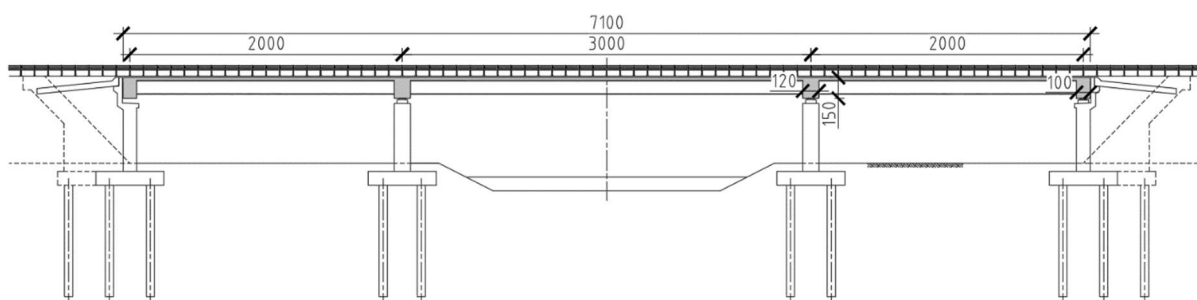


9. Most zespolony ze stalowych belek walcowanych o schemacie belki ciągłej

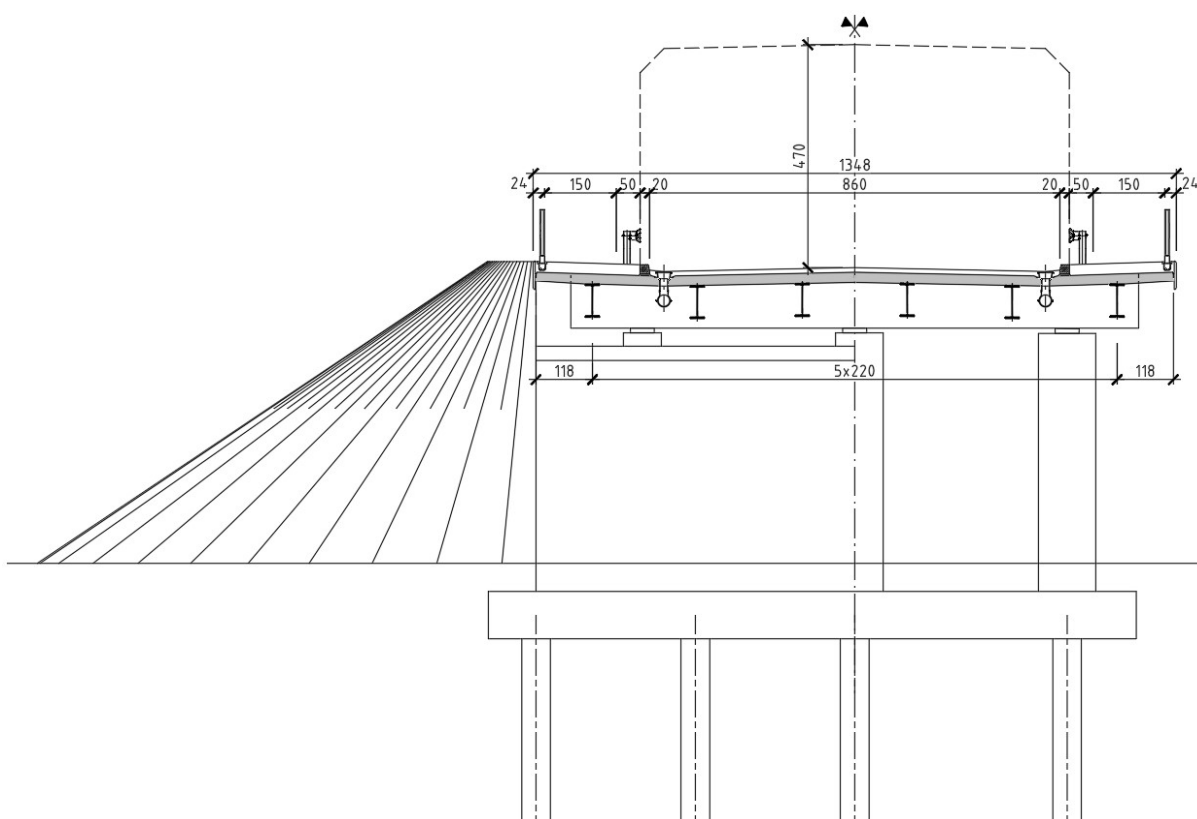
9.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

9.1.1. Układ konstrukcyjny i parametry techniczne

(1) Konstrukcja przęseł obejmuje ustrój nośny trójprzęsłowego obiektu o rozpiętościach przęseł 20 + 30 + 20 m (rys. 9.1.1.1). Rozwiązaniem konstrukcyjnym są przęsła zespolone składające się z sześciu stalowych belek walcowanych HEB 1000 w rozstawie 2,20 m oraz monolitycznej, zespolonej płyty pomostu o grubości 21 cm. W obiekcie występują również monolityczne poprzecznicę uciągające w osi każdej z podpór. Wysokość całkowita poprzecznic (wraz z płytą pomostu) wynosi 150 cm. Szerokość poprzecznic końcowych wynosi 100 cm, a nad filarami 120 cm.



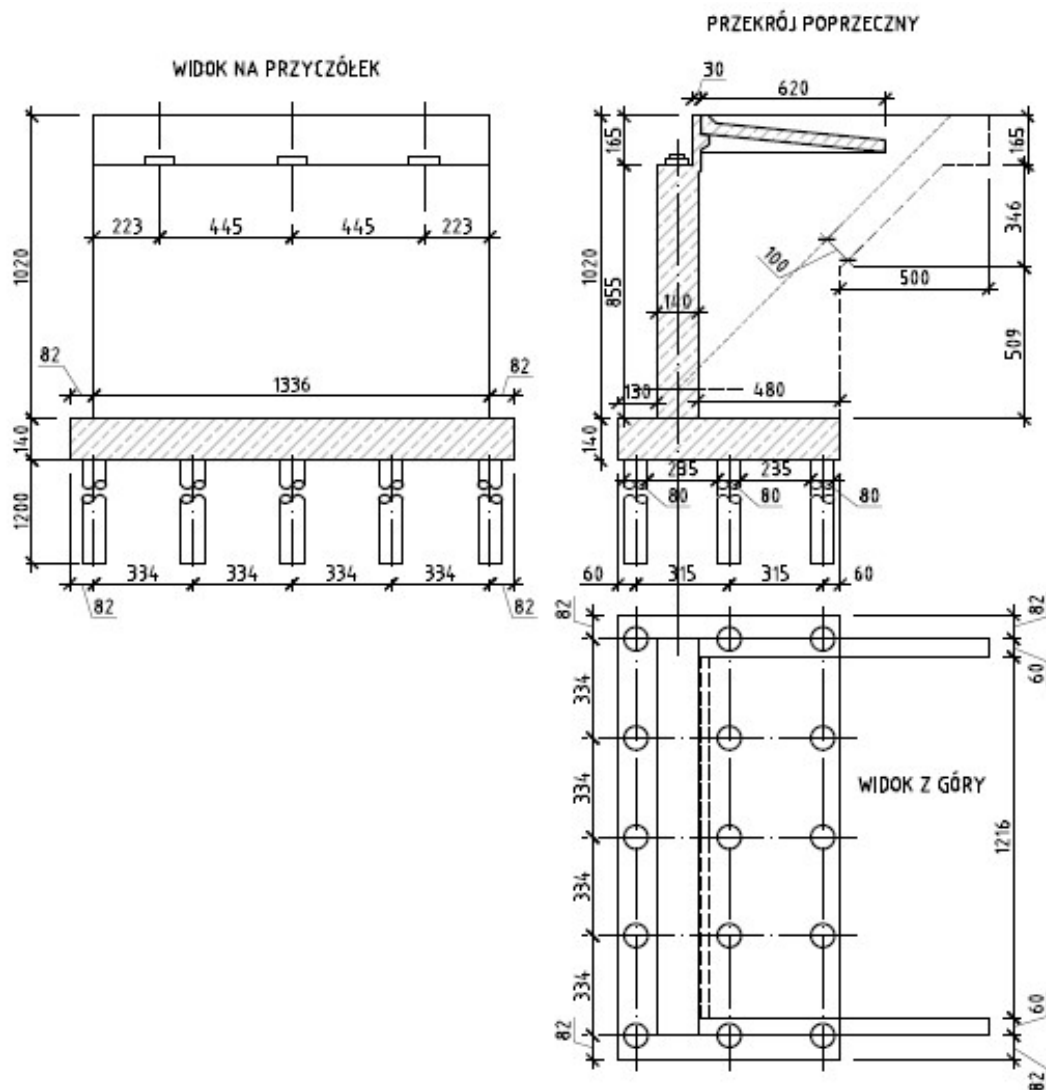
Rys. 9.1.1.1. Przekrój podłużny przez obiekt



Rys. 9.1.1.2. Przekrój poprzeczny z widokiem na podpory

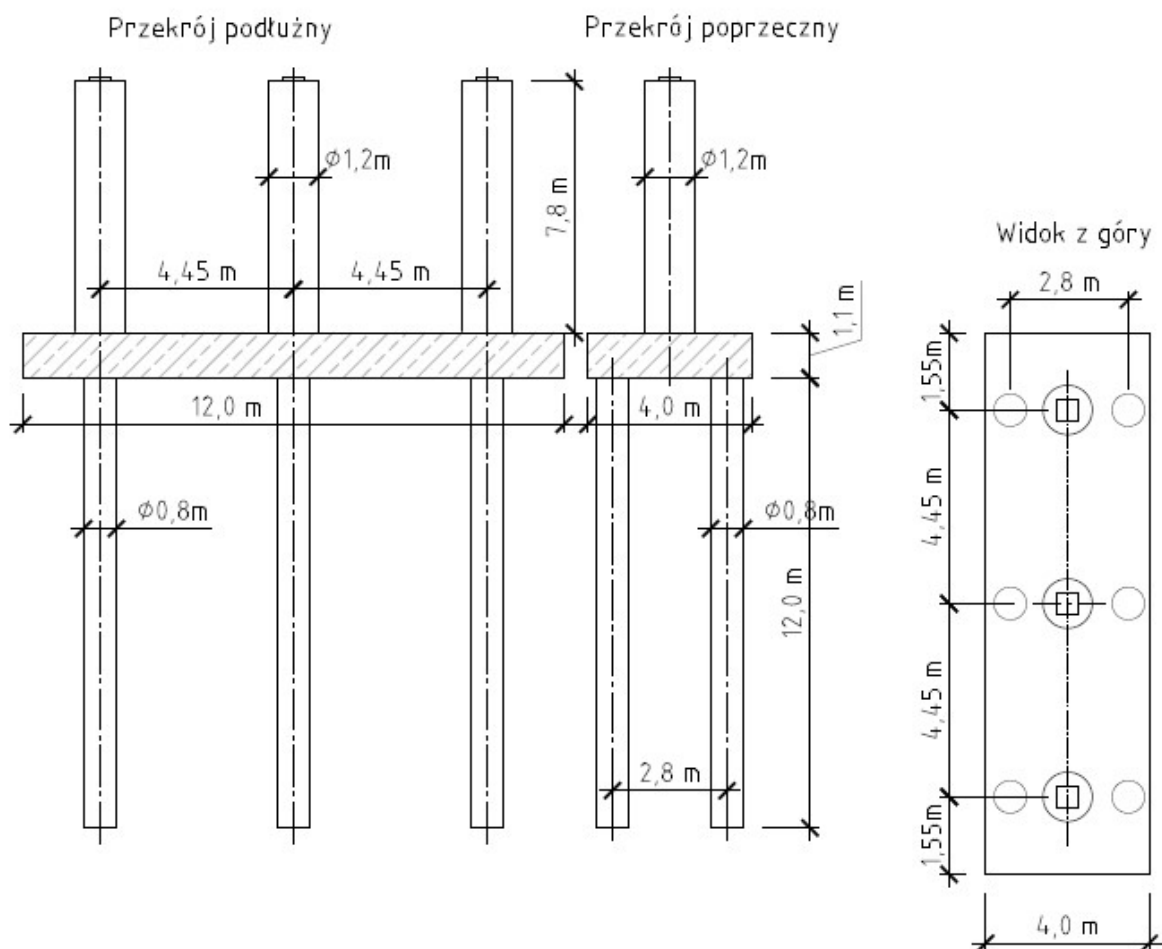
(2) Całkowita szerokość pomostu wynosi 13,48 m. Obiekt przeprowadza drogę klasy G/GP, dlatego na obiekcie znajduje się jezdnia o szerokości 8,60 m w licach krawężników (9,00 m w licach prowadnic barier ochronnych). Na obiekcie są zlokalizowane również obustronne chodniki o szerokości $2 \times 1,50$ m. Przekrój poprzeczny jest symetryczny względem osi podłużnej (rys. 9.1.1.2).

(3) Zaprojektowano przyczółek mostowy o korpusie pełnościennym, zwieńczonym u dołu ławą fundamentową posadowioną na fundamencie głębokim z pali wielkośrednicowych wykonanych w technologii CFA. Ściany boczne przyczółka zaprojektowano jako pełnościenne ściany monolitycznie połączone z korpusem oraz ławą fundamentową. Ściany boczne zakończone są skrzydłem zawieszonym. Wysokość całkowita korpusu wynosi 10,20 m, jego grubość 1,4 m, a szerokość 13,36 m. W górnej części korpus w formie ścianki zapleczonej o wysokości 1,65 m oraz grubości od 0,3 do 0,6 m. Grubość skrzydeł przyczółka stała po wysokości korpusu i wynosi 0,6 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego $7,50 \times 15,00$ m oraz grubość równą 1,4 m. Jest to podstawowa geometria przyczółka z karty katalogowej Z8-PH WR-M-21-1 według rozwiązań przedstawionych w normie [21]. Posadowienie głębokie przyczółka mostowego stanowi 15 pali wierconych wielkośrednicowych średnicy 0,80 m i długości całkowitej 12,0 m. Pale fundamentowe wykonane są w trzech rzędach w rozstawie osiowym co 3,34 m oraz w rozstawie osiowym między rzędami równymi 3,15 m. Na rys. 9.1.1.3 pokazano schemat podpory przyczółka mostowego.



Rys. 9.1.1.3. Schemat podpory przyczółka mostowego

(4) Filar mostowy zaprojektowano jako trójslupowy, zwieńczony u dołu ławą fundamentową, posadowioną na fundamencie głębokim z pali wielkośrednicowych. Słupy żelbetowe filara mają przekrój poprzeczny kołowy o średnicy 1,20 m i długości 7,80 m. Rozstaw osiowy słupów wynosi 4,45 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 4,00 x 12,0 m oraz grubość równą 1,10 m. Jest to podstawowa geometria filara mostowego z karty katalogowej Z9-FS2 według rozwiązań przedstawionych w katalogu WR-M-21-1. Posadowienie głębokie filara mostowego stanowi sześć pali wierconych wielkośrednicowych średnicy 0,80 m i długości 12,0 m. Pale wykonane są w technologii CFA. Rozstaw podłużny pali jest tożsamy z rozstawem słupów, tj. 4,45 m, a rozstaw poprzeczny pali wynosi 2,80 m, pale są ustawione symetrycznie w rozstawie 1,40 m po obu stronach słupów filara. Na rys. 9.1.1.4 pokazano schemat podpory filara mostowego.



Rys. 9.1.1.4. Schemat podpory filara mostowego

9.1.2. Materiały konstrukcyjne

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto zgodnie z normami [14, 15, 16, 20]. Belki walcowane zostały zaprojektowane ze stali gatunku S355, a sworznie zgrzewane do pasa górnego ze stali S235J+C450. Płyta pomostu wraz z poprzecznikami, jak również 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.

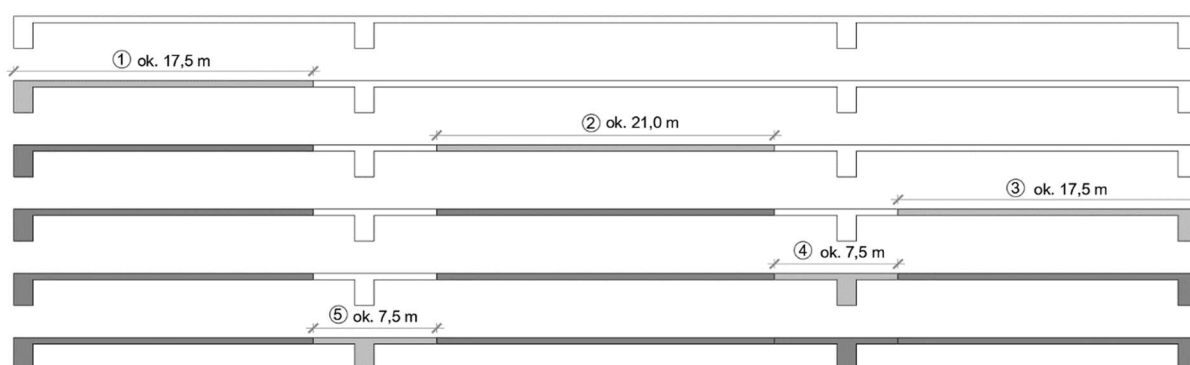
(2) Współczynniki częściowe dla materiałów przęseł w stanach granicznych nośności przyjęto według normy [22]: dla betonu $\gamma_c = 1,4$, dla stali zbrojeniowej $\gamma_s = 1,15$ oraz stali konstrukcyjnej $\gamma_{M,0} = 1,0$ i $\gamma_{M,1} = 1,1$. Zgodnie z normą [15] w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu γ_c mnoży się przez współczynnik $k_r = 1,1$. Ostateczny współczynnik częściowy dla betonu pali wynosi $\gamma_c = 1,54$.

(3) Klasę ekspozycji elementów przęsa ze względu na warunki środowiskowe przyjęto według normy [5]: XC4 (dolna powierzchnia płyty pomostu), XC3 (górną powierzchnię płyty pomostu), XC4, XD1, XF2 (korpus przyczółka i filara) XC2 i XA1 (ławy, pale fundamentowe). Przyjęte klasy ekspozycji były podstawą do określenia nominalnej wymaganej wielkości otulenia betonem prętów zbrojeniowych w ustroju nośnym. Dla tych klas ekspozycji otuliny c_{nom} wynosi 30 i 35 mm odpowiednio dla górnej i dolnej siatki zbrojeniowej w płycie pomostu oraz 50 mm dla elementów podpór (korpusy, ławy) i 80 mm dla pali fundamentowych. Należy zaznaczyć, że dla płyty pomostu założono otuliny o minimalnych wartościach. W wielu przypadkach konieczne będzie przyjęcie wyższych klas ekspozycji (np. XD1 lub XD3), co będzie skutkowało grubszą otuliną. W przykładzie nie uwzględniano takiego przypadku.

9.1.3. Technologia budowy

(1) Kolejne etapy budowy obiektu obejmują:

- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) przygotowanie platform roboczych pod pracę ciężkiego sprzętu fundamentowego,
- 3) częściowe wykonanie nasypu do obiektu mostowego bez strefy przejściowej (przyczółki),
- 4) wykonanie pali CFA,
- 5) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed wykonaniem ławy fundamentowej,
- 6) wykonanie podpór – przyczółki i filary,
- 7) ustawienie dźwigarów głównych w docelowej lokalizacji na tymczasowych łożyskach stalowych (tzw. stołeczkach) i/lub podlewce niskoskurczowej na uprzednio wykonanych podporach, zapewniając ich stateczność do czasu dojrzewania betonu płyty pomostu,
- 8) wykonanie szalunków dla poprzecznicy uciągającej na każdej z podpór oraz dla płyty pomostu (pola pomiędzy dźwigarami oraz wsporniki podchodnikowe) oraz ułożenie prętów zbrojeniowych,
- 9) zabetonowanie poprzecznicy oraz płyty pomostu w sposób eliminujący przekazywanie obciążeń na świeży beton zgodnie ze sztuką budowlaną; w przypadku analizowanego obiektu proces betonowania należy prowadzić z podziałem na strefy betonowania obejmujące fragmenty przęsłowe oraz podporowe; do betonowania stref podporowych można przystąpić dopiero po zakończeniu układania betonu w strefach przęsłowych; przykładowy schemat betonowania przedstawiono na rys. 9.1.3.1,
- 10) montaż i ułożenie elementów wyposażenia po dojrzewaniu betonu zgodnie ze sztuką budowlaną, zachowując minimalne odstępy pomiędzy kolejnymi etapami.



Rys. 9.1.3.1. Kolejne etapy betonowania przęsa

9.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(1) Obliczenia konstrukcji przęsa były wykonywane w dwóch tzw. trwałych sytuacjach obliczeniowych: w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0), w chwili zakończenia przewidywanego okresu eksploatacji, który został przyjęty na 100 lat. Obie sytuacje różniły się od siebie odmiennym poziomem wpływu reologii betonu. Nie przeprowadzono obliczeń w przejściowych sytuacjach obliczeniowych (w stanach montażowych, sytuacjach wyjątkowych itd.).

(2) 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.

9.1.5. Zakres obliczeń

(1) Obliczenia są prowadzone w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa według normy [9] oraz załącznika A2 do tej normy. Wymiarowanie przekrojów poprzecznych przęsa zostało przeprowadzone według wytycznych norm [15, 20, 22], odpowiednio w zakresie elementów betonowych, stalowych i zespolonych.

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

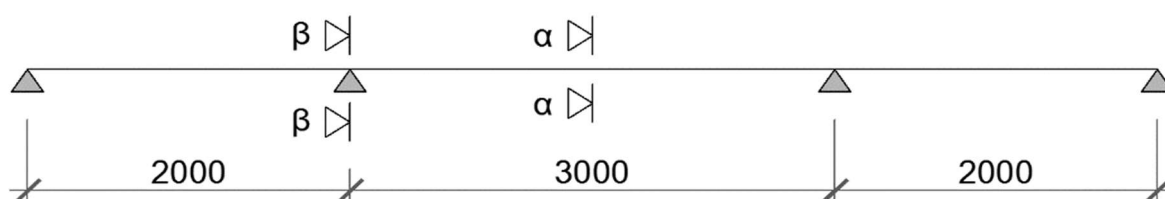
(3) Weryfikacji w zakresie nośności i użyteczności poddano charakterystyczne przekroje zespolonych dźwigarów głównych – przekrój przęsłowy i podporowy. Warunki zostały sprawdzone w przekroju nad filarem i w środku przęsa nurtowego (rys. 9.1.5.1). Sprawdzone nośność przekrojów oraz nośność całego dźwigara z uwzględnieniem niestateczności globalnej (zwichrzenia). Sprawdzeniu poddano również płytę żelbetową w kierunku podłużnym i poprzecznym. Poprzecznicę uciągającą nie podlegały wymiarowaniu w niniejszym przykładzie.

(4) Zakres sprawdzeń normowych przęsa w SGN obejmował:

- 1) nośność przekrojów dźwigara zespolonego na zginanie (według rys. 9.1.5.1),
- 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 zmęczeniową konstrukcji stalowej dla karbu w postaci zgrzewanych sworzni zespalających,
- 7) nośność zginanego przekroju płyty w kierunku poprzecznym,
- 8) nośność ścinanego poprzecznie przekroju płyty w kierunku poprzecznym.

(5) Zakres sprawdzeń normowych przęsa w 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. 9.1.5.1. Przekroje podlegające sprawdzeniu zginania

(6) W zakresie podpór w stanie granicznym nośności sprawdzono: wymiarowanie ławy fundamentowej, wymiarowanie pała fundamentowego oraz nośność pionową pała fundamentowego. W zakresie podpór w stanie granicznym użyteczności sprawdzono osiadanie fundamentu i przechył fundamentu.

(7) W stanie granicznym zarysowania (quasi-stała kombinacja obciążeń) sprawdzono również wymiarowanie korpusu oraz ław fundamentowych. W przykładzie obliczeniowym podpór mostowych większy nacisk położono na sprawy geotechniczne związane z nośnością pali

fundamentowych, obciążeniem parciem gruntu (przyczółki) oraz globalnymi przemieszczeniami podpór mostowych. Wymiarowanie elementów żelbetowych powierzchniowych (ławy fundamentowe, korpus) przeprowadzono w środowisku systemu SOFiSTiK zgodnym z wymaganiami norm [14, 15], w którym wykonano modele obliczeniowe podpór mostowych.

9.2. Przęsło

9.2.1. Zestawienie obciążeń

9.2.1.1. Ciężary własne

(1) W analizie statyczno-wytrzymałościowej uwzględniono obciążenia wywołane ciężarem własnym konstrukcji i elementów wyposażenia. Obciążenia stałe od ciężaru własnego przyjęto na podstawie projektowanych wymiarów oraz ciężaru objętościowego na podstawie normy [10]:

- 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 jezdni – 23 kN/m³,
- 5) izolacja bitumiczna – 14 kN/m³.

(2) Dodatkowo dla elementów nieujętych w normie [10] przyjęto:

- 1) deskowanie – 1 kN/m²,
- 2) deska gzymsowa – 0,65 kN/m,
- 3) elementy bezpieczeństwa, tj. bariera, balustrada i barieroporęcz – 1 kN/m.

(3) Zgodnie z normą [10] przewidziano zwiększenie o 40% lub zmniejszenie o 20% obciążenia pochodzącego od ciężaru warstw nawierzchni jezdni i izolacji płyty pomostu.

9.2.1.2. Obciążenia ruchome

(1) Zmienne obciążenia użytkowe (eksploatacyjne) modelowano za pomocą schematów obciążeń w ramach grup gr1a, gr1b i gr2 zgodnie z normą [13]. W tab. 9.2.1.2.1 zestawiono przyjęte współczynniki dostosowawcze do modeli obciążeń ruchomych LM1 i LM2 według przepisów techniczno-budowlanych.

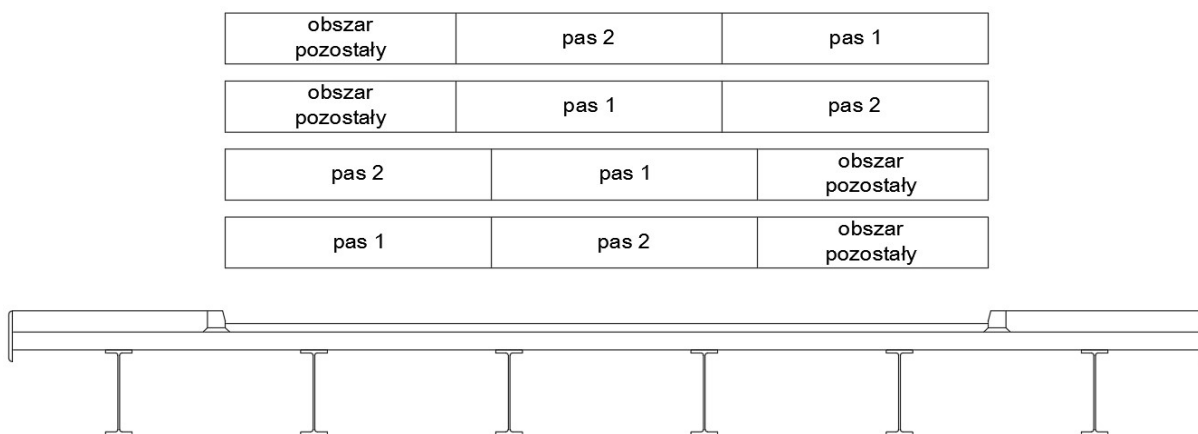
Tab. 9.2.1.2.1. Współczynniki dostosowawcze α i β dla modeli obciążeń LM1 i LM2

Współczynnik dostosowawczy			
$\alpha_{oi} = \beta_o$	α_{gr1}	α_{gr2}	α_{gr}
1,0	1,33	2,40	1,20

(2) W przypadku chodników uwzględniano kombinacyjną wartość obciążenia tłumem wynoszącą 3 kN/m². W obliczeniach ujęto również obciążenia poziome związane z hamowaniem i przyspieszaniem taboru znajdującego się na przęśle. Uwzględniono również występowanie sił poziomych i pionowych na jezdni oraz chodnikach według wytycznych normy [13] dla grup obciążenia gr1a i gr2.

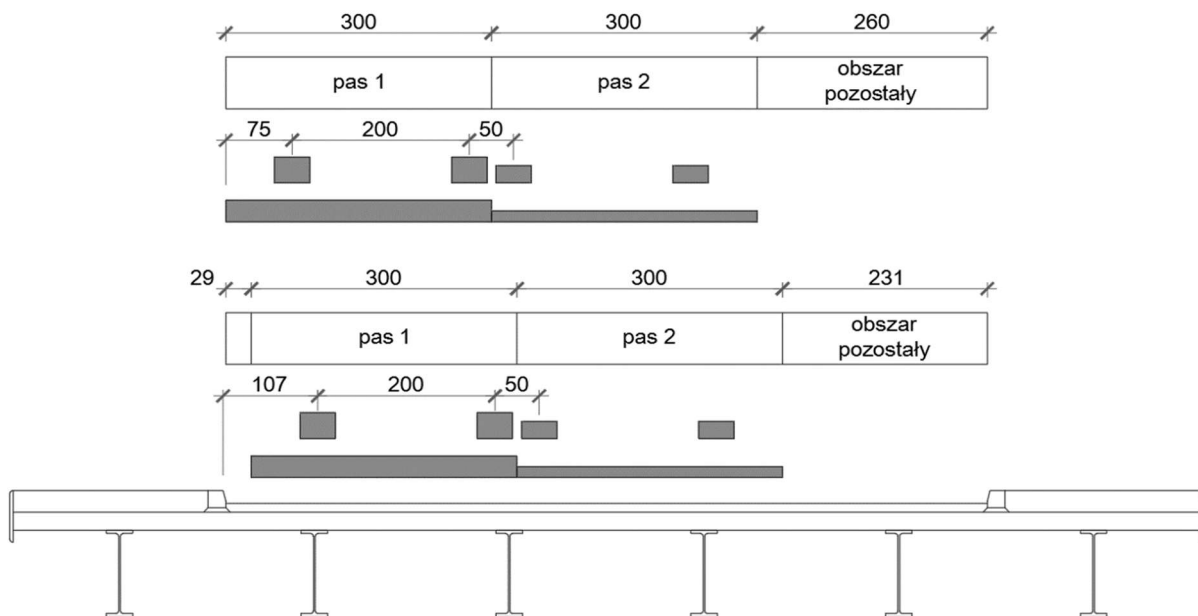
(3) Wartości obciążenia TS i UDL wchodzących w skład modelu LM1 zależą od położenia trzymetrowego pasa umownego o odpowiedniej numeracji. W celu ustalenia maksymalnych wartości obciążeń przypadających na poszczególne dźwigary obciążenie modelem LM1 było ustawiane w czterech wariantach w przekroju poprzecznym (rozpoczynając od lewego krawężnika, rys. 9.2.1.2.1):

- 1) pas nr 1, pas nr 2, obszar pozostały,
- 2) pas nr 2, pas nr 1, obszar pozostały,
- 3) obszar pozostały, pas nr 2, pas nr 1,
- 4) obszar pozostały, pas nr 1, pas nr 2.



Rys. 9.2.1.2.1. Analizowane przypadki ustawień poszczególnych pasów umownych na jezdni

(4) Zgodnie z zapisami normy [13] w celu przeprowadzenia analizy statycznej płyty pomostu w kierunku poprzecznym w modelu LM1 uwzględniono możliwość zbliżenia tandemów na sąsiednich pasach do 0,50 m. Jednocześnie obciążenie UDL przykładano tylko na pasach umownych, bez obszaru pozostałego. W analizowanym przykładzie taki układ ustawiono na szerokości przekroju poprzecznego 10 razy. Kolejne ustawienia na szerokości były przesunięte względem siebie o 29 cm, co wynika z symetrii przekroju poprzecznego oraz szerokości jezdni. Dwa pierwsze ustawienia obciążenia przedstawiono poglądowo na rys. 9.2.1.2.2.

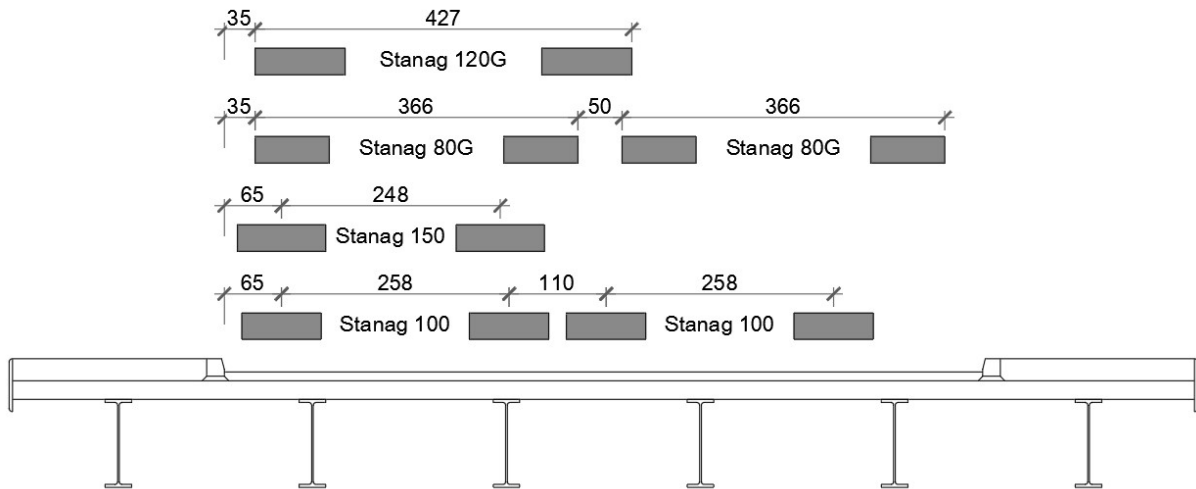


Rys. 9.2.1.2.2. Przykładowe ustawienie modelu LM1 w analizie płyty pomostu w kierunku poprzecznym – skrajne ustawienie u góry, ustawienie przyskrajne u dołu

(5) Obciążenie hamowaniem/przyspieszaniem zamodelowano jako poziomą siłę osiową przyłożoną punktowo w osi pasa 1. W związku z tym przeanalizowano cztery różne warianty położenia tej osi w przekroju poprzecznym analogicznie do przypadku obciążeń pionowych. W obliczeniach uwzględniono również moment zginający wywołany przez siłę hamowania/przyspieszania względem środka ciężkości przekroju zespolonego.

(6) Model obciążenia LM2 w postaci pojedynczej osi został zastosowany w analizie lokalnej płyty pomostu. Model był ustawiany dowolnie na szerokości jezdni w celu wywołania maksymalnych sił wewnętrznych w płycie pomostu. W obliczeniach uwzględniono osiem ustawień modelu LM2 na szerokości jezdni. Obciążenia skupione (tandemy TS, model LM2) rozkładano do płaszczyzny obojętnej płyty pomostu przez warstwy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne pod kątem 45°.

(7) W obliczeniach uwzględniono również możliwość przejazdu pojazdów specjalnych Stanag zgodnie z zapisami przepisów techniczno-budowlanych. Analizowano najbardziej zewnętrzną oś przejazdu pojazdu (rys. 9.2.1.2.3).



Rys. 9.2.1.2.3. Ustawienie pojazdów specjalnych w przekroju poprzecznym

9.2.1.3. Oddziaływanie termiczne

(1) W przykładzie uwzględniono oddziaływanie temperatury na konstrukcję zespoloną przęsła zgodnie z normą [11]. Konstrukcja przęsła jest łożyskowana, przez co zachowuje zdolność do swobodnych odkształceń w kierunku podłużnym i poprzecznym. Pozwala to na uwzględnienie tylko nierównomiernych rozkładów temperatury na wysokości przekroju. Przyjęto jeden z wariantów rozkładów podany w normie [11], polegający na równomiernym ogrzaniu/oziębieniu niezarysowanych części płyty pomostu w stosunku do konstrukcji stalowej o $\pm 10^\circ\text{C}$. Ogrzano/oziębiano również betonowe poprzecznice uciągające. Współczynnik rozszerzalności termicznej betonu na podstawie normy [11] przyjęto równy $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ 1}^\circ\text{C}$.

