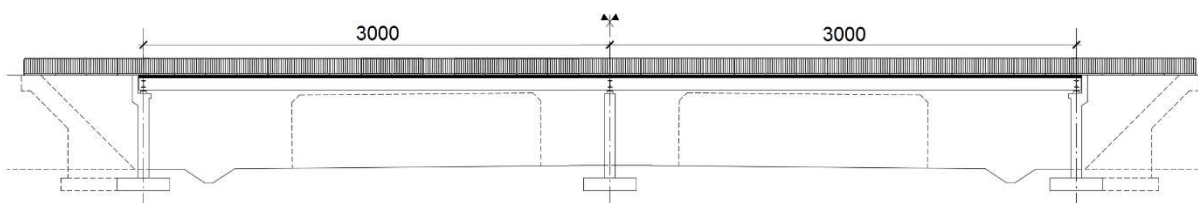


10. Wiadukt dla pieszych i rowerów ze stalowych belek walcowanych o schemacie belki ciągłej

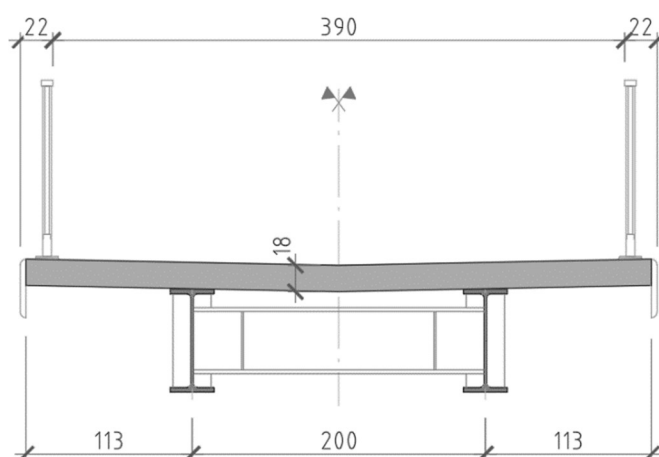
10.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

10.1.1. Układ konstrukcyjny i parametry techniczne

(1) Konstrukcja przęseł obejmuje ustrój nośny dwuprzęsłowego wiaduktu dla pieszych i rowerów o rozpiętościach przęseł 30,00 + 30,00 m (rys. 10.1.1.1). Rozwiązaniem są przęsła zespolone składające się z dwóch stalowych belek walcowanych HEB 800 w rozstawie 2,00 m oraz monolitycznej, zespolonej płyty pomostu o grubości 18 cm. W osiach podporowych zlokalizowane są stalowe poprzecznice z belek walcowanych HEB 500.



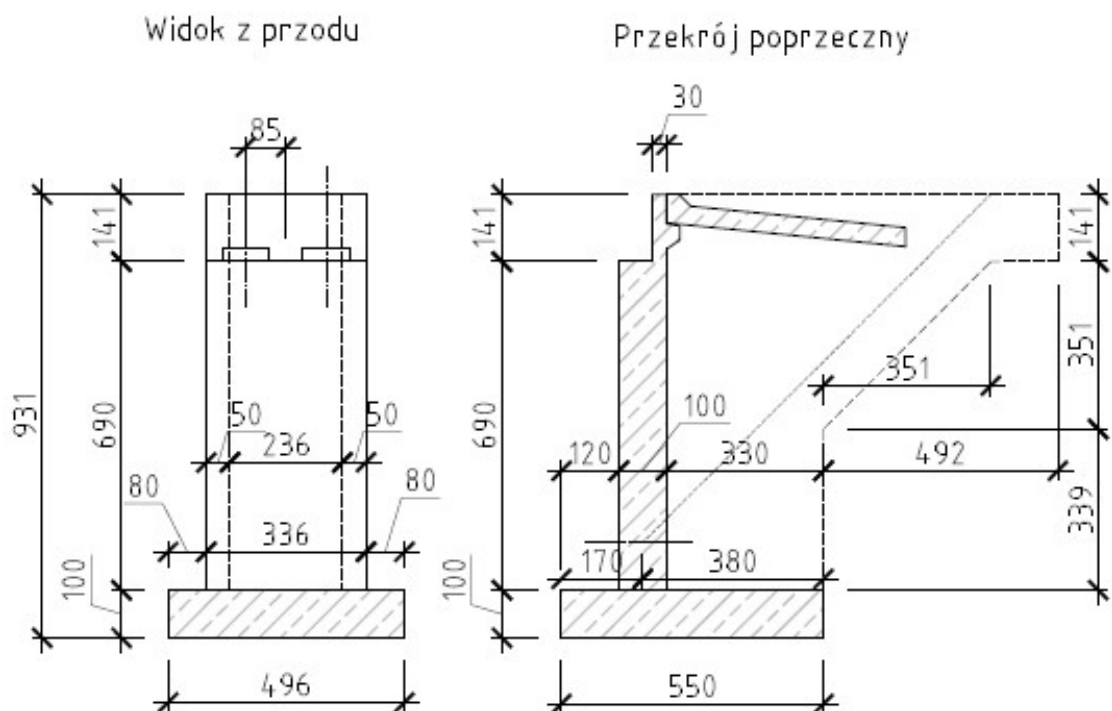
Rys. 10.1.1.1. Przekrój podłużny przez obiekt



Rys. 10.1.1.2. Przekrój poprzeczny

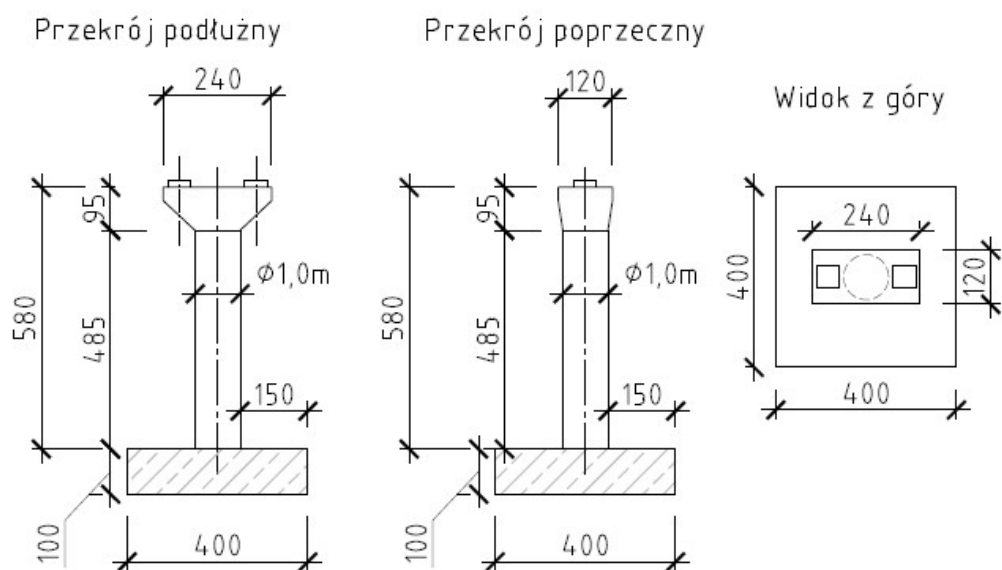
(2) Całkowita szerokość pomostu wynosi 4,34 m. Wiadukt przeprowadza drogę dla pieszych i rowerów nad drogą ekspresową. Szerokość użytkowa mierzona w licach balustrad to 3,90 m. Przekrój poprzeczny jest symetryczny względem osi podłużnej (rys. 10.1.1.2).

(3) Zaprojektowano przyczółek z korpusem pełnościennym, zwieńczonym u dołu ławą fundamentową, posadowioną bezpośrednio w gruntach niespoistych, piaskach średnich średnio zagęszczonych. Skrzydła przyczółka zaprojektowano jako pełnościenne ściany monolitycznie połączone z korpusem oraz ławą fundamentową. Wysokość całkowita korpusu wynosi 8,31 m, a jego grubość 1,00 m. W górnej części znajduje się korpus w postaci ścianki zapleczonej o wysokości 1,41 m oraz grubości 0,30 m. Grubość skrzydeł przyczółka jest stała po wysokości korpusu i równa 0,50 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 4,96 × 5,50 m oraz grubość równą 1,00 m. Podstawowe gabaryty przyczółka zaczerpnięto z rozwiązań zaprezentowanych w karcie Z8-PK katalogu WR-M-21-1. W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym szerokość ławy wydłużono o 0,50 m celem spełnienia warunków dotyczących przemieszczeń podpory mostowej. Na rys. 10.1.1.3 pokazano schemat podpory przyczółka wiaduktu dla pieszych i rowerów.



Rys. 10.1.1.3. Schemat podpory przyczółka wiaduktu dla pieszych i rowerów

(4) Filar wiaduktu dla pieszych i rowerów zaprojektowano jako jednostupowy, zwieńczony u dołu ławą fundamentową, posadowioną na fundamencie bezpośrednim. Słup żelbetowy filara ma przekrój poprzeczny kołowy o średnicy 1,00 m i długości 5,80 m (oczep podłożyskowy włączono do wysokości słupa). Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 4,00 × 4,00 m oraz grubość równą 1,00 m. Wymiary ławy fundamentowej powiększono z pierwotnych 3,50 × 3,50 m z uwagi na uwzględnienie sytuacji wyjątkowej, tj. uderzenie pojazdu o filar, w odniesieniu do podstawowej geometrii filara mostowego z karty katalogowej Z9-FSK według rozwiązań przedstawionych w katalogu WR-M-21-1. Na rys. 10.1.1.4 przedstawiono schemat podpory filara wiaduktu dla pieszych i rowerów.



Rys. 10.1.1.4. Schemat podpory filara wiaduktu dla pieszych i rowerów

10.1.2. Materiały konstrukcyjne

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto zgodnie z normami [14, 15, 17, 20]. Belki walcowane zostały zaprojektowane ze stali gatunku S460. Sworznie zespajające przyjęto ze stali S235J+C450. Płyta pomostu, elementy podpór i fundamentów zaprojektowano z betonu klasy C30/37. Jako stal zbrojeniową przyjęto stal o wysokiej ciągliwości klasy C według norm [14, 15] z gatunku B500SP o charakterystycznej granicy plastyczności $f_{yk} = 500$ MPa.

(2) Współczynniki częściowe dla materiałów w stanach granicznych nośności przyjęto według normy [22]: dla betonu $\gamma_c = 1,4$, dla stali zbrojeniowej $\gamma_s = 1,15$ oraz stali konstrukcyjnej $\gamma_{M,0} = 1,0$, $\gamma_{M,1} = 1,1$.

(3) Klasę ekspozycji elementów przęśla przyjęto ze względu na warunki środowiskowe, opierając się na normie [14]: XC4 (dolna powierzchnia płyty), XC3 (górną powierzchnia płyty) oraz XC4, XD1, XF2 (korpus przyczółka i filara) XC2 i XA1 (ławy fundamentowe). Przyjęte klasy ekspozycji były podstawą do określenia nominalnej wymaganej wielkości otulenia betonem prętów zbrojeniowych w ustroju nośnym. Dla tych klas ekspozycji otulina c_{nom} wynosi 35 i 45 mm odpowiednio dla górnej i dolnej siatki zbrojeniowej oraz 50 mm dla elementów podpór (korpusy, ławy).

10.1.3. Technologia budowy

(1) Kolejne etapy budowy obiektu obejmują:

- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) częściowe wykonanie nasypu do obiektu mostowego bez strefy przejściowej (dotyczy przyczółków),
- 3) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed wykonaniem ław fundamentowych,
- 4) wykonanie podpór (przyczółki i filar),
- 5) ustawienie konstrukcji stalowej na docelowych łożyskach – montaż konstrukcji stalowej może się odbywać sekcjami z użyciem podpór tymczasowych; dopuszcza się równoważne metody scalenia i montażu konstrukcji stalowej w docelowej lokalizacji, należy zapewnić stateczność konstrukcji stalowej do czasu związania betonu płyty pomostu (montaż tandemu lub stężenia tymczasowe),
- 6) wykonanie szalunków dla płyty pomostu (pola pomiędzy dźwigarami oraz wsporniki podchodnikowe) oraz ułożenie prętów zbrojeniowych,
- 7) zabetonowanie płyty pomostu w sposób eliminujący przekazywanie obciążeń na świeży beton zgodnie ze sztuką budowlaną, w przypadku analizowanego obiektu dopuszcza się betonowanie w jednym, ciągłym procesie,
- 8) montaż i ułożenie elementów wyposażenia po dojrzeniu betonu zgodnie ze sztuką budowlaną, zachowując minimalne odstępy pomiędzy kolejnymi etapami.

10.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(2) Obliczenia były wykonywane w dwóch tzw. trwałych sytuacjach obliczeniowych: w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) oraz w chwili zakończenia przewidywanego okresu eksploatacji (t_∞), który został określony na 100 lat.

(3) Obie sytuacje różniły się od siebie odmiennym poziomem wpływu reologii betonu. Nie przeprowadzono obliczeń w przejściowych sytuacjach obliczeniowych (w stanach montażowych, sytuacjach wyjątkowych itd.). W momencie betonowania płyty pomostu należy stosować tymczasowe stężenia dla dźwigarów głównych w celu zabezpieczenia stateczności ściskanych pasów. Po związaniu betonu tę rolę przejmuje płyta pomostu. W obliczeniach uwzględniano możliwość zwichrzenia pasa dolnego w strefie podpór pośrednich pod obciążeniami eksploatacyjnymi. W opracowaniu podpór mostowych rozpatrzono trwałą sytuację obliczeniową w przypadku przyczółków oraz sytuację trwałą i wyjątkową w przypadku filarów.

10.1.5. Zakres obliczeń

(1) Obliczenia są prowadzone w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa według normy [9] oraz załącznika A2 do tej normy. Wymiarowanie przekrojów poprzecznych

przeprowadzono zgodnie z wytycznymi norm [15, 20, 22], odpowiednio w zakresie elementów betonowych, stalowych i zespolonych.

(2) Obliczenia rozpoczęto od wykonania modelu konstrukcji przęseł i przeprowadzenia analizy statycznej. Na podstawie otrzymanych sił wewnętrznych zweryfikowano warunki nośności i użyteczności w odniesieniu do poszczególnych elementów i ich przekrojów poprzecznych.

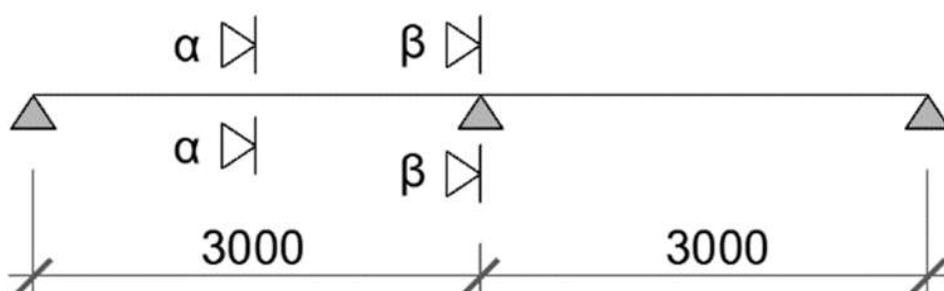
(3) Weryfikacji w zakresie nośności i użyteczności poddano charakterystyczne przekroje zespolonych dźwigarów głównych: przekrój przęsłowy i podporowy. Warunki zostały sprawdzone dla przekroju nad filarem i w środku przęsła (rys. 10.1.5.1). Sprawdzone nośność przekrojów oraz nośność całego dźwigara z uwzględnieniem niestateczności globalnej (zwichrzenia) w strefie podpory pośredniej. Sprawdzeniu poddano również płytę żelbetową, oddzielnie w kierunku podłużnym i poprzecznym (bez interakcji pomiędzy efektami globalnymi i lokalnymi).

(4) Zakres sprawdzeń normowych SGN obejmował:

- 1) nośność przekrojów dźwigara zespolonego na zginanie (według rys. 10.1.5.1),
- 2) nośność dźwigara zespolonego na zwichrzenie w pobliżu podpory pośredniej,
- 3) nośność przekrojów dźwigara zespolonego na ścinanie poprzeczne,
- 4) sprawdzenie interakcji zginania i ścinania poprzecznego,
- 5) nośność zespolenia pomiędzy dźwigarem stalowym i płytą betonową,
- 6) nośność zginanego przekroju płyty w kierunku poprzecznym,
- 7) nośność ścinanego poprzecznie przekroju płyty w kierunku poprzecznym.

(5) Zakres sprawdzeń normowych SGU obejmował natomiast:

- 1) ograniczenie naprężeń w dźwigarze zespolonym w części betonowej, stali zbrojeniowej i stali konstrukcyjnej,
- 2) ograniczenie zarysowania dźwigara zespolonego w strefie podporowej,
- 3) ograniczenie naprężeń w zginanym przekroju płyty pomostu w kierunku poprzecznym,
- 4) ograniczenie zarysowania przekrojów płyty pomostu pracującej w kierunku poprzecznym.



Rys. 10.1.5.1. Przekroje podlegające sprawdzeniu zginania

(6) W zakresie podpór w stanie granicznym nośności sprawdzono:

- 1) wymiarowanie łąw fundamentowych,
- 2) wymiarowanie korpusów,
- 3) nośność pionową podłoża na wyparcie,
- 4) nośność na przesunięcie poziome fundamentu.

(7) W zakresie podpór w stanie granicznym użyteczności sprawdzono:

- 1) osiadanie fundamentu,
- 2) przechył fundamentu.

(8) W stanie granicznym sprawdzono również zarysowania (quasi-stała kombinacja obciążeń) wymiarowanie korpusu oraz łąw fundamentowych. W przykładzie obliczeniowym podpór mostowych większy nacisk położono na kwestie geotechniczne związane z nośnością pali fundamentowych, obciążeniem parciem gruntu (przyczółki) oraz globalnymi przemieszczeniami podpór mostowych. Wymiarowanie elementów żelbetowych powierzchniowych, czyli łąw fundamentowe i korpusu, przeprowadzono w środowisku systemu SOFiSTiK według wymagań norm [14, 15], w którym wykonano modele obliczeniowe podpór mostowych.

10.2. Przęsło

10.2.1. Zestawienie obciążeń

10.2.1.1. Ciężary własne

(1) W analizie statyczno-wytrzymałościowej uwzględniono następujące rodzaje obciążeń oraz oddziaływań stałych:

- 1) ciężar własny konstrukcji,
- 2) ciężar własny elementów wyposażenia,
- 3) skurcz betonu,
- 4) nierównomierne osiadanie podpory.

(2) Obciążenia stałe od ciężaru własnego przyjęto na podstawie projektowanych wymiarów oraz ciężaru objętościowego na podstawie normy [2]:

- 1) elementy żelbetowe (elementy konstrukcyjne i wyposażenie) – 25 kN/m³,
- 2) elementy stalowe – 78,5 kN/m³,
- 3) woda zarobowa – 1 kN/m³,
- 4) nawierzchnia cienkowarstwowa – 23 kN/m³.

(3) Dodatkowo dla elementów nieujętych w normie [2] przyjęto:

- 1) deskowanie – 1 kN/m²,
- 2) deska gzymsowa – 0,65 kN/m,
- 3) balustrada – 1 kN/m.

(4) Zgodnie z normą [2] przewidziano zwiększenie o 40% lub zmniejszenie o 20% obciążenia pochodzącego od ciężaru nawierzchni.

10.2.1.2. Oddziaływania skurczu betonu

(1) Oddziaływanie pochodzące od skurczu betonu obliczone według wytycznych normy [14] zostało przyłożone w dwóch wariantach: skurczu początkowego występującego w momencie oddania obiektu do użytkowania $\varepsilon_{cs,t}$ oraz skurczu końcowego występującego w momencie zakończenia użytkowania obiektu $\varepsilon_{cs,inf}$.

(2) W pierwszej kolejności obliczone zostaną odkształcenia skurczowe w momencie oddania obiektu do użytkowania. Przyjęto, że w momencie dopuszczenia obiektu do użytkowania (t_0) wiek betonu w płycie pomostu wynosi 60 dni.

(3) Skurcz autogeniczny (samorodny) $\varepsilon_{ca}(t)$ obliczono ze wzorów (3.11)–(3.13) normy [14]:

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

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \times 60^{0,5}) = 0,788,$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,788 \times 0,05\text{‰} = 0,039\text{‰}.$$

(4) Skurcz spowodowany wysychaniem betonu $\varepsilon_{cd}(t)$ jest określony wzorem (3.9) normy [14]. Referencyjna średnia wytrzymałość na ściskanie betonu została przyjęta według załącznika B2 do normy [14] i wynosi: $f_{cm0} = 10$ MPa.

(5) Współczynniki zależne od rodzaju cementu (załącznik B2 do normy [14]) wynoszą: $\alpha_{ds} = 4$, $\alpha_{ds} = 0,12$. Wilgotność rzeczywistą przyjęto równą 80% ($RH = 80\%$), natomiast porównawczą $RH_0 = 100\%$ (załącznik B2 do normy [14]).

(6) Współczynnik uwzględniający wilgotność powietrza jest określony wzorem (B.12) normy [14]:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{0,8}{1,0} \right)^3 \right] = 0,756.$$

(7) Nominalne odkształcenia skurczowe przy wysychaniu obliczono ze wzoru (B.11) normy [14]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 (220 + 110 \alpha_{ds}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \beta_{RH} \times 10^{-6} = \\ &= 0,85 (220 + 110 \times 4) \exp\left(-0,12 \times \frac{38}{10}\right) \times 0,756 \times 10^{-6} = \\ &= 561 \exp(-0,456) \times 0,756 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}. \end{aligned}$$

(8) Pole przekroju płyty jest równe: $A_c = 4,26 \times 0,18 = 0,767 \text{ m}^2$, a część obwodu narażona na wysychanie wynosi: $u = 2 \times 4,26 - 2 \times 0,3 = 7,92 \text{ m}$.

(9) Miarodajny wymiar przekroju h_0 ma wartość:

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \times 0,767}{7,92} = 0,194 \text{ m}.$$

Współczynnik k_h przyjęto według tab. 3.3 normy [14]: $k_h = 0,86$.

(10) Czas wystąpienia odkształceń skurczowych przyjęto jako jeden dzień ($t_s = 1$ dzień). Współczynnik obliczony według wzoru (3.10) normy [14] wynosi:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{60 - 1}{60 - 1 + 0,04 \sqrt{194^3}} = 0,353.$$

(11) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem obliczono ze wzoru (3.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,353 \times 0,86 \times 0,269\text{‰} = 0,082\text{‰}.$$

(12) Skurcz termiczny (według pkt 7.4.1(6) normy [22]) został pominięty. Ostatecznie łączna wartość odkształceń skurczowych w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi:

$$\varepsilon_{cd}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 0,039\text{‰} + 0,082\text{‰} = 0,121\text{‰}.$$

(12) Analogicznie wyznaczono odkształcenia skurczowe po okresie użytkowania obiektu (t_∞). Dla $t = \infty$ współczynnik $\beta_{ds}(t) = 1$. Wówczas odkształcenia ε_{ca} wynoszą:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,05\text{‰}.$$

W przypadku $t = \infty$ traci znaczenie współczynnik β dla odkształceń spowodowanych wysychaniem i wyrażenie (3.9) normy [14] upraszcza się do postaci:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \times 0,86 \times 0,269\text{‰} = 0,231\text{‰}.$$

(13) Łączna wartość skurczu w momencie zakończenia użytkowania obiektu wynosi:

$$\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,050\text{‰} + 0,231\text{‰} = 0,281\text{‰}.$$

(14) W modelu numerycznym odkształcenia skurczowe ($\varepsilon_{cd}(t_0) = 0,121\text{‰}$, $\varepsilon_{cd}(t_\infty) = 0,281\text{‰}$) zostały zamodelowane jako zastępcze oddziaływanie zmianą temperatury dla niezarysowanych elementów betonowych. Wartości zastępczej zmiany temperatury wyznaczano dla współczynnika rozszerzalności termicznej betonu równego $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Uzyskane wartości przedstawiono w tab.10.2.1.2.1.

Tab. 10.2.1.2.1. Wartości końcowych odkształceń skurczowych i temperatur zastępczych

Element	Sytuacja obliczeniowa			
	oddanie dla użytkowania ($t = t_0$)		koniec eksploatacji ($t = \infty$)	
	odkształcenia skurczowe	temperatura zastępcza	odkształcenia skurczowe	temperatura zastępcza
	[‰]	[°C]	[‰]	[°C]
Płyta pomostu	0,121	-12,1	0,281	-28,1

10.2.1.3. Pełzanie betonu

(1) Oddziaływaniem związanym z reologią betonu jest jego pełzanie pod wpływem długotrwałego obciążenia. Procedura obliczeniowa dla efektu pełzania jest podana w normach [14, 22].

(2) W pierwszej kolejności obliczono współczynniki zależne od klasy betonu, określone wzorami (B.8c) normy [14]:

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

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

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

(3) Współczynnik zależny od wilgotności obliczono, korzystając ze wzoru (B.3a) normy [14] (dla $f_{cm} = 38 \text{ MPa} > 35 \text{ MPa}$):

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \sqrt[3]{194}} \times 0,944\right) \times 0,984 = 1,305.$$

(4) Współczynnik β_H jest określony wzorem (B.8b) normy [14] (dla $f_{cm} = 38 \text{ MPa} > 35 \text{ MPa}$):

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 = 1,5 [1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 194 + 250 \times 0,960 = 671,$$

$$\beta_H = 671 < 1500 \alpha_3 = 1500 \times 0,960 = 1440,$$

natomiast współczynnik $\beta(f_{cm})$ wzorem (B.4) tej normy [14]:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73.$$

(5) Wiek betonu w chwili obciążenia ciężarem wyposażenia przyjęto równy 30 dni ($t_0 = 30$ dni). Ponieważ można przyjąć, że beton będzie znajdował się przez ten czas w otoczeniu, gdzie temperatura będzie odpowiadała temperaturze zwarcia dla Polski ($T_0 = 8^\circ\text{C}$), to czas t można zmodyfikować wzorem (B.9) normy [14]:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{-\left(\frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} = 30 e^{-\left(\frac{4000}{273+8} - 13,65\right)} = 16,7.$$

(6) W dalszej części jako wiek betonu dla obciążenia wyposażeniem przyjmowano $t = t_T = 16,7$. Dla takiego założenia współczynnik $\beta(t_0)$ określony wzorem (B.5) normy [14] dla obciążenia wyposażeniem (indeksy „w” w dalszej części obliczeń) przyjmuje wartość:

$$\beta(t_0)_w = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 16,7^{0,2}} = 0,539.$$

(7) Wiek betonu w chwili rozpoczęcia oddziaływań skurczowych (indeksy „s” w dalszej części obliczeń) przyjęto równy 1 dzień:

$$\beta(t_0)_s = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 1^{0,2}} = 0,909.$$

(8) Podstawowy współczynnik pełzania według wzoru (B.2) normy [14] dla poszczególnych obciążeń i oddziaływań wynosi:

1) dla ciężaru wyposażenia

$$\varphi_{0,w} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_w = 1,305 \times 2,73 \times 0,539 = 1,920,$$

2) dla oddziaływania skurczu

$$\varphi_{0,s} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_s = 1,305 \times 2,73 \times 0,909 = 3,238.$$

(9) W chwili oddania obiektu do użytkowania wiek betonu t będzie wynosił 60 dni. Uwzględniono modyfikację z uwagi na temperaturę dojrzewania:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} = 60 e^{-\left(\frac{4000}{273+8} - 13,65\right)} = 33,4.$$

(10) Okres trwania obciążenia ($t-t_0$) ciężarem wyposażenia w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) wynosi:

$$(t, t_0)_w = 33,4 - 16,7 = 16,7.$$

Współczynnik β_c uwzględniający ten okres przyjmie wartość:

$$\beta_c(t, t_0)_w = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3} = \left[\frac{16,7}{671 + 16,7}\right]^{0,3} = 0,328.$$

(11) Okres trwania oddziaływań skurczu ($t-t_0$) w momencie oddania obiektu do użytkowania (t_0) będzie wynosić 32,4 dnia ($33,4 - 1$):

$$\beta_c(t, t_0)_{s,prz} = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{32,4}{671 + 32,4} \right]^{0,3} = 0,397.$$

(12) Ostatecznie współczynnik pełzania w momencie oddania obiektu do użytkowania określony wzorem (B.1) normy [14] wynosi:

- 1) dla ciężaru wyposażenia
 $\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,920 \times 0,328 = 0,630,$
- 2) dla oddziaływania skurczu
 $\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 3,238 \times 0,397 = 1,285.$

(13) W momencie zakończenia użytkowania obiektu współczynniki związane z rozwojem pełzania w czasie β_c określone wzorem (B.7) normy [14] będą wynosić 1,0 ($t \approx \infty$). Wówczas współczynniki pełzania wynoszą:

- 1) dla ciężaru wyposażenia
 $\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,920 \times 1,0 = 1,920,$
- 2) dla oddziaływania skurczu
 $\varphi(t, t_0)_s = \varphi_{0,s} \beta_c(t, t_0)_s = 3,238 \times 1,0 = 3,238.$

(14) Podstawowy stosunek modułów sprężystości stali i betonu (według pkt 5.4.2.2(2) normy [22]) ma wartość:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210}{32} = 6,56.$$

(15) Długotrwały charakter obciążenia uwzględnia się za pomocą mnożników ψ , których wartości zostały podane w pkt 5.4.2.2(2) normy [22], odpowiednio dla ciężaru wyposażenia $\psi_{L,w} = 1,1$ oraz oddziaływania skurczu $\psi_{L,s} = 0,55$.

(16) Ostatecznie zmodyfikowany na skutek pełzania stosunek modułów stali i betonu n_L jest określony wzorem (5.6) normy [22]. W chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) wynosi on odpowiednio:

- 1) dla ciężaru wyposażenia
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 0,630) = 11,11,$
- 2) dla oddziaływania skurczu
 $n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,s} \varphi_s) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 1,285) = 11,20.$

(17) W momencie zakończenia użytkowania obiektu (t_∞) stosunki modułów ulegną zwiększeniu spowodowanemu pełzaniem betonu do wartości:

- 1) dla ciężaru wyposażenia
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 1,920) = 20,41$
- 2) dla oddziaływania skurczu
 $n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,s} \varphi_s) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 3,238) = 18,24$

(18) W modelu numerycznym wygodnym sposobem uwzględnienia pełzania jest obniżenie sztywności elementów betonowych. Redukcja sztywności obejmowała elementy modelujące niezarysowane przekroje betonowe. Zmniejszeniu podlegała sztywność osiowa w kierunku podłużnym (EA) tych elementów. Współczynnik redukcyjny k można wyznaczyć z prostej zależności, wykorzystując efektywny moduł sprężystości betonu z uwzględnieniem pełzania $E_{b,eff}$:

$$k = \frac{E_{b,eff}}{E_b} = \frac{E_a}{E_b n_{L,w}} = \frac{n_0}{n_{L,w}}.$$

Po zastosowaniu tego warunku współczynniki k dla redukcji sztywności niezarysowanych elementów betonowych na kierunku podłużnym zestawiono w tab. 10.2.1.3.1.

Tab. 10.2.1.3.1. Wartości stosunków modułów stali i betonu oraz współczynników redukcyjnych

Obciążenie / oddziaływanie	Trwała sytuacja obliczeniowa			
	oddanie obiektu do eksploatacji		zakończenie okresu eksploatacji	
	stosunek n_s	wsp. redukcyjny k	stosunek n_s	wsp. redukcyjny k
Wyposażenie	11,11	0,590	20,41	0,321
Skurcz betonu	11,20	0,586	18,24	0,360

10.2.1.4. Obciążenia eksploatacyjne

(1) Zmienne obciążenia użytkowe (eksploatacyjne) modelowano na podstawie schematów obciążenia w ramach grup gr1 i gr2 [13]. W analizie statyczno-wytrzymałościowej uwzględniono następujące rodzaje obciążeń i oddziaływań zmiennych:

- 1) pionowe obciążenia od tłumy q_{fk} (5 kN/m²),
- 2) pionowe obciążenia od pojazdu służbowego Q_{serv} (120 kN),
- 3) poziome obciążenia jako większa z 10% obciążenia q_{fk} lub 60% Q_{serv} ,
- 4) nierównomierne ogrzanie/oziębienie konstrukcji.

(2) Nie ma potrzeby uwzględniania obciążeń skoncentrowanych Q_{fwk} ani wyjątkowej obecności pojazdu na przęśle, ponieważ służbowy Q_{serv} był analizowany jako obciążenie podstawowe (pkt 5.3.2.2(3) i 5.3.2.3(1) normy [13]).

(3) Równoczesność występowania obciążenia pionowego i poziomego określa pkt 5.5 normy [13] za pomocą dwóch grup obciążeniowych gr1 i gr2 (tab. 5.1 normy [13]).

Obciążenie poziome przyjmowane do obliczeń występowało zawsze wraz z towarzyszącym obciążeniem pionowym według pkt 5.4(3) normy [13]. Obciążenie od tłumy q_{fk} (5 kN/m²) w przekroju podłużnym i poprzecznym ustawiono w najbardziej niekorzystnym położeniu dla obliczanej siły wewnętrznej.

(4) Norma [13] nie definiuje osi przejazdu dla pojazdu Q_{serv} . Przyjęto trzy warianty:

- 1) przejazd przy lewej balustradzie,
- 2) przejazd w osi konstrukcji,
- 3) przejazd przy prawej balustradzie.

10.2.1.5. Oddziaływanie temperatury

(1) Uwzględniono oddziaływanie temperatury na konstrukcję zespoloną przęsła zgodnie z normą [11]. Przedstawiona konstrukcja jest łożyskowana, przez co zachowuje zdolność do swobodnych odkształceń w kierunku podłużnym, dlatego też uwzględniono tylko nierównomierny rozkład temperatury na wysokości przekroju zespolonego. Przyjęto jeden z wariantów podanych w normie [11], polegający na równomiernym ogrzaniu/oziębieniu niezarysowanych części płyty pomostu w stosunku do konstrukcji stalowej o $\pm 10^\circ\text{C}$. Współczynnik rozszerzalności termicznej betonu na podstawie normy [11] przyjęto równy $\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$.

10.2.2. Kombinacje obciążeń

(1) Obciążenia i oddziaływania poddano kombinatoryce z uwzględnieniem obciążeniowych współczynników bezpieczeństwa γ oraz współczynników jednoczesności występowania ψ zgodnie z załącznikiem A2 do normy [9]. Przyjęte wartości współczynników zestawiono w tab. 10.2.2.1.

Tab. 10.2.2.1. Przyjęte wartości współczynników γ i ψ

Rodzaj obciążenia	Współczynnik γ		Współczynnik ψ		
	efekty / działanie		ψ_0	ψ_1	ψ_2
	niekorzystne	korzystne			
Ciężary własne konstrukcji i elementów wyposażenia (minimalne lub maksymalne grubości izolacji oraz nawierzchni)	1,35	1,00	nie dotyczy		
Nierównomierne osiadanie jednej z podpór	1,20	0			
Oddziaływanie skurczu betonu	1,00	0			
Wpływ pęcznienia betonu	1,00	0			
Obciążenia zmienne gr1	1,35	0	0,4	0,4	0
Obciążenie zmienne gr2	1,35	0	0	0	0
Oddziaływanie temperatury	1,50	0	0,6	0,6	0,5

(2) Z uwagi na łóżytkowanie konstrukcji w obliczeniach obciążenia zmienne od ruchu (gr1 lub gr2) traktowano jako wiodące wraz z towarzyszącymi im oddziaływaniami nierównomiernego ogrzania/oziębienia konstrukcji.

(3) Kombinatoryka dla stanu granicznego nośności została przeprowadzona na podstawie wzoru (6.10) normy [9], a kombinatoryka dla stanu granicznego użyteczności ze wzoru (6.14b) tej normy dla wartości charakterystycznych, ze wzoru (6.15b) dla wartości częstej i wzoru (6.16b) dla wartości prawie-stałej. Ogólne zasady i omówienie wzorów dla kombinatoryki według normy [9] zostały szczegółowo omówione w rozdziale czwartym.

