$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \times \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0}} = 0,82 \times \sqrt[9]{\frac{0,5}{2,0}} = 0,703,$$

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

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} - \text{określa wpływ wielokrotności pasów ze wzoru (NN.105) normy [15], przyjęto}$$

$$\lambda_{s,4} = 1,0.$$

(5) Końcowa wartość równoważnego współczynnika zmęczenia λ_s przyjmuje wartości:

$$\lambda_s = 1,2 \cdot 1,12 \cdot 0,703 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,945 - \text{dla przekroju przęsłowego,}$$

$$\lambda_s = 1,2 \cdot 0,92 \cdot 0,703 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,776 - \text{dla przekroju podporowego.}$$

Wyznaczenie zakresu zmienności naprężeń zmęczeniowych w stali zbrojeniowej po 100 latach eksploatacji dla kombinacji częstej

(6) Zakres zmienności naprężeń w zbrojeniu głównym w przęśle określono dla kombinacji częstej, stosując model zmęczeniowy FLM3. Obciążenie zmęczeniowe zostało zwiększone przez zastosowanie współczynnika 1,4. Sprawdzenie zmęczenia w zbrojeniu głównym wykonano z uwzględnieniem pełzania betonu po 100 latach użytkowania obiektu mostowego ze względu na osiągnięcie wyższych wartości naprężeń w prętach zbrojeniowych niż w okresie oddania mostu do eksploatacji. Wykresy momentów zamieszczono w punkcie 3.3.3, natomiast wartości w tab. 3.3.4.1.

(7) Wyznaczone na podstawie modelu numerycznego wartości momentów zginających o wartościach maksymalnych i minimalnych od kombinacji częstej w przekroju przęsłowym wyniosły (tab. 3.3.4.1): $M_{req,max} = 631,3 \text{ kNm/m}$ – maksymalna wartość momentów zginających, $M_{req,min} = 197,6 \text{ kNm/m}$ – maksymalna wartość momentów zginających, $M_{req,zmiana} = 433,7 \text{ kNm/m}$ – maksymalna zmiana momentów zginających w przekroju przęsłowym.

(8) Na podstawie ekstremalnych wartości momentów zginających obliczono wartości maksymalnych i minimalnych naprężeń w stali zbrojeniowej z uwzględnieniem pełzania betonu po 100 latach eksploatacji obiektu mostowego. Naprężenia wyznaczono według wytycznych zawartych w punkcie 3.4.2.2, w którym dokonano sprawdzenia stanu granicznego użyteczności w zakresie ograniczenia naprężeń. W niniejszym punkcie przytoczono natomiast analizowane wielkości parametrów. Przyjęto wpływ pełzania betonu, który obliczono według pkt 3.2.4.1, oraz pozostałe dane analizowanego przekroju zgodnie z tymi zestawionymi w pkt 3.4.2.2.

(9) Uwaga: autor rozdziału dla uproszczenia obliczeń przyjął efektywny moduł sprężystości betonu jak w przypadku obciążeń z kombinacji charakterystycznej, dla której wyznaczono wartości naprężeń w punkcie 3.4.2.2. W zakresie zmęczenia należałoby ponownie obliczyć efektywny moduł sprężystości, ale z przyjęciem kombinacji częstej. Ponieważ uwzględnienie wyznaczonego modułu sprężystości od kombinacji częstej powoduje zmianę wartości naprężeń jedynie o niecałe dwa procent, pominięto te obliczenia. Autor dopuszcza również wyznaczenie naprężeń w przekroju żelbetowym pochodzących jedynie od obciążeń zmiennych w zakresie zmęczenia, oparte na module sprężystości betonu do obciążeń krótkotrwałych E_{cm} .

(10) Efektywny moduł sprężystości (pkt 3.4.2.2) wynosi: $E_{c,eff2} = 21,32 \text{ GPa}$. Wysokość strefy ściskanej betonu i moment bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego (pkt 3.4.2.2): $x_{p2} = 21,6 \text{ cm}$, $I_{p2} = 192410,39 \text{ cm}^4$.

(11) Maksymalne naprężenie w stali zbrojeniowej w czasie t_n (po okresie 100 lat eksploatacji) ma wartość:

$$\sigma_{s2max} = \frac{M'_{req,max}}{I_{p2}} (d_{p1} - x_{p2}) = \frac{631,3 \text{ kNm}}{199533,2 \text{ cm}^4} \times (84,8 \text{ cm} - 21,60 \text{ cm}) = 207,3 \text{ MPa},$$

a minimalne naprężenie w stali zbrojeniowej w czasie t_n (po okresie 100 lat eksploatacji):

$$\sigma_{s2min} = \frac{M'_{req,min}}{I_{p2}} (d_{p1} - x_{p2}) = \frac{197,6 \text{ kNm}}{199533,2 \text{ cm}^4} \times (84,8 \text{ cm} - 21,60 \text{ cm}) = 64,7 \text{ MPa}.$$

Zakres naprężeń równoważnych dla przekroju przęsłowego jest równy:

$$\Delta\sigma_{s,equ}(N^*) = \lambda_s \times \Delta\sigma_{s,Ec} = \lambda_s \times |\sigma_{s,max,f} - \sigma_{s,min,f}| = 0,945 \cdot |207,3 - 64,7| = 134,7 \text{ MPa}.$$

(12) Sprawdzenie nośności zmęczeniowej zbrojenia głównego prętów prostych:

$$\gamma_{F,fat} \times \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} = 1,0 \cdot 134,7 \text{ MPa} \leq \frac{162,5 \text{ MPa}}{1,15} = 134,7 \text{ MPa} \leq 141,3 \text{ MPa}.$$

Warunek nośności zmęczeniowej dla zbrojenia głównego w strefie przęsłowej jest spełniony.

(13) Ze względu na powtarzalność obliczeń pominięto sprawdzenia nośności zmęczeniowej przekroju podporowego płyty pomostu oraz korpusu podpory. Zmiana momentów zginających w przekroju podporowym płyty wynosi 348 kNm/m, co stanowi 22% maksymalnego momentu zginającego. W przypadku przekroju przęsłowego ta zmiana wyniosła 433,7 kNm/m, stanowiąc 67% maksymalnego momentu zginającego. Na podstawie analizy stosunków i zakresów momentów zginających należy stwierdzić, że przekrój przęsłowy jest w znaczącym stopniu

bardziej obciążony zmęczeniowo niż przekrój podporowy. Nośność na zmęczenie przekroju podporowego płyty pomostu jest więc zachowana.

Nośność na zmęczenie betonu płyty pomostu

(14) Zgodnie z punktem 6.8.7(2) normy [14] nośność na zmęczenie przy ściskaniu betonu można uznać za wystarczającą, gdy są spełnione warunki:

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

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

gdzie:

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

$\sigma_{c,min}$ – minimalne naprężenie ściskające w tym samym włóknie, w którym wystąpiło $\sigma_{c,max}$,

$f_{cd,fat}$ – obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu,

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

przy czym:

f_{ck}, f_{cd} – charakterystyczna i obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

k_1 – współczynnik, wartość zalecana $k_1 = 0,85$ (pkt 6.8.7 normy [14]),

t_0 – wiek betonu na początku obciążenia cyklicznego wyrażonym w dniach (przyjęto okres oddania mostu do eksploatacji, $t_0 = 180$ dni),

s – współczynnik zależny od rodzaju cementu, dla cementu użytego w recepturze betonu (CEM 32,5 N) $s = 0,25$ (pkt 3.2.1 według normy [14]),

$\beta_{cc}(t_0)$ – współczynnik wytrzymałości betonu przy pierwszym obciążeniu:

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right].$$

(15) Sprawdzenie nośności na zmęczenie betonu sprawdzono w chwili oddania mostu do użytkowania, czyli na początku działania obciążenia cyklicznego. Przyjmując $t_0 = 180$ dni, otrzymuje się:

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp \left[0,25 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{180}} \right) \right] = 1,163,$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \times \beta_{cc}(t_0) \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,85 \times 1,163 \times 18,21 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 15,85 \text{ MPa}.$$

Wyznaczenie zakresu zmienności naprężeń w betonie w chwili oddania obiektu do użytkowania od kombinacji częstej

(16) Przyjęto wpływ pełzania betonu (zgodnie z obliczeniami z punktu 3.2.4.1) oraz pozostałe dane analizowanego przekroju, jak również schemat obliczenia naprężeń w betonie (pkt 3.4.2.2). Efektywny moduł sprężystości (pkt 4.2.1): $E_{c,eff1} = 27,50 \text{ GPa}$, $x_{p1} = 19,33 \text{ cm}$. Moment bezwładności przekroju zarysowanego (pkt 3.4.2.1) wynosi: $I_{p1} = 201171,7 \text{ cm}^4$.

(17) Naprężenia maksymalne w betonie od kombinacji częstej z uwzględnieniem obciążenia zmęczeniowego mają wartość:

$$\sigma_{cmax} = \frac{|M'_{preq,max}| x_{p1}}{I_{p1}} \times \frac{E_{c,eff1}}{E_s} = \frac{873 \text{ kNm} \times 19,33 \text{ cm}}{201171,7 \text{ cm}^4} \times \frac{27,501 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 8,34 \text{ MPa},$$

natomiast naprężenia minimalne w betonie od kombinacji częstej z uwzględnieniem obciążenia zmęczeniowego:

$$\sigma_{cmin} = \frac{|M'_{preq,min}| x_{p1}}{I_{p1}} \times \frac{E_{c,eff1}}{E_s} = \frac{197 \text{ kNm} \times 19,33 \text{ cm}}{201171,7 \text{ cm}^4} \times \frac{27,501 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,60 \text{ MPa}.$$

(18) W kolejnym kroku sprawdza się warunków nośności:

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

$$\frac{8,34}{15,85} = 0,526 \leq 0,5 + 0,45 \times \frac{2,60}{15,85} = 0,574, \text{ czyli warunek jest spełniony,}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,}$$

$$\frac{8,34}{15,85} = 0,526 \leq 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa, czyli warunek jest spełniony.}$$

Warunek nośności zmęczeniowej dla betonu w strefie przęsłowej jest również spełniony.

(19) Ze względu na powtarzalność obliczeń pominięto sprawdzenia nośności na zmęczenie betonu w przekroju podporowym oraz w korpusie podpory.

3.4.2. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – płyta pomostu

3.4.2.1. 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 $f_{ct,ff}$ (pkt 7.1(2) normy [14]). Wartość $f_{ct,eff}$ należy przyjmować jako f_{ctm} lub $f_{ctm,fl}$ (w zależności od tego, na której wartości oparto obliczanie minimalnego zbrojenia rozciąganego).

3.4.2.2. 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: $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t)$.

(3) 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.

(4) 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

(5) Położenie osi obojętnej i moment bezwładności przekroju niezarysowanego płyty wynoszą:

$$x_{p0} = \frac{h_p}{2} = \frac{0,90 \text{ m}}{2} = 0,450 \text{ m,}$$

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,90^3}{12} = 0,061 \text{ m}^4.$$

(6) Naprężenia od kombinacji charakterystycznej (tab. 3.3.4.1) na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego są równe:

$$\sigma_{c0} = \frac{|M'_{p,rare}| x_{p0}}{I_{p0}} = \frac{873 \text{ kNm} \times 0,450 \text{ m}}{0,061 \text{ m}^4} = 6,47 \text{ MPa}$$

i są większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie: $\sigma_{c0} = 6,47 \text{ MPa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$. Przekrój jest zatem zarysowany. Obliczone naprężenia wyznaczono dla charakterystyk geometrycznych przekroju zarysowanego z pominięciem betonu w strefie rozciąganej.

Ograniczenie naprężeń w betonie w czasie t , w chwili oddania obiektu do użytkowania

(7) W pierwszej kolejności sprawdzono naprężenia w chwili oddania obiektu do użytkowania. Przyjęto wpływ pełzania betonu obliczony według zaleceń przedstawionych w pkt 3.2.4.1. Wyznaczony efektywny moduł sprężystości betonu [4, 19] wynosi:

$$E_{c,eff1} = \frac{M'_{p,rare} E_{cm}}{M'_{p,perm} + (1 + \varphi(t, t_1)) \times (M'_{p,rare} - M'_{p,perm})} = \frac{873 \text{ kNm} \times 38,4 \text{ GPa}}{544 \text{ kNm} \times (1 + 0,636) + (872 \text{ kNm} - 544 \text{ kNm})} = 27,501 \text{ GP}$$

(8) Wysokość strefy ściskanej betonu i moment bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego mają wartość:

$$x_{p1} = \frac{-A_{s1,p} E_s + \sqrt{(A_{s1,p} E_s)^2 + 2b_p A_{s1,p} E_s E_{c,eff1} d_{p1}}}{b_p E_{c,eff1}} = \frac{-39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} + \sqrt{(39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa})^2 + 2 \times 100 \text{ cm} \times 39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} \times 27,501 \text{ GPa} \times 847,5 \text{ mm}}}{100 \text{ cm} \times 27,501 \text{ GPa}} = 19,33 \text{ cm},$$

gdzie:

$A_{s1,p}$ – przyjęte pole powierzchni zbrojenia rozciąganego w przekroju przęsłowym,

d_{p1} – wysokość użyteczna przekroju przęsłowego,

b_p – rozpatrywana szerokość płyty.