9.2.1.4. Oddziaływania skurczu betonu

(1) Oddziaływanie pochodzące od skurczu betonu zostało obliczone na podstawie normy [14] i przyłożone w dwóch wariantach:

- 1) skurczu początkowego występującego w momencie oddania obiektu do użytkowania $(t_0) - \varepsilon_{cs,t_0}$
- 2) skurczu końcowego występującego w momencie zakończenia użytkowania obiektu $(t_\infty) - \varepsilon_{cs,inf}$.

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

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

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

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

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

Skurcz spowodowany wysychaniem betonu $\varepsilon_{cs}(t)$ jest określony wzorem (3.9) normy [14].

(3) Referencyjna średnia wytrzymałość na ściskanie betonu została przyjęta według załącznika B2 do normy [14]: $f_{cm} = 10 \text{ MPa}$. Współczynniki zależne od rodzaju cementu (załącznik B2 do normy [14]) wynoszą: $\alpha_{ds1} = 4$, $\alpha_{ds} = 0,12$. Wilgotność rzeczywistą przyjęto równą 80% ($RH = 80\%$), natomiast porównawczą $RH_0 = 100\%$ (załącznik B2 do normy [14]). Współczynnik uwzględniający wilgotność powietrza jest określony wzorem (B.12) normy [14]:

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

(4) Nominalne odkształcenia skurczowe przy wysychaniu są określone wzorem (B.11) normy [14]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 (220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \beta_{RH} \times 10^{-6} = \\ &= 0,85 (220 + 110 \times 4) \exp \left(-0,12 \times \frac{38}{10} \right) \times 0,756 \times 10^{-6} = \\ &= 561 \exp(-0,456) \times 0,756 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}. \end{aligned}$$

(5) Pole przekroju płyty wynosi:

$$A_c = 13,36 \times 0,21 = 2,81 \text{ m}^2,$$

a część obwodu narażona na wysychanie:

$$u = 2 \times (13,36 + 0,21) - 6 \times 0,3 = 25,34 \text{ m}.$$

Miarodajny wymiar przekroju h_0 wynosi:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times 2,81}{25,34} = 0,22 \text{ m}.$$

Współczynnik k_h przyjęto według tab. 3.3 normy [14]: $k_h = 0,83$.

(6) Czas wystąpienia odkształceń skurczowych przyjmuje się jako jeden dzień ($t_s = 1$ dzień). Współczynnik $\beta_{ds}(t, t_s)$ wyznaczono ze wzoru (3.10) normy [14]:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{60 - 1}{60 - 1 + 0,04 \sqrt{220^3}} = 0,311.$$

(7) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem określono ze wzoru (3.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,311 \times 0,83 \times 0,269\text{‰} = 0,069\text{‰}.$$

(8) W konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych występuje jeszcze jeden rodzaj – skurcz termiczny związany z różnicą temperatur pomiędzy stalą i betonem. Wartość różnicy temperatury $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ jest podana w pkt 7.4.1(6) normy [22]. Dla takiej różnicy odkształcenia skurczowe wynoszą:

$$\varepsilon_{th} = \alpha_c \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 20 = 0,2\text{‰}.$$

Część odkształceń od skurczu termicznego zostaje przyłożona zanim dźwigar zacznie pracować jako zespolony. W przykładzie przyjęto tylko połowę tych odkształceń, tak jak to zaleca praca [53]. Skurcz termiczny służy głównie do określenia stref zarysowanych i kontroli rozwarcia rys, ale dla ograniczenia obliczeń postanowiono przyjąć go do odkształceń skurczowych w chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0). Podobne podejście zastosowano w pracy [50]. Ostatecznie łączna wartość odkształceń skurczowych w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi:

$$\varepsilon_{cd}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + 0,5 \varepsilon_{th} = 0,039\text{‰} + 0,069\text{‰} + 0,5 \times 0,2\text{‰} = 0,208\text{‰}.$$

(9) Analogicznie wyznaczono odkształcenia skurczowe po okresie użytkowania obiektu. Dla $t = \infty$ współczynnik $\beta_{ds}(t) = 1$, wówczas:

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

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

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \times 0,83 \times 0,269\text{‰} = 0,223\text{‰}.$$

Łączna wartość skurczu w momencie zakończenia użytkowania obiektu wynosi:

$$\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,050\text{‰} + 0,223\text{‰} = 0,273\text{‰}.$$

(11) W modelu numerycznym odkształcenia skurczowe ($\varepsilon_{cd}(t_0) = 0,208\text{‰}$, $\varepsilon_{cd}(t_n) = 0,273\text{‰}$) zostały zamodelowane jako zastępcze oddziaływanie zmianą temperatury dla niezarysowanych elementów betonowych. Wartości zastępczej zmiany temperatury wyznaczano dla

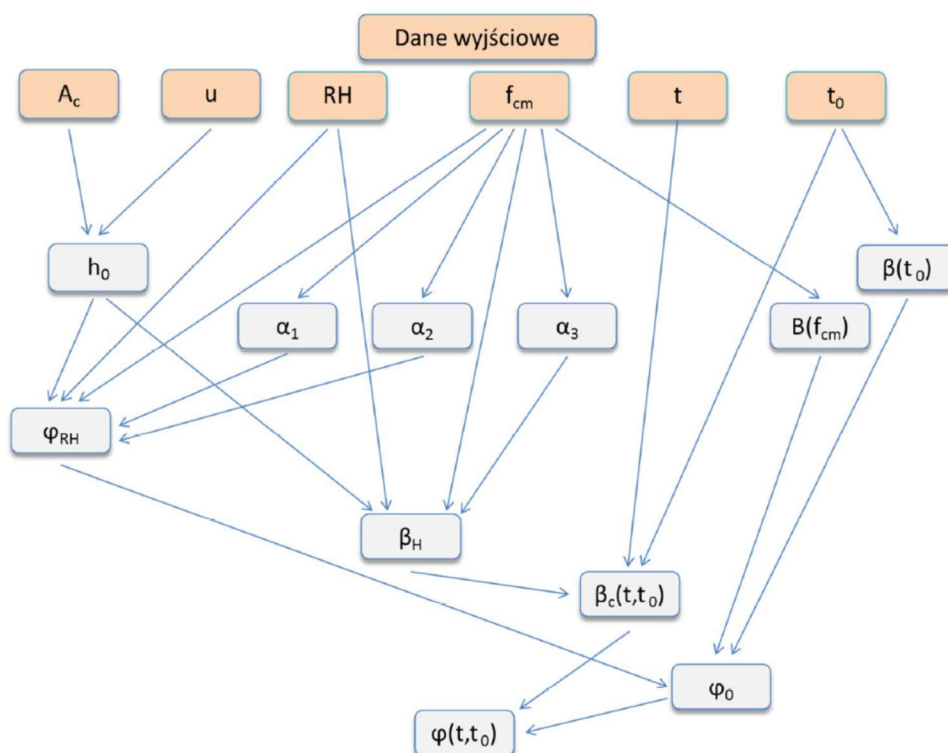
współczynnika rozszerzalności termicznej betonu równego $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Uzyskane wartości przedstawiono w tab. 9.2.1.4.1.

Tab. 9.2.1.4.1. 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	0,208	-20,8	0,273	-27,3

9.2.1.5. Oddziaływania pełzania betonu

(1) Oddziaływaniem związanym z reologią betonu jest jego pełzanie pod obciążeniem długotrwałym. Procedura obliczeniowa dla efektu pełzania jest podana w normach [14, 22]. Schemat blokowy procedury wyznaczenia współczynnika pełzania pokazano na rys. 9.2.1.5.1.



Rys. 9.2.1.5.1. Schemat blokowy procedury wyznaczenia współczynnika pełzania

(2) W pierwszej kolejności należy obliczyć współczynniki zależne od klasy betonu i 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 jest określony wzorem (B.3a) normy [14] (dla $f_{cm} = 38$ MPa > 35 MPa):

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \sqrt[3]{220}} \times 0,944 \right) \times 0,984 = 1,29.$$

Współczynnik β_H jest wyznaczony ze wzoru (B.8b) normy [14] (dla $f_{cm} = 38$ MPa > 35 MPa):

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 = 1,5 [1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 220 + 250 \times 0,960 = 728,$$

$$\beta_H = 728 < 1500 \alpha_3 = 1500 \times 0,960 = 1440,$$

a współczynnik $\beta(f_{cm})$ ze wzoru (B.4) normy [14]:

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

(4) Wiek betonu w chwili obciążenia ciężarem wyposażenia przyjęto równy 30 dni ($t_0 = 30$ dni). Dla takiego założenia współczynnik $\beta(t_0)$ określony wzorem (B.5) normy [14] dla obciążenia wyposażeniem (indeks „w” w dalszej części obliczeń) przyjmuje wartość:

$$\beta(t_0)_w = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 30^{0,2}} = 0,48.$$

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

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

(5) W przypadku dokładniejszych obliczeń możliwe jest dalsze doprecyzowanie warunków, w których będzie dojrzewał beton. Możliwe jest uwzględnienie temperatury, w której beton dojrzewa, za pomocą wzoru (B.10) normy [14] (w przykładzie pominięto).

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

$$\varphi_{0,w} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_w = 1,29 \times 2,73 \times 0,482 = 1,697,$$

a dla oddziaływania skurczu:

$$\varphi_{0,s} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_s = 1,29 \times 2,73 \times 0,909 = 3,201.$$

W chwili oddania obiektu do użytkowania (t_0) wiek betonu t będzie wynosił 60 dni.

(7) Okres trwania obciążenia ($t - t_0$) ciężarem wyposażenia w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi 30 dni. Współczynnik β_c uwzględniający ten okres przyjmie wartość:

$$\beta_c(t, t_0)_w = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{30}{728 + 30} \right]^{0,3} = 0,380.$$

Okresy trwania oddziaływań skurczu ($t - t_0$) w momencie oddania obiektu do użytkowania będzie wynosić 59 dni (60 - 1). Współczynnik β_c uwzględniający ten okres przyjmie wartość:

$$\beta_c(t, t_0)_{s,prz} = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{60 - 1}{728 + 60 - 1} \right]^{0,3} = 0,460.$$

(8) Ostatecznie współczynnik pełzania w momencie oddania obiektu do użytkowania (t_0) określony wzorem (B.1) normy [14] wynosi – dla ciężaru wyposażenia:

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,697 \times 0,380 = 0,645,$$

a dla oddziaływania skurczu:

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 3,201 \times 0,460 = 1,472.$$

(9) W momencie zakończenia użytkowania obiektu (t_∞) 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 dla ciężaru wyposażenia:

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,697 \times 1,0 = 1,697,$$

a dla oddziaływania skurczu:

$$\varphi(t, t_0)_s = \varphi_{0,s} \beta_c(t, t_0)_s = 3,201 \times 1,0 = 3,201.$$

(10) Podstawowy stosunek modułów sprężystości stali i betonu według pkt 5.4.2.2(2) normy [22] wynosi:

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

(11) 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 $\psi_{L,s} = 0,55$.

(12) 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 dla ciężaru wyposażenia:

$$n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 0,645) = 11,21,$$

a dla oddziaływania skurczu:

$$n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,s} \varphi_s) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 1,472) = 11,87.$$

(13) W momencie zakończenia użytkowania obiektu (t_∞) stosunki modułów ulegną zwiększeniu spowodowanemu pełzaniem betonu do wartości dla ciężaru wyposażenia:

$$n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 1,697) = 18,81,$$

a dla oddziaływania skurczu:

$$n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,s} \varphi_s) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 3,201) = 18,11.$$

(14) W modelu numerycznym wygodnym sposobem uwzględniania pełzania jest obniżenie sztywności niezarysowanych elementów betonowych. Redukcji podlegała sztywność osiowa w kierunku podłużnym (EA) tych elementów. Współczynnik redukcyjny k wyznaczono z prostej zależności, wykorzystując efektywny moduł betonu z uwzględnieniem pełzania $E_{b,eff}$:

$$n_{L,w} = \frac{E_a}{E_{b,eff}},$$

$$E_{b,eff} = \frac{E_a}{n_{L,w}},$$

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

(15) Po zastosowaniu tego warunku współczynniki k dla redukcji sztywności niezarysowanych elementów betonowych na kierunku podłużnym zestawiono w tab. 9.2.1.5.1.

Tab. 9.2.1.5.1. Wartości stosunków modułów stali i betonu oraz współczynników redukcyjnych

Obciążenie/ oddziaływanie	Trwała sytuacja obliczeniowa			
	oddanie obiektu do eksploatacji		zakończenie okresu eksploatacji	
	stosunek n_L	współczynnik k	stosunek n_L	współczynnik k
Wyposażenie	11,21	0,585	18,81	0,349
Skurcz betonu	11,87	0,553	18,11	0,362

9.2.1.6. Kombinacje obciążeń

(1) Obciążenia i oddziaływania zostały poddane 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. 9.2.1.6.1.

Tab. 9.2.1.6.1. Wartości współczynników γ i ψ

Rodzaj obciążenia	Współczynnik γ		Współczynnik ψ		
	efekty/działanie		ψ_0	ψ_1	ψ_2
	niekorzystne	korzystne			
Ciążary własne konstrukcji i elementów wyposażenia (minimalne lub maksymalne wymiary 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 (pojazdy TS)	1,35	0	0,75	0,75	0
Obciążenia zmienne (model UDL + obciążenie na chodniku)	1,35	0	0,40	0,40	0
Obciążenie zmienne gr2	1,35	0	0	0	0
Oddziaływanie temperatury	1,50	0	0,60	0,60	0,50

(2) Z uwagi na łożyskowanie konstrukcji w obliczeniach obciążenia zmienne na jezdni 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], natomiast kombinatoryka dla stanu granicznego użyteczności została ze wzoru (6.14b) normy [9] dla wartości charakterystycznych, ze wzoru (6.15b) dla wartości częstej i ze wzoru (6.16b) dla wartości prawie-stałej.

9.2.2. Analiza statyczna

9.2.2.1. Model obliczeniowy

(1) Globalny model obliczeniowy oparto na metodzie elementów skończonych. Konstrukcja nośna przeszła jest dyskretyzowana za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych w przestrzeni trójwymiarowej (e^{1+2}, p^3). Elementami belkowymi odwzorowywano dźwigary główne i poprzecznicę uciągającą. Elementom belkowym zostały przypisane parametry geometryczne zgodnie z projektowanymi przekrojami poprzecznymi. Płyta pomostu była modelowana elementami powierzchniowymi. Grubości elementów powierzchniowych zostały dobrane zgodnie z rozkładem grubości płyty w przekroju poprzecznym. W modelu uwzględniono również efekty nieliniowe charakterystyczne dla konstrukcji zespolonych – wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu nad podporami i reologię betonu.

(2) Wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu w strefach podporowych uwzględniono przez redukcję sztywności płyty, zakładając ortotropię materiału. Jego parametry w kierunku poprzecznym opisywały niezarysowany beton, 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 składać się z dwóch siatek z prętów $\Phi 20$ co 15 cm. Przekrój prętów podłużnych na metr szerokości płyty wynosi:

$$A_{a,s} = 2 \times \frac{100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \times \frac{\pi \Phi^2}{4} = 2 \times \frac{3,14 \times 2,0^2}{4 \times 0,15} = 41,87 \text{ cm}^2 = 4,187 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

(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):

$$E_{b,mod} = \frac{A_{a,s} E_a}{A_b} = \frac{4,187 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \times 210 \text{ GPa}}{0,21 \text{ m}^2} = 4,187 \text{ GPa}.$$

(4) Ostatecznie moduł odkształcalności podłużnej dla zarysowanego betonu wynosił około 13% wartości modułu betonu niezarysowanego $E_b = 32$ GPa ($4,19/32,0 = 0,13$). Wpływ reologii betonu został szczegółowo opisany w pkt 9.2.1.4 i 9.2.1.5.

(5) 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. 9.2.2.1.1). Dzięki analizie liniowej możliwe było zastosowanie superpozycji efektów poszczególnych rodzajów obciążeń i oddziaływań.

Tab. 9.2.2.1.1. 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	4,19	32	0

(6) Wpływ efektu szerokiego pasa został uwzględniony w modelu przez zastosowanie oddzielnych 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.

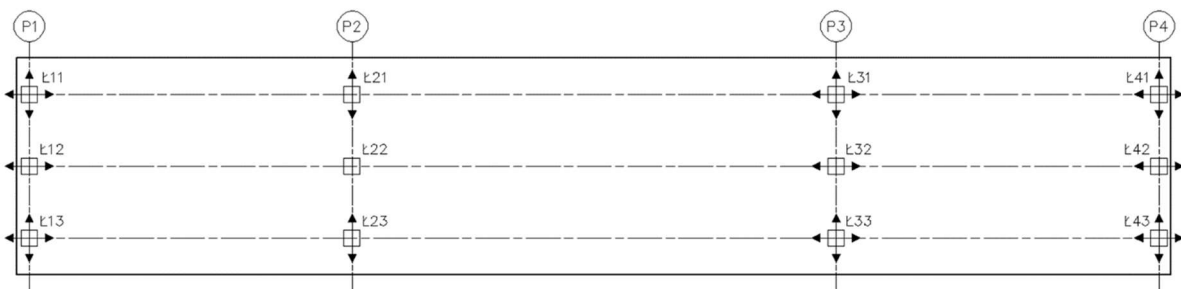
(7) Belkowe i powierzchniowe elementy skończone zostały opisane na wspólnej siatce węzłów występującej w jednej płaszczyźnie. Zastosowano mimośrodowe opisanie przekrojów w elementach belkowych. Siły wewnętrzne w dźwigarze zespolonym wykorzystywane do sprawdzenia normowego są wypadkową wszystkich elementów skończonych zawartych w jego przekroju poprzecznym (elementy belkowe i powierzchniowe).

9.2.2.2. Fazy pracy konstrukcji

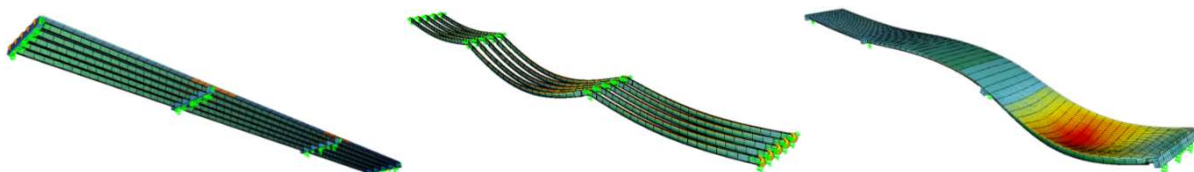
(1) W modelowaniu odwzorowano fazy pracy konstrukcji. Przyjęto, że w fazie budowy (faza f_0) pracują jedynie dźwigary stalowe oparte na podporach w sposób przegubowy. Na tym etapie każde przęsło pracowało jako swobodnie podparte (bez uciążlenia dźwigarów nad podporami). W fazie eksploatacji (f_1) konstrukcja pracowała już w docelowym schemacie trójprzęsłowej belki ciągłej.

(2) Dla poprawnego odwzorowania poziomu podparcia konstrukcji uwzględniono wysokość dźwigara (faza budowy, f_0) oraz poprzecznice podporowych (w fazie eksploatacji, f_1) za pomocą dodatkowych węzłów podporowych i połączenia ich z siatką konstrukcji przęsła za pomocą nieodkształcalnych belkowych elementów skończonych.

(3) W fazie f_0 warunki brzegowe symulowały tymczasowe podparcie końców dźwigarów stalowych, które pracowały jako niezależne belki swobodnie podparte. W fazie f_1 warunki brzegowe opisano w postaci podparcia węzłów w miejscu docelowych łożysk za pomocą elementów sprężystych. Sztywności tych podparć przyjęto jako 10^6 kN/m dla podparcia w kierunku pionowym oraz 10^5 kN/m w kierunku poziomym, o ile dane łożysko blokowało taki przesuw (rys. 9.2.2.2.1). Każdy elementy sprężysty zapewniał swobodny obrót względem dowolnej osi. Na rys. 9.2.2.2.2 przedstawiono kilka charakterystycznych wizualizacji modelu numerycznego.



Rys. 9.2.2.2.1. Schemat łożyskowania i oznaczenia łożysk

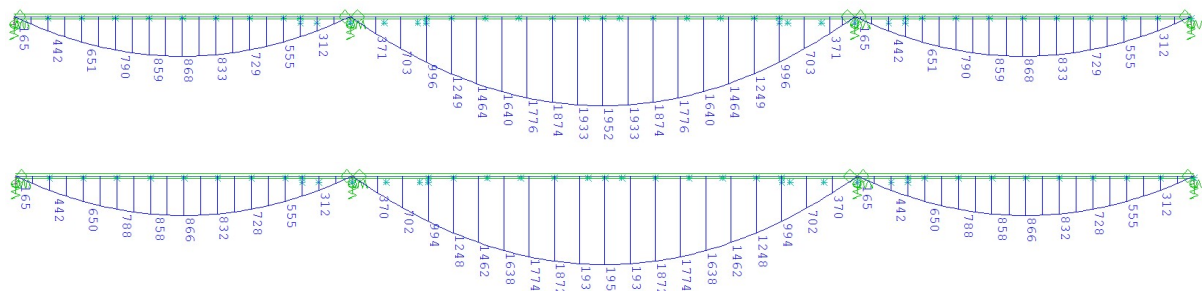


Rys. 9.2.2.2.2. Model numeryczny przęsła (od lewej): widok ogólny modelu, deformacja dźwigarów w fazie budowy (f_0) pod ciężarem własnym oraz deformacja przęsła w fazie eksploatacji (f_1) pod obciążeniem zmiennym

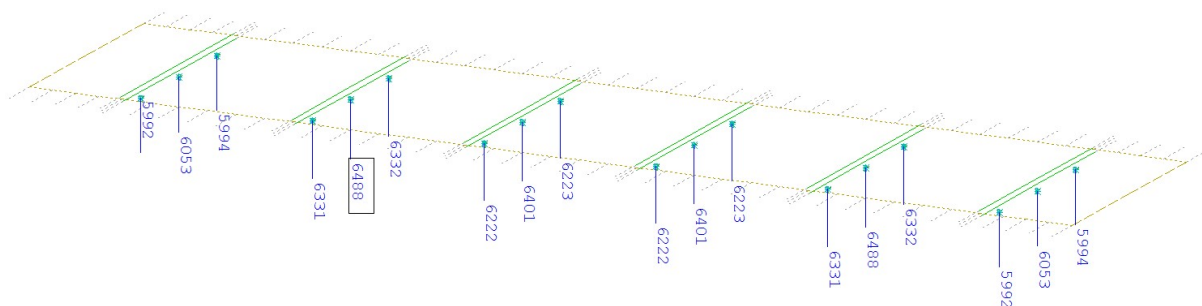
9.2.2.3. Wyniki globalnej analizy statycznej

Momenty zginające

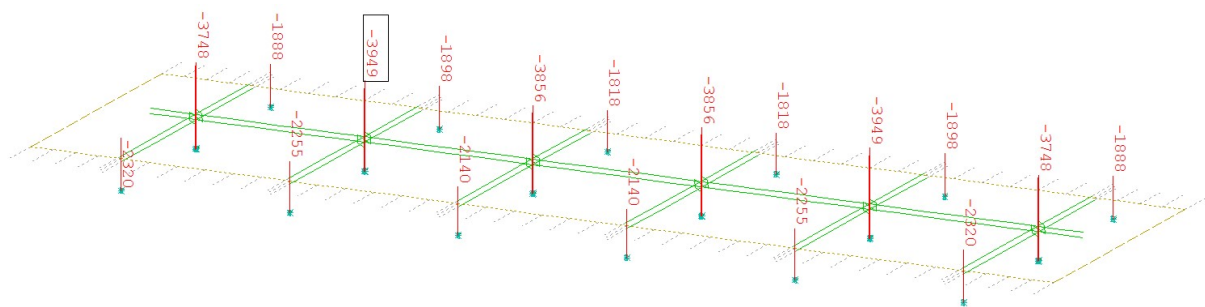
(1) Wartości momentów zginających w fazie budowy (f_0) przedstawiono na rys. 9.2.2.3.1. Wyniki sił wewnętrznych w fazie eksploatacji (f_1) przedstawiono dla najbardziej obciążonego dźwigara. Przeanalizowano rozkłady maksymalnych momentów w stanie granicznym nośności na szerokości przekroju przęsłowego (rys. 9.2.2.3.2) i podporowego (rys. 9.2.2.3.3).



Rys. 9.2.2.3.1. Wykresy charakterystycznych momentów zginających wywołanych obciążeniami w fazie f_0 w dźwigarach stalowych (u góry dźwigar skrajny, poniżej dźwigar przyskrajny i środkowy) [kNm]

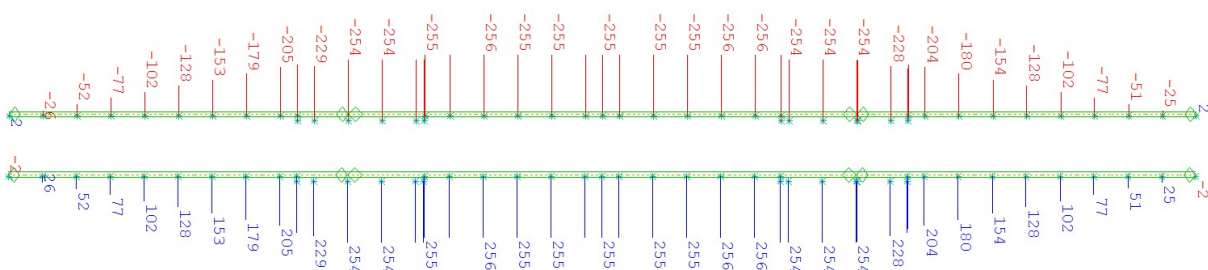


Rys. 9.2.2.3.2. Rozkład maksymalnych momentów zginających w przekroju przęsłowym przęsła środkowego w stanie granicznym nośności (najbardziej obciążony jest dźwigar przyskrajny) [kNm]

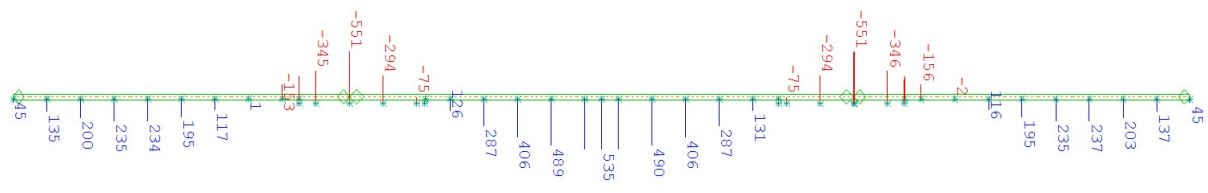


Rys. 9.2.2.3.3. Rozkład maksymalnych momentów zginających w przekroju podporowym przęśła środkowego w stanie granicznym nośności (najbardziej obciążony jest dźwigar przyskrajny) [kNm]

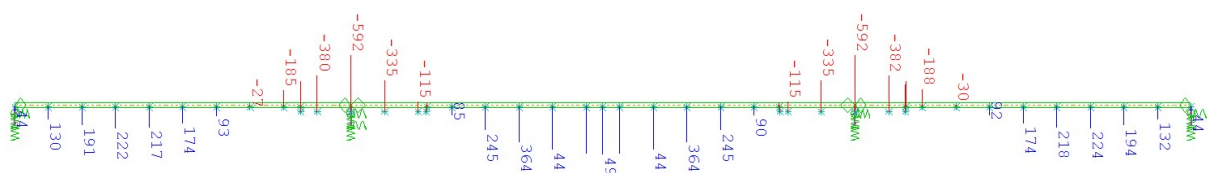
(2) Maksymalny moment przęsłowy oraz podporowy występują w dźwigarze przyskrajnym. Kolejno zostaną przedstawione wyniki analizy statycznej dla tego dźwigara od przykładowych przypadków obciążenia i kombinacji (rys. 9.2.2.3.4–rys. 9.2.2.3.14).



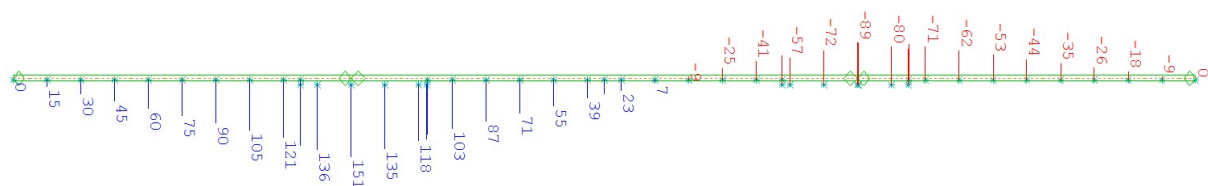
Rys. 9.2.2.3.4. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem temperatury (u góry oziębienie płyty, poniżej ogrzanie płyty ws. do dźwigara stalowego) [kNm]



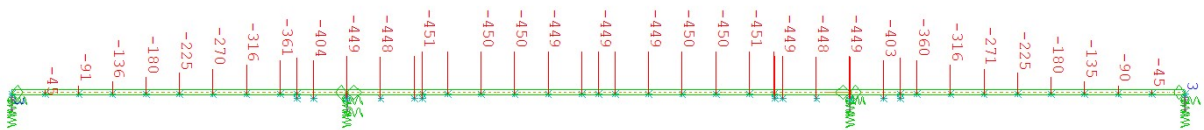
Rys. 9.2.2.3.5. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem wyposażenia $G_{k,sup}$ bez wpływu pełzania betonu [kNm]



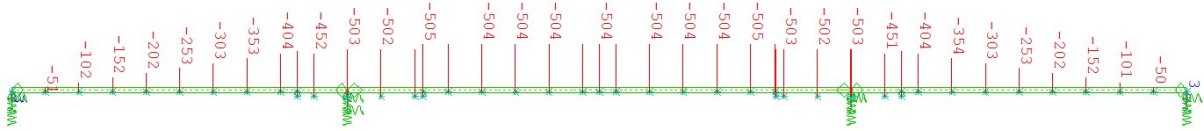
Rys. 9.2.2.3.6. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem wyposażenia $G_{k,sup}$ w chwili t . (z uwzględnieniem wpływu pełzania betonu) [kNm]



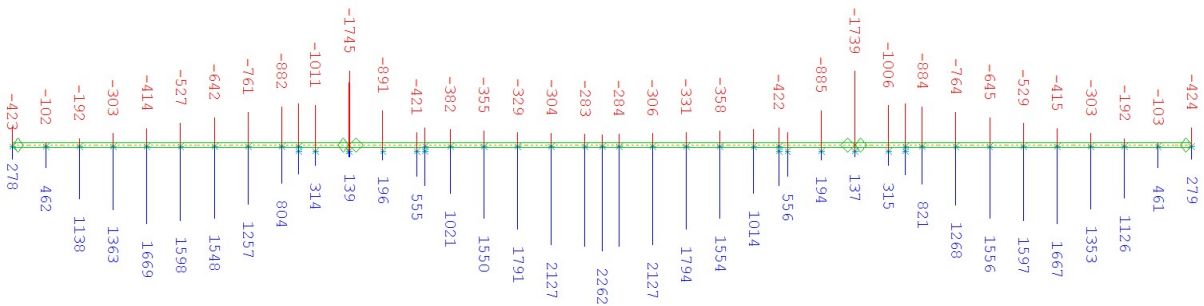
Rys. 9.2.2.3.7. Wykres momentów zginających wywołanych charakterystycznym osiadaaniem podpory drugiej bez wpływu pełzania betonu [kNm]



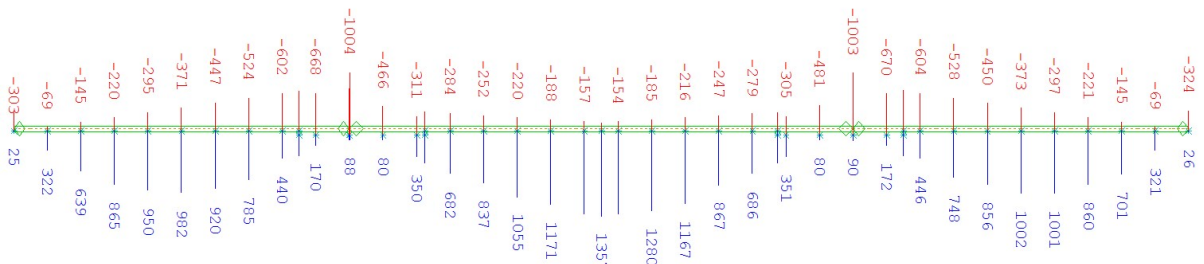
Rys. 9.2.2.3.8. Wykres hiperstatycznych (wtórnych) momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem skurczu w czasie t_0 z uwzględnieniem pełzania betonu [kNm]



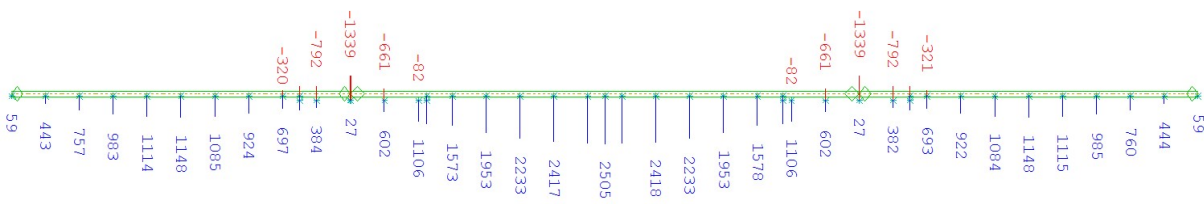
Rys. 9.2.2.3.9. Wykres hiperstatycznych (wtórnych) momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem skurczu w czasie t_0 z uwzględnieniem pełzania betonu [kNm]



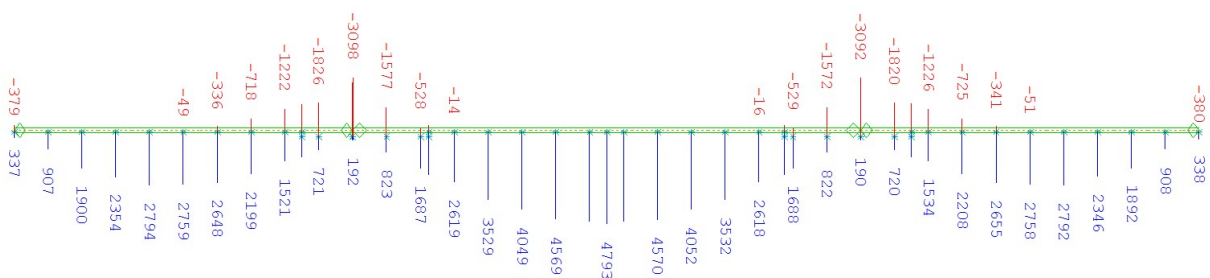
Rys. 9.2.2.3.10. Obwiednia momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem grupami obciążeń gr1a i gr2 [kNm]



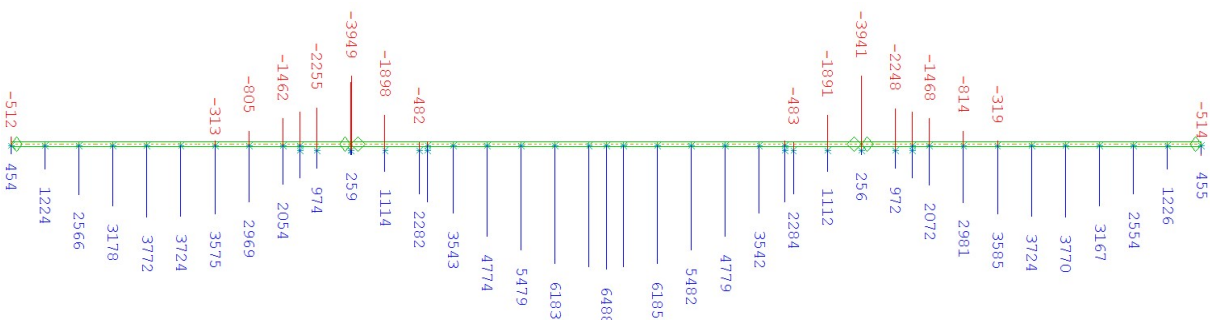
Rys. 9.2.2.3.11. Obwiednia momentów zginających wywołanych charakterystycznym obciążeniem pojazdami STANAG [kNm]



Rys. 9.2.2.3.12. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją prawie stałą [kNm]



Rys. 9.2.2.3.13. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją charakterystyczną [kNm]



Rys. 9.2.2.3.14. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją obliczeniową [kNm]

(3) Wartości momentów zginających z podziałem na poszczególne fazy, rodzaje obciążeń i oddziaływań oraz stany graniczne przedstawiono w tab. 9.2.2.3.1.