10.2.3. Analiza statyczna

10.2.3.1. Model obliczeniowy

(1) Globalny model obliczeniowy oparto na metodzie elementów skończonych. Konstrukcja nośna przęseł jest dyskretyzowana za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych w przestrzeni trójwymiarowej (e^{+2}, p^3). Elementami belkowymi odwzorowywano dźwigary główne oraz poprzecznice. Elementom belkowym zostały przypisane parametry geometryczne zgodnie z projektowanymi przekrojami poprzecznymi.

Płyta pomostu była modelowana elementami powierzchniowymi. Grubości elementów powierzchniowych były stałe i odpowiadały grubości płyty pomostu. W modelu uwzględniono również efekty nieliniowe charakterystyczne dla konstrukcji zespolonych: wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu nad podporą pośrednią i reologię betonu.

(2) Wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu w strefach nadpodporowych uwzględniono przez redukcję sztywności płyty, zakładając ortotropię materiału. Jego parametry w kierunku poprzecznym były takie, jak dla betonu niezarysowanego, ale obniżono do zera wartość współczynnika Poissona oraz zredukowano sztywność w kierunku podłużnym. Redukcja modułu odkształcalności podłużnej odbywała się na podstawie założenia, że sztywność płyty pomostu $E_b A_b$ będzie po redukcji odpowiadała sztywności $E_s A_s$ samych prętów zbrojeniowych. Przyjęto, że zbrojenie podłużne nad podporą pośrednią będzie się składać z dwóch siatek z prętów $\Phi 16$ co 15 cm. Przekrój prętów podłużnych na metr szerokości płyty wynosi:

$$A_{a,s} = 2 \times \frac{100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \times \frac{\pi \Phi^2}{4} = 2 \times \frac{3,14 \times 1,6^2}{4 \times 0,15} = 26,79 \text{ cm}^2 = 2,679 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

(3) Zastępczy moduł sprężystości zarysowanego betonu $E_{b,mod}$ wyznaczono z zależności:

$$A_b E_{b,mod} = A_{a,s} E_a$$

Po podstawieniu przyjętych wartości modułu sprężystości dla zarysowanego betonu $E_{b,mod}$ wynosi (przyjmując dla uproszczenia moduł prętów zbrojeniowych jak dla stali konstrukcyjnej):

$$E_{b,mod} = \frac{A_{a,s} E_a}{A_b} = \frac{2,679 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \times 210 \text{ GPa}}{0,18 \text{ m}^2} = 3,126 \text{ GPa}$$

Ostatecznie moduł odkształcalności podłużnej dla zarysowanego betonu wynosi około 10% wartości modułu betonu niezarysowanego $E_b = 32 \text{ GPa}$ ($3,126/32,0 = 0,10$).

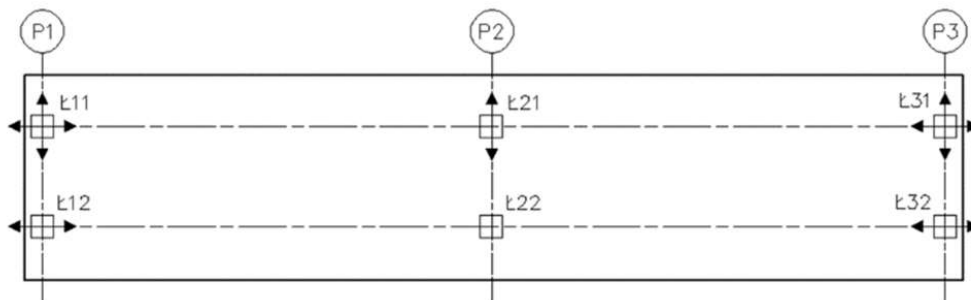
(4) Analizę przeprowadzono w zakresie liniowym, zarówno dla materiału, jak i geometrii konstrukcji. Beton, stal zbrojeniowa i stal konstrukcyjna zostały opisane jako materiały izotropowe za pomocą stałych: modułu odkształcalności podłużnej i współczynnika Poissona. Wyjątkiem był materiał ortotropowy odwzorowujący zarysowany beton płyty pomostu, opisany w dwóch kierunkach odmiennymi wartościami stałych materiałowych (tab. 10.2.3.1.1). Dzięki analizie liniowej możliwe było zastosowanie superpozycji efektów poszczególnych rodzajów obciążeń i oddziaływań. Wpływ reologii betonu szczegółowo opisano w pkt 10.2.1.2 i 10.2.1.3.

Tab. 10.2.3..1.1. Stałe inżynierskie użyte do opisu materiałów konstrukcyjnych w modelu

Materiał	Modułu odkształcalności podłużnej		Współczynnik Poissona μ
	równoległe do osi mostu E_x	poprzecznie do osi mostu E_y	
	[GPa]	[GPa]	[-]
Stal konstrukcyjna	210	210	0,3
Beton niezarysowany	32	32	0,2
Beton zarysowany	3,13	32	0

(5) Wpływ efektu szerokiego pasa został uwzględniony w modelu przez zastosowanie elementów powierzchniowych dla płyty pomostu. Ich tarczowy stan pracy i podatność w jej płaszczyźnie odwzorowywały nierównomierny rozkład naprężeń na szerokości przekroju poprzecznego płyty pomostu w dźwigarze zespolonym. Belkowe i powierzchniowe elementy skończone zostały opisane na wspólnej siatce węzłów występującej w jednej płaszczyźnie. Dokonano mimośrodowego opisu przekrojów w elementach belkowych. Siły wewnętrzne w dźwigarze zespolonym zastosowane do sprawdzenia normowego są wypadkową wszystkich elementów skończonych zawartych w jego przekroju poprzecznym (elementy belkowe i powierzchniowe).

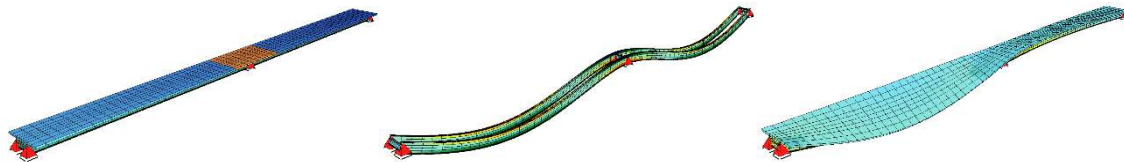
(6) Warunki brzegowe zdefiniowano przez odebranie węzłom w miejscu docelowych łożysk translacyjnych stopni swobody na kierunkach wynikających ze schematu łożyskowania.



Rys. 10.2.3.1.1. Schemat łożyskowania i oznaczenia łożysk

10.2.3.2. Fazy pracy konstrukcji

(1) W modelowaniu odwzorowano fazy pracy konstrukcji. Przyjęto, że w pierwszej fazie (budowy, f_0) pracują jedynie dźwigary stalowe oparte na łożyskach w schemacie dwuprzęsłowej belki ciągłej. W drugiej fazie (eksploatacji, f_1) przekrój poprzeczny został powiększony o płytę pomostu (schemat statyczny pozostał bez zmian).

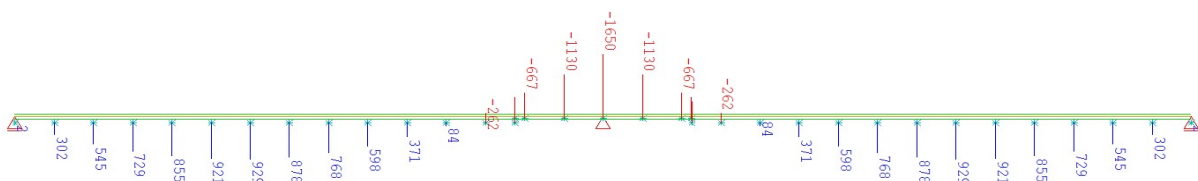


Rys. 10.2.3.1.2.. Model numeryczny przęsa (od lewej): widok ogólny modelu, deformacja dźwigarów w fazie budowy pod ciężarem własnym i mokrego betonu oraz deformacja przęsa w fazie eksploatacji pod niesymetrycznym obciążeniem zmiennym

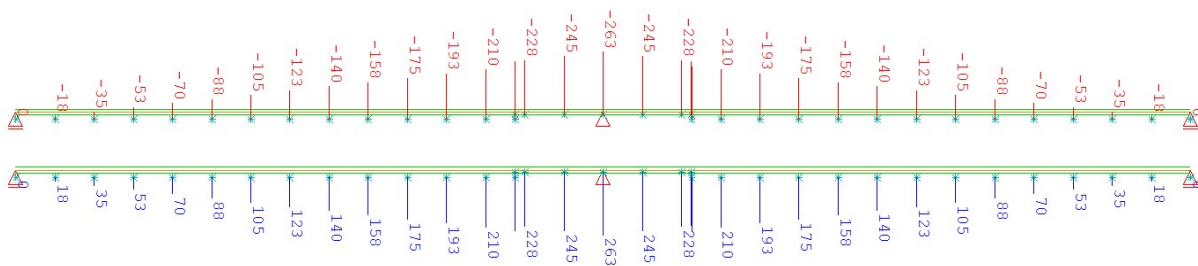
10.2.3.3. Wyniki globalnej analizy statycznej

Momenty zginające

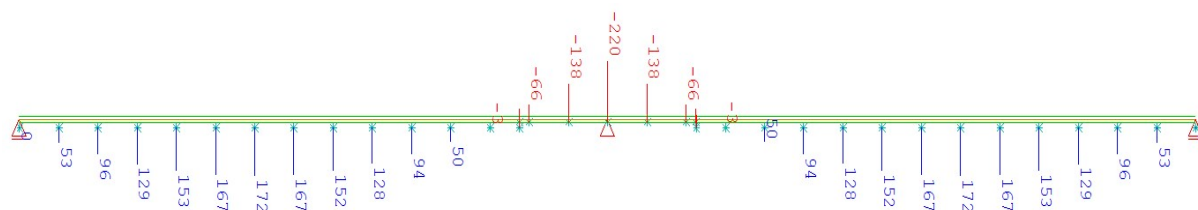
Wykres momentów zginających w fazie budowy (f_0) przedstawiono na rys. 10.2.3.3.1, natomiast wartości momentów zginających w fazie eksploatacji (f_1) od przykładowych przypadków obciążenia i kombinacji kolejno na rys. 10.2.3.3.2–10.2.3.3.10.



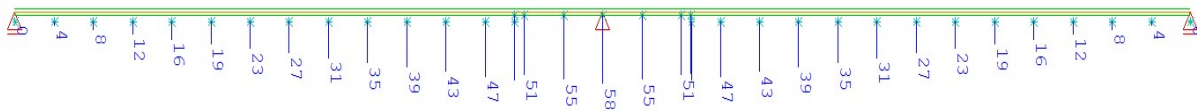
Rys. 10.2.3.3.1. Wykresy charakterystycznych momentów zginających wywołanych obciążeniami z fazy budowy (f_0) w dźwigarach stalowych [kNm]



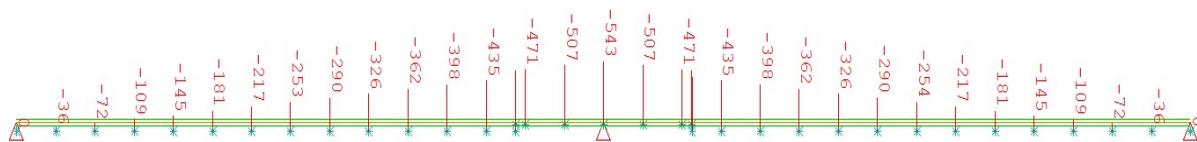
Rys. 10.2.3.3.2. Wykresy momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem temperatury (u góry oziębienie płyty, poniżej ogrzanie płyty ws. do dźwigara stalowego) [kNm]



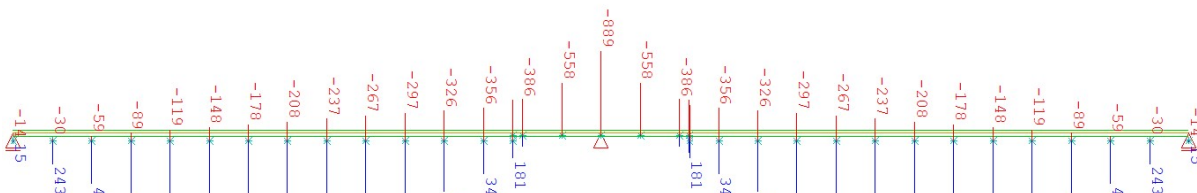
Rys. 10.2.3.3.3. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem wyposażenia $G_{k,sup}$ bez wpływu pełzania betonu [kNm]



Rys. 10.2.3.3.4. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym osiadaniem środkowej podpory bez wpływu pęcznienia betonu [kNm]

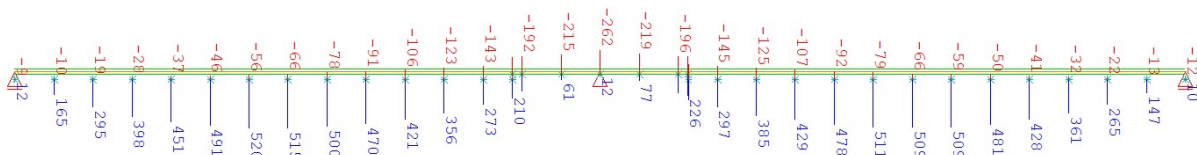


Rys. 10.2.3.3.5. Wykres hiperstatycznych (wtórnych) momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem skurczu na koniec eksploatacji obiektu (t_s) z uwzględnieniem pęcznienia betonu [kNm]

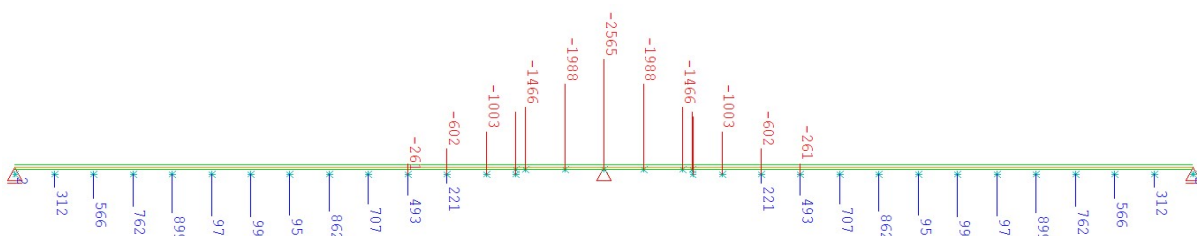


Rys. 10.2.3.3.6. Obwiednia momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem q_k (5 kN/m²) [kNm]

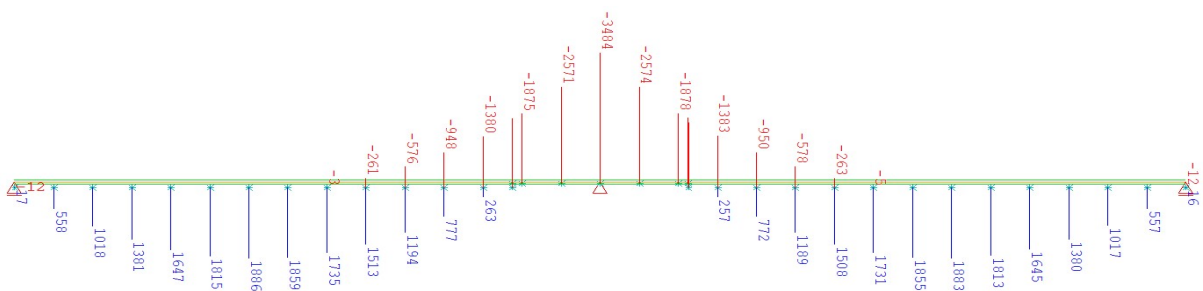
(2) Wyniki analizy statycznej z podziałem na poszczególne rodzaje obciążeń i oddziaływań oraz kombinacje dla sprawdzeń stanów granicznych przedstawiono w tab. 10.2.3.3.1.



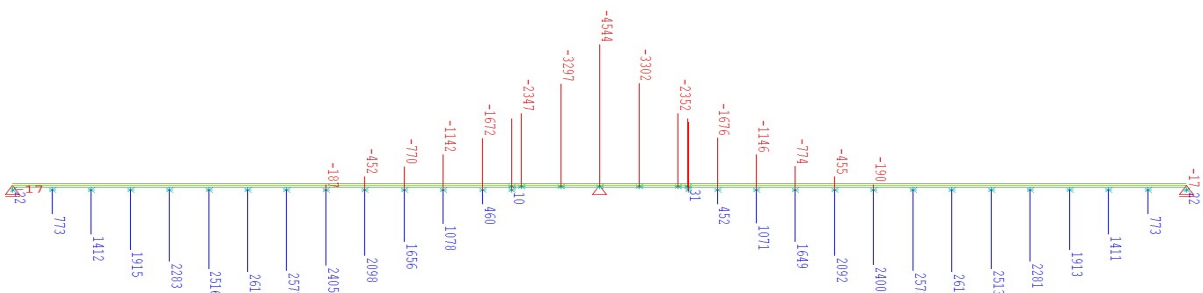
Rys. 10.2.3.3.7. Obwiednia momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem pojazdem serwisowym Q_{serv} [kNm]



Rys. 10.2.3.3.8. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją prawie stałą [kNm]



Rys. 10.2.3.3.9. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją charakterystyczną [kNm]



Rys. 10.2.3.3.10. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją obliczeniową [kNm]

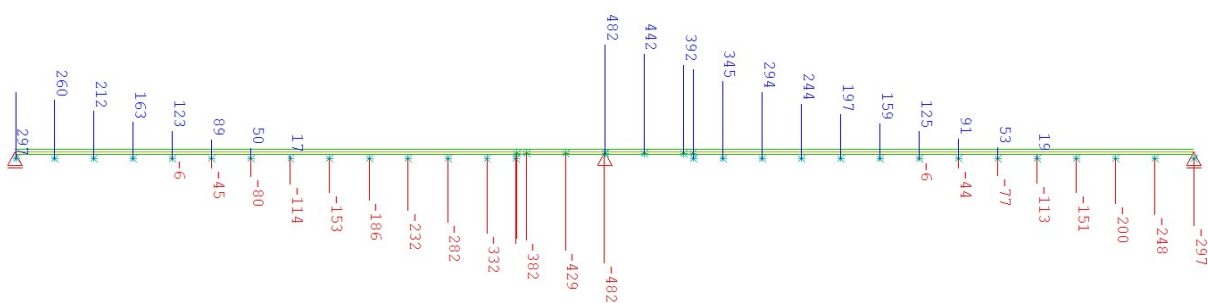
Tab. 10.2.3.3.10. Wartości momentów zginających w przekroju przęsłowym oraz nad podporą pośrednią [kNm]

Faza pracy	Przypadek/kombinacja	Przekrój na długości mostu	
		w przęśle	nad filarem
f_0	Ciężar własny konstrukcji	929	-1650
f_1	Demontaż deskowania	-180	229
	Wyposażenie (wartość najniekorzystniejsza)	172	-246
	Temperatura (wartość najniekorzystniejsza)	105	-263
	Skurcz betonu	0*	-739
	Osiadanie podpory	23	-29
	Zmienne gr1	878	-892
	Zmienne gr2	520	-261
$f_0 + f_1$	Prawie stała	997	-2565
	Charakterystyczna (SGU)	1886	-3484
	Obliczeniowa (SGN)	2614	-4544

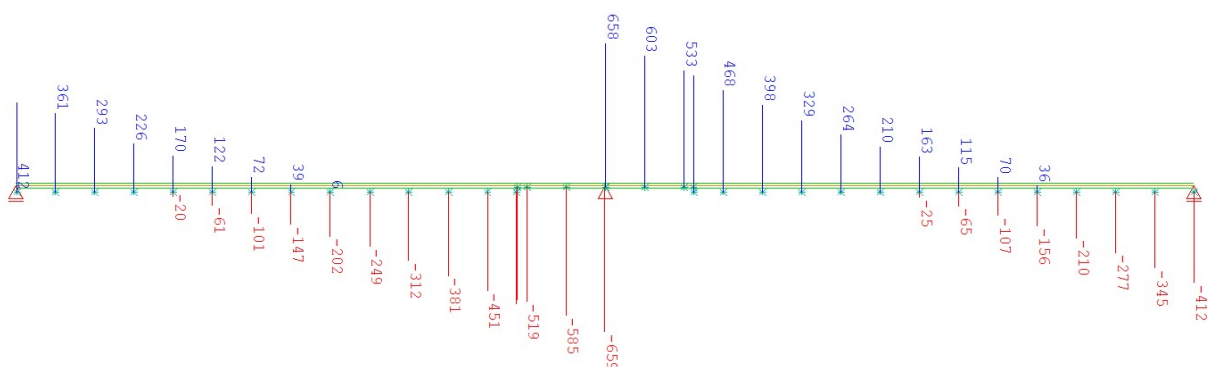
* – pominięto jako obciążenie odciążające

Siły poprzeczne

(3) Wykres sił ścinających w fazie budowy (f_0) przedstawiono na rys. 10.2.33.11, a wartości sił poprzecznych w fazie eksploatacji (f_1) od przykładowych przypadków obciążenia i kombinacji na rys. 10.2.3.3.12–10.2.3.3.17.



Rys. 10.2.3.3.16. Obwiednia sił poprzecznych w stanie granicznym użyteczności (maks. 482 kN) [kN]



Rys. 10.2.3.3.17. Obwiednia obliczeniowych sił poprzecznych w stanie granicznym nośności (maks. 659 kN) [kN]

(4) Wyniki sił poprzecznych z rozbiem na poszczególne rodzaje obciążeń, oddziaływań i kombinacji oraz fazy pracy zestawiono w tab. 10.2.3.3.2.

Tab. 10.2.3.3.2. Wartości sił poprzecznych w przekrojach podporowych [kN]

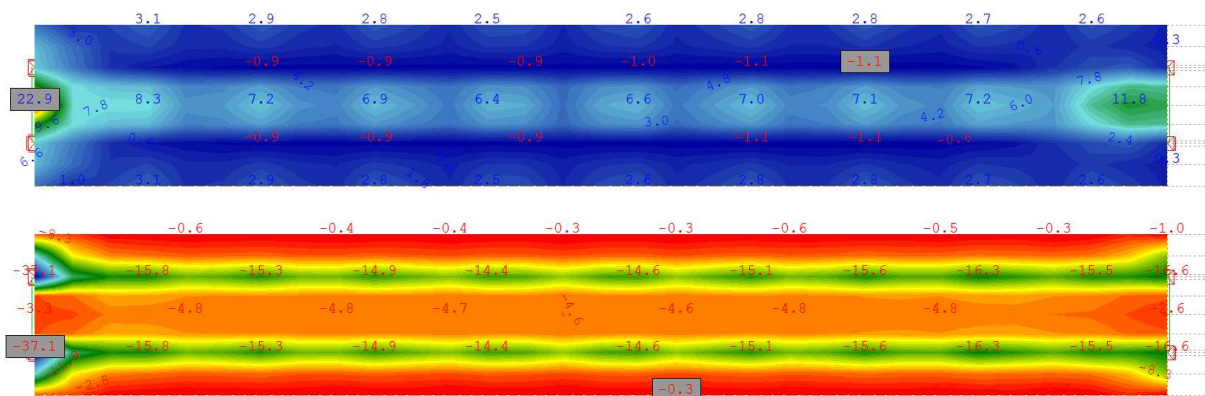
Faza pracy	Przypadek / kombinacja	Przekrój na długości mostu	
		przyciótek	filar
f_0	Ciążar własny konstrukcji	166	-276
f_1	Demontaż deskowania	-30	45
	Wyposażenie (wartość najniekorzystniejsza)	28	-43
	Temperatura (wartość najniekorzystniejsza)	9	-9
	Skurcz	0*	-25
	Osiadanie	2	-1
	Zmienne gr1	127	-177
	Zmienne gr2	102	-111
$f_0 + f_1$	Prawie stała	169	-304
	Charakterystyczna (SGU)	297	-482
	Obliczeniowa (SGN)	412	-659

* – pominięto jako obciążenie odciążające

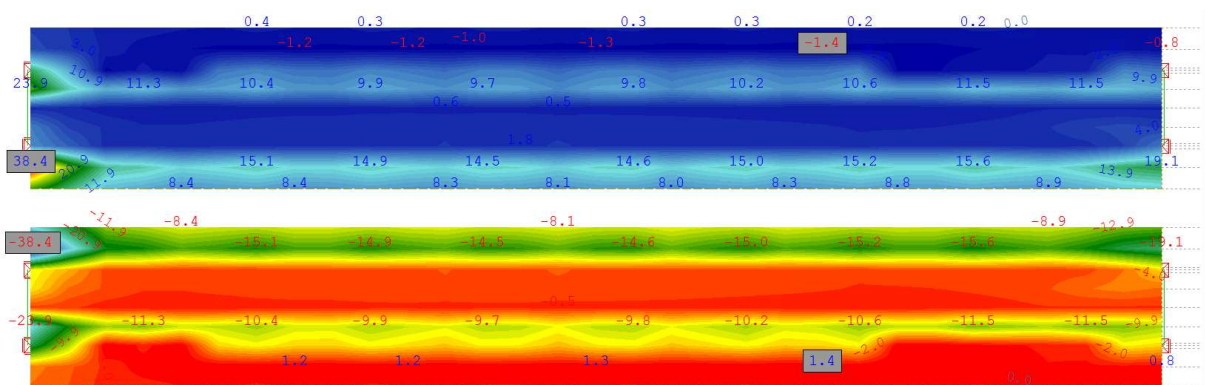
10.2.3.4. Wyniki analizy statycznej płyty pomostu

(5) Analiza statyczna płyty pomostu w kierunku poprzecznym została wykonana na modelu globalnym, przy czym przyjęto niezarysowanego przekroju płyty.

Uzyskane obwiednie obliczeniowych momentów zginających przedstawiono na rys. 10.2.3.4.1, natomiast sił poprzecznych na rys. 10.2.3.4.2 (ze względu na symetrię konstrukcji wyniki zestawiono dla jednego przęsła). Podsumowanie wyników zebrano w tab. 10.2.3.4.1.



Rys. 10.2.3.4.1. Obwiednia obliczeniowych momentów zginających M_y , (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość 22,9 kNm/m, minimalna -37,1 kNm/m [kNm/m]



Rys. 10.2.3.4.2. Obwiednia obliczeniowych poprzecznych sił ścinających v_y (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość bezwzględna 38,4 kN/m) [kNm/m]

Tab. 10.2.3.4.2.1. Reprezentatywne siły wewnętrzne w płycie pomostu przyjęte w sprawdzaniu SGN/SGU

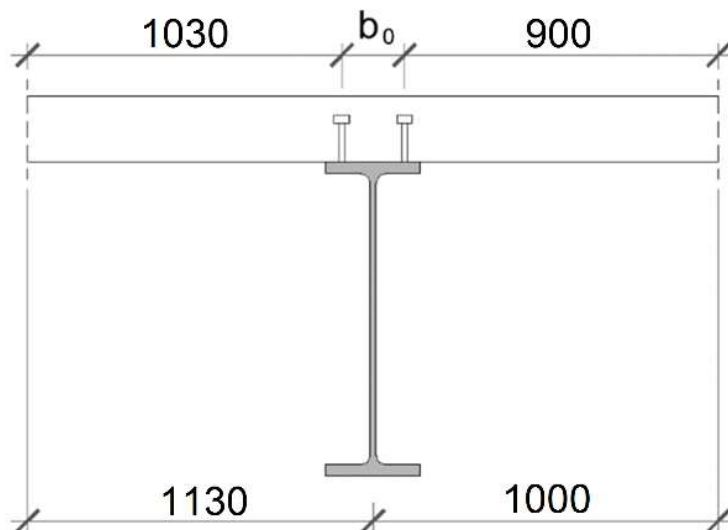
	Moment zginający [kNm/m]		Siła poprzeczna [kN/m]
	maksymalny	minimalny	wartość bezwzględna
Charakterystyczny	18,2	-27,4	28,8
Obliczeniowy	22,9	-37,1	38,8

(6) Obliczenia dla płyty pomostu zostały wykonane tylko dla zginania poprzecznego i poprzecznej siły ścinającej. Nie analizowano dodatkowych efektów w postaci interakcji zginania globalnego i lokalnego, skręcania itd.

10.2.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny

10.2.4.1. Efekt szerokiego pasa

(1) W celu uwzględnienia efektu szerokiego pasa w sprawdzaniu przekrojów należy wyznaczyć szerokość efektywną płyty pomostu w przekrojach przęsłowym i podporowym według pkt 3.3 normy [22].



Rys. 10.2.4.1. Przekrój dźwigara zespolonego do sprawdzenia efektu szerokiego pasa

(2) Szerokość efektywna płyty jest sumą szerokości pomiędzy zewnętrznymi sworzniami b_0 oraz szerokości b_{ei} z obu stron dźwigara zgodnie z rys. 5.1 normy [22]. Szerokość efektywna zależy od długości L_e , która jest odległością pomiędzy miejscami zerowania się wykresu momentów zginających. Wartość L_e dla typowych schematów statycznych można wyznaczyć z rys. 5.1 normy [22]. Dla charakterystycznych przekrojów wynosi ona:

1) dla przekroju przęsłowego (α - α na rys. 10.1.5.1)

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,85 \times 3000}{8}, 103\right) = \min(319; 103) = 103 \text{ cm},$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,85 \times 3000}{8}, 90\right) = \min(319; 90) = 90 \text{ cm},$$

2) dla przekroju podporowego (β - β na rys. 10.1.5.1)

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,25 \times (3000 + 3000)}{8}, 103\right) = \min(188; 103) = 103 \text{ cm},$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,25 \times (3000 + 3000)}{8}, 90\right) = \min(188; 90) = 90 \text{ cm}.$$

Szerokość b_{ei} jest równa połowie szerokości całkowitej płyty pomostu. Oznacza to, że w przekroju dźwigarów zespolonych nie występuje efekt szerokiego pasa.

10.2.4.2. Nośność na zginanie przekroju przęsłowego

(1) Rozpoczynając sprawdzania nośności przekroju przęsłowego, w pierwszej kolejności należy ustalić klasę przekroju. W tym celu należy wyznaczyć położenie plastycznej osi obojętnej. Rozkład naprężeń w przypadku pełnego uplastycznienia przedstawiono na rys. 6.2 normy [22]. Położenie plastycznej osi obojętnej można wyznaczyć, przyjmując wstępnie, że leży ona na styku stali i betonu. W takim przypadku siła wypadkowa w stalowym kształtowniku rozciągającym wynosi:

$$F_t = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 334 \times \frac{46,0}{1,0} = 15,36 \text{ MN}.$$

Siła wypadkowa w przypadku ściskania całej powierzchni płyty ma wartość:

$$F_c = A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 213 \times 18 \times 0,85 \times \frac{3}{1,4} = 6,98 \text{ MN}.$$

(2) Z porównania sił wypadkowych wynika ($F_t > F_c$), że plastyczna oś obojętna będzie znajdowała się na wysokości przekroju stalowego. Pole przekroju ściskanej części kształtownika $A_{a,c}$ można wyznaczyć z równania:

$$A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = A_{a,t} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}},$$

gdzie $A_{a,t}$ oznacza pole powierzchni kształtownika rozciąganego: $A_{a,t} = A_a - A_{a,c}$.

(3) Po przekształcenia otrzymuje się szukane pole powierzchni $A_{a,c}$:

$$A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = (A_a - A_{a,c}) \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}},$$

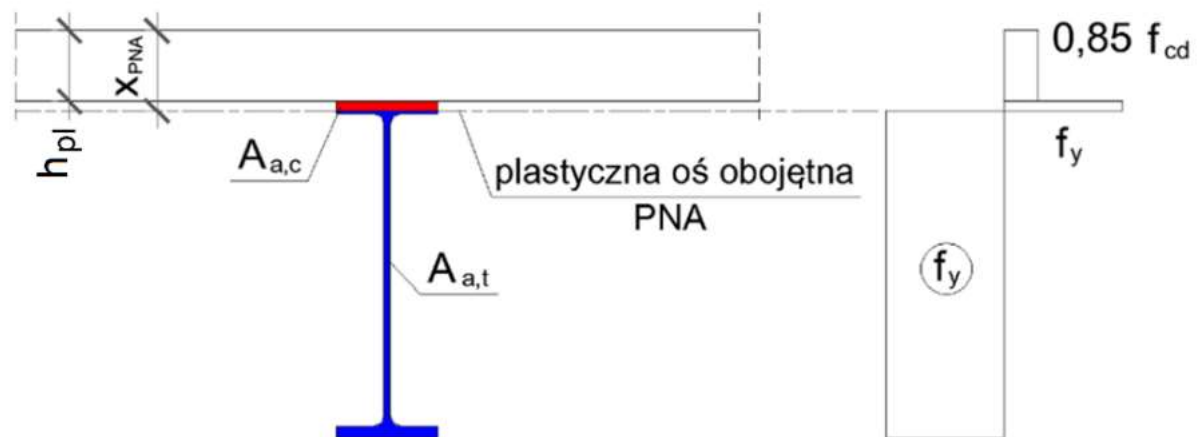
$$2 A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} - A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c},$$

$$2 A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 15,36 \text{ MN} - 6,98 \text{ MN},$$

$$A_{a,c} = 91,09 \text{ cm}^2.$$

Ponieważ wyznaczone pole $A_{a,c}$ jest mniejsze niż pole pasa górnego ($30 \times 3,3 = 99 \text{ cm}^2$), to oś obojętna będzie przechodzić na grubości pasa górnego. Grubość płyty pomostu oznaczona została jako h_{pl} , a szerokość pasa górnego jako b_f . Odległość plastycznej osi obojętnej od górnych włókien przekroju dźwigara x_{PNA} wynosi:

$$x_{PNA} = \frac{A_{a,c}}{b_f} + h_{pl} = \frac{91,09}{30} + 18 = 21,0 \text{ cm}.$$



Rys. 10.2.4.2.1. Przypadek pełnego uplastycznienia przekroju przęsłowego

(4) Zespolecie pasa górnego z płytą betonową zabezpiecza stateczność lokalną pasa ściskanego, pkt 5.5.2(1) normy [22]. Pozostałe części stalowe są rozciągane, w związku z tym cały przekrój jest klasy 1.

(5) Siły wypadkowe F_i w poszczególnych częściach przekroju oraz ich odległości od plastycznej osi obojętnej zestawiono w tab. 10.2.4.2.1. Plastyczną nośność na zginanie przekroju zespolonego wyznaczono ze wzoru:

$$M_{pl,Rd} = \sum_{i=1}^n F_i e_i.$$

(6) Do sprawdzenia bezpieczeństwa ściskanego betonu norma zaleca zastosowanie współczynnika redukcyjnego β według pkt 6.2.1.2(2) normy [22]. Współczynnik redukcyjny stosuje się w momencie, gdy spełniona jest nierówność:

$$\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} = \frac{21}{80 + 21} = 0,208 > 0,15.$$

Tab. 10.2.4.2.2. Dane do określenia plastycznej nośności na zginanie przekroju przęsłowego

Element	Znak naprężeń	Pole powierzchni	Naprężenia	Wypadkowa F_i	Mimośród e_i	Iloczyn $F_i e_i$
		[cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[m]	[kNm]
Płyta pomostu	ściskanie	3834	1,82	6978	0,120	837
Pas górny	ściskanie	91,1	46,0	4191	0,002	8
Pas górny	rozciąganie	7,9	46,0	363	0,000	0
Środnik	rozciąganie	136	46,0	6256	0,370	2315
Pas dolny	rozciąganie	99	46,0	4554	0,755	3438
$\Sigma F_i e_i$						6598

(7) Ponieważ stosunek wysokości części ściskanej do całkowitej wysokości dźwigara nie przekracza 40%, to należy zastosować interpolację według rys. 6.3 normy [22]. Ostatecznie wartość współczynnika redukcyjnego β wynosi:

$$\beta = 1 - \frac{0,15}{0,25} \left(\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} - 0,15 \right) = 1 - \frac{0,15}{0,25} (0,208 - 0,15) = 0,965.$$

(8) Ostatecznie nośność plastyczna przekroju przęsłowego ma wartość:

$$M_{pl,Rd} = \beta \sum_{i=1}^n F_i e_i = 0,965 \times 6598 = 6,37 \text{ MNm}.$$

(9) Moment zginający z fazy budowy i fazy eksploatacji: $M_{Ed} = 2,61 \text{ MNm}$. Wykorzystanie nośności przekroju przęsłowego w stanie granicznym nośności wynosi 41% (2,61/6,37).