Moment bezwładności przekroju zarysowanego jest równy:

$$I_{p1} = A_{s1,p} (d_{p1} - x_{p1})^2 + \frac{1}{3} \frac{E_{c,eff1}}{E_s} b_p x_{p1}^3 = 39,27 \text{ cm}^2 \times (84,8 \text{ cm} - 19,33 \text{ cm})^2 + \frac{1}{3} \frac{27,501 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} \times 100 \text{ cm} \times (19,33 \text{ cm})^3 = 201171,7 \text{ cm}^4.$$

(8) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{c1} = \frac{|M'_{p,rare}| x_{p1}}{I_{p1}} \times \frac{E_{c,eff1}}{E_s} = \frac{873 \text{ kNm} \times 19,33 \text{ cm}}{201171,7 \text{ cm}^4} \times \frac{27,501 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 11,0 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 10,0 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałe:

$$\sigma_{cp1} = \frac{|M'_{p,perm}| x_{p1}}{I_{p1}} \times \frac{E_{c,eff1}}{E_s} = \frac{544 \text{ kNm} \times 18 \text{ cm}}{201171,7 \text{ cm}^4} \times \frac{27,501 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 6,83 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp1} = 6,83 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}.$$

Uwzględnienie wpływu siły osiowej na naprężenia w betonie

(9) Dodatkowe naprężenia w betonie od siły osiowej dla kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{c1N} = \frac{|N'_{p,rare}|}{A_{p1}} = \frac{-171,9}{90 \times 100} = 0,2 \text{ MPa},$$

a dodatkowe naprężenia w betonie od siły osiowej dla kombinacji quasi-stałej:

$$\sigma_{cp1N} = \frac{|N'_{p,perm}|}{A_{p1}} = \frac{-123,3}{90} = 0,14 \text{ MPa}.$$

(10) Zwiększenie naprężeń ze względu na towarzyszącą siłę osiową nie wpływa na przekroczenie warunku ze względu na ograniczenie naprężeń:

$$\sigma_{c1} = 10,2 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{cp} = 6,97 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}.$$

Ograniczenie naprężeń w betonie w czasie t_n

(11) Naprężenia na końcu okresu użytkowania konstrukcji wyznaczono z uwzględnieniem wpływu pełzania. Wartość efektywnego modułu sprężystości betonu obliczono w zależności od stosunku obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych:

$$E_{c,eff2} = \frac{M'_{p,rare} E_{cm}}{M'_{p,perm} + (1 + \varphi(t, t_0)) \times (M'_{p,rare} - M'_{p,perm})} = \frac{873 \text{ kNm} \times 38,4 \text{ GPa}}{544 \text{ kNm} \times (1 + 1,286) + (872 \text{ kNm} - 544 \text{ kNm})} = 21,32 \text{ GPa}.$$

(12) Wysokość strefy ściskanej betonu i moment bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego wyznaczono analogicznie:

$$x_{p2} = \frac{-A_{s1,p} E_s + \sqrt{(A_{s1,p} E_s)^2 + 2b_p A_{s1,p} E_s E_{c,eff2} d_{p1}}}{b_p E_{c,eff}} = \frac{-39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} + \sqrt{(39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa})^2 + 2 \times 100 \text{ cm} \times 39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} \times 21,32 \text{ GPa} \times 847,5 \text{ mm}}}{100 \text{ cm} \times 21,32 \text{ GPa}} = 21,6 \text{ cm},$$

$$I_{p2} = A_{s1,p} (d_{p1} - x_{p2})^2 + \frac{1}{3} \frac{E_{c,eff2}}{E_s} b_p x_{p2}^3 = 39,27 \text{ cm}^2 \times (84,8 \text{ cm} - 21,60 \text{ cm})^2 + \frac{1}{3} \frac{21,32 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} \times 100 \text{ cm} \times (21,60 \text{ cm})^3 = 192410,39 \text{ cm}^4.$$

(13) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{c2} = \frac{M'_{p,rare} x_{p2}}{I_{p2}} \times \frac{E_{c,eff2}}{E_s} = \frac{873 \text{ kNm} \times 7,2 \text{ cm}}{192410,39 \text{ cm}^4} \times \frac{21,6 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 10,43 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c2} = 10,43 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa},$$

natomiast naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej:

$$\sigma_{cp2} = \frac{M'_{p,perm} x_{p2}}{I_{p2}} \times \frac{E_{c,eff}}{E_s} = \frac{544 \text{ kNm} \times 7,2 \text{ cm}}{192410,39 \text{ cm}^4} \times \frac{21,6 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 6,83 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp} = 6,83 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}.$$

(14) Ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej w czasie t , jest równe:

$$\sigma_{s1} = \frac{|M'_{p,rare}|}{I_{p1}} (d_{p1} - x_{p1}) = \frac{873 \text{ kNm}}{201171,7 \text{ cm}^4} \times (84,8 \text{ cm} - 19,3 \text{ cm}) = 269,83 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s1} = 269,83 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa},$$

a ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej w czasie t_n :

$$\sigma_{s2} = \frac{M'_{p,rare}}{I_{p2}} (d_{p1} - x_{p2}) = \frac{873 \text{ kNm}}{192410,39 \text{ cm}^4} \times (84,8 \text{ cm} - 21,60 \text{ cm}) = 286,63 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s2} = 286,63 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

Warunki ograniczenia naprężeń dla stali zbrojeniowej są spełnione.

3.4.2.3. Ograniczenie rys

(1) Sprawdzenie stanu granicznego użytkowości ograniczenia rozwartości rys według wytycznych norm jest uzależnione od typu elementu konstrukcyjnego (żelbetowe, sprężone cięgnami bez przyczepności lub z przyczepnością) oraz klasy ekspozycji (tab. 7.101N normy [14]).

Zarysowanie należy ograniczać do poziomu, który nie pogarsza stosowanego funkcjonowania lub trwałości konstrukcji i nie powoduje, że wygląd konstrukcji nie nadaje się do akceptacji. Rysy mogą się pojawiać, jeśli poziom naprężeń przy kombinacji charakterystycznej obciążeń przekracza wartość krytyczną. W elementach żelbetowych przy prawie stałej kombinacji obciążeń i klasach ekspozycji XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XD3, XS1, XS2 i XS3 maksymalna rozwartość rysy $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ (tab. 7.101N normy [15]). Ponadto, zgodnie z wytycznymi punktu 7.3.2(1)P normy [15], w obszarach rozciąganych należy zastosować zbrojenie minimalne ze względu na zarysowanie, które można obliczać według punktu 7.3.2(102) normy [15].

Obliczeniowa rozwartość rys w przekroju przęsłowym płyty pomostu

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

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

gdzie:

$s_{r,max}$ – maksymalny rozstaw rys,

ε_{sm} – średnie odkształcenie stali zbrojeniowej,

ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami.

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

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

gdzie:

$$\sigma_{sp} = \frac{|M'_{p,perm}|}{I_{p2}} (d_{p1} - x_{p2}) = \frac{544 \text{ kNm}}{192410,39 \text{ cm}^4} \times (848,0 \text{ cm} - 21,60 \text{ cm}) = 178,6 \text{ MPa}$$

oznaczają naprężenia w zbrojeniu rozciągającym obliczone przy założeniu, że przekrój jest zarysowany,

$$\alpha_{sd} = \frac{E_s}{E_{cee,2}} = 9,382,$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1,p}}{A_{c,eff}}, \text{ przy czym } A_{c,eff} \text{ jest określone według normy [14], pkt 7.3.2(3),}$$

$A_{c,eff}$ – pole efektywne betonu rozciąganego otaczającego zbrojenie, którego wysokość wynosi $h_{c,eff}$ (zgodnie z punktem 7.3.2(3) normy [14]), za którą przyjmuje się wartość mniejszą zgodnie z rys. 7.1 normy [14],

$f_{ct,eff}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie; można przyjąć wartość f_{ctm} ,

$$h_{c,eff} = \min\left[2,5 \times (h_p - d_{p1}), \frac{h_p - x_{p2}}{3}, \frac{h_p}{2}\right],$$

$$h_{c,eff} = \min\left[2,5 \times (900 - 847), \frac{900 - 216,0}{3}, \frac{900}{2}\right] = \min[13,1; 22,8; 45,0] = 13,13 \text{ cm},$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1,p}}{A_{c,eff}} = \frac{39,27 \text{ cm}^2}{1313 \text{ cm}^2} = 0,030,$$

$k_t = 0,4$ – dla obciążeń długotrwałych.

(4) Różnica odkształceń w stali i betonie wynosi:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{178,6 \text{ MPa} - 0,4 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{0,030} \times (1 + 9,382 \times 0,030)}{200 \text{ GPa}}; 0,6 \frac{178,6 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}}\right) = 0,89\text{‰}.$$

(5) Jeżeli rozstaw zbrojenia nie przekracza $5(c + \phi/2)$, maksymalny rozstaw rys można obliczać ze wzoru (7.11) normy PN-EN 1992-1-1 [14], pkt 7.3.4(3):

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

gdzie:

$c = c_{nom,pd} = 40 \text{ mm}$ – grubość otulenia dolnego zbrojenia podłużnego,

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

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

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

(6) W analizowanym przypadku maksymalny rozstaw rys wynosi:

$$s_{r,max} = 3,4 \times 30 \text{ mm} + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{25 \text{ mm}}{0,037} = 278,0 \text{ mm}.$$

Obliczeniowa szerokość rysy w przekroju podporowym płyty ma wartość:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 278,0 \text{ mm} \times 0,88\text{‰} = 0,25 \text{ mm}$$

i jest mniejsza od wartości granicznej: $w_k = 0,25 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}$.

Warunek ograniczenia rys jest zatem spełniony.

Minimalne pole przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie

(7) 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:

$A_{ct} = 0,5 h_p b_p = 0,5 \times 90 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 4500 \text{ cm}^2$ – pole powierzchni strefy rozciąganej betonu tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy,

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

(8) W niniejszym przykładzie towarzyszącą momentowi zginającemu od kombinacji quasi-stałej jest siła osiowa powodująca ściskanie przęsła, co jedynie w nieznaczny sposób wpłynie na obniżenie zbrojenia ze względu na zarysowanie i w związku z tym efekt ten pominięto. Minimalne pole przekroju zbrojenia w tym przypadku wynosi:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 2,9 \text{ MPa} \times 4500 \text{ cm}^2}{200 \text{ MPa}} = 17,0 \text{ cm}^2.$$

Pola przekroju zbrojenia wyznaczone w stanie granicznym nośności na zginanie dla przekroju przęsłowego są większe od wymaganego minimalnego pola przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie.

3.4.2.4. Ograniczenie ugięć

(1) Eurokody, w tym normy [14, 15], nie definiują konkretnych kryteriów dla stanu granicznego ugięć w odniesieniu do mostów. Zgodnie z punktem 7.4.1 normy [14] odkształcenia konstrukcji lub jej elementów nie powinny wpływać negatywnie na ich funkcję lub wygląd, a wartości graniczne ugięć należy ustalić, biorąc pod uwagę przeznaczenie i rodzaj konstrukcji. W myśl tej zasady ugięcia od obciążeń stałych należy ograniczać do poziomu zapewniającego zachowanie prawidłowej niwelety jezdni oraz odpowiednie odprowadzenie wód opadowych z powierzchni pomostu.

(2) W normach [14, 15] nie zdefiniowano również kombinacji obciążeń, pod której wpływem należałoby wylizczać ugięcia konstrukcji. Pewnym punktem odniesienia może być polska wycofana norma [6], 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 (przeznaczonych do sprawdzenia zgodnie z zaleceniami normy [13]) z wartościami dopuszczalnymi według normy [6]. Takie porównanie nie jest do końca adekwatne ze względu na różnice w modelach obciążeń ruchomych występujące w obu systemach norm, ale w świetle braku dokładnych wytycznych w normach [14, 15] stanowi pewien poziom odniesienia i pozwala w przybliżeniu ocenić wartości ugięć.

(4) Dopuszczalne ugięcia od obciążeń ruchomych dla mostów drogowych z betonu zbrojonego o schemacie statycznym ramy według normy [6] wynoszą tak jak dla mostów płytowych ciągłych żelbetowych (dla rozpiętości w świetle podpór 20,00 m oraz rozpiętości 21,20 m):

$$f_{dop} = \frac{L}{800} = \frac{21,20 \text{ m}}{800} = 26,5 \text{ mm}.$$

Ugięcie konstrukcji od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych obliczono zgodnie z punktem 7.4.3 normy [14], tak jak w przypadku elementów niebędących w pełni zarysowanych i poddanych głównie zginaniu ze wzoru (7.18):

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I$$

gdzie:

α – ugięcie całkowite z uwzględnieniem parametrów α_I i α_{II} , obliczonych przy założeniu, że przekrój nie ma rys i przy założeniu pełnego zarysowania,

ξ – współczynnik dystrybucji służący do uwzględnienia usztywnienia przy rozciąganiu.

(5) Podstawowe dane wejściowe do obliczenia ugięcia dla przekroju zarysowanego:

- 1) $E_{cm} = 38,4 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości betonu płyty pomostu C30/37,
- 2) $A_{s1p} = 39,27 \text{ cm}^2$ – pole przekroju zbrojenia głównego w przekroju przęsłowym (pkt 3.4.1.1),
- 3) $E_{c,eff2} = \frac{M'_{p,rare} E_{cm}}{M'_{p,perm} + (1 + \varphi(t, t_0)) \times (M'_{p,rare} - M'_{p,perm})} = \frac{873 \text{ kNm} \times 38,4 \text{ GPa}}{544 \text{ kNm} + (1 + 1,286) \times (872 \text{ kNm} - 544 \text{ kNm})} = 21,32 \text{ GP}$ – efektywny moduł sprężystości betonu po 100 latach użytkowania (pkt 4.2.1),
- 4) $\beta = 0,5$ – dla obciążeń długotrwałych i wielokrotnie powtarzalnych, obliczony ze wzoru (7.19) normy [14].

(6) Następnie wyznaczono moment rysujący przekroju przęsłowego:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \times I_p}{x_{p0}},$$

gdzie:

$$x_{p0} = \frac{h_p}{2} = \frac{0,90 \text{ m}}{2} = 0,450 \text{ m} \text{ – położenie osi obojętnej przekroju niezarysowanego,}$$

$$I_p = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,90^3}{12} = 0,061 \text{ m}^4 \text{ – moment bezwładności przekroju niezarysowanego.}$$

Na podstawie wymienionych danych obliczono moment rysujący:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \times I_p}{x_{p0}} = \frac{2,9 \text{ MPa} \times 0,061 \text{ m}^4}{0,450 \text{ m}} = 393,11 \text{ kNm},$$

oraz współczynnik dystrybucji:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M'_{p,rare}} \right),$$

gdzie $M'_{p,rare}$ – moment zginający od kombinacji charakterystycznej (tab. 3.3.4.1).

Wartość współczynnika dystrybucji wynosi:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M'_{p,rare}} \right) = 1 - 0,5 \left(\frac{393,11}{873} \right) = 0,775.$$

(7) Schematem statycznym wiaduktu jest rama z podatnymi podporami oraz współpracująca z ośrodkiem gruntowym. Obliczenie analityczne ugięcia odniesiono do belki obustronnie utwierdzonej, pominięto natomiast wpływ podatności podpór na wielkość ugięcia przęsła.

(8) Ugięcie od obciążeniem zmiennych przy założeniu braku zarysowania wynosi:

$$\alpha_I = \frac{(M'_{p,rare} - M'_{p,perm}) L_t^2}{16 \cdot E_{cm} \cdot I_{p0}},$$

gdzie:

$$M'_{p,perm} = 544 \text{ kNm} \text{ – moment zginający od kombinacji quasi-stałej (tab. 3.3.4.1),}$$

$$L_t = 21,2 \text{ m} \text{ – rozpiętość wiaduktu w osiach podpór,}$$

$$\alpha_I = \frac{(M'_{p,rare} - M'_{p,perm}) L_t^2}{16 \cdot E_{cm} \cdot I_{p0}} = \frac{(873 \text{ kNm} - 544 \text{ kNm}) 21,2^2 \text{ m}^2}{16 \cdot 38,4 \text{ GPa} \cdot 0,061 \text{ m}^4} = 4,0 \text{ mm}.$$

Ugięcie od obciążeń zmiennych o wartościach charakterystycznych przy pełnym zarysowaniu uwzględnione przy założeniu pominięcia betonu w strefie rozciąganej i wyznaczono jako:

$$\alpha_{II} = \frac{(M'_{p,rare} - M'_{p,perm}) L_t^2}{16 \cdot E_{c,eff2} \cdot I_y},$$

gdzie:

$$x_{p2} = \frac{-A_{s1p} E_s + \sqrt{(A_{s1p} E_s)^2 + 2 b_p A_{s1p} E_s E_{c,eff2} d_{p1}}}{b_p E_{c,eff2}} = \frac{-39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} + \sqrt{(39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa})^2 + 2 \times 100 \text{ cm} \times 39,27 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} \times 21,32 \text{ GPa} \times 847,5 \text{ mm}}}{100 \text{ cm} \times 21,32 \text{ GPa}} = 21,6 \text{ cm},$$

$$I_{p2} = 192410,39 \text{ cm}^4,$$

$$I_y = \frac{I_{p2}}{n} \text{ – moment bezwładności przekroju zarysowanego sprowadzony do betonu,}$$

$n = \frac{E_{cm}}{E_s} = \frac{38,4 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 0,192$ – stosunek modułów sprężystości stali i betonu o wartości średniej,

$I_y = \frac{I_{p2}}{n} = \frac{192410,39 \text{ cm}^4}{0,192} = 1002137,4 \text{ cm}^4$ – moment bezwładności przekroju zarysowanego sprowadzony do betonu.