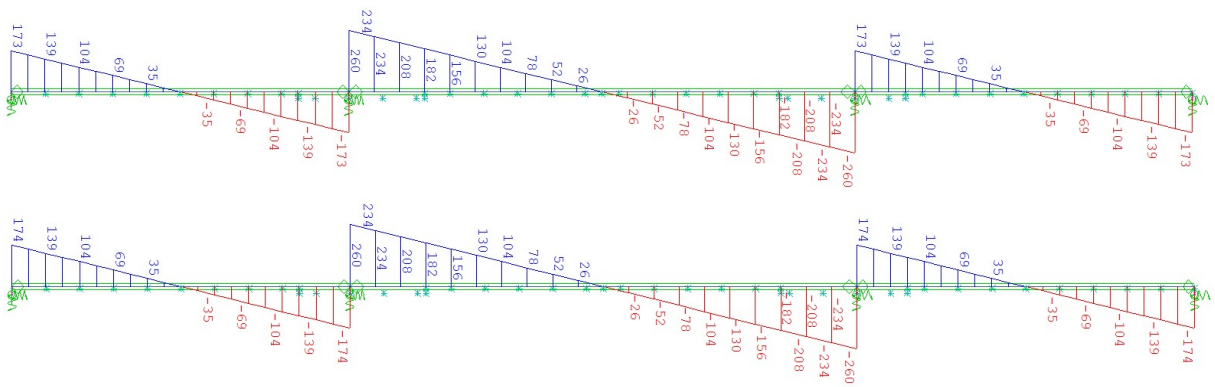
Tab. 9.2.2.3.1. Wartości momentów zginających dla dźwigara przyskrainego w przekroju przęsłowym (przęsło środkowe) oraz nad podporą pośrednią [kNm]

Faza pracy	Przypadek / kombinacja	Przekrój na długości mostu		
		nad podporą pośrednią		przęsło środkowe
		z lewej strony	z prawej strony	
f_0	Ciążar własny konstrukcji	-	-	1952
f_1	Demontaż deskowania i odparowanie wody	158	158	-140
	Wyposażenie (wartości najbardziej niekorzystne)	-592	-579	535
	Temperatura (wartości najbardziej niekorzystne)	-253	-254	255
	Skurcz	-691	-694	0*
	Osiadanie	-89	-88	31
	Zmienne (gr1a lub gr2)	-1495	-1745	2262
	STANAG	-743	-1004	1357
$f_0 + f_1$	Prawie stała	-1339	-1327	2505
	Charakterystyczna (SGU)	-2859	-3098	4793
	Obliczeniowa (SGN)	-3627	-3949	6488

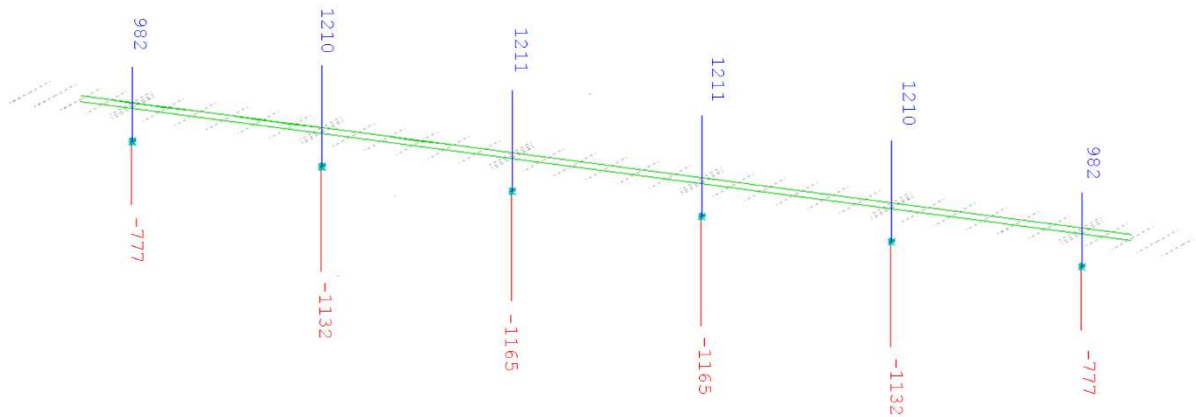
* – pominięto jako obciążenie odciążające.

Siły poprzeczne

(4) Wartości sił poprzecznych w fazie budowy (f_0) przedstawiono na rys. 9.2.2.3.15. Analizę rozkładu sił poprzecznych na poszczególne dźwigary wykonano dla stanu granicznego nośności nad podporą pośrednią (rys. 9.2.2.3.16).

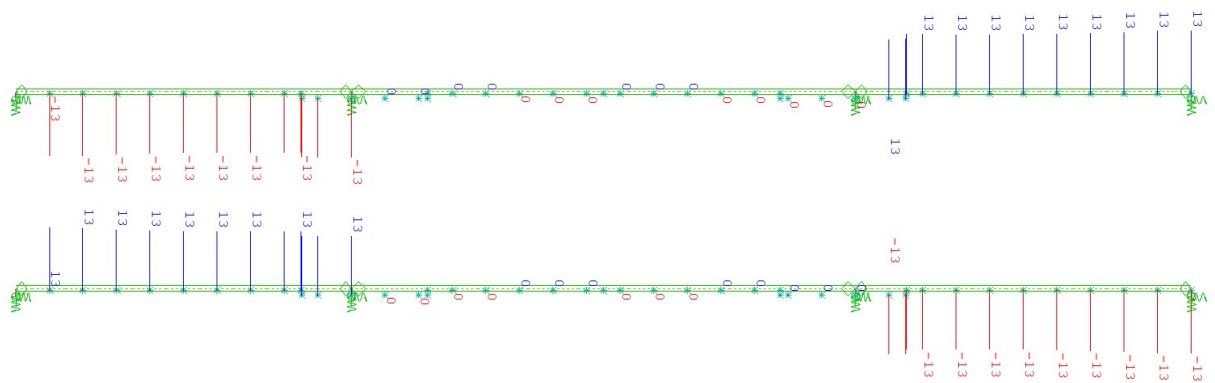


Rys. 9.2.2.3.15. Wykresy charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniami z fazy f_0 w dźwigarach stalowych (u góry dźwigar skrajny, poniżej dźwigar przyskrajny i środkowy) [kNm]

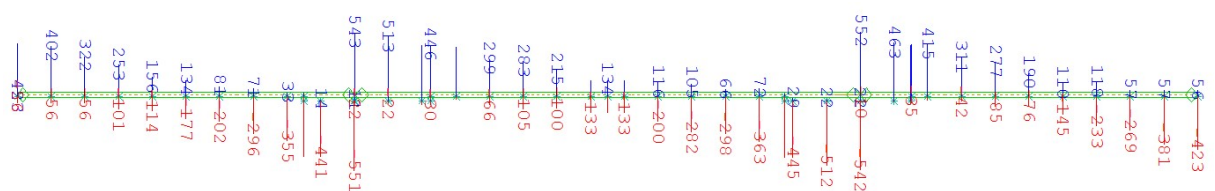


Rys. 9.2.2.3.16. Rozkład poprzecznych sił poprzecznych w przekroju podporowym nad filarem w stanie granicznym nośności (maks. 1211 kN) [kN]

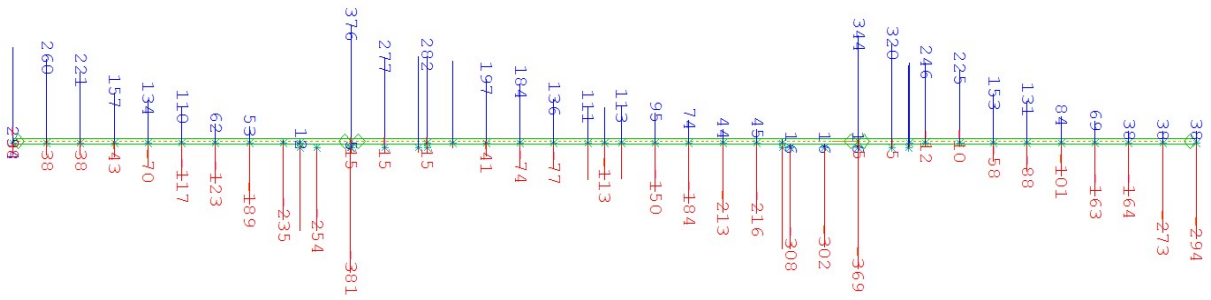
(5) W dźwigarach środkowym i przysiódkowym występują prawie te same wartości siły (odpowiednio 1210 i 1211 kN, rys. 9.2.2.3.16). Kolejno wartości sił poprzecznych w fazie f_1 zostały przedstawione dla dźwigara przyskrajnego (rys. 9.2.2.3.17–rys. 9.2.2.3.22).



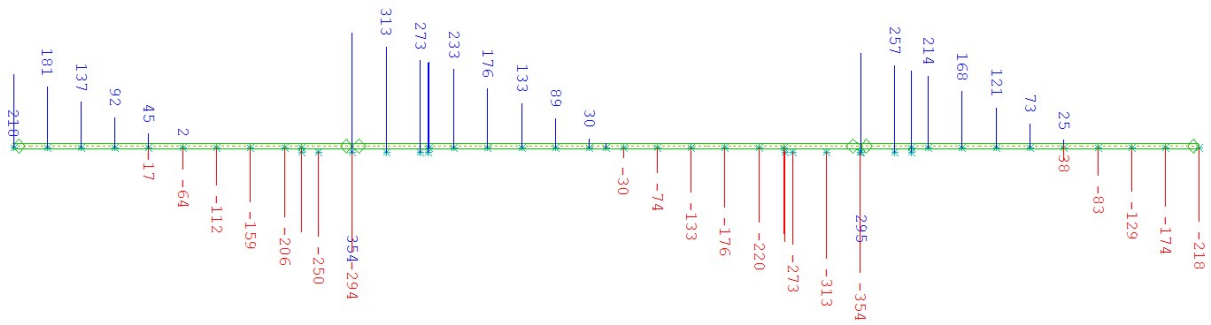
Rys. 9.2.2.3.17. Wykresy charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych oddziaływaniem temperatury (u góry oziębienie płyty, poniżej ogrzanie płyty ws. do dźwigara stalowego) [kNm]



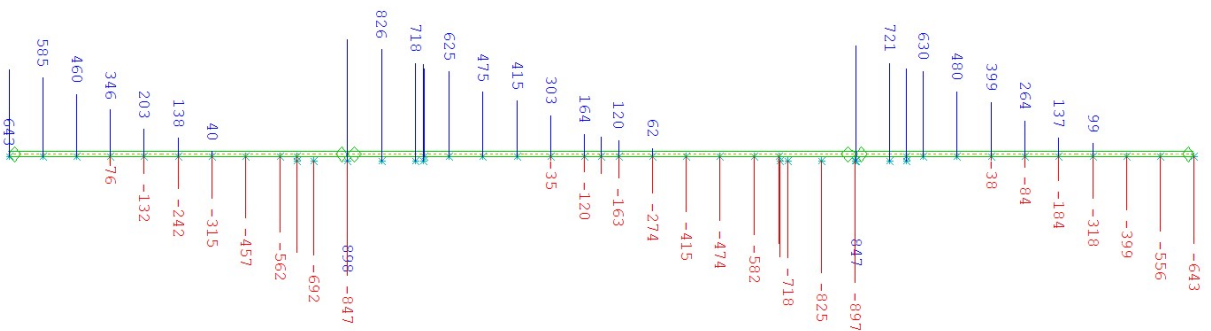
Rys. 9.2.2.3.18. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniem gr_1 i gr_2 (maks. 552 kN) [kN]



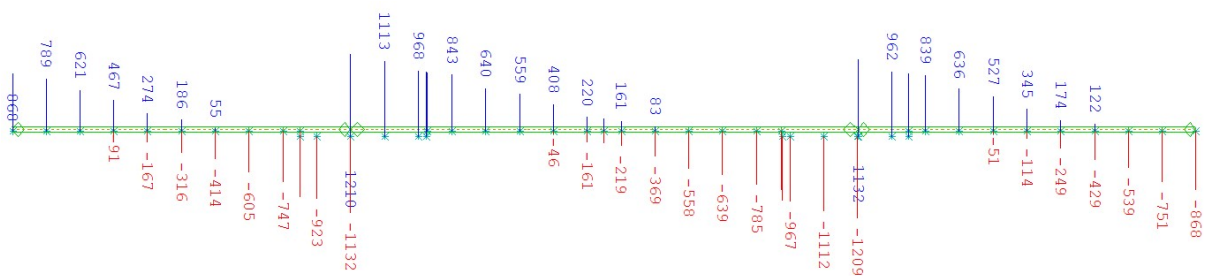
Rys. 9.2.2.3.19. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniem pojazdami STANAG (maks. 381 kN) [kN]



Rys. 9.2.2.3.20. Obwiednia sił poprzecznych dla kombinacji prawie stałej (maks. 354 kN) [kN]



Rys. 9.2.2.3.21. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych w stanie granicznym użyteczności (maks. 898 kN) [kN]



Rys. 9.2.2.3.22. Obwiednia obliczeniowych sił poprzecznych w stanie granicznym nośności (maks. 1210 kN) [kN]

(6) Wyniki sił poprzecznych wyniki analizy z rozbiem na poszczególne fazy, rodzaje obciążeń i oddziaływań oraz stany graniczne przedstawiono w tab. 9.2.2.3.2.

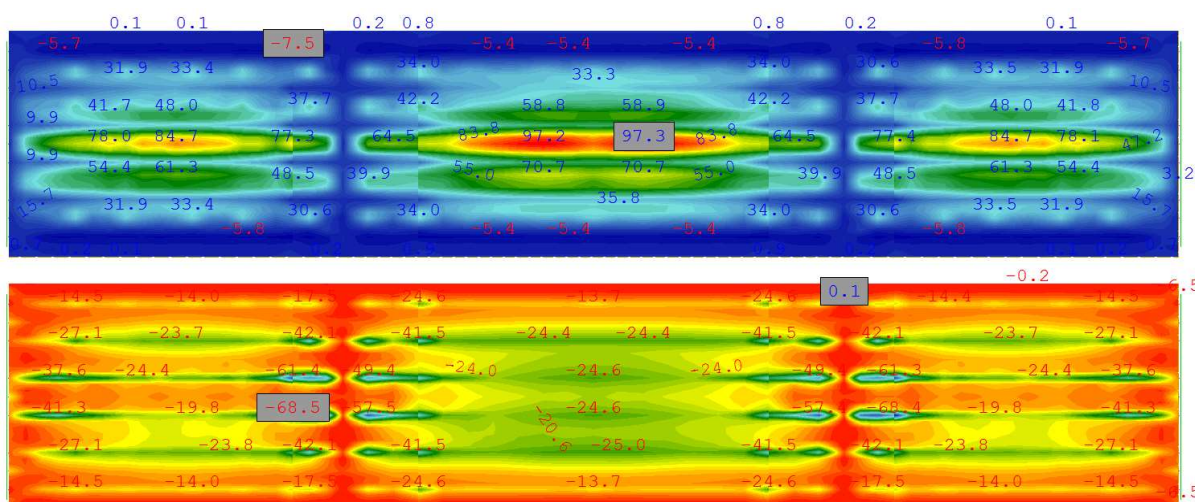
Tab. 9.2.2.3.2. Wartości sił poprzecznych dla dźwigara przyskrajnego w przekrojach podporowych [kN]

Faza pracy	Przypadek / kombinacja	Przekrój na długości mostu		
		przyczółek	filar z lewej	filar z prawej
f_0	Ciężar własny konstrukcji	173	-173	260
f_1	Demontaż deskowania i odparowanie wody	-18	34	-39
	Wyposażenie (najbardziej niekorzystne)	49	-110	125
	Temperatura (najbardziej niekorzystna)	13	-13	0 ^{*)}
	Skurcz	0 ^{*)}	-34	0 ^{*)}
	Osiadanie	7	-5	8
	Zmienne (gr1a lub gr2)	423	-551	543
	STANAG	294	-381	376
$f_0 + f_1$	Prawie stała	218	-294	354
	Charakterystyczna (SGU)	643	-847	898
	Obliczeniowa (SGN)	868	-1132	1210

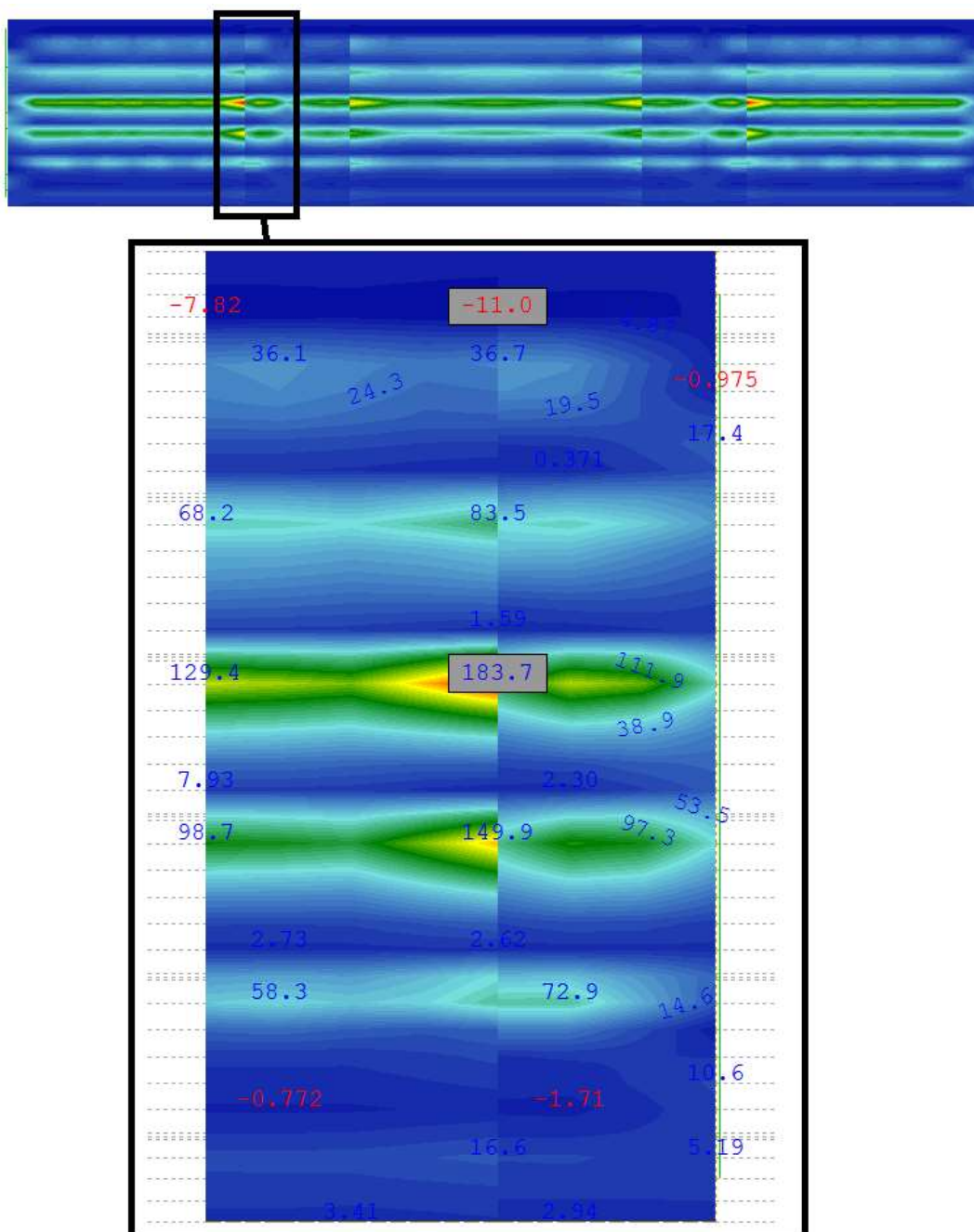
* – pominięto jako obciążenie odciążające.

9.2.2.4. Wyniki analizy statycznej płyty pomostu

(1) Analiza statyczna płyty pomostu w kierunku poprzecznym została wykonana na modelu globalnym z uwzględnieniem zmiany charakterystyki płyty betonowej nad podporami pośrednimi. Obwiednie obliczeniowych momentów zginających przedstawiono na rys. 9.2.2.4.1. Na rys. 9.2.2.4.2 przedstawiono także dominujące, lokalne miejsca koncentracji siły poprzecznej w miejscu zmiany przekroju z niezarysowanego (materiał izotropowy) na zarysowany (materiał ortotropowy).

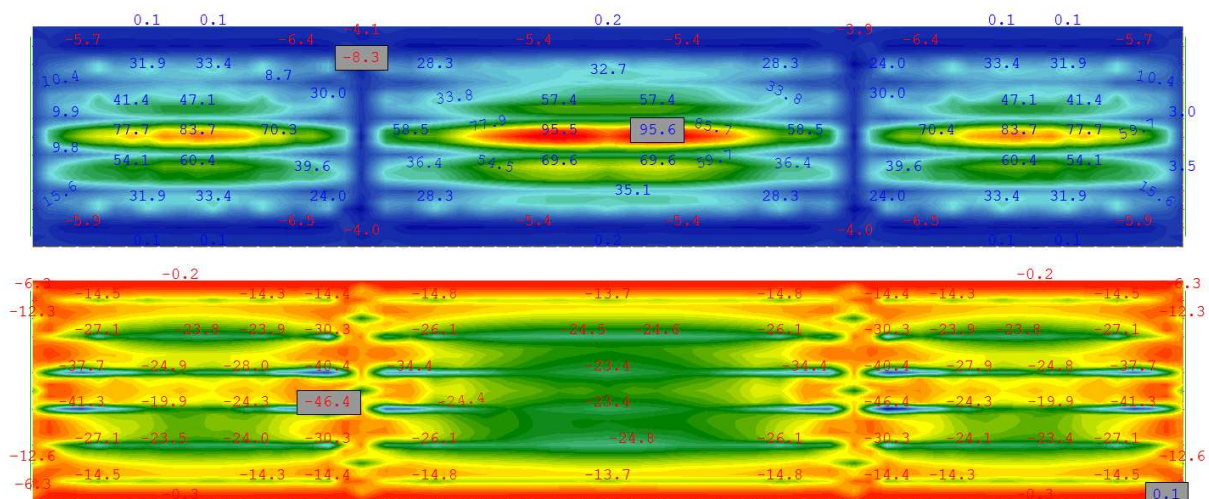


Rys. 9.2.2.4.1. Obwiednia momentów zginających (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość 97,3 kNm/m, minimalna -68,5 kNm/m [kNm/m]

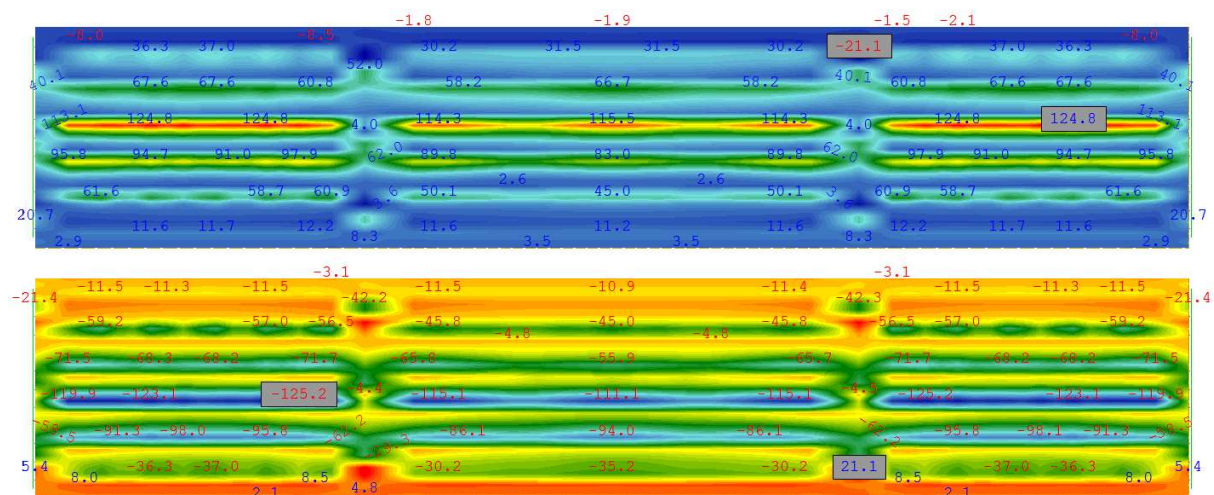


Rys. 9.2.2.4.2. Koncentracje sił poprzecznych w miejscu zmiany przekroju z niezarysowanego na zarysowany (maks. 183,7 kN/m) [kN/m]

(2) W celu wyeliminowania tego niekorzystnego efektu przeprowadzono kolejną analizę statyczną, tym razem przyjmując beton jako niezarysowany na całej długości obiektu. Uzyskaną obwiednię momentów zginających przedstawiono na rys. 9.2.2.4.3. Przyjęcie niezarysowanego betonu nad podporami pośrednimi nie wpływa zasadniczo na uzyskane wartości dodatniego momentu zginającego (odpowiednio 95,6 i 97,3 kNm/m). Nieznacznie została zmieniona obwiednia z minimalnymi wartościami w strefach podpór pośrednich (spadek momentu z -68,5 do -46,4 kNm/m). Największą różnicę można zaobserwować w przypadku sił poprzecznych (rys. 9.2.2.4.4). Zmianie uległ kształt obwiedni, która ma spodziewaną postać o stałych wartościach na długości przęsła w bezpośrednim sąsiedztwie osi dźwigara głównego. Maksymalna wartość siły poprzecznej uległa redukcji z 183,7 kN/m do 125,2 kN/m.



Rys. 9.2.2.4.3. Obwiednia momentów zginających (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość 95,6 kNm/m, minimalna -46,4 kNm/m [kNm/m]



Rys. 9.2.2.4.4. Obwiednia sił poprzecznych (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość bezwzględna 125,2 kN/m [kN/m]

(3) Jako miarodajne wartości dla wymiarowania płyty pomostu przyjęto wyniki uzyskane z analizy statycznej przeprowadzonej na przekrojach niezarysowanych. Podsumowanie wyników stanowi tab. 9.2.2.4.1.

Tab. 9.2.2.4.1. Reprezentatywne siły wewnętrzne w płycie pomostu przyjęte w sprawdzaniu SGN/SGU

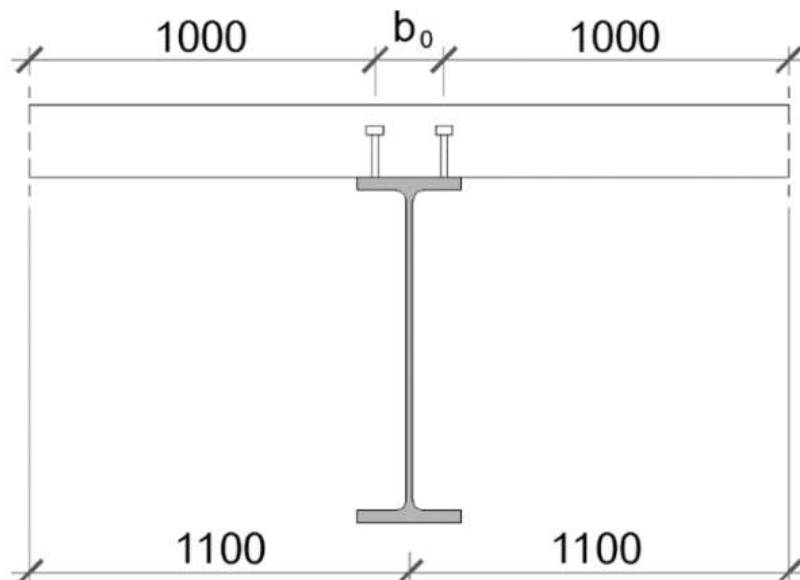
Wartość	Moment zginający [kNm/m]		Siła poprzeczna [kN/m]
	dodatni	ujemny	wartość bezwzględna
Charakterystyczna	70,8	-34,4	92,7
Obliczeniowa	95,6	-46,4	125,2

(4) Przedstawiona analiza nie obejmuje obliczeń dla strefy końcowych płyty pomostu. Norma [13] zaleca stosować dodatkowy współczynnik nadwyżki dynamicznej dla przekrojów w ścisłym sąsiedztwie urządzeń dylatacyjnych. Wartość maksymalna nadwyżki dynamicznej wynosi 1,3 i spada liniowo wraz z odległością od urządzenia dylatacyjnego (do 1,0 dla odległości 6 m). Współczynnik należy stosować tylko dla modelu LM2.

9.2.3. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny

9.2.3.1. Efekt szerokiego pasa

(1) W celu uwzględnienia efektu szerokiego pasa w sprawdzaniu stanów granicznych przekroju poprzecznego dźwigara zespolonego należy wyznaczyć szerokość efektywną płyty pomostu w przekrojach przęsłowym i podporowym według pkt 3.3 normy [22] (rys. 9.2.3.1.1).



Rys. 9.2.3.1.1. 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 – dla przekroju przęsłowego (α - α):

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,7 \times 3000}{8}, 100\right) = \min(263; 100) = 100 \text{ cm},$$

a dla przekroju podporowego (β - β):

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,25 \times (2000 + 3000)}{8}, 100\right) = \min(156; 100) = 100 \text{ cm}.$$

Szerokość b_{ei} w tym przypadku jest równa rozstawowi dźwigarów. Oznacza to, że w przekroju dźwigarów zespolonych nie występuje efekt szerokiego pasa.

9.2.3.2. Nośność na zginanie przekroju przęsłowego

(1) Rozpoczynając sprawdzanie nośności przekroju przęsłowego, w pierwszej kolejności należy ustalić klasę przekroju. W tym celu wyznaczono położenie plastycznej osi obojętnej. Rozkład naprężeń w przypadku pełnego uplastycznienia pokazano 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 rozciąganym wynosi:

$$F_t = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 400 \times \frac{35,5}{1,0} = 14,20 \text{ MN}.$$

Siła wypadkowa w przypadku ściskania całej powierzchni płyty ma wartość:

$$F_c = A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 220 \times 21 \times 0,85 \times \frac{3}{1,4} = 8,42 \text{ MN}.$$

(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) Podstawiając do równania i przeprowadzając kolejne przekształcenia, otrzymuje się szukane pole powierzchni $A_{a,c}$:

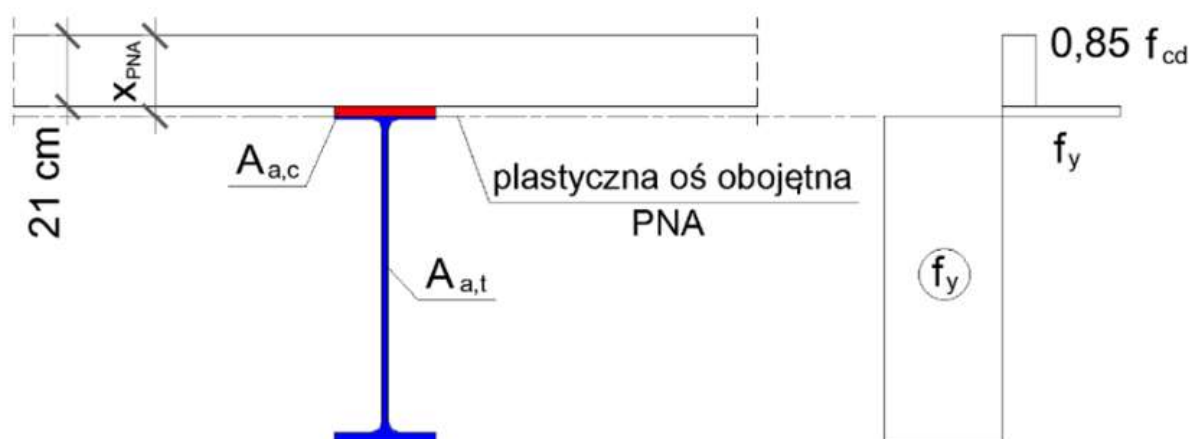
$$A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = (A_a - A_{a,c}) \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}},$$

$$2 A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 14,20 \text{ MN} - 8,42 \text{ MN},$$

$$A_{a,c} = 81,41 \text{ cm}^2.$$

(4) Ponieważ wyznaczone pole $A_{a,c}$ jest mniejsze od pola pasa górnego ($30 \times 3,6 = 108 \text{ cm}^2$), to oś obojętna będzie przechodzić na grubości pasa górnego kształtownika (rys. 9.2.3.2.1). 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:

$$x_{PNA} = \frac{A_{a,c}}{b_f} + h_{pl} = \frac{81,41}{30} + 21 = 23,71 \text{ cm}.$$



Rys. 9.2.3.2.1. Przypadek pełnego uplastycznienia przekroju przęsłowego

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

(6) Siły wypadkowe F_i w poszczególnych częściach przekroju oraz ich odległości od plastycznej osi obojętnej zestawiono w tab. 9.2.3.2.1. Plastyczną nośność na zginanie przekroju zespolonego wyznaczono ze wzoru:

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

(7) Procedura ta zakłada, że o wystąpieniu stanu granicznego nośności decyduje pełne uplastycznienie stali konstrukcyjnej. Do sprawdzenia ściskanego betonu norma zaleca zastosowanie współczynnika redukcyjnego β (pkt 6.2.1.2(2) normy [22]).

(8) Norma zaleca jej stosowanie w przypadku stali z gatunku powyżej S355, ale w przykładzie postanowiono wykonać te obliczenia (podejście konserwatywne). Współczynnik redukcyjny stosuje się w momencie, gdy spełniona jest nierówność:

$$\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} = \frac{23,71}{100 + 21} = 0,196 > 0,15.$$

Tab. 9.2.3.2.1. 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	4620	1,82	8408	0,132	1110
Pas górny	ściskanie	81	35,5	2890	0,014	40
Pas górny	rozciąganie	27	35,5	959	0,004	4
Środek	rozciąganie	176*	35,5	6248	0,473	2955
Pas dolny	rozciąganie	108	35,5	3834	0,955	3661
$\Sigma F_i e_i$						7770
* z pominięciem wyokrąglenia.						