10.2.4.3. Nośność na zginanie przekroju podporowego

(1) Ze względu na pominięcie betonu rozciąganego przekrój podporowy uwzględniany w obliczeniach nośności składa się z przekroju stalowego kształtownika oraz rozciąganych prętów zbrojeniowych w płycie pomostu. Pole powierzchni rozciąganych prętów zbrojeniowych ($\phi 16$ co 15 cm) jest równe:

$$A_s = \frac{2 b_{eff}}{r} \times \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{2 \times 213}{15} \times \frac{\pi 1,6^2}{4} = 57,1 \text{ cm}^2.$$

(2) Siła wypadkowa w rozciąganych prętach zbrojeniowych przy ich pełnym uplastycznieniu wynosi:

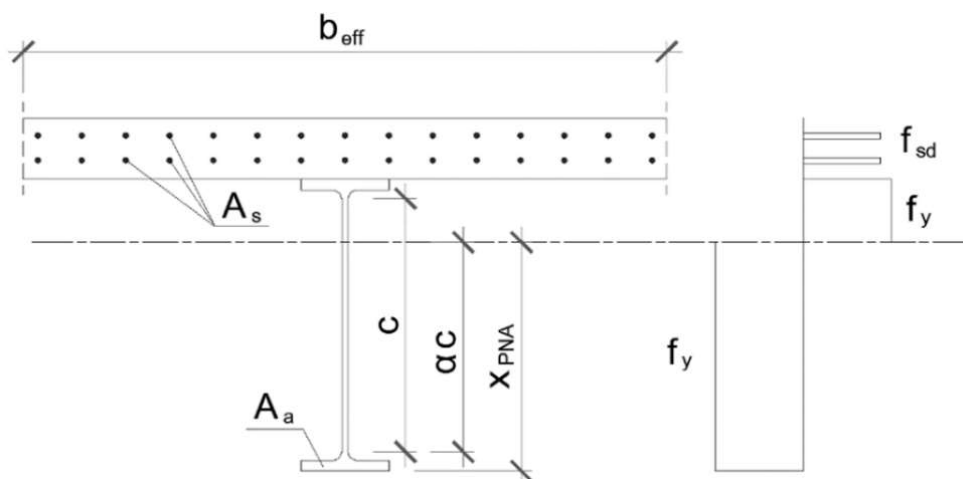
$$F_s = A_s f_{sd} = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 57,1 \times \frac{50}{1,15} = 2483 \text{ kN}.$$

Siła wypadkowa w kształtowniku przy pełnym uplastycznieniu ($\sigma = f_y$): $F_a = 15,36 \text{ MN}$, natomiast siła wypadkowa z pojedynczego pasa:

$$F_f = A_{a,f} \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 99,0 \times \frac{46,0}{1,0} = 4,55 \text{ MN}.$$

(3) Położenie osi obojętnej mierzone od włókien dolnych przekroju x_{PNA} (rys. 10.2.4.3.1) można wyznaczyć z zależności:

$$x_{PNA} = t_f + \frac{0,5 (F_s + F_a) - F_f}{F_a - 2 F_f} \times (h - 2 t_f) = 3,3 + \frac{0,5 (2,48 + 15,36) - 4,55}{15,36 - 2 \times 4,55} \times (80 - 2 \times 3,3) = 54,5 \text{ cm}.$$



Rys. 10.2.4.3.1. Naprężenia w przekroju podporowym przy pełnym uplastycznieniu

(4) Stosunek wysokości strefy ściskanej do rozciąganej w środku:

$$\alpha = \frac{x_{PNA} - r - t_f}{h - 2r - 2t_f} = \frac{54,5 - 3,0 - 3,3}{80 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,3} = 0,715.$$

(5) Współczynnik ε uwzględniający granicę plastyczności wynosi:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{460}} = 0,715.$$

Smukłość c/t dla środka ma wartość:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2r - 2t_f}{t_w} = \frac{80 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,3}{1,75} = 38,5.$$

(6) Na podstawie danych z tab. 5.2 normy [16] warunki graniczne dla odpowiednio klasy 1. i 2. są następujące ($\alpha = 0,715 > 0,5$):

$$\frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{396 \times 0,715}{13 \times 0,715 - 1} = 34,1 \not\geq \frac{c}{t} = 38,5,$$

$$\frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{456 \times 0,715}{13 \times 0,715 - 1} = 39,3 > \frac{c}{t} = 38,5.$$

(7) Na podstawie tych nierówności można przypisać przekrojowi klasę 2. Wobec tego możliwe jest zmobilizowanie nośności plastycznej, która zostanie wyznaczona z danych zestawionych w tab. 10.2.4.3.1.

Tab. 10.2.4.3.1. Nośność plastyczna przekroju podporowego

Element	Znak naprężeń	Pole powierzchni	Naprężenia	Wypadkowa F_i	Mimośródek e_i	Iloczyn $F_i e_i$
		[cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[m]	[kNm]
Zbrojenie	Rozciąganie	57,1	43,5	2484	0,350	869
Pas górny	Rozciąganie	99,0	46,0	4554	0,239	1088
Środek	Rozciąganie	38,8	46,0	1785	0,111	198
Środek	Ściskanie	97,2	46,0	4471	0,256	1145
Pas dolny	Ściskanie	99,0	46,0	4554	0,529	2409
$\Sigma F_i e_i$						5709

(8) Ostatecznie sprawdzenie nośności przekroju podporowego:

$$M_{pl,Rd} = 5,71 \text{ MNm} > M_{Ed} = 4,54 \text{ MNm}.$$

Wykorzystanie nośności przekroju wynosi 80% (4,54/5,71).

10.2.4.4. Nośność na zwichrzenie przekroju podporowego

(1) Po wyznaczeniu nośności przekroju podporowego na zginanie sprawdzono nośność dźwigara zespolonego z uwzględnieniem jego zwichrzenia według metody uproszczonej (pkt 6.3.4.2 normy [22]). Sprawdzenie stateczności zginanego przekroju sprowadza się do problemu stateczności ściskanego pasa dolnego (części ściskanej przekroju kształtownika). Jako odległość pomiędzy sztywnymi podporami bocznymi przyjęto rozpiętość przęsła $L = 30$ m. Ponieważ na tej długości pas dolny jest sprężyste stabilizowany połączeniem w odwróconą ramę U, to jej sztywność wyznaczono według pkt 6.4.2(5) i (6) normy [22].

(2) Założono zbrojenie płyty pomostu w postaci dwóch siatek z prętów Φ_p równych 16 mm co 20 cm ($s_b = 20$ cm). Pole przekroju zbrojenia na metr szerokości przekroju wynosi:

$$A_{s,p} = \frac{1}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2} \right)^2 = \frac{1}{0,20} \times 3,142 \times \left(\frac{1,6}{2} \right)^2 = 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,101 \text{ cm}.$$

(3) Odległość od dolnych włókien betonu do osi prętów $a_{c,p}$ jest równa:

$$a_{c,p} = c_{nom,bot} + \frac{\Phi_p}{2} = 4,5 + \frac{1,6}{2} = 5,3 \text{ cm}.$$

(4) Wysokość efektywna przekroju wynosi:

$$d = h_{pl} - a_{c,p} = 18 - 5,3 = 12,7 \text{ cm}.$$

(5) Sztywność płyty pomostu stanowiącej rygiel ramy U powinna uwzględniać możliwość zarysowania. Położenie osi obojętnej przy zginaniu zarysowanego przekroju żelbetowego (mierząc od włókien górnych) wyznaczono, łącząc dwa warunki: na zgodność odkształceń w płaskim przekroju oraz zerowanie się wypadkowych w części ściskającej i rozciąganej. Rozwiązując otrzymane równanie względem niewiadomego położenia osi obojętnej, otrzymano:

$$x_{c1} = \frac{-A_{s,p} E_a + \sqrt{(A_{s,p} E_a)^2 + 2 A_{s,p} E_a E_{cm} d}}{E_{cm}} =$$
$$= \frac{-0,101 \times 20 \times 10^3 + \sqrt{(0,101 \times 20 \times 10^3)^2 + 2 \times 0,101 \times 20 \times 10^3 \times 32 \times 10^2 \times 12,7}}{32 \times 10^2} = 3,4 \text{ cm}.$$

(6) Moment bezwładności przekroju płyty wynosi:

$$I_{c2} = A_{s,p} (d - x_{c1})^2 + \frac{E_{cm}}{3 E_a} x_{c1}^3 = 0,101 (12,7 - 3,4)^2 + \frac{32 \times 10^2}{3 \times 20 \times 10^3} \times 3,4^3 = 10,8 \text{ cm}^3 = 1,08 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}.$$

(7) Współczynnik α uwzględnia liczbę wzajemnie stabilizujących się belek w przekroju poprzecznym. W przypadku belki skrajnej $\alpha = 2$. Współczynnik a jest równy rozstawowi osiowemu dźwigarów głównych ($a = 2,0$ m).

(8) Sztywność giętna zarysowanej płyty z betonu w kierunku poprzecznym do belki stalowej k_1 jest określona wzorem (6.9) normy [22]:

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_{c2}}{a} = \frac{2 \times 20 \times 10^7 \times 1,08 \times 10^{-5}}{2,0} = 2160 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Sztywność giętna środnika stalowego k_2 jest obliczana ze wzoru (6.10) normy [22]:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4 (1 - \nu_a^2) h_s} = \frac{21 \times 10^7 \times 0,0175^3}{4 (1 - 0,3^2) \times (0,80 - 0,033)} = 403 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

a sztywność skrętna k_s na jednostkę długości dla całej ramy ze wzoru (6.8) tej normy:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} = \frac{2160 \times 403}{2160 + 403} = 340 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

(9) W zastosowanej procedurze sztywność podparcia na długości ściskanego pasa dolnego jest uwzględniana współczynnikiem c (pkt 6.3.4.2(6) normy [20]), który łączy sztywność podparcia na poziomie pasa górnego (k_s) i dolnego (c). Można go obliczyć ze wzoru (D6.16) [34]. Wartość sztywności podparć bocznych c wynosi:

$$c = \frac{k_s}{h_s^2} = \frac{340}{(0,80 - 0,033)^2} = 578 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

gdzie h_s jest odległością pomiędzy środkami pasów kształtownika według rys. 6.10 normy [22].

(10) Moment bezwładności przekroju pręta zastępczego względem osi pionowej dźwigara I_{afz} wynosi:

$$I_{afz} = \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{3,3 \times 30^3}{12} = 7425 \text{ cm}^4.$$

(11) Współczynnik γ według pkt 6.3.4.2(6) normy [20] ma wartość:

$$\gamma = \frac{c L^4}{E_a I_{afz}} = \frac{578 \times 10^{-4} \times 3000^4}{21000 \times 7425} = 30\,026.$$

(12) Rozkład momentów i sił poprzecznych na długości przęsła określają współczynniki Φ i μ (rys. 6.1 normy [20]). Ponieważ moment na długości przęsła zmienia znak na długości przęsła (wartości dodatnie w środku przęsła), przyjęto konserwatywnie:

$$\mu = \frac{V_2}{V_1} = 0,$$

$$\Phi = \frac{2 \left(1 - \frac{M_2}{M_1}\right)}{1 + \mu} = 2.$$

Współczynnika m obliczony ze wzoru (6.14) normy [20] wynosi:

$$m = 1 + 0,44 (1 + \mu) \Phi^{1,5} + \min \left[\frac{(3 + 2 \Phi) \gamma}{350 - 50 \mu}; \left[0,195 + \left(0,05 + \frac{\mu}{100} \right) \Phi \right] \gamma^{0,5} \right].$$

Podstawiając $\Phi = 2$ i $\mu = 0$, wyrażenie na współczynnik m upraszcza się do postaci:

$$m = 2,245 + \min \left(\frac{7 \gamma}{350}; 0,295 \gamma^{0,5} \right) = 2,245 + \min \left(\frac{7 \times 30\,026}{350}; 0,295 \times \sqrt{30\,026} \right) = 53,36.$$

(13) Siła krytyczna N_{crit} (pkt 6.3.4.2(6) normy [16]) wynosi:

$$N_E = \pi^2 \frac{E_a I_{afz}}{L^2} = 3,142^2 \frac{21000 \times 7425}{3000^2} = 171 \text{ kN},$$

$$N_{crit} = m N_E = 53,36 \times 171 = 9125 \text{ kN}.$$

(14) Pole powierzchni ściskanej części środnika odczytano z tab. 10.2.4.3.1: $A_{w,c} = 97,2 \text{ cm}^2$. Pole powierzchni wydzielonego ściskanego pręta wynosi (pkt 6.3.4.2(7) normy [20]):

$$A_{eff} = b_f \times t_f + \frac{A_{w,c}}{3} = 30 \times 3,3 + \frac{97,2}{3} = 131,4 \text{ cm}^2.$$

(15) Smukłość porównawczą λ_{LT} obliczono ze wzoru (6.10) normy [16]:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{131,4 \times 46,0}{9125}} = 0,814.$$

Na podstawie smukłości λ_{LT} wyznaczono wartość współczynnika zwichrzenia χ_{LT} według krzywej c (pkt 6.3.4.2 normy [20] i 6.3.2.4(3) normy [16]), dla której parametr α_{LT} wynosi: $\alpha_{LT} = 0,49$.

(16) Współczynnik Φ_{LT} oblicza się według pkt 6.3.2.2(1) normy PN-EN 1993-1-1 [16]:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,814 - 0,2) + 0,814^2 \right] = 0,982,$$

a współczynnik zwichrzenia ze wzoru (6.56) tej normy [16]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,982 + \sqrt{0,982^2 - 0,814^2}} = 0,653.$$

(17) Nośność na zwichrzenie można sprawdzać dla przekroju oddalonego o $0,25L_k$ od osi podpory (rys. 6.1 i pkt 6.3.4.2(16) [9]). Odległość $0,25L_k$ wynosi:

$$0,25 L_k = \frac{L}{\sqrt{m}} = \frac{30}{\sqrt{53,36}} = 1,03 \text{ m}.$$

(18) Moment zginający w przekroju oddalonym o 1 m od osi podparcia na podstawie liniowej interpolacji ma wartość: $M_{Ed,0,25Lk} = -3,92$ MNm. W tym przekroju zmienia się smukłość λ_{LT} , która według [38] wynosi:

$$\lambda_{LT,0,25Lk} = \lambda_{LT,0,25Lk} \sqrt{\frac{M_{Ed}}{M_{Ed,0,25Lk}}} = 0,814 \times \sqrt{\frac{4,54}{3,92}} = 0,876.$$

Przeprowadzając ponownie obliczenia, otrzymano:

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT,0,25Lk} - 0,2) + \lambda_{LT,0,25Lk}^2] = 0,5[1 + 0,49 \times (0,876 - 0,2) + 0,876^2] = 1,05.$$

(19) Współczynnik zwichrzenia w przekroju $0,25L_k$ wyznaczono ze wzoru (6.56) normy [16]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,876^2}} = 0,614.$$

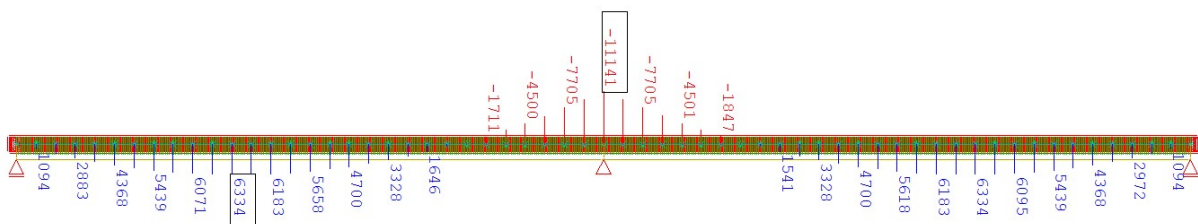
Nośność przekroju oddalonego o $0,25L_k$ od osi podparcia wynosi:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,614 \times 5,71 \frac{1,0}{1,1} = 3,19 \text{ MNm}.$$

(20) Warunek nośności w przekroju oddalonym od osi podparcia o $0,25L_k$ nie jest spełniony o około 23% ($3,92/3,19$). Przekrój wymaga dodania nakładki na pas dolny lub zastosowania uźebrowania i/lub dodatkowej poprzecznicy w strefie podporowej filara.

(21) Do sprawdzenia zastosowanej analitycznej procedury wyznaczenia momentu krytycznego wykonano model numeryczny pojedynczego dźwigara zgodnie z rys. 6.10 normy [22]. Model składa się z elementów powłokowych i obejmuje oba przęsła konstrukcji. Założono sztywne podparcie w kierunku pionowym dla węzłów pasa dolnego w osiach podparcia oraz na kierunku poprzecznym na całej długości dla węzłów pasa górnego (wynikające ze sztywności płyty pomostu). Przyjęto również podatne utwierdzenie dla momentu skręcającego, wynikającego z obrotu zarysowanej płyty pomostu według rys. 6.10 normy [22]. Sztywność podparcia na obrót przyjęto jako $k_1 = 2160$ kNm/m (wyznaczone poprzednio dla „odwróconej ramy U”). Węzłom pasa dolnego nad filarem zablokowano możliwość przesuwu w kierunku osi mostu (łożysko nieprzesuwne względem osi x).

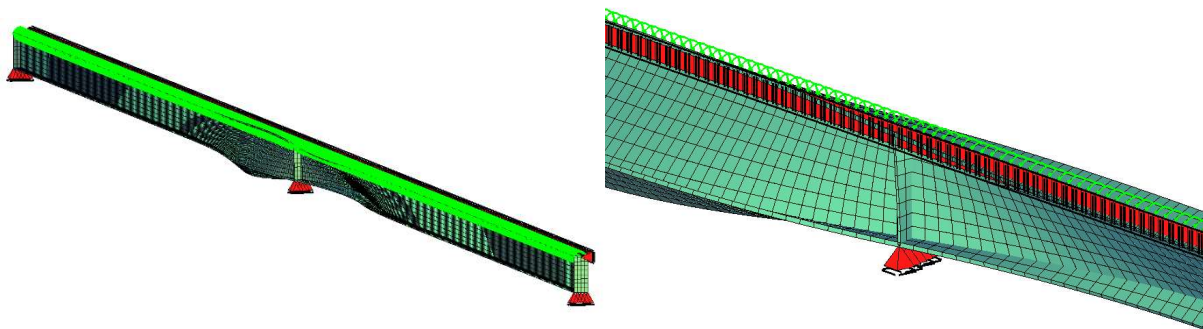
(22) Model został obciążony obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości 100 kN/m. Uzyskane wartości momentów zginających przedstawiono na rys. 10.2.4.4.1.



Rys. 10.2.4.4.1. Wykres momentów zginających pod obciążeniem 100 kN/m

(23) Następnie została przeprowadzona sprężysta (liniowa) analiza wyboczeniowa pod zadanym obciążeniem przyłożonym do górnej powierzchni środka (100 kN/m). Jej wynikiem były mnożniki do obciążenia, przy których występowało wyboczenie. Najmniejsza wartość współczynnika wynosiła 0,86 (rys. 10.2.4.4.2). Moment krytyczny w przekroju podporowym ma więc wartość: $M_{cr} = 0,86 \times 11\,141 = 9\,581$ kNm. Na podstawie M_{cr} obliczono smukłość przekroju:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \cong \sqrt{\frac{M_{Rd}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5\,709}{9\,581}} = 0,772.$$



Rys. 10.2.4.4.2. Postać wyboczeniowa dla pasa dolnego w pobliżu podpory pośredniej

(24) Po powtórzeniu procedury obliczeniowej otrzymano wartość współczynnika zwichrzenia:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34 \times (0,772 - 0,20) + 0,772^2] = 0,895,$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,895 + \sqrt{0,895^2 - 0,772^2}} = 0,742.$$

(25) Zastosowanie modelu numerycznego pozwoliło na wyznaczenie współczynnika zwichrzenia o wartości 0,742, co różni się o około 20% (0,614) w stosunku do wyniku uzyskanego, stosując procedurę podaną w pkt 6.3.4.2(7) normy [20]. W tym przypadku podejście z użyciem modelu numerycznego pozwala na otrzymanie wyższej wartości współczynnika zwichrzenia, głównie za sprawą odwzorowania rzeczywistego przebiegu wykresu momentów zginających, co nie jest możliwe w zastosowanej procedurze analitycznej.

(26) Nośność przekroju podporowego na zwichrzenie wynosi:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,742 \times 5,71 \frac{1,0}{1,1} = 3,85 \text{ MNm}.$$

(27) Według obu procedur obliczeniowych przekrój nie ma wymaganej nośności na moment $M_{Ed} = 4,54 \text{ MNm}$ (tab. 10.2.3.3.1). W tej sytuacji możliwe jest dodanie nakładki na pas dolny lub przeprowadzenie bardziej zaawansowanej analizy obliczeniowej (analitycznej lub numerycznej), np. odwzorowując również sztywność poprzecznic nad filarem przez modelowanie pełnej konstrukcji stalowej, a nie tylko jednego dźwigara.

(28) W dalszych obliczeniach przeanalizowano możliwość zwiększenia przekroju dźwigara nakładką o wymiarach $30 \times 260 \text{ mm}$ ze stali tego samego gatunku co kształtownik – S460. Siła wypadkowa przy jej pełnym uplastycznieniu ma wartość:

$$F_e = A_{a,e} \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 26 \times 3,0 \times \frac{46,0}{1,0} = 3,59 \text{ MN}.$$

(29) Położenie osi obojętnej mierzone od włókien dolnych pasa dolnego x_{PNA} wynosi:

$$\begin{aligned} x_{PNA} &= t_f + \frac{0,5 (F_s + F_a + F_e) - F_f - F_e}{F_a - 2 F_f} \times (h - 2 t_f) = \\ &= 3,3 + \frac{0,5 (2,48 + 15,36 + 3,59) - 4,55 - 3,59}{15,36 - 2 \times 4,55} \times (80 - 2 \times 3,3) = 33,5 \text{ cm}. \end{aligned}$$

(30) Nośność plastyczną wzmocnionego przekroju przedstawiono w tab. 10.2.4.4.1.

Tab. 10.2.4.4.1. Nośność plastyczna przekroju podporowego z nakładką pasa dolnego

Element	Znak naprężeń	Pole powierzchni	Naprężenia	Wypadkowa F_i	Mimośród e_i	Iloczyn $F_i e_i$
		[cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[m]	[kNm]
Zbrojenie	rozciąganie	57,1	43,5	2484	0,560	1391
Pas górny	rozciąganie	99,0	46,0	4554	0,449	2045
Środek	rozciąganie	80,0	46,0	3680	0,216	795
Środek	ściskanie	56,0	46,0	2576	0,151	389
Pas dolny	ściskanie	99,0	46,0	4554	0,319	1453
Nakładka	ściskanie	98,0	46,0	3588	0,350	1256
$\Sigma F_i e_i$						7328

(31) Przyjmując konserwatywnie współczynnik zwichrzenia $\chi_{LT} = 0,742$ (dla przekroju samego kształtownika) warunek nośności przekroju podporowego jest spełniony w 92% (4,54/4,94):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,742 \times 7,33 \frac{1,0}{1,1} = 4,94 \text{ MNm} > M_{b,Rd} = 4,54 \text{ MNm.}$$

(32) Osobnym zagadnieniem jest niestateczność pasa ściskanego w płaszczyźnie środka. Jego stateczność jest zabezpieczona przez sztywność stalowego środka. Minimalną smukłość środka określa rozdział ósmy normy [17].

(33) Wartość parametru k uwzględnia rodzaj analizy. Wartość $k = 0,4$ obowiązuje podczas wykorzystywania plastycznej nośności przekroju z jednoczesną sprężystą analizą liniową. Wartość graniczna wynosi:

$$k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,4 \times \frac{21\,000}{46,0} \sqrt{\frac{(80 - 2 \times 3,3) \times 1,75}{30 \times 3,3}} = 208.$$

Smukłość kształtownika jest dużo niższa:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(80 - 2 \times 3,3)}{1,75} = 41,9 < 208.$$

Warunek jest więc spełniony z dużym zapasem, co jest typowe dla kształtowników z bardzo krępych środkami.

10.2.4.5. Nośność na ścinanie przekroju podporowego

(1) Nośność na ścinanie dźwigara zespolonego wyznaczona się według wytycznych norm [16, 17]. W pierwszej kolejności należy rozpatrzyć możliwość wyoboczenia na skutek ścinania nieuzębowanych środków (pkt 6.2.6(6) normy [16]). Występuje tutaj niespójność pomiędzy częściami Eurokodu 3 w zakresie współczynnika η . Norma [16] pozwala w przybliżeniu przyjęc 1,0 (pkt 6.2.6(6)), natomiast norma [8] uzależnia jego wartość od klasy stali (pkt 5.1(2)) i dla najpopularniejszych klas ($\leq S460$) zaleca wartość 1,2. Przyjęto bardziej niekorzystny wariant η równy 1,2.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{80 - 2 \times 3,3}{1,75} = 41,9 \neq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \frac{0,715}{1,2} = 42,9.$$

Ponieważ nierówność nie jest spełniona, to środek nie jest narażony na wyoboczenie na skutek ścinania. W takim przypadku nośność przekroju stalowego na ścinanie $V_{c,Rd}$ może być przyjęta jako równa nośności plastycznej samego środka $V_{pl,Rd}$ (pkt 6.2.6(1) i (2) normy [16]).

(2) Pole czynne przy ścinaniu A_v dla kształtowników walcowanych wynosi (pkt 6.2.6(3) normy [16]):

$$\begin{aligned} A_v &= \max[A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f ; \eta h_w t_w] = \\ &= \max[334 - 2 \times 30 \times 3,3 + (1,75 + 2 \times 3,0) \times 3,3 ; 1,2 \times (80 - 2 \times 3,3) \times 1,75] = \\ &= \max[161,6; 154,1] = 161,6 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{161,6 \times \left(\frac{46,0}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} = 4292 \text{ kN.}$$

(3) Obliczeniowa siła ścinająca V_{Ed} z obu faz pracy konstrukcji (tab. 10.2.3.3.2): $V_{Ed} = 659 \text{ kN}$. Warunek nośności na ścinanie (6.17) jest spełniony:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{659}{4292} = 0,154 < 1.$$

Ponieważ siła poprzeczna V_{Ed} nie przekracza 50% nośności plastycznej przekroju przy ścinaniu $V_{pl,Rd}$ oraz przekrój nie jest wrażliwy na utratę stateczności przy ścinaniu, to nie występuje interakcja pomiędzy siłą poprzeczną a momentem zginającym (pkt 6.2.8(2) normy [16]).

10.2.4.6. Nośność zespolenia

(4) Zespolenie pomiędzy dźwigarem i płytą betonową zostało przyjęte w postaci sworzni z główkami przyspawanych do pasa górnego kształtowników. Sprawdzenie nośności zespolenia przeprowadzono zgodnie z pkt 6.6 normy [22]. Zespolenie pracuje głównie na przeniesienie sił rozwarstwiających pomiędzy stalą i betonem, z pominięciem przyczepności pomiędzy tymi materiałami.

(5) W stanie granicznym nośności można dopuścić lokalne przekroczenie nośności zespolenia, ale nie więcej niż o 10%. Dodatkowo całkowita siła podłużna (ścinająca) na danym odcinku nie może być większa niż nośność wszystkich sworzni na tym odcinku.

(6) Podłużną siłę ścinającą na jednostkę długości $v_{L,Ed}$ można określać na podstawie obwiedni siły poprzecznej (w zakresie sprężystym) lub na podstawie zmienności siły podłużnej w płycie pomostu. Siłę podłużną wyznacza się, przyjmując niezarysowane charakterystyki przekroju, mimo że siły wewnętrzne w globalnej analizie statycznej zostały wyznaczone przy założeniu sztywności przekrojów zarysowanych. Alternatywnie w obu przypadkach można uwzględnić częściową sztywność zarysowanego betonu.

(7) W strefach, w których występowało przekroczenie nośności sprężystej na zginanie i przejście w zakres plastyczny, związek pomiędzy podłużną siłą ścinającą i siłą poprzeczną przestaje być liniowy. W takim przypadku siłę $v_{L,Ed}$ należy wyznaczyć na podstawie zmiany siły podłużnej w płycie na danym odcinku, uwzględniając stadia budowy. Na tej podstawie w pierwszej kolejności należy ustalić, czy przekroje pracują w zakresie sprężystym ($M_{Ed} < M_{el,Rd}$).

(8) Nośność $M_{el,Rd}$ przekroju przęsłowego wyznaczono z pewnymi upraszczającymi założeniami. Dla typowych przekrojów nośność sprężysta jest warunkowana nośnością pasa dolnego. Naprężenia w tym elemencie zostaną wyznaczone z uwzględnieniem pełzania płyty betonowej od obciążeń długotrwałych (przypadek bardziej niekorzystny). Bardziej szczegółowe obliczenia naprężeń w przekroju przęsłowym zostaną wykonane przy sprawdzaniu SGU w dalszej części rozdziału.

(9) Naprężenia w pasie dolnym w fazie budowy mają wartość:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ed,0} y_a}{I_a} = \frac{1254 \times 10^2 \times 40}{35,91 \times 10^4} = 139,7 \text{ MPa.}$$

(10) Parametr przekroju dla obciążeń krótkotrwałych ($n = n_0$) wynosi:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210}{32} = 6,56.$$

(11) Sprowadzone pole przekroju jest równe:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 334 + \frac{213 \times 18}{6,56} = 918 \text{ cm}^2.$$

(12) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c wyznaczono z zależności:

$$y_c = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{334 \times 40 + \frac{213 \times 18 \times 89}{6,56}}{918} = 71,2 \text{ cm.}$$

(13) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 35,91 \times 10^4 + 334 \times (71,2 - 40,0)^2 +$$

$$+ \frac{213 \times 18^3}{12 \times 6,56} + \frac{213 \times 18}{6,56} (89 - 71,2)^2 = 0,684 \times 10^6 + 0,201 \times 10^6 = 0,885 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(14) Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju z uwzględnieniem pełzania od obciążenia wyposażeniem ($n_L = 20,41$) mierzone od włókien dolnych:

$$y_{c,L} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} = \frac{334 \times 40 + \frac{213 \times 18 \times 89}{20,41}}{334 + \frac{213 \times 18}{20,41}} = 57,6 \text{ cm.}$$

(15) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego jest równy:

$$I_{c,L} = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 35,91 \times 10^4 + 334 \times (57,6 - 40,0)^2 + \\ + \frac{213 \times 18^3}{12 \times 20,41} + \frac{213 \times 18}{20,41} (89 - 57,6)^2 = 4,63 \times 10^5 + 1,90 \times 10^5 = 0,653 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(16) Na podstawie danych zestawionych w tab. 10.2.3.3.1 sumy momentów w przekroju przęsłowym dla obciążeń krótkotrwałych ($M_{Ed,1}$) i długotrwałych ($M_{Ed,L,1}$) wynoszą:

$$M_{Ed,1} = 95 + 1185 = 1280 \text{ kNm},$$

$$M_{Ed,L,1} = -180 + 232 + 28 = 80 \text{ kNm}.$$

Ponieważ moment wywołany obciążeniami długotrwałymi $M_{Ed,L,1}$ jest znacznie mniejszy od momentu wywołanego obciążeniami krótkotrwałymi $M_{Ed,1}$, postanowiono ujednoczyć parametry przekroju dla wszystkich obciążeń długotrwałych, przyjmując n_L jak dla obciążenia wyposażeniem ($n_L = 20,41$). Naprężenie w pasie dolnym przekroju przęsłowego w fazie eksploatacji wynosi:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ed,1} y_c}{I_c} + \frac{M_{Ed,L,1} y_{c,L}}{I_{c,L}} = \frac{1280 \times 10^2 \times 71,2}{0,885 \times 10^6} + \frac{80 \times 10^2 \times 57,6}{0,653 \times 10^6} = 103,0 + 7,1 = 110,1 \text{ MPa}.$$

(17) Założono, że globalnie (izostatyczne i hiperstatyczne) efekty skurczu będą oddziaływać korzystnie (wywoływać ściskanie) w pasie dolnym, w związku z tym zostały one pominięte. Szczegółowe sprawdzenie przeprowadzono w pkt 10.2.6.1 (SGU).

(18) Ostatecznie naprężenie w pasie dolnym dźwigara wynosi:

$$\sigma_a = \sigma_{a,0} + \sigma_{a,1} = 139,7 + 110,1 = 249,8 \text{ MPa}.$$

(19) Naprężenie w pasie dolnym $\sigma_a = 249,8 \text{ MPa}$ jest mniejsze od granicy plastyczności $f_y = 460 \text{ MPa}$, co oznacza, że dźwigar będzie pracował w zakresie sprężystym. Wobec tego podłużną siłę ścinającą można wyznaczyć z liniowej zależności pomiędzy siłami poprzecznymi i podłużnymi w przekroju.

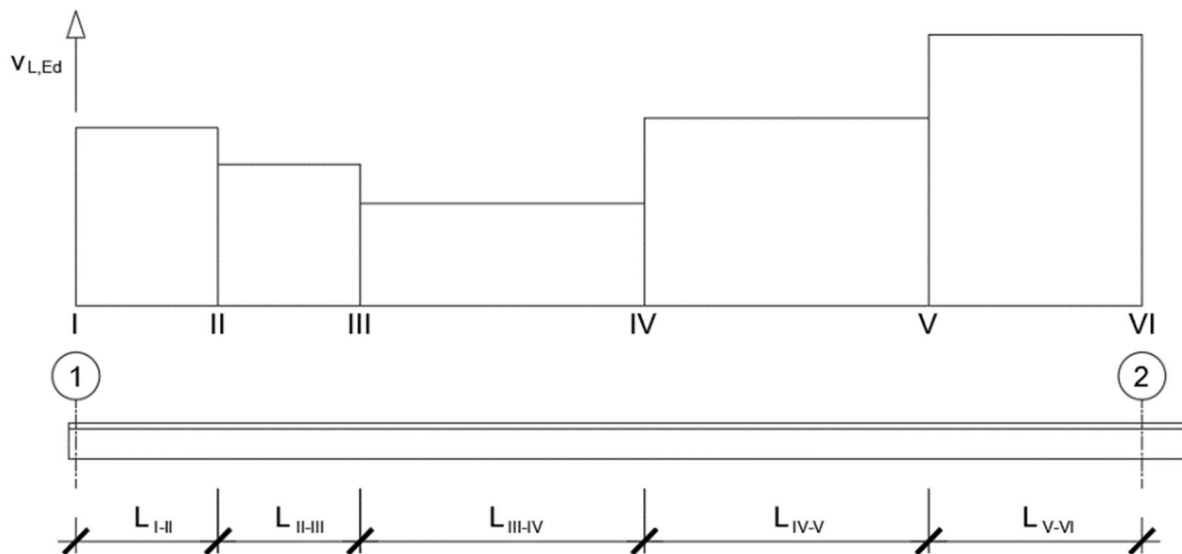
(20) Aby wyznaczyć wartość siły ścinającej $v_{L,Ed}$, należy przeprowadzić analizę przekroju niezarysowanego. Większe wartości najczęściej otrzymuje się w przypadku, gdy pominięty zostanie wpływ pełzania. W związku z tym analiza została przeprowadzona dla sytuacji oddania obiektu do użytkowania (t_0). Na zespolenie oddziałują jedynie obciążenia z fazy użytkowej (f_i). Obwiednię tych wartości przedstawiono na rys. 10.2.4.6.1.