(9) Wyznaczone ugięcie od obciążeń zmiennych o wartościach charakterystycznych z uwzględnieniem efektów reologicznych:

$$\alpha_{II} = \frac{(873 \text{ kNm} - 5 \text{ kNm}) 21,20^2 \text{ m}^2}{16 \cdot 21,32 \cdot 1002137,4 \text{ cm}^4} = 24,02 \text{ mm}.$$

Ostatecznie ugięcie przęsła wiaduktu jest równe:

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I = 0,775 \cdot 24,02 \text{ mm} + (1 - 0,775) \cdot 4,0 \text{ mm} = 19,5 \text{ mm}.$$

(10) Obliczone ugięcie od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych wyniosło 19,5 mm i stanowi 73,6% ugięcia dopuszczalnego równego 26,5 mm (według normy [6]). Ponieważ obliczone ugięcie od obciążeń charakterystycznych z uwzględnieniem efektów reologicznych 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 wiaduktu ramowego. Niemniej jednak, w przypadku gdy ograniczenie ugięcia byłoby decydującym kryterium, autor rozdziału zaleca sprawdzenie ugięcia od obciążeń ruchomych o wartościach częstych ze względu na podstawy kalibracji modeli obciążeń ruchomych zestawionych w tab. 2.1 normy [13].

Charakterystyczna wartość obciążeń ruchomych odpowiada 1000-letniemu okresowi powrotu (lub prawdopodobieństwu przekroczenia o 5% w ciągu 50 lat) ruchu na głównych drogach w Europie (przy przyjęciu współczynników dostosowawczych α równych 1), a wartość częsta odpowiada tygodniowemu okresowi powrotu. Na tej podstawie zasadne wydaje się obliczanie ugięć dla wartości częstych obciążeń ruchomych, szczególnie gdy kryterium to jest decydujące. Prawdopodobieństwo wystąpienia obciążenia o wartości charakterystycznej jest bardzo niewielkie.

3.5. Przyczółek

3.5.1. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

3.5.1.1. Nośność na zginanie

Korpus podpory wiaduktu

(1) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) beton płyty pomostu – C30/37,
- 2) wysokość całkowita przekroju – 1200 mm,
- 3) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 4) wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie – 30 MPa,
- 5) średnia wytrzymałość na rozciąganie – 2,9 MPa.
- 6) stal zbrojeniowa – B500SP,
- 7) pozostałe dane wejściowe przyjęto z punktu 3.4.1.1.

(2) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 3.3.5.1):

- 1) $M_{Ed,x} = 2616 \text{ kNm/m}$ – obliczeniowy moment zginający x-x,
- 2) $M_{Ed,y} = 647 \text{ kNm/m}$ – obliczeniowy moment zginający w kierunku y-y,
- 3) $V_{Ed} = 964 \text{ kN/m}$ – maksymalna siła poprzeczna.

Nośność na zginanie kierunek x-x (pionowy)

(3) Zbrojenie zostało obliczone zgodnie z procedurą przedstawioną w pkt 3.4.1.1, tak jak dla płyty pomostu, natomiast poniżej zestawiono końcowe wyniki dla analizowanego korpusu podpory. Wyznaczone zbrojenie znajduje się od strony rozciąganej, czyli od strony zasypki. W strefie ściskanej przyjęto zbrojenie minimalne:

$$d_{p1} = h_p - c_{nom,pd} - 0,5\phi = 1200 - 50 - 16 = 1134 \text{ mm},$$

$$x_{eff} = 134,7 \text{ mm} \leq x_{lim} = 561,7 \text{ mm},$$

$$\zeta_{eff} = \frac{134,7}{1134} = 0,118 \leq \zeta_{eff,lim} = 0,625.$$

(4) Na podstawie równania równowagi sił poziomych wyznaczono potrzebne zbrojenie:

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1200 \text{ mm} \times 134,7 \text{ mm} \times 1,0 \times 18,21 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 56,4 \text{ cm}^2.$$

(5) Przyjęto osiem prętów $\phi 32$ mm na 1,00 m szerokości ściany o $A_{s1} = 64,34 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 12,5 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,13 = 17,10 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,13 = 14,74 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto dziewięć prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 17,20 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 11 cm.

Nośność na zginanie kierunek y-y (poziomy)

(6) Przyjęto procedurę wymiarowania identyczną z tą zastosowaną poprzednio, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie ściany (metoda obliczeń przedstawiona w punkcie 4.1.1):

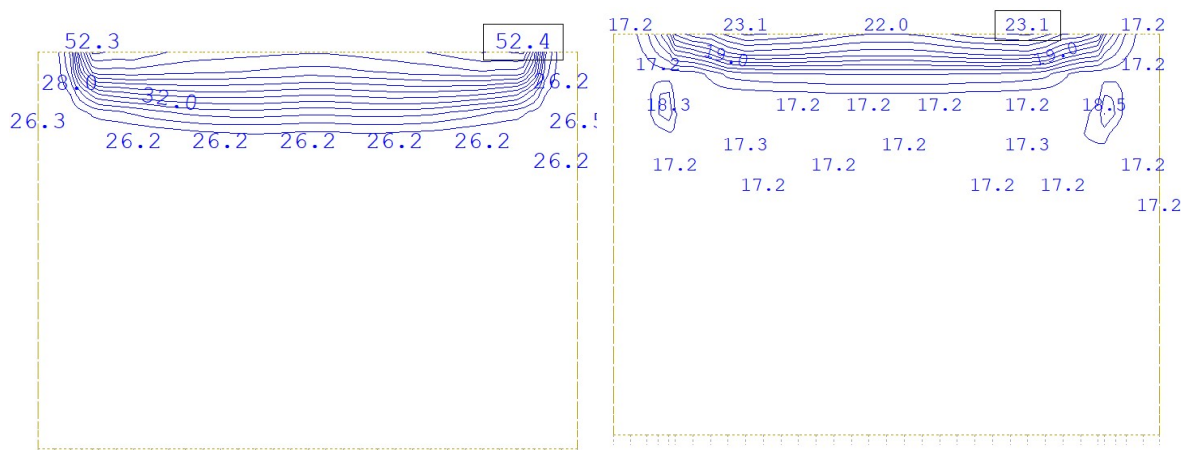
$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pd} - \phi - 0,5\phi = 1200 - 50 - 32 - 16 = 1126 \text{ mm},$$

$$x_{eff} = 32,0 \text{ mm},$$

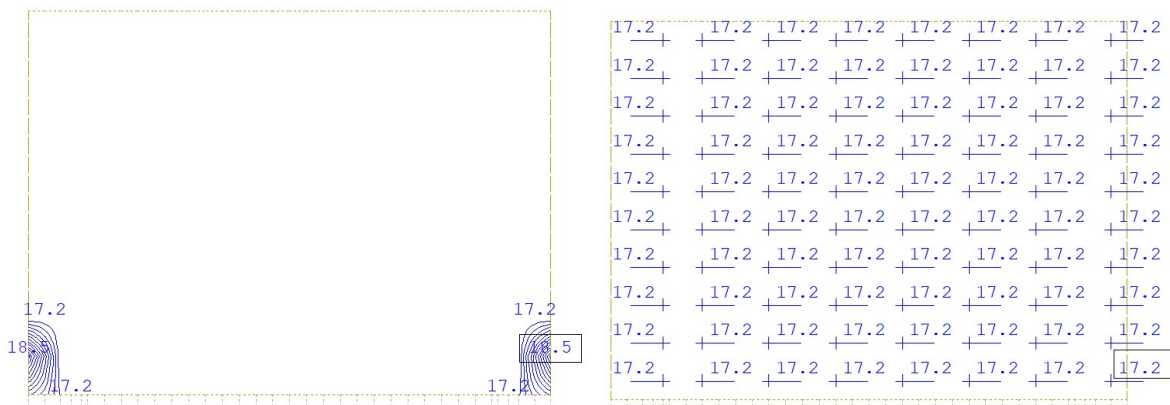
$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d_{p2} - \frac{x_{eff2}}{2} \right) = 420 \times 17,20 \times \left(1126 - \frac{32}{2} \right) = 787,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed,y-y} = 647 \text{ kNm}.$$

W kierunku y-y należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej jako 9 prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m wysokości ściany o $A_{s,min} = 17,20 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 11 cm.

(7) Zasadnicze wymiarowanie według wytycznych norm [14, 15] przeprowadzono w omówionym modelu obliczeniowym, w którym sprawdzono zbrojenie w stanie granicznym nośności oraz stanie granicznym użyteczności (zarysowanie, ograniczenie naprężeń). Na rys. 3.5.1.1.1 i 3.5.1.1.2 podano wymaganą ilość zbrojenia [cm^2/m] na 1,00 m szerokości korpusu, wyznaczoną na podstawie analizy numerycznej. Wyznaczone na podstawie analizy numerycznej zbrojenie jest w 93% zgodne ze zbrojeniem obliczonym analitycznie.



Rys. 3.5.1.1.1. Mapa zbrojenia głównego w kierunku (x-x) i jego rozkład na wysokości na wysokości korpusu (z lewej) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości korpusu (z lewej) od strony zasyпки [cm^2/m]



Rys. 3.5.1.1.2. Mapa zbrojenia głównego w kierunku (x-x) i jego rozkład na wysokości na wysokości korpusu (z lewej) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości korpusu (z lewej) od strony przeszkody [cm²/m]

Korpus ściany bocznej przyczółka

(8) W korpusie ściany bocznej przyczółka sprawdzono warunki konstrukcyjne oraz nośności na zginanie i ścinanie w stanie granicznym nośności. Dla korpusu ściany bocznej przyczółka zastosowano inny układ globalny (zgodnie z rys. 3.3.1.2.2) niż dla płyty pomostu i korpusu przyczółka. Główny kierunek (y-y) przyjęto wzdłuż wysokości ściany, natomiast (x-x) w prostokąt do kierunku głównego. Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości ściany. Zbrojenie przyjęto asymetryczne po obu stronach – od strony wewnętrznej maksymalne zbrojenie na rozciąganie, od strony zewnętrznej zbrojenie minimalne.

W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M_{xx} lub zbrojenie minimalne. Zbrojenie na ścinanie przyjęto na maksymalną siłę ścinającą. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6–8 na 1,00 m długości ściany oraz rozstaw strzemion w zakresie 20–40 cm.

(9) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1) $f_{ck} = 30$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2) $\gamma_c = 1,4$ – współczynnik częściowy do betonu,
- 3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$ MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5) $E_{cm} = 32$ GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6) $f_{ctm} = 2,9$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7) $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$ – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8) $\lambda = 0,8$ – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9) $\eta = 1,0$ – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(10) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1) $f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200$ GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(11) Wstępny dobór zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia.
- 2) $\varphi_{st} = 16$ mm – średnica prętów poziomych/strzemiona jednocięte,
- 3) $\varphi_{gt} = 32$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,0$ m – grubość skrzydeł.

(12) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,032}{2} = 0,918 \text{ m,}$$

$b = 1,0$ m – wymiarowanie na 1,00 m szerokości korpusu.

(13) Obliczeniowe siły wewnętrzne sprowadzone na 1,00 m pasma korpusu do wymiarowania (tab. 3.3.5.3) mają wartość: $M_{Ed,y} = 2344$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x , $M_{Ed,x} = 358$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y , $V_{Ed} = 746$ kN – maksymalna siła poprzeczna.

(14) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,918 \text{ m} = 0,56 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

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

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,918 - 0,5x_{eff}) - 2,344 = 0,$$

$x_{eff} = 0,153$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,153}{0,918} = 0,167 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(16) Zbrojenia na zginanie określono ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{2,344}{(0,918 - 0,5 \times 0,153) \times 435} = 64,06 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto osiem prętów $\phi 32$ mm na 1,00 m szerokości ściany o $A_{s1} = 64,34$ cm², pręty rozstawiać do 12 cm. Pręty $\phi 32$ są niezbędne tylko w strefie połączenia z ławą w fundamentową w strefie betonu rozciąganego. W strefie ściskanej przyjęto zbrojenie minimalne. Zbrojenie główne $\phi 32$ mm przewidziano do wysokości zmiany grubości ściany bocznej przyczółka.

(17) Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,918 = 13,48 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,918 = 11,93 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto osiem prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 16,08$ cm², w rozstawie co 12 cm.

Nośność na zginanie kierunek x-x (poziomy)

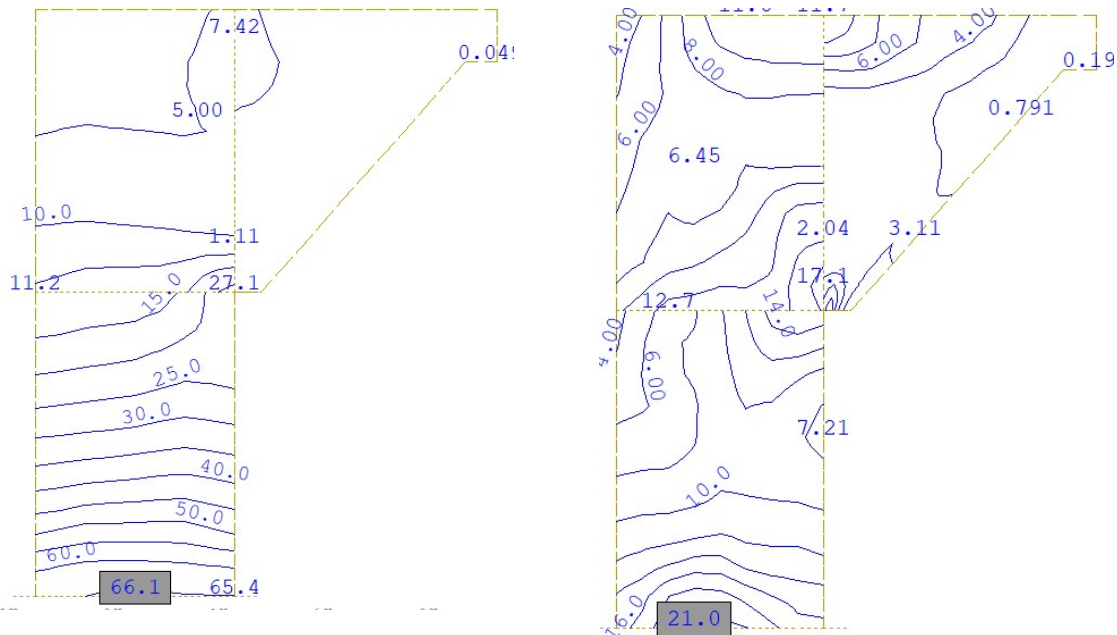
(18) Przyjęto procedurę wymiarowania identyczną z poprzednią, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie ściany wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 16,08 \times \left(918 - 16 - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 585 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej w ilości 8 prętów $\phi 16$ mm na 1,0 m wysokości ściany o $A_{s,min} = 16,08$ cm², w rozstawie co 12 cm.