(9) Według procedury o wystąpieniu stanu granicznego nośności decyduje pełne uplastycznienie stali konstrukcyjnej. Do sprawdzenia ściskanego betonu norma zaleca zastosowanie współczynnika redukcyjnego β (pkt 6.2.1.2(2) normy [22]). Norma zaleca jej stosowanie w przypadku stali z gatunku powyżej S355, ale w przykładzie postanowiono wykonać te obliczenia (podejście konserwatywne). Współczynnik redukcyjny stosuje się w momencie, gdy spełniona jest nierówność:

$$\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} = \frac{23,71}{100 + 21} = 0,196 > 0,15.$$

(10) 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:

$$\beta = 1 - \frac{0,15}{0,25} \left(\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} - 0,15 \right) = 1 - \frac{0,15}{0,25} (0,196 - 0,15) = 0,972.$$

(11) Redukcja jest pomijalnie mała (<3%) i świadczy o tym, że dla stali z gatunku S355 bezpieczeństwo ściskanego betonu jest zapewnione. Ostatecznie nośność plastyczna przekroju przęsłowego wynosi:

$$M_{pl,Rd} = \beta \sum_{i=1}^n F_i e_i = 0,972 \times 7770 = 7,55 \text{ MNm}.$$

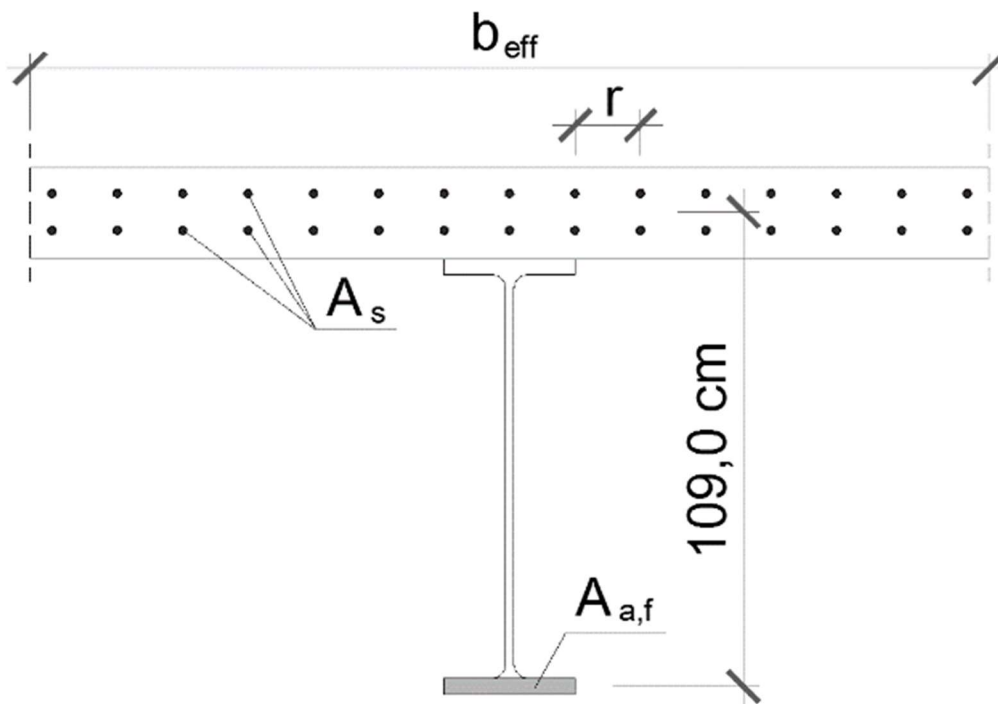
(12) Obliczeniowy moment zginający z obu fazy (tab. 9.2.2.3.1) wynosi:

$$M_{Ed} = 6,49 \text{ MNm} < M_{pl,Rd} = 7,55 \text{ MNm}.$$

Wykorzystanie nośności przekroju przęsłowego w stanie granicznym nośności wynosi 86% (6,49/7,55).

9.2.3.3. Nośności na zginanie przekroju podporowego

(1) Ze względu na pominięcie betonu rozciąganego oraz brak ciągłości kształtowników przechodzących przez poprzecznice uciągającą założono, że przekrój podporowy przenoszący zginanie będzie składał się ze ściskanego pasa dolnego oraz rozciąganych prętów zbrojeniowych w płycie pomostu (rys. 9.2.3.3.1).



Rys. 9.2.3.3.1. Przekrój przenoszący zginanie nad podporą pośredni

(2) Pole powierzchni rozciąganych prętów zbrojeniowych wynosi:

$$A_s = \frac{2 b_{eff}}{r} \times \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{2 \times 220}{15} \times \frac{\pi 2^2}{4} = 92,2 \text{ cm}^2,$$

a siła wypadkowa w prętach zbrojeniowych przy ich pełnym uplastycznieniu:

$$F_s = A_s f_{sd} = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 92,2 \times \frac{50}{1,15} = 4009 \text{ kN}.$$

(3) Pole powierzchni pasa dolnego jest równe:

$$A_{a,f} = 3,6 \times 30 = 108,0 \text{ cm}^2,$$

a siła wypadkowa w ściskanym pasie dolnym:

$$F_f = A_{a,f} f_{yd} = 108 \times \frac{35,5}{1,0} = 3834 \text{ kN}.$$

(4) Klasę przekroju ze względu na ściskany pas dolny określa się zgodnie z tab. 5.2 normy [16]. Smukłość c/t dla pasa dolnego wynosi:

$$\frac{c}{t} = \frac{b_f - 2r - t_w}{2t_f} = \frac{30 - 2 \times 3,0 - 1,9}{2 \times 3,6} = 3,07,$$

$$\frac{c}{t} = 3,07 < 9 \varepsilon = 9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 7,32.$$

(5) Opierając się na danych z tab. 5.2 normy [16], można stwierdzić, że warunek jest spełniony, pas dolny oraz cały przekrój podporowy jest klasy 1. W związku z tym nośność plastyczna przekroju składającego się tylko z pasa dolnego i prętów zbrojeniowych jest obliczana następująco:

$$M_{pl,Rd} = e \times \min(F_s; F_f) = 1,09 \times \min(4009; 3834) = 4,18 \text{ MNm}.$$

Jest to wartość większa niż obliczeniowy moment zginający w przekroju podporowym od obciążeń z fazy f_1 wynoszący $M_{ed,1} = -3,95 \text{ MNm}$. Wykorzystanie nośności przekroju wynosi 94% ($3,95/4,18$).

9.2.3.4. Nośność na zwichrzenie przekroju podporowego

(1) W czasie eksploatacji obiektu jedynie przekroje ściskane w sąsiedztwie podpór pośrednich są narażone na zwichrzenie. W przekrojach przęsłowych pas ściskany jest połączony (zespolony) ze stabilizującą płytą pomostu. Wyjątkiem są etapy montażu, w których występuje obciążenie konstrukcji stalowej ciężarem mokrego betonu. Są to jednak stany przejściowe, w których dla tego typu konstrukcji najczęściej stosuje się stężenia tymczasowe. W dalszej części przykładu skupiono się na trwałych sytuacjach obliczeniowych i sprawdzeniu zwichrzenia nad podporami pośrednimi. W przypadku zjawiska zwichrzenia duże znaczenie ma rozkład momentów zginających na długości przęsła, w związku z tym obliczenia przeprowadzono dla przęsła nurtowego (zwichrzenie przekroju nad filarem od strony przęsła nurtowego).

(2) Na potrzeby wyznaczenia nośności na zwichrzenie przekrój podporowy został przyjęty jako całkowity przekrój kształtownika wraz z podłużnym zbrojeniem płyty pomostu. Jest to założenie różne w stosunku do przyjętego w sprawdzaniu przekroju zginanego, ale podyktowane tym, że zwichrzenie nie odbywa się w przekroju w licu poprzecznicy betonowej, która stabilizuje pas dolny, tylko w pewnym oddaleniu od niej – w przekroju, w którym cały kształtownik włączy się już do przenoszenia obciążenia.

(3) Procedura wyznaczenia współczynnika zwichrzenia χ_{LT} jest podana w pkt 6.4.2 normy [22]. Jest to procedura sprawdzająca elementy o stałym przekroju bez poprzecznych żeber usztywniających środnik.

(4) Dodatkowy warunek nałożony został na klasę przekroju, która nie może być niższa niż klasa 3. Ten warunek zostanie sprawdzony w pierwszej kolejności. Procedura rozpoczyna się od wyznaczenia położenia ośrodkowej osi obojętnej w przekroju.

(5) Siła wypadkowa przy pełnym uplastycznieniu zbrojenia wynosi:

$$F_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{m,0}} = 92,2 \times \frac{50,0}{1,15} = 4,01 \text{ MN},$$

siła wypadkowa w kształtowniku przy pełnym uplastycznieniu:

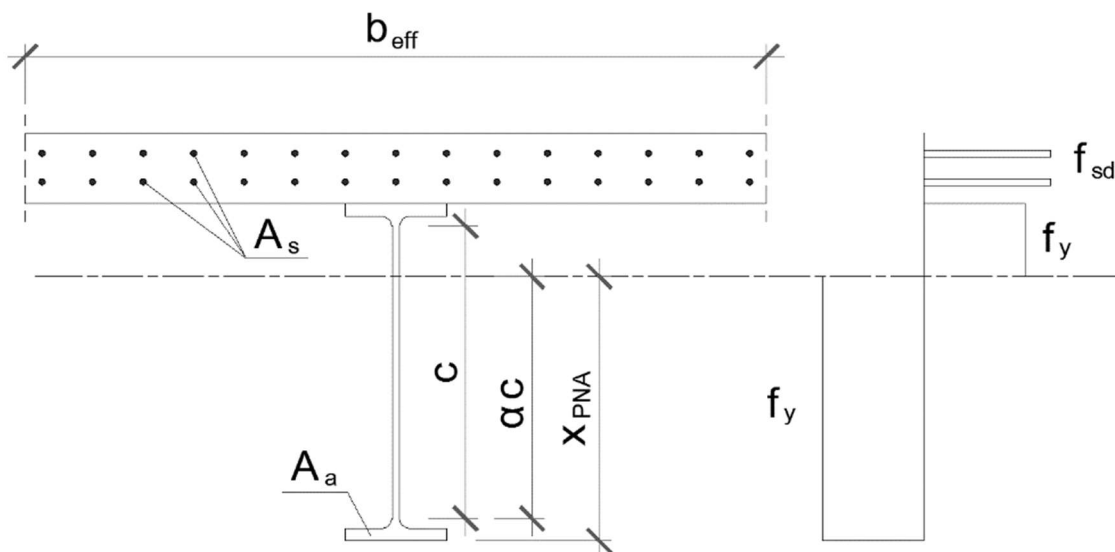
$$F_t = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 400 \times \frac{35,5}{1,0} = 14,20 \text{ MN},$$

natomiast siła wypadkowa z pojedynczego pasa:

$$F_f = A_{a,f} \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 108,0 \times \frac{35,5}{1,0} = 3,83 \text{ MN}.$$

(6) Położenie osi obojętnej od włókien dolnych x_{PNA} można wyznaczyć z zależności (rys. 9.2.3.4.1):

$$x_{PNA} = t_f + \frac{0,5 (F_s + F_a) - F_f}{F_a - 2 F_f} \times (h - 2 t_f) = 3,6 + \frac{0,5 (4,01 + 14,20) - 3,83}{14,20 - 2 \times 3,83} \times (100 - 2 \times 3,6) = 78,5 \text{ cm}.$$



Rys. 9.2.3.4.1. Naprężenia w przekroju podporowym przy pełnym uplastycznieniu

(7) Stosunek strefy ściskanej do rozciąganej w środniku:

$$\alpha = \frac{x_{pNA} - r - t_f}{h - 2r - 2t_f} = \frac{78,5 - 3,0 - 3,6}{100 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,6} = 0,828,$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814.$$

(8) Smukłość c/t dla środnika wynosi:

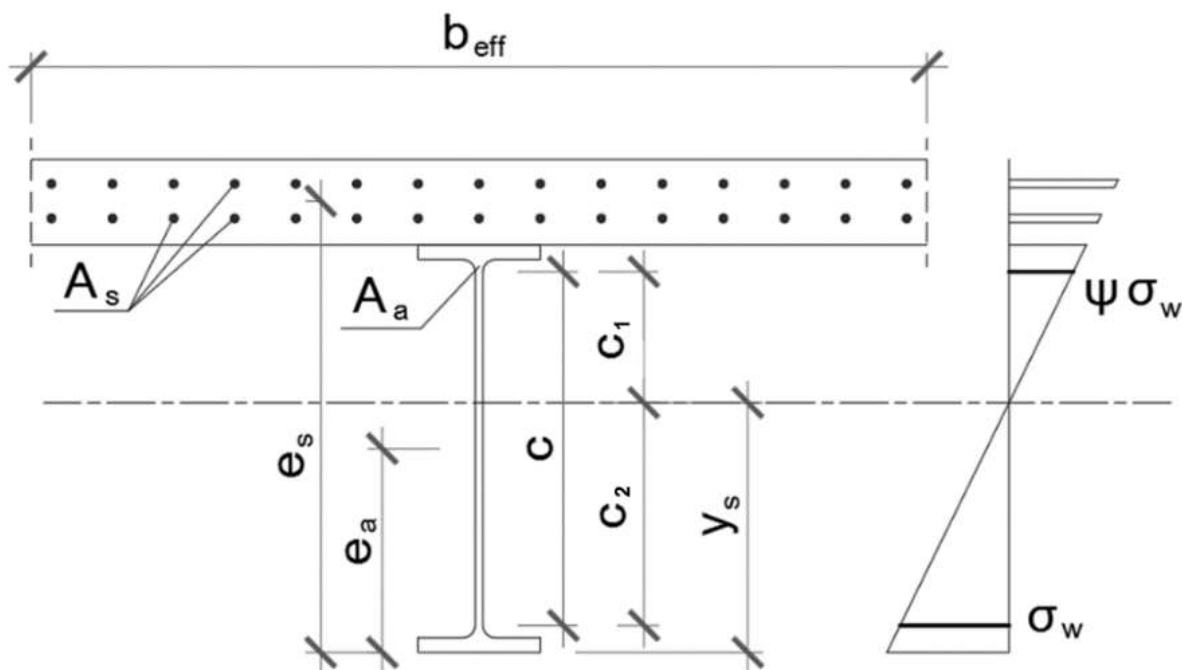
$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2r - 2t_f}{t_w} = \frac{100 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,6}{1,9} = 45,7.$$

(9) Na podstawie danych zawartych w tab. 5.2 normy [16] warunki graniczne dla poszczególnych klas wynoszą ($\alpha = 0,828 > 0,5$):

- 1) klasa 1. $\frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{396 \times 0,814}{13 \times 0,828 - 1} = 33,0 \not\geq \frac{c}{t} = 45,7,$
- 2) klasa 2. $\frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{456 \times 0,814}{13 \times 0,828 - 1} = 38,0 \not\geq \frac{c}{t} = 45,7.$

(10) Ponieważ nierówności te nie zostały spełnione, to przekrój jest co najwyżej klasy 3. Rozróżnienie pomiędzy klasą 3. i 4. dokonuje się na podstawie sprawdzenia sprężystej pracy przekroju z uwzględnieniem faz budowy. W kolejnym kroku należy wyznaczyć zasięg strefy ściskanej przy sprężystym rozkładzie naprężeń. Odległość sprężystej osi obojętnej od włókien dolnych y_s w przekroju (rys. 9.2.3.4.2) wynosi:

$$y_s = \frac{A_s \times e_s + A_a \times e_a}{A_s + A_a} = \frac{92,2 \times 110,8 + 400 \times 50}{92,2 + 400} = 61,4 \text{ cm.}$$



Rys. 9.2.3.4.2. Sprężyste naprężenia w przekroju podporowym

(11) Stosunek części ściskanej do rozciąganej (tożsame ze stosunkiem naprężeń na krawędziach środnika) można wyznaczyć z proporcji:

$$\psi = \frac{c_1}{c_2} = -\frac{h - y_s - r - t_f}{y_s - r - t_f} = -\frac{100 - 61,4 - 3,0 - 3,6}{61,4 - 3,0 - 3,6} = -0,584.$$

(12) Na podstawie danych tab. 5.2. normy [16] warunek graniczny smukłości środnika dla klasy 3. wynosi ($\psi = -0,584 > -1$):

$$\frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi} = \frac{42 \times 0,814}{0,67 + 0,33 \times (-0,584)} = 71,6 > \frac{c}{t} = 45,7.$$

(13) Z obliczeń tych wynika, że środnik jest klasy 3. Podobna klasyfikacja została przeprowadzona dla ściskanego pasa dolnego w pkt 9.2.3.3. Górny, rozciągany pas dźwigara ma klasę 1.

(14) Po określeniu klasy przekroju podporowego składającego się z kształtownika oraz prętów zbrojeniowych należy wyznaczyć nośność tego przekroju na zginanie. Ponieważ przekrój składa się z pasów w klasie 1. oraz środnika klasy 3., możliwe jest wykorzystanie ograniczonej nośności plastycznej (pkt 5.5.2(11) normy [16]). Procedura wyznaczenia przekroju efektywnego jest podana w pkt 6.2.2.4 normy [16].

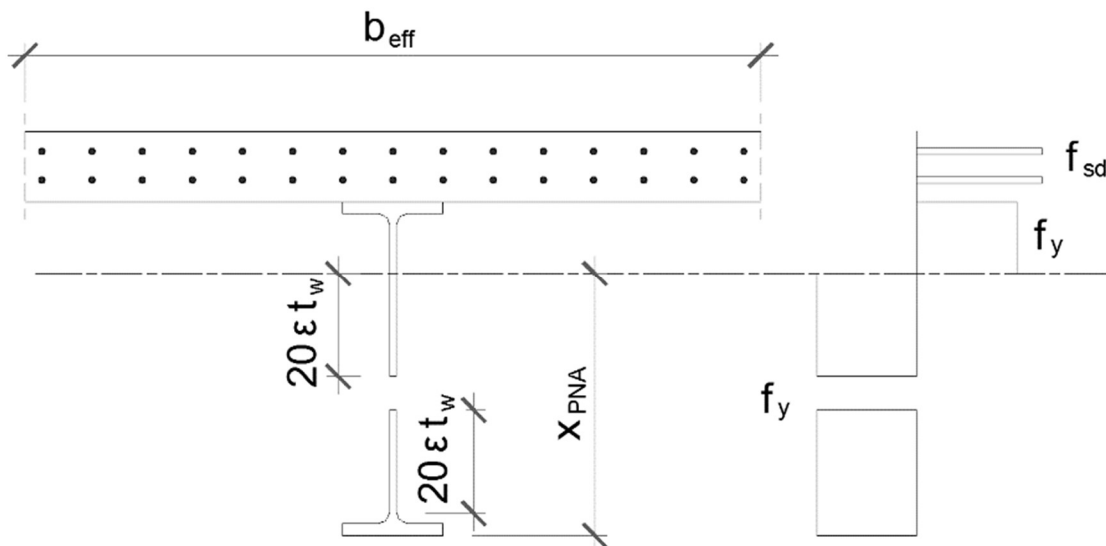
(15) Efektywne pole przekroju ściskanego środnika wynosi $20 \varepsilon t_w$, mierząc zarówno od osi obojętnej, jak i pasa ściskanego (rys. 9.2.3.4.3). Długość efektywnego fragmentu środnika wynosi:

$$20 \varepsilon t_w = 20 \times 0,814 \times 1,9 = 30,9 \text{ cm.}$$

(16) Następnie sprawdza się, czy w środniku wystąpi strefa nieaktywna:

$$x_{PNA} - t_f - r = 78,5 - 3,6 - 3,0 = 71,9 \text{ cm} > 2 \times 20 \varepsilon t_w = 61,9 \text{ cm.}$$

W przekroju należy uwzględnić nieefektywną strefę środnika.



Rys. 9.2.3.4.3. Plastyczny rozkład naprężeń w efektywnym przekroju podporowym

(17) Pominięcie części przekroju środnika spowoduje, że wypadkowe z części ściskanej i rozciąganej nie będą już w równowadze. Spowoduje to przesunięcie się plastycznej osi obojętnej z pierwotnego położenia (x_{PNA}) w nowe położenie (x'_{PNA}).

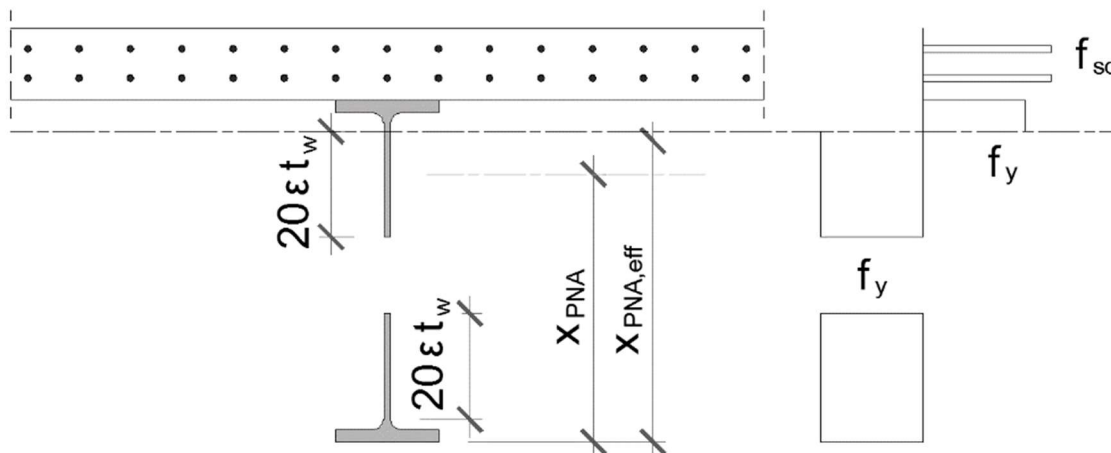
(18) Przesunięcie osi obojętnej w odległość x'_{PNA} pociąga za sobą zmianę strefy efektywnej ściskanego środnika, która będzie teraz mierzona od położenia nowej osi obojętnej x'_{PNA} . Dalsze obliczenia należy prowadzić metodą kolejnych przybliżeń. Procedura iteracyjna powinna zostać przerwana w momencie, gdy zmiana w uzyskiwanych wynikach staje się nieistotna.

(19) W analizowanym przypadku można również zauważyć, że wypadkowa w części ściskanej będzie zawsze stała. Na jej wartość składa się wypadkowa z pasa dolnego i dwóch części efektywnych środnika. Wartość siły wypadkowej w części ściskanej oblicza się ze wzoru:

$$F_c = (A_f + (2 \times 20 \times \varepsilon \times t_w + r_f) \times t_w) \times f_y = (108 + (2 \times 20 \times 0,814 \times 1,9 + 3) \times 1,9) \times 35,5 = 8,21 \text{ MN.}$$

(20) Ostatecznie położenie osi obojętnej $x_{PNA,eff}$ prowadzi do zrównoważenia siły wypadkowej w części rozciąganej i ściskanej (rys. 9.2.3.4.4):

$$x_{PNA,eff} = h - t_f - \frac{F_c - F_s - F_f}{t_w f_y} = 100 - 3,6 - \frac{8,21 - 4,01 - 3,83}{1,9 \times 35,5} = 90,9 \text{ cm.}$$



Rys. 9.2.3.4.4. Modyfikacja położenia plastycznej osi obojętnej w efektywnym przekroju podporowym

(21) Nośność przekroju podporowego składającego się z kształownika wraz z prętami podłużnymi została określona na podstawie danych z tab. 9.2.3.4.1 i wynosi $M_{pl,Rd} = 6,44 \text{ MNm}$.

Tab. 9.2.3.4.1. Określenie 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]
Zbrojenie	rozciąganie	92,2	43,5	4011	0,199	798
Pas górny	rozciąganie	108,0	35,5	3834	0,073	280
Środek	rozciąganie	10,5	35,5	373	0,028	10
Środek	ściskanie	58,8	35,5	2087	0,155	323
Środek	ściskanie	64,5	35,5	2290	0,704	1612
Pas dolny	ściskanie	108,0	35,5	3834	0,891	3416
$\Sigma F_i e_i$						6439

(22) Alternatywnie można przeanalizować nośność przekroju w zakresie sprężystym z uwzględnieniem etapów budowy (faz) $M_{el,Rd}$, tak jak w przypadku przekroju klasy 3.

(23) Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju składającego się z prętów zbrojeniowych oraz kształownika zostało już wcześniej obliczone: $y_c = 61,4 \text{ cm}$. Moment bezwładności przekroju wynosi:

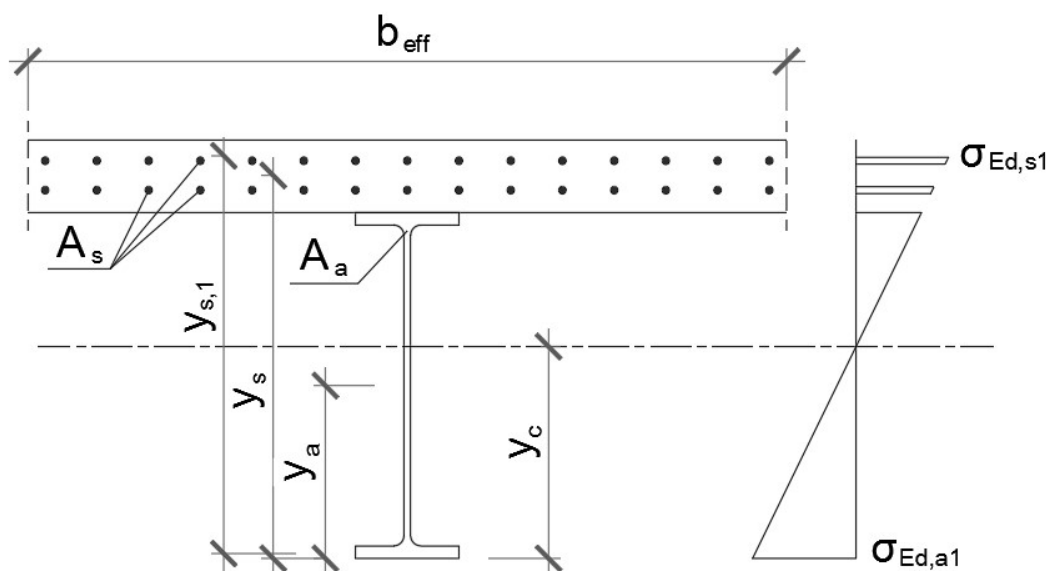
$$I_c = I_a + A_a \times (y_c - y_a)^2 + A_s \times (y_s - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (61,4 - 50)^2 + 92,2 \times (110,8 - 61,4)^2 = 9,217 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$

(24) Maksymalne naprężenia w stali konstrukcyjnej od momentu z fazy eksploatacji (tab. 9.2.2.3.1, $M_{Ed,1} = -3949 \text{ kNm}$) wystąpią w pasie dolnym (rys. 9.2.3.4.5) i będą równe:

$$\sigma_{Ed,a1} = \frac{M_{Ed,1} \times y_c}{I_c} = \frac{3949 \times 10^2 \times 61,4}{9,217 \times 10^5} = -263,1 \text{ MPa.}$$

(25) Maksymalne naprężenie w prętach zbrojeniowych wynosi:

$$\sigma_{Ed,s1} = \frac{M_{Ed,1} \times (y_{s1} - y_c)}{I_c} = \frac{3949 \times 10^2 \times (110,8 + 8,5 \times 0,5 - 61,4)}{9,217 \times 10^5} = 229,9 \text{ MPa.}$$



Rys. 9.2.3.4.5. Sprężysty rozkład naprężeń w efektywnym przekroju podporowym

(26) Ponieważ naprężenia w stali konstrukcyjnej są większe niż w prętach zbrojeniowych oraz wytrzymałość stali konstrukcyjnej jest mniejsza niż stali zbrojeniowej, naprężenia w pasie dolnym będą decydujące. W związku z tym nośność przekroju będzie wynosić:

$$M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\sigma_{Ed,a1}} \times M_{Ed,1} = \frac{355}{263,1} \times 3949 = 5328 \text{ kNm.}$$

Dla analizowanego przypadku nośność można również zapisać, uwzględniając brak momentu w fazie f_0 w przekroju podporowym, w postaci:

$$M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times \frac{I_c}{y_c} = \frac{35,5}{1,0} \times \frac{9,217 \times 10^5}{61,4} = 5329 \text{ kNm.}$$

(27) Mobilizacja nośności plastycznej spowodowała podniesienie nośności przekroju o 21% w stosunku do analizy sprężystej (6,44/5,33). W dalszej części jako nośność przekroju podporowego na zgnanie przyjęto: $M_{pl,Rd} = 6,44 \text{ MNm}$.

(28) Po wyznaczeniu nośności przekroju podporowego na zginanie można przystąpić do kolejnych kroków procedury oceny nośności całego dźwigara na zwichrzenie według procedury zamieszczonej w pkt 6.4.2 normy [22]. Ponieważ spełnione są warunki z pkt 6.4.2(5), to w obliczeniach wykorzystano „ciągną odwróconą ramę U”. Jej sztywność została wyznaczona według wytycznych pkt 6.4.2(6) normy [22].

(29) W pierwszej kolejności wyznaczono sztywność poszczególnych elementów „odwróconej ramy U”: rygla i słupków. Założono, że płyta pomostu będzie zbrojona w dwiema siatkami, w których pręty poprzeczne o średnicy 20 mm (Φ_p) są rozmieszczone co 20 cm ($s_b = 20 \text{ cm}$). Zbrojenie płyty na metr bieżący szerokości przekroju wynosi:

$$A_{s,p} = \frac{1}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2} \right)^2 = \frac{1}{0,20} \times 3,142 \times \left(\frac{2,0}{2} \right)^2 = 15,71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,157 \text{ cm.}$$

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

$$a_{c,p} = c_{nom,bot} + \frac{\Phi_p}{2} = 3,5 + \frac{2,0}{2} = 4,5 \text{ cm.}$$

(31) Wysokość efektywna przekroju wynosi:

$$d = h_f - a_{c,p} = 21 - 4,5 = 16,5 \text{ cm.}$$

(31) Sztywność płyty pomostu stanowiącej rygiel ramy U powinna uwzględniać możliwość zarysowania. W tym celu wyznaczone zostało położenie osi obojętnej dla zarysowanego przekroju żelbetowego (od włókien górnych). Łącząc dwa warunki – na zgodność odkształceń

w płaskim przekroju i wypadkowych w części ściskającej, oraz rozwiązując względem niewiadomego położenia osi obojętnej, można zapisać:

$$x_{c1} = \frac{-A_{s,p} E_a + \sqrt{(A_{s,p} E_a)^2 + 2 A_{s,p} E_a E_{cm} d}}{E_{cm}} =$$

$$= \frac{-0,157 \times 20 \times 10^3 + \sqrt{(0,157 \times 20 \times 10^3)^2 + 2 \times 0,157 \times 20 \times 10^3 \times 32 \times 10^2 \times 16,5}}{32 \times 10^2} = 4,8 \text{ cm.}$$

Następnie wyznaczono moment bezwładności przekroju zarysowanego:

$$I_{c2} = A_{s,p} (d - x_{c1})^2 + \frac{E_{cm}}{3 E_a} x_{c1}^3 = 0,157 (16,5 - 4,8)^2 + \frac{32 \times 10^2}{3 \times 20 \times 10^3} \times 4,8^3 =$$

$$= 27,4 \text{ cm}^3 = 2,74 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}.$$

(32) Współczynnik α uwzględnia liczbę wzajemnie stabilizujących się belek w przekroju poprzecznym. Dla najbardziej niekorzystnego przypadku – belki skrajnej przyjmuje się wartość 2. W przypadku belek wewnętrznych można tę wartość podwyższyć. Szczegółowe wytyczne są zamieszczone w pkt 6.4.2(6) normy [22].

Ponieważ momenty zginające w poszczególnych dźwigarach mają zbliżone wartości, to w analizowanym przypadku dalsze obliczenia postanowiono prowadzić dla najniższej wartości $\alpha = 2$. W prezentowanej procedurze normowej występuje również współczynnik a , który określa rozstaw belek (w tym przypadku $a = 2,2 \text{ m}$).

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

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_{c2}}{a} = \frac{2 \times 20 \times 10^7 \times 2,74 \times 10^{-5}}{2,2} = 4982 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

natomiast sztywność giętna środnika stalowego k_2 wzorem (6.10) normy [22]:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4 (1 - \nu_a^2) h_s} = \frac{21 \times 10^7 \times 0,019^3}{4 (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,036)} = 410 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

(34) Z porównania wartości k_1 i k_2 wynika, że sztywność zarysowanej płyty łączącej dźwigary jest o rząd wielkości większa od sztywności stalowych środników. Sztywność skrętna k_s na jednostkę długości dla całej ramy określa wzór (6.8) normy [22]:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} = \frac{4982 \times 410}{4982 + 410} = 379 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

(35) Następnym krokiem jest wyznaczenie momentu krytycznego M_{cr} . Normy [16, 20, 22] nie podają rozwiązania analitycznego. Projektant ma możliwość zastosować zaawansowane modele numeryczne do wyznaczenia obciążenia krytycznego lub rozwiązanie analityczne, opierając się np. na procedurze podanej w pre-Eurokodzie (załącznik B) [1]. W ostatecznej wersji normy [21] załącznik ten został jednak pominięty. Zwięzły opis tej procedury można znaleźć w Designers' Guide [42]. Poniżej zastosowano tę procedurę.

(36) Moduł Kirchhoffa stali obliczono jak dla materiału izotropowego:

$$G_a = \frac{E_a}{2(1 + \nu_a)} = \frac{210}{2(1 + 0,3)} = 80,8 \text{ GPa.}$$

(37) Procedura wymaga określenia współczynnika k_c uwzględniającego parametry przekroju poprzecznego dźwigara stalowego. Ponieważ przyjęty kształtownik HEB 1000 jest bisymetryczny, to wartość współczynnika określa się zgodnie z pkt B.1.3 normy [1].

(38) Odległość pomiędzy środkami ciężkości przekroju stalowego i płyty pomostu: $z_c = 0,5 \times 121 = 60,5 \text{ cm}$. Pole przekroju kształtownika wraz z podłużnymi prętami zbrojeniowymi A wynosi:

$$A = A_a + A_s = 400 + 92,2 = 492,2 \text{ cm}^2,$$

natomiast parametr e :

$$e = \frac{A I_a}{A_a z_c (A - A_a)} = \frac{492,2 \times 64,47 \times 10^4}{400 \times 60,5 (492,2 - 400)} = 142,2 \text{ cm.}$$

(39) Moment bezwładności kształownika HEB 1000 względem słabszej osi bezwładności wynosi $I_{a,z} = 1,63 \times 10^4$. Kwadrat promienia bezwładności dźwigara stalowego i_x^2 wynosi:

$$i_x^2 = \frac{I_a + I_{a,z}}{A_a} = \frac{64,47 \times 10^4 + 1,63 \times 10^4}{400} = 1653 \text{ cm}^2,$$

a współczynnik k_c :

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_c}{I_a}}{\frac{0,25 h_s^2 + i_x^2}{e} + h_s} = \frac{\frac{(100 - 3,6) \times 9,217 \times 10^5}{64,47 \times 10^4}}{\frac{0,25 (100 - 3,6)^2 + 1653}{142,2} + (100 - 3,6)} = 1,108.$$

(40) Za długość L_{cr} , która określa wolny odcinek pasa niezabezpieczonego przed zwichrzeniem, przyjęto całkowitą długość dźwigara pomniejszoną o szerokość poprzecznicy uciągającej:

$$L_{cr} = 3000 - 120 = 2880 \text{ cm.}$$

(41) Współczynnik C_4 uwzględnia rozkład momentów zginających na długości L_{cr} . Dobiera się go z tab. B.1-B.3 [1]. Dokładne wyznaczenie rozkładu wymaga przeprowadzenia oddzielnej analizy statycznej. Ponieważ w analizowanych przęsłach wartości momentów zginających nad podporami i w środku przęsła nurtowego są w przybliżeniu równe, postanowiono przyjąć $\psi = 0,5$. Odpowiada to sytuacji, w której momenty podporowe i przęsłowe są sobie równe. Przy takim założeniu wartość współczynnika C_4 według tab. B.1 [1] wynosi 21,9 dla przęsła środkowego.

(42) Moment bezwładności kształownika przy skręcaniu (St. Venanta) wynosi:

$$J_{at} = \frac{2 b_f t_f^3 + h_w t_w^3}{3} = \frac{2 \times 30 \times 3,6^3 + (100 - 2 \times 3,6) 1,9^3}{3} = 1145 \text{ cm}^4.$$

Moment bezwładności pasa dolnego względem osi pionowej przekroju $I_{af,z}$ ma wartość:

$$I_{af,z} = \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{3,6 \times 30^3}{12} = 8100 \text{ cm}^4.$$

(43) Ostatecznie moment krytyczny wyznaczono z równania:

$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L_{cr}} \sqrt{\left(G_a J_{at} + \frac{k_s L_{cr}^2}{\pi^2} \right) E_a I_{af,z}} =$$

$$= \frac{1,108 \times 21,9}{2880} \sqrt{\left(8080 \times 1145 + \frac{379 \times 2880^2}{3,142^2} \right) \times 21000 \times 8100} = 19\,462 \text{ kNm.}$$

(44) Dla obliczenia smukłości jest wymagane obliczenie momentu M_{Rk} odpowiadającego nośności przekroju zespolonego w stanie, w którym była wyznaczana nośność przekroju M_{Rd} , ale przy założeniu charakterystycznych wytrzymałości materiałów. Wobec tego nośność M_{Rk} wyznaczono dla przekroju zespolonego z uwzględnieniem pełnego przekroju dźwigara stalowego oraz prętów zbrojeniowych. Sprężysty rozkład naprężeń pozwalał zakwalifikować taki przekrój do klasy 3. z uwagi na średnik i 1. dla pasów. W związku z tym dalsze obliczenia przeprowadzono dla średnika o przekroju efektywnym ($2 \times 20 \text{ } \epsilon t_w$). Plastyczna oś obojętna znajduje się w odległości x_{PNA} od włókien dolnych i jest w innym położeniu niż dotychczas ze względu na naprężenia w prętach zbrojeniowych, tym razem równych charakterystycznej (a nie obliczeniowej) granicy plastyczności.