Rys. 10.2.4.6.1. Obwiednia poprzecznych sił ścinających od obciążeń z fazy użytkowej (f_i) [kN]

(21) Przęsło zostało podzielone na pięć odcinków zgodnie z rys. 10.2.4.6.1. Podłużna siła ścinająca $v_{L,Ed}$ w każdym z nich wynosi:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed,1} A_b (y_b - y_c)}{I_c n} = \frac{V_{Ed,1} \times 213 \times 18 \times (89 - 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} = \frac{1,176 \times V_{Ed,1}}{m}$$



Rys. 10.2.4.6.1. Podział przęsła na odcinki do wymiarowania zespolenia

(22) Otrzymane wartości siły ścinającej $v_{L,Ed}$ w poszczególnych odcinkach przęsła nurtowego zestawiono w tab. 10.2.4.6.1.

(23) Podczas sprawdzania nośności przekroju podporowego uwzględniono jego nośność plastyczną (pkt 10.2.4.3). Ponieważ w zakresach, w których $M_{Ed} > M_{el,Rd1}$ związek pomiędzy siłą poprzeczną i podłużną siłą ścinającą nie jest liniowy, wyznaczono długość odcinka, na którym dźwigar pracuje z zakresie plastycznym. Położenie sprężystej osi obojętnej od dolnych włókien przekroju składającego się z prętów i kształtownika wynosi:

$$y_s = \frac{A_s \times e_s + A_a \times e_a}{A_s + A_a} = \frac{57,1 \times 89,5 + 334 \times 40}{57,1 + 334} = 47,2 \text{ cm.}$$

(24) Moment bezwładności całego przekroju podporowego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a \times (y_c - y_a)^2 + A_s \times (y_s - y_c)^2 = 35,91 \times 10^4 + 334 \times (47,2 - 40)^2 + 57,1 \times (89,5 - 47,2)^2 = 4,786 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$

(25) Pod działaniem obliczeniowego momentu zginającego z fazy budowy f_o (tab. 10.2.3.3.1, $M_{Ek,0} = 1,35 \times (-1650) = 2228 \text{ kNm}$) we włóknach skrajnych przekroju kształtownika występuje naprężenie:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{2228 \times 10^2 \times 40}{35,91 \times 10^4} = 248,2 \text{ MPa.}$$

Pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego z fazy eksploatacji f_i (tab.10.2.3.3.1, $M_{Ek,1} = -4544 + 2228 = -2316 \text{ kNm}$) w pasie dolnym dźwigara naprężenia wynoszą:

$$\sigma_{a1,1} = \frac{M_{Ek,1} \times y_s}{I_a} = \frac{2316 \times 10^2 \times 47,2}{4,786 \times 10^5} = 228,4 \text{ MPa.}$$

(26) Współczynnik k uwzględniający fazy pracy konstrukcji ma wartość:

$$\sigma_{a,0} + k \sigma_{a1,1} = f_y,$$

$$k = \frac{f_y - \sigma_{a,0}}{\sigma_{a1,1}} = \frac{460 - 248,2}{228,4} = 0,927.$$

(27) Nośność sprężysta przekroju na zginanie $M_{el,Rd}$ wynosi:

$$M_{el,Rd} = M_{Ek,1} + k M_{Ek,1} = 2228 + 0,927 \times 2316 = 4375 \text{ kNm.}$$

Zakres, na którym dźwigar pracuje w zakresie plastycznym ($M_{Ed} > M_{el,Rd}$), wynosi kilkadziesiąt cm i może zostać pominięty w obliczeniach.

(28) W strefach końcowych należy dodatkowo uwzględnić oddziaływanie pochodzące od skurczu i oziębienia płyty pomostu, które będzie powodowało siły ścinające na końcu belki o przeciwnych zwrotach tak jak pozostałe obciążenia (wyposażenie i obciążenie zmienne na przyległym przęśle).

(29) Sposób wyznaczania naprężeń w środku ciężkości płyty pomostu od efektów izostatycznych oddziaływania skurczu i temperatury został szczegółowo przedstawiony w pkt 10.2.6.1. Maksymalne naprężenie w środku ciężkości płyty pomostu wywołane efektami pierwotnymi oddziaływania skurczowego (tab. 10.2.6.1.3) wynoszą:

$$\sigma_s = \frac{0,8 + 1,4}{2} = 1,1 \text{ MPa.}$$

natomiast maksymalne naprężenie w środku ciężkości płyty pomostu wywołane efektami pierwotnymi oddziaływania termicznego (tab. 10.2.6.1.4):

$$\sigma_t = \frac{0,2 + 0,8}{2} = 0,5 \text{ MPa.}$$

(30) Obliczeniowa siła zastępcza w środku ciężkości płyty pomostu wynosi:

$$N_{b,Ed} = (\gamma_Q \sigma_t + \gamma_S \sigma_s) \times A_b = (1,5 \times 0,05 + 1,0 \times 0,11) \times 213 \times 18 = 709 \text{ kN.}$$

Siła $N_{b,Ed}$ jest rozłożona na długości b_{eff} , co wywołuje siłę ścinającą w zespoleniu o wartości:

$$v_{L,N} = \frac{N_{b,Ed}}{b_{eff}} = \frac{709}{2,13} = 333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Otrzymana wartość siły ścinającej pochodzi od efektów izostatycznych na końcu belki od oddziaływania skurczu i temperatury. Należy jeszcze uwzględnić efekty globalne (hiperstatyczne) wraz z innymi obciążeniami. Minimalna wartość siły poprzecznej na podporze końcowej $V_{Ed,1} = -71 \text{ kN}$. Powoduje to wprowadzenie w zespolenie siły ścinającej o wartości:

$$v_{L,Ed,1} = \frac{1,176 \times V_{Ed,1}}{m} = 83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Ostatecznie siła ścinająca v_{Ed} w połączeniu wynosi:

$$v_{Ed} = v_{L,N} + v_{L,Ed,1} = 333 + 83 = 416 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Tab. 10.2.4.6.1. Wartości sił ścinających na długości przęsła

Oznaczenie odcinka, rys.10.2.4.6.2	Długość odcinka	Maksymalna siła poprzeczna $V_{Ed,1}$	Podłużna siła ścinająca $v_{L,Ed}$
	[m]	[kN]	[kN/m]
I-II	4,0	188*	416**
II-III	4,0	149	175
III-IV	8,0	108	127
IV-V	8,0	198	233
V-VI	6,0	286	336

* w strefie podpory końcowej maksymalna siła poprzeczna (pochodząca głównie od obciążeń zmiennych) nie jest decydująca,

** miarodajna siła w zespoleniu z uwzględnieniem izostatycznych efektów skurczu i oddziaływania temperatury.

(31) Nośność obliczeniowa pojedynczego sworznia w stanie granicznym nośności jest uzależniona od nośności trzpienia oraz otaczającego go betonu. W związku z tym przyjmuje się ją jako mniejszą z dwóch wartości według wzorów (6.18) i (6.19) normy [22].

Przyjęto sworznie o średnicy $d = 16 \text{ mm}$ i wysokości całkowitej $h_{sc} = 100 \text{ mm}$. Dla takich gabarytów smukłość trzpienia wynosi:

$$\frac{h_{sd}}{d} = \frac{100}{16} = 6,25 > 4.$$

Ponieważ smukłość jest większa od 4, nie ma potrzeby stosowania współczynnika korekcyjnego α ($\alpha = 1$). Wytrzymałość na rozciąganie stali sworzni (S235J2 + C450): $f_u = 450$ MPa.

(32) Wartość dodatkowego współczynnika $\gamma_v = 1,25$ jest zalecana w pkt 6.6.3.1(1) normy [22]. Ostatecznie obliczeniowa nośność jednego sworznia wynosi:

$$P_{Rd} = \min \left[\frac{0,8 f_u \pi d^2}{4 \gamma_v}; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \right] =$$

$$= \min \left[\frac{0,8 \times 450 \times 3,142 \times 1,6^2}{4 \times 1,25}; \frac{0,29 \times 1 \times 1,6^2 \times \sqrt{3,0 \times 3200}}{1,25} \right] =$$

$$= \min[57,9; 58,2] = 57,9 \text{ kN.}$$

(33) Nośność połączenia na danym odcinku wynosi:

$$v_{L,Rd} = \frac{P_{Rd} n}{s},$$

gdzie:

n – liczba sworzni w rzędzie,

s – rozstaw rzędów na danym odcinku.

Tab. 10.2.4.6.2. Przyjęte sworznie w poszczególnych odcinkach dla stanu granicznego nośności

Oznaczenie odcinka wg 10.2.4.6.2	Długość odcinka	Podłużna siła ścinająca $v_{L,Ed}$	Przyjęta liczba sworzni w rzędzie/rozstaw rzędów	Nośność na danym odcinku
	[m]	[kN/m]		[kN/m]
I-II	4,0	416	2 co 25 cm	463
II-III	4,0	175	2 co 50 cm	231
III-IV	8,0	127	2 co 50 cm	231
IV-V	8,0	233	2 co 40 cm	290
V-VI	6,0	336	2 co 25 cm	463

* decyduje warunek minimalnego rozstawu dla zabezpieczenia stateczności pasa górnego.

(34) Zespolecie powinno spełniać także wymagania konstrukcyjne normy [22]. Dolna krawędź główki sworznia powinna wystawać minimum 30 mm powyżej zbrojenia poprzecznego w płycie pomostu. Odległość krawędzi sworznia od krawędzi pasa górnego nie może być mniejsza niż 25 mm. Wysokość sworznia powinna być nie mniejsza niż jego trzykrotna średnica. Minimalna średnica główki wynosi 150% średnicy d trzpienia, natomiast wysokość główki powinna wynosić co najmniej 0,4 średnicy d . Średnica sworznia nie może też przekraczać 150% grubości pasa górnego. Rozstaw sworzni w kierunku osi dźwigara nie powinien być mniejszy niż $5d$, co dla obliczanego przypadku wynosi 80 mm. Rozstaw w kierunku poprzecznym nie powinien być mniejszy niż $2,5d$, co w tym przypadku wynosi 40 mm.

(35) We wszystkich przypadkach rozstaw w kierunku podłużnym sworzni nie powinien przekraczać czterokrotnej grubości płyty ($4 \times 18 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$) oraz 800 mm. Jeśli sworznie mają zabezpieczać pas ściskany przed lokalną utratą stateczności, to maksymalny rozstaw w kierunku podłużnym powinien mieć wartość (pkt 6.6.5.5(2) [22]):

$$22 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 3,3 \times \sqrt{\frac{235}{460}} = 51,9 \text{ cm.}$$

Jeśli warunek ten nie jest spełniony, należy wyznaczyć klasę przekroju ściskanego, tak jakby nie był połączony sztywno z płytą pomostu. Ten warunek decydował o rozstawie sworzni na odcinku III-IV (tab. 10.2.4.6.2).

10.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

10.2.5.1. Nośność na zginanie

(1) Do analizy przekrojów żelbetonowych w elementach zginanych można stosować metodę ogólną, opartą na liniowym rozkładzie odkształceń i paraboliczno-prostokątnym rozkładzie naprężeń w betonie, lub metodę uproszczoną, w której przyjmuje się efektywną wysokość strefy ściskanej i prostokątny rozkład naprężeń w betonie. W dalszej części nośność na zginanie przekrojów płyty pomostu wyznaczono metodą uproszczoną.

(2) Współczynnik rozkładu naprężeń w betonie można przyjmować $\lambda = 0,8$ (dla betonu poniżej klasy C 50/60), wówczas efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi: $x_{eff} = \lambda x$.

(3) Norma dla mostów zespolonych [22] odwołuje się bezpośrednio do normy ogólnej [14], gdzie współczynnik $\alpha_{cc} = 1,0$. Ponieważ w kierunku poprzecznym płyta pomostu jest elementem czysto żelbetonowym, to jej sprawdzenie można przeprowadzić według normy [15], w której $\alpha_{cc} = 0,85$. W związku z tą niekonsekwencją przyjęto wartość niekorzystniejszą: $\alpha_{cc} = 0,85$.

(4) Naprężenie w betonie (dla betonów poniżej klasy C 50/60 współczynnik $\eta = 1,0$) wynosi:

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

a naprężenie w stali zbrojeniowej:

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

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

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,175\text{‰}$$

(6) W pierwszej kolejności zostanie sprawdzony przekrój płyty obciążony ujemnym momentem $M_{Ed} = -37,1 \text{ kNm/m}$ (nad dźwigarem). Wysokość użyteczna w tym przekroju płyty dla przyjętego otulenia (35 i 45 mm odpowiednio dla górnej i dolnej otuliny) i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 16 \text{ mm}$ wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c - 0,5\phi = 180 - 35 - 8 = 13,7 \text{ cm}.$$

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest zatem równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,175} \times 13,7 \text{ cm} = 6,8 \text{ cm}.$$

(8) Z równania równowagi momentów w przekroju otrzymuje się:

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

Równanie można rozpisać do postaci równania drugiego stopnia względem niewiadomej, efektywnej wysokości strefy ściskanej x_{eff} :

$$-0,5 b_p \eta f_{cd} x_{eff}^2 + b_p \eta f_{cd} d_{p1} x_{eff} - M_{p,Ed} = 0.$$

(9) Rozwiązując typowe równanie drugiego stopnia, obliczamy:

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

oraz pierwiastki równania, które wynoszą:

$$x_{eff} = \frac{-b_p \eta f_{cd} d_{p1} \pm \sqrt{(b_p \eta f_{cd} d_{p1})^2 - 2 b_p \eta f_{cd} M_{Ed}}}{-b_p \eta f_{cd}}.$$

Po uproszczeniach ($\eta = 1,0$, $f_{cd} = 18,21 \text{ MPa}$, $b_p = 100 \text{ cm}$) można zapisać:

$$x_{eff} = \frac{-3005 \text{ kN} \pm \sqrt{(3005 \text{ kN})^2 - 364,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \times M_{Ed}}}{-182,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}.$$

(10) Moment obliczeniowy wynosi $M_{ed} = 37,1$ kNm (tab. 10.2.3.4.1):

$$x_{eff} = \frac{-3005 \text{ kN} \pm \sqrt{(3005 \text{ kN})^2 - 364,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \times 3710 \text{ kNcm}}}{-182,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}$$

Pierwszy z pierwiastków równania nie spełnia warunku:

$$x_{eff} = \frac{-3005 - 277}{-182,1} \text{ cm} = 31,7 \text{ cm} \gg x_{lim} = 6,8 \text{ cm}.$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$x_{eff} = \frac{-3005 + 2771}{-182,1} \text{ cm} = 1,3 \text{ cm} < x_{lim} = 6,8 \text{ cm}.$$

(11) Z warunku równowagi sił poziomych wyznaczono potrzebne pole przekroju zbrojenia rozciąganego:

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{100 \times 1,3 \times 1,821}{43,5} = 5,4 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto $\phi 16$ mm w rozstawie co 20 cm. Pole przekroju zbrojenia na jeden metr szerokości płyty wynosi:

$$A_{s,p} = \frac{b_p}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2}\right)^2 = \frac{100}{20} \times 3,142 \times \left(\frac{1,6}{2}\right)^2 = 10,1 \text{ cm}^2 > A_{s1,req} = 5,4 \text{ cm}^2.$$

(12) Wyznaczone zbrojenie powinno spełniać wymagania konstrukcyjne określone w pkt 9.2.1.1 normy [14]. Minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego obliczono ze wzoru (9.1N) tej normy:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \\ = \max\left(0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 100 \times 13,7; 0,0013 \times 100 \times 13,7\right) = 2,1 \text{ cm}^2.$$

Pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe od wartości podanej w pkt 9.2.1.1(3) normy [14] wynoszącej:

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 100 \times 18 = 72 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie ($A_{s1} = 10,1 \text{ cm}^2$) spełnia zatem oba warunki konstrukcyjne.

(13) Z analizy statycznej wynika, że w przekrojach przęsłowych płyty (tj. pomiędzy dźwigarami głównymi) dodatnie momenty zginające są blisko dwukrotnie mniejsze od wartości bezwzględnej momentu nad dźwigarami (odpowiednio $M_{ed-} = -37,1$ kNm/m oraz $M_{ed+} = 22,9$ kNm/m). W związku z tą różnicą pominięto szczegółowe obliczenia, przyjmując takie samo zbrojenie, jak zbrojenie górą ($\phi 16$ co 20 cm).

(14) W przykładzie pominięto sprawdzenie interakcji pomiędzy złożonymi efektami w płycie, takimi jak interakcja sił wewnętrznych w płycie pochodząca np. ze złożenia efektów globalnych i lokalnych, wpływu ścinania podłużnego i momentów skręcających.

10.2.5.2. Nośność na ścinanie

(1) Norma [14] zezwala na pominięcie zbrojenia konstrukcyjnego na ścinanie, pod warunkiem że nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest zachowana (pkt 6.2.1(4) normy [14]). W związku z tym wymiarowanie płyty pomostu przeprowadzono według wytycznych pkt 6.2.2 normy [14]. Wysokość użyteczną w przekroju podporowym płyty obliczono już wcześniej: $d_{p2} = 137$ mm.

(2) Współczynniki pomocnicze (uwaga: d_{p2} podstawia się w [mm]) wynoszą:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{p2}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{137}} \right); 2,0 \right] = 2,00, \\ \rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{s1}}{b_p d_{p2}} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{10,1}{100 \times 13,7} \right); 0,02 \right] = 7,37\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2,00^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,542 \text{ MPa}.$$

(3) Obliczeniowa nośność na ścinanie płyty bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ wyznaczana jest jako większa z wartości ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [14]. Uwaga: należy zachować ostrożność, korzystając ze wzoru (6.2a), ponieważ jego budowa wymusza podstawienie f_{ck} w [MPa], b_p i d_{p2} w [mm], a uzyskany wynik w [N]:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c1} &= \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_p d_{p2} = \\ &= \left[0,13 \times 2,00 \times (100 \times 0,00737 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 137 = \\ &= 133768 \text{ N} = 100,0 \text{ kN}. \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{p2} = (0,542 + 0,15 \times 0) \times 100 \times 13,7 = 74,3 \text{ kN}.$$

Ostatecznie nośność przekroju płyty o szerokości $b_p = 100 \text{ cm}$ wynosi:

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(100,0; 74,3) = 100,0 \text{ kN}.$$

Obliczona nośność jest większa od maksymalnej obliczeniowej siła poprzecznej (tab.10.2.3.4.1): $V_{Ed} = 38,8 \text{ kN}$ ($38,8/100,0 = 39\%$).

$$V_{p,Ed} = 38,8 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 100,0 \text{ kN}.$$

Płyta betonowa nie wymaga dodatkowego zbrojenia na ścinanie.

10.2.6. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – dźwigar główny

10.2.6.1. Ograniczenie naprężeń w przekroju przęsłowym

(1) Głównym warunkiem konstrukcji zespolonych w stanie granicznym użyteczności jest ograniczenie naprężeń. W tym celu należy wyznaczyć naprężenie w przekroju zespolonym z uwzględnieniem faz budowy wraz z efektami izostatycznymi i hiperstatycznymi (pierwotnymi i wtórnymi) wywołanymi oddziaływaniem skurczu i temperatury. Należy również uwzględnić dwie sytuacje obliczeniowe – w chwili otwarcia obiektu (z niewielkim udziałem pełzania betonu, t_0) oraz na końcu eksploatacji obiektu (po wystąpieniu pełnego pełzania, t_∞).

(2) Dalsze obliczenia w stanie SLS przeprowadzono dla przypadków: oddania obiektu do użytkowania (t_0) bez uwzględnienia wpływu pełzania oraz zakończenia eksploatacji obiektu (t_∞) z uwzględnieniem wpływu pełzania. Ograniczenie sprawdzeń do tych dwóch sytuacji jest uzasadnione niewielkimi zmianami momentów zginających w chwilach t_0 i t_∞ oraz faktem, że wpływ pełzania na konstrukcję jest uwzględniany tylko jako niekorzystny (pomijany, gdy oddziaływanie jest korzystne).

(3) Maksymalne naprężenie w przekroju stalowym pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego w fazie budowy f_0 ($M_{Ek,0} = 929 \text{ kNm}$) wynosi:

$$\sigma_{Ek,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{929 \times 10^2 \times 40}{35,91 \times 10^4} = 103,5 \text{ MPa}.$$

(4) W pierwszej kolejności obliczono naprężenia w chwili oddania obiektu do użytkowania (bez uwzględnienia efektów pełzania betonu, t_0). W tym przypadku parametry przekroju przyjęto jak dla sztywności betonu dla obciążeń krótkotrwałych (n_0). Wartości te obliczono już wcześniej.

(5) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c mierzone od włókien dolnych wynosi: $y_c = 71,2 \text{ cm}$. Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego: $I_c = 0,885 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

(6) W kolejnych krokach wyznaczono naprężenia od poszczególnych charakterystycznych momentów zginających z tab. 10.2.3.3.1. Na tym etapie nie zostały uwzględnione oddziaływania skurczu i temperatury – zostaną one dodane w dalszej części obliczeń. Sposób wyznaczania naprężeń w przekroju pokazano poglądowo dla obciążeń zmiennych ($M_{Ek} = 878 \text{ kNm}$), które wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{878 \times 10^2 \times 71,2}{0,885 \times 10^6} = 70,6 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{878 \times 10^2 \times (80,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6} = -8,7 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{878 \times 10^2 \times (80,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} = -1,3 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{878 \times 10^2 \times (98,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} = -4,1 \text{ MPa.}$$

(7) Analogicznie wyznaczono wszystkie wartości naprężeń w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0), podstawiając odpowiednie wartości momentów zginających. Otrzymane wartości naprężeń zamieszczono w tab. 10.2.6.1.1.

(8) Pod wpływem pełzania betonu dojdzie do redystrybucji sił wewnętrznych w obiekcie. W chwili zakończenia eksploatacji obiektu (t_{∞}) w przekroju przeszłowym doszło do zmniejszenia wartości momentu przeszłowego wywołanego ciężarem wyposażenia z 172 kNm do wartości 162 kNm. Redystrybucja momentów od pozostałych obciążeń długotrwałych – demontażu deskowania i osiadań podpory, jest pomijalnie mała.

Tab. 10.2.6.1.1. Naprężenia w przekroju zespolonym w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) z wyłączeniem skurczu i temperatury [MPa]

Włókna	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmienne)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Osiadanie podpór	Σ
	929	878	-180	172	23	-
Górne betonu	-	-4,1	0,8	-0,8	-0,1	-4,2
Dolne betonu	-	-1,3	0,3	-0,3	0,0	-1,3
Górne stali	-103,5	-8,7	1,8	-1,7	-0,2	-112,3
Dolne stali	103,5	70,6	-14,5	13,8	1,8	175,2

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(9) Pod wpływem pełzania dojdzie również do redystrybucji naprężeń w ramach przekroju poprzecznego pomiędzy częścią betonową i stalową. Aby wyznaczyć nowy rozkład naprężeń w przekroju, konieczne jest określenie nowych parametrów przekroju dla $n = n_L$. Wartość $n_L = 20,41$ przyjęto w obliczeniach parametrów przekroju poprzecznego dla obciążeń długotrwałych. Obliczenia zostały wykonane wcześniej podczas sprawdzenia stanu granicznego nośności zespolenia (pkt 10.2.4.6).

(10) Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju z uwzględnieniem pełzania od obciążenia wyposażeniem ($n_L = 20,41$) mierzone od włókien dolnych: $y_{c,L} = 57,6 \text{ cm}$.

(11) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego z uwzględnieniem pełzania od obciążenia wyposażeniem ($n_L = 20,41$) wynosi:

$$I_{c,L} = 0,653 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(12) Następnie wyznaczono naprężenia pod działaniem zmniejszonego momentu zginającego na skutek podłużnej redystrybucji momentu zginającego. Naprężenia w przekroju poprzecznym od długotrwałego obciążenia elementami wyposażenia ($M_{Ek} = 162 \text{ kNm}$) wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{162 \times 10^2 \times 57,6}{0,653 \times 10^6} = 14,3 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{162 \times 10^2 \times (80,0 - 57,6)}{0,653 \times 10^6} = -5,6 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{162 \times 10^2 \times (80,0 - 57,6)}{0,653 \times 10^6 \times 20,41} = -0,3 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{162 \times 10^2 \times (98,0 - 57,6)}{0,653 \times 10^6 \times 20,41} = -0,5 \text{ MPa}.$$

(13) Analogicznie wyznaczono naprężenia od pozostałych obciążeń długotrwałych: demontażu deskowania i osiadania podpory. Uzyskane wartości zestawiono w tab.10.2.6.1.2.

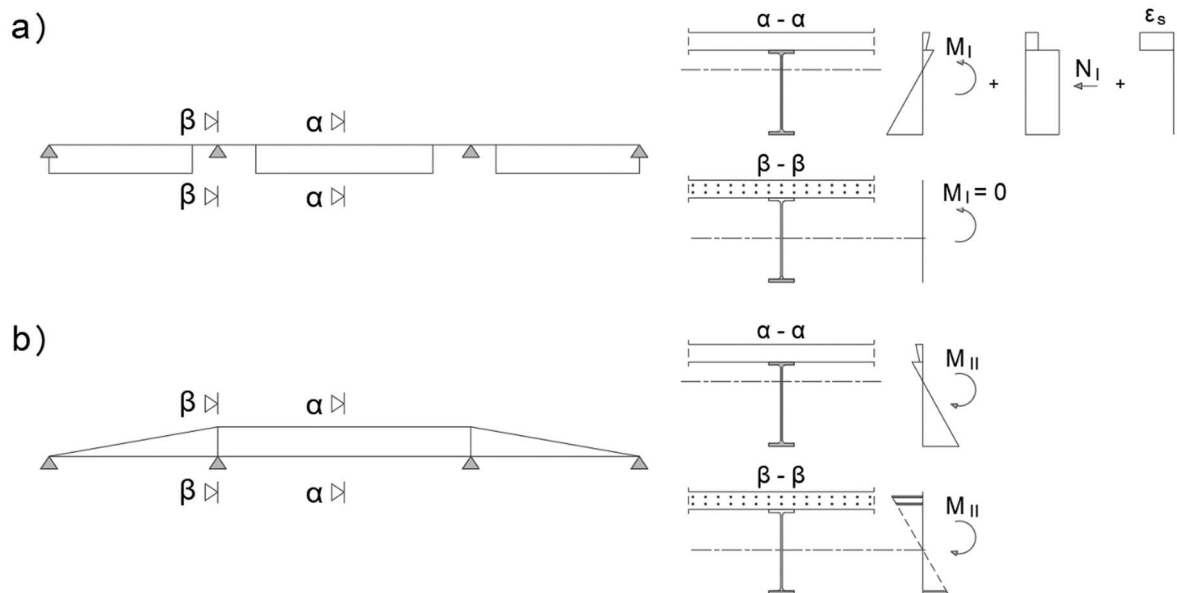
Tab. 10.2.6.1.2. Naprężenia w przekroju poprzecznym w chwili zakończenia użytkowania (t.) z wyłączeniem oddziaływania skurczu i temperatury

Włókna	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmienne)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Osiadanie podpory	Σ
	moment zginający M_{Ek} [kNm]					
	929	878	-180	162	23	-
Górne betonu	-	-4,1	0,6	-0,5	-0,1	-4,1
Dolne betonu	-	-1,3	0,3	-0,3	0,0	-1,3
Górne stali	-103,5	-8,7	6,2	-5,6	-0,8	-112,4
Dolne stali	103,5	70,6	-15,9	14,3	2,0	174,5

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(14) Na skutek działania skurczu i temperatury w układzie statycznie niewyznaczalnym pręseł zespolonych powstają dwa rodzaje oddziaływań: hiperstatyczne i izostatyczne. Te pierwsze są wyznaczone w analizie statycznej. Natomiast efekty (naprężenia) izostatyczne są uwzględniane w analizie przekroju poprzecznego.

(15) W pierwszej kolejności zostały obliczone oddziaływania skurczu betonu na przekrój zespolony. Analizie został poddany łączny efekt globalny – izostatyczny i hiperstatyczny, oddziałujący na poszczególne części przekroju zespolonego: betonową i stalową. W przypadku gdy efekt końcowy (łączny) będzie korzystny, to oddziaływanie skurczu zostanie pominięte. Wykresy momentów i rozkłady naprężeń od poszczególnych składowych zostały przedstawione na rys. 10.2.6.1.1.



Rys. 10.2.6.1.1. Rozkłady momentów zginających oraz naprężeń od oddziaływań izostatycznych (a) oraz hiperstatycznych skurczu (b)

(16) Odształcenia od skurczu w chwili oddania obiektu do eksploatacji (t_0): $\varepsilon_{s,1} = 0,121\%$. Można je zastąpić siłą osiową $N_{s,1}$ i momentem $M_{s,1}$. Wartość zastępczej siły $N_{s,1}$ wyznacza się z zależności:

$$N_{s,1} = \varepsilon_{s,1} A_b \frac{E_a}{n_L} = 0,121\% \times 213 \times 18 \times \frac{21000}{11,20} = 870 \text{ kN.}$$

(17) Pole przekroju dla oddziaływania skurczu w chwili oddania obiektu do eksploatacji t_0 ($n_L = 11,20$) wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 334 + \frac{213 \times 18}{11,20} = 676 \text{ cm}^2.$$

(18) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c dla $n_L = 11,20$ wyznaczono z zależności:

$$y_{cs} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{334 \times 40 + \frac{213 \times 18 \times 89}{11,20}}{676} = 64,8 \text{ cm.}$$

(19) Sprawdzony moment bezwładności przekroju zespolonego (dla $n_L = 11,20$) wynosi:

$$I_c = I_a + A_a (y_{cs} - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_{cs})^2 = 35,91 \times 10^4 + 334 \times (64,8 - 40,0)^2 + \frac{213 \times 18^3}{12 \times 11,20} + \frac{213 \times 18}{11,20} (89 - 64,8)^2 = 0,565 \times 10^6 + 0,210 \times 10^6 = 0,775 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(20) Moment zginający $M_{s,1}$ w przekroju ma wartość:

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_b - y_{cs}) = 870 \times (89 - 64,8) = 211 \text{ kNm.}$$

(21) Naprężenia wywołane efektami izostatycznymi (pierwotnymi) w chwili t_0 wynoszą:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{211 \times 10^2 \times 64,8}{0,775 \times 10^6} - \frac{870}{676} = 17,6 - 12,9 = 4,7 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{211 \times 10^2 \times (-80 + 64,8)}{0,775 \times 10^6} - \frac{870}{676} = -4,1 - 12,9 = -17,0 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{211 \times 10^2 \times (-80 + 64,8)}{0,775 \times 10^6 \times 11,20} - \frac{870}{676 \times 11,20} + 0,121 \times 10^{-3} \times \frac{210\,000}{11,20} = -0,37 - 1,15 + 2,27 = 0,8 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{211 \times 10^2 \times (-98 + 64,8)}{0,775 \times 10^6 \times 11,20} - \frac{870}{676 \times 11,20} + 0,121 \times 10^{-3} \times \frac{210\,000}{11,20} = -0,81 - 1,15 + 2,27 = 0,3 \text{ MPa.}$$

(22) W chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) hiperstatyczne oddziaływanie skurczu wywołuje w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości -111 kNm. Naprężenia wywołane tym momentem wynoszą:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-111 \times 10^2 \times 64,8}{0,775 \times 10^6} = -9,3 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-111 \times 10^2 \times (80,0 - 64,8)}{0,775 \times 10^6} = 2,2 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-111 \times 10^2 \times (80,0 - 64,8)}{0,775 \times 10^6 \times 11,20} = 0,2 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-111 \times 10^2 \times (98,0 - 64,8)}{0,775 \times 10^6 \times 11,20} = 0,4 \text{ MPa.}$$

(23) W chwili zakończenia eksploatacji obiektu (t_∞) dojdzie do redystrybucji naprężeń wywołanych izostatycznymi efektami skurczu betonu na skutek pełzania. Zmodyfikowane wartości sił zastępczych N_s i M_s zostaną wyznaczone dla oddziaływań skurczu na koniec okresu eksploatacji, kiedy odkształcenia skurczowe $\varepsilon_{s,t} = 0,281\%$ oraz kiedy parametry przekroju zostaną obliczone dla obniżonego modułu sprężystości betonu E_b ($n_L = 18,24$).

(24) Sprowadzone pole przekroju dla oddziaływania skurczu w chwili zakończenia użytkowania obiektu t_∞ ($n_L = 18,24$) wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 334 + \frac{213 \times 18}{18,24} = 544 \text{ cm}^2.$$

(25) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c (dla $n_L = 18,24$) wyznaczono z zależności:

$$y_{cs} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{334 \times 40 + \frac{213 \times 18 \times 89}{18,24}}{544} = 58,9 \text{ cm.}$$

(26) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego (dla $n_L = 18,24$) wynosi:

$$I_c = I_a + A_a (y_{cs} - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_{cs})^2 = 35,91 \times 10^4 + 334 \times (58,9 - 40,0)^2 + \frac{213 \times 18^3}{12 \times 18,24} + \frac{213 \times 18}{18,24} (89 - 58,9)^2 = 0,478 \times 10^6 + 0,196 \times 10^6 = 0,674 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(27) Wartość zastępczej siły $N_{s,t}$ wyznaczono z zależności (dla odkształceń równych 0,0281%):

$$N_{s,1} = \varepsilon_{s,1} A_b \frac{E_b}{n_L} = 0,281\% \times 213 \times 18 \times \frac{21000}{18,24} = 1240 \text{ kN.}$$

(28) Wartość momentu zginającego $M_{s,t}$ w przekroju poprzecznym wynosi:

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_b - y_{cs}) = 1240 \times (89 - 58,9) = 373 \text{ kNm.}$$

(29) Naprężenia wywołane efektami izostatycznymi (pierwotnymi) w chwili t_0 są określane ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{373 \times 10^2 \times 58,9}{0,674 \times 10^6} - \frac{1240}{544} = 32,6 - 22,8 = 9,8 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{373 \times 10^2 \times (-80 + 58,9)}{0,674 \times 10^6} - \frac{1240}{544} = -11,7 - 22,8 = -34,5 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{373 \times 10^2 \times (-80 + 58,9)}{0,674 \times 10^6 \times 18,24} - \frac{1240}{544 \times 18,24} +$$

$$+0,281 \times 10^{-3} \times \frac{210\,000}{18,24} = -0,64 - 1,25 + 3,24 = 1,4 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{373 \times 10^2 \times (-98 + 58,9)}{0,674 \times 10^6 \times 18,24} - \frac{1240}{544 \times 18,24} +$$

$$+0,281 \times 10^{-3} \times \frac{210\,000}{18,24} = -1,19 - 1,25 + 3,24 = 0,8 \text{ MPa}.$$

(30) W chwili zakończenia użytkowania ($t_{..}$) obiektu hiperstatyczne oddziaływania skurczu wywołują w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości -217 kNm. Naprężenia w przekroju wywołane tym momentem wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-217 \times 10^2 \times 58,9}{0,674 \times 10^6} = -19,0 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-217 \times 10^2 \times (80,0 - 58,9)}{0,674 \times 10^6} = 6,8 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-217 \times 10^2 \times (80,0 - 58,9)}{0,674 \times 10^6 \times 18,24} = 0,4 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-217 \times 10^2 \times (98,0 - 58,9)}{0,674 \times 10^6 \times 18,24} = 0,7 \text{ MPa}.$$

Tab. 10.2.6.1.3. Naprężenia w poszczególnych elementach przekroju poprzecznego od oddziaływania skurczu [MPa]

Włókna	Oddanie obiektu t_o			Zakończenie eksploatacji $t_{..}$		
	efekty izostacyjne (a)	efekty hiperstatyczne (b)	Σ (a) + (b)	efekty izostacyjne (c)	efekty hiperstatyczne (d)	Σ (c) + (d)
Górne betonu	0,3	0,4	0,7	0,8	0,7	1,5
Dolne betonu	0,8	0,2	1,0	1,4	0,4	1,8
Górne stali	-17,0	2,2	-14,8	-34,5	6,8	-27,7
Dolne stali	4,7	-9,3	-4,6	9,8	-19,0	-9,2

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(31) Jak wynika z zestawienia w tab. 10.2.6.1.3, rozpatrując łączne działanie izostacyjne i hiperstatyczne skurczu na przekrój przęsłowy, jest ono niekorzystne tylko dla jednego elementu, tj. dla pasa górnego dźwigara. W pozostałych przypadkach wywołuje ono naprężenia o przeciwnym znaku niż pozostałe obciążenia (stałe i zmienne). W związku z tym efekt skurczu zostanie uwzględniony tylko dla pasa górnego.