Automatyczne wyznaczenie zbrojenia z modelu numerycznego

(19) Zasadnicze wymiarowanie według wytycznych norm [14, 15] przeprowadzono w środowisku programu komputerowego, w którym sprawdzono zbrojenie w stanie granicznym nośności oraz stanie granicznym zarysowania. Mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie ściany bocznej przyczółka przedstawia rys. 3.5.1.1.3.



Rys. 3.5.1.1.3. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie ściany bocznej przyczółka w stanie granicznym nośności (z lewej) oraz mapa zbrojenia poziomego (z prawej) [cm²/m]

(20) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie ściany: w zbrojeniu rozciągającym wewnętrznym – pręty pionowe $\phi 32$ mm w rozstawach co 12 cm oraz druga siatka prętów $\phi 16$ mm w rozstawach co 12 cm do zmiany grubości ściany, wyżej $\phi 20$ mm w rozstawach co 12 cm oraz na skrzydle zawieszonym $\phi 16$ mm w rozstawach co 12 cm. Od strony zewnętrznej – zbrojenie minimalne siatka prętów $\phi 16$ mm w rozstawach co 12 cm. Pręty poziome $\phi 20$ mm w rozstawach co 12 cm do zmiany grubości ściany oraz wyżej $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm.

3.5.1.2. Nośność na ścinanie

Korpus podpory wiaduktu

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(1) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ określono tak samo, jak w punkcie 3.4.1.2:

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1134}} \right); 2,0 \right] = 1,420,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{st}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{6434}{1000 \times 1134} \right); 0,02 \right] = 5,67\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,324 \text{ MPa}.$$

Stąd $V_{Rd,c1} = 532,6 \text{ kN}$, $V_{Rd,c2} = 367,8 \text{ kN}$, $V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = 532,6 \text{ kN}$.

(2) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu odniesionego do 1,00 m szerokości bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,p} = 964 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 532,6 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(3) Przyjęto zbrojenie prostopadłe do osi dźwigara w postaci strzemion jednociętych $\phi 16$ mm o polu przekroju $A_{sw} = 2,01 \text{ cm}^2$, w rozstawie $s = 12 \text{ cm}$:

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

gdzie:

$$z = 1134 \text{ mm} - \frac{134,7 \text{ mm}}{2} = 1,067 \text{ m} \text{ – ramię sił wewnętrznych,}$$

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa,}$$

$$\theta = 35^\circ (\cot(\theta) = 1,43),$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2,01 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm}} 1,067 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,43 = 1021 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Ed,p} = 964 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1021 \text{ kN.}$$

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

(5) 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:

$$\alpha_{cw} = 1,15,$$

$$v_1 = 0,6,$$

$$V_{Rd,max} = 6297 \text{ kN.}$$

Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 964 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 6297 \text{ kN.}$$

Minimalne zbrojenie na ścinanie

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

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,01 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,68\text{‰}.$$

(7) Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

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

Przyjęte zbrojenie na ścinanie spełnia wymagania jak dla zbrojenia minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75 d_s (1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,134 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,85 \text{ m.}$$

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

(9) Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion określony 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 strzemiona jednocięte. Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie długości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności płyty na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie.

Korpus ściany bocznej przyczółka

Nośność na ścinanie

(10) Sprawdzenie nośności na ścinanie opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P normy [14]): $V_{Rd,c}$ – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie, $V_{Rd,s}$ – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności, $V_{Rd,max}$ – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych; dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(11) Na wstępie sprawdzania nośności na ścinanie należy się upewnić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie V_{Rd} , która jest uzależniona od wartości $V_{Rd,s}$ i $V_{Rd,max}$ (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(12) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1,00 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 3.3.5.3): $V_{Ed} = 746$ kN.

(13) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu ściany bocznej przyczółka – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganych zbrojenia głównego – 32 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 918$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{918}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{64,34}{100 \times 91,8} \right); 0,02 \right] = 0,7\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,341 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,007 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 918 = 478 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,341 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 918 = 312 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(478; 312) = 478 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 746 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 478 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(16) 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 α $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona jednocięte $\phi 20$ mm o $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$. 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:

$z = 0,9d$ – ramię sił wewnętrznych,

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

(17) Przyjęto kąt φ , taki że: $\text{ctg}\varphi = 2,0$ (pkt 6.2.3(2) normy [14]) i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby $\cot(\theta)$ mieścił się w zakresie $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$. Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 91,8 \times 40 \times 2,0}{746} = 27,8 \text{ cm}.$$

Przyjęto $s = 24 \text{ cm}$ – rozstaw strzemion co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej.

Minimalne zbrojenie na ścinanie

(18) Założono wstępny rozstaw strzemion równy co 100 cm. Stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.4N) normy [14]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{24 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,3\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczony 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 więc wymagania zbrojenia minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,918 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 24 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) nie powinien być większy niż:

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

(19) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia skrzydła z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności skrzydła na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

3.5.2. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – fundament

3.5.2.1. Nośność na zginanie

Ława fundamentowa podpory wiaduktu

(1) Zbrojenie ławy fundamentowej ze względu na powtarzalność analitycznej metody wymiarowania dobrano jedynie na podstawie modelu numerycznego [14, 15], w którym sprawdzono zbrojenie w stanie granicznym nośności oraz w stanie granicznym użyteczności (zarysowanie, ograniczenie naprężeń). Na rys. 3.5.2.1.1 i 3.5.2.1.2 podano wymaganą ilość zbrojenia [cm^2/m] na 1,00 m szerokości korpusu, wyznaczoną na podstawie analizy numerycznej. Lokalizację układu globalnego przyjęto zgodnie z rys. 3.3.1.2.1 i 3.3.3.1.

(2) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) beton płyty pomostu – C30/37,
- 2) wysokość całkowita przekroju – 1800 mm,
- 3) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 4) wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie – 30 MPa,
- 5) średnia wytrzymałość na rozciąganie – 2,9 MPa,
- 6) stal zbrojeniowa – B500SP.

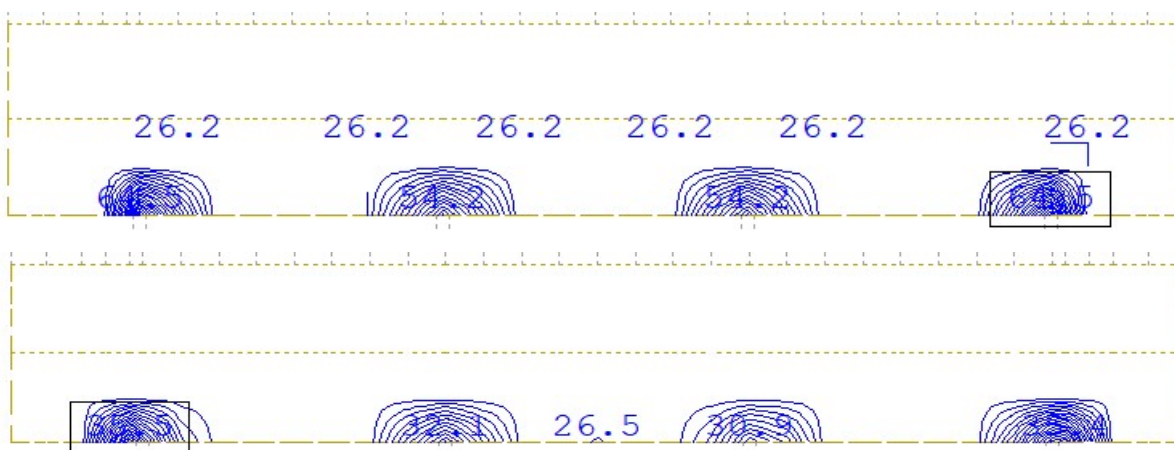
Pozostałe dane wejściowe przyjęto zgodnie z przedstawionymi w punkcie 3.4.1.1.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,73 = 26,2 \text{ cm}^2,$$

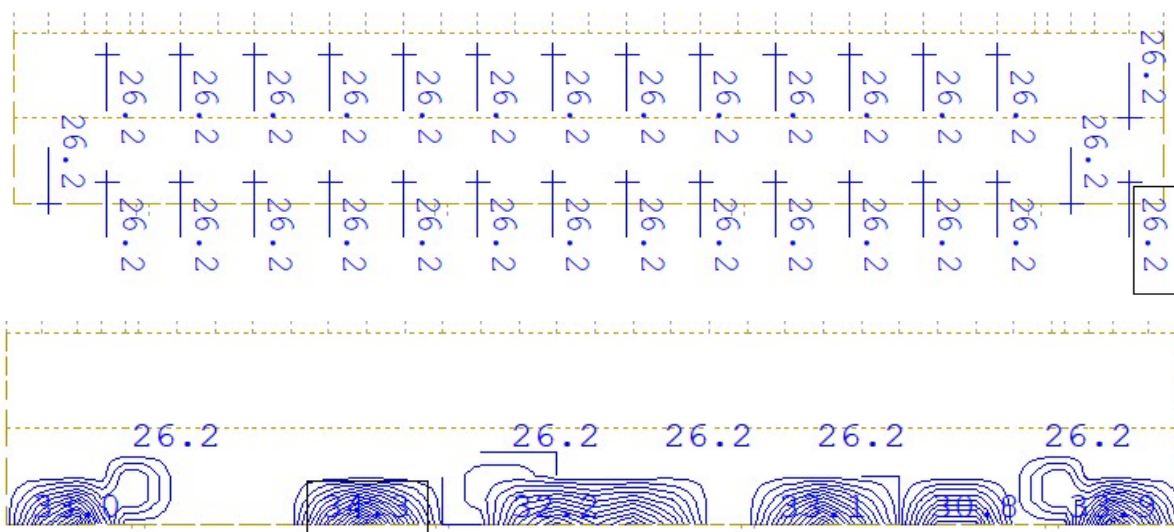
lecz nie mniej niż $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,73 = 22,5 \text{ cm}^2$.

(3) Na zbrojenie minimalne przyjęto 13 prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 26,20 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 7,5 cm.



Rys. 3.5.2.1.1. Mapa zbrojenia głównego w kierunku (x-x) i jego rozkład na wysokości ławy fundamentowej (na górze) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości ławy (na dolne) od strony zasypki [cm²/m]

(4) Na zbrojenie główne ławy fundamentowej wiaduktu od strony zasypki w kierunku (x-x) przyjęto przedłużenie zbrojenia głównego korpusu wiaduktu w postaci ośmiu $\phi 32$ mm na 1,00 m szerokości ściany o $A_s = 64,34 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 12,5 cm.



Rys. 3.5.2.1.2. Mapa zbrojenia głównego w kierunku (x-x) i jego rozkład na wysokości ławy fundamentowej (z lewej) oraz zbrojenie rozdzielcze w kierunku (y-y) i jego rozkład na szerokości ławy (z prawej) od strony przeszkody [cm²/m]

Lawa fundamentowa ściany bocznej przyczółka

(5) W ławie fundamentowej sprawdzono tradycyjne warunki konstrukcyjne oraz nośności na zginanie i ścinanie w stanie granicznym nośności. Lokalizację układu globalnego przyjęto zgodnie z rys. 3.3.1.2.2. Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M_{yy} lub zbrojenie minimalne. Zbrojenie na ścinanie przyjęto na maksymalną siłę ścinającą. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6–8 na 1,00 m długości ławy oraz rozstaw strzemion w zakresie 20–40 cm.

(6) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1) $f_{ck} = 30$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2) $\gamma_c = 1,4$ – współczynnik częściowy do betonu,
- 3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy PN-EN 1992-2),
- 4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$ MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5) $E_{cm} = 32$ GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6) $f_{ctm} = 2,9$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7) $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$ – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8) $\lambda = 0,8$ – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9) $\eta = 1,0$ – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(7) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1) $f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200$ GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.
- 6) Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzecznym).

(8) Wstępny dobór zbrojenia w ławie ściany bocznej przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16$ mm – średnica prętów poziomych/strzemiona jednocięte,
- 3) $\varphi_{gt} = 28$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,0$ m – grubość ławy fundamentowej.

(9) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,028}{2} = 0,92 \text{ m},$$

$b = 1,0$ m – wymiarowanie na 1, 00 m szerokości ławy fundamentowej.

(10) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 3.3.6.1): $M_{Ed,x} = 1701$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego w kierunku x, $M_{Ed,y} = 285$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego w kierunku y.

(11) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,92 \text{ m} = 0,45 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(12) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 \text{ – równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,92 - 0,5x_{eff}) - 1,701 = 0,$$

$x_{eff} = 0,108$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,108}{0,92} = 0,117 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(13) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,701}{(0,92 - 0,5 \times 0,108) \times 435} = 45,17 \text{ cm}^2.$$

(14) Przyjęto osiem prętów $\phi 28$ mm na 1,00 m szerokości płyty o $A_{s1} = 49,26 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 12 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,0 \times 0,92 = 15,31 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,92 = 11,96 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto osiem prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m szerokości ławy $A_{s,min} = 16,08 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 12 cm.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

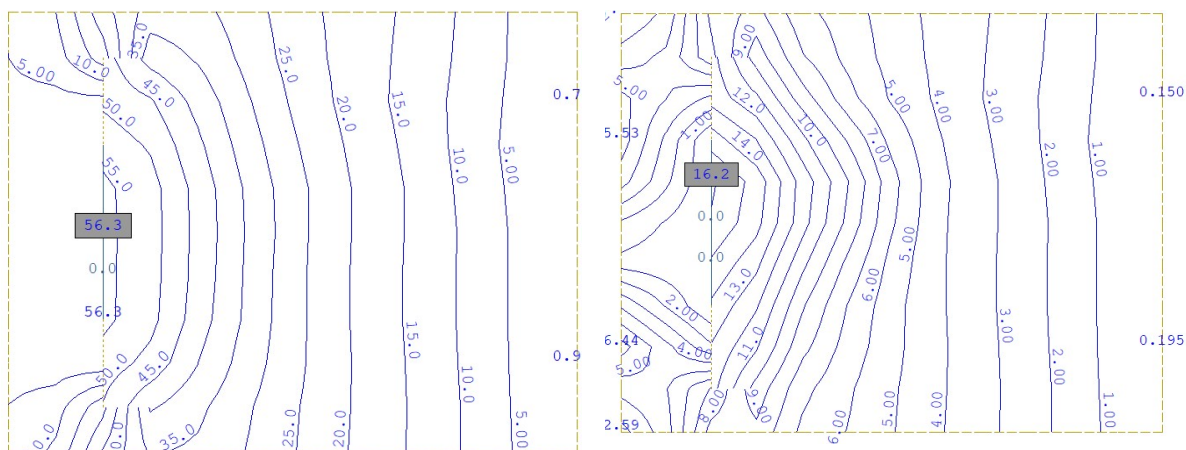
(15) Przyjęto procedurę wymiarowania identyczną z poprzednią, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 16,08 \times \left(0,92 - \frac{0,107}{2} \right) = 605 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku y-y przyjęto symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, osiem prętów $\phi 16$ mm na 1,00 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 16,08 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 12 cm.