(45) W pierwszej kolejności sprawdzono, czy plastyczna oś obojętna nadal przebiega na wysokości średnika. Siła wypadkowa w prętach zbrojeniowych dla charakterystycznej granicy plastyczności wynosi:

$$F_s = A_s f_{sk} = 92,2 \times 50 = 4610 \text{ kN,}$$

wypadkowa w pasie ma wartość:

$$F_f = A_{a,f} f_{yk} = 108 \times 35,5 = 3834 \text{ kN,}$$

a wypadkowa w efektywnej części środnika:

$$F_w = (2r + 2 \times 20 \varepsilon t_w) t_w f_{yk} = (2 \times 3 + 2 \times 20 \times 0,814 \times 1,9) \times 1,9 \times 35,5 = 4577 \text{ kN.}$$

(46) Ponieważ siła wypadkowa z efektywnej części środnika jest mniejsza od siły wypadkowej z prętów zbrojeniowych, to plastyczna oś obojętna przebiega na wysokości pasa górnego.

(47) Odległość jest pomijalnie mała – w granicach dziesiątych części mm. W związku z tym przyjęto uproszczenie, zgodnie z którym oś plastyczna przebiega na wysokości styku pasa górnego ze środnikiem (powyżej wyokrąglenia). Otrzymane wypadkowe w poszczególnych elementach przekroju oraz nośność całego przekroju wyznaczono w tab. 9.2.3.4.2.

Tab. 9.2.3.4.2. Wyznaczenie 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]
Zbrojenie	rozciąganie	92,2	50,0	4610	0,144	664
Pas górny	rozciąganie	108,0	35,5	3834	0,018	69
Środnik	ściskanie	128,9	35,5	4577	0,464	2124
Pas dolny	ściskanie	108,0	35,5	3834	0,946	3627
$\Sigma F_i e_i$						6484

(48) Jak wynika z zestawienia, nośność przekroju $M_{Rk} = 6484 \text{ kNm}$ i jest ona tylko nieznacznie wyższa od nośności $M_{Rd} = 6439 \text{ kNm}$. Wynika to z tego, że wprowadzie zwiększa się wypadkowa w prętach zbrojeniowych, ale przez ograniczenie strefy efektywnej części ściskanej nie powoduje to zauważalnego zwiększenia nośności całego przekroju. Smukłość względna wynosi:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{Cr}}} = \sqrt{\frac{6484}{19462}} = 0,577.$$

(49) Następnie określono wartość współczynnika zwichrzenia χ_{LT} (pkt 6.3.2.2 normy [16]). Dla kształtownika HEB 1000 proporcje $h/b = 3,33 > 2$, w związku z tym obowiązuje krzywa zwichrzenia „b” (tab. 6.4 normy [16]), dla której parametr imperfekcji $\alpha_{LT} = 0,34$ (tab. 6.3 normy [16]). Współczynnik Φ_{LT} wynosi:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \times (0,577 - 0,2) + 0,577^2 \right] = 0,731.$$

(50) Ostatecznie współczynnik zwichrzenia χ_{LT} obliczono ze wzoru (6.56) normy [16]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,731 + \sqrt{0,731^2 - 0,577^2}} = 0,848.$$

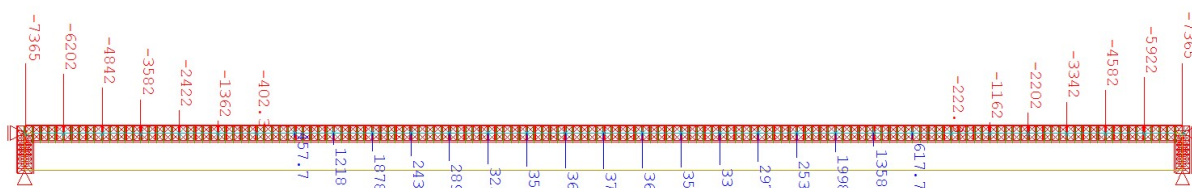
(51) Nośność na zginanie z uwzględnieniem niestateczności globalnej $M_{b,Rd}$ jest równa:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,848 \times 4,18 \frac{1,0}{1,1} = 3,22 \text{ MNm}$$

i jest mniejsza niż obliczeniowy moment zginający nad podporą pośrednią $M_{Ed} = -3,95 \text{ MNm}$ (tab. 9.2.2.3.1). Warunek na nośność jest przekroczony o 23% (3,95/3,22).

(52) 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 tylko przęśło środkowe, obustronnie zamocowane w poprzecznicach podporowych. Pominięto korzystną redukcję długości konstrukcji stalowej o szerokość poprzecznic podporowych. Założono sztywne podparcie w kierunku poprzecznym dla pasa górnego (wynikające ze sztywności płyty pomostu) oraz podatne podparcie na obrót względem osi dźwigara (wynikające z obrotu zarysowanej płyty pomostu) według rys. 6.10 [22]. Sztywność podparcia pomostu na obrót wynikała ze sztywności płyty i została wyznaczona wcześniej: $k_1 = 4982 \text{ kNm/m}$. Podatność środnika dźwigara została uwzględniona w modelu dzięki użyciu elementów powierzchniowych do jego modelowania.

Model został obciążony obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości 100 kN/m. Uzyskane konserwatywne wartości momentów zginających przedstawiono na rys. 9.2.3.4.6.

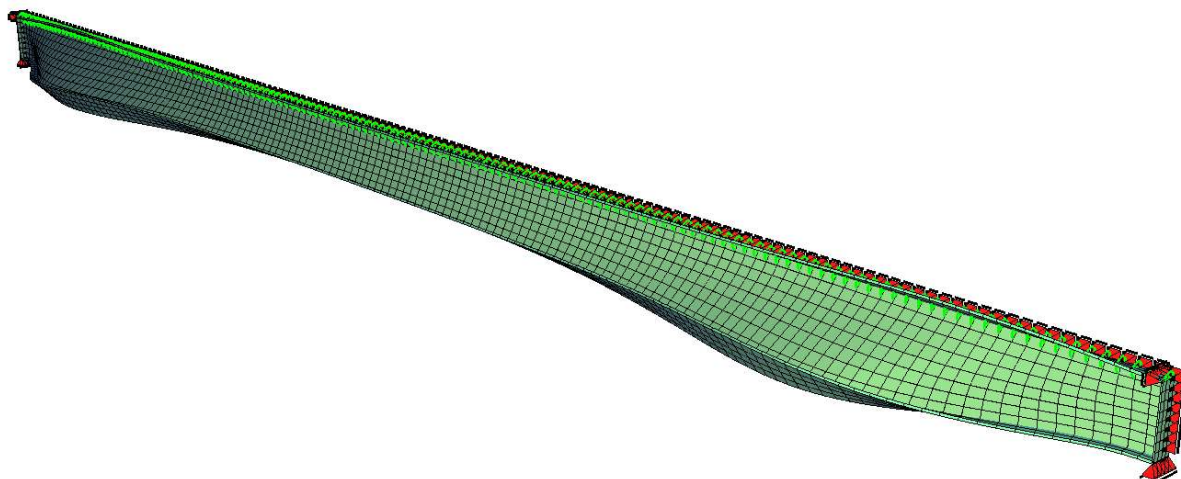


Rys. 9.2.3.4.6. Wykres momentów zginających w przęśle środkowym pod obciążeniem 100 kN/m

(53) Następnie została przeprowadzona sprężysta (liniowa) analiza wyboczeniowa pod zadaniem obciążeniem przyłożonym do górnej powierzchni środnika (100 kN/m). Jej wynikiem były mnożniki do obciążenia, przy których występowało wyboczenie (rys. 9.2.3.4.7). Najmniejsza wartość współczynnika wynosiła 3,34. Moment krytyczny w przekroju podporowym ma zatem wartość:

$$M_{cr} = 3,34 \times 7365 = 24\,599 \text{ kNm.}$$

Uzyskany wynik jest wyższy o około 26% niż moment krytyczny uzyskany z rozwiązania analitycznego ($M_{cr} = 19\,462 \text{ kNm}$). Wynika to głównie z odwzorowania w modelu zamocowania pasa dolnego w poprzecznicach podporowych.



Rys. 9.2.3.4.7. Postać wyboczeniowa dla pasa dolnego w pobliżu podpór pośrednich w przęśle środkowym

(54) Końcowa wartość współczynnika zwichrzenia wynosi:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{6\,484}{24\,599}} = 0,513,$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \times (0,513 - 0,2) + 0,513^2 \right] = 0,685,$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,685 + \sqrt{0,685^2 - 0,513^2}} = 0,878,$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,878 \times 4,18 \frac{1,0}{1,1} = 3,34 \text{ MNm.}$$

(55) Zastosowanie modelu numerycznego pozwoliło na wyznaczenie współczynnika zwichrzenia o wartości 0,878, co różni się o około 3% w stosunku do wyniku uzyskanego, stosując procedurę analityczną według prenormy [1] (0,848). Oba podejścia można zatem traktować jako równoważne.

(56) Nośność zginanego przekroju z uwzględnieniem zwichrzenia nie została zapewniona dla momentu w teoretycznej osi podparcia $M_{Ed} = -3,95$ (tab. 9.2.2.3.1). Można jednak uwzględnić, że wraz z oddaleniem się od osi podparcia spada wartość momentu zginającego. Jak wynika z rys. 9.2.2.3.14, w odległości 2 m od osi podparcia wynosi on już tylko $M'_{Ed} = 1,90$ MNm. Zakładając liniową zmienność momentów zginających pomiędzy tymi przekrojami, odległość od osi podparcia, w której $M_{Ed} = M_{b,Rd}$, spełnia równanie:

$$M_{Ed} - \frac{x}{2}(M_{Ed} - M'_{Ed}) = 3,95 - \frac{x}{2}(3,95 - 1,90) = M_{b,Rd} = 3,34 \text{ MNm.}$$

Po przekształceniach otrzymuje się: $x = \frac{1,22}{2,05} = 60 \text{ cm.}$

(55) Uwzględniając, że poprzecznicę ma szerokość 120 cm, to przekrój x znajduje się dokładnie w licu poprzeczniczy. Warunek nośności na zwichrzenie został sprawdzony.

(56) Osobnym zagadnieniem jest niestateczność pasa ściskanego przy smukłym środniku (możliwość wyboczenia w płaszczyźnie środnika). Minimalną smukłość środnika określa rozdział ósmy normy [17].

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

$$k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,4 \times \frac{21\,000}{35,5} \sqrt{\frac{(100 - 2 \times 3,6) \times 1,9}{30 \times 3,6}} = 302.$$

Smukłość kształtownika jest dużo niższa i wynosi:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(100 - 2 \times 3,6)}{1,9} = 48,84 < 302.$$

Warunek jest spełniony z dużym zapasem. Jest to typowe dla kształtowników z bardzo krępyimi środnikami.

9.2.3.5. Nośność na ścinanie przekroju podporowego

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

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{100 - 2 \times 3,6}{1,9} = 48,84 \not\geq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \frac{0,814}{1,2} = 48,84.$$

(2) Ponieważ nierówność nie jest spełniona, środnik nie jest narażony na wyboczenie na skutek ścinania. W takim przypadku nośność przekroju stalowego na ścinanie $V_{c,Rd}$ może być przyjęta jako równa nośności plastycznej samego środnika $V_{pl,Rd}$ (pkt 6.2.6(1) i (2) normy [16]). Pole czynne przy ścinaniu A_v dla kształtowników walcowanych wynosi (pkt 6.2.6(3) normy [16]):

$$\begin{aligned} A_v &= \max[A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f ; \eta h_w t_w] = \\ &= \max[400 - 2 \times 30 \times 3,6 + (1,9 + 2 \times 3,0) \times 3,6 ; 1,2 \times (100 - 2 \times 3,6) \times 1,9] = \\ &= \max[212,4 ; 211,6] = 212,4 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{212,4 \times \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} = 4353 \text{ kN.}$$

(3) Obliczeniowa siła ścinająca V_{Ed} z obu faz wynosi (tab. 9.2.2.3.2): $V_{Ed} = 1210$ kN. Warunek nośności na ścinanie (6.17) normy [16] jest spełniony:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{1210}{4353} = 0,278 < 1.$$

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

9.2.3.6. Nośność zespolenia

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

(2) W stanie granicznym nośności można dopuścić lokalne przekroczenie nośności zespolenia na ścinanie, 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.

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

(4) 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 ze 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 ($M_{Ed} < M_{el,Rd}$).

(5) 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 podczas sprawdzania SGU w dalszej części rozdziału.

(6) Naprężenie w pasie dolnym w fazie f_o wywołwane momentem $M_{Ed} = 1,35 \times 1952 = 2635 \text{ kNm}$ (tab. 9.2.2.3.1) wynosi:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ed,0} y_a}{I_a} = \frac{2635 \times 10^2 \times 50}{64,47 \times 10^4} = 204,4 \text{ MPa.}$$

(7) Parametry przekroju dla obciążeń krótkotrwałych ($n = n_o$) są równe:

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

(8) Sprowadzone pole przekroju wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{6,56} = 1104 \text{ cm}^2.$$

(9) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c można wyznaczyć z zależności:

$$y_c = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{6,56}}{1104} = 88,6 \text{ cm.}$$

(10) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (88,6 - 50,0)^2 + \\ + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 6,56} + \frac{220 \times 21}{6,56} (110,5 - 88,6)^2 = 1,24 \times 10^6 + 0,36 \times 10^6 = 1,60 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(11) Aby ograniczyć obliczenia, dla wszystkich obciążeń długotrwałych przyjęto jedną wartość współczynnika pełzania – jak dla obciążeń wyposażeniem ($n = n_L = 18,81$). Położenie osi obojętnej przekroju wynosi:

$$y_{c,L} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{18,81}}{400 + \frac{220 \times 21}{18,81}} = 73,0 \text{ cm.}$$

(12) Sprawdzoney moment bezwładności przekroju zespolonego:

$$I_{c,L} = I_a + A_a(y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n}(y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (73,0 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 18,81} + \frac{220 \times 21}{18,81}(110,5 - 73,0)^2 = 8,56 \times 10^5 + 3,54 \times 10^5 = 1,21 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(13) Na podstawie danych zestawionych w tab. 9.2.2.3.1 sumy obliczeniowych momentów w przekroju przęsłowym dla obciążeń krótkotrwałych ($M_{Ed,1}$) i długotrwałych ($M_{Ed,L,1}$) wynoszą:

$$M_{Ed,1} = 0,9 \times 255 + 1,35 \times 2262 = 3284 \text{ kNm},$$

$$M_{Ed,L,1} = 1,35 \times (-140) + 1,35 \times 535 + 1,2 \times 31 = 570 \text{ kNm}.$$

(14) Naprężenie w pasie dolnym przekroju przęsłowego w fazie f , jest równe:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ed,1} y_c}{I_c} + \frac{M_{Ed,L,1} y_{c,L}}{I_{c,L}} = \frac{3284 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} + \frac{570 \times 10^2 \times 73,0}{1,21 \times 10^6} = 181,9 + 34,4 = 216,3 \text{ MPa}.$$

(15) 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 9.2.5.10(SGU).

(16) Ostatecznie naprężenie w pasie dolnym dźwigara wynosi:

$$\sigma_a = \sigma_{a,0} + \sigma_{a,1} = 204,4 + 216,3 = 420,7 \text{ MPa}.$$

(17) Nośność sprężystą przekroju na zginanie $M_{el,Rd}$ wyznaczono ze wzoru (6.4) normy [22]:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed},$$

przy czym współczynnik k jest mnożnikiem do obciążeń z fazy eksploatacji, które są skalowane dla osiągnięcia granicy plastyczności:

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \sigma_{a,0} + k \sigma_{a,1} = 204,4 \text{ MPa} + k \times 216,3 \text{ MPa}.$$

Po uporządkowaniu otrzymuje się:

$$k = \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} - \sigma_{a,0}}{\sigma_{a,1}} = \frac{355}{1,0} - 204,4}{216,3} = 0,696.$$

Ostatecznie nośność sprężystą przekroju ma wartość:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} = 2635 + 0,696 \times (3284 + 570) = 5317 \text{ kNm}.$$

(18) Siłę ściskającą $N_{c,el}$ w płycie pomostu wywołaną działaniem momentu równego $M_{el,Rd}$ można wyznaczyć w sposób uproszczony jako iloczyn średnich naprężeń w płycie betonowej i pola powierzchni. Średnie naprężenie w płycie betonowej wynosi:

$$\begin{aligned} \sigma_{b,1} &= k \left(\frac{M_{Ed,1} (110,5 - y_c)}{I_c n_0} + \frac{M_{Ed,L,1} (110,5 - y_{c,L})}{I_{c,L} n_L} \right) = \\ &= 0,696 \times \left(\frac{3284 \times 10^2 \times (110,5 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} + \frac{570 \times 10^2 \times (110,5 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} \right) = 0,696 \times (6,85 + 0,94) \\ &= 5,4 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

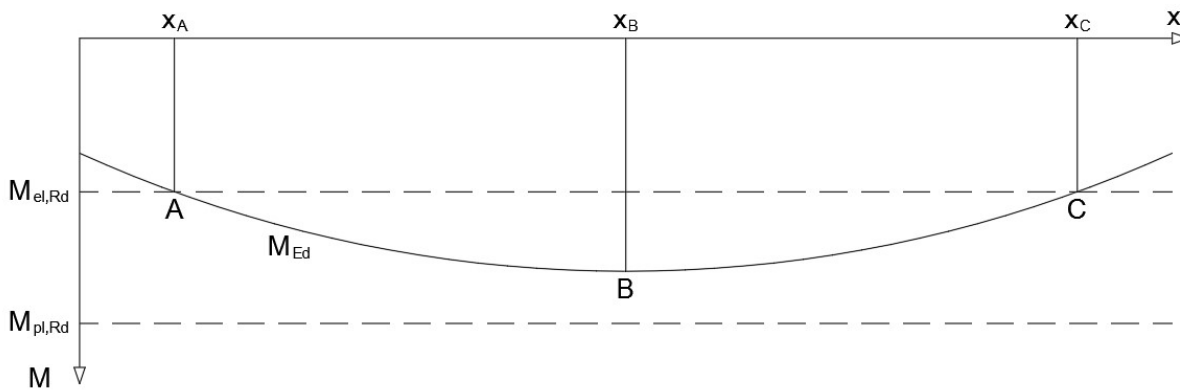
(19) Wypadkowa siła ściskająca $N_{c,el}$ w płycie pomostu jest równa:

$$N_{c,el} = A_c \sigma_{b,1} = 220 \times 21 \times 0,54 = 2495 \text{ kN}.$$

Siłę wypadkową ściskającą w płycie $N_{t,c}$ w momencie pełnego uplastycznienia przekroju wyznaczono podczas sprawdzania nośności przekroju: $N_{c,f} = F_c = 8,42 \text{ MN}$.

(20) Wartość siły wypadkowej w przekroju środkowym (pkt B na rys. 9.2.3.6.1) można interpolować z rys. 6.11 normy [22]:

$$N_{c,d} = N_{c,f} \frac{M_{Ed} - M_{a,Ed}}{M_{pl,Rd} - M_{a,Ed}} = 8,42 \times \frac{6,49 - 2,635}{7,55 - 2,635} = 6,60.$$



Rys. 9.2.3.6.1. Interpretacja odcinka A-C obejmującego strefę uplastycznioną przy zginaniu

(21) Z analizy statycznej (rys. 9.2.2.3.14) wyznaczono odcinek AB (rys. 9.2.3.6.1) o długości około $L_{AB} = 6,0$ m. W związku z tym podłużna siła ścinająca na jednostkę długości $v_{L,Ed}$ wynosi:

$$v_{L,Ed} = \frac{N_{c,f} - N_{c,el}}{L_{AB}} = \frac{6,60 - 2,50}{6,0} = 683 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(22) Poza tą strefą podłużną siłę ścinającą można wyznaczyć ze znanego równania opartego na liniowych związkach pomiędzy siłami ścinającymi: podłużną i poprzeczną w przekroju. Do wyznaczenia siły ścinającej należy przeprowadzić analizę przekroju niezarysowanego. Większe wartości najczęściej otrzymuje się w przypadku pominięcia wpływu pełzania. W związku z tym analiza została przeprowadzona dla sytuacji oddania obiektu do użytkowania (t_0) z pominięciem wpływu pełzania ($n = n_0$).

(23) Szczegółowe obliczenia zostały przeprowadzone dla przęsła nurtowego. Z analizy statycznej (rys. 9.2.2.3.15 i 9.2.2.3.22) wynika, że maksymalna siła poprzeczna (tylko z fazy f_1) w pkt II na rys. 9.2.3.6.3 jest równa:

$$V_{Ed,II} = 968 - 1,35 \times 182 = 722 \text{ kN}$$

Na odcinku II-III według rys. 9.2.3.6.3 podłużna siła ścinająca (dla siły $V_{Ed,II} = 722$ kN) wynosi:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} A_b (y_b - y_c)}{I_c n} = \frac{722 \times 220 \times 21 \times (110,5 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = 696 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

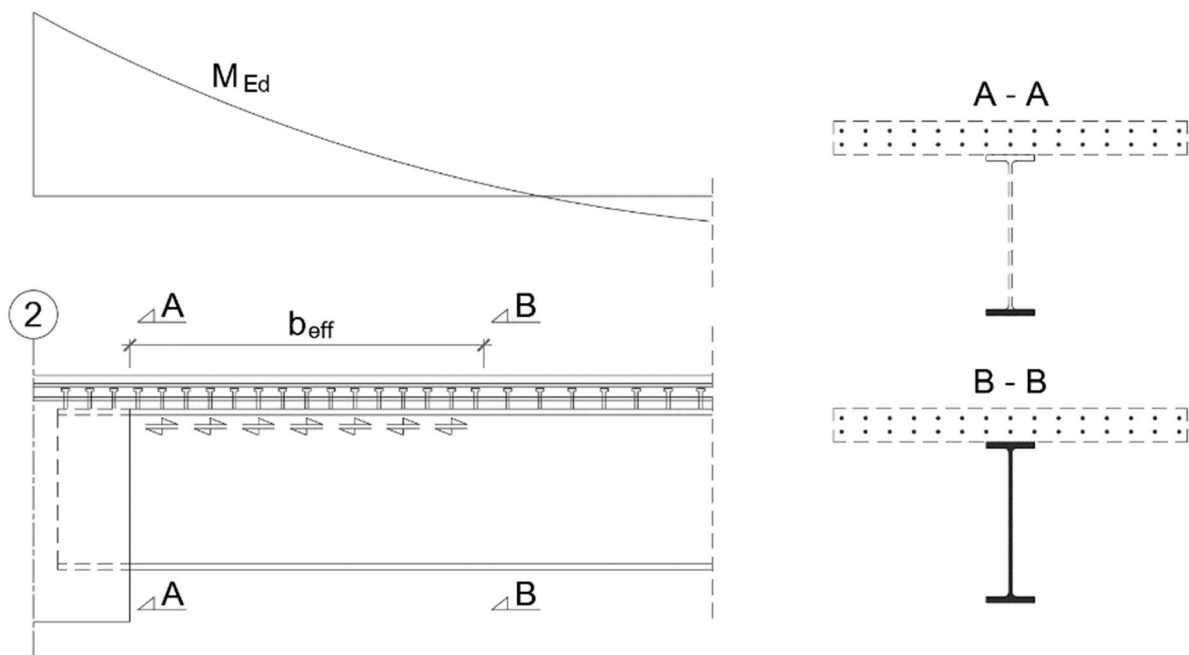
(24) Odmiennego podejścia wymaga strefa podporowa (I-II według rys. 9.2.3.6.3). Można konserwatywnie przyjąć, że cała siła w połączeniu wynika z całkowitej możliwej siły przenoszonej przez pręty zbrojeniowe:

$$N_{c,d} = f_{sd} A_{sf} = \frac{50,0}{1,15} \times 92,2 = 4,01 \text{ MN}$$

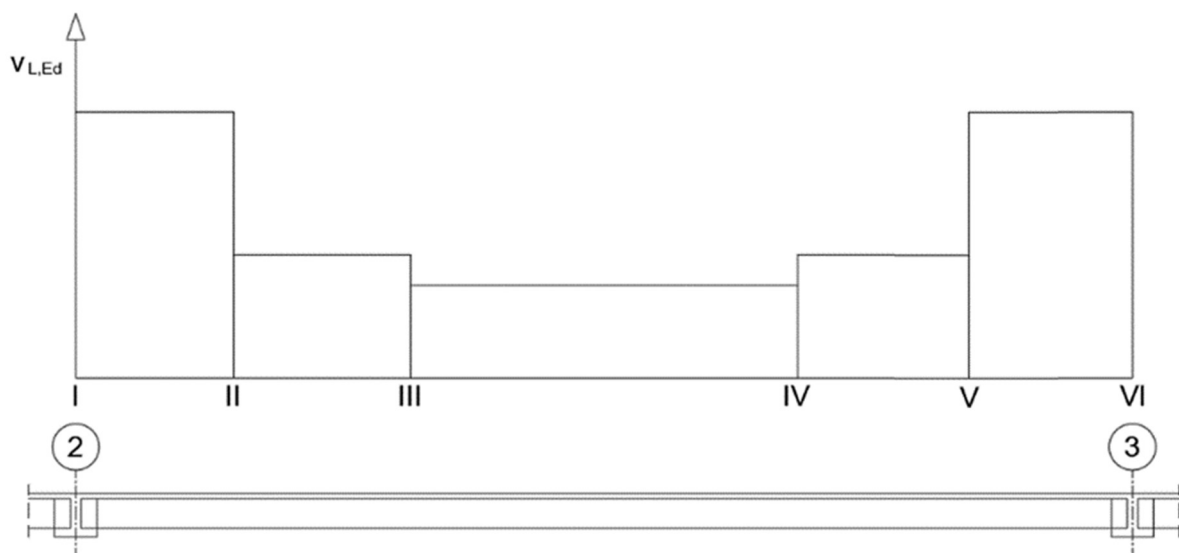
(25) Przekrój w strefie podporowej, w którym w pełni jest uwzględniana nośność dźwigara stalowego, jest oddalony od osi podpory o sumę połowy szerokości poprzecznic (60 cm) oraz $b_{eff} = 220$ cm (rys. 6.12 normy [22]). Przekrój w pełni włączony do współpracy jest oddalony o 2,80 m od osi podparcia. Dla uproszczenia przyjęto, że moment zginający w tym przekroju zeruje się (rys. 9.2.3.6.2). W związku z tym cała siła z prętów zbrojeniowych powinna być przeniesiona na odcinku b_{eff} . Siła ścinająca w połączeniu dla odcinka I-II według rys. 9.2.3.6.3 ma wartość:

$$v_{L,Ed} = \frac{N_{c,d}}{b_{eff}} = \frac{4,01}{2,2} = 1823 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Otrzymane podłużne siły ścinające $v_{L,Ed}$ na poszczególnych odcinkach przęsła nurtowego (rys. 9.2.3.6.3) zestawiono w tab. 9.2.3.6.1.



Rys. 9.2.3.6.2. Przyjęty sposób wymiarowania zespolenia w strefie podporowej



Rys. 9.2.3.6.3. Ogólny podział przęśła nurtowego na odcinki do wymiarowania zespolenia

(26) 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 $d = 19$ mm i wysokości całkowitej $h_{sc} = 150$ mm. Dla takich gabarytów smukłość trzpienia wynosi:

$$\frac{h_{sd}}{d} = \frac{150}{19} = 7,9 > 4.$$

Ponieważ smukłość jest większa od 4, nie ma potrzeby stosowania współczynnika korekcyjnego α ($\alpha = 1$).

(27) Wytrzymałość na rozciąganie stali sworzni (S235J2 + C450) wynosi $f_u = 450$ MPa. Dodatkowy współczynnik $\gamma_v = 1,25$ jest zalecany w pkt 6.6.3.1(1) normy [22]. Ostatecznie obliczeniowa nośność jednego sworznia wynosi:

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

$$= \min \left[\frac{0,8 \times 45,0 \times 3,142 \times 1,9^2}{4 \times 1,25}; \frac{0,29 \times 1 \times 1,9^2 \times \sqrt{3,0 \times 3200}}{1,25} \right] =$$

$$= \min[81,7; 82,1] = 81,7 \text{ kN.}$$

(28) 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.

Przyjęte sworznie na poszczególnych odcinkach zestawiono w tab. 9.2.3.6.1.

Tab. 9.2.3.6.1. Przyjęte sworznie w poszczególnych odcinkach dla stanu granicznego nośności

Oznaczenie odcinka wg rys.	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 (V-VI)	4,5	1823	3 co 12,5 cm	1961
II-III (IV-V)	4,5	696	2 co 20 cm	817
III-IV	12,0	683	2 co 20 cm	817

(29) W przykładzie pominięto sprawdzenia przęseł skrajnych, gdzie dochodzi do koncentracji izostatycznych (pierwotnych) oddziaływań skurczu i temperatury, wywołujących na końcach płyty pomostu siłę ścinającą o przeciwnym znaku do obciążeń ciężarem wyposażenia.

(30) 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 powinna być mniejsza niż 25 mm. Wysokość sworznia nie powinna być 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 powinna też przekraczać 150% grubości pasa górnego.

(31) Rozstaw sworznia w kierunku osi dźwigara nie powinien być mniejszy niż $5d$, co dla obliczanego przypadku wynosi 95 mm. Natomiast rozstaw w kierunku poprzecznym nie powinien być mniejszy niż $2,5d$, co w tym przypadku wynosi 47,5 mm.

(32) We wszystkich przypadkach rozstaw w kierunku podłużnym sworzni nie powinien przekraczać czterokrotnej grubości płyty ($4 \times 21 \text{ cm} = 84 \text{ cm}$) oraz 800 mm. Jeśli natomiast sworznie mają zabezpieczać pas ściskany przed lokalną utratą stateczności, to maksymalny rozstaw w kierunku podłużnym wynosi (pkt 6.6.5.5(2) normy [22]):

$$22 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 3,6 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 64,4 \text{ cm.}$$

Jeśli warunek ten nie jest spełniony, należy wyznaczyć klasę przekroju ściskanego, tak jakby nie był połączony sztywno z płytą pomostu.

(33) Na podstawie tych zależności można wyznaczyć liczbę sworzni, jaka zmieści się na szerokości pasa:

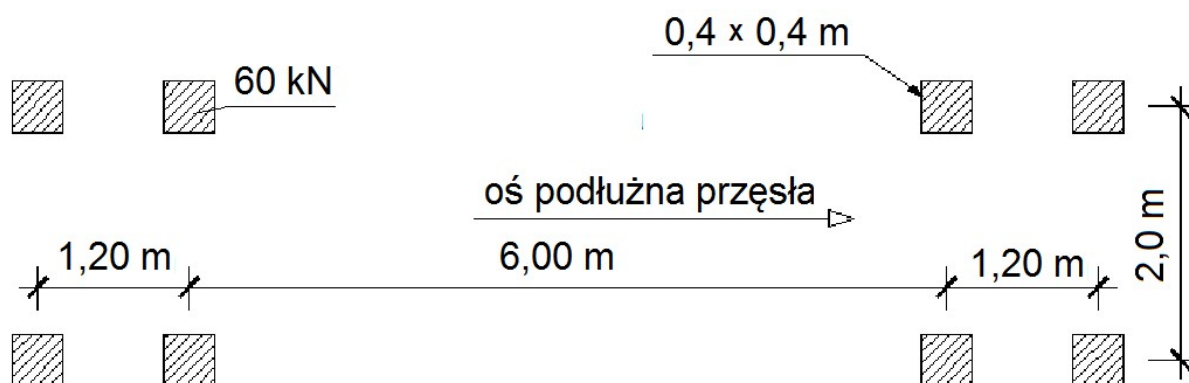
$$\frac{b_f - 2 \times 2,5 - d}{2,5 d} = \frac{30 - 2 \times 2,5 - 1,9}{2,5 \times 1,9} = 4,86.$$

Na pasie górnym zmieszczą się cztery sworznie w jednym rzędzie. Obliczenia wykazały jednak (tab. 9.2.3.6.1), że wystarczą trzy sworznie w jednym rzędzie dla uzyskania odpowiedniej nośności zespolenia.

9.2.3.7. Nośność na zmęczenie

(1) Stan graniczny zmęczenia konstrukcji zespolonej wymaga oddzielnego sprawdzenia dla wszystkich materiałów konstrukcyjnych: betonu, stali zbrojeniowej i konstrukcyjnej. Norma [22] w zakresie sprawdzeń tych materiałów odwołuje się do procedur zawartych w normach [15, 19, 20, 22], jak również podaje wytyczne sprawdzenia zmęczenia zespolenia jako elementu charakterystycznego dla konstrukcji stalowo-betonowych. W dalszej części obliczeń zawarto tylko przykład sprawdzenia stanu granicznego nośności zmęczeniowej połączenia za pomocą sworzni.

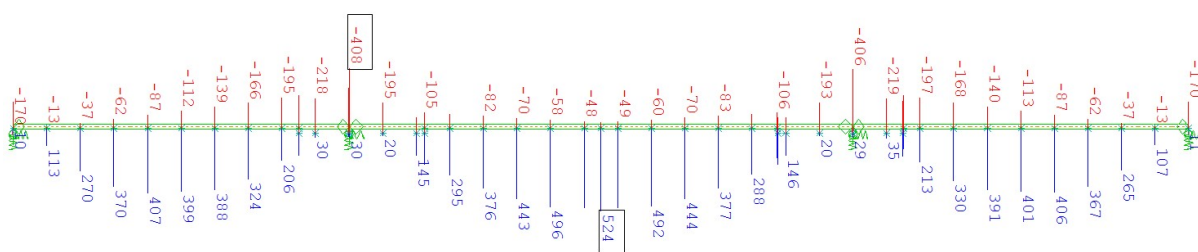
(2) Dla analizowanej konstrukcji pręseł obciążenie zmęczeniowe jest przedstawione w postaci modeli zmęczeniowych FLM 1-5 (ang. *Fatigue Load Model*) opisanych w normie [13]. Najprostsze sprawdzenie zmęczenia obejmuje wyznaczenie zakresu zmienności naprężenia w karbie konstrukcyjnym od przejazdu modelu FLM 3 o obciążeniu całkowitym 480 kN (rys. 9.2.3.7.1). Model FLM3 ustawiono w przekroju poprzecznym w osi pasa umownego jak podczas sprawdzeń globalnych (pkt 4.6.1(4) normy [13]. Ponieważ przeprowadzana analiza obliczeniowa dotyczy efektów globalnych, przyjęto, że pojazd porusza się osiowo po pasie ruchu powolnego, bez analizy wpływu zmienności osi przejazdu w kierunku poprzecznym osi przejazdu według pkt 4.6.1.(5) normy [13]. Z uwagi na symetrię przekroju poprzecznego pręśła w analizie zmęczenia uwzględniono lokalizację pasa umownego tylko przy jednym z krawężników.