(32) Podobnie efekty izostacyjne są wywołane ogrzaniem/oziębieniem płyty pomostu w stosunku do części stalowej dźwigara. Ponieważ oddziaływanie temperatury jest krótkotrwałe, nie ma konieczności uwzględniania dwóch sytuacji obliczeniowych.

(33) Efekty izostacyjne oddziaływania temperatury zostały wyznaczone analogicznie do skurczu, posługując się zastępczymi siłami N_t i M_{tz} .

(34) Siłę zastępczą od oziębienia/ogrzania płyty pomostu można obliczyć ze wzoru:

$$N_t = \varepsilon_t A_b E_b = \pm \Delta T \alpha_T A_b E_b = \pm 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 213 \times 18 \times 3200 = \pm 1227 \text{ kN}.$$

(35) Wartość momentu zginającego $M_{s,1}$ w przekroju wynosi:

$$M_t = N_t \times (y_c - y_b) = \pm 1227 \times (89,0 - 71,2) = \pm 218 \text{ kNm}.$$

(36) Naprężenie wywołane efektami izostatycznymi (pierwotnymi) oziębienia płyty pomostu wyznaczono ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_t z_1}{I_c} - \frac{N_t}{A_c} = \frac{218 \times 10^2 \times 71,2}{0,885 \times 10^6} - \frac{1227}{918} = 17,5 - 13,4 = 4,1 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{218 \times 10^2 \times (-80 + 71,2)}{0,885 \times 10^6} - \frac{1227}{918} = -2,2 - 13,4 = -15,6 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{218 \times 10^2 \times (-80 + 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1227}{918 \times 6,56} + 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -0,33 - 2,04 + 3,20 = 0,8 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{218 \times 10^2 \times (-98 + 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1227}{918 \times 6,56} + 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -1,01 - 2,04 + 3,20 = 0,2 \text{ MPa}.$$

(37) Hiperstatyczne efekty ogrzania płyty wywołują w przekroju przęsłowym moment zginający o wartości 105 kNm. Analogicznie oziębienie płyty wywołuje moment ujemny o wartości -105 kNm. Naprężenia od efektów hiperstatycznych w przekroju wyznacza się ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_1}{I_c} = \frac{105 \times 10^2 \times 71,2}{0,885 \times 10^6} = -8,4 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c} = -\frac{105 \times 10^2 \times (80,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6} = 1,0 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c n} = -\frac{105 \times 10^2 \times (80,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} = 0,2 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_3}{I_c n} = -\frac{105 \times 10^2 \times (98,0 - 71,2)}{0,885 \times 10^6 \times 6,56} = 0,5 \text{ MPa}.$$

(38) Naprężenia od efektów izostatycznych i hiperstatycznych oddziaływania temperatury zestawiono w tab. 10.2.6.1.4.

Tab. 10.2.6.1.4. Naprężenia w poszczególnych elementach przekroju poprzecznego od oddziaływania temperatury [MPa]

Element/ włókna	Ogrzanie płyty			Oziębienie płyty		
	efekty izostatyczne (a)	efekty hiperstatyczne (b)	Σ (a) + (b)	efekty izostatyczne (c)	efekty hiperstatyczne (d)	Σ (c) + (d)
Górne betonu	-0,2	-0,5	-0,7	0,2	0,5	0,7
Dolne betonu	-0,8	-0,2	-1,0	0,8	0,2	1,0
Górne stali	15,6	-1,0	14,6	-15,6	1,0	-14,6
Dolne stali	-4,1	8,4	4,3	4,1	-8,4	-4,3

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(39) Ostatecznie naprężenia w poszczególnych elementach dla sprawdzenia SGU są przedstawione w tab. 10.2.6.1.5. Należy pamiętać o uwzględnieniu współczynnika kombinacyjnego $\psi = 0,6$ dla oddziaływania temperatury.

(40) Jak wynika z zestawienia w tab. 10.2.6.1.5, maksymalne naprężenia w stali konstrukcyjnej (177,8 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej stali, która wynosi (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.3 normy [20]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 177,8 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa},$$

natomiast maksymalne naprężenia w betonie (4,6 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej betonu (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.2 normy [15] oraz pkt 7.2 normy [14]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 4,6 \text{ MPa} < k_1 f_{ck} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

(41) Spełniony jest również warunek na liniowe pełzanie ograniczający naprężenia od kombinacji prawie stałej (w której pomija się obciążenia eksploatacyjne) (pkt 7.2(3) normy [14]):

$$\sigma_{Ed,q-s} < k_2 f_{ck} = 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}.$$

Warunek ten z dużym zapasem jest spełniony także dla kombinacji charakterystycznej.

Tab. 10.2.6.1.5. Końcowe naprężenia w elementach dźwigara zespolonego w SGU [MPa]

Włókna	Otwarcie obiektu t ₀				Koniec eksploatacji t ₁			
	tab. 10.2.6.1.1 ¹	tab. 10.2.6.1.3 ³	tab. 10.2.6.1.4 ⁴	Σ	tab. 10.2.6.1.2 ²	tab. 10.2.6.1.3 ³	tab. 10.2.6.1.4 ⁴	Σ
Górne betonu	-4,2	0 ⁵	-0,4	-4,6	-4,1	0 ⁵	-0,4	-4,5
Dolne betonu	-1,3	0 ⁵	-0,6	-1,9	-1,3	0 ⁵	-0,6	-1,9
Górne stali	-112,3	-14,8	-8,8	-135,9	-112,4	-27,7	-8,8	-148,9
Dolne stali	175,2	0 ⁵	2,6	177,8	174,5	0 ⁵	2,6	177,1

¹ – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementami wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (bez pełzania),
² – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementami wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (bez pełzania),
³ – naprężenia od oddziaływań skurczu betonu,
⁴ – naprężenia od oddziaływań temperatury, zredukowane współczynnikiem kombinacyjnym $\psi = 0,6$,
⁵ – pominięto jako działanie odciążające.

10.2.6.2. Ograniczenie naprężeń w przekroju podporowym

(1) Analogicznie wyznaczono charakterystyczne naprężenia w przekroju podporowym. Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju składającego się z prętów zbrojeniowych oraz kształtownika stalowego: $y_s = 47,2$ cm. Moment bezwładności przekroju podporowego wynosi: $I_c = 4,786 \times 10^5 \text{ cm}^4$.

(2) Pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego z fazy budowy f_0 (tab. 10.2.3.3.1, $M_{Ek,0} = -1650$ kNm) we włóknach skrajnych przekroju kształtownika występuje naprężenie:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{1650 \times 10^2 \times 40}{35,91 \times 10^4} = 183,8 \text{ MPa}.$$

(3) Pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego z fazy eksploatacji f_1 (tab. 10.2.3.3.1 $M_{Ek,1} = -3484 + 1650 = -1834$ kNm,) w przekroju dźwigara występują naprężenia:

1) w dolnych włóknach kształtownika

$$\sigma_{a1,1} = \frac{M_{Ek,1} \times y_s}{I_a} = \frac{1834 \times 10^2 \times 47,2}{4,786 \times 10^5} = 180,9 \text{ MPa},$$

2) w górnych włóknach kształtownika

$$\sigma_{a2,1} = \frac{M_{Ek,1} \times (h_d - y_s)}{I_a} = \frac{1834 \times 10^2 \times (80 - 47,2)}{4,786 \times 10^5} = 125,7 \text{ MPa},$$

3) w stali zbrojeniowej

$$\sigma_{s,1} = \frac{M_{Ek,1} \times (h_s - y_s)}{I_a} = \frac{1834 \times 10^2 \times (92,1 - 47,2)}{4,786 \times 10^5} = 172,1 \text{ MPa}.$$

(4) Maksymalne naprężenie w stali konstrukcyjnej z obu faz pracy f_0 i f_1 wynosi:

$$\sigma_a = \sigma_{a,0} + \max(\sigma_{a1,1}; \sigma_{a2,1}) = 183,8 + \max(180,9; 125,7) = 364,7 \text{ MPa}.$$

(5) Naprężenie w stali konstrukcyjnej nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej stali (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.3 normy [20]):

$$\sigma_a = 364,7 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa.}$$

(6) Wykorzystanie wytrzymałości charakterystycznej stali konstrukcyjnej wynosi 79% (365/460). Maksymalne naprężenie w stali zbrojeniowej ($\sigma_{s,1} = 172,1 \text{ MPa}$) nie przekracza wytrzymałości charakterystycznej stali zbrojeniowej według pkt 7.2.2(4) normy [22] oraz pkt 7.2(5) normy [14]:

$$\sigma_{s,1} = 172,1 \text{ MPa} < k_3 f_{sk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa.}$$

Wykorzystanie wytrzymałości charakterystycznej w stali zbrojeniowej wynosi 43% (172/400).

(7) Analogiczna procedura została przeprowadzona dla przekroju przyskrajnego, oddalonego o $0,25L_k$ od osi podparcia, w której występuje możliwość zwichrzenia (pkt 10.2.4.4). Naprężenia w pasie dolnym dla momentu $M_{Ek} = 1390$ wynoszą:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{1390 \times 10^2 \times 40}{35,91 \times 10^4} = 154,8 \text{ MPa,}$$

natomiast naprężenia w pasie dolnym wywołane charakterystycznym momentem zginającym z fazy f_1 ($M_{Ek,1} = -3029 + 1390 = -1639 \text{ kNm}$):

$$\sigma_{a1,1} = \frac{M_{Ek,1} \times y_s}{I_a} = \frac{1639 \times 10^2 \times 47,2}{4,786 \times 10^5} = 161,6 \text{ MPa.}$$

Naprężenie w pasie dolnym z obu faz pracy f_0 i f_1 ma wartość:

$$\sigma_a = \sigma_{a,0} + \sigma_{a1,1} = 154,8 + 161,6 = 316,4 \text{ MPa.}$$

Naprężenie w pasie dolnym nie przekracza wytrzymałości charakterystycznej stali (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.3 normy [20]), pomniejszonej o współczynnik zwichrzenia:

$$\sigma_a = 316,4 \text{ MPa} < \frac{\chi_{LT} f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{0,742 \times 460}{1,0} = 341,3 \text{ MPa.}$$

Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności nie obejmowało interakcji lokalnych i globalnych momentów w płycie pomostu (jednoczesne zginanie lokalne i globalne, skręcanie itd.).

10.2.6.3. Ograniczenie zarysowania w przekroju podporowym

(1) Ograniczenie zarysowania w kierunku poprzecznym płyty pomostu zostało przeprowadzone w sposób uproszczony (pkt 7.4.1(3) normy [22]). Zgodnie z pkt 7.3.1(105) normy [15] do obliczeń zostały przyjęte: kombinacja prawie stała i maksymalna rozwartość rys na poziomie 0,3 mm.

(2) Ograniczenie zarysowania od obciążeń bezpośrednich polega na ograniczeniu średnicy lub rozstawu prętów zbrojeniowych do wartości granicznych, uwzględniających naprężenia w tym zbrojeniu. Naprężenia w zbrojeniu uwzględniają również współpracę betonu pomiędzy rysami, skutkującą zwiększeniem się naprężeń w prętach zbrojeniowych (tzw. efekt *tension stiffening*).

(3) W pierwszej kolejności wyznaczono naprężenia w zbrojeniu $\Delta\sigma_{s,0}$ przy założeniu pełnego zarysowania przekroju. Obliczenia wykonano dla kombinacji prawie stałej i rozwartości rys 0,3 mm (pkt 7.3.1(105) normy [15]). Na podstawie przeprowadzonej analizy statycznej całkowity moment w przekroju podporowym dla kombinacji prawie stałej wynosi $M_{Ek} = -2565 \text{ kNm}$ (tab. 10.2.3.3.1). Pręty zbrojeniowe nie pracują w fazie budowy f_0 ($M_{Ek,0} = -1650 \text{ kNm}$), więc ostatecznie naprężenie w prętach zbrojeniowych dla przekroju zarysowanego:

$$\sigma_{s,0} = \frac{(M_{Ek} - M_{Ek,0}) \times (h_s - y_s)}{I_c} = \frac{(2565 - 1650) \times 10^2 \times (92,1 - 47,2)}{4,786 \times 10^5} = 85,8 \text{ MPa.}$$

(4) Uwzględnienie wpływu betonu na odcinkach pomiędzy rysami wykonano za pomocą dodatkowego składnika naprężeń $\Delta\sigma_s$ (pkt 7.4.3(3) normy [22]). Współczynnik α_{st} uwzględnia proporcje pomiędzy przekrojem stalowym i zespolonym:

$$\alpha_{st} = \frac{A_c I_c}{A_a I_a} = \frac{391,1 \times 4,786 \times 10^5}{334 \times 35,91 \times 10^4} = 1,561.$$

(5) Stopień zbrojenia przekroju płyty ρ_s wynosi:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{57,1}{213 \times 18} = 1,49\%.$$

(6) Ostatecznie składnik $\Delta\sigma_s$ ma wartość:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} = \frac{0,4 \times 2,9}{1,561 \times 1,49 \times 10^{-2}} = 49,9 \text{ MPa}.$$

(7) Ostatecznie naprężenie w prętach zbrojeniowych uwzględniające efekt *tension stiffening* wynosi:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 85,8 + 49,9 = 135,7 \text{ MPa}.$$

Jest to wartość poniżej minimalnej podanej w tab. 7.1 i 7.2 normy [10]. Wobec tego przyjęto, że maksymalna średnica prętów wynosi 32 mm (wartość maksymalna w tab. 7.1 normy [22] dla $w_k = 0,3$ mm), a maksymalny rozstaw prętów 250 mm (wartość maksymalna w tab. 7.2 normy [22] dla $w_k = 0,3$ mm). Oba warunki zostały spełnione przez przyjęte zbrojenie w postaci prętów 16 mm w rozstawie 150 mm, chociaż wystarczające jest spełnienie tylko jednego z tych warunków.

10.2.6.4. Zbrojenie minimalne w przekroju podporowym

(1) Zbrojenie minimalne ma na celu zapewnienie przejścia całkowitej siły rozciągającej w momencie zarysowania betonu przez pręty zbrojeniowe. Procedura obliczeniowa jest podana w pkt 7.4.2 normy [22].

(2) Współczynnik k_c uwzględnia rozkład naprężeń w przekroju tuż przed zarysowaniem. Położenie osi obojętnej dla przekroju niezarysowanego (jak w przekroju przeszłowym) obliczono wcześniej: $y_c = 71,2$ cm.

(3) Odległość pomiędzy środkiem ciężkości niezarysowanej płyty betonowej i niezarysowanego zespolonego przekroju poprzecznego obliczona przy zastosowaniu stosunku modułów sprężystości dla obciążenia krótkotrwałego (n_e) wynosi:

$$z_0 = h_c - y_c - 0,5 h_b = 98 - 71,2 - 0,5 \times 18 = 17,8 \text{ cm}.$$

(4) Współczynnik k_c ma wartość:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_{pl}}{2 z_0}} + 0,3 = \frac{1}{1 + \frac{18}{2 \times 17,8}} + 0,3 = 0,964 \leq 1,0.$$

Współczynnik k określa wpływ samorównoważących się naprężeń w przekroju. Norma [22] zaleca przyjmowanie $k = 0,8$. Współczynnik k_s uwzględnia redukcję siły rozciągającej w płycie pomostu na skutek poślizgu i zarysowania. Można przyjmować k_s równe 0,9.

(5) Wartość σ_s oznacza dopuszczalne naprężenie w prętach powstałe po zarysowaniu przekroju. Można przyjmować charakterystyczną granicę plastyczności stali zbrojeniowej f_{sk} lub ograniczone naprężenia według tab. 7.1 normy [22] w celu ograniczenia rys. Cała wysokość przekroju betonowego jest rozciągana, więc pole przekroju A_{ct} jest równe polu przekroju płyty betonowej A_b .

(6) Wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili zarysowania $f_{ct,eff}$ przyjęto równe 3 MPa (pkt 7.4.2(1) normy [22]). Dla założonej średnicy prętów podłużnych nad filarem (16 mm) naprężenia dopuszczalne σ_s na podstawie tab. 7.1 normy [22] wynoszą 240 MPa (dla rozwartości rysy równej 0,3 mm). Ostatecznie zbrojenie minimalne jest równe:

$$A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,9 \times 0,964 \times 0,8 \times 0,3 \times \frac{213 \times 18}{24} = 33,3 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie (dwa rzędy prętów 16 mm w rozstawie 150 cm):

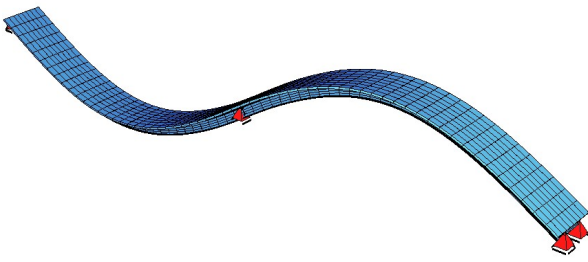
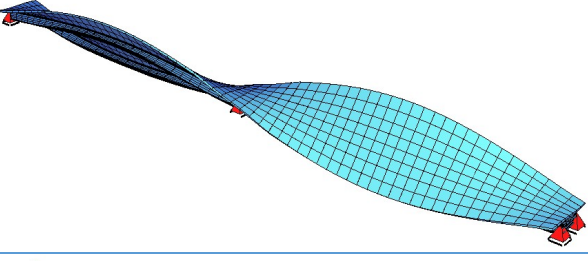
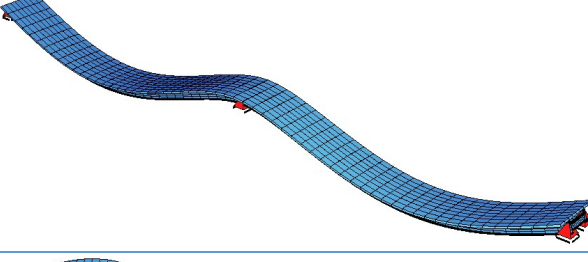
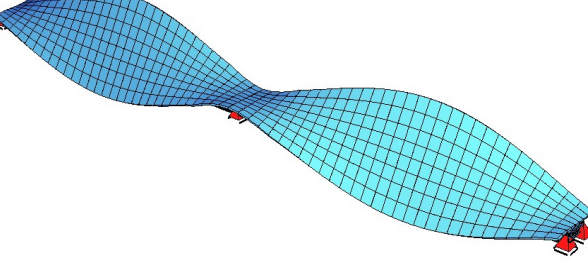
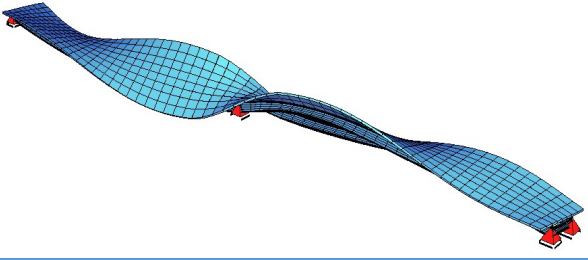
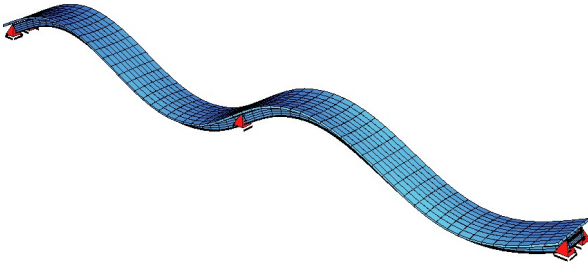
$$A_s = 57,1 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 33,3 \text{ cm}^2.$$

Zbrojenie to spełnia warunek zbrojenia minimalnego.

10.2.6.5. Kryteria komfortu

(1) Norma [13], pkt 5.7 podaje bardzo ogólne wytyczne związane ze sprawdzeniami parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych oraz dynamicznych modeli obciążenia pieszymi. Bardziej precyzyjne warunki stawia pkt A2.4.3 załącznika A2 do normy [9].

Tab. 10.2.5.1.1. Postacie drgań własnych dla sześciu pierwszych częstotliwości własnych konstrukcji przęseł

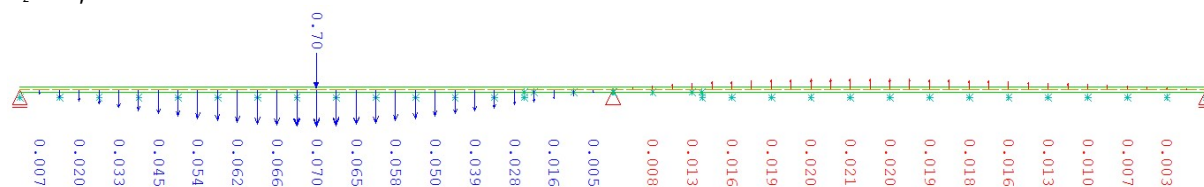
Lp.	Postać	Rodzaj postaci	Częstotliwość
			[Hz]
1.		giętna – pionowa	2,37
2.		skrętna	3,20
3.		giętna – pionowa	3,33
4.		skrętna	3,91
5.		skrętna	8,27
6.		giętna – pionowa	8,91

Parametrem podlegającym weryfikacji są przyspieszenia pionowe i poziome konstrukcji, które powinny być ograniczone według pkt A2.4.3.2(1) załącznika A2 normy [9]. Warunki te można pominąć, jeśli częstotliwości drgań własnych konstrukcji są większe od 5 Hz dla drgań pionowych, 2,5 Hz dla poziomych i skrętnych.

(2) Obliczenia w zakresie częstotliwości drgań własnych obliczanej konstrukcji przęsła wykonano na modelu globalnym, uzyskując postacie i częstotliwości podane w tab.10.2.6.5.1.

(3) Współczynnik tłumienia konstrukcji dla konstrukcji zespolonej przyjęto $\zeta = 0,6\%$ według opracowania [50]. Dynamiczny współczynnik odpowiedzi konstrukcji ψ [31] dla rozpiętości przęsła 30 m i przyjętego tłumienia wynosi: $\psi = 10$. Współczynnik konfiguracji K dla układu dwuprzęsłowego jest równy 0,7 [31].

(4) Ugięcie konstrukcji przęsła pod obciążeniem 70 N przyłożonym w środku rozpiętości przęsła: $u_z = 0,07$ mm.



Rys. 10.2.5.1.1. Przemieszczenia pionowe konstrukcji wywołane obciążeniem 70 N w środku rozpiętości przęsła [mm]

(5) Przyspieszenie pionowe konstrukcji α wywołane przejściem jednego człowieka wyznacza się z równania [31]:

$$\alpha = 4 \pi^2 f_1^2 u_z K \psi = 4 \times 3,142^2 \times 2,37^2 \times 0,07 \times 10^{-3} \times 0,7 \times 10 = 0,109 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

przy czym f_1 podaje się w [Hz], a u_z w [m].

(6) Synchronizacja grupy n -pieszych jest realnie możliwa dla $n \leq 25$ [31]. Zależność pomiędzy przyspieszeniem wywołanym przejściem jednej osoby i grupy osób określa wzór (2.5) [31]. Przyspieszenie konstrukcji wywołane przejściem grupy $n = 25$ osób wynosi:

$$\alpha_n = \sqrt{n} \alpha = \sqrt{25} \times 0,109 = 0,545 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0,7 g = 0,7 \times 9,81 = 6,87 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Przyjęta liczba n jest większa od $n = 8-15$ podanej w pkt A2.4.3.1(2) załącznika A2 do normy [9] (dla większych grup norma [9] nie podaje wytycznych). Przyspieszenie pionowe wywołane przejściem grupy osób $\alpha_n = 0,545$ jest mniejsze niż przyspieszenie dopuszczalne $\alpha_{\text{dop}} = 0,7 \text{ m/s}^2$ według pkt A2.4.3.2(1) normy [9].

10.2.7. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

10.2.7.1. Założenia ogólne

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności SGU płyty pomostu w kierunku poprzecznym obejmuje sprawdzenie ograniczenia naprężeń oraz rozwartości rys (por. pkt 10.2.6.3). Nie wykonywano sprawdzenia ugięcia płyty pomostu, ponieważ normy [14, 15] nie zawierają wartości dopuszczalnych, do których można byłoby się odnieść.

(2) Sprawdzenie wykonano dla przekroju płyty obciążonego największymi wartościami momentu zginającego (przekrój nad dźwigarem). W sprawdzeniach stanu granicznego użyteczności pominięto interakcję lokalnych i globalnych momentów w płycie pomostu (zginanie lokalne i globalne, skręcanie itd.), podobnie jak w przypadku stanu granicznego nośności.

10.2.7.2. Ograniczenie naprężeń

(1) W pierwszej kolejności na podstawie naprężeń rozciągających dla przekroju brutto sprawdzono, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [14]). Moment bezwładności przekroju niezarysowanego płyty wynosi:

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{100 \times 18^3}{12} = 48\,600 \text{ cm}^4$$

(2) Naprężenia od charakterystycznego momentu zginającego (tab. 10.2.3.4.1) na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego wynoszą:

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{char} z}{I_{p0}} = \frac{27,4 \times 10^2 \times 9}{48\,600} = 5,1 \text{ MPa}$$

i są większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie:

$$\sigma_{c0} = 5,1 \text{ MPa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}.$$

(3) Ponieważ beton jest zarysowany, w dalszej części obliczenia naprężeń wykonywano z pominięciem betonu w strefie rozciąganej.

(4) Położenie osi obojętnej dla zarysowanego przekroju żelbetowego (mierząc od włókien górnych) wyznaczono już wcześniej (pkt 10.2.4.4): $x_{c1} = 3,4 \text{ cm}$. W tym samym pkt określono moment bezwładności na metr bieżący przekroju zarysowanego płyty pomostu:

$$I_{c,2} = 1,08 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}$$

Moment bezwładności dla pasma płytowego o szerokości $b = 1,0 \text{ m}$ wynosi:

$$I_c = I_{c,2} b = 1,08 \times 10^{-5} \times 1 = 1,08 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 1080 \text{ cm}^4.$$

(5) Naprężenie w betonie od momentu charakterystycznego ma wartość:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{char} x_{c1}}{I_c} \times \frac{E_{cm}}{E_a} = \frac{27,4 \times 10^2 \times 3,2}{1080} \times \frac{3\,200}{20\,000} = 13,0 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 13,0 \text{ MPa} > 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa},$$

natomiast naprężenie w stali zbrojeniowej od momentu charakterystycznego:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{char} (d - x_{c1})}{I_{c2}} = \frac{27,4 \times 10^2 \times (12,7 - 3,2)}{1080} = 241,0 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s1} = 241,0 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

(6) Naprężenia w prętach zbrojeniowych oraz w betonie nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznych dla tych materiałów, wynosząc odpowiednio 72% wytrzymałości betonu oraz 60% stali zbrojeniowej.

(7) Poprzeczne momenty zginające w płycie pomostu pochodzą głównie od obciążeń zmiennych, które nie wywołują pełzania oraz nie występują w kombinacji quasi-stałej. W związku z tym nie przeprowadzono szczegółowych obliczeń dla ograniczenia naprężeń w betonie dla kombinacji quasi-stałej.

10.2.7.3. Ograniczenie zarysowania płyty

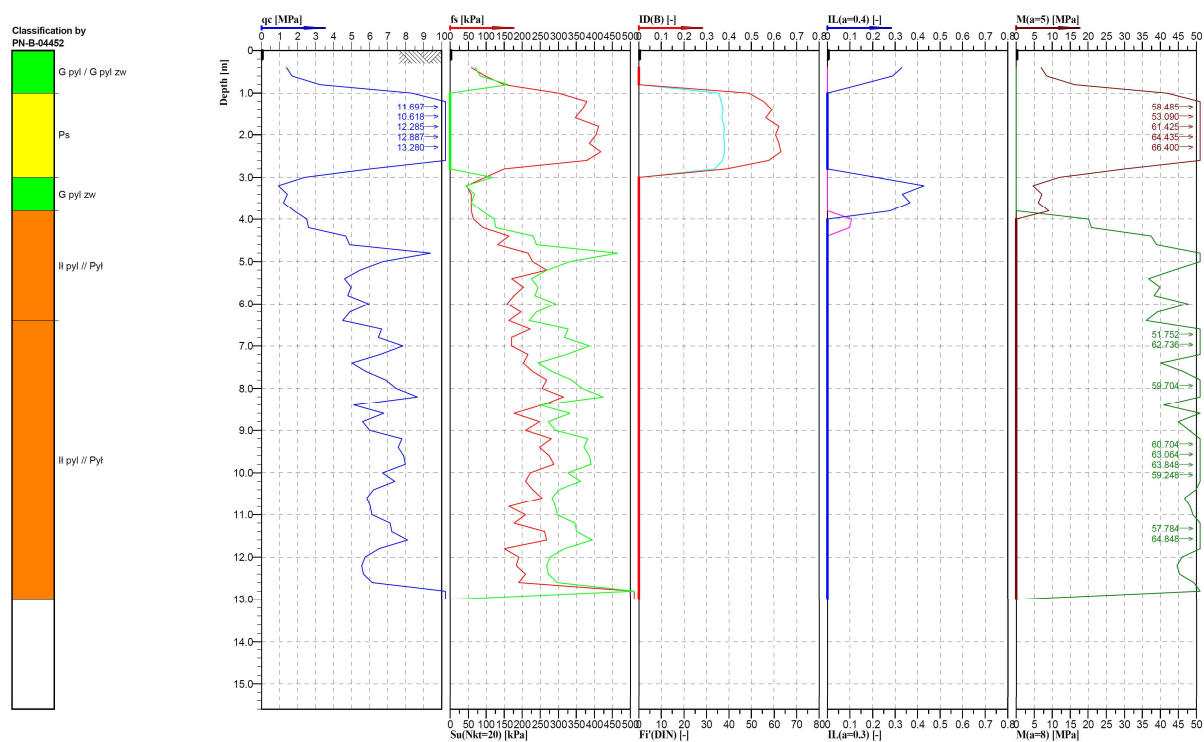
(1) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rysy sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji quasi-stałej obciążeń według pkt 7.3.4 normy [14], która nie powinna przekraczać wartości granicznej wynoszącej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

(2) Ponieważ płyta pomostu w kierunku poprzecznym jest obciążona głównie obciążeniem użytkowym (zmiennym), które w kombinacji quasi-stałej nie występuje, zaniechano przeprowadzenia dalszych obliczeń. Cała procedura weryfikacyjna została przedstawiona w pkt 10.2.6.3.

10.3. Przyczółek

10.3.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spoiście o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 10.3.1.1).



Rys. 10.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków typowych dla występowania piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzenia przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM dobrano tak, aby uśredniony moduł ścisłości podłoża wynosił 95 MPa według wytycznych podanych w katalogu WR-M-21-1. W tab. 10.3.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do projektowania fundamentu bezpośredniego.

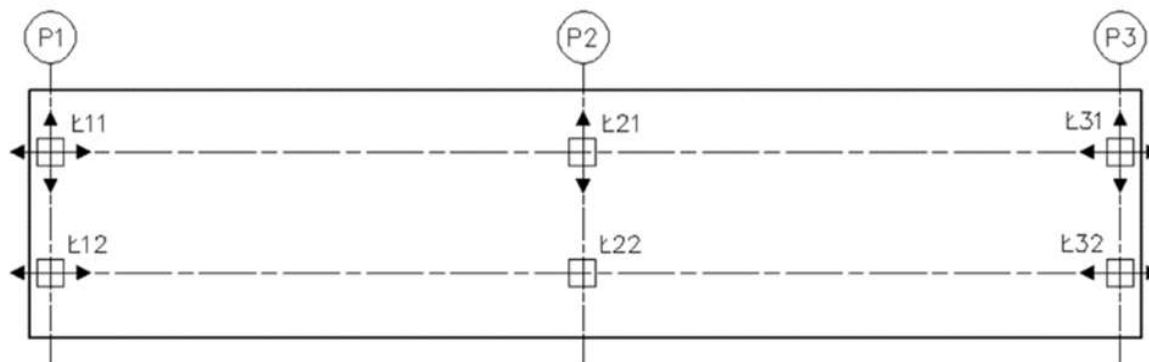
Tab. 10.3.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

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

10.3.2. Zestawienie obciążeń

10.3.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano przyczółek, na którym umieszczono łożysko wielokierunkowo przesuwne oraz jednokierunkowo przesuwne (rys. 10.3.2.1.1), tj. podporę nr 1. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe od tłumy pieszych, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/ skracania się przęseł mostu. W tab. 10.3.2.1.1 zestawiono wartości charakterystycznych reakcji maksymalnych działających na łożyska w przyczółku mostowym.



Rys. 10.3.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 10.3.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska działające na przyczółek

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku					
		Ł11			Ł12		
		P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z
Ł11 i Ł12 symetria	ciężar własny konstrukcji	-	-	143	-	0	143
	Ciężar własny wyposażenia	-	-	28	-	0	28
	temperatura	-	-	10	-	0	10
	skurcz	-	-	-15	-	0	-15
	osiadanie	-	-	3	-	0	3
	gr 1 (P_x, min)	-	-	131	-	0	131
	gr 1 (P_x, max)	-	-	0	-	-8	-17
	gr 1 (P_y, min)	-	-	-15	-	-9	131
	gr 1 (P_y, max)	-	-	131	-	9	-15
	gr 1 (P_z, min)	-	-	149	-	-8	-33
	gr 1 (P_z, max)	-	-	-33	-	8	149
	gr 2 (P_x, min)	-	-	33	-	0	33
	gr 2 (P_x, max)	-	-	-18	-	-1	85
	gr 2 (P_y, min)	-	-	2	-	-6	-12
	gr 2 (P_y, max)	-	-	-12	-	6	2
	gr 2 (P_z, min)	-	-	138	-	-3	-24
gr 2 (P_z, max)	-	-	-24	-	3	138	

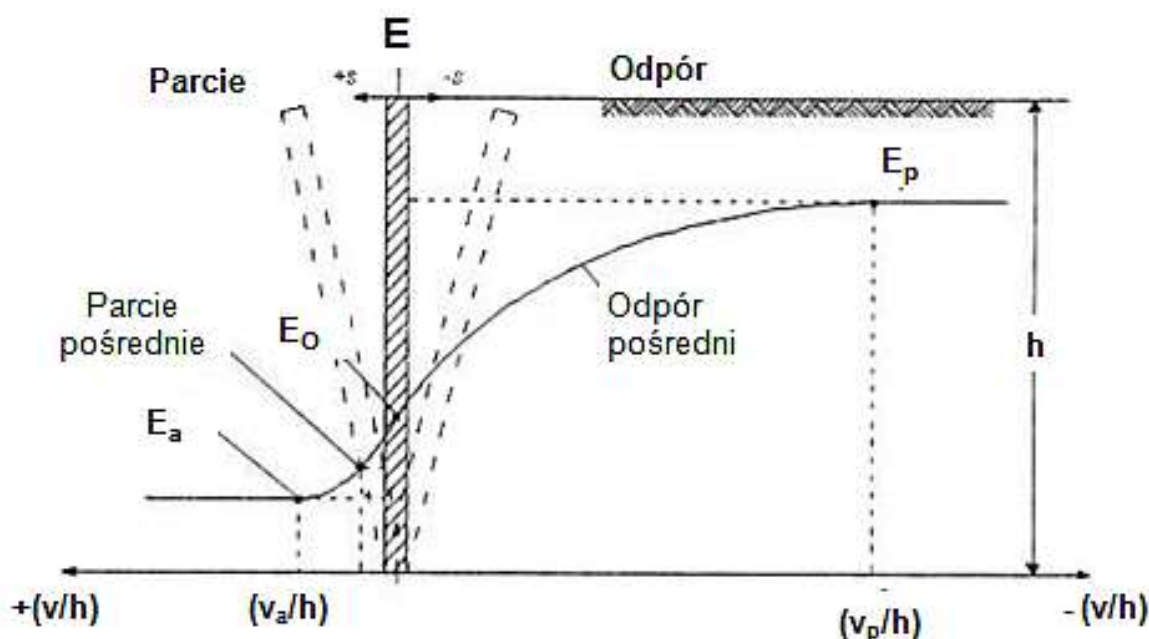
(2) Przeanalizowano łącznie 12 przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy z uwagi na możliwe ustawienie grup obciążeń od tłumu gr1 i gr2. Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych pręseł kładki z prefabrykatów walcowanych o rozpiętości pręseł 30 x 30 m według karty katalogowej Z6-PK WR-M-21-1. W miejscu łożysk przyjęto podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania. Oddziaływanie związane z tarciem konstrukcji na łożyskach wyznaczono na podstawie 10% siły pionowej przypadającej na łożysko od obciążenia stałego.