Automatyczne wyznaczenie zbrojenia z programu komputerowego

(16) Zasadnicze wymiarowanie według wytycznych norm [14, 15] przeprowadzono w środowisku programu komputerowego, w którym sprawdzono zbrojenie w stanie granicznym nośności oraz w stanie granicznym zarysowania. Mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie fundamentowej ściany bocznej przyczółka przedstawia rys. 3.5.2.1.3. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie: pręty poprzeczne $\phi 28$ mm w rozstawach co 12 cm oraz pręty podłużne $\phi 16$ mm w rozstawach co 12 cm.



Rys. 3.5.2.1.3. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie ściany bocznej przyczółka (z lewej), mapa zbrojenia podłużnego w ławie ściany bocznej przyczółka (z prawej) w stanie granicznym nośności oraz zarysowania [cm²/m]

Pale fundamentowe

(17) Wymiarowanie elementów mimośrodowo ściskanych o przekroju kołowym sprowadza się do:

- 1) określenia schematu statycznego,
- 2) określenia charakterystyki geometrycznej przekroju, charakterystyki materiałowej,
- 3) wyznaczenia obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenia smukłości słupa/pala,
- 5) obliczenia imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenia konieczności uwzględnienia efektów drugiego rzędu,

- 7) skorzystania z nomogramów nośności siła–moment,
- 8) wyliczenia niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie/palu,
- 9) sprawdzenia nośności na ścinanie.

(18) W przypadku pali fundamentowych wielkośrednicowych nie jest konieczne sprawdzenie smukłości pala ze względu na sztywność gruntów otaczającego pal (efekty drugiego rzędu nie wystąpią). Charakterystyki geometryczne pala są następujące:

- 1) $A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 1,0^2 = 0,785 \text{ m}^2$ – pole przekroju poprzecznego,
- 2) $J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 1,0^4 = 0,049 \text{ m}^4$ – moment bezwładności przekroju,
- 3) $i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,25 \text{ m}$ – promień bezwładności przekroju,
- 4) H – wysokość przekroju (średnica).

(19) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2) $\gamma_c = 1,4$ – współczynnik częściowy dla betonu (w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu γ_c mnoży się przez współczynnik $k_f = 1,1$ (pkt 2.4.2.5(2) normy [14]; współczynnik częściowy dla betonu pali wynosi więc: $\gamma_c = 1,4 \times 1,1 = 1,54$),
- 3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,56 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5) $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości betonu,
- 6) $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7) $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$ – odkształcenie graniczne w betonie.

(20) Przyjęto charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

(21) Wstępny dobór zbrojenia w palu fundamentowym:

- 1) $c_{nom} = 80 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$ – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,
- 3) $\varphi_{gt} = 32 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $A_p = 8,04 \text{ cm}^2$ – pole przekroju poprzecznego jednego pręta $\phi 32 \text{ mm}$,
- 5) $\mu_{min} = 0,5\%$ - minimalny stopień zbrojenia w palu (przyjęto bezpiecznie pkt 9.8.5 [14]).

(22) Wstępnie założono zbrojenie w palu 16 prętów $\phi 32 \text{ mm}$ o polu $A_{s,zał} = 128,68 \text{ cm}^2$:

$$\mu = \frac{16 \times A_p}{A_c} = \frac{16 \times 8,04}{0,785 \times 10000} = 1,6\% > \mu_{min} - \text{wstępnie przyjęty stopień zbrojenia.}$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,08 - 0,008 - \frac{0,032}{2} = 0,896 \text{ m.}$$

Wymiarowanie pali na zginanie na podstawie nomogramów

(23) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji $N_{Rd} - M_{Rd}$ dla słupów/pali o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno podczas określania nośności słupa/pala z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych przedstawionych w normach [14, 15] lub opracowaniu [55] (rys. 3.5.2.1.4).

Procedura obliczeniowa polega na: wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosza głównych prętów zbrojeniowych do średnicy słupa/pala), wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną oraz wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

(24) Średnica kosza zbrojeniowego wynosi:

$$d' = h - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gt} = 1,0 - 2 \times 0,08 - 2 \times 0,008 - 0,032 = 0,792 \text{ m.}$$

Stosunek $d'/H = 0,792/1,0 = 0,79$. W obliczeniach skorzystano z nomogramu dla stosunku 0,8 według opracowania.

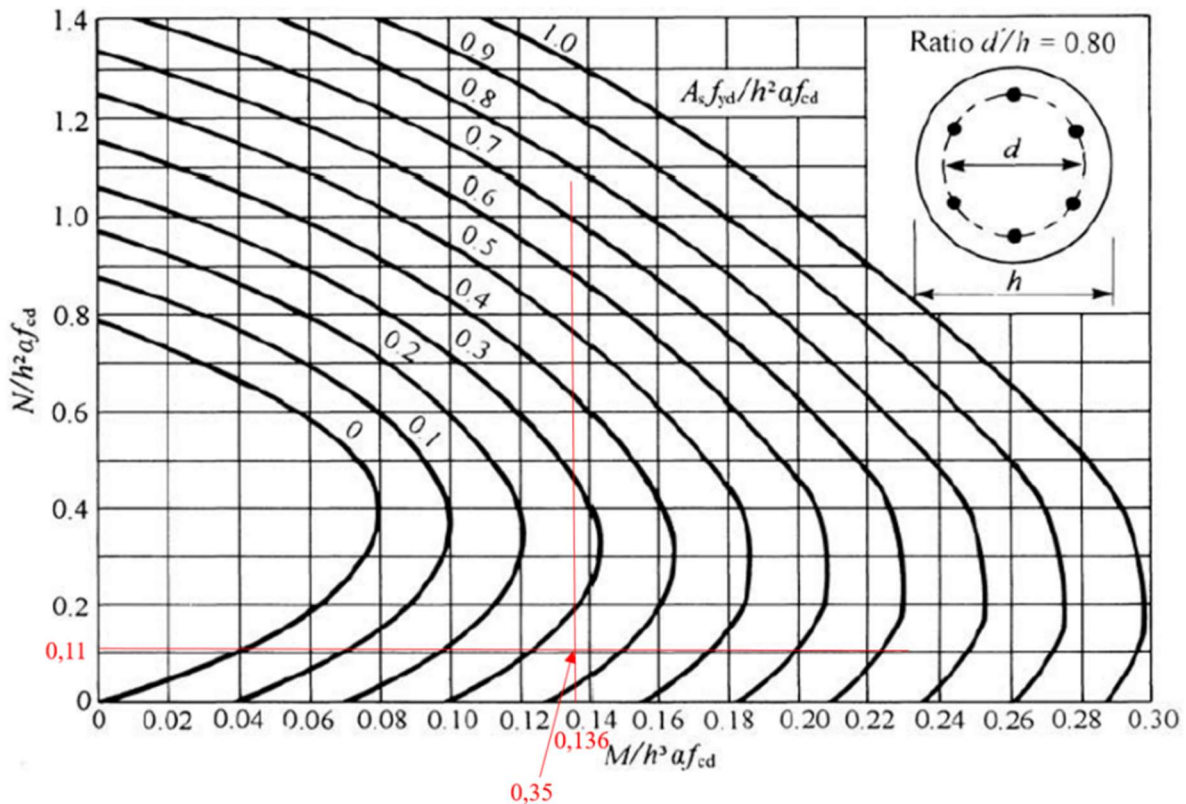
(25) Rzędne i odcięte wyznacza się na wykresie:

$$M_{Ed} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{2234^2 + 240,1^2} = 2247 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w palu,}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{523,5^2 + 49,1^2} = 526 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w palu,}$$

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{2,247}{1,0^3 \times 16,56} = 0,136,$$

$$\frac{N_{tow}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{1,815}{1,0^2 \times 16,56} = 0,11.$$



Rys. 3.5.2.1.4. Nomogram doboru zbrojenia w palu/stupie kołowym [55]

(26) Ilość zbrojenia określa się ze wzoru:

$$0,35 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,35 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,35 \times 1,0^2 \times 16,56}{435} = 133,3 \text{ cm}^2 \geq A_{s,zal} = 128,68 \text{ cm}^2.$$

(27) Należy przyjąć większą ilość zbrojenia niż wstępnie założoną. Na zbrojenie główne pala fundamentowego przyjęto zbrojenie w liczbie 17 prętów $\phi 32$ mm o polu równym $A_s = 136,72 \text{ cm}^2$. Zbrojenie w wyznaczonej ilości należy umieścić do połowy głębokości pala, a głębiej przyjąć połowę tego zbrojenia lub zbrojenie minimalne.

(28) Minimalne pole przekroju zbrojenia w palu wynosi:

$$A_{s,min} = (0,005 \times A_c) = (0,005 \times 0,785) = 39,27 \text{ cm}^2,$$

natomiast maksymalne pole przekroju zbrojenia w palu:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,785 = 314 \text{ cm}^2,$$

$A_{s,max} \geq A_s \geq A_{s,min}$ – zbrojenie główne w palu fundamentowym dobrano prawidłowo.

3.5.2.2. Nośność na ścinanie

Ława fundamentowa podpory wiaduktu

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(1) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ określono tak samo, jak w punkcie 3.4.1.1. Obliczeniowe siła poprzeczna do wymiarowania ścinania wynosi:

$V_{Ed} = 1442 \text{ kN}$ – maksymalna siła poprzeczna sprowadzona na 1,00 m szerokości ławy,

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1734}} \right); 2,0 \right] = 1,73,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{6434}{1000 \times 1734} \right); 0,02 \right] = 3,71\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,297 \text{ MPa}.$$

Stąd $V_{Rd,c1} = 666,8 \text{ kN}$, $V_{Rd,c2} = 515,4 \text{ kN}$, $V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = 666,8 \text{ kN}$.

(2) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu odniesionego do 1,00 m szerokości bez zbrojenia na ścinanie: $V_{Ed,p} = 1442 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 666,8 \text{ kN}$. Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(3) Przyjęto zbrojenie prostopadłe do osi ławy w postaci strzemion jednociętych $\phi 16 \text{ mm}$ o polu przekroju $A_{sw} = 2,01 \text{ cm}^2$ w rozstawie $s = 12 \text{ cm}$:

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

gdzie:

$z = 1,62 \text{ m}$ – ramię sił wewnętrznych,

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa},$$

$$\theta = 35^\circ (\cot(\theta) = 1,43),$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2,01 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm}} 1,62 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,43 = 1583 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 1442 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1583 \text{ kN}.$$

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

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

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

w którym:

$$\alpha_{cw} = 1,15,$$

$$v_1 = 0,6,$$

$$V_{Rd,max} = 6297 \text{ kN.}$$

(6) Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 1442 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 9794 \text{ kN.}$$

Minimalne zbrojenie na ścinanie

(7) Stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.4N) normy [14]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,01 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,68\text{‰}.$$

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

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

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75d_s(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,73 \text{ m} \times (1 + 0) = 1,3 \text{ m.}$$

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

(8) Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy PN-EN 1992-1-1 [14] nie powinien być większy niż:

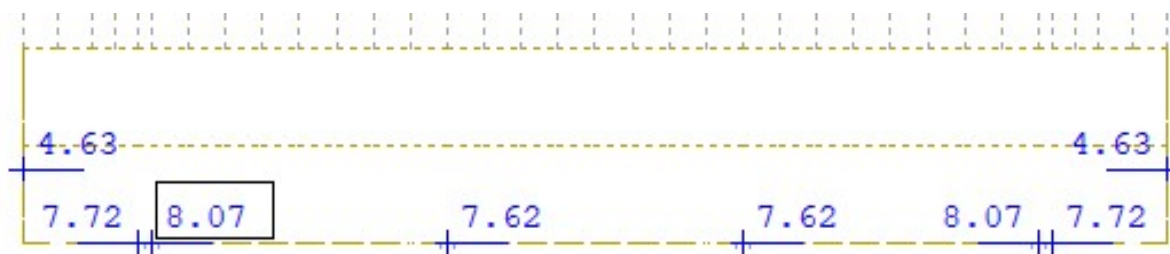
$$s_{t,max} = \min(0,75d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

Przyjęto strzemiona jednocięte. Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie długości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności płyty na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie.

(9) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie ściany:

- 1) zbrojenie od strony zasypki
 - a) zbrojenie w kierunku pionowym (x-x) – osiem prętów $\phi 32 \text{ mm}$ na 1,00 m szerokości ławy o $A_{s1} = 64,34 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 12,5 cm w kierunku (x-x),
 - b) zbrojenie w kierunku poziomym (y-y) – siedem prętów $\phi 25 \text{ mm}$ na 1,00 m szerokości ławy o $A_{s1} = 39,27 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 14 cm,
- 2) zbrojenie od strony przeszkody
 - a) zbrojenie w kierunku pionowym (x-x) – sześć prętów $\phi 25 \text{ mm}$ na 1,00 m szerokości ławy o $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 12,5 cm w kierunku (x-x),
 - b) zbrojenie w kierunku poziomym (y-y) – siedem prętów $\phi 25 \text{ mm}$ na 1,00 m szerokości ławy o $A_{s1} = 39,27 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 14 cm,
 - c) strzemiona jednocięte z pręta $\phi 16,00 \text{ mm}$ w rozstawach co 12 cm.

Wyznaczoną z modelu obliczeniowego mapę zbrojenia na ścinanie przedstawia rys. 3.5.2.2.1.



Rys. 3.5.2.2.1. Mapa zbrojenia na ścinanie [cm^2/m]

Ława fundamentowa ściany bocznej przyczółka

(10) Sprawdzenie nośności na ścinanie opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P [14]): $V_{Rd,c}$ – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie, $V_{Rd,s}$ – obliczeniowej

wartość 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 – w przypadku elementów masywnych podpór warunek zawsze spełniony.

(11) Najpierw należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej.

Jeżeli $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewniona była odpowiednia nośność na ścinanie V_{Rd} , która jest uzależniona od wartości $V_{Rd,s}$ i $V_{Rd,max}$ (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(12) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1,00 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 3.3.6.1): $V_{Ed} = 649$ kN.

(13) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1100 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 1022$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{920}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{s1}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{49,26}{100 \times 92} \right); 0,02 \right] = 0,53\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,34 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,0053 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 920 = 438 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 920 = 313 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(438; 313) = 438 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 649 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 438 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(16) 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 α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona dwucięte $\phi 16$ mm o $A_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2$.