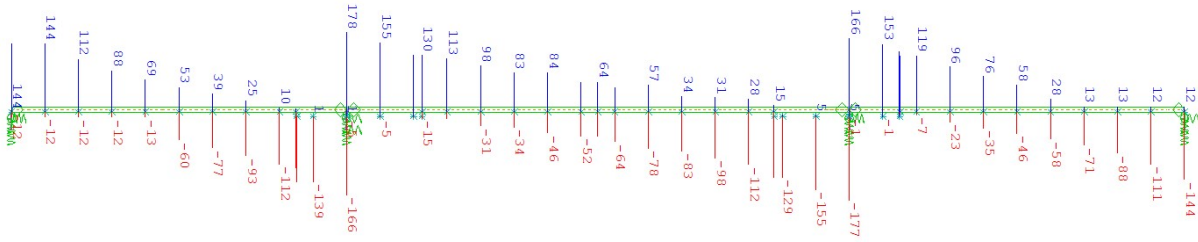
Rys. 9.2.3.7.1. Model obciążenia FLM3

(3) Dla karbu w postaci spoiny łączącej sworznie z pasem górnym sprawdzenie przeprowadzono dla stref podporowych. Cała siła podłużna z płyty pomostu powinna być przeniesiona na pas górny belki walcowanej na długości b_{eff} . Jest to strefa, w której występują największe wartości podłużnych sił ścinających w stanach granicznych nośności i użyteczności (pkt 9.2.3.5).

(4) Aby określić podłużną siłę rozciągającą w płycie pomostu, wyznaczono wartość podporowego momentu zginającego od obciążenia pojazdem FLM3. Po przeprowadzeniu analizy statyczne maksymalne wartości uzyskano w dźwigarze przyskrajnym: $M_{Ed,f} = -408$ kNm oraz $M_{Ed,r} = 30$ kNm (rys. 9.2.3.7.2).



Rys. 9.2.3.7.2. Obwiednia momentów zginających w przyskrajnym dźwigarze od przejazdu pojazdu FLM3 [kNm]



Rys. 9.2.3.7.3. Obwiednia sił poprzecznych przedskrajnym dźwigarze od przejazdu pojazdu FLM3 [kN]

(5) Kolejno sprawdzono, czy przekrój pracuje cały czas jako rozciągany (zarysowany). Ponieważ moment zginający od przejazdu FLM 3 wywołujący ścisnienie w płycie pomostu jest mniejszy niż moment od obciążeń stałych wywołujących rozciąganie, dalsza analiza będzie przeprowadzona dla całkowicie zarysowanego przekroju zespolonego. Różnica momentów wywołanych przejazdem FLM3 wynosi:

$$M_{E,f} = M_{E,f+} - M_{E,f-} = 30 + 408 = 438 \text{ kNm.}$$

(6) Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju składającego się z prętów zbrojeniowych oraz pasa dolnego wyznaczono ze wzoru:

$$y_s = \frac{A_s \times e}{A_s + A_{a,f}} = \frac{92,2 \text{ cm}^2 \times 109,0}{92,2 + 108,0} = 50,2 \text{ cm.}$$

(7) Moment bezwładności przekroju podporowego jest równy:

$$I_s = A_{a,f} \times y_s^2 + A_s \times (e - y_s)^2 = 108,0 \times 50,2^2 + 92,2 \times (109,0 - 50,2)^2 = 5,909 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$

(8) Naprężenia w środku ciężkości zbrojenia z pominięciem betonu wynoszą:

$$\sigma_{s,0} = \frac{M_{Ek,1} \times z}{I_c} = \frac{438 \times 10^2 \times (110,5 - 50,2)}{5,909 \times 10^5} = 44,7 \text{ MPa.}$$

(9) Dodatkowo należy uwzględnić zwiększenie siły w prętach zbrojeniowych z uwagi na sztywność betonu pomiędzy rysami za pomocą składnika $\Delta\sigma_s$ (pkt 6.8.5.4 i 7.4.3(3) normy [22]). Współczynnik α_{st} uwzględniający proporcje pomiędzy przekrojem stalowym i zespolonym przyjęto konserwatywnie $\alpha_{st} = 1,0$.

(10) Stopień zbrojenia przekroju płyty ρ_s wynosi:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{92,2}{220 \times 21} = 2,0\%.$$

(11) Składnik $\Delta\sigma_s$ (współczynnik 0,2 według pkt 6.8.5.4 normy [22]) ma wartość:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,2 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} = \frac{0,2 \times 2,9}{1,0 \times 2 \times 10^{-2}} = 29,0 \text{ MPa.}$$

(12) Ostatecznie naprężenie w prętach zbrojeniowych uwzględniające efekt *tension stiffening* ma wartość:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 44,7 + 29,0 = 73,7 \text{ MPa.}$$

(13) Siła wypadkowa w prętach zbrojeniowych wynosi:

$$N_{s,el} = A_s \sigma_{s,1} = 92,2 \times 7,37 = 680 \text{ kN.}$$

(14) Równocześnie sprawdzono wartość wypadkowej siły w płycie pomostu przy przyjęciu przekroju niezarysowanego. W tym celu wyznaczono wartość podłużnej siły w płycie pomostu od zginania przekroju składającego się z pasa dolnego oraz niezarysowanej płyty pomostu. Pole powierzchni tego przekroju jest równe:

$$A_c = A_{a,f} + \frac{A_b}{n} = 108 + \frac{220 \times 21}{6,56} = 812 \text{ cm}^2.$$

(15) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c można wyznaczyć z zależności:

$$y_c = \frac{A_{a,f} y_{a,f} + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{108 \times \frac{3,6}{2} + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{6,56}}{812} = 96,1 \text{ cm.}$$

(16) Sprawdzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_{a,f} + A_{a,f} (y_c - y_{a,f})^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = \frac{30 \times 3,6^3}{12} + 108 \times \left(96,1 - \frac{3,6}{2}\right)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 6,56} + \frac{220 \times 21}{6,56} (110,5 - 96,1)^2 = 9,61 \times 10^5 + 1,72 \times 10^5 = 1,13 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(17) Naprężenia w środku ciężkości płyty mają wartość:

$$\sigma_{b,f} = \frac{M_f \times z}{I_c \times n} = \frac{438 \times 10^2 \times (110,5 - 96,1)}{1,13 \times 10^6 \times 6,56} = 0,85 \text{ MPa.}$$

(18) Wypadkowa siły rozciągającej z płyty pomostu wynosi:

$$N_{s,el} = A_b \sigma_{b,f} = 220 \times 21 \times 0,085 = 393 \text{ kN.}$$

Uzyskana siła jest mniejsza niż przy przyjęciu całkowitego zarysowania konstrukcji. W dalszej części obliczeń przyjęto wartość $N_{s,el} = 680 \text{ kN}$.

(19) Podłużna siła ścinająca na metr bieżący dźwigara jest ilorazem siły z płyty pomostu oraz długości efektywnej dźwigara b_{eff} :

$$v_{L,Ek} = \frac{N_{s,el}}{b_{eff}} = \frac{680}{2,2} = 309 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

(20) Dodatkowo sprawdzono wartość siły ścinającej wyznaczonej z zależności pomiędzy siłą ścinającą a siłą poprzeczną w przekroju niezarysowanym (rys. 9.2.3.7.3). Dla takich założeń siła ścinająca w połączeniu wynosi:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} A_b (y_b - y_c)}{I_c n} = \frac{178 \times 220 \times 21 \times (110,5 - 96,1)}{1,13 \times 10^6 \times 6,56} = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Uzyskana wartość siły jest mniejsza od $v_{L,Ek} = 309 \text{ kN/m}$, oparta na założeniu przenoszenia całkowitej siły podłużnej z płyty pomostu na pas górny.

(21) Sworznie w strefie podporowej są rozstawione po trzy w rzędzie w odległości co 12,5 cm (tab. 9.2.3.6.1). Na metrze bieżącym dźwigara znajduje się $n = 24$ sworznie ($3 \times 100/12,5$) o średnicy 19 mm. W związku z tym zakres naprężenia ścinającego na skutek przejazdu obciążenia zmęczeniowego odniesiono do pola przekroju poprzecznego rdzenia trzpienia:

$$\Delta\tau = \frac{v_{L,Ek}}{n A_{sw}} = \frac{309}{24 \times 3,142 \times (0,5 \times 1,9)^2} = 45,4 \text{ MPa.}$$

(22) Wyznaczone naprężenia pochodzą od pojedynczego przejazdu FLM3. Kolejno stosowano współczynnik równoważności uszkodzenia λ , aby uwzględnić zakładany 100-letni okres eksploatacji obiektu (pkt 9.5 normy [20]).

(23) Współczynnik $\lambda_{v,1}$ uwzględniający długości linii wpływowych, a tym samym długości pręseł, określa pkt 6.8.6.2(4) normy [22]. Dla pręseł drogowych o długości do 100 m przyjmuje się wartość $\lambda_{v,1} = 1,55$. Pozostałe wartości współczynników $\lambda_{v,2} - \lambda_{v,4}$ wyznaczono z pkt 9.5.2(3)-(6) normy [20]. Jedyna zmiana przy sprawdzaniu sworzni w stosunku do sprawdzeń zmęczenia innych karbów konstrukcji stalowej polega na przyjęciu pochylenia krzywych 1:8, co sprowadza się do zmiany współczynników we wzorach z wartości „5” na „8” oraz z „1/5” na „1,8”. Należy również podkreślić, że przy sprawdzaniu zmęczenia sworzni nie stosuje się górnego ograniczenia $\lambda_{v,max}$.

(24) Współczynnik $\lambda_{v,2}$ uwzględnia zakładaną strukturę pojazdów poruszających się po pasie ruchu powolnego. Wyznaczenie współczynnika wymaga przyjęcia wielu wartości, takich jak całkowitej liczby pojazdów ciężarowych na danym pasie ruchu w ciągu roku (N_{obs}) lub średni ciężar pojazdu ciężarowego (Q_{m1}). Struktura ruchu i pozostałe dane zostały przyjęte zgodnie z zapisami normy [13]. Przewidywana liczba pojazdów ciężarowych została przyjęta jak dla

najwyższej kategorii odpowiadającej autostradom z dużym udziałem samochodów ciężarowych (tab. 4.5(n) normy [13]).

$$N_{obs} = 2 \times 10^6.$$

(25) Udział poszczególnych rodzajów pojazdów ciężarowych i ich ciężary wyznaczono na podstawie danych z tab. 4.7 normy [13]. Przyjęto ruch długodystansowy. Wówczas średni ciężar samochodu ciężarowego Q_{m1} wynosi (pkt 9.5.2(3) normy [20]).

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{8}} =$$

$$= (20\% \times 200^8 + 5\% \times 310^8 + 50\% \times 490^8 + 15\% \times 390^8 + 10\% \times 450^8)^{\frac{1}{8}} = 457 \text{ kN}.$$

(26) Wartości referencyjne określa się według wytycznych pkt 9.5.2(3) normy [20]:

$$Q_0 = 480 \text{ kN}, \quad N_0 = 0,5 \times 10^6.$$

(27) Ostatecznie wartość $\lambda_{v,2}$ wyznacza się ze wzoru (9.10) normy [20]:

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{8}} = \frac{457}{480} \times \left(\frac{2 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{8}} = 1,132.$$

Współczynnik $\lambda_{v,3}$ uwzględnia czas eksploatacji obiektu. Można go przyjmować z tab. 9.2 normy [20]. Przyjęto 100-letni czas eksploatacji, co daje wartość: $\lambda_{v,3} = 1,0$. Ostatnim współczynnikiem jest $\lambda_{v,4}$, uwzględniający wpływ ruchu na sąsiednich pasach.

(28) Analizowane przęsło jest symetryczne, dlatego efekty obciążenia z sąsiedniego pasa ruchu można przyjąć jako momenty w dźwigarze przyskrajnym po drugiej stronie pomostu. Jego maksymalne momenty wynoszą:

$$M_{2E,f} = M_{2E,f+} - M_{2E,f-} = 31 + 106 = 137 \text{ kNm}.$$

W związku z tym stosunek rzędnych linii wpływowych wynosi:

$$\frac{\eta_2}{\eta_1} = \frac{M_{2E,f}}{M_{E,f}} = \frac{137}{438} = 0,313.$$

(29) Przyjmując taki sam średni ciężar pojazdu na obu pasach ($Q_{m1} = Q_{m2}$) oraz ich liczbę w ciągu roku ($N_2 = N_1$), wartość współczynnika $\lambda_{v,4}$ dla dwóch pasów na jezdni zgodnie ze wzorem (9.12) normy [20] wynosi:

$$\lambda_{v,4} = \left(1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^8 \right)^{\frac{1}{8}} = \left(1 + \left(\frac{\eta_2}{\eta_1} \right)^8 \right)^{\frac{1}{8}} = (1 + 0,313^8)^{\frac{1}{8}} = 1,0.$$

Wartość współczynnika równoważności obciążenia wyznaczono z pkt 6.8.6.2(3) normy [22]:

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1,55 \times 1,132 \times 1,0 \times 1,0 = 1,755.$$

(30) Równoważny zakres naprężenia ścinającego $\Delta\tau_{E,2}$ określono ze wzoru (6.54) [22]:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau = 1,755 \times 45,4 = 79,7 \text{ MPa}.$$

(30) Zalecana wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa po stronie obciążeń podana jest w pkt 9.3(1) normy [20] i wynosi $\gamma_{Ff} = 1,0$. Normatywną wytrzymałość zmęczeniową dla 2 mln cykli dla sworzni jest podana w pkt 6.8.3(3) normy [22] i wynosi $\Delta\tau_c = 90 \text{ MPa}$.

(31) Wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa po stronie materiału γ_{Mf} dobiera się z tab. 3.1 normy [19] w zależności od przyjętej konsekwencji zniszczenia oraz możliwości przeglądów. Przyjęto najwyższą wartość jak dla metody bezwarunkowej żywotności oraz dużej konsekwencji zniszczenia $\gamma_{Mf} = 1,35$.

(32) W celu sprawdzenia bezpieczeństwa zmęczeniowego zespolenia należy spełnić warunek (6.55) normy [22]. Porównano zakres zmienności naprężeń z zakresem dopuszczalnym według danej kategorii zmęczeniowej:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} = 1,0 \times 79,7 = 79,7 \text{ MPa} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,7 \text{ MPa}.$$

Warunek nie został zatem spełniony.

(33) W tej sytuacji można dokonać bardziej dokładnej analizy rozkładu siły z prętów zbrojonych na przekrój zespolony lub zwiększyć liczbę sworzni w strefie końcowej dźwigara. Przyjęcie czterech sworzni w rozstawie 12,5 cm ($n = 4 \times 100/12,5 = 32$) powoduje otrzymanie kolejno:

$$\Delta\tau = \frac{v_{L,Ek}}{n A_{sw}} = \frac{309}{32 \times 3,142 \times (0,5 \times 1,9)^2} = 34,1 \text{ MPa},$$

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau = 1,755 \times 34,1 = 59,8 \text{ MPa},$$

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} = 1,0 \times 59,8 = 59,8 \text{ MPa} < \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,7 \text{ MPa}.$$

Po zwiększeniu liczby sworzni warunek nośności jest spełniony.

(34) Norma [22], pkt 6.8.7.2(2) nakazuje sprawdzić także możliwość interakcji zakresu naprężeń w pasie oraz w trzpieniu sworzni (przyjmując bardziej niekorzystny układ z dwóch wariantów: przekrój zarysowany lub niezarysowany).

(35) W przypadku stalowych dźwigarów ciągłych nad filarami taka interakcja jest istotna i należy sprawdzić warunki (6.56) i (6.57) normy [22]. W analizowanym obiekcie, gdzie dźwigary stalowe nie są ciągłe, do wymiarowania przyjęto konserwatywne, uproszczające założenia. Przyjęto, że cała siła ze zbrojenia rozciągającego przekazuje się na dźwigar stalowy na odcinku b_{eff} . Jednocześnie moment zginający na końcu odcinka b_{eff} jest w strefie momentów zerowych (niewielkie wartości). W związku z tym nie ma konieczności sprawdzenia naprężeń w pasie górnym, ponieważ założono, że na początku odcinka b_{eff} pas górny dopiero włącza się do współpracy, a na jego końcu moment zginający jest nieznaczny. W przykładzie nie przeprowadzono sprawdzenia dla przekrojów leżących na długości odcinka b_{eff} .

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

9.2.4.1. Nośność na zginanie

(1) Do analizy przekrojów żelbetowych 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], w której współczynnik $\alpha_{cc} = 1,0$. Ponieważ jednak w kierunku poprzecznym płyta pomostu jest elementem czysto żelbetowym, 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:

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

Naprężenie w stali zbrojeniowej ma wartość:

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

(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) Wysokość użyteczna w przekroju przęsłowym płyty dla przyjętego otulenia (30 i 35 mm odpowiednio dla górnej i dolnej otuliny) i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy $\phi = 20$ mm wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c - 0,5\phi = 210 - 35 - 10 = 16,5 \text{ cm.}$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej jest zatem równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,175} \times 16,5 \text{ cm} = 8,1 \text{ cm.}$$

(7) Z równania równowagi momentów w przekroju można zapisać:

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

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

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

Rozwiązując jak typowe równanie drugiego stopnia, obliczamy:

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

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

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

(8) Moment obliczeniowy wynosi $M_{Ed} = 95,6$ kNm (tab. 9.2.2.4.1), zatem:

$$x_{eff} = \frac{-3005 \text{ kN} \pm \sqrt{(3005 \text{ kN})^2 - 364,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \times 9560 \text{ kNcm}}}{-182,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}.$$

Pierwszy z pierwiastków równania nie spełnia warunku:

$$x_{eff} = \frac{-3005 - 2355}{-182,1} \text{ cm} = 29,4 \text{ cm} \gg x_{lim} = 8,1 \text{ cm.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$x_{eff} = \frac{-3005 + 2355}{-182,1} \text{ cm} = 3,6 \text{ cm} < x_{lim} = 8,1 \text{ cm.}$$

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

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{100 \times 3,6 \times 1,821}{43,5} = 15,1 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{s,p} = \frac{b_p}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2}\right)^2 = \frac{100}{20} \times 3,142 \times \left(\frac{2,0}{2}\right)^2 = 15,7 \text{ cm}^2 > A_{s1,req} = 15,1 \text{ cm}^2.$$

(10) Wyznaczone zbrojenie powinno spełniać wymagania konstrukcyjne określone w pkt 9.2.1.1 normy [14]. Minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego wynosi według wzoru (9.1N) [14]:

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \\ &= \max\left(0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 100 \times 16,5; 0,0013 \times 100 \times 16,5\right) = 2,5 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

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

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 100 \times 21 = 84 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie ($A_{st} = 15,7 \text{ cm}^2$) spełnia zatem oba warunki konstrukcyjne.

(11) Z analizy statycznej wynika, że w przekrojach podporowych płyty (tj. nad dźwigarami głównymi) ujemne momenty zginające są blisko dwukrotnie mniejsze od momentów dodatnich w strefach pomiędzy dźwigarami. Jednak zdecydowano się na przyjęcie takiego samego zbrojenia poprzecznego płyty zarówno dołem, jak i górą, ponieważ zbrojenie górne będzie również zwiększać nośność płyty na ścinanie (pkt 9.2.4.2).

(12) W przykładzie pominięto sprawdzenia interakcji pomiędzy efektami złożonymi w płycie, takimi jak interakcja ścinania podłużnego i zginania poprzecznego czy momentów skręcających.

9.2.4.2. 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].

(2) Wysokość użyteczna w przekroju podporowym płyty (otulina 30 mm dla górnej powierzchni i zbrojenie w postaci prętów $\phi = 20 \text{ mm}$) wynosi:

$$d_{p2} = h_p - c - 0,5\phi = 210 - 30 - 10 = 170 \text{ mm}.$$

(3) Współczynniki pomocnicze (uwaga: d_{p2} podstawia się w mm) wynoszą:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{p2}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{170}} \right); 2,0 \right] = 2,00,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{st}}{b_p d_{p2}} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{15,71}{100 \times 17} \right); 0,02 \right] = 9,24\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

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

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

$$\begin{aligned} V_{Rd,c1} &= \left[C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_p d_{p2} = \\ &= \left[0,13 \times 2,00 \times (100 \times 0,00924 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 170 = \\ &= 133768 \text{ N} = 133,8 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{p2} = (0,542 + 0,15 \times 0) \times 100 \times 17 = 92,1 \text{ kN}.$$

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

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(133,8; 92,1) = 133,8 \text{ kN}.$$

Obliczona nośność jest większa od obliczeniowej siły poprzecznej wynoszącej 125,2 kN (tab. 9.2.2.4.1) ($125,2 / 133,8 = 94\%$):

$$V_{p,Ed} = 125,2 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 133,8 \text{ kN}.$$

Płyta betonowa nie wymaga dodatkowego zbrojenia na ścinanie.

9.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – dźwigar główny

9.2.5.1. Ograniczenie naprężeń w przekroju przęsłowym

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

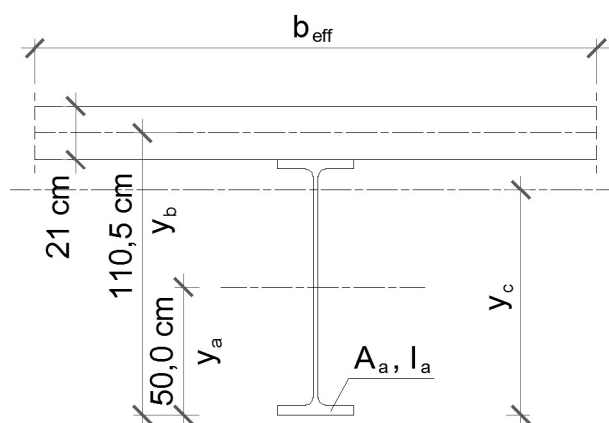
Dalsze obliczenia w stanie SLS przeprowadzono dla przypadków: oddania obiektu do użytkowania ($t = t_0 = 30$ dni) bez uwzględnienia wpływu pełzania, zakończenia eksploatacji obiektu ($t = t_\infty = \infty$) z uwzględnieniem wpływu pełzania.

(2) Ograniczenie sprawdzeń do tych dwóch sytuacji jest uzasadnione niewielkimi zmianami momentów zginających w chwilach t_0 i t_∞ oraz tym, że wpływ pełzania na konstrukcję jest uwzględniany tylko jako niekorzystny (pomijany, gdy efekt jest korzystny).

(3) Maksymalne naprężenie w przekroju stalowym pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego w fazie f_0 ($M_{Ek,0} = 1952$ kNm, tab. 9.2.2.3.1) wynosi:

$$\sigma_{Ek,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{1952 \times 10^2 \times 50}{64,67 \times 10^4} = 150,9 \text{ MPa.}$$

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



Rys. 9.2.5.1.1. Przekrój zespolony w fazie eksploatacji dla obciążeń krótkotrwałych (n_0)

(5) Wartość współczynnika n dla obciążeń krótkotrwałych ($n = n_0$) wynosi:

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

Sprowadzone pole przekroju wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{6,56} = 1104 \text{ cm}^2.$$

(6) Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego y_c wyznaczono z zależności (rys. 9.2.5.1.1):

$$y_c = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{6,56}}{1104} = 88,6 \text{ cm.}$$

(7) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a(y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n}(y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (88,6 - 50,0)^2 +$$

$$+ \frac{220 \times 21^3}{12 \times 6,56} + \frac{220 \times 21}{6,56} (110,5 - 88,6)^2 = 1,24 \times 10^6 + 0,36 \times 10^6 = 1,60 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(8) W dalszych krokach wyznaczono naprężenia od poszczególnych charakterystycznych momentów zginających z tab. 9.2.2.3.1. Na tym etapie nie zostały uwzględnione oddziaływania skurczu i temperatury – zostaną one dodane w dalszej części obliczeń. Sposób ich wyznaczania jest taki sam, jak dla obciążeń zmiennych ($M_{Ek} = 2262 \text{ kNm}$):

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{2262 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} = 125,3 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{2262 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6} = -16,1 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{2262 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -2,5 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{2262 \times 10^2 \times (121,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -7,0 \text{ MPa}.$$

(9) Analogicznie wyznaczono wszystkie wartości naprężeń w chwili oddania obiektu do użytkowania t_o , podstawiając odpowiednie wartości momentów zginających (tab. 9.2.2.3.1). Otrzymane wartości zamieszczono w tab. 9.2.5.1.1.

Tab. 9.2.5.1.1. Naprężenia w przekroju zespolonym w chwili t_o z wyłączeniem skurczu i temperatury [MPa]

Elem.	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmienne)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Osiadanie	Σ
	moment zginający M_{Ek} [kNm]					
	1952	2262	-140	535	31	-
Górne betonu	-	-7,0	0,4	-1,7	-0,1	-8,4
Dolne betonu	-	-2,5	0,2	-0,6	0,0	-2,9
Górne stali	-150,9	-16,1	1,0	-3,8	-0,2	-170,0
Dolne stali	150,9	125,3	-7,8	29,6	1,7	299,7

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(10) Pod wpływem pęcznienia betonu dojdzie do redystrybucji sił wewnętrznych na długości obiektu. Z przeprowadzonej analizy statycznej wynika, że w przekroju przęsłowym dojdzie do zmniejszenia wartości momentu przęsłowego wywołanego ciężarem wyposażenia z 535 kNm (rys. 9.2.2.3.5) do wartości 492 kNm (rys. 9.2.2.3.6). Redystrybucja momentów na długości przęsła od pozostałych obciążeń długotrwałych: demontażu deskowania i osiadań podpory jest pomijalnie mała.

(11) Dojdzie również do redystrybucji naprężeń w ramach przekroju poprzecznego pomiędzy częścią betonową i stalową. Do wyznaczenia nowego rozkładu naprężeń w przekroju konieczne jest określenie nowych parametrów przekroju dla $n_t = 18,81$ (tab. 9.2.1.5.1). Wartość $n_t = 18,81$ przyjęto w obliczeniach parametrów przekroju poprzecznego dla wszystkich rodzajów obciążeń długotrwałych. Te parametry zostały wyznaczone wcześniej podczas sprawdzenia stanu granicznego nośności zespolenia (pkt 9.2.3.6). Położenie osi obojętnej od dolnych włókien przekroju: $y_c = 73,0 \text{ cm}$.

(12) Sprawdzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = 1,21 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(13) Następnie wyznaczono naprężenia pod działaniem zmniejszonego momentu zginającego na skutek podłużnej redystrybucji momentu zginającego ($M = 479 \text{ kNm}$). Naprężenia w przekroju poprzecznym od długotrwałego obciążenia elementami wyposażenia wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{492 \times 10^2 \times 73,0}{1,21 \times 10^6} = 29,7 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{492 \times 10^2 \times (100,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6} = -11,0 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{492 \times 10^2 \times (100,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} = -0,6 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{492 \times 10^2 \times (121,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} = -1,0 \text{ MPa}.$$

(14) Analogicznie wyznaczono naprężenia od pozostałych obciążeń długotrwałych: demontażu deskowania i osiadania podpory. Uzyskane wartości zestawiono w tab. 9.2.1.5.2.

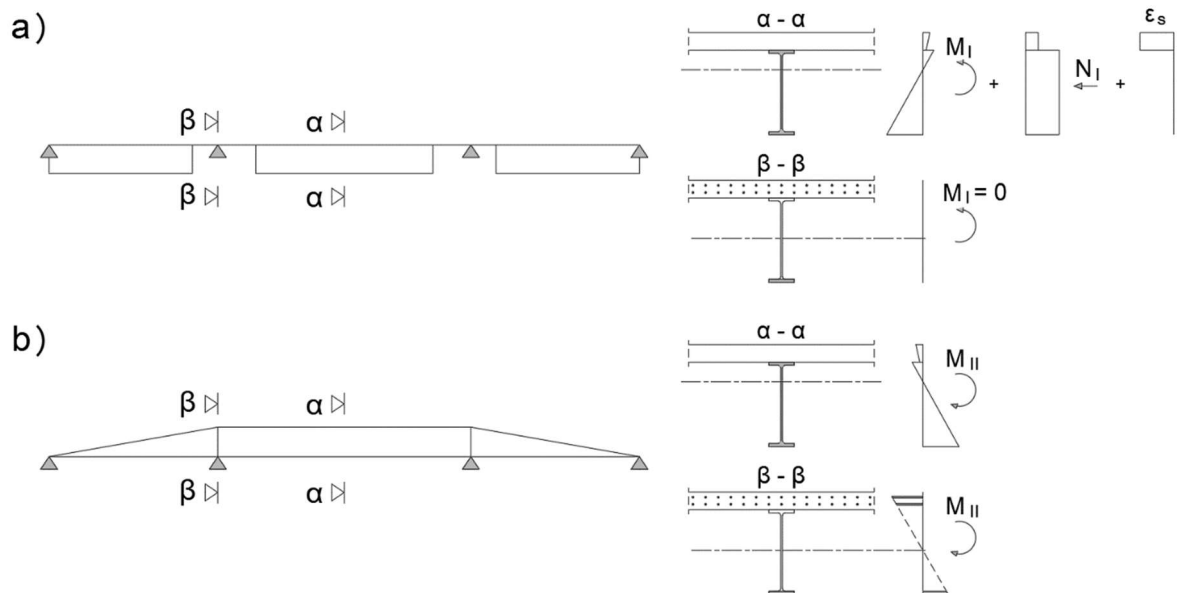
Tab. 9.2.5.1.2. Naprężenia w przekroju zespolonym w chwili t. z wyłączeniem oddziaływań skurczu i temperatury

Włókna	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmienne)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Osiadanie podpór	Σ
	moment zginający M_{Ek} [kNm]					
	1952	2262	-140	479	31	-
Górne betonu	-	-7,0	0,3	-1,0	-0,1	-7,8
Dolne betonu	-	-2,5	0,2	-0,6	0,0	-2,9
Górne stali	-150,9	-16,1	3,1	-11,0	-0,7	-175,6
Dolne stali	150,9	125,3	-8,4	29,7	1,9	299,4

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

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

(6) W pierwszej kolejności zostały obliczone oddziaływania skurczu betonu na przekrój zespolony. Analizie został poddany łączny efekt izostatyczny i hiperstatyczny oddziałujący na poszczególne części przekroju zespolonego: betonową i stalową. W przypadku gdy efekt końcowy (łączny) będzie korzystny, oddziaływanie skurczu zostanie pominięte. Ogólne wykresy momentów i rozkłady naprężeń od poszczególnych składowych przedstawiono na rys. 9.2.1.5.2.



Rys. 9.2.5.1.2. Rozkłady momentów zginających i naprężeń od oddziaływań izostatycznych (a) oraz hiperstatycznych skurczu (b)

(7) Odształcenia od skurczu w chwili t_0 wynoszą $\varepsilon_{s,1} = 0,208\%$. Można je zastąpić siłą osiową $N_{s,1}$ i momentem $M_{s,1}$. Wartość zastępczej siły $N_{s,1}$ wyznacza się z zależności (przy obniżonym module sprężystości betonu dla $n_L = 11,87$):

$$N_{s,1} = \varepsilon_{s,1} A_b \frac{E_a}{n_L} = 0,208\% \times 220 \times 21 \times \frac{21\,000}{11,87} = 1700 \text{ kN.}$$

(8) Parametry przekroju dla oddziaływania skurczu w chwili oddania obiektu do eksploatacji t_0 ($n_L = 11,87$):

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{11,87} = 789 \text{ cm}^2.$$

(9) Położenie osi obojętnej wynosi:

$$y_{c,s} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{11,87}}{789} = 79,9 \text{ cm.}$$

(10) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego ma wartość:

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (79,9 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 11,87} + \frac{220 \times 21}{11,87} (110,5 - 79,9)^2 = 10,02 \times 10^5 + 3,79 \times 10^5 = 1,38 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

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

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_{c,s} - y_b) = 1700 \times (110,5 - 79,9) = 520 \text{ kNm.}$$

(12) Naprężenia wywołane efektami izostatycznymi (pierwotnymi) wyznaczano ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{520 \times 10^2 \times 79,9}{1,37 \times 10^6} - \frac{1700}{789} = 30,3 - 21,5 = 8,8 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{520 \times 10^2 \times (-100 + 79,9)}{1,38 \times 10^6} - \frac{1700}{789} = -7,6 - 21,5 = -29,1 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n} = \frac{520 \times 10^2 \times (-100 + 79,9)}{1,38 \times 10^6 \times 11,87} - \frac{1700}{789 \times 11,87} + 0,208 \times 10^{-3} \times \frac{210000}{11,87} = -0,64 - 1,82 + 3,68 = 1,2 \text{ MPa,}$$

4) we włóknach górnych betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n} = \frac{520 \times 10^2 \times (-121 + 79,9)}{1,38 \times 10^6 \times 11,87} - \frac{1700}{789 \times 11,87} + 0,208 \times 10^{-3} \times \frac{210000}{11,87} = -1,30 - 1,82 + 3,68 = 0,6 \text{ MPa.}$$

(13) W chwili t_0 hiperstatyczne oddziaływanie skurczu wywołuje w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości -449 kNm. Naprężenia wywołane tym momentem wynoszą:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-449 \times 10^2 \times 79,9}{1,38 \times 10^6} = -26,0 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-449 \times 10^2 \times (100,0 - 79,9)}{1,38 \times 10^6} = 6,5 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-449 \times 10^2 \times (100,0 - 79,9)}{1,38 \times 10^6 \times 11,87} = 0,6 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-449 \times 10^2 \times (121,0 - 79,9)}{1,38 \times 10^6 \times 11,87} = 1,1 \text{ MPa.}$$

(14) W chwili 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 wynoszą $\varepsilon_{s,1} = 0,273\%$, oraz parametry przekroju będą określone dla obniżonego modułu sprężystości betonu E_b ($n_L = 18,11$).

(15) Sprowadzone pole przekroju wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{18,11} = 655 \text{ cm}^2.$$

(16) Położenie osi obojętnej od włókien dolnych przekroju wynosi:

$$y_{c,s} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{18,11}}{655} = 73,6 \text{ cm.}$$

(17) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego (z uwzględnieniem pełzania):

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (73,6 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 18,11} + \frac{220 \times 21}{18,11} (110,5 - 73,6)^2 = 8,67 \times 10^5 + 3,57 \times 10^5 = 1,22 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(18) Wartość zastępczej siły $N_{s,1}$ wyznaczono z zależności (dla odkształceń równych 0,0273%):

$$N_{s,1} = \varepsilon_{s,1} A_b \frac{E_a}{n_L} = 0,273\% \times 220 \times 21 \times \frac{21000}{18,11} = 1462 \text{ kN.}$$

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

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_c - y_b) = 1462 \times (110,5 - 73,6) = 539 \text{ kNm.}$$

(20) Naprężenia w przekroju wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{539 \times 10^2 \times 73,6}{1,22 \times 10^6} - \frac{1462}{655} = 32,5 - 22,3 = 10,2 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{539 \times 10^2 \times (-100 + 73,6)}{1,22 \times 10^6} - \frac{1462}{655} = -11,7 - 22,3 = -34,0 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{539 \times 10^2 \times (-100 + 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,11} - \frac{1462}{655 \times 18,11} + 0,273 \times 10^{-3} \times \frac{210\ 000}{18,11} = -0,64 - 1,23 + 3,16 = 1,3 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n_L} = \frac{539 \times 10^2 \times (-121 + 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,11} - \frac{1462}{655 \times 18,11} + 0,273 \times 10^{-3} \times \frac{210\,000}{18,11} = -1,16 - 1,23 + 3,16 = 0,8 \text{ MPa.}$$

(21) W chwili t_{∞} hiperstatyczne oddziaływania skurczu wywołują w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości -504 kNm. Naprężenia wywołane tym momentem wynoszą kolejno:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-504 \times 10^2 \times 73,6}{1,22 \times 10^6} = -30,4 \text{ MPa,}$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-504 \times 10^2 \times (100,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6} = 10,9 \text{ MPa,}$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-504 \times 10^2 \times (100,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,11} = 0,6 \text{ MPa,}$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-504 \times 10^2 \times (121,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,11} = 1,1 \text{ MPa.}$$

(22) Podsumowanie efektów oddziaływania skurczu betonu na przekrój przęsłowy stanowi tab. 9.2. 5.1.3.