10.3.2.2. Parcie gruntu zasypki

(1) Norma [23] zaleca wyznaczanie wartości parcia i oporu gruntu w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej v (rys. 10.3.2.2.1):

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

(2) W tab. 10.3.2.2.1 zestawiono przykładowe przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i oporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.



Rys. 10.3.2.2.1. Zasada określania parcia i oporu gruntu w zależności od przemieszczeń ściany

(3) W przypadku tradycyjnych przyczółków wspornikowych o relatywnie wysokich korpusach mamy do czynienia z charakterem parcia granicznego czynnego. Dla niskich przyczółków zatopionych w nasypie przemieszczenia względne korpusu przyczółka zwykle są mniejsze, co wpływa na charakter parcia czynnego pośredniego. W przypadku przyczółków zintegrowanych/ramowych należy projektować korpusy na działanie parcia spoczynkowego i/lub biernego pośredniego.

Działanie parcia biernego granicznego praktycznie nie jest spotykane w mostownictwie. W zależności od konstrukcji przyczółka i spodziewanych jego przemieszczeń poziomych należy

wstępnie założyć charakter parcia gruntu, a później go zweryfikować. W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym założono wstępnie działanie parcia granicznego czynnego.

Tab. 10.3.2.2.1. Wartości przemieszczeń v_a/h potrzebne do wzbudzenia parcia granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela lewa; wartości przemieszczeń v_p/h i v/h potrzebne do wzbudzenia odporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela prawa według [23]

Rodzaj przemieszczenia ściany		v_a/h grunty luźne %	v_a/h grunty zagęszczone %
a)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2
b)		0,2	0,05 do 0,1
c)		od 0,8 do 1,0	od 0,2 do 0,5
d)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2

gdzie:
 v_a przemieszczenie ściany wzbudza parcie graniczne
 h wysokość ściany

Rodzaj przemieszczenia ściany		v_p/h grunty luźne %	v_p/h grunty zagęszczone %
a)		od 7 (1,5) do 25 (4,0)	od 5 (1,1) do 10 (2,0)
b)		od 5 (0,9) do 10 (1,5)	od 3 (0,5) do 6 (1,0)
c)		od 6 (1,0) do 15 (1,5)	od 5 (0,5) do 6 (1,3)

gdzie:
 v_p przemieszczenie ściany wzbudza odpór graniczny
 h wysokość ściany

(4) Graniczne wartości parcia gruntu działającego na korpus przyczółka mostowego obliczono na podstawie danych zestawionych w pkt C1 załącznika C z następujących wzorów normy [23], z uwzględnieniem poprawki do normy [24]. Dane do projektowania – parametry tradycyjnej zasyпки mostowej z piasku średniego zagęszczonego podano w tab. 10.3.2.2.2.

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

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

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

gdzie:

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

q – równomierne obciążenie pionowe naziomu [kPa],

c – kohezja, spójność gruntu [kPa],

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

K_a – współczynnik poziomego parcia granicznego gruntu,

z – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

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

u – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa].

Tab. 10.3.2.2.2. Dane do projektowania parcia gruntu zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego

Cecha	Wartość	Uwagi
[-]	[-]	[-]
Kąt tarcia wewnętrznego gruntu zasypowego	$\varphi_n = 35^\circ$	-
Spójność gruntu zasypowego	$c = 0$ kPa	pominięto, grunt niespoisty
Ciężar objętościowy gruntu zasypowego	$\gamma = 18,5$ kN/m 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

(6) Wartości K_a można odczytać z wykresów podanych w Załączniku C do normy [23] lub wyznaczyć ze wzorów empirycznych. Dla warunków podanych w tab. 10.3.2.2.2 wartość współczynnika parcia czynnego jest równa:

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

$$\frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = \frac{1 - 0,573}{1 + 0,573} = 0,271.$$

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

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 9,31 = 46,67 \text{ kPa.}$$

(7) W przypadku parcia na ściany boczne założono podobny charakter parcia jak dla korpusu przyczółka, przy założeniu, że parcie będzie działać tylko na wysokości ścian bocznych korpusu, tj. 8,31 m. Z uwagi na bliskość ścian bocznym parcie nie zostanie w pełni uaktywnione, determinując działanie parcia silosowego poniżej głębokości krytycznej. Głębokość krytyczna wynika z zasięgu klina równego odległości między wewnętrznymi powierzchniami ścian bocznych, tj. 2,36 m.

Wysokość krytyczna od góry skrzydeł, na którą działa parcie czynne gruntu, jest równa:

$$h_{kr} = \frac{2,36 \text{ m}}{\tan 30^\circ} = 4,09 \text{ m.}$$

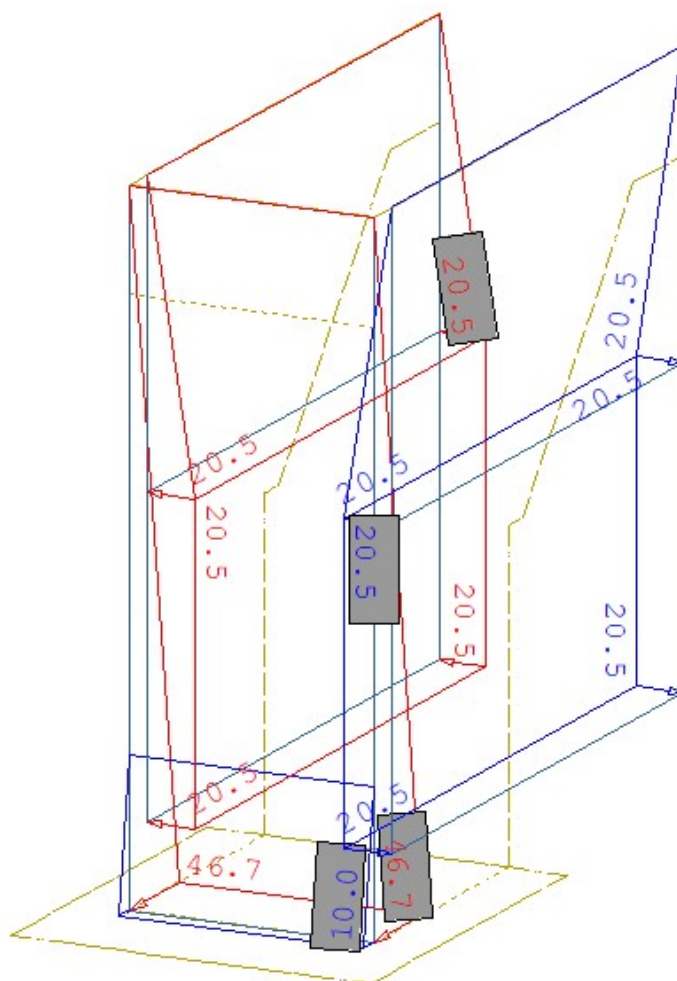
Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na ściany boczne wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 4,09 = 20,5 \text{ kPa.}$$

(8) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie działające od strony niższego naziomu – różnica poziomów 2,0 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające od strony niższego naziomu:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 2,0 = 10,03 \text{ kPa.}$$

(9) Przyjęcie parcia granicznego czynnego od strony niższego naziomu jest bardzo konserwatywne, zaprojektowano w stronę bezpieczną z uwagi na możliwość częściowego odkopania przyczółka. W ogólnym przypadku można przyjąć działanie parcia spoczynkowego. Na rys. 10.3.2.2.2 pokazano przyłożenie parcia od zasypki w przyczółku.



Rys. 10.3.2.2.2. Przyłożenie parć od zasyпки do przyczółka mostowego – widok aksonometryczny [kPa]

10.3.2.3. Parcie od obciążenia na naziemie

(1) Dojście do wiaduktu dla pieszych i rowerów obciążone jest modelem obciążenia tłumem pieszych o natężeniu 5 kPa. Parcie jednostkowe gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q na całej długości klina odłamu (od tłumy pieszych) wynosi:

$$\sigma_{Q, \text{tłum}}(z) = K_a \times q_{ed, \text{tłum}} = 0,271 \times 5,0 = 1,36 \text{ kPa.}$$

10.3.2.4. Parcie od naziomu na skrzydła

(1) W przypadku niewielkiego obciążenia naziomu (tłum pieszych), niewielkiej odległości między ścianami bocznymi przyczółka oraz uwzględnieniu płyty przejściowej parcie na skrzydła przyjmuje pomijalne wartości. Obciążenie to pominięto w niniejszym przykładzie obliczeniowym.

10.3.2.5. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na przyczółek mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (ława fundamentowa, korpus, skrzydła),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy,
- 3) obciążenia zmienne od obciążenia naziomu – tłum pieszych,
- 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie,
- 5) obciążenia termiczne – liniowa różnica wartości temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu przyczółka równa 15°C,
- 6) obciążenie parciem gruntu od zasyпки – parcie czynne, parcie od obciążenia naziomu.

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym na podstawie wiernego odwzorowania geometrii podpory oraz ciężarów objętościowych żelbetu równych 25 kN/m³. Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte na podstawie ciężaru objętościowego gruntu, przy uwzględnieniu jego

zwiększenia związanego z występowaniem płyty przejściowej oraz umocnienia stożka nasypu o wartości takiej jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m³ (jako uśrednienie ciężaru gruntu zasypki, ciężaru płyty przejściowej, warstw nawierzchni itd.). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

10.3.3. Kombinacje obciążeń dla przyczółka

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów oraz przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych, jak również obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz według normy [9]. Norma [23] wyróżnia trzy tzw. podejścia obliczeniowe (DA – *Design Approach*), uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża. Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [23, 24] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 powinno mieć zastosowanie w sprawdzaniu stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 przy sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia się odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) zestawione w tab. 10.3.3.1.

Tab. 10.3.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce

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

(2) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych.

(3) W tab. 10.3.3.2–10.3.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

Tab. 10.3.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań γ_F lub do efektów oddziaływań γ_E

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	γ_G	1,35	1,0	1,1
	korzystne		1,0	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	γ_Q	1,5	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	γ_F	1,0	1,0	0,0

Tab. 10.3.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych γ_M

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

Tab. 10.3.3.4. 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

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

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

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

Sytuacja trwała (GEO i STR)

(6) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów przyczółka:

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

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

Stan graniczny użyteczności (SLS)

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

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

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

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

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

gdzie:

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

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

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

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

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

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

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

10.3.4. Analiza statyczna

10.3.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie, obrót fundamentu) zastosowano analityczne wzory empiryczne. Do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wykonano model konstrukcyjny składający się z elementów dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e2p3). Ławę fundamentową, korpus oraz skrzydła zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości (rys. 10.3.4.1.1). Interakcja ławy fundamentowej z podłożem została odwzorowana przy użyciu podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.

Dobór sztywności podparć sprężystych

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

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

q – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

s – osiadanie fundamentu [m]

k_z – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m³].

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

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

gdzie:

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

ω – współczynnik wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu), dobierany według nomogramów [56],

B – szerokość fundamentu [m],

ν – liczba Poissona,

α – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Focha [56].

W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału $0,85 \div 1,0$. Na rys. 10.3.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram celem przyjęcia współczynników wpływu ω oraz wpływu głębokości α .

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych: $L = 4,96$ m – długość fundamentu, $B = 5,5$ m – szerokość fundamentu:

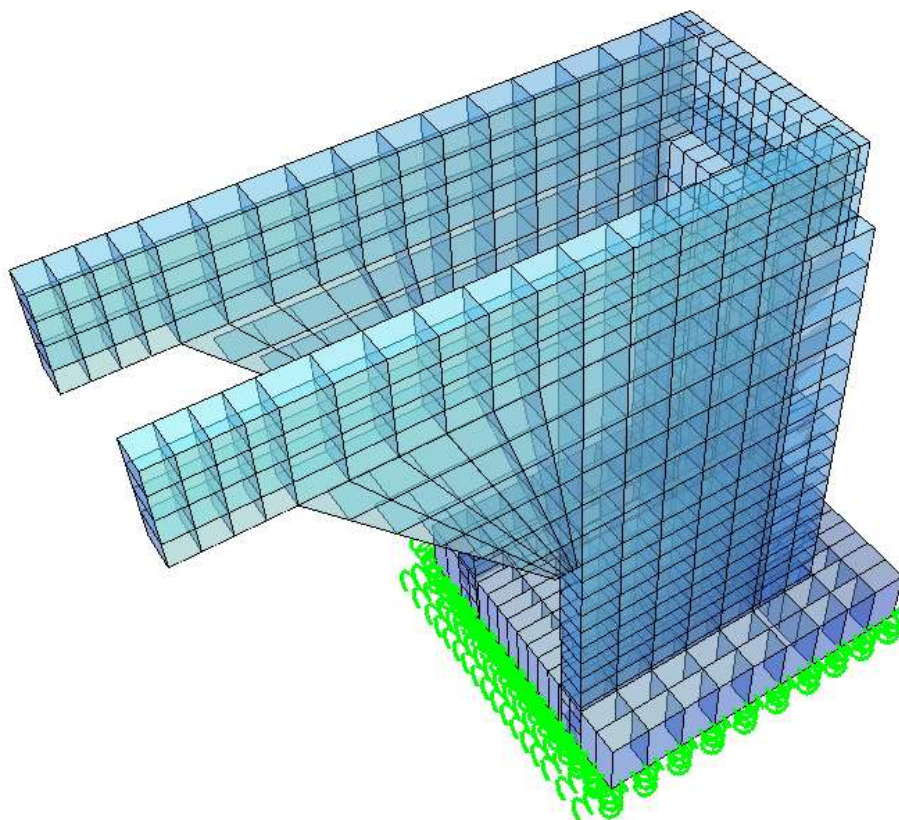
$$\frac{L}{B} = \frac{4,96}{5,5} = 0,99 \rightarrow \omega = 0,88 \text{ – jak dla kwadratu.}$$

Współczynnik α wpływu głębokości wynosi:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,0}{\sqrt{4,96 \times 5,5}} = 0,4 \rightarrow \alpha = 0,89,$$

a współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,89 \times 0,88 \times 5,5 \times (1 - 0,3^2)} = 26660 \text{ kN/m}^3.$$

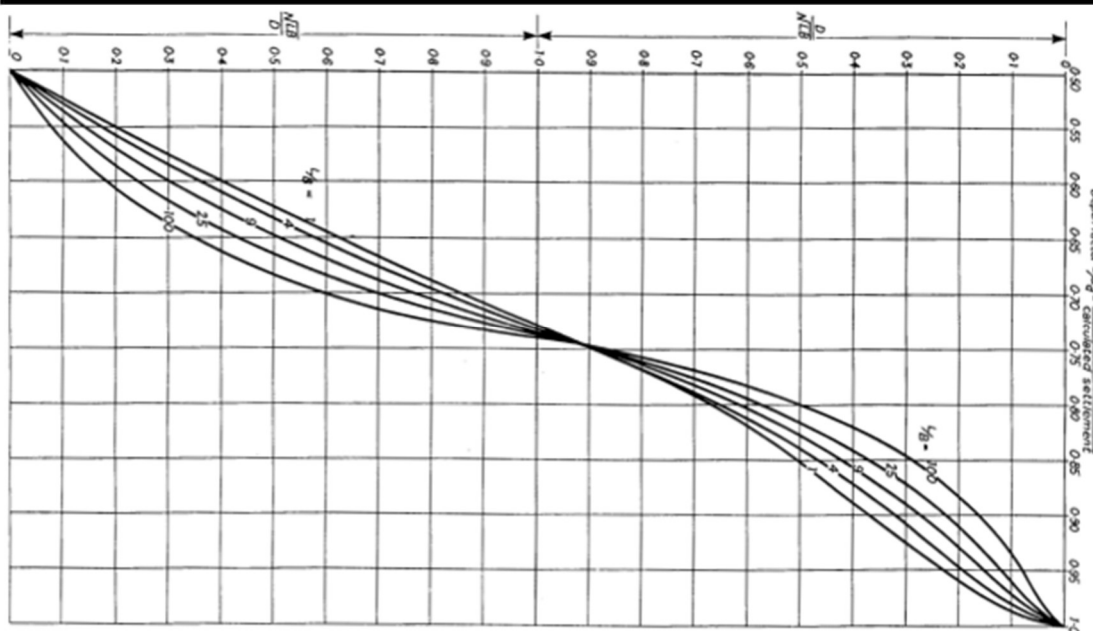


Rys. 10.3.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka mostowego

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

(5) Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową.

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



Rys. 10.3.4.1.2. Współczynnik wpływu ω (góra), współczynnik wpływu głębokości (dół) według [56]

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych: $L = 4,96$ m – długość fundamentu, $B = 5,5$ m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{4,96}{5,5} = 0,99 \rightarrow \omega = 0,88 - \text{jak dla kwadratu.}$$

Współczynnik α wpływu głębokości wynosi:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,0}{\sqrt{4,96 \times 5,5}} = 0,4 \rightarrow \alpha = 0,89,$$

a współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,89 \times 0,88 \times 5,5 \times (1 - 0,3^2)} = 26660 \text{ kN/m}^3.$$

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

(5) Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz tarcie pochodzące tylko od obciążeń stałych.

Przy chropowatej powierzchni betonowej kąt tarcia gruntu o konstrukcję zwykle wynosi $0,67 \div 1,0$ wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może dojść również do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, zmniejszając efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać za poprawne, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(6) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych: $\sigma_{sta\acute{l}e} = 178$ kPa (na podstawie obliczeń z modelu). Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie $\alpha = 35^\circ$, tak jak dla piasków średnich. Tarcie generowane na styku podłoże – ława fundamentowa wynosi:

$$T_{\acute{l}awa} = 0,5 \times \sigma_{sta\acute{l}e} \times \tan \alpha = 0,5 \times 178 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 62,3 \text{ kPa.}$$

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

$$k_{x,\acute{l}awa} = \frac{T_{\acute{l}awa}}{\Delta_{dop}} = \frac{62,3}{0,01} = 6230 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

W kolejnym kroku sprawdza się, czy sztywność boczna mieści się w zakładanym zakresie:

$$0,3 \leq \frac{k_{x,\acute{l}awa}}{k_z} = 0,234 \leq 0,7.$$

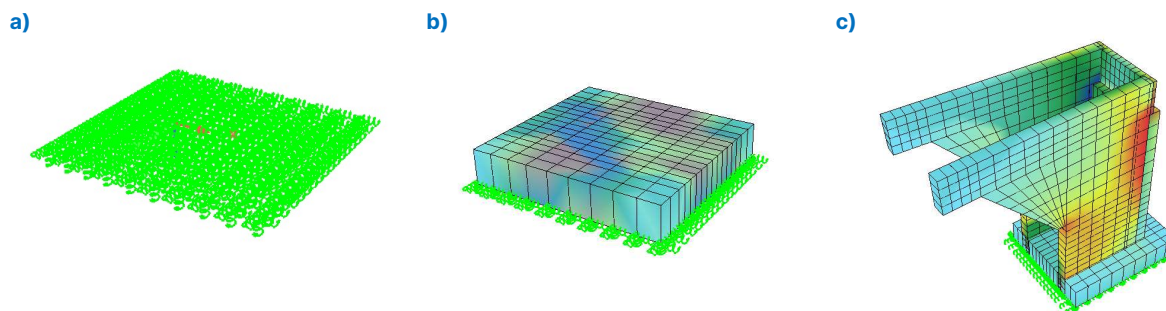
Przyjęto większą sztywność poziomą do wartości $0,3 k_z$, tj. $7998 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$.

10.3.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny obejmuje obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 10.3.4.2.1):

- 1) fazę 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 10.3.4.2.1a),
- 2) fazę 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 10.3.4.2.1b),
- 3) fazę 3. – betonowanie korpusu i ścian bocznych przyczółka (rys. 10.3.4.2.1c).

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2. do 3. uwzględniono oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów przyczółka. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, parcie od zasyпки, ciężar zasyпки na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 10.3.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3.budowy

10.3.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 10.3.4.3.1–10.3.4.3.3 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 10.3.4.3.1–10.3.4.3.3 pokazano wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach przyczółka z modelu numerycznego. W kombinacjach obciążeń uwzględniono dodatkowo dwa przypadki obciążeń: obciążenie użytkowe na obiekcie oraz obciążenie użytkowe na dojeździe.

Tab. 10.3.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu przyczółka w stanie granicznym nośności

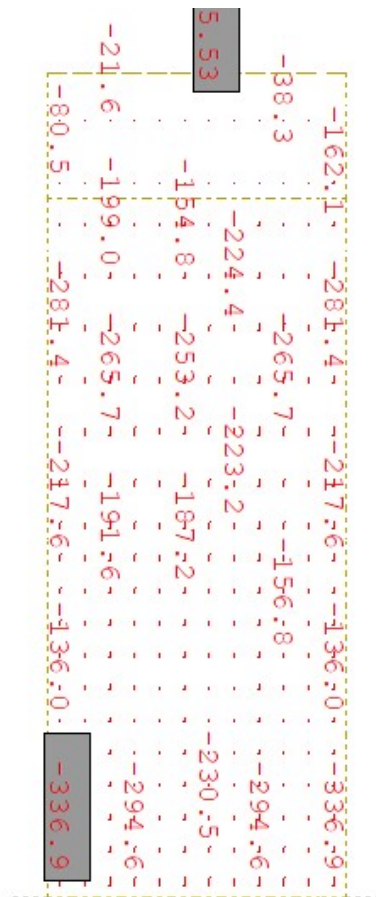
Wymiarowanie korpusu przyczółka (pominięto przekrój ścianki zapleczej)		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
433	337	458

Tab. 10.3.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ścian bocznych przyczółka w stanie granicznym nośności

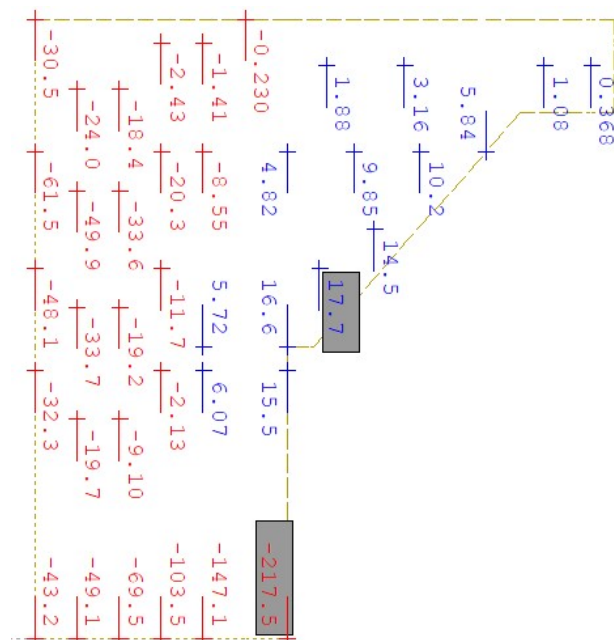
Wymiarowanie ścian bocznych przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
243	218	252

Tab. 10.3.4.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
211	125	355

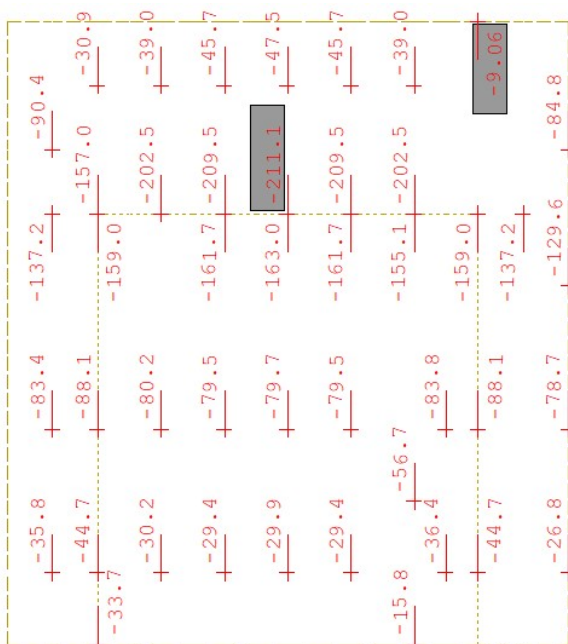


Rys. 10.3.4.3.1. Wartości momentów zginających w korpusie przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 10.3.4.3.2. Wartości momentów zginających w ścianie bocznej przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)

(2) W tab. 10.3.4.3.4 i 10.3.4.3.5 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tab. 10.3.4.3.4 i 10.3.4.3.5 opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, przy czym założono pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.



Rys. 10.3.4.3.3. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)

Tab. 10.3.4.3.4. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	732	677
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	4733	4412
Moment MX [kNm]	218	0
Moment MY [kNm]	104	0
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

Tab. 10.3.4.3.5. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	988	677
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	6392	4412
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

10.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

10.3.5.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Przyjęto zbrojenie symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie $6 \div 8$ na 1 m szerokości korpusu.

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

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

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

- 1) $f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200$ GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16$ mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 18$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,0$ m – grubość korpusu.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,018}{2} = 0,925 \text{ m,}$$

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

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 10.3.4.3.1):

$M_{Ed,y} = 337$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 433$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,925 \text{ m} = 0,46 \text{ m,}$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,925 - 0,5x_{eff}) - 0,337 = 0,$$

$x_{eff} = 0,02$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,02}{0,925} = 0,022 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

Zbrojenia na zginanie oblicza się z zależności:

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

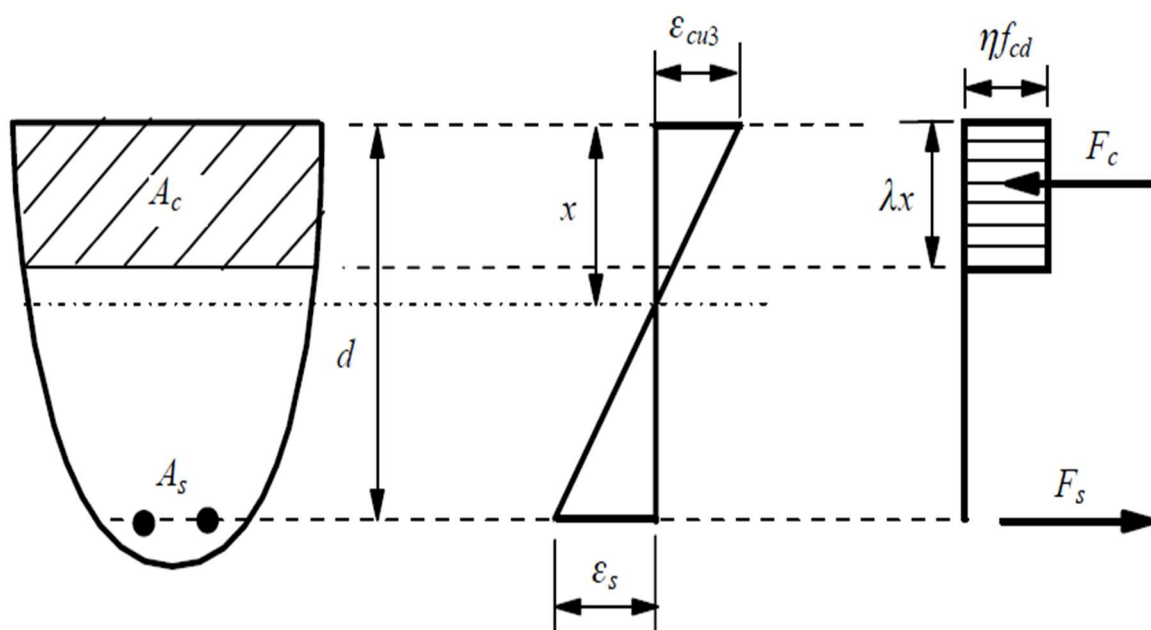
$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,337}{(0,925 - 0,5 \times 0,050) \times 435} = 8,47 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 18$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s1} = 15,27 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,925 = 13,95 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,925 = 12,02 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto siedem prętów $\phi 16$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 14,07 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 14 cm.



Rys. 10.3.5.1.1. Schemat do obliczania nośności przekroju zginanego żelbetowego

10.3.5.2. Zbrojenie główne na kierunku x-x

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 14,07 \times \left(0,925 - \frac{0,02}{2}\right) = 556 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 433 \text{ kNm}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, siedem prętów $\phi 16$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 14,07 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 14 cm.

Nośność na ścinanie

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

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

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 10.3.4.3.1): $V_{Ed} = 458$ kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 18 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 925$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ określa się jako tą większą z obliczonych za pomocą 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{925}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{22,81}{100 \times 92,5} \right); 0,02 \right] = 0,16\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,34 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,0016 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 925 = 297 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 925 = 314 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(297; 314) = 314 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 458 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 314 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona jednocięte $\phi 18$ mm o $A_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2$.

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona $V_{Rd,s}$ wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

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

gdzie:

$z = 0,9d$ – ramię sił wewnętrznych,

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

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times ctg\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 92,5 \times 40 \times 2,0}{458} = 37 \text{ cm.}$$

Przyjęto $s = 28$ cm – rozstaw strzemion (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka). Następnie oblicza się minimalne zbrojenie na ścinanie. Założono rozstaw co 100 cm. Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{28 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 0,91\text{‰}.$$

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

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

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,925 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 28$ cm jest mniejszy od maksymalnego.

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

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

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

10.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

10.3.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MYY lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie $6 \div 8$ na 1 m szerokości ławy.

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

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

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

- 1) $f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,

- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 20 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 20 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,0 \text{ m}$ – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,02 - \frac{0,02}{2} = 0,92 \text{ m},$$

$b = 1,0 \text{ m}$ – wymiarowanie na 1 m szerokości ławy fundamentowej.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 10.3.4.3.3):

$M_{Ed,x} = 211 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 125 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

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

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,92 - 0,5x_{eff}) - 0,211 = 0,$$

013 m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$x_{eff} = 0, \xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,013}{0,92} = 0,014 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,211}{(0,92 - 0,5 \times 0,013) \times 435} = 5,31 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s1} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,92 = 13,87 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

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 sześć prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 18,85 \times \left(0,92 - \frac{0,013}{2} \right) = 735 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 125 \text{ kNm}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

10.3.6.2. Nośność na ścinanie

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

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

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 10.3.4.3.3): $V_{Ed} = 355 \text{ kN}$.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 920$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{920}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 92} \right); 0,02 \right] = 0,20\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,34 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,0020 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 920 = 317 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 920 = 313 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(317; 313) = 317 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 355 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 317 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona dwucięte $\phi 16$ mm o $A_{sw} = 4,02$.

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona $V_{Rd,s}$ oblicza się ze wzoru (6.8) normy [23]:

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

gdzie:

$z = 0,9d$ – ramię sił wewnętrznych,

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

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 92 \times 40 \times 2,0}{355} = 75 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30$ cm (co drugi pręt poziomy w ławie). Zbrojenie minimalne na ścinanie wyznaczono, zakładając szerokość ławy 5,5 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 550 = 14,46 \text{ cm}^2 \leq 4 \times A_{sw} = 16,08 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć cztery strzemiona po szerokości ławy.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 920 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30$ cm jest mniejszy od maksymalnego.

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

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

(7) 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 przyjmując zbrojenie konstrukcyjne.

10.3.6.3. Nośność podłoża gruntowego

Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundament, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [14]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

R_d – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

V_d – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne); ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża (R_k) wyrażony jest wzorem (D.2) z Załącznika D do normy [14]:

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left(\frac{R_i}{A'}\right)$ – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża,

A' – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

(3) Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

c_k' – spójność gruntu,

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), przy czym

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

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

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

i_c, i_q, i_γ – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe), z tym że

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

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

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

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

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

Określenie mimośrodu obciążeń e_B i e_L

(4) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej sile pionowej (tab. 10.3.4.3.4). Mimośród e_B wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|218|}{4412} = 0,049 \leq \frac{B}{6} = \frac{5,5}{6} = 0,917 \text{ m,}$$

a mimośród e_L :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|104|}{4412} = 0,024 \leq \frac{L}{6} = \frac{4,96}{6} = 0,827 \text{ m.}$$

Warunek jest zatem spełniony. Wymiary fundamentu dobrane są odpowiednio:

$$L' = L - 2 \times e_L = 4,96 - 2 \times 0,049 = 4,91 \text{ m,}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 5,5 - 2 \times 0,024 = 5,40 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 5,4 \text{ m} \times 4,91 \text{ m} = 26,53 \text{ m}^2.$$

(5) Współczynniki nośności mają wartości równe:

$$N_q = e^{\pi t g^{\phi'}} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = e^{\pi t g^{35}} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2} \right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot^{\phi'} = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) t g^{\phi'} = 2(33,3 - 1) t g^{35} = 45,2,$$

a współczynniki kształtu fundamentu (jak dla kwadratu):

$$s_q = 1 + \sin \phi' = 1 + \sin 35 = 1,57,$$

$$s_y = 1 - 0,3 = 0,7,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q^{-1}}{N_q - 1} = \frac{1,57 \times 33,3^{-1}}{33,3 - 1} = 1,59.$$

(6) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób: Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi $\alpha = 0$:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times t g^{\phi'})^2 = (1 - 0 \times t g^{35})^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times t g^{\phi'}) = 1,0 - (1 - 1,0) / (46,1 \times t g^{35}) = 1,00,$$

a współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu):

$$m = m_B = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'} \right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'} \right)} = 1,47.$$

Przy sile poziomej $H = 677 \text{ kN}$:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}} \right]^m = \left[1 - \frac{677}{4412 + 26,53 \times 0 \times \cot 35} \right]^{1,47} = 0,765,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times t g^{\phi'}} = 0,765 - \frac{1 - 0,765}{38,64 \times t g^{35}} = 0,758,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot^{\phi'}} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{677}{4412 + 26,53 \times 0 \times \cot 35} \right]^{1,47+1} = 0,638.$$

(7) Fundament przyczółka zagłębiony jest 2,0 m poniżej poziomu terenu pierwotnego. Naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia mają wartość:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,0 = 37,0 \text{ kPa.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$\begin{aligned} \left(\frac{R_i}{A'} \right) &= c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_y \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \\ &= 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,59 \times 0,758 + 44,4 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,57 \times 0,765 + 0,5 \times 18,5 \times \\ &\quad 4,91 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,7 \times 0,638 = 2400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, \end{aligned}$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'} \right) \times A' = 2400 \times 26,53 = 63701 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{63701}{1,4} = 45500 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu: $V_d^{max} = 6392 \text{ kN}$.

Sprawdzenie warunku:

$$V_d^{max} = 6392 \text{ kN} < R_d = 45500 \text{ kN.}$$

(22) Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 14,0\%.$$

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

Nośność na przesunięcie fundamentu

(8) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

R_d – obliczeniowy opór na przesunięcie,

H_d – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$ – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(9) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu.

(10) W warunkach z odpływem obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d \text{ lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

V_d' – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k; \delta_d$ – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt δ_d można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym $\varphi_{cv,d}'$ dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub $2/3\varphi_{cv,d}$ dla gładkich fundamentów prefabrykowanych. Efektywną spójność gruntu można pominąć. W niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt $\delta_d = 2/3\varphi_{cv,d}$.

(11) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać z zależności:

$$R_d = A_c \times c_{u,d} \text{ lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

A_c – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$ – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(12) Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundament i niezdrenowane podłożo spoiste, należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych.

(13) Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{4412 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 1730 \text{ kN}.$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma wynosi: $H_d = 988$ kN.