(17) 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:

$z = 0,9d$ – ramię sił wewnętrznych,

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

(18) Przyjęto kąt φ , taki by $\text{ctg}\varphi = 2,0$. Zgodnie z normą [14], pkt 6.2.3(2) i Załącznikiem Krajowym (pkt. NA.4) wymaga się, aby $\cot(\theta)$ mieścił się w zakresie $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$. Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 92 \times 40 \times 2,0}{649} = 410 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion co trzeci pręt poziomy w ławie $s = 36 \text{ cm}$.

(19) Zbrojenie minimalne na ścinanie oblicza się, przyjmując szerokość ławy równą 6,00 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 36 \times 600 = 18,93 \text{ cm}^2 \leq 5 \times A_{sw} = 20,10 \text{ cm}^2.$$

(20) Należy przyjąć pięć strzemion po szerokości ławy. Maksymalny podłużny rozstaw strzemion według wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,920 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m}.$$

(21) Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

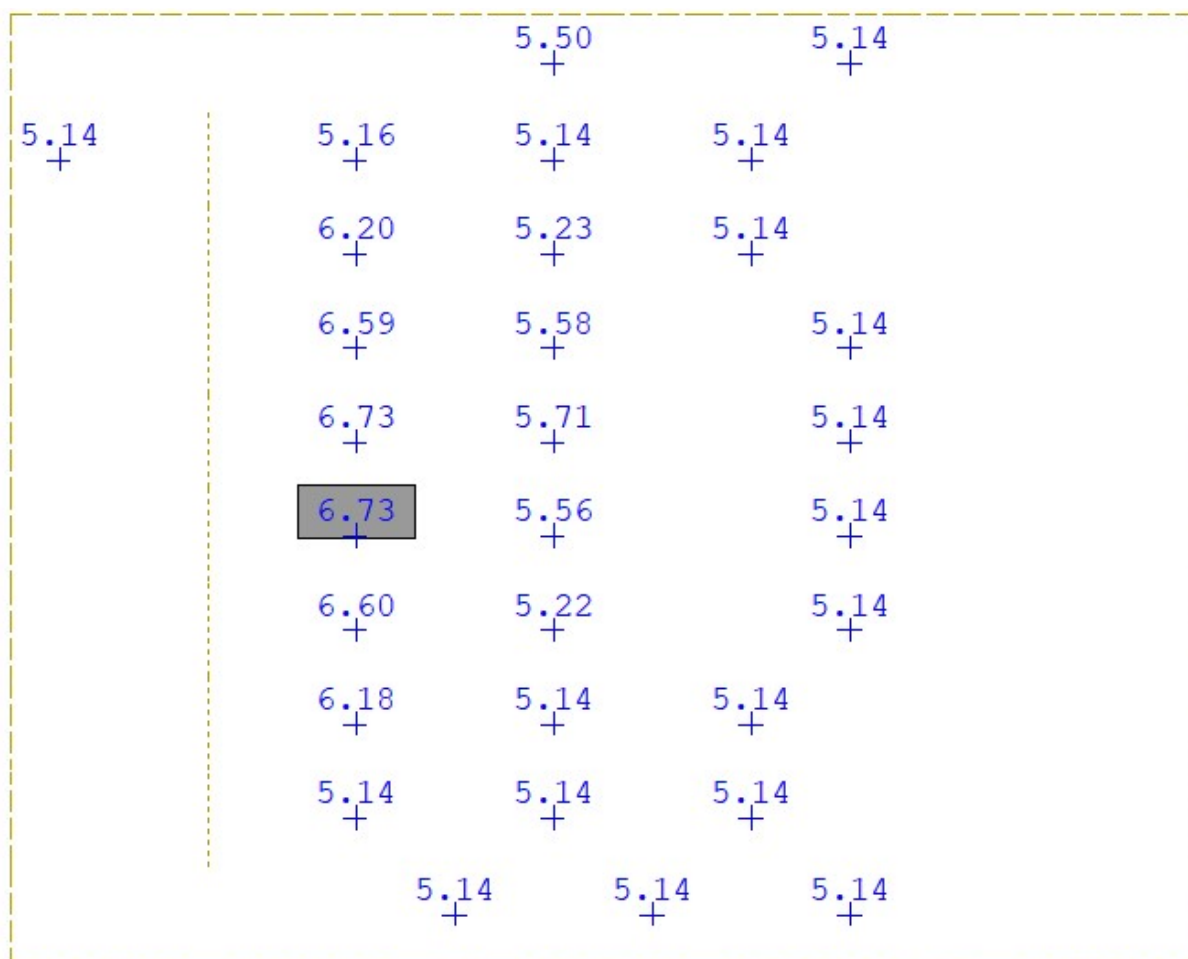
$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}.$$

(22) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia korpusu z ławą na szerokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności ławy na ścinanie, bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

Automatyczne wyznaczenie zbrojenia z programu komputerowego

(23) Zasadnicze wymiarowanie zgodne z zasadami norm [14, 15] przeprowadzono w środowisku programu komputerowego, w którym sprawdzono zbrojenie w stanie granicznym nośności oraz stanie w granicznym zarysowania. Mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie fundamentowej ściany bocznej przyczółka przedstawiono na rys. 3.5.2.2.2.

(24) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie: pięć strzemion dwuciętych z pręta $\phi 16$ mm na szerokości ławy, w rozstawach co 36 cm po długości ławy.



Rys. 3.5.2.2.2. Mapa niezbędne zbrojenia na ścinanie [cm²/m]

Pale fundamentowe

Wymiarowanie pali fundamentowych na ścinanie

(25) Sprawdzenie nośności na ścinanie opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1) P normy [14]): $V_{Rd,c}$ – 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 – w przypadku elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(26) Najpierw należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewniona była odpowiednia nośność na ścinanie V_{Rd} , która jest uzależniona od wartości $V_{Rd,s}$ i $V_{Rd,max}$ (pkt 6.2.3(103) normy [14]). W przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na pal, która wyniosła $V_{Ed} = 526$ kN.

(27) Przyjęto następujące dane do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 32 mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – $d = 900$ mm,
- 4) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{900}} \right); 2,0 \right] = 1,47$ – podejście konserwatywne przekrój kołowy ma różną wysokość; przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr k i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{A_{cs}} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{136,7}{0,785 \times 10000} \right); 0,02 \right] = 1,7\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left(\frac{1,815}{0,785} \right); 0,2 \times 16,56 = 2,31 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,54} = 0,117,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 2,31 = 0,689 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,117 \times 1,47 \times (100 \times 0,017 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 2,31 = 0,99 \text{ MPa}.$$

Stąd $v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,689; 0,99) = 0,99 \text{ MPa}$.

(29) Obliczeniowe naprężenia styczne w pału wynoszą:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,526}{\frac{3,14 \times 0,896^2}{4}} = 0,834 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem pała i jego zbrojeniem podłużnym.

(30) Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{gl}; 400 \text{ mm}; h) = \min(640 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1000 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w formie spirali o skoku równym 30 cm, z pręta $\phi 8$ mm.

3.5.2.3. Nośność podłoża gruntowego (GEO)

Nośność geotechniczna pała

(1) W systemie Eurokodów do decyzji krajowych komitetów normalizacyjnych pozostawiono ustalenie wartości współczynników bezpieczeństwa, co umożliwi ich skalibrowanie, aby zachować dotychczasowy, akceptowany w danym kraju poziom niezawodności. W odniesieniu do nośności geotechnicznej pali sprowadza się to do założenia, że obciążenia obliczeniowe i nośności pali wyznaczone zgodnie z normami [3, 23] powinny być jednakowe lub bardzo zbliżone.

(2) Adaptacja polskiej metody określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] została przedstawiona w artykule [54]. W niniejszym opracowaniu wykorzystano końcowe wyprowadzenie nośności pionowej pała dla wymagań [23]. Norma ta jednocześnie umożliwia obliczenie nośności pionowej pała za pomocą innych metod, w szczególności:

- 1) projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych pali, które zostały potwierdzone obliczeniami lub w inny sposób,
- 2) projektowanie na podstawie wyników badań podłoża z wykorzystaniem empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach,
- 3) projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych pali, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach.

(3) Ogólna procedura sprawdzenia nośności pała zgodnie z normą [23] jest następująca: Aby wykazać, że fundament przeniesie projektowane obciążenie wciskające z wystarczającym zapasem bezpieczeństwa nośności, dla wszystkich przypadków i kombinacji obciążeń stanu granicznego należy spełnić nierówność (pkt 7.6.2.1 normy [23]):

$$F_{c,d} \leq R_{c,d},$$

gdzie:

$R_{c,d}$ – obliczeniowa wartość nośności pała wciskanego lub grupy pali wciskanych,

$F_{c,d}$ – obliczeniowe osiowe obciążenie pała wciskanego lub grupy pali wciskanych,

przy czym $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$,

$R_{c,k}$ – charakterystyczna nośność pała wciskanego,

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża normy [23],

$$R_{c,k} = \min\left(\frac{R_{c,calc,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,calc,min}}{\xi_4}\right), \text{ z tym że}$$

$R_{c,calc,mean}$ – nośność średnia wyznaczona z obliczeń,

$R_{c,calc,min}$ – nośność minimalna wyznaczona z obliczeń,

ξ_3 i ξ_4 – współczynniki korelacyjne do określania nośności pali na podstawie wyników badań podłoża, niebędących próbnymi obciążeniami (tab. 3.5.2.3.1) na podstawie Załącznika A do normy [23].

Tab. 3.5.2.3.1. Współczynniki korelacyjne ξ do wyznaczania wartości charakterystycznych na podstawie wyników badań podłoża (n – liczba badanych profilów)

ξ dla $n =$	1	2	3	4	5		7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29		1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15		1,12	1,08

(4) Reasumując, aby określić obliczeniową nośność pionową pała wciskanego, należy dysponować nośnością wynikającą z obliczeń $R_{c,calc}$ (na podstawie badań podłoża, próbnymi obciążeniami pali lub wzorów empirycznych) oraz typem pali (wbijane, wiercone, CFA).

(5) Punkt 7.6.2.3 normy [23] podaje możliwość wprowadzenia współczynnika modelu obliczeniowego, tak aby zapewnić wystarczająco bezpieczną przewidywaną nośność na wciskanie. Ponadto w przypadku konstrukcji, które mają sztywność i wytrzymałość wystarczającą do przekazania obciążeń z pali „słabych” na „mocne”, wartości współczynników korelacyjnych ξ_3 i ξ_4 można podzielić przez 1,1, pod warunkiem że ξ_3 nie będzie mniejsze niż 1,0.

(6) W niniejszym opracowaniu wykorzystano ostateczne przekształcenia podane w artykule Sobali [5], dotyczące tymczasowej propozycji adaptacji określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] wraz z wyprowadzonymi współczynnikami modelu.

(7) Obliczeniową nośność pała wciskanego oblicza się ze wzoru:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi},$$

gdzie:

$$R_{c,calc} = 1,4 \times N_t,$$

N_t – nośność pionowa pała według normy [3],

ξ – złożony współczynnik korelacyjny zależny od liczby wyników badań podłoża (patrz ξ_3 i ξ_4),

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża według normy [23],

γ_{RD} – współczynnik uwzględniający niepewność modelu,

$\gamma_{RD} = \{1,0 ; 1,125 ; 1,286\}$ – odpowiednio dla fundamentu palowego opartego na minimum trzech palach, dwóch palach oraz jednym palu według normy [23].

(8) Nośność pionowa pala wciskanego wyliczana jest na podstawie sumy nośności podstawy pala oraz nośności na pobocznicy pala. Opory tarcia pod podstawą pala oraz na pobocznicy pala odczytano i interpolowano z zestawień tabelarycznych podanych w normie [3]:

1) $D = 1,0$ m – średnica pali,

2) $A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,0^2}{4} = 0,785$ m² – pole powierzchni podstawy pala,

3) $q_5 = 2800$ kPa – opór nośności pod podstawą pala (warstwa nr 5, półzwarty il),

4) $\gamma_m = 0,9$ – częściowy współczynnik materiałowy dla gruntu,

5) $q_r = \gamma_m \times q_5 = 0,9 \times 2800 = 2520$ kPa – obliczeniowy opór pod podstawą pala (w gruntach niespoistych średnio zagęszczonych i zagęszczonych należy uwzględnić wpływ średnicy podstawy pala na opór w podstawie oraz długość krytyczną pala),

6) $S_s, S_p = 1,0$ – współczynniki technologiczne dla podstawy i pobocznic w palach CFA,

7) $N_s = S_s \times q_r \times A_p = 1,0 \times 2520 \times 0,785 = 1978$ kN – nośność podstawy pala.

(9) Opory tarcia na pobocznicy dla poszczególnych warstw według normy [3] są równe: $t_1 = 0$ kPa, $t_2 = -5$ kPa, $t_3 = -5$ kPa, $t_4 = 27,2$ kPa, $t_5 = 95$ kPa. Spód ławy fundamentowej położony jest w warstwie nr 2, warstwę nr 1 pominięto. Z uwagi na niski moduł ścisłości warstwy nr 3 założono osiadanie tej warstwy oraz warstw leżących wyżej. Dla tych warstw przyjęto tarcie negatywne na pobocznicy pala równe -5 kPa. Miąższości dla poszczególnych warstw geotechnicznych mają wartości: $h_1 = 0$ m, $h_2 = 1,0$ m, $h_3 = 1,0$ m, $h_4 = 2,5$ m, $h_5 = 5,5$ m.

(10) Nośność pobocznicy pala wynosi:

$$N_p = S_p \times \gamma_m \times D \times 3,14 \times \sum t_i \times h_i = 1,0 \times 0,9 \times 1,0 \times 3,14 \times (0 \times 0 - 5 \times 1 - 5 \times 1 + 27,2 \times 2,5 + 95 \times 5,5) = 1684 \text{ kN.}$$

(11) W kolejnym kroku należy sprawdzić, czy nie wystąpi redukcja nośności na pracy grupy pali. Przyjęto, że w podłożu znajdują się głównie grunty spoiste w stanie plastycznym i twaroplastycznym. Kąt rozkładu naprężeń wzdłuż pobocznicy pala przyjęto bezpiecznie $\alpha = 5^\circ$, natomiast długość pali $h_{pal} = 10$ m, a ich minimalny rozstaw $r_{pal} = 3,2$ m.

(12) Promień podstawy naprężeń R wynosi:

$$R = \frac{D}{2} + h_{pal} \times \tan \alpha = \frac{1}{2} + 10 \times \tan 5^\circ = 1,37 \text{ m.}$$

(13) Współczynnik redukujący nośność pobocznicy:

$$\frac{r_{pal}}{R} = \frac{3,2}{1,37} = 2,33 \geq 2,0 \rightarrow m = 1,0.$$

Ostatecznie nośność pala nie ulega redukcji z uwagi na pracę w grupie.

(14) Nośność pionowa pala wynosi:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times N_t}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (N_p + N_s)}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (1978 + 1684)}{1,1 \times 1,0 \times 1,4} = 3329 \text{ kN} \leq N_{max,pal} = 3383 \text{ kN.}$$

(15) W wyniku obliczeń wykazano niewielkie przekroczenie nośności pionowej pala (1,5%). Dobór długości pala należy uznać za poprawny, ponieważ z maksymalnej siły osiowej pala należy odjąć różnicę między ciężarem pala i ciężarem gruntu rodzimego oraz zaniedbano warunek zwiększenia nośności pala (o 10%) z uwagi na sztywne zwieńczenie i redystrybucję obciążeń z pali mocnych na pale słabe. W przeciwnym wypadku należy wydłużyć pale fundamentowe o co najmniej 0,5 m.