Tab. 9.2.5.1.3. Naprężenia w przekroju zespolonym od oddziaływania skurczu [MPa]

Włókna	Oddanie obiektu t_0			Zakończenie eksploatacji t_{∞}		
	efekty izostacyjne (a)	efekty hiperstatyczne (b)	Σ (a) + (b)	efekty izostacyjne (c)	efekty hiperstatyczne (d)	Σ (c) + (d)
Górne betonu	0,6	1,1	1,7	0,8	1,1	1,9
Dolne betonu	1,2	0,6	1,8	1,3	0,6	1,9
Górne stali	-29,1	6,5	-22,6	-34,0	10,9	-23,1
Dolne stali	8,8	-26,0	-17,2	10,2	-30,4	-20,2

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(23) Jak wynika z zestawienia w tab. 9.2.5.1.3, rozpatrując łączne działanie izostacyjne i hiperstatyczne skurczu na przekrój przęsłowy, jest ono niekorzystne tylko dla jednego elementu – pasa górnego dźwigara. W pozostałych przypadkach wywołuje naprężenia o przeciwnym znaku niż pozostałe obciążenia (stałe i zmienne). W związku z tym efekt skurczu zostanie uwzględniony tylko dla pasa górnego. Podobnie efekty izostacyjne są wywołane ogrzaniem/oziębieniem płyty pomostu w stosunku do części stalowej dźwigara. Ponieważ oddziaływanie temperatury jest oddziaływaniem krótkotrwałym, wobec tego nie ma konieczności uwzględniania dwóch sytuacji obliczeniowych.

(24) Hiperstatyczne efekty ogrzania płyty wywołują w przekroju przęsłowym moment zginający o wartości 255 kNm. Analogicznie oziębienie płyty wywołuje moment ujemny o wartości -255 kNm (tab. 9.2.2.3.1). Efekty izostacyjne oddziaływania temperatury można wyznaczyć analogicznie do skurczu, posługując się zastępczymi siłami N_{tz} i M_{tz} . Siłę zastępczą od oziębienia/ogrzenia płyty pomostu można obliczyć ze wzoru:

$$N_t = \varepsilon_t A_b E_b = \pm \Delta T \alpha_T A_b E_b = \pm 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 220 \times 21 \times 3200 = \pm 1478 \text{ kN.}$$

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

$$M_t = N_t \times (y_c - y_b) = \pm 1478 \times (110,5 - 88,6) = \pm 324 \text{ kNm.}$$

(26) Naprężenia wywołane efektami izostacyjnymi (pierwotnymi) oziębienia wyznacza się ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_t z_1}{I_c} - \frac{N_t}{A_c} = \frac{324 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} - \frac{1478}{1104} = 17,9 - 13,4 = 4,5 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{324 \times 10^2 \times (-100 + 88,6)}{1,60 \times 10^6} - \frac{1478}{1104} = -15,7 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{324 \times 10^2 \times (-100 + 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1478}{1104 \times 6,56} + 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -0,35 - 2,04 + 3,20 = 0,8 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{324 \times 10^2 \times (-121 + 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1478}{1104 \times 6,56} + 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -1,00 - 2,04 + 3,20 = 0,2 \text{ MPa}.$$

Tab. 9.2.5.1.4. Naprężenia w przekroju zespolonym od oddziaływania temperatury [MPa]

Włókna	Ogrzanie płyty			Oziębnienie płyty		
	efekty izostacyjne (a)	efekty hiperstatyczne (b)	Σ (a) + (b)	efekty izostacyjne (c)	efekty hiperstatyczne (d)	Σ (c) + (d)
Górne betonu	-0,2	-0,8	-1,0	0,2	0,8	1,0
Dolne betonu	-0,8	-0,3	-1,1	0,8	0,3	1,1
Górne stali	15,7	-1,8	13,9	-15,7	1,8	-13,9
Dolne stali	-4,5	14,1	9,6	4,5	-14,1	-9,6

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie.

(27) Ostatecznie naprężenia w poszczególnych elementach do sprawdzenia SGU są przedstawione w tab. 9.2.5.1.5. Należy pamiętać o uwzględnieniu współczynnika kombinacyjnego $\psi = 0,6$ dla oddziaływania temperatury.

(28) Naprężenia od obciążeń hiperstatycznych w przekroju wyznacza się ze wzorów:

1) w pasie dolnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_1}{I_c} = \frac{255 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} = -14,1 \text{ MPa},$$

2) w pasie górnym

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c} = -\frac{255 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6} = 1,8 \text{ MPa},$$

3) w dolnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c n} = -\frac{255 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = 0,3 \text{ MPa},$$

4) w górnych włóknach betonu

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_3}{I_c n} = -\frac{255 \times 10^2 \times (121,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = 0,8 \text{ MPa}.$$

(29) Wartości naprężeń od efektów hiperstatycznych i izostacyjnych oddziaływania temperatury zestawiono w tab. 9.2.5.1.4.

(30) Jak wynika z zestawienia w tab. 9.2.5.1.5, maksymalne naprężenia w stali konstrukcyjnej (305,5 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej stali, która wynosi (pkt 7.2.2 normy [22] i pkt 7.3 normy [20]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 305,5 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa}.$$

(31) Natomiast maksymalne naprężenia w betonie (9,0 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej betonu (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.2 normy [15], pkt 7.2 normy [14]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 9,0 \text{ MPa} < k_1 f_{ck} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

Tab. 9.2.5.1.5. Końcowe naprężenia w przekroju zespolonym w SGU [MPa]

Włókna	Otwarcie obiektu t_0				Koniec eksploatacji t_{∞}			
	tab. 1	tab. 3	tab. 4	Σ	tab. 2	tab. 3	tab. 4	Σ
Płyta góra	-8,4	0 ⁵⁾	-0,6	-9,0	-7,8	0 ⁵⁾	-0,6	-8,4
Płyta dół	-2,9	0 ⁵⁾	-0,7	-3,6	-2,9	0 ⁵⁾	-0,7	-3,6
Pas górny	-170,0	-22,6	-8,3	200,9	-175,6	-23,1	-8,3	207,0
Pas dolny	299,7	0 ⁵⁾	5,8	305,5	299,4	0 ⁵⁾	5,8	305,2

¹⁾ – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementami wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (bez pełzania, t_0),
²⁾ – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementami wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (z uwzględnieniem pełzania, t_{∞}),
³⁾ – naprężenia od oddziaływań skurczu betonu,
⁴⁾ – naprężenia od oddziaływań temperatury zredukowane współczynnikiem kombinacyjnym $\psi = 0,6$,
⁵⁾ – pominięto jako działanie odciążające.

(32) Warunek na liniowe pełzanie według pkt 7.2(3) normy [14] od kombinacji prawie stałej ma postać:

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

Ponieważ warunek jest spełniony dla kombinacji charakterystycznej, to dla kombinacji prawie stałej (z pominięciem obciążeń zmiennych) również będzie on spełniony z dużym zapasem.

9.2.5.2. Ograniczenie naprężeń w przekroju podporowym

(1) Analogicznie wyznaczono charakterystyczne naprężenia w przekroju podporowym. Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju składającego się z prętów zbrojeniowych oraz pasa dolnego (rys. 9.2.5.2.1) wyznaczono w pkt 9.2.3.7 i wynosi ono: $y_s = 50,2 \text{ cm}$. Moment bezwładności przekroju podporowego:

$$I_s = 5,909 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$

(2) Pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego ($M_{Ek,1} = -3098 \text{ kNm}$, tab. 9.2.5.2.1) we włóknach skrajnych przekroju występują następujące wartości naprężeń:

1) stal zbrojeniowa

$$\sigma_{Ek,1} = \frac{M_{Ek,1} \times z}{I_a} = \frac{3098 \times 10^2 \times 64}{5,909 \times 10^5} = 335,5 \text{ MPa,}$$

2) włókna dolne pasa

$$\sigma_{Ek,1} = \frac{M_{Ek,1} \times z}{I_a} = \frac{3098 \times 10^2 \times 52}{5,909 \times 10^5} = 272,6 \text{ MPa.}$$

(3) Maksymalne naprężenia w stali zbrojeniowej określa pkt 7.2.2(4) normy [22] oraz 7.2(5) normy [14]:

$$\sigma_{Ek,ser} = 335,5 \text{ MPa} < k_3 f_{sk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa.}$$

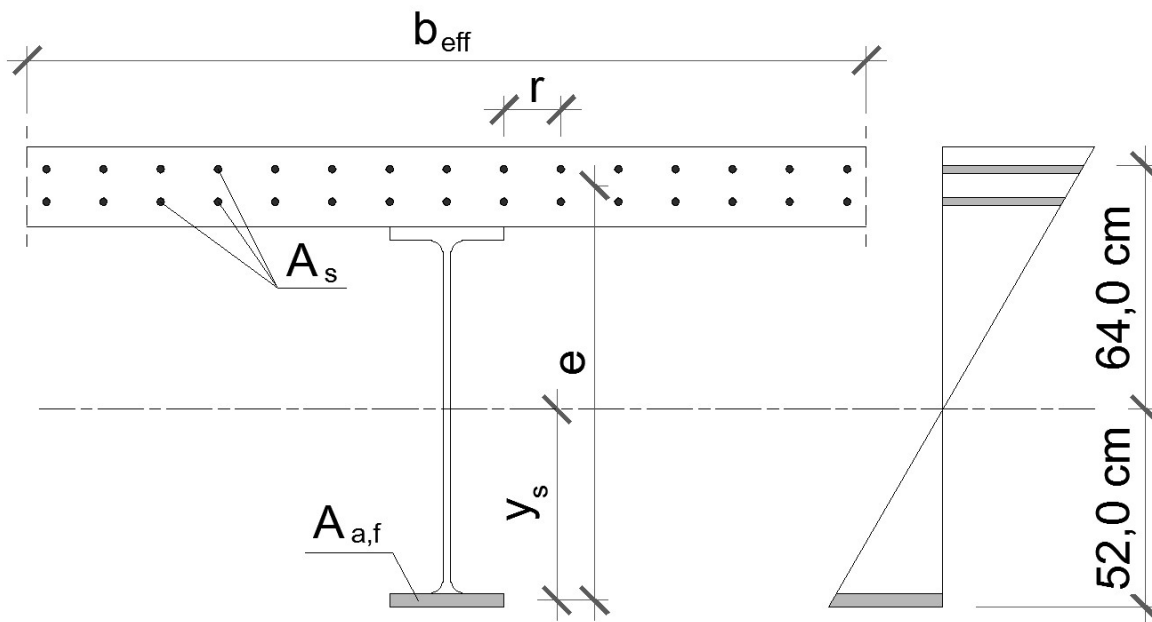
Wykorzystanie naprężeń dopuszczalnych w stali zbrojeniowej wynosi 84% (336/400).

(4) Naprężenie w pasie dolnym narażonym na zwichrzenie ($\chi_{LT} = 0,878$) nie przekracza wytrzymałości charakterystycznej stali, która (pkt 7.2.2 normy [22] oraz 7.3. normy [20]) jest pomniejszona o współczynnik zwichrzenia:

$$\sigma_a = 272,6 \text{ MPa} < \frac{\chi_{LT} f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{0,878 \times 355}{1,0} = 311,7 \text{ MPa.}$$

Wykorzystanie wytrzymałości charakterystycznej stali konstrukcyjnej wynosi 88% (273/312).

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



Rys. 9.2.5.2.1. Przekrój podporowy składający się tylko z pasa dolnego i prętów zbrojeniowych

9.2.5.3. Ograniczenie zarysowania w przekroju podporowym

(1) Ograniczenie zarysowania płyty pomostu w przekroju podporowym dźwigara zespolonego (rysy poprzeczne do osi mostu) zostało przeprowadzone w sposób uproszczony, na podstawie wytycznych 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 moment w przekroju podporowym dla kombinacji prawie-stałej wynosi $M_{Ek} = -1339 \text{ kNm}$ (tab. 9.2.2.3.1).

$$\sigma_{s,0} = \frac{M_{Ek} \times z}{I_c} = \frac{1339 \times 10^2 \times 64}{5,909 \times 10^5} = 145,0 \text{ MPa.}$$

(4) Uwzględnienie wpływu betonu na odcinkach pomiędzy rysami wykonano za pomocą dodatkowego składnika naprężeń $\Delta\sigma_s$ (pkt 7.4.3(3) normy [22]). Do jego wyznaczenia jest wymagane obliczenie wartości α_{st} , uwzględniającej proporcje pomiędzy przekrojem stalowym i zespolonym. Ponieważ analizowany przekrój składa się tylko z prętów zbrojeniowych i pasa dolnego, przyjęto konserwatywnie $\alpha_{st} = 1,0$.

(5) Stopień zbrojenia przekroju płyty ρ_s jest równy:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{92,2}{220 \times 21} = 2,0\%.$$

Składnik $\Delta\sigma_s$ wynosi:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} = \frac{0,4 \times 2,9}{1,0 \times 2 \times 10^{-2}} = 58,1 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 145,0 + 58,1 = 203,1 \text{ MPa}.$$

Dla tej wartości naprężeń maksymalna średnica prętów wynosi 25 mm (tab. 7.1 normy [22]), a maksymalny rozstaw 250 mm (tab. 7.2 normy [22]). Oba warunki zostały spełnione przez przyjęte zbrojenie w postaci prętów 20 mm w rozstawie 150 mm, chociaż wystarczające jest spełnienie tylko jednego z tych warunków.

9.2.5.4. 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. Wartość współczynnika jest różna od 1,0, gdy odległość pomiędzy środkiem ciężkości niezarysowanej płyty i środkiem ciężkości przekroju niezarysowanego (jak dla obciążeń krótkotrwałych) przekracza 120% grubości płyty pomostu. Położenie osi obojętnej dla przekroju niezarysowanego (jak w przekroju przeszłowym) zostało obliczone podczas sprawdzania naprężeń w SGU. Odległość z_0 wynosi:

$$z_0 = h_c - y_c - 0,5 h_b = 121 - 88,6 - 0,5 \times 21 = 21,9 \text{ cm},$$

a współczynnik k_c :

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 z_0}} + 0,3 = \frac{1}{1 + \frac{21}{2 \times 21,9}} + 0,3 = 0,976 \leq 1,0.$$

(3) 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. Norma [22] zaleca przyjmowanie $k_s = 0,8$. 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, pole przekroju A_{ct} jest równe polu przekroju płyty betonowej A_b .

(4) Wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili zarysowania $f_{ct,eff}$ przyjęto jako 3 MPa (pkt 7.4.2(1) normy [22]). Dla przyjętej średnicy prętów podłużnych nad filarem (20 mm) naprężenia dopuszczalne σ_s na podstawie tab. 7.1 normy [22] są równe 220 MPa (dla rozwartości rysy równej 0,3 mm). Minimalne pole przekroju zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,9 \times 0,976 \times 0,8 \times 0,3 \times \frac{220 \times 21}{22} = 44,3 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie (dwa rzędy prętów 20 mm w rozstawie 150 cm):

$$A_s = 92,2 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 44,3 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia warunek zbrojenia minimalnego.

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

9.2.6.1. Założenia ogólne

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności płyty pomostu obejmuje sprawdzenie ograniczenia naprężeń oraz rozwarłośc rys. Ze względu na brak konkretnych wytycznych związanych ze sprawdzeniem przemieszczeń pionowych płyty pomostu w normach [14,15], a także w normie [6] pominięto ten warunek.

(2) Ze względu na większe wartości sił wewnętrznych (tab. 9.2.2.4.1) sprawdzenie w stanach granicznych użytkowalności wykonano dla przekroju przęsłowego płyty pomostu, tj. pomiędzy dźwigarami (przekrój zbrojenia dolnego i górnego jest taki sam). W sprawdzeniach stanu granicznego użytkowalności pominięto interakcję lokalnych i globalnych momentów w płycie pomostu (zginanie lokalne i globalne, skręcanie).

9.2.6.2. 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:

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{100 \times 21^3}{12} = 77\,175 \text{ cm}^4.$$

(2) Naprężenia od charakterystycznego momentu zginającego (tab. 9.2.2.4.1) na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego wynoszą:

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{char} z}{I_{p0}} = \frac{7080 \times 10,5}{77\,175} = 9,6 \text{ MPa}$$

i są większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie:

$$\sigma_{c0} = 9,6 \text{ MPa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}.$$

(3) Ponieważ beton jest zarysowany, w dalszej części obliczenia naprężeń będą wykonywane z pominięciem betonu w strefie rozciąganej. W tym celu wyznaczono położenie osi obojętnej dla zarysowanego przekroju żelbetowego (mierząc od włókien górnych). Łącząc dwa warunki – na zgodność odkształceń w płaskim przekroju i wypadkowych oraz rozwiązując względem niewiadomego położenia osi obojętnej, x_{c1} można zapisać:

$$x_{c1} = \frac{-A_{s,p} E_a + \sqrt{(A_{s,p} E_a)^2 + 2 b_p A_{s,p} E_a E_{cm} d}}{b_p E_{cm}} =$$
$$= \frac{-15,71 \times 20000 + \sqrt{(15,71 \times 20000)^2 + 2 \times 100 \times 15,71 \times 20000 \times 3\,200 \times 16,5}}{100 \times 3200} = 4,8 \text{ cm}.$$

(4) Następnie wyznaczono moment bezwładności przekroju zarysowanego:

$$I_{c2} = A_{s,p} (d - x_{c1})^2 + \frac{E_{cm}}{3 E_a} b_p x_{c1}^3 =$$
$$= 15,71 \times (16,5 - 4,8)^2 + \frac{32 \times 10^2}{3 \times 20 \times 10^3} \times 100 \times 4,8^3 = 2740 \text{ cm}^4.$$

(5) Naprężenia w betonie od momentu charakterystycznego wynoszą:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{char} x_{c1}}{I_{c2}} \times \frac{E_{cm}}{E_a} = \frac{7080 \times 4,8}{2740} \times \frac{3\,200}{20\,000} = 19,8 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 19,8 \text{ MPa} > 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa},$$

a naprężenia w stali zbrojeniowej od momentu charakterystycznego

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{char} (d - x_{c1})}{I_{c2}} = \frac{7080 \times (16,5 - 4,8)}{2740} = 302 \text{ MPa},$$

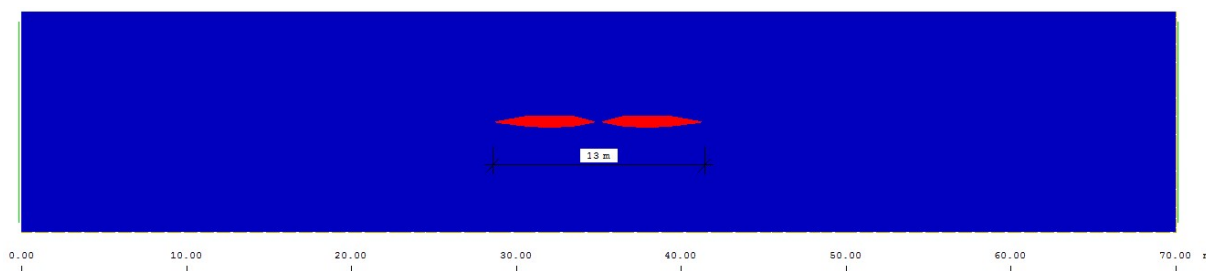
$$\sigma_{s1} = 302 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

(6) Poprzeczne momenty zginające w płycie pomostu pochodzą głównie od obciążeń zmiennych, które nie wywołują pełzania oraz nie występują w kombinacji prawie stałej. W związku z tym nie ma potrzeby prowadzenia szczegółowych obliczeń dla ograniczenia naprężeń w betonie dla kombinacji prawie stałej.

(7) Ponieważ maksymalne naprężenia w betonie zostały miejscowo przekroczone (o około 10%), postanowiono lokalnie zwiększyć poprzeczne, dolne zbrojenie płyty pomostu. Dla określenia zakresu wzmocnienia obliczono moment M_{Rk} , jaki nie powoduje przekroczenia naprężeń:

$$M_{Rk} = \frac{0,6f_{ck} I_{c2} E_a}{x_{c1} E_{cm}} = \frac{0,6 \times 3,0 \times 2740 \times 20\,000}{4,8 \times 3\,200} = 64,2 \text{ kNm}.$$

(8) Na obwiedni poprzecznych momentów zginających w płycie pomostu kolorem czerwonym zaznaczono miejsca, w których $M_{Ek} > M_{Rk} = 64,2 \text{ kNm}$ (rys. 9.2.6.2.1). Strefa wymagająca wzmocnienia obejmuje około 13 m w części środkowej przęsła nurtowego.



Rys. 9.2.6.2.1. Lokalizacja strefy na obwiedni poprzecznych momentów zginających, w której charakterystyczny moment zginający w płycie $M_{Ek} > 64,2 \text{ kNm}$

(9) Zwiększenie zbrojenia przekroju wykonano przez zmniejszenie rozstawu prętów $\phi = 20 \text{ mm}$ z 20 cm do 15 cm, wówczas zbrojenie na metr szerokości przekroju płyty wynosi:

$$A_{s,p+} = \frac{b_p}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2} \right)^2 = \frac{100}{15} \times 3,142 \times \left(\frac{2,0}{2} \right)^2 = 20,95 \text{ cm}^2.$$

Powtarzając te obliczenia, uzyskano:

$$x_{c1} = 5,4 \text{ cm},$$

$$I_{c2} = 3421 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{char} x_{c1}}{I_{c2}} \times \frac{E_{cm}}{E_a} = \frac{7080 \times 5,4}{3421} \times \frac{3\,200}{20\,000} = 17,9 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 17,9 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}.$$

Po zagęszczeniu prętów zbrojeniowych warunek ograniczenia naprężeń w betonie został spełniony.

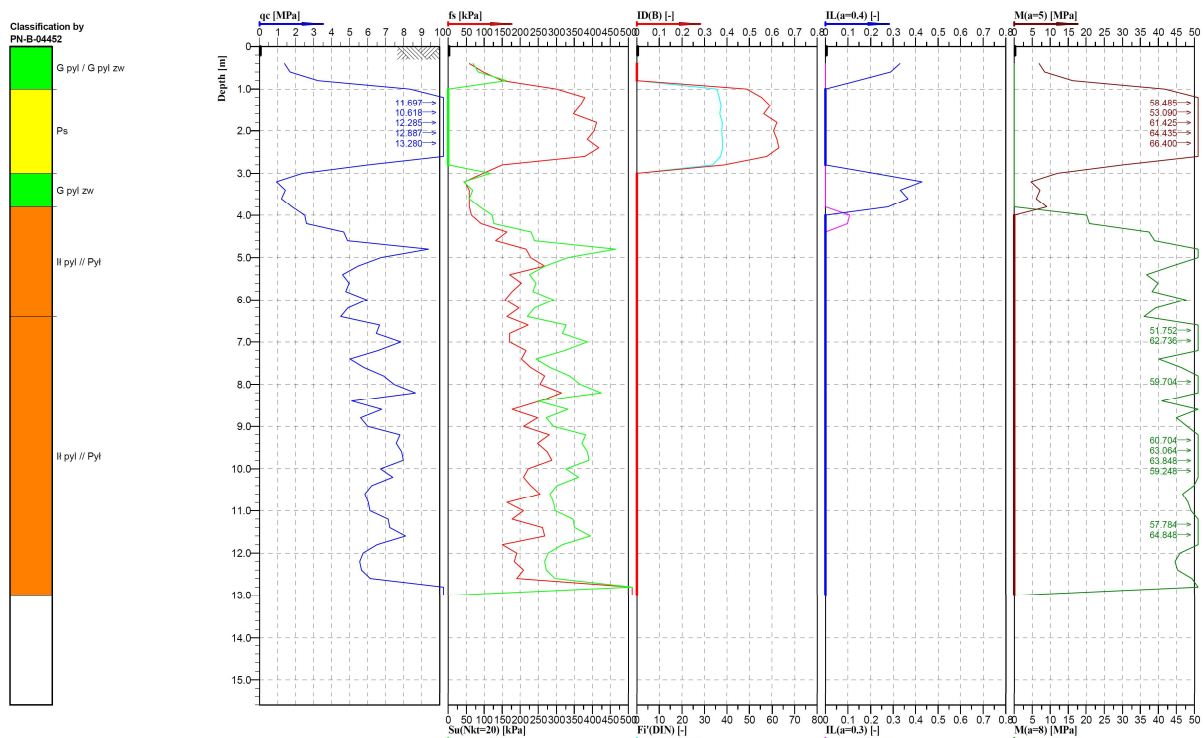
9.2.6.3. Ograniczenie zarysowania płyty

(1) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rys sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji quasi-stałej obciążeń według wytycznych pkt 7.3.4 normy [14], która nie powinna przekraczać wartości granicznej wynoszącej 0,3 mm (tab. 7.101N normy [15]) Ponieważ płyta pomostu w kierunku poprzecznym jest obciążona głównie obciążeniem użytkowym (zmiennym), które nie występuje w kombinacji prawie stałej, zaniechano przeprowadzenia dalszych obliczeń. Cała procedura weryfikacyjna została przedstawiona w pkt 9.2.5.3.

9.3. Przyczółek

9.3.1. 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 spoiste o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 9.3.1.1).



Rys. 9.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

(2) Wielowarstwowe podłoże gruntowe zagregowano do pięciu warstw geotechnicznych. Charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego wybrano jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego (pkt 2.4.5.2 (2) i (3) normy [23]). Wyznaczając wartości charakterystyczne parametrów, zwrócono uwagę na większą zmienność parametru c (spójności) w porównaniu z tangensem kąta tarcia wewnętrznego ($\tan\phi$). Na podstawie wyników sondowania CPT, genezy i rodzaju gruntów w podłożu oraz klasyfikacji parametrów geotechnicznych oszacowano bezpieczne wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w podłożu (tab. 9.3.1.1).

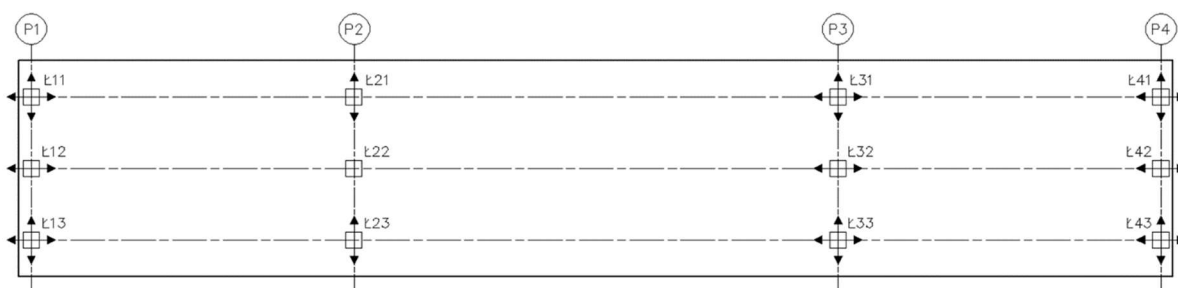
Tab. 9.3.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

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

9.3.2. Zestawienie obciążeń

9.3.2.1. 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. 9.3.2.1.1.), tj. podporę nr 1. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumu pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/skracania się przęseł mostu. W tab. 9.3.2.1.1 i 9.3.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji działających na łożyska w przyczółku mostowym. Przeanalizowano łącznie sześć przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy: dwa dla łożyska Ł11 (maksymalna i minimalna dla PZ) oraz cztery dla łożyska Ł12 (maksymalna i minimalna dla PZ i PY). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęseł obiektu mostowego zespolonego o rozpiętości przęseł 20 x 30 x 20 m dla drogi klasy G na obiekcie według karty katalogowej Z6-WG/GP WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania. Oddziaływanie związane z tarciem konstrukcji na łożyskach wyznaczono na podstawie 10% siły pionowej przypadającej na łożysko od obciążenia stałego.



Rys. 9.3.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 9.3.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł11

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł11			Ł12			Ł13		
		P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z
Ł11	Ciężar własny konstrukcji	-	-	442	-	0	437	-	-	442
P _{z,max}	Ciężar własny wyp.	-	-	179	-	0	73	-	-	179
	UDL + tłum	-	-	295	-	-5	238	-	-	11
	TS	-	-	412	-	-3	462	-	-	67
	Stanag	-	-	405	-	-6	425	-	-	36
	Temperatura	-	-	28	-	0	21	-	-	28
	Skurcz	-	-	0	-	0	0	-	-	0
	Hamowanie	-	-	15	-	2	-11	-	-	14
	Osiadanie	-	-	15	-	0	14	-	-	15
	Tarcie na łożyskach	62	-	0	51	0	0	62	-	0

Tab. 9.3.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł12

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł11			Ł12			Ł13		
		P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z
Ł12	Ciężar własny konstrukcji	-	-	442	-	0	437	-	-	442
P _{z,max}	Ciężar własny wyp.	-	-	154	-	0	28	-	-	154
	UDL + tłum	-	-	-7	-	-2	-60	-	-	0
	TS	-	-	-28	-	7	-44	-	-	-47
	Stanag	-	-	-72	-	-3	-78	-	-	-65
	Temperatura	-	-	-28	-	0	-21	-	-	-28
	Skurcz	-	-	-76	-	0	-57	-	-	-76
	Hamowanie	-	-	14	-	-2	-11	-	-	15
	Osiadanie	-	-	-9	-	0	-8	-	-	-9
	Tarcie na łożyskach	62	-	0	51	0	0	62	-	0

9.3.2.2. Parcie gruntu zasypki

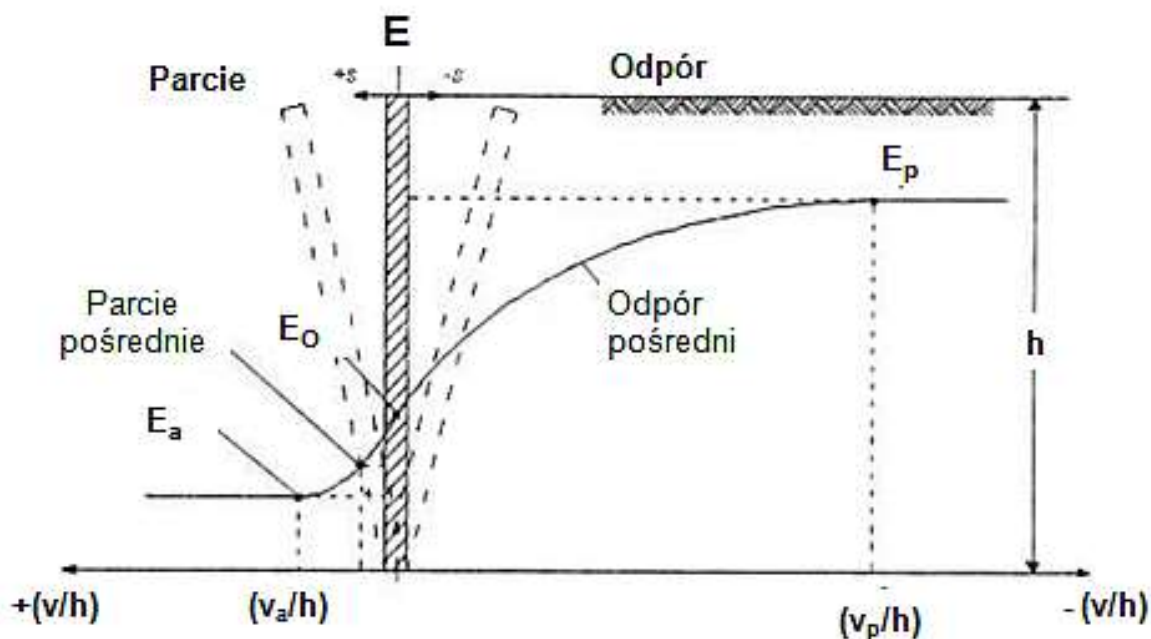
(1) Norma [23] zaleca wyznaczać wartości parcia i oporu gruntu w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej v (rys. 9.3.2.2.1.):

- 1) parcie spoczynkowe – należy przyjmować przy braku przemieszczeń ściany, tzn. gdy stosunek przemieszczenia ściany v do jej wysokości h jest równy zeru: $v/h = 0$,
- 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. 9.3.2.2.1 zestawiono przykładowe przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i oporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.

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

(4) Graniczne wartości parcia gruntu działającego na korpus przyczółka mostowego obliczono według wytycznych pkt C1 załącznika C, ze wzorów normy [23], z uwzględnieniem poprawki do normy [24]. Dane do projektowania – parametry tradycyjnej zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego podano w tab. 9.3.2.2.2.



Rys. 9.3.2.2.1. Zasada określania parcia i odporu gruntu w zależności od przemieszczeń ściany

Tab. 9.3.2.2.1. Wartości przemieszczeń v_a/h potrzebne do wzbudzenia parcia granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela lewa; wartości przemieszczeń v_p/h i v/h potrzebne do wzbudzenia odporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela prawa według [23]

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

Tab. 9.3.2.2.2. 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

(5) W Załączniku C normy [23] podano 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].

(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. 9.4.2.2.2 wartość współczynnika parcia czynnego wynosi:

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

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

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 11,6 = 58,15 \text{ kPa.}$$

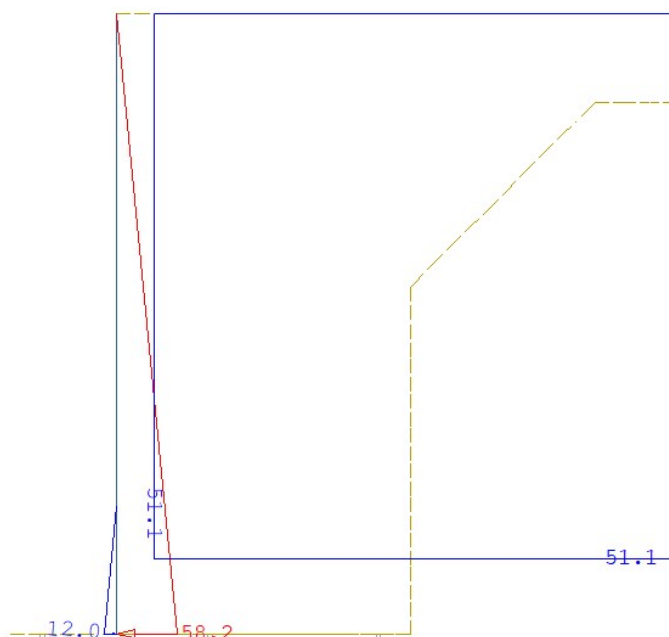
(7) W przypadku ścian bocznych przyczółka parcie będzie działać tylko na wysokości korpusu, tj. 10,2 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na ściany boczne wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 10,2 = 51,14 \text{ kPa.}$$

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

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

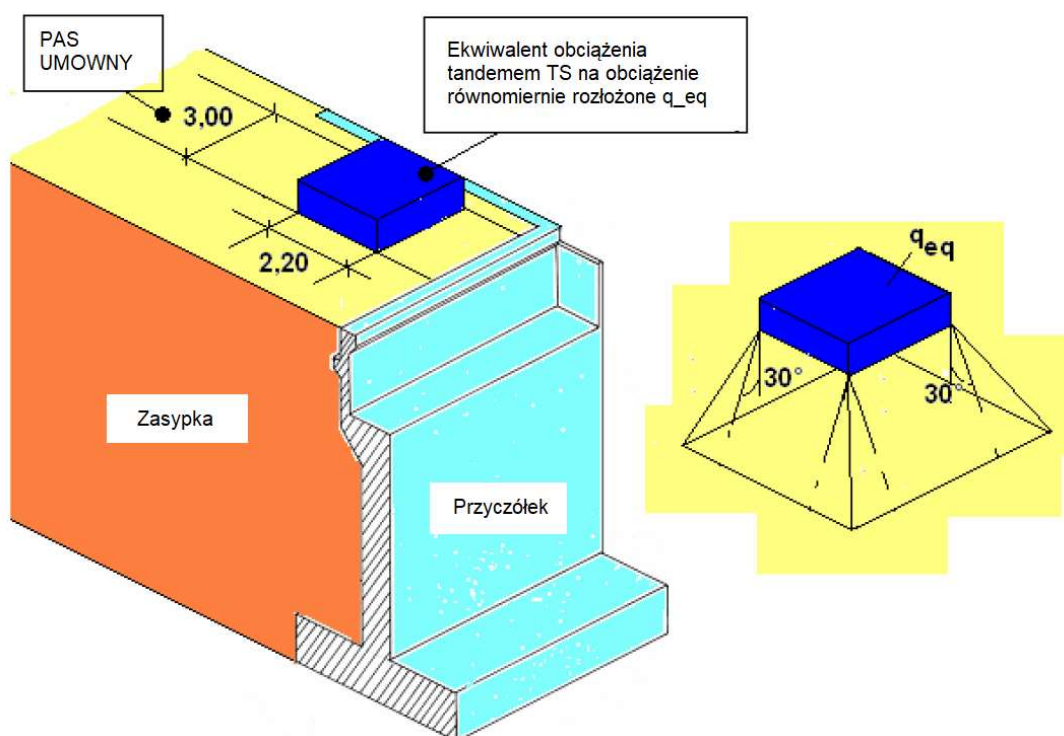
(9) Przyjęcie parcia granicznego czynnego od strony niższego naziomu jest bardzo konserwatywne, zaprojektowano w stronę bezpieczną z uwagi na możliwość częściowego odkopania przyczółka. W ogólnym przypadku można przyjąć działanie parcia spoczynkowego. Na rys. 9.3.2.2.2 pokazano przyłożenie parcia od zasyпки w przyczółku.