W kolejnym kroku sprawdza się warunek nośności:

$$H_d = 988 \text{ kN} \leq R_d = 1730 \text{ kN}$$

oraz oblicza wykorzystanie nośności:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 57,1 \%$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

10.3.7. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ściana boczna przyczółka

10.3.7.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości ściany bocznej. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne, a także wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

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

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

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

- 1) $f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200$ GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 18$ mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gł} = 20$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 0,5$ m – grubość skrzydeł.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gł}}{2} = 0,5 - 0,05 - 0,018 - \frac{0,02}{2} = 0,422 \text{ m},$$

$b = 1,0$ m – wymiarowanie na 1 m szerokości ściany bocznej.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 10.3.4.3.2):

$M_{Ed,y} = 243$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 211$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 0,422 \text{ m} = 0,207 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,422 - 0,5x_{eff}) - 0,243 = 0,$$

$x_{eff} = 0,033$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,033}{0,422} = 0,078 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określa się ze wzoru:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,243}{(0,422 - 0,5 \times 0,071) \times 435} = 13,78 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s1} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,422 = 6,36 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,422 = 5,49 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 18$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku x-x

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 15,27 \times \left(0,422 - \frac{0,033}{2}\right) = 268 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 218 \text{ kNm}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów $\phi 18$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 15 cm.

10.3.7.2. Nośność na ścinanie

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

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

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 10.3.4.3.2): $V_{Ed} = 252 \text{ kN}$.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 500 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 422$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{422}} \right); 2,0 \right] = 1,69,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 42,2} \right); 0,02 \right] = 0,82\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,69^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,421 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,69 \times (100 \times 0,0082 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 422 = 217 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,421 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 422 = 177 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(217; 177) = 217 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 252 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 217 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona jednocięte z pręta $\phi 18$ mm o $A_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2$.

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona $V_{Rd,s}$ obliczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

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

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

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

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 42,2 \times 40 \times 2,0}{252} = 30,7 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej).

Wyznaczając minimalne zbrojenie na ścinanie, przyjęto rozstaw strzemion co 90 cm . Stopień zbrojenia na ścinanie obliczono ze wzoru (9.4N) normy [14]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 0,94\%.$$

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

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

Przyjęte zbrojenie spełnia wymagania minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,422 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,32 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego.

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

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,32 \text{ m}.$$

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

10.3.8. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

10.3.8.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną dotyczącą sprawdzania stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym.

(2) Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory wykonano za pomocą oprogramowania komputerowego zgodnego z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto następujące warunki:

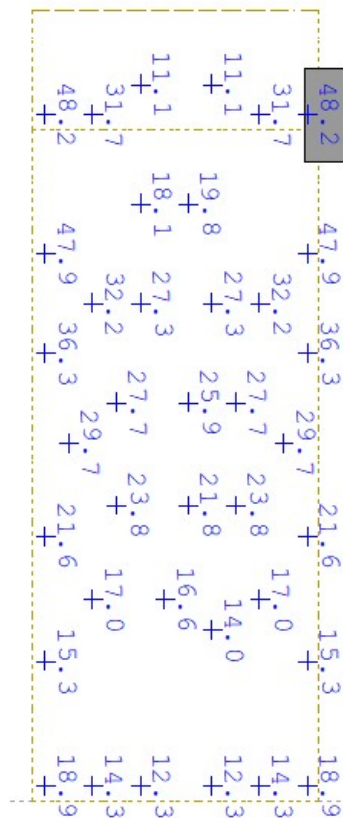
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400 \text{ MPa}$,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa}$,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od $w = 0,3 \text{ mm}$.

Korpus przyczółka

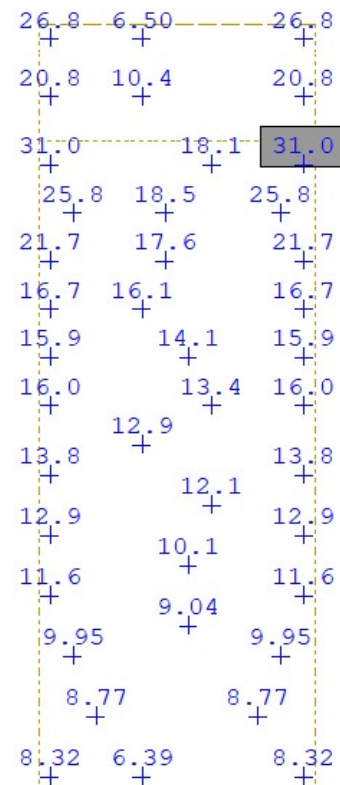
(3) Na rys. 10.3.8.1.1–10.3.8.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.

(4) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z korpusem z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz korpusu z ławą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

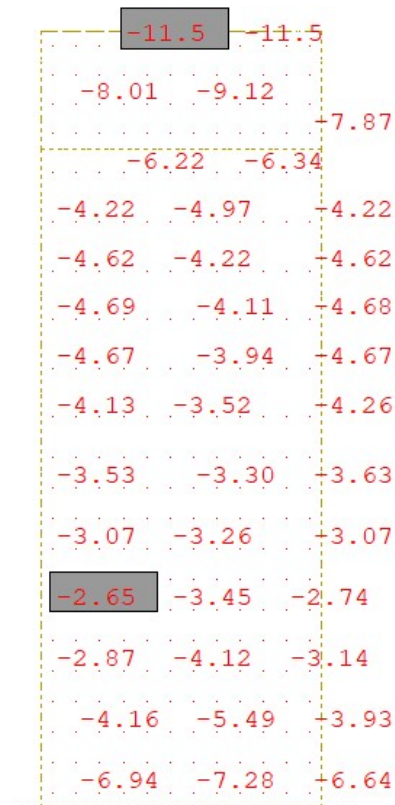
- 1) pręty pionowe $\phi 20 \text{ mm}$ w rozstawie co 15 cm ,
- 2) pręty poziome $\phi 18 \text{ mm}$ w rozstawie co 15 cm ,
- 3) strzemiona jednocięte z pręta $\phi 18 \text{ mm}$ co 100 cm na szerokości korpusu w rozstawie co 30 cm po wysokości korpusu,
- 4) zbrojenie ścianki zapleczonej pręty pionowe $\phi 16 \text{ mm}$ w rozstawie co 15 cm , pręty poziome $\phi 16 \text{ mm}$ w rozstawie co 10 cm .



Rys. 10.3.8.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



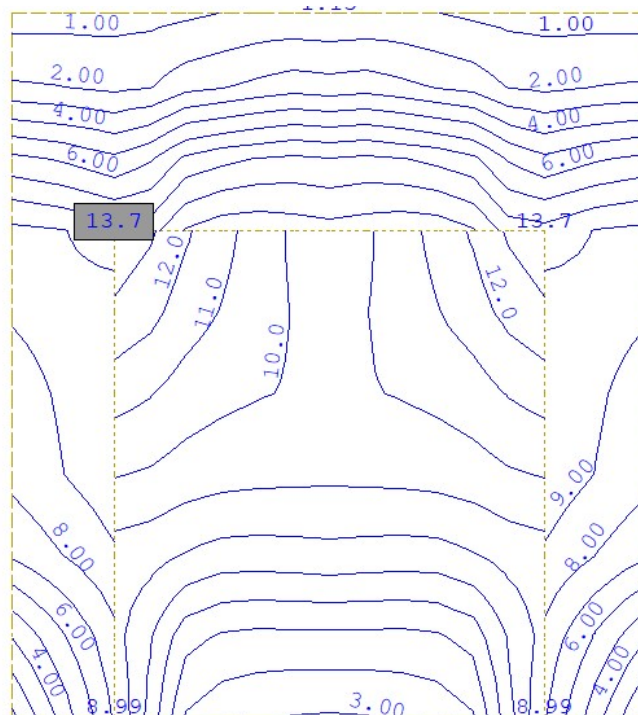
Rys. 10.3.8.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



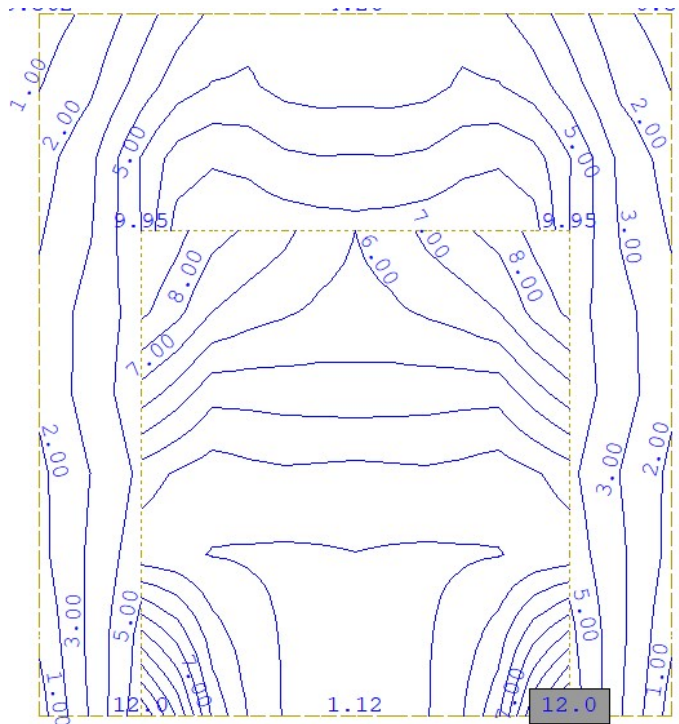
Rys. 10.3.8.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

Ława fundamentowa

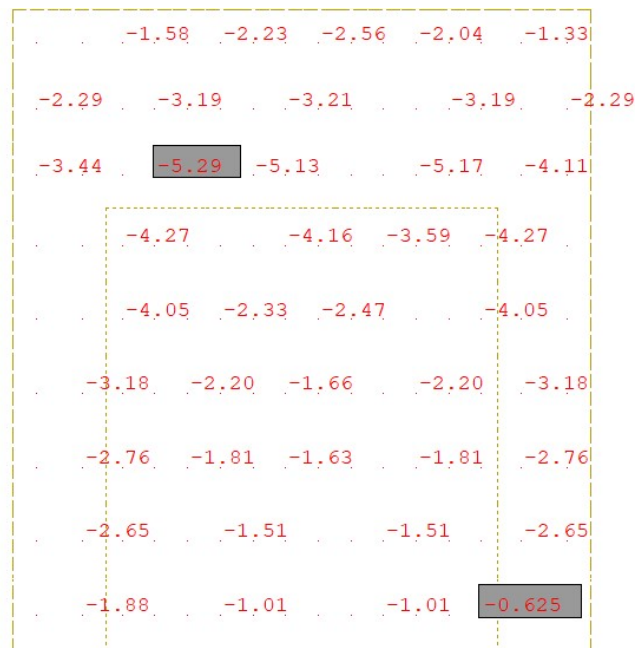
(5) Na rys. 10.3.8.1.4–10.3.8.1.6 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 10.3.8.1.4. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



Rys. 10.3.8.1.5. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



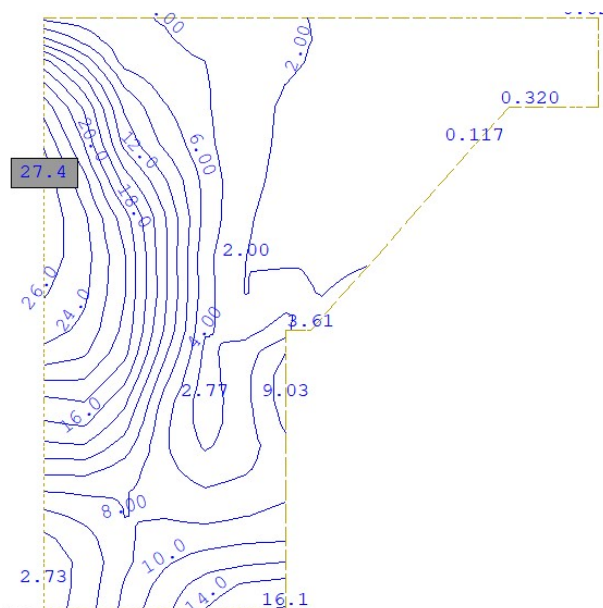
Rys. 10.3.8.1.6. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(6) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z ławą z uwagi na koncentrację materiału i akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

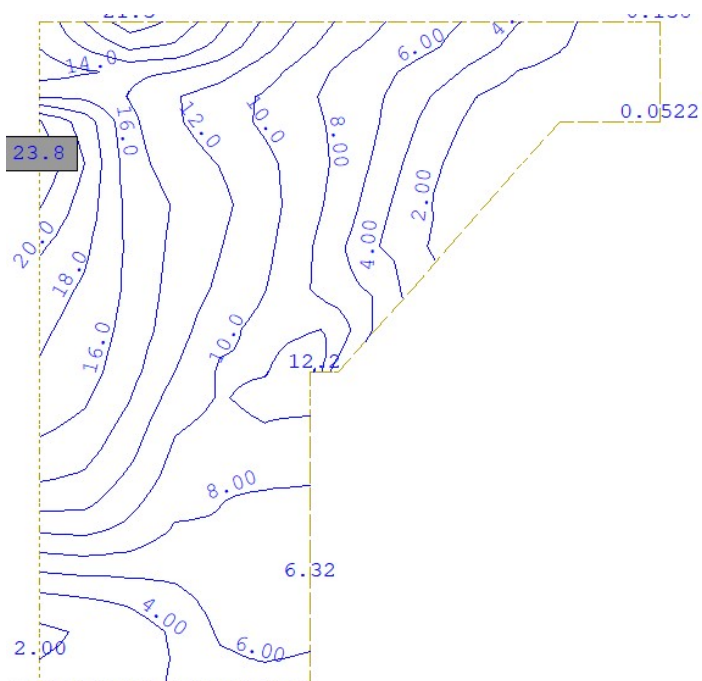
- 1) pręty poprzeczne $\phi 18$ mm w rozstawie co 15 cm,
- 2) pręty podłużne $\phi 18$ mm w rozstawie co 15 cm,
- 3) cztery strzemiona dwuciętych z pręta $\phi 16$ mm na szerokości ławy w rozstawie co 30 cm po długości ławy.

Ściana boczna przyczółka

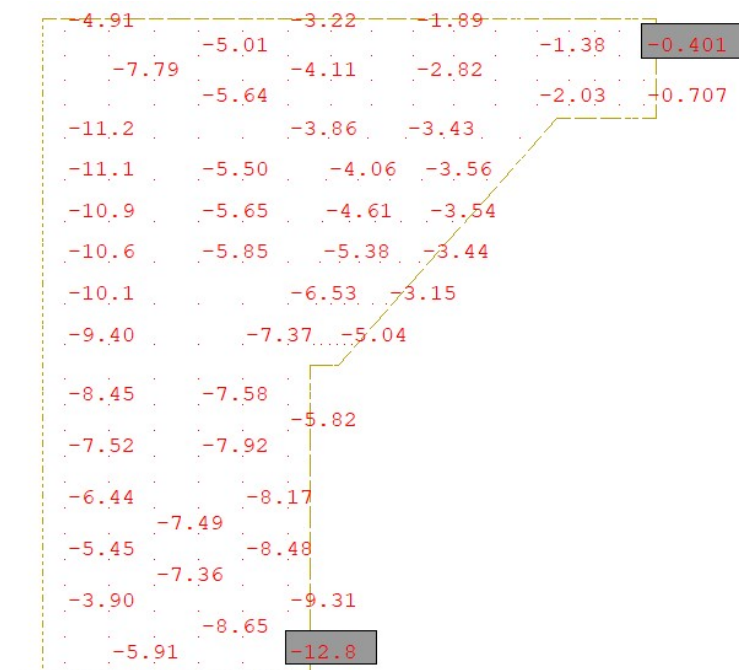
(7) Na rys. 10.3.8.1.7–10.3.8.1.9 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 10.3.8.1.7. Mapa zbrojenia pionowego w ścianie bocznej przyczółka maksymalna z ULS i w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 10.3.8.1.8. Mapa zbrojenia poziomego w ścianie bocznej przyczółka maksymalna z ULS i w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 10.3.8.1.9. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(8) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z korpusem z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz skrzydeł z ławą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

- 1) pręty pionowe $\phi 20$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) jedno strzemie jednocięte z pręta $\phi 16$ mm na każdy metr długości skrzydła w rozstawie co 30 cm po wysokości skrzydła.

10.3.8.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego przyczółka mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, po to, aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Norma [12] wskazuje natomiast dopuszczalną różnicę w poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych metodą nasuwania podłużnego w kierunku podłużnym równą 10 mm, w kierunku poprzecznym 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków i zestawiono w tab. 10.3.8.2.1.

Tab. 10.3.8.2.1. 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

(3) Analiza przedstawionych 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. Dla obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 10.3.8.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

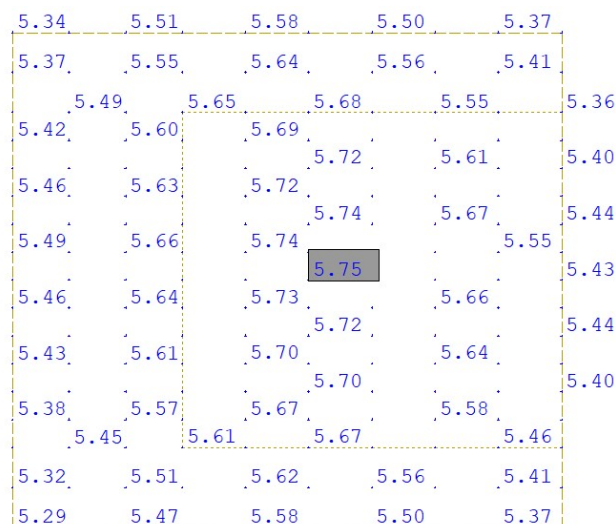
(4) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, dla układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

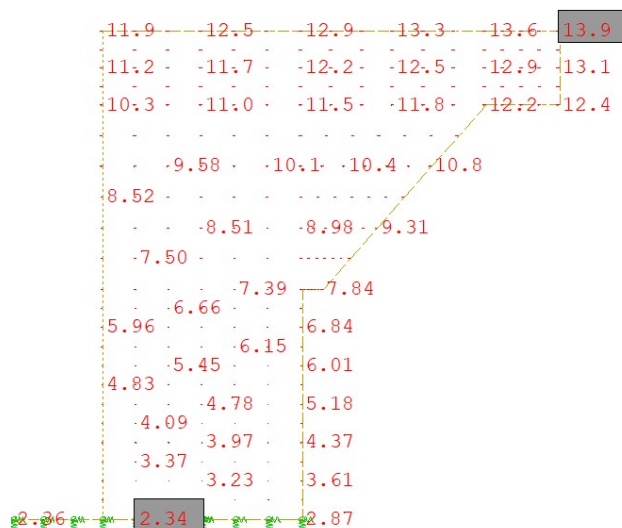
(5) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 10 mm oraz przemieszczenia poziome podpór 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 10.3.8.2.1–10.3.8.2.3 zestawiono wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.

6.53	6.42	6.35	6.29	6.20	
6.53	6.40	6.31	6.23	6.14	
6.54	6.41	6.27	6.18	6.08	
6.55	6.42	6.27	6.10	5.99	6.00
6.56	6.44	6.28	6.07	5.91	
6.56	6.44	6.28	6.07	5.86	
6.56	6.44	6.28	6.07	5.91	
6.55	6.42	6.27	6.10	5.99	6.00
6.54	6.41	6.27	6.18	6.08	
6.53	6.40	6.31	6.23	6.14	
6.53	6.42	6.35	6.29	6.20	

Rys. 10.3.8.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 10.3.8.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 10.3.8.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(6) Osiadanie ław fundamentowych opisuje warunek:

$$s_{max} = 6,6 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek jest ustalany po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(7) Przechylenia względne fundamentu ław:

$$\Delta s_{min} = 1 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 1 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{1 \text{ mm}}{5,5 \text{ m}}\right) = 0,0002 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{9,6 \text{ mm}}{9,31 \text{ m}}\right) = 0,001 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie Δs – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(8) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu ma postać:

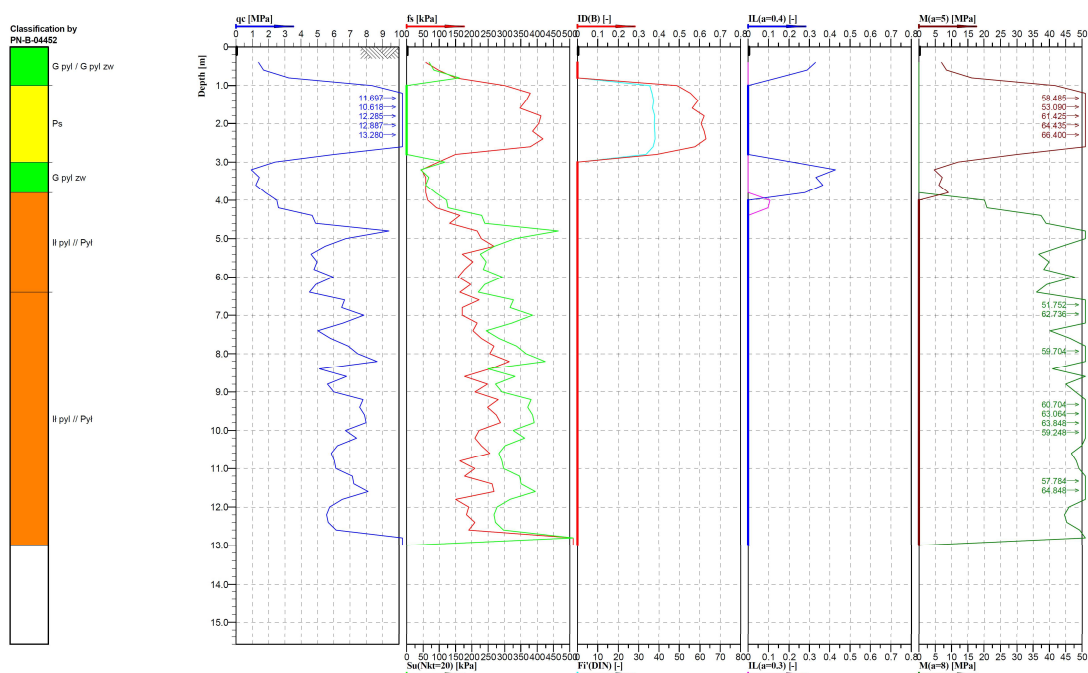
$$\Delta_x = 2,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

gdzie Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

10.4. Filar

10.4.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spoiste o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 10.4.1.1).



Rys. 10.4.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia filara mostowego

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu filara mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych materacem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków typowych dla występowania piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzania przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM tak dobrano, aby uśredniony moduł ściśliwości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 10.4.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.

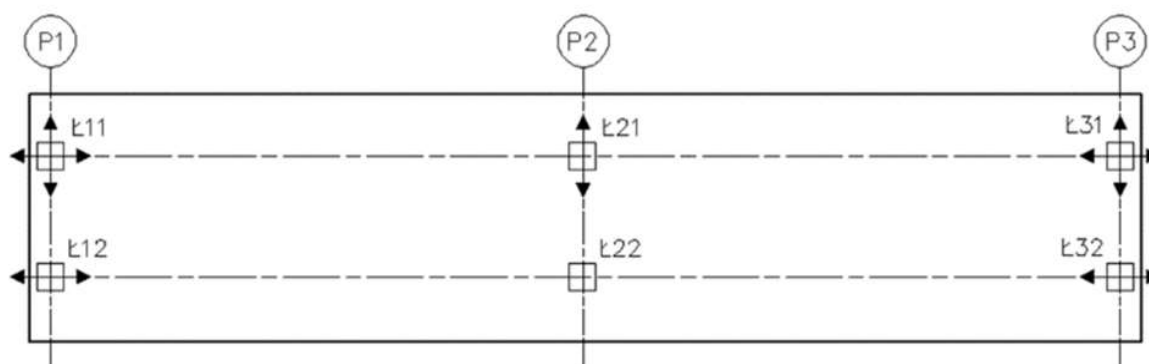
Tab. 10.4.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania, na podstawie [61]

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

10.4.2. Zestawienie obciążeń

10.4.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano filar, na którym umieszczono łożysko stałe (rys. 10.4.2.1.1), tj. podporę nr 2. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne od tłumu pieszych, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu. W tab. 10.4.2.1.1 zestawiono wartości charakterystycznych reakcji działających na łożyska w filarze mostowym. Przeanalizowano łącznie 12 przypadków zestawienia reakcji z mostu na filar mostowy z uwagi na możliwe ustawie grup obciążeń od tłumu gr1 i gr2. Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęseł kładki z prefabrykatów walcowanych o rozpiętości przęseł 30 x 30 m według karty katalogowej Z6-PK WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania.



Rys. 10.4.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 10.4.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska działające na filar

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w filarze					
		Ł21			Ł22		
		P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z
Ł21 i Ł22 symetria	ciężar własny konstrukcji	0	-	482	0	0	482
	ciężar własny wyposażenia	0	-	89	0	0	89
	temperatura	0	-	20	0	0	20
	skurcz	0	-	46	0	0	46
	osiadanie	0	-	3	0	0	3
	gr1 (P_x ,min)	223	-	177	-282	2	177
	gr1 (P_x ,max)	-252	-	177	252	0	177
	gr1 (P_y ,min)	-30	-	367	-28	-17	-12
	gr1 (P_y ,max)	-28	-	-12	-30	17	367
	gr1 (P_z ,min)	-30	-	367	-28	-17	-12
	gr1 (P_z ,max)	0	-	-12	0	17	367
	gr2 (P_x ,min)	-87	-	-21	-159	5	135
	gr2 (P_x ,max)	-111	-	135	111	-3	-21
	gr2 (P_y ,min)	-116	-	98	44	-10	-13
	gr2 (P_y ,max)	44	-	-13	-116	10	98
	gr2 (P_z ,min)	-67	-	143	-5	0	-24
gr2 (P_z ,max)	4	-	-24	-4	0	143	

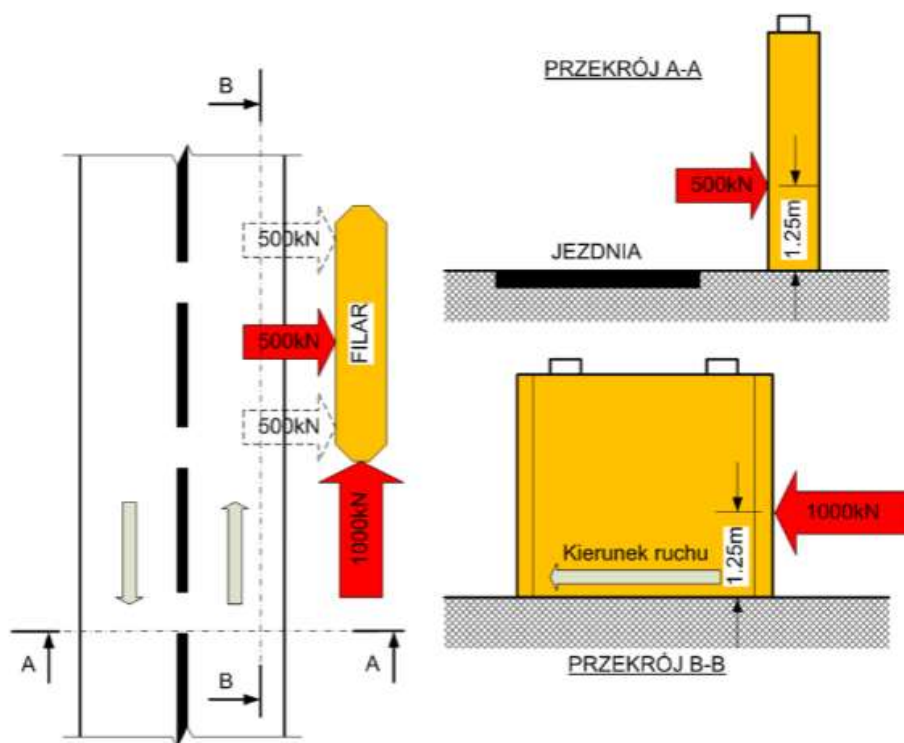
10.4.2.2. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na filar mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory – ława fundamentowa, korpus filara,
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy – wysokość gruntu na odsadźce 1 m,
- 3) obciążenia termiczne – liniowa różnica temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu filara równa 5°C ,
- 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie,
- 5) obciążenie wyjątkowe, uderzenie pojazdów o filary (rys. 10.4.2.2.1)

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym według wiernego odwzorowania geometrii podpory oraz ciężarów objętościowych żelbetu równego 25 kN/m^3 . Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte na podstawie ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem jego zwiększenia do wartości takiej jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m^3 (jako uśrednienie ciężaru gruntu na odsadzkach i ewentualnego umocnienia wierzchniej warstwy narzutem kamiennym). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym przy założonej geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

(3) Z uwagi na znaczą smukłość filara słupowego zastosowano odpowiednie osłony chroniące filar przed uderzeniem równoległym do kierunku jazdy (siła 1000 kN). W obliczeniach uwzględniono możliwość uderzenia bocznego (siła 500 kN).



Rys. 10.4.2.2.1. Schemat przyjmowania obciążenia wyjątkowego od uderzenia pojazdów w filar mostowy

10.4.3. Kombinacje obciążeń dla przyczółka

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie w projektowaniu fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów oraz przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych, jak również obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji i według normy [9].

(2) Norma [23] wyróżnia trzy tzw. podejścia obliczeniowe (DA – *Design Approach*) uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2,

DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża. Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [23] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować w sprawdzaniu stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 przy sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych.

W wybranych podejściach obliczeniowych powinno się uwzględniać odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), R (opory), M (parametry geotechniczne) (tab. 10.4.3.1).

Tab. 10.4.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce

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

(3) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych. W tab. 10.4.3.2–10.4.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

Tab. 10.4.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań γ_F lub do efektów oddziaływań γ_E

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	γ_G	1,35	1,0	1,1
	korzystne		1,0	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	γ_Q	1,5	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	γ_F	1,0	1,0	0,0

Tab. 10.4.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych γ_M

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

Tab. 10.4.3.4. 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

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

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

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

Sytuacja trwała (GEO i STR)

(6) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów filara:

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

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

Sytuacja wyjątkowa (GEO i STR)

(7) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów filara:

$$1,0 \times G_{\text{sup}} (\text{lub } 1,0G_{\text{inf}}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{\text{set}} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S \\ + 0,4 \times \{Q_{\text{fk}}\} + 1,0 \times \{0,6T_k\} + A_d.$$

Stan graniczny użytkowości (SLS)

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

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

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

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

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

gdzie:

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

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

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

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

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

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

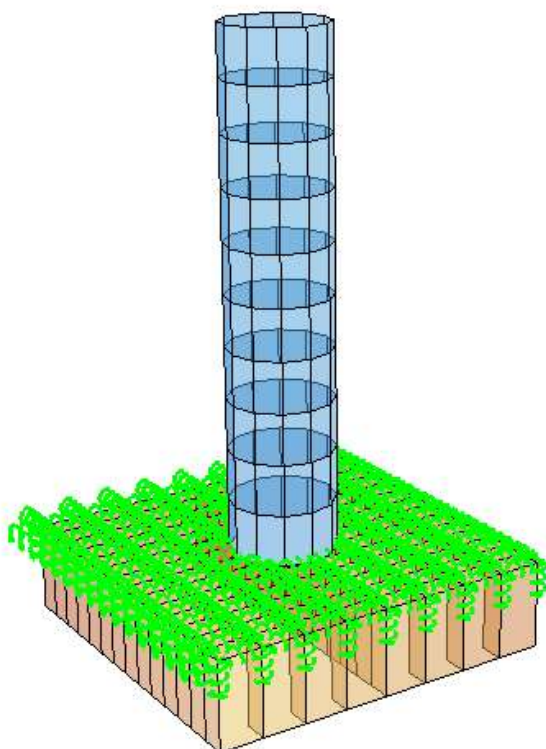
Q_{rk} – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

A_d – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem wyjątkowym – w analizowanym przypadku uderzenie pojazdu o filar.

10.4.4. Analiza statyczna

10.4.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie, obrót fundamentu) zastosowano analityczne wzory empiryczne. Do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wykonano model konstrukcyjny składający się z elementów jedno- i dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej ($e1+e2$ w $p3$). Ławę fundamentową zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości, filar słupowy za pomocą elementów belkowych (BEAM) (rys. 10.4.4.1.1). Interakcja ławy fundamentowej z podłożem została odwzorowana przy użyciu podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.



Rys. 10.4.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara mostowego

Dobór sztywności podpór sprężystych

(2) Pomiędzy ławą fundamentową a gruntem zastosowano model interakcji polegający na zastosowaniu jednowymiarowych sprężyn o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera w przypadku podłoża jednowarstwowego. W ogólnym podejściu należy wyznaczyć sztywność

pionową podłoża sprężystego. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego s jest proporcjonalne do działającego obciążenia q :

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

q – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

s – osiadanie fundamentu [m],

k_z – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m³].

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

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

gdzie:

E_0 – moduł ściśliwości gruntu (pierwotny) [MPa]

ω – współczynnik wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu) dobierany według nomogramów [56]

B – szerokość fundamentu [m],

ν – liczba Poissona,

α – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa według [56].

W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału 0,85÷1,0. Na rys. 10.4.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram [56] celem założenia współczynników wpływu ω oraz wpływu głębokości α .

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych, gdzie $L = 4$ m – długość fundamentu, $B = 4,0$ m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{4}{4,0} = 1 \rightarrow \omega = 0,88 - \text{dla kwadratu.}$$

Współczynnik α wpływu głębokości wynosi:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,9}{\sqrt{4 \times 4,0}} = 0,5 \rightarrow \alpha = 0,85,$$

a współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,85 \times 0,88 \times 4,0 \times (1 - 0,3^2)} = 34890 \text{ kN/m}^3.$$

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

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

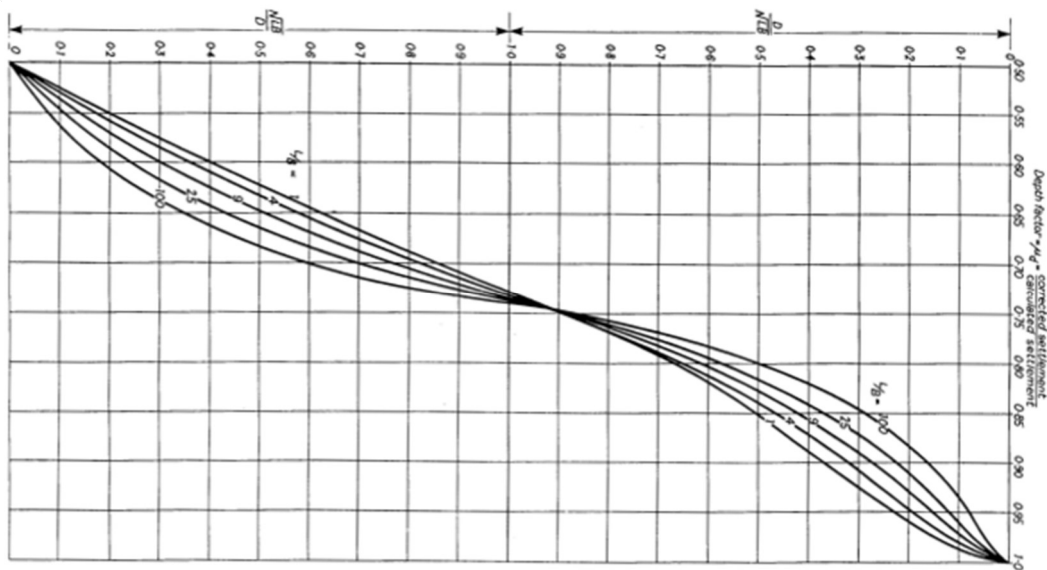
(6) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych na podstawie obliczeń z modelu wynoszą: $\sigma_{state} = 118$ kPa. Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie $\alpha = 35^\circ$ tak jak dla piasków średnich. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże:

$$T_{\text{ława}} = 0,5 \times \sigma_{\text{stałe}} \times \tan \alpha = 0,5 \times 118 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 41,33 \text{ kPa}.$$

Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej: $\Delta_{\text{dop}} = 0,01 \text{ m}$. Sztywność boczna ławy fundamentowej wynosi:

$$k_{x,\text{ława}} = \frac{T_{\text{ława}}}{\Delta_{\text{dop}}} = \frac{41,33}{0,01} = 4133 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

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



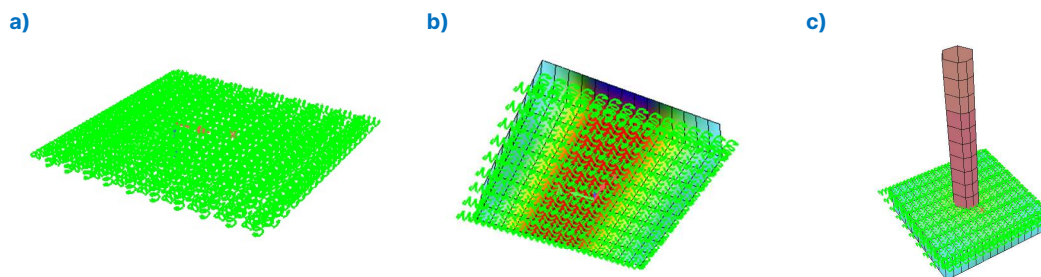
Rys. 10.4.4.1.2. Współczynnik wpływu w (góra), współczynnik wpływu głębokości (dół) według [56]

10.4.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględni obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 10.4.4.2.1):

- 1) fazę 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 10.4.4.2.1a),
- 2) fazę 2. – betonowanie ław fundamentowych filara (rys. 10.4.4.2.1b),
- 3) fazę 3. – betonowanie korpusu filara (rys. 10.4.4.2.1c).