Nośność na wyparcie podłoża pod ławą ściany bocznej przyczółka

(16) Obliczając podłoże pod fundamentem, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

R_d – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

V_d – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne).

Ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie. Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(17) 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.

(18) Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się z zależności:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

c_k' – spójność gruntu,

Φ' – kąt tarcia wewnętrznego,

γ' – 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_γ – 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_γ – 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_γ – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe): $s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \Phi'$ dla prostokąta,

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

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

i_c, i_q, i_γ – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe): $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \times \tan \Phi')$,
 $i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \Phi'}\right]^m$, $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \Phi'}\right]^{m+1}$,

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

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

Określenie mimośrodu obciążeń e_B i e_L

(19) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej siły pionowej (tab. 3.3.6.3). Mimośród e_B ma wartość:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|960,7|}{6198} = 0,155 \leq \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1,0 \text{ m},$$

natomiast mimośród e_L :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|4027|}{6198} = 0,65 \leq \frac{L}{6} = \frac{4,8}{6} = 0,8 \text{ m}.$$

Warunek jest zatem spełniony, a wymiary fundamentu zostały odpowiednio dobrane:

$$L' = L - 2 \times e_L = 4,8 - 2 \times 0,65 = 3,5 \text{ m},$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 6,0 - 2 \times 0,155 = 5,69 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 5,69 \text{ m} \times 3,5 \text{ m} = 19,91 \text{ m}^2.$$

(20) Współczynniki nośności oblicza się w następujący sposób:

$$N_q = e^{\pi t g^{\phi'}} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = e^{\pi t g^{35}} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2} \right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) t g^{\phi'} = 2(33,3 - 1) t g^{35} = 45,2.$$

(21) W kolejnym kroku oblicza się współczynnik kształtu fundamentu (dla prostokąta). W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym szerokość fundamentu jest większa od jego długości. Wzory na L i B , które opisują wymiary fundamentu należy rozpatrywać w jako L – dłuższy wymiar boku i B – krótszy wymiar boku. Wykonano odpowiednią korektę oznaczeń w obliczeniach:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \sin \phi' = 1 + \frac{3,5}{5,69} \times \sin 35 = 1,35,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0,3 \times \frac{3,5}{5,69} = 0,82,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,35 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,36.$$

(22) Następnie oblicza się współczynniki nachylenia podstawy fundamentu. Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi $\alpha = 0$:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times t g^{\phi'})^2 = (1 - 0 \times t g^{35})^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - \left(1 - b_q \right) / (N_c \times t g^{\phi'}) = 1,0 - (1 - 1,0) / (46,1 \times t g^{35}) = 1,00.$$

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

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} = \frac{\left[2 + \left(\frac{3,5}{5,69} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{3,5}{5,69} \right) \right]} = 1,62.$$

(24) W przypadku siły poziomej $H = 1157 \text{ kN}$:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^m = \left[1 - \frac{1157}{6198 + 19,91 \times 0 \times \cot 35} \right]^{1,62} = 0,716,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times t g^{\phi'}} = 0,716 - \frac{1 - 0,716}{38,64 \times t g^{35}} = 0,707$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{1157}{6198 + 19,91 \times 0 \times \cot 35} \right]^{1,62+1} = 0,58.$$

(25) Fundament przyczołka zagłębiony jest 2,00 m poniżej poziomu terenu pierwotnego, a naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia mają wartość:

$$q' = \gamma_{\text{grunt}} \times d_{\text{fundament}} = 18,5 \times 2,0 = 37,0 \text{ kPa.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,36 \times 0,707 + 37 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,35 \times 0,716 + 0,5 \times 18,5 \times 3,5 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,82 \times 0,58 = 1888 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'} \right) \times A' = 1888 \times 19,91 = 37\,603 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{37\,603}{1,4} = 26\,859 \text{ kN.}$$

(26) Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu wynosi: $V_d^{\text{max}} = 7758 \text{ kN}$. Następnie dokonuje się sprawdzenia warunku:

$$V_d^{\text{max}} = 7758 \text{ kN} < R_d = 26\,859 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności podłoża na wyparcie wynosi:

$$\frac{v_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 28,9 \%$$

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

Nośność na przesunięcie boczne w poziomie ławy fundamentowej

(27) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d},$$

gdzie:

R_d – obliczeniowy opór na przesunięcie,

H_d – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p;d}$ – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu; w niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(28) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu. W warunkach z odpływem obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d \text{ lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R;h},$$

gdzie:

$\gamma_{R;h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

V_d' – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

δ_k, δ_d – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt δ_d można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym $\varphi_{cv,d'}$ dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub równy $2/3 \varphi_{cv,d}$ dla gładkich fundamentów prefabrykowanych. Efektywną spójność gruntu można pominąć. W przykładzie założono bezpiecznie kąt $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$.

(29) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = A_c \times c_{u;d} \text{ lub } R_d = (A_c \times c_{u;d}) / \gamma_{R;h},$$

gdzie:

$\gamma_{R;h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

A_c – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u;d}$ – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundamentem i niezdrutowanym podłożem spoistym, należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

(30) W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych. Uwzględniając ten fakt, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R;h}} = \frac{6198 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 2431 \text{ kN}.$$

(31) Maksymalna obliczeniowa siła pozioma H_d wynosi 1845 kN. Dokonujemy sprawdzenia warunku nośności:

$$H_d = 1845 \text{ kN} \leq R_d = 2431 \text{ kN}.$$

Wykorzystanie nośności podłoża na przesunięcie wynosi:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 75,9\%.$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

3.5.3. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości – korpus

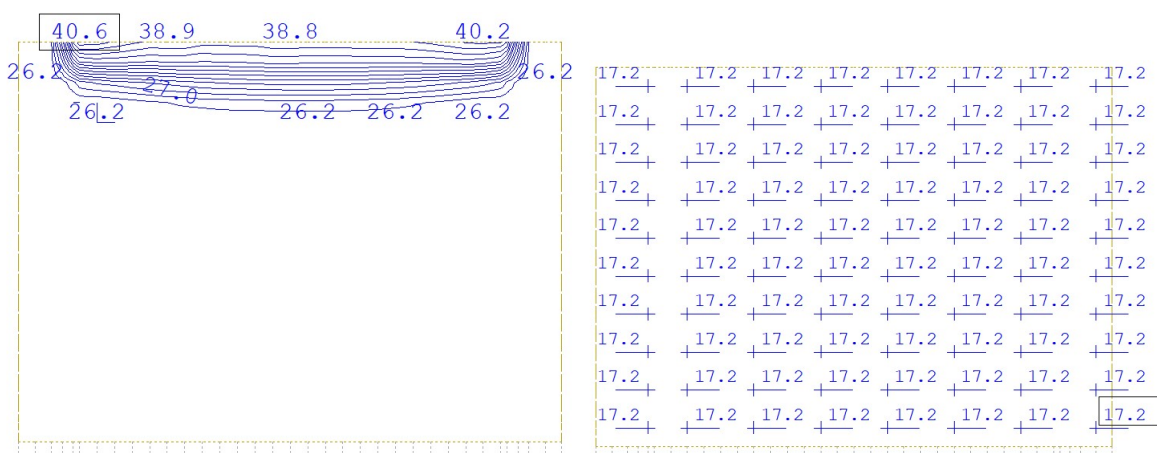
3.5.3.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Stany graniczne użytkowości pozostałych elementów żelbetowych, tj. korpusu podpory i ściany skrzydła oraz ławy fundamentowej podpory i ściany skrzydła, sprawdzono za pomocą modelu numerycznego zgodnie z zasadami przedstawionymi w normach [14, 15]. Ze względu na powtarzalność analitycznej metody obliczeniowej w zakresie pełnego sprawdzenia SGU (pkt 3.4.2) pominięto ten etap w przypadku pozostałych elementów żelbetowych. SGU tych elementów został sprawdzony w modelu numerycznym przez dobór minimalnego zbrojenia ze względu na dopuszczalny poziom naprężeń i zarysowania oraz ograniczenie naprężeń w betonie.

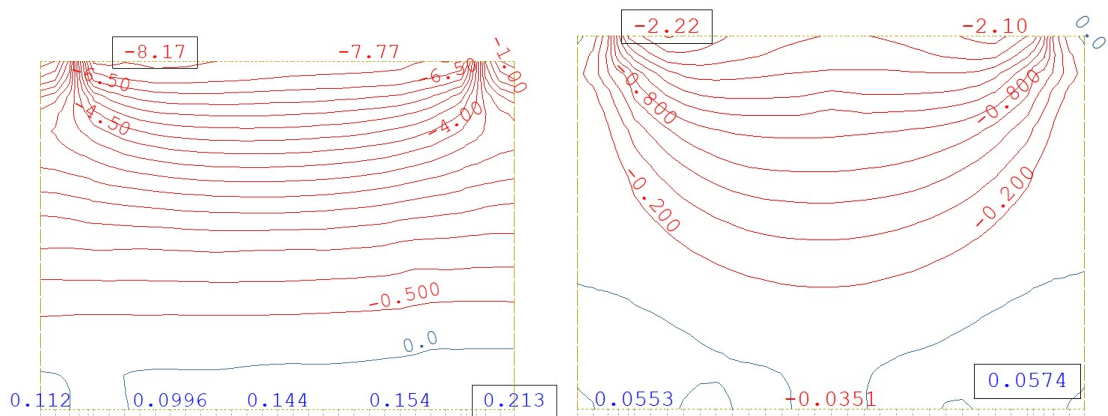
Korpus podpory wiaduktu

(2) Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji charakterystycznej oraz quasi-stałej dla analizowanego numerycznie korpusu podpory w SGU przedstawiono na rys. 3.5.3.1.1–3.5.3.1.3.

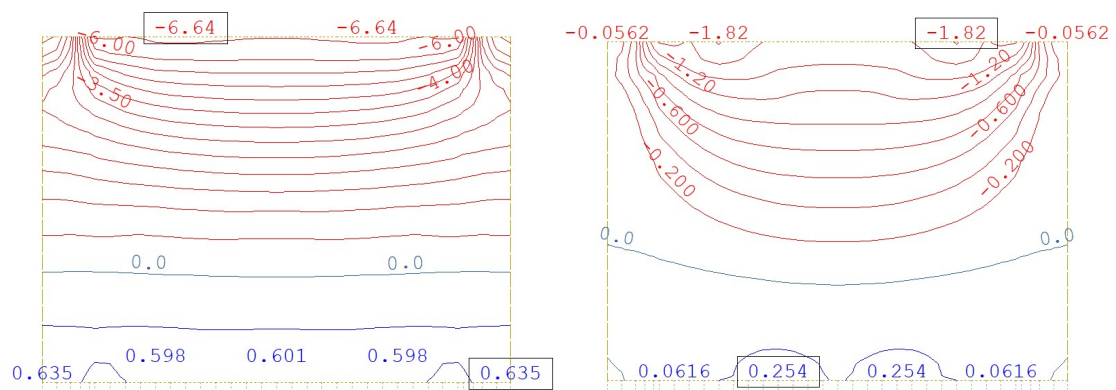
(3) Wyznaczone numerycznie maksymalne wartości naprężeń w korpusie podpory od kombinacji charakterystycznej równe 8,17 MPa są mniejsze od wartości dopuszczalnych $0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$. Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji quasi-stałej równe 6,64 MPa również są mniejsze od dopuszczalnych $0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$. Wyznaczony poziom zbrojenia w korpusie podpory ze względu na spełnienie SGU, uwzględniający maksymalne ograniczenie naprężeń do 400 MPa oraz rozwartość rysy do 0,3 mm nie przekracza dobranej zbrojenia ze względu na spełnienie SGN.



Rys. 3.5.3.1.1. Mapa maksymalnego zbrojenia głównego korpusu podpory ze względu na zarysowanie i ograniczenie naprężeń stali zbrojeniowej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej od strony zasypki [cm²/m]



Rys. 3.5.3.1.2. Maksymalne naprężenia ściskające w betonie od kombinacji charakterystycznej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej z uwzględnieniem wpływu pęcznienia w chwili oddania obiektu do eksploatacji oraz po 100 latach

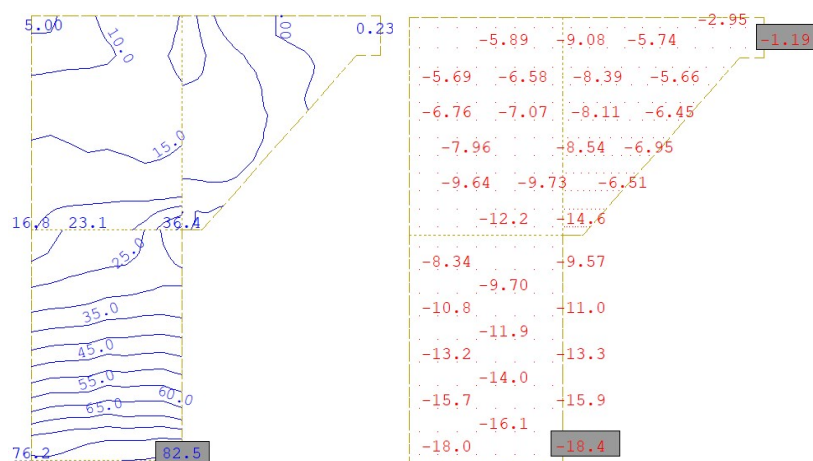


Rys. 3.5.3.1.3. Maksymalne naprężenia ściskające w betonie od kombinacji quasi-stałej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej z uwzględnieniem wpływu pęcznienia w chwili oddania obiektu do eksploatacji oraz po 100 latach

Korpus ściany bocznej przyczółka

(4) Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji charakterystycznej oraz quasi-stałej dla analizowanej numerycznie ławy fundamentowej podpory w SGU przedstawiono na rys. 3.5.3.1.4.

(5) Założone zbrojenie w stanie granicznym użyteczności przyjmuje mniejsze naprężenia rozciągające niż dopuszczalne $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$ MPa. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń również są zachowane, przekroczenie naprężeń stanowi 2,2%, a zgodnie z punktem 7.2 normy [15] dopuszczalne przekroczenie wynosi 10% ponad $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$ MPa.



Rys. 3.5.3.1.4. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie ściany bocznej przyczółka w stanie granicznym zarysowania (z lewej) oraz wartości naprężeń w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń w [MPa] (z prawej) w [cm²/m]

(6) Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji quasi-stałej równe 6,0 MPa są mniejsze od dopuszczalnych równych $0,45f_{ck} = 13,5$ MPa. Wyznaczony poziom zbrojenia w korpusie ściany bocznej przyczółka ze względu na spełnienie SGU, uwzględniający maksymalne ograniczenie naprężeń do 400 MPa oraz rozwartość rysy do 0,3 mm, nie przekracza dobranego zbrojenia ze względu na spełnienie SGN.