Rys. 9.3.2.2.2. Przyłożenie parć od zasyпки do przyczółka mostowego – widok z boku [kPa]

9.3.2.3. Parcie od obciążenia naziomu na korpus przyczółka

(1) Jezdnia położona za przyczółkiem została obciążona modelem obciążenia LM1 (rys. 9.3.2.3.1). Aby uprościć obliczenia, obciążenia od układu tandemowego zastąpiono równoważnym obciążeniem oznaczonym q_{ed} , rozłożonym na powierzchni prostokąta o szerokości 3,0 m i długości 2,2 m dla każdego pasa umownego zgodnie z normą [13] i uśredniono dla całej szerokości jezdni.



Rys. 9.3.2.3.1. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego naziomu przyczółka, na podstawie [13]

(2) Przedmiotowy przykład obliczeniowy dotyczy obiektu mostowego, na którym jest przeprowadzona droga klasy G. Dla danej kategorii drogi należy odczytać współczynniki dostosowawcze do modelu obciążenia LM1 (tab. 9.3.2.3.1).

Tab. 9.3.2.3.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 według [29]

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

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

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

obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 2:

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

a szerokość jezdni: $w_j = 8,6 \text{ m}$.

(4) Na jezdni wydzielono dwa pasy umowne po 3,0 m szerokości każdy oraz pozostały obszar o szerokości 2,6 m. Równoważne obciążenie q_{ed} pochodzące od pojazdu TS ma wartość:

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

Obciążenie UDL na pasie umownym nr 1 wynosi:

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

obciążenie UDL na pasie umownym nr 2:

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

a obciążenie UDL na obszarze pozostałym:

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

Równoważne obciążenie q_{ed} pochodzące od UDL na szerokości jezdni:

$$q_{ed,UDL} = \frac{q_{1k} \times 3 \text{ m} + q_{2k} \times 3 \text{ m} + q_{rk} \times 2,6}{w_j} = \frac{11,97 \times 3 \text{ m} + 6,0 \times 3 \text{ m} + 3,0 \times 2,6}{8,6} = 7,18 \text{ kPa}.$$

Wysokość od góry korpusu, na którą działa parcie gruntu od modelu TS, wynosi (rys. 9.4.2.3.2):

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

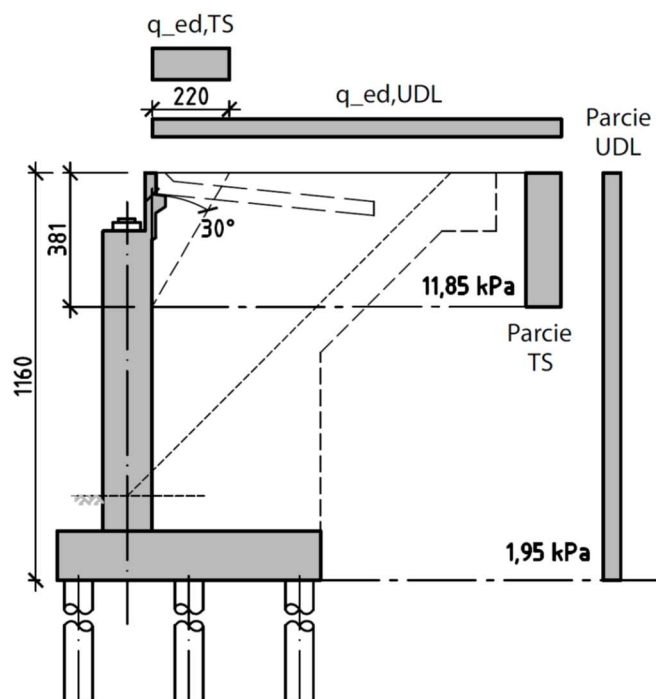
(5) Parcie jednostkowe gruntu od obciążenia naziemu równomiernie rozłożonego q na całej długości klina odłamu (od UDL) ma wartość:

$$\sigma_{Q,UDL}(z) = K_a \times q_{ed,UDL} = 0,271 \times 7,18 = 1,95 \text{ kPa}.$$

W przypadku modelu TS parcie jednostkowe wynosi:

$$\sigma_{Q,TS}(z) = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,2 \text{ m}}{h_{TS}} = \frac{0,271 \times 75,76 \times 2,2 \text{ m}}{3,81 \text{ m}} = 11,85 \text{ kPa}.$$

(6) Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości pasów umownych, tj. 6 m, a uśrednione siły parcia od modelu UDL przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości jezdni, tj. 8,6 m. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia poziomo na korpus pod kątem 30° , projektując w stronę bezpieczną.



Rys. 9.3.2.3.2. Rozkład parcia na korpus od obciążenia naziomu

9.3.2.4. Parcie od obciążenia naziomu na ściany boczne przyczółka

(1) Parcie na skrzydła od obciążenia naziomu wyznaczono analogicznie do korpusu przyczółka, uwzględniając kąt rozkładu obciążenia 30° oraz kąt tarcia wewnętrzny zasypki równy 35° . Otrzymane wyniki pokazano na rys. 9.4.2.4.1.

Odległość pasa umownego nr 1 od krawędzi skrzydła wynosi: $B_{Pas,1} = 1,78$ m, a głębokość, na której zaczyna występować parcie:

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

Głębokość, na której parcie przyjmuje wartość maksymalną wynosi:

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

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

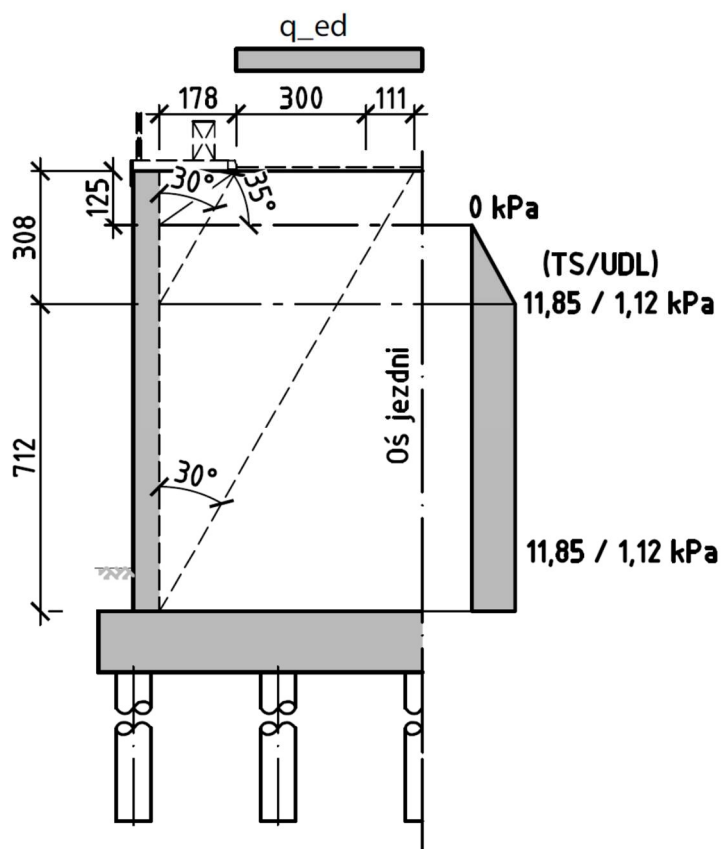
$$h_{TS/UDL} = \frac{4,11 \text{ m}}{\tan(30^\circ)} = 7,12 \text{ m.}$$

(2) Parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego q pochodzącego od obciążenia UDL:

$$\sigma_{Q,UDL} = \frac{K_a \times q_{ed,UDL} \times 4,11 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 7,18 \times 4,11 \text{ m}}{7,12} = 1,12 \text{ kPa,}$$

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

$$\sigma_{Q,TS} = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,94 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 75,76 \times 4,11 \text{ m}}{7,12} = 11,85 \text{ kPa.}$$



Rys. 9.3.2.4.1. Wyznaczenie rozkładów parcia na ścianę boczną przyczołka od obciążenia na naziemie – schemat uproszczony

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

9.3.2.5. Parcie na pale fundamentowe

(1) W podporach mostowych parcie na pale występuje najczęściej w przyczołkach na podłożu o niskiej wytrzymałości na ścinanie lub podporach zlokalizowanych na skarpach lub w pobliżu uskoków trenu. W opracowaniu [40] podano sposoby uwzględniania rozkładu parcia na pale fundamentowe. Parcie to można pominąć w obliczeniach w przypadku wykonania nasypu dojazdu do obiektu przed budową podpory na tyle wcześniej, aby spowodować konsolidację podłoża. W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono taką technologię wykonywania dojazdów i podpór mostowych.

(2) Ponadto parcie na pale występuje wszędzie tam, gdzie w przypadku usunięcia pali z modelu obliczeniowego nie jest zachowana stateczność geotechniczna konstrukcji. W niniejszym przykładzie obliczeniowym przyczołka mostowego sprawdzono stateczność ogólną przyczołka (pkt. 9.3.9.3) bez udziału pali fundamentowych, celem weryfikacji uwzględnienia parcia na pale fundamentowe.

9.3.2.6. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na przyczołek mostowy obejmują:

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

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym na podstawie wiernego odwzorowania geometrii podpory oraz ciężarów objętościowych żelbetu

równych 25 kN/m^3 . Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte na podstawie ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem jego zwiększenia związanym z występowaniem płyty przejściowej oraz umocnienia stożka nasypu o wartości jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m^3 . Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem pręsem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

9.3.3. 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, a także obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz 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 [24] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 ma zastosowanie w sprawdzaniu stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 do sprawdzania 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. 9.3.3.1.

Tab. 9.3.3.1. 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

(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.

(4) W tab. 9.3.3.2–9.3.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych do projektowaniu fundamentów głębokich na palach wierconych w technologii CFA.

Tab. 9.3.3.2. 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. 9.3.3.3. 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. 9.3.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności γ_R dotyczące pali formowanych świdrem ciągłym CFA

Nośność	Symbol	Zestaw			
		R1	R2	R3	R4
Podstawa	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Pobocznicą (przy wciskaniu)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Całkowita (przy wciskaniu)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Pobocznicą (przy wyciąganiu)	$\gamma_{s,t}$	1,3	1,15	1,1	1,6

(5) 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.

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

Sytuacja trwała (GEO i STR)

(7) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów przyczółka:

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

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

Stan graniczny użyteczności (SLS)

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

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

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

Kombinacja quasi stała – sprawdzenie stanu zarysowania w betonie:

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

w którym:

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

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

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

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

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

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 przyjęć współczynnik częściowy równy 1,35 tak jak dla obciążeń stałych,

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

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

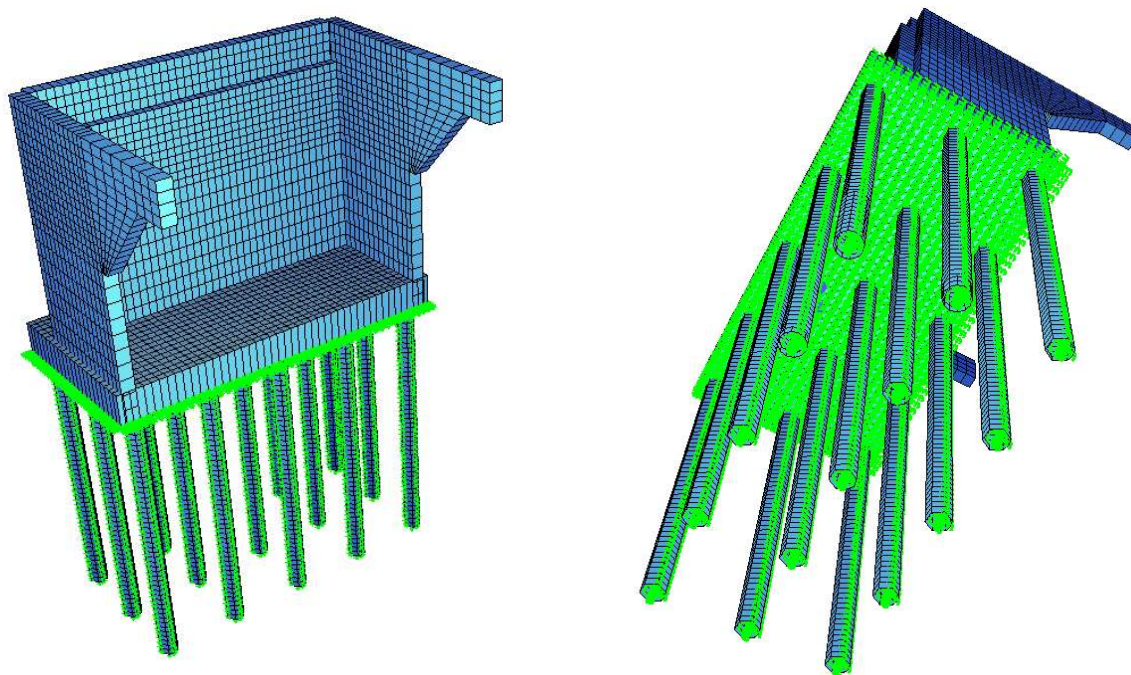
Q_{fk} – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

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

9.3.4. Analiza statyczna

9.3.4.1. Model obliczeniowy

(1) Model przyczółka mostowego został wygenerowany za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e1+e2 w p3). Ławę fundamentową, korpus oraz skrzydła zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości, natomiast pale fundamentowe przy użyciu elementów belkowych (BEAM). Interakcja pali fundamentowych oraz ławy fundamentowej z podłożem została odwzorowana za pomocą elementów typu sprężyna (SPRING) o odpowiedniej sztywności (rys. 9.3.4.1.1).



Rys. 9.3.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka mostowego

Dobór sztywności podparć sprężystych

(2) Metody numeryczne uproszczone opierają się na współpracy fundamentu palowego z podłożem gruntowym przez układ podpór sprężystych rozstawionych gęsto wzdłuż pobocznicy pala i podpór sprężystych w ich podstawie, zwanej metodą uogólnioną. Na potrzeby opracowania fundament palowy został rozwiązany na podstawie metody uogólnionej według Koseckiego [40] i Krasieńskiego [41]. Obliczenia sztywności bocznej podpór sprężystych można wyznaczyć z dostępnych kalkulatorów internetowych lub w programach komputerowych geotechnicznych. W tab. 9.3.4.1.1 zestawiono podstawowe wyniki obliczeń dotyczące przyjęcia sztywności podpór sprężystych wzdłuż pali fundamentowych w modelu MES. Pominięto pierwszą warstwę geotechniczną z uwagi na posadowienie spodu ławy fundamentowej w drugiej warstwie geotechnicznej.

Tab. 9.3.4.1.1. Obliczenia sztywności bocznych i pionowych podpór sprężystych pali według [40, 41]

Średnica pali	Rozstaw pali w rzędzie	Rozstaw rzędów pali	Średnica zastępcza pala	Współczynnik technologiczny pala
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
0,80	R1 = 3,34	R2 = 3,15	1,70	1,0
Współczynniki [-]				
η_1	η_2	β	κ	
1	0,884	0,5	1,2	
Warstwa gruntu	Moduł odkształcenia	Współczynnik długotrwałości działania obciążeń	Sztywność boczna warstwy gruntu	Sztywność pionowa w podstawie pali [kN/m]
[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	
II - piasek średni	41,46	0,45	25,3	243 400
III - glina pylasta	4,05	0,35	2,23	
IV - pył	36,00	0,45	19,09	
V - il	50,65	0,65	37,93	

(3) W modelu uwzględniono również interakcję samej ławy fundamentowej z podłożem (tarcie). Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące drugą 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 zazwyczaj wynosi $0,67 \div 1,0$ wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może również dojść do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, co zmniejszy efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawne, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(4) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych na podstawie obliczeń z modelu numerycznego wynoszą: $\sigma_{state} = 237$ kPa. Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto bezpiecznie na poziomie $\alpha = 30^\circ$. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże wynosi:

$$T_{ława} = 0,5 \times \sigma_{state} \times \tan \alpha = 0,5 \times 237 \text{ kPa} \times \tan 30^\circ = 68,42 \text{ kPa.}$$

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

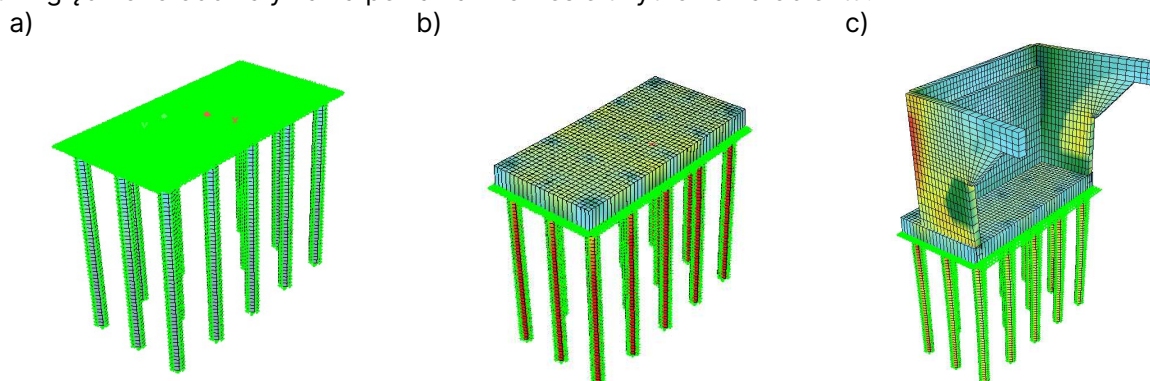
$$k_{x,ława} = \frac{T_{ława}}{\Delta_{dop}} = \frac{68,42}{0,01} = 6842 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

9.3.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 9.3.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża przy pomocy podparć sprężystych oraz pali fundamentowych (rys. 9.3.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 9.3.4.2.1b)
- 3) faza 3. – betonowanie korpusu i ścian bocznych przyczółka (rys. 9.3.4.2.1c)

(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 zasypki, ciężar zasypki na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 9.3.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3. budowy

9.3.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 9.3.4.3.1–9.3.4.3.4 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa, ściany boczne, pale). Na rys. 9.3.4.3.1–9.3.4.3.4 pokazano natomiast 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. 9.3.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu przyczółka w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie korpusu przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
618	1536	653

Tab. 9.3.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ścian bocznych przyczółka w stanie granicznym nośności

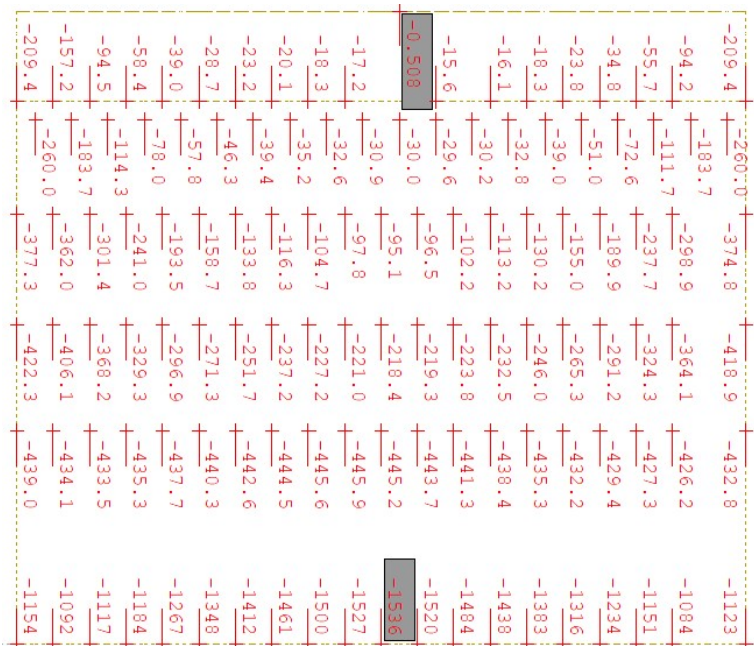
Wymiarowanie ścian bocznych przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
472,6	621,1	486,8

Tab. 9.3.4.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

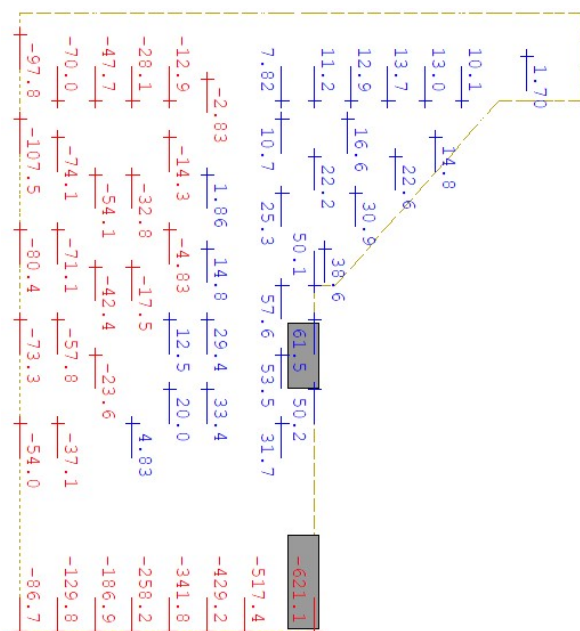
Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
1217,0	890,0	1614

Tab. 9.3.4.3.4. Kombinacyjne siły do wymiarowania pała fundamentowego

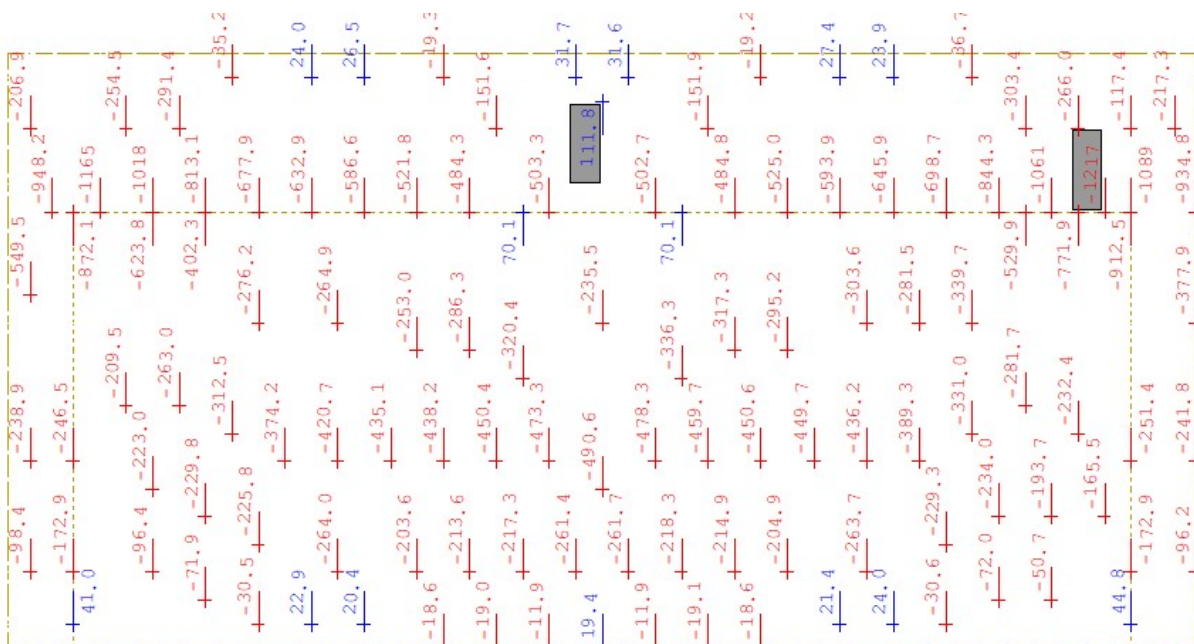
Wymiarowanie pała fundamentowego						
Maksymalny moment zginający MZ	towarzysząca siła podłużna ściskająca	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna VY	maksymalna siła poprzeczna VZ	maksymalna siła podłużna ściskająca	minimalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
235,8	1732	100,3	96,5	20,3	2300	734,4



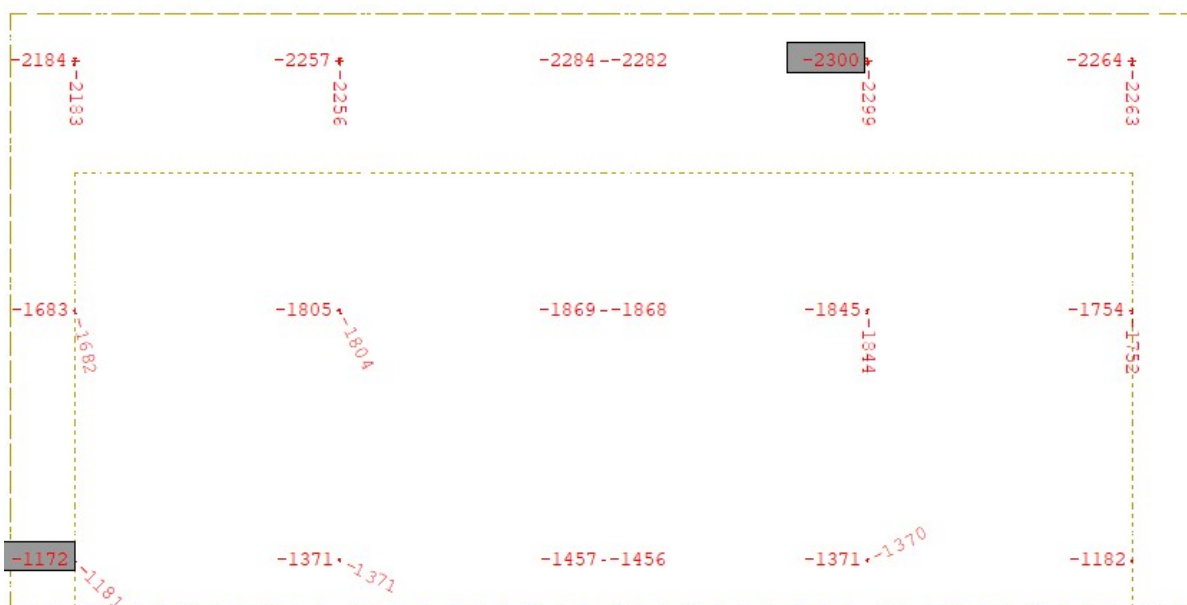
Rys. 9.3.4.3.1. Wartości momentów zginających w korpusie przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 9.3.4.3.2. Wartości momentów zginających w ścianie bocznej przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 9.3.4.3.3. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)



Rys. 9.3.4.3.4. Maksymalne kombinacyjne siły wciskające pale fundamentowe

9.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

9.3.5.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym przyjęto 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) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – 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 według normy [15]),

- 4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
 - 5) $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości betonu,
 - 6) $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
 - 7) $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$ – odkształcenie graniczne w betonie,
 - 8) $\lambda = 0,8$ – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
 - 9) $\eta = 1,0$ – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.
- (3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:
- 1) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
 - 2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
 - 3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
 - 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
 - 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,4 \text{ m}$ – grubość korpusu.

(5) Wysokość użyteczna przekroju jest równa:

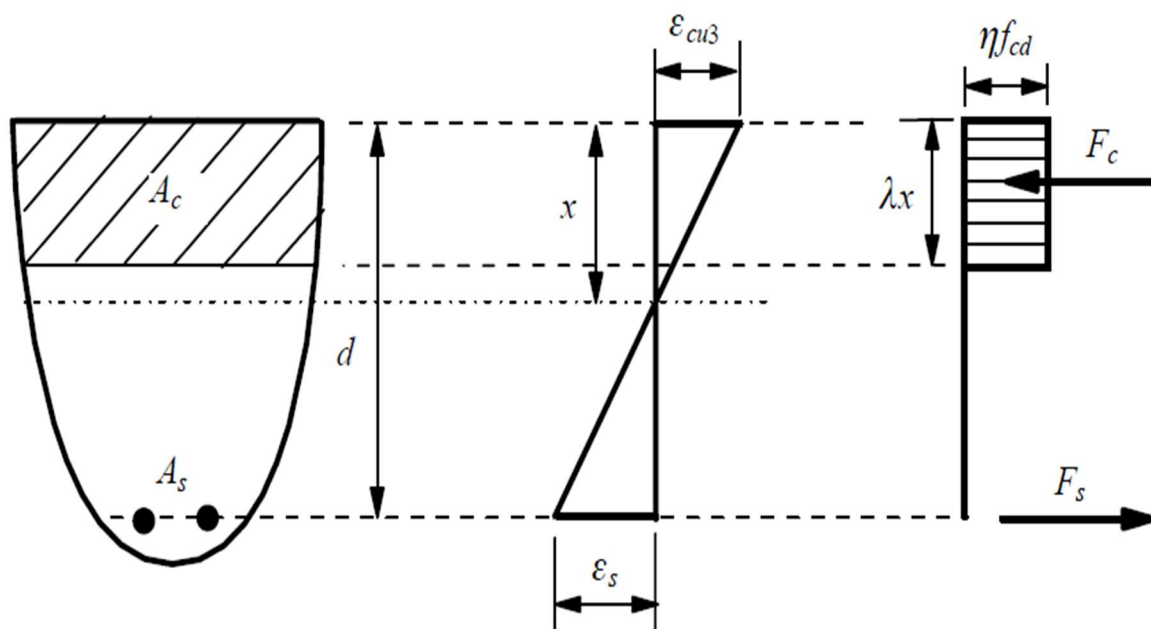
$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,4 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,322 \text{ m},$$

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

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 9.3.4.3.1):

$M_{Ed,y} = 1536 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 618 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.



Rys. 9.3.5.1.1. Schemat do obliczania nośności przekroju zginanego żelbetowego

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,322 \text{ m} = 0,65 \text{ m},$$

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:

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,322 - 0,5x_{eff}) - 1,536 = 0,$$

$x_{eff} = 0,065\text{m}$ – efektywna wysokość strefy ściskanej,

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,065}{1,322} = 0,050 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenia na zginanie określa się z zależności:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,536}{(1,322 - 0,5 \times 0,065) \times 435} = 27,41 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 25$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,322 = 19,93 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,322 = 17,18 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 22$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 22,81 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 10 cm.

Zbrojenie główne na kierunku x-x

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 22,81 \times \left(1,322 - \frac{0,065}{2}\right) = 1283 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 618 \text{ kNm}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów $\phi 22$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 22,81 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm.

9.3.5.2. 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 zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

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

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 9.4.4.3.1): $V_{Ed} = 653 \text{ kN}$.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 1400 \text{ mm}$,
- 2) analizowana szerokość korpusu – $b = 1000 \text{ mm}$,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gt} = 25 \text{ mm}$,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 1322 \text{ mm}$,

5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1322}} \right); 2,0 \right] = 1,39,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 132,2} \right); 0,02 \right] = 0,22\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,39^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,314 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,39 \times (100 \times 0,0022 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1322 = 445 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,314 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1322 = 415 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(445; 415) = 445 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed} = 653 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 445 \text{ kN}.$$

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) według 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) [15]:

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

gdzie:

$$z = 0,9 d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 132,2 \times 40 \times 2,0}{653} = 37,1 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto rozstawie co 90 cm. Założony stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 0,94\%$$

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

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

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,322 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,99 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion określony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

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

(7) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia 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.

9.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

9.3.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M_{YY} 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) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2) $\gamma_c = 1,4$ – współczynnik częściowy do betonu,
- 3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [14]),
- 4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$ – 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) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gl} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,4 \text{ m}$ – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,4 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,322 \text{ m},$$

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

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 9.4.4.3.3):

$M_{Ed,x} = 1217$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 890,0$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,322 \text{ m} = 0,65 \text{ m},$$

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:

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,322 - 0,5x_{eff}) - 1,217 = 0,$$

$x_{eff} = 0,052$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,052}{1,322} = 0,039 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określa się z zależności:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,217}{(1,322 - 0,5 \times 0,052) \times 435} = 21,60 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 25$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s1} = 29,45$ cm², w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,121 = 16,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,121 = 14,58 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 18,85$ cm², 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 wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 18,85 \times \left(1,322 - \frac{0,052}{2} \right) = 1131 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x} = 890 \text{ kNm}.$$

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 $A_{s,min} = 18,85$ cm², w rozstawie co 15 cm.

9.3.7. 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 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 przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 9.4.4.3.3): $V_{Ed} = 1614$ kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju $-h = 1400$ mm,
- 2) analizowana szerokość ławy $-b = 1000$ mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego $-\varphi_{gt} = 25$ mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego $-d = 1322$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1320}} \right); 2,0 \right] = 1,39,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 132,2} \right); 0,02 \right] = 0,22\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,39^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,314 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,39 \times (100 \times 0,0022 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1322 = 445 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,314 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1322 = 415 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(445; 415) = 445 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed} = 1614 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 445 \text{ kN}.$$

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 dwucięte $\phi 18$ mm o $A_{sw} = 5,09$ cm².

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona $V_{Rd,s}$ wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [14]:

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

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 [14]).

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:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{y,wd} \times ctg\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{5,09 \times 0,9 \times 132,2 \times 40 \times 2,0}{1614} = 30 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w ławie).

Zbrojenie minimalne na ścinanie dla szerokości ławy fundamentowej równej $7,5 \text{ m}$:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 750 = 19,72 \text{ cm}^2 \leq 4 \times A_{sw} = 20,36 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć cztery strzemiona po szerokości ławy.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,322 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,99 \text{ m.}$$

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:

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

(7) 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.

9.3.8. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ściana boczna przyczółka

9.3.8.1. Nośność na zginanie

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

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

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

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

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

Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 20 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 0,6 \text{ m}$ – grubość skrzydeł.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 0,6 - 0,05 - 0,020 - \frac{0,025}{2} = 0,517 \text{ m,}$$

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

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 9.4.4.3.2):

$M_{Ed,y} = 621 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 487 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,517 \text{ m} = 0,255 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,517 - 0,5x_{eff}) - 0,621 = 0,$$

$x_{eff} = 0,071 \text{ m}$ – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,071}{0,517} = 0,137 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenia na zginanie określono z zależności:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,621}{(0,517 - 0,5 \times 0,071) \times 435} = 29,63 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 25 \text{ mm}$ na 1 m szerokości korpusu o $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm. Przekroczenie nośności w ilości zbrojenia jest mniejsze niż 1%, przyjęte zbrojenie należy uznać za poprawne.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,517 = 7,8 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,517 = 6,72 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto siedem prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 21,99 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 14 cm.

Zbrojenie główne na kierunku x-x

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ścianie bocznej przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 21,99 \times \left(0,517 - \frac{0,071}{2}\right) = 470 \text{ kNm} \leq M_{Ed,x-x} = 472,6 \text{ kNm}.$$

Przekroczenie nośności jest mniejsze niż 1%. W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, siedem prętów $\phi 20 \text{ mm}$ na 1 m szerokości płyty o $A_{s,min} = 21,99 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 14 cm.

9.3.8.2. 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 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 ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 9.3.4.3.2): $V_{Ed} = 487$ kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 600$ mm,
- 2) analizowana szerokość przekroju – $b = 1000$ mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gl} = 25$ mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 517$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{517}} \right); 2,0 \right] = 1,62,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{29,45}{100 \times 51,7} \right); 0,02 \right] = 0,57\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,62^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,394 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,62 \times (100 \times 0,0057 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 517 = 278 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,394 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 517 = 207 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(278; 207) = 