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2. do 3. uwzględniono oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów filara. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, ciężar zasypki na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 10.4.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara z podziałem na budowy faz : a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3.

10.4.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 10.4.4.3.1 i 10.4.4.3.2 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych filara mostowego (korpus, łąwa fundamentowa), a na rys. 10.4.4.3.1 i 10.4.4.3.2 pokazano wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach filara z modelu numerycznego.

Tab. 10.4.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu filara słupowego w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie filara słupowego						
maksymalny moment zginający MZ	towarzysząca siła podłużna ściskająca	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna VY	maksymalna siła poprzeczna VZ	maksymalna siła podłużna ściskająca	minimalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
1345	1301	133	529	23	2303	1256

Tab. 10.4.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
824 (lokalnie przy słupie)	544	991 (lokalnie przy słupie)

Tab. 10.4.4.3.3. Zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

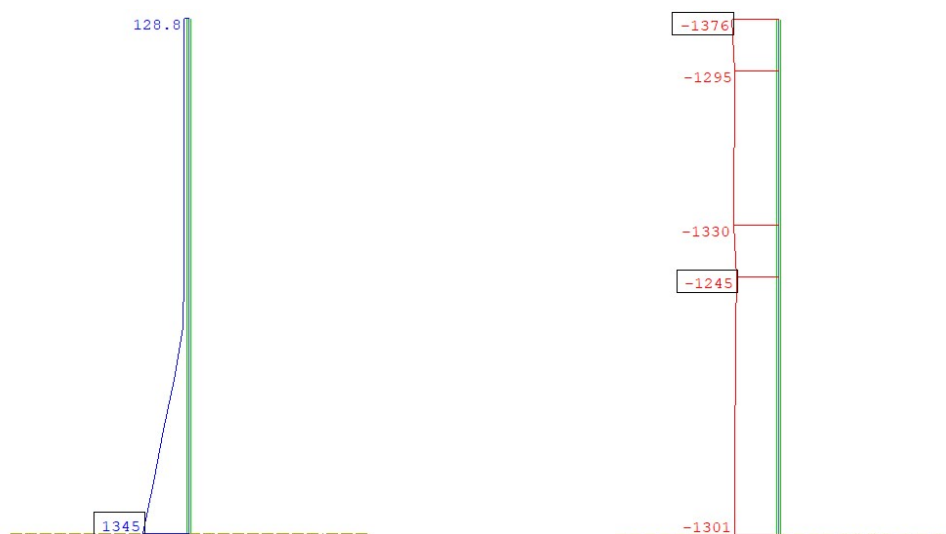
Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	97,2	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	2360	1889
Moment MX [kNm]	99	(-)
Moment MY [kNm]	560	(-)
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.		

(2) W tab. 10.4.4.3.3 i 10.4.4.3.4 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tab. 10.4.4.3.3 i 10.4.4.3.4 opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym,

zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

Tab. 10.4.4.3.4. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	529*	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	3157	1889
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie.		
* uwzględniono siłę od uderzenia 500 kN.		



Rys. 10.4.4.3.1. Maksymalny moment zginający MZ w filarze słupowym (z lewej), towarzysząca minimalna siła poprzeczna w filarze słupowym (z prawej)

-53.6	-141.7	-102.0	-12.4
-56.7	-149.3	-106.7	-13.7
-59.6	-171.8	-118.7	-13.8
-63.1	-208.0	-135.8	-14.5
-71.7	-261.9	-160.2	-13.7
-70.8	-342.7	-223.4	-13.2
-71.5	-823.8	-229.4	-13.0
-71.5	-823.8	-231.3	-13.0
-70.8	-342.9	-228.4	-13.2
-13.8	-165.3	-261.9	-71.6
-14.7	-142.1	-208.0	-63.1
-14.3	-123.8	-171.8	-59.5
-14.3	-111.1	-149.3	-56.6
-13.0	-106.0	-141.7	-53.5

Rys. 10.4.4.3.2. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)

10.4.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

10.4.5.1. Nośność na zginanie

(1) Wymiarowanie elementów mimośrodowo ściskanych o przekroju kołowym sprowadza się do wyznaczenia następujących wielkości:

- 1) określenia schematu statycznego,
- 2) wykonania charakterystyki geometrycznej przekroju, charakterystyki materiałowej,
- 3) określenia obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenia smukłości słupa,
- 5) obliczenia imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenia konieczności uwzględniania efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystania z nomogramów nośności siła–moment,
- 8) wyliczenia niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie,
- 9) sprawdzenia nośności na ścinanie.

Schemat statyczny

(2) Schematem statycznym filara słupowego jest słup o jednym końcu utwierdzonym w ławie fundamentowej oraz drugim końcu quasi-przegubowym (łożyska kotwione przesuwne i łożysko stałe) o długości teoretycznej równej 5,80 m. Dla takiego schematu statycznego przyjęto bezpiecznie długość efektywną równą:

$$l_0 = l \times \beta = 5,8 \times 1,0 = 5,8 \text{ m,}$$

gdzie:

β – współczynnik długości efektywnej,

l – długość teoretyczna słupa.

Charakterystyki geometryczne i materiałowe

(3) Przekrojem poprzecznym słupa jest koło o średnicy 1,0 m. Podstawowe charakterystyki geometryczne przekroju:

- 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 bezładności przekroju,
- 3) $i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,25 \text{ m}$ – promień bezładności przekroju,
- 4) H – wysokość przekroju (średnica).

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

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

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

- 1) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w przypadku stali zbrojeniowej.

(6) Wstępny dobór zbrojenia w słupie:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 8$ mm – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,
- 3) $\varphi_{gt} = 25$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $A_p = 4,91$ cm² – pole przekroju poprzecznego jednego pręta $\varnothing 25$ mm.

Założono wstępnie zbrojenie w słupie 16 prętów $\varnothing 25$ mm o polu $A_{s,zat} = 78,56$ cm²:

$$\mu = \frac{16 \times A_p}{A_c} = \frac{16 \times 4,91}{0,785 \times 10000} = 1,0\% > \mu_{min} = 0,2\%.$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = H - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 0,93 \text{ m}.$$

Imperfekcje geometryczne

(7) Nawet w przypadku statycznego słupa ściskanego osiowo rozpatrujemy go zawsze jako mimośrodowo ściskany. Mimośradowość pracy słupa wynika zarówno z nieuniknionych niedokładności wykonania, niezamierzonego mimośrodu działania obciążenia, jak i z możliwości nierównomiernej pracy betonu w przekroju z uwagi na niejednorodność jego struktury (pkt 5.2 normy [14]):

$$0,66 \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,8}} = 0,83 \leq 1,0,$$

$$\theta_l = 0,005 \times \alpha_h = 0,005 \times 0,83 = 0,0041,$$

$$e_i = 0,5 \times \theta_l \times l_0 = 0,5 \times 0,0041 \times 5800 = 12 \text{ mm},$$

$$e_0 = \frac{H}{30} = \frac{1000}{30} = 33,3 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}; e_0 \geq e_i - \text{mimośród uwzględniony do obliczeń}.$$

(8) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą:

$$M_{Ed,1} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{1345^2 + 133^2} = 1352 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w słupie},$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{529^2 + 23^2} = 530 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w słupie},$$

$$M_{Ed,1} = 1352 \text{ kNm} - \text{moment zginający wypadkowy z modelu obliczeniowego},$$

$$N_{Ed} = 1301 \text{ kN} - \text{towarzysząca siła ściskająca z modelu obliczeniowego (tab. 10.4.4.3.1)},$$

$$M_{Ed,2} = N_{Ed} \times e_0 = 1301 \times 0,033 = 43 \text{ kNm} - \text{moment zginający z imperfekcji geometrycznych},$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 1352 + 43 = 1395 \text{ kNm}.$$

(9) Smukłość słupa oblicza się z zależności:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5,8}{0,25} = 23,2.$$

(10) Smukłość graniczną określa się z uwzględnieniem współczynników $A = 0,7$, $B = 1,1$, $C = 0,7$ (projektowanie wstępne pkt 5.8.3.1 normy [14]):

$$n = \frac{N_{max}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2,303}{0,785 \times 18,21} = 0,126,$$

$$n = \frac{N_{min}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1,256}{0,785 \times 18,21} = 0,069,$$

$$n = \frac{N_{tow}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1,301}{0,785 \times 18,21} = 0,071.$$

Nie ma konieczności uwzględnienia efektów drugiego rzędu:

$$\lambda_{lim,min} = \frac{A \times B \times C \times 20}{n} = \frac{0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times 20}{0,126} = 66,9 \geq.$$

Moment zginający do obliczeń nośności słupa:

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 1352 + 43 = 1395 \text{ kNm}.$$

Wyznaczenie nośności przekroju na podstawie nomogramów

(10) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji $N_{rd} - M_{rd}$ dla słupów o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno podczas określania nośności słupa z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń.

Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych według normy [14] zestawionych w pracy [55]. Procedura obliczeniowa polega na:

- 1) wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosza głównych prętów zbrojeniowych do średnicy słupa),
- 2) wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną,
- 3) wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

Średnica kosza zbrojeniowego wynosi:

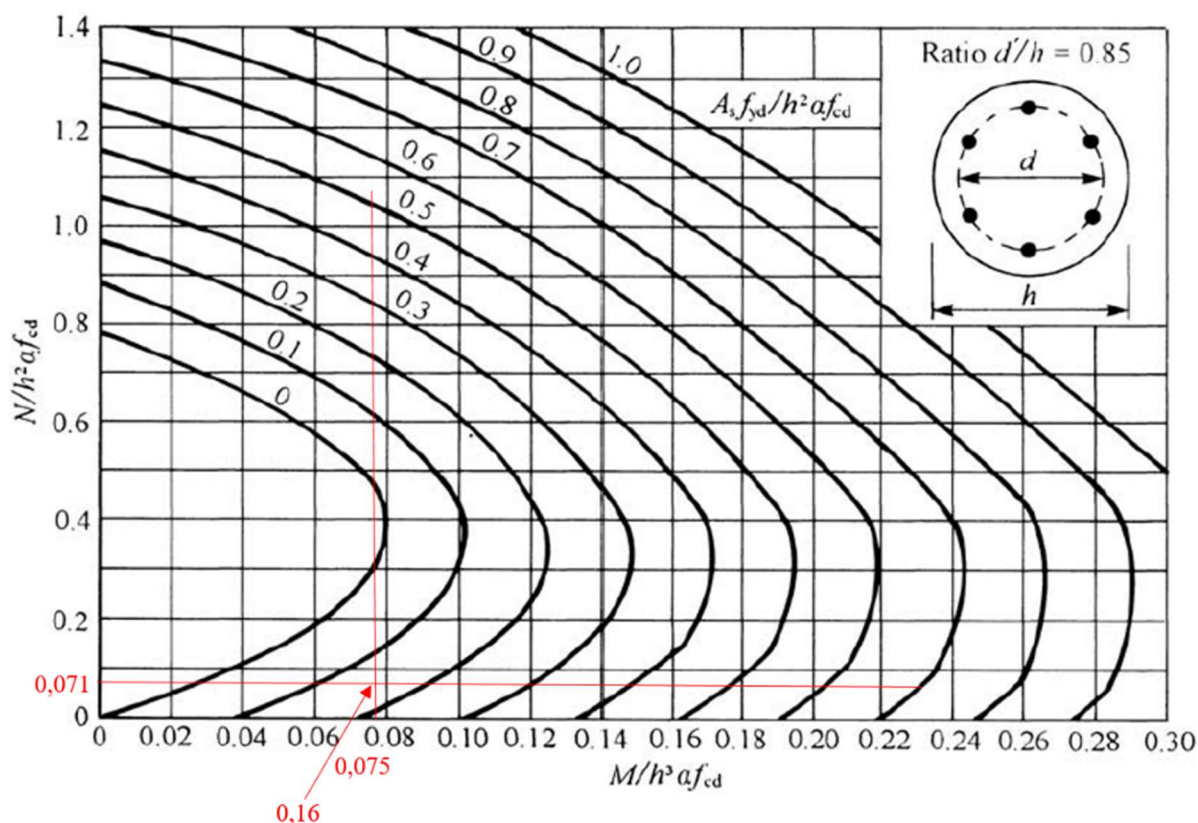
$$d' = H - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gt} = 1,0 - 2 \times 0,05 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 0,859 \text{ m.}$$

Stosunek $d'/H = 0,859/1,0 = 0,86$ obliczono, korzystając z nomogramu dla stosunku 0,85 [55].

Wyznaczając rzędne i odcięte na wykresie, przyjęto konserwatywnie wartość minimalnej siły ściskającej:

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{1,395}{1,0^3 \times 18,21} = 0,075,$$

$$\frac{N_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{1,301}{1,0^2 \times 18,21} = 0,071.$$



Rys. 10.4.5.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie kołowym według [55]

Ilości zbrojenia wyznacza się z zależności:

$$0,16 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,16 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,16 \times 1,0^2 \times 18,21}{435} = 67,03 \text{ cm}^2 \leq A_{s,zat} = 78,56 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć mniejszą ilość zbrojenia niż wstępnie założoną. Na zbrojenie główne filara słupowego przyjęto 14 prętów $\phi 25$ mm o polu równym: $A_s = 68,72 \text{ cm}^2 \geq 67,03 \text{ cm}^2$. Minimalne pole przekroju zbrojenia w słupie:

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \times A_c\right) = \max\left(\frac{0,1 \times 1,301}{435}; 0,002 \times 0,785\right) = 15,71 \text{ cm}^2.$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia w słupie wynosi:

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

$$A_{s,max} \geq A_s \geq A_{s,min}.$$

Zbrojenie główne w słupie dobrano więc prawidłowo.

10.4.5.2. Nośność na ścinanie

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

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

(3) W niniejszym przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na słup, która wyniosła $V_{Ed} = 530$ kN. Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – $d = 930$ mm,
- 4) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$k = \min\left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right); 2,0\right] = \min\left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{930}}\right); 2,0\right] = 1,46$ – podejście konserwatywne, przekrój kołowy ma różną wysokość; przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr k i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min\left[\left(\frac{A_{sl}}{A_c}\right); 0,02\right] = \min\left[\left(\frac{68,72}{0,785 \times 100000}\right); 0,02\right] = 0,87\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min\left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}\right); 0,2 f_{cd}\right] = \left(\frac{1,256}{0,785}\right); 0,2 \times 18,21 = 1,599 \text{ MPa},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,46^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 1,599 = 0,579 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,13 \times 1,46 \times (100 \times 0,0087 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 1,599 = 0,799 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,579; 0,799) = 0,799 \text{ MPa}.$$

Obliczeniowe naprężenia styczne w słupie:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,53}{\frac{3,14 \times 0,93^2}{4}} = 0,781 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem słupa i jego zbrojeniem podłużnym.

Kryterium doboru strzemion

(5) Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{st}; 400 \text{ mm}; h) = \min(500 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1000 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w formie spirali o skoku równym 30 cm, z pręta $\phi 8$ mm.

10.4.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

10.4.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MYY lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości ławy.

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

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

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

- 1) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w przypadku stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 20 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gl} = 22 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,0 \text{ m}$ – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,02 - \frac{0,022}{2} = 0,919 \text{ m},$$

$b = 1,0 \text{ m}$ – wymiarowanie na 1 m szerokości ławy fundamentowej.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 10.4.4.3.2):

$M_{Ed,x} = 824 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 544 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,919 \text{ m} = 0,45 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,919 - 0,5x_{eff}) - 0,824 = 0,$$

$x_{eff} = 0,051 \text{ m}$ – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,051}{0,919} = 0,055 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony}.$$

(9) Określenie zbrojenia na zginanie:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,824}{(0,919 - 0,5 \times 0,051) \times 435} = 21,21 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 22 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s1} = 22,81 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,919 = 13,86 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,919 = 11,95 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 18,85 \times \left(0,919 - \frac{0,013}{2}\right) = 734 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 544 \text{ kNm}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

10.4.6.2. Nośność na ścinanie

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

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie.

Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie V_{Rd} , która jest uzależniona od wartości $V_{Rd,s}$ i $V_{Rd,max}$ (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 10.4.4.3.2): $V_{Ed} = 991 \text{ kN}$.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,

- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 22 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 919$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{919}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{st}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 91,9} \right); 0,02 \right] = 0,25\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,34 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,0025 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 919 = 338 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 919 = 313 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(338; 313) = 338 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 991 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 338 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zatem zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona 3x dwucięte $\phi 16$ mm o $A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2$.

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona $V_{Rd,s}$ wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

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

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

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

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{12,06 \times 0,9 \times 91,9 \times 40 \times 2,0}{991} = 80,5 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w ławie).

(7) Zbrojenie minimalne na ścinanie dla szerokości ławy 4,0 m wynosi:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 400 = 10,52 \text{ cm}^2 \leq 1 \times A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć trzy strzemiona dwucięte po szerokości ławy.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 919 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego.

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

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

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

10.4.6.3. Nośność podłoża gruntowego

Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundament, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

R_d – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

V_d – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne); ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża (R_k) wyrażony jest wzorem (D.2) w Załączniku D do normy [23]:

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left(\frac{R_i}{A'} \right)$ – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża,

A' – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

(3) Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left(\frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

c_k' – spójność gruntu,

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), przy czym

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

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

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi',$$

b_c, b_q, b_y – współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe), z tym że

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \operatorname{tg} \phi')^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \operatorname{tg} \phi''),$$

s_c, s_q, s_y – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe), gdy

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

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

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1),$$

i_c, i_q, i_y – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe), przy czym

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \operatorname{tg} \phi''),$$

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

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

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

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

Określenie mimośrodów obciążeń e_B i e_L

(4) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej sile pionowej (tab. 10.4.4.3.3). Mimośród e_B wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|99|}{1889} = 0,052 \leq \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m,}$$

a mimośród e_L :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|560|}{1889} = 0,296 \leq \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m.}$$

Warunek jest spełniony. Wymiary fundamentu dobrane są odpowiednio:

$$L' = L - 2 \times e_L = 4 - 2 \times 0,296 = 3,40 \text{ m,}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 4 - 2 \times 0,052 = 3,89 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 3,89 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} = 13,27 \text{ m}^2.$$

(5) Współczynniki nośności wynoszą:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = e^{\pi \operatorname{tg} 35} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2} \right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' = 2(33,3 - 1) \operatorname{tg} 35 = 45,2,$$

a współczynnik kształtu fundamentu (dla kwadratu):

$$s_q = 1 + \sin \phi' = 1 + \sin 35 = 1,66,$$

$$s_y = 0,7,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,66 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,67.$$

(6) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób: Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi $\alpha = 0$:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times tg\phi')^2 = (1 - 0 \times tg35)^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \times tg\phi'') = 1,0 - (1 - 1,0)/(46,1 \times tg35) = 1,00,$$

a współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu):

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} = 1,47.$$

Przy sile poziomej $H = 97$ kN otrzymuje się:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times cot\phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{97}{1889 + 13,27 \times 0 \times cot35}\right]^{1,47} = 0,926,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times tg\phi'} = 0,926 - \frac{1 - 0,926}{38,64 \times tg33} = 0,923,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times cot\phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{97}{1889 + 13,27 \times 0 \times cot35}\right]^{1,47+1} = 0,878.$$

(7) Fundament przyczółka zagłębiony jest 2 m poniżej poziomu terenu pierwotnego. Naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,0 = 37,0 \text{ kPa.}$$

(8) Ostatecznie otrzymuje się:

$$\begin{aligned} \left(\frac{R_i}{A'}\right) &= c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 46,1 \\ &\times 1,0 \times 1,66 \times 0,923 + 44,4 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,67 \times 0,926 + 0,5 \times 18,5 \times 3,4 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,7 \\ &\times 0,878 = 2803 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, \end{aligned}$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) \times A' = 2803 \times 13,27 = 37200 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{37200}{1,4} = 26571 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu: $V_d^{max} = 3157$ kN.

Następnie sprawdza się warunek:

$$V_d^{max} = 3157 \text{ kN} < R_d = 26571 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 11,9\%.$$

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

Nośność na przesunięcie fundamentu

(9) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

R_d – obliczeniowy opór na przesunięcie,

H_d – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$ – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(10) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu.

(11) W warunkach z odpływem obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d \text{ lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

V_d' – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k; \delta_d$ – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt 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 niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$.

(12) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania R_d należy obliczać z zależności:

$$R_d = A_c \times c_{u,d} \text{ lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

A_c – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$ – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(13) Ponadto, jeżeli możliwe jest powstanie szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundament a niezdrenowane podłoże spoiste, należy dodatkowo sprawdzić warunek: $R_d \leq 0,4 \times V_d$. W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych.

(14) Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{1889 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 741 \text{ kN}.$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma wynosi: $H_d = 529 \text{ kN}$, a sprawdzenie warunku nośności:

$$H_d = 529 \text{ kN} \leq R_d = 741 \text{ kN}.$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 71,4 \%$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

10.4.7. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

10.4.7.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

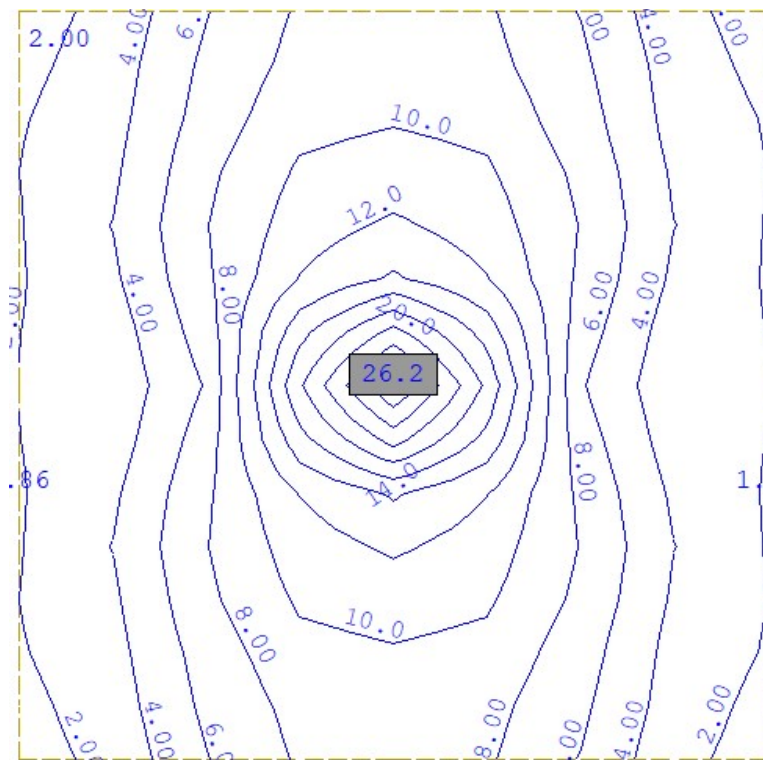
(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) zaprezentowano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym.

(2) Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory wykonano za pomocą oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto następujące warunki:

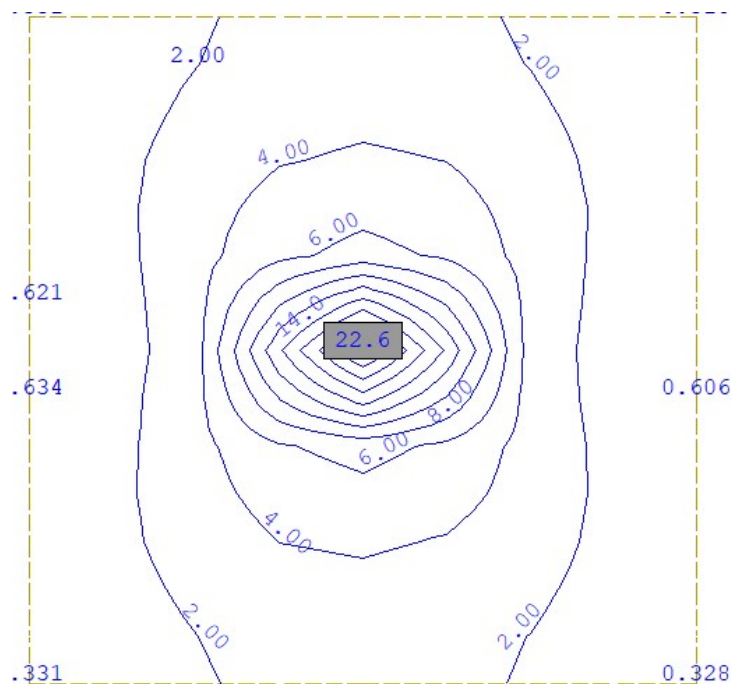
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400 \text{ MPa}$,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa}$,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od $w = 0,3 \text{ mm}$.

Ława fundamentowa

(3) Na rys. 10.4.7.1.1–10.4.7.1.4 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.

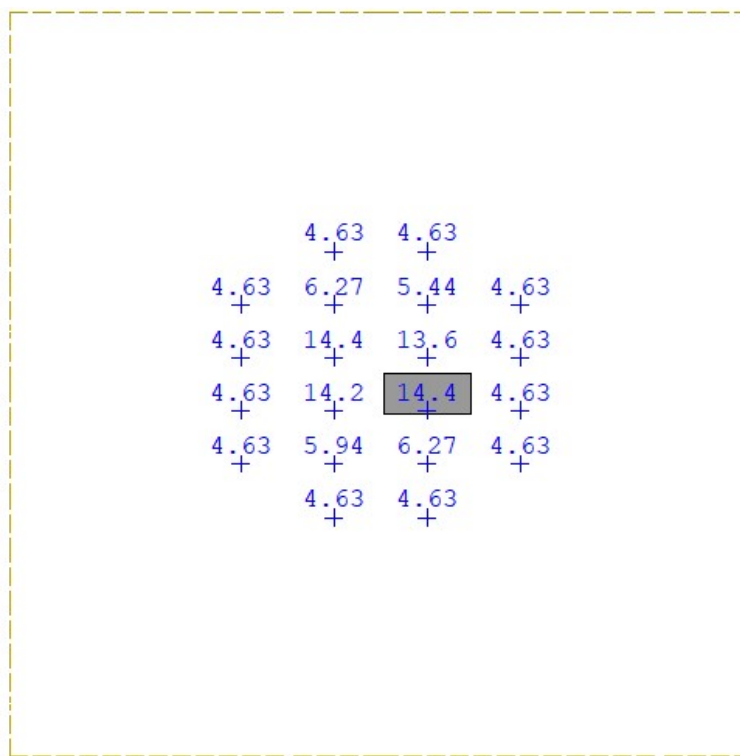


Rys. 10.4.7.1.1. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



Rys. 10.4.7.1.2. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]

- (4) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:
- 1) pręty poprzeczne $\phi 22$ mm w rozstawie co 15 cm,
 - 2) pręty podłużne $\phi 20$ mm w rozstawie co 15 cm,
 - 3) trzy strzemiona dwuciętych z pręta $\phi 16$ mm na szerokości ławy w rozstawie co 30 cm po długości ławy.



Rys. 10.4.7.1.3. Niezbędna ilość zbrojenia na ścinanie w ławie [cm²/m²]



Rys. 10.4.7.1.4. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

10.4.7.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego filara jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Norma [12] wskazuje natomiast dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego w kierunku podłużnym równą 10 mm, w kierunku poprzecznym 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków i zestawiono w tab. 10.4.7.2.1.

Tab. 10.4.7.2.1. 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

(3) Analiza powyższych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. W przypadku obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 10.4.7.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(4) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, dla układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

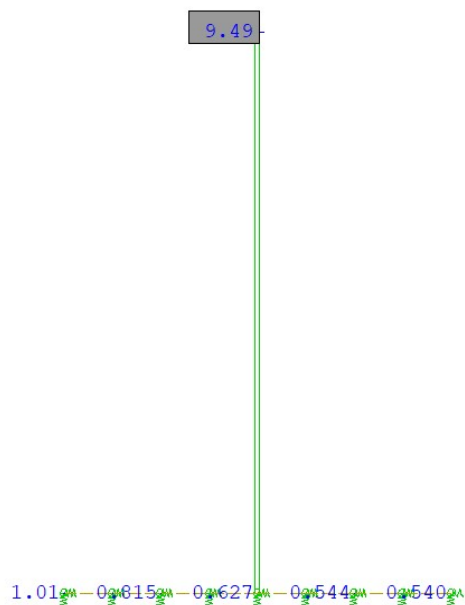
(5) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 10 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 10.4.7.2.1–10.4.7.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.

5.14	4.76	4.36	4.29	4.95
5.12	4.74	4.34	4.31	4.97
5.10	4.72	4.33	4.35	5.00
5.09	4.70	4.33	4.41	5.02
5.10	4.69	4.34	4.47	5.04
5.11	4.68	4.35	4.53	5.06
5.12	4.66	4.38	4.59	5.07
5.12	4.64	4.45	4.63	5.09
5.12	4.64	4.38	4.66	5.09
5.11	4.63	4.35	4.68	5.10
5.10	4.60	4.34	4.69	5.10
5.09	4.58	4.33	4.70	5.10
5.08	4.57	4.33	4.72	5.10
5.07	4.56	4.34	4.74	5.12
5.06	4.55	4.36	4.76	5.14

Rys. 10.4.7.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

1.87	2.65	3.25	2.72	1.93
1.91	2.68	3.28	2.74	1.95
1.94	2.72	3.31	2.77	1.97
1.97	2.76	3.32	2.80	1.99
1.99	2.78	3.34	2.81	2.01
2.02	2.80	3.36	2.81	2.02
2.04	2.81	3.38	2.82	2.03
2.05	2.83	3.41	2.82	2.03
2.06	2.83	3.38	2.80	2.03
2.06	2.84	3.36	2.77	2.02
2.06	2.84	3.34	2.74	2.01
2.05	2.84	3.32	2.71	1.97
2.04	2.83	3.31	2.66	1.93
2.03	2.81	3.28	2.62	1.89
2.02	2.80	3.25	2.57	1.85

Rys. 10.4.7.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 10.4.7.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(6) Osiadanie łań fundamentowych:

$$s_{max} = 5,1 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek jest ustalany po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie łąwy jest zachowane.

(7) Przechylenia względne fundamentu łąwy:

$$\Delta s_{min} = 1 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 1,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{1 \text{ mm}}{4 \text{ m}}\right) = 0,0003 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{9 \text{ mm}}{5,8 \text{ m}}\right) = 0,0016 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie Δs – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w łąwie.

Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(8) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 0,7 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

gdzie Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (łąwy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

11. Podsumowanie

(1) W świetle obowiązujących przepisów techniczno-budowlanych projektowanie obiektów mostowych w Polsce powinno być realizowane z zastosowaniem Eurokodów. Obecnie PKN dysponuje polskimi wersjami wszystkich Eurokodów niezbędnych do projektowania obiektów mostowych. Wyjątek stanowi sześć części Eurokodu 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym, które zostały wprowadzone do zbioru Polskich Norm jedynie w języku oryginału (ze względu na asejsmiczne położenie Polski nie przewiduje się tłumaczenia). W sposób ciągły PKN opracowuje elementy dodatkowe do Eurokodów (zmiany, poprawki, załączniki krajowe). Aktualny stan ich wprowadzenia do zbioru Polskich Norm znajduje się na stronie: <https://wiedza.pkn.pl/documents>.

(2) *Podręcznik projektowania drogowych obiektów mostowych według Eurokodów w praktyce* ma na celu przybliżyć projektantowi – inżynierowi mostowemu wymagania i metody obliczeniowe zawarte w Eurokodach. Podręcznik jest przeznaczony dla osób zajmujących się projektowaniem obiektów mostowych, może też służyć pomocą w procesie dydaktycznym na kierunkach budowlanych w szkolnictwie technicznym. Istotą podręcznika nie jest dublowanie informacji zamieszczonych w Eurokodach, ale przedstawienie sposobów wykorzystania poszczególnych postanowień i zilustrowanie ich przykładami obliczeniowymi. Podręcznik stanowi kompendium wiedzy z zakresu analizy statycznej, wymiarowania i konstruowania mostów betonowych (żelbetowych i sprężonych), stalowych i stalowo-betonowych. W podręczniku zawarto zarówno podstawowe informacje na temat materiałów i wybranych konstrukcji mostów drogowych, jak również treści dotyczące zasad projektowania i kształtowania złożonych systemów konstrukcyjnych. Przedstawiono zasady wymiarowania oraz konstruowania drogowych obiektów mostowych z obszernym opisem podstaw projektowania mostów, modeli obliczeniowych, właściwości wytrzymałościowych materiałów używanych do ich budowy, sposobu wymiarowania takich konstrukcji i konstruowania poszczególnych węzłów konstrukcyjnych, kształtowania fragmentów konstrukcji tych mostów i projektowania elementów z różnych materiałów.

(3) Pomimo, że podręcznik zawiera ponad 800 stron przykładów obliczeń projektowych, nie wyczerpuje całej wiedzy o zasadach projektowania mostów według Eurokodów. Po pierwsze, dotyczy on tylko wybranych 10 rodzajów drogowych obiektów mostowych, których zasady konstruowania podano w katalogu WR-M-21-1. Po drugie, nie obejmuje wszystkich możliwych sytuacji obliczeniowych, kombinacji oddziaływań i obciążeń oraz sprawdzeń wszystkich stanów granicznych, wymaganych procedurami Eurokodów. W związku z tym przed stosowaniem podręcznika należy sprawdzić warunki projektowe dla rzeczywistej sytuacji i narzuconych wymagań projektowanego obiektu. Uzupełnieniem wiedzy praktycznej jest piśmiennictwo (książki i podręczniki) wskazane w pkt 2.2.

(4) W drugiej połowie 2015 r. w Europejskim Komitecie Normalizacyjnym (CEN) rozpoczęły się prace nad drugą edycją Eurokodów. Celem tych prac jest ujednoczenie i uproszczenie norm przez m.in. ograniczenie do minimum tzw. Załączników Krajowych (NA). Docelowo zakłada się pozostawienie do ustalenia krajowego jedynie parametrów odnoszących się do oddziaływań meteorologicznych i sejsmicznych oraz opisujących warunki gruntowe. Obecnie trwają prace nad nowymi projektami norm w tzw. grupach projektowych. W latach 2023–2025 propozycje nowych Eurokodów będą przedmiotem prace Polskiego Komitetu Normalizacyjnego (PKN). Druga edycja Eurokodów ma wejść do stosowania po 2025 r. Niezbędne będzie wówczas dostosowanie procedur opisanych w podręczniku do ewentualnych zmian w nowej edycji Eurokodów.