3.5.3.2. Ograniczenie przemieszczeń

(1) W przypadku przyjętego modelu numerycznego przyczółka mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej, pod podstawami pali i wzdłuż ich pobocznic. W przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, tak aby można je było porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi.

(3) Norma [23] nie podaje niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego równą w kierunku podłużnym – 10 mm, a w kierunku poprzecznym – 2,5 mm podano natomiast w normie [12]. W Załączniku Krajowym NA do normy [23] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 3.5.3.2.1).

Tab. 3.5.3.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

Maksymalne osiadanie S_{max} [mm]	Maksymalny obrót θ_{max} [rad]	Strzałka wygięcia Δ_{max} [mm]	Przechylenie ω [rad]
50	0,002	10	0,003

(4) 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 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 w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 3.5.2.3.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(5) W przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego.

(6) Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5] w punkcie 5.3 podaje następujące wytyczne dotyczące osiadań podłoża: jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, należy dla układów statycznie niewyznaczalnych uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

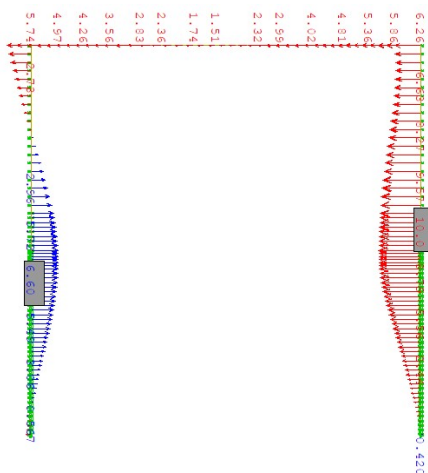
(7) Przedmiotowy most jest obiektem ramowym. Założono dopuszczalne osiadania podpór (pale fundamentowe, dojazd do obiektu, ławy ścian bocznych przyczółków) równe 15 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych przyczółków o wartość równą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

Korpus podpory wiaduktu

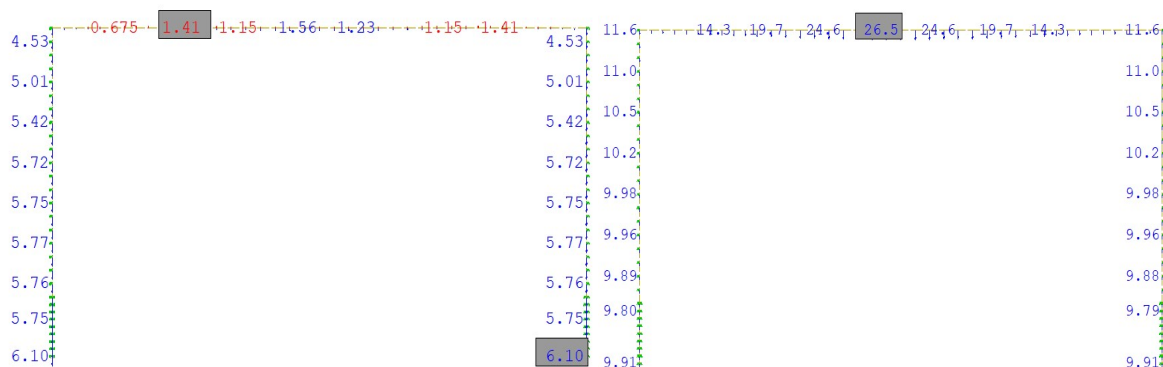
(8) Maksymalne przemieszczenia poziome korpusu podpory wiaduktu wyniosły 10 mm (rys. 3.5.3.2.1, 3.5.3.2.2). Osiągnęły one dopuszczalną wartość graniczną równą 10 mm. Osiadanie przyczółków ma wartość:

$$s_{max} = 9,91 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} = s_{dop.}$$

Warunek ustalany jest po obliczeniu osiadań dla podpór oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie palowym jest zachowane.



Rys. 3.5.3.2.1. Maksymalne przemieszczenia boczne (x-x) ramy od charakterystycznej kombinacji obciążeń [mm], uwzględnienie z prawej strony parcia od obciążenia na dojeździe do obiektu



Rys. 3.5.3.2.2. Minimalne (z lewej) i maksymalne (z prawej) przemieszczenia pionowe w poziomie ławy fundamentowej od charakterystycznej kombinacji obciążeń [mm], z analizy przemieszczeń pionowych wyłączono zadaną różnicę osiadań między podporami o 10 mm

(9) Sprawdzenie dopuszczalnych przechyłów w korpusie przyczółka oblicza się ze wzoru:

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{korpus}}\right) = \text{atan}\left(\frac{12.4 \text{ mm}}{11,1 \text{ m}}\right) = 0,0011 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop.}$$

gdzie Δs – różnica wychyleń w korpusie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w korpusie jest zachowane.

(10) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń w poziomie fundamentu:

$$\Delta_x = 10,0 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop.}$$

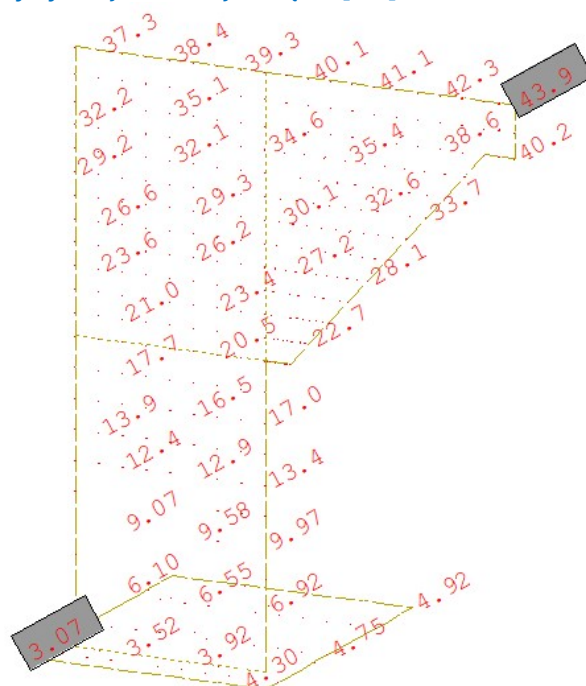
w którym Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

Przemieszczenia ściany bocznej przyczółka

(11) Analizę przemieszczeń dla ściany bocznej korpusu należy przeprowadzić w ten sam sposób, co procedurę przemieszczeń obiektu mostowego. Wyniki przemieszczeń pokazano na rys. 3.5.3.2.3 i 3.5.3.2.4.

14.5	12.4	10.6	9.01	7.65	6.40	5.17	12.0	10.2	8.50	7.09	5.85	4.65	3.45
14.4	12.3	10.4	8.87	7.50	6.24	5.00	12.1	10.3	8.57	7.15	5.90	4.69	3.48
14.3	12.2	10.3	8.73	7.35	6.08	4.84	12.2	10.3	8.62	7.19	5.93	4.72	3.51
14.2	12.0	10.2	8.58	7.20	5.92	4.68	12.2	10.4	8.67	7.23	5.97	4.75	3.53
14.1	11.9	10.0	8.43	7.04	5.75	4.52	12.3	10.4	8.71	7.26	6.00	4.78	3.54
14.0	11.8	9.86	8.27	6.87	5.57	4.35	12.3	10.5	8.75	7.29	6.02	4.80	3.55
13.8	11.6	9.71	8.11	6.70	5.41	4.18	12.4	10.5	8.78	7.32	6.04	4.81	3.55
13.7	11.5	9.55	7.94	6.52	5.23	4.00	12.4	10.6	8.82	7.35	6.06	4.81	3.55
13.5	11.3	9.39	7.77	6.35	5.06	3.82	12.4	10.6	8.85	7.37	6.06	4.81	3.54
13.4	11.2	9.23	7.59	6.18	4.89	3.70	12.4	10.6	8.87	7.38	6.06	4.81	3.49
13.2	11.0	9.03	7.45	6.13	4.89	3.71	12.5	10.6	8.87	7.33	5.91	4.61	3.29

Rys. 3.5.3.2.3. Maksymalne (z lewej) i minimalne (z prawej) przemieszczenia pionowe w poziomie łąwy fundamentowej od charakterystycznej kombinacji obciążeń [mm]



Rys. 3.5.3.2.4. Maksymalne przemieszczenia poziome ściany bocznej przyczółka od charakterystycznej kombinacji obciążeń [mm]

(12) Osiadanie łąw ścian bocznych przyczółków wynosi:

$$s_{max} = 14,5 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} = s_{dop}$$

Różnica w osiadaniu zdylatowanej łąwy fundamentowej ściany bocznej przyczółka oraz fundamentu obiektu mostowego wynosi maksymalnie 6,4 mm i jest mniejsza niż wartość dopuszczalna równa 10 mm. Przechylenia względne fundamentu łąw wynosi:

$$\Delta s_{min} = 9,2 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}, \Delta s_{max} = 9,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy zatem uznać za spełnione.

(13) Następnie sprawdza się dopuszczalne przechyty w korpusie ściany bocznej przyczółka oraz ławie fundamentowej:

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ławia}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{9,3 \text{ mm}}{6 \text{ m}}\right) = 0,0016 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{34,3 \text{ mm}}{11,2 \text{ m}}\right) = 0,003 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

gdzie Δs – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie.

Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(14) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 4,92 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop},$$

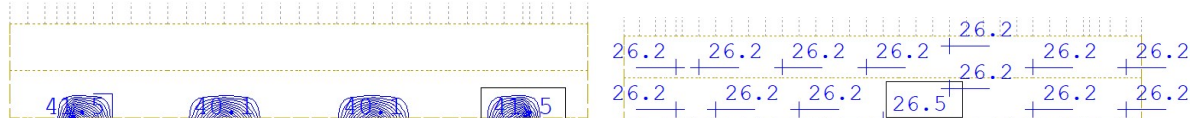
przy czym Δ_x to maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

3.5.4. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości – fundament

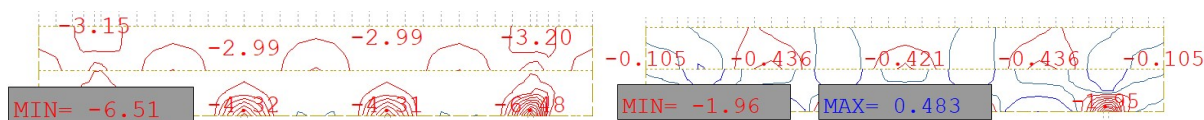
3.5.4.1. Ograniczenie naprężeń

Ława fundamentowa korpusu podpory wiaduktu

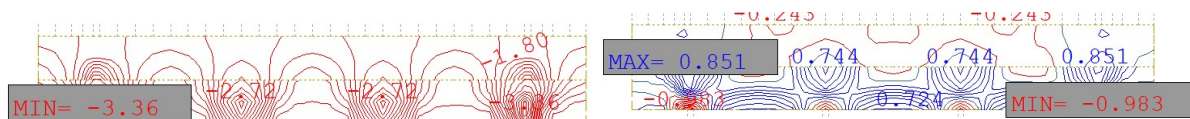
(1) Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji charakterystycznej oraz quasi-stałej dla analizowanego numerycznie ławy fundamentowej podpory w SGU przedstawiono na rys. 3.5.4.1.1–3.5.4.1.3.



Rys. 3.5.4.1.1. Mapa maksymalnego zbrojenia głównego ławy fundamentowej podpory ze względu na zarysowanie i ograniczenie naprężeń s stali zbrojeniowej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej od strony zasyпки [cm²/m]



Rys. 3.5.4.1.2. Maksymalne naprężenia ściskające w betonie od kombinacji charakterystycznej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej z uwzględnieniem wpływu pełzania w chwili oddania obiektu do eksploatacji oraz po 100 latach



Rys. 3.5.4.1.3. Maksymalne naprężenia ściskające w betonie od kombinacji quasi-stałej w kierunku (x-x) z lewej oraz (y-y) z prawej z uwzględnieniem wpływu pełzania w chwili oddania obiektu do eksploatacji oraz po 100 latach

(2) Wyznaczone numerycznie maksymalne wartości naprężeń w korpusie podpory od kombinacji charakterystycznej równe 6,51 MPa są mniejsze od wartości dopuszczalnych $0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$. Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji quasi-stałej równe 3,36 MPa również są mniejsze od dopuszczalnych równych $0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$. Wyznaczony poziom zbrojenia w ławie fundamentowej podpory ze względu na spełnienie SGU, uwzględniający maksymalne ograniczenie naprężeń do 400 MPa oraz rozwartość rysy do 0,3 mm, nie przekracza dobranego zbrojenia ze względu na spełnienie SGN.

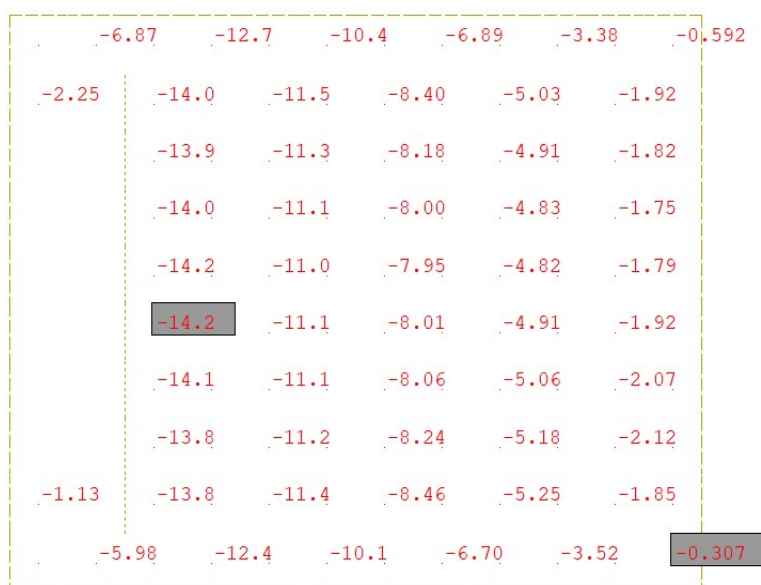
Ława ściany bocznej przyczółka

(3) Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji charakterystycznej oraz quasi-stałej dla analizowanego numerycznie ławy fundamentowej podpory w SGU przedstawiono na rys. 3.5.4.1.4.

(4) Założone zbrojenie w stanie granicznym użyteczności przyjmuje mniejsze naprężenia rozciągające niż dopuszczalne $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$ MPa. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń również są zachowane i mniejsze niż dopuszczalne:

$$\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa.}$$

Maksymalne wartości naprężeń od kombinacji quasi-stałej równe 7,3 MPa są mniejsze od dopuszczalnych $0,45f_{ck} = 13,5$ MPa. Wyznaczony poziom zbrojenia w ławie fundamentowej ściany bocznej przyczółka ze względu na spełnienie SGU, uwzględniający maksymalne ograniczenie naprężeń do 400 MPa oraz rozwartość rysy do 0,3 mm, nie przekracza dobranego zbrojenia ze względu na spełnienie SGN.



Rys. 3.5.4.1.4. Wartości naprężeń w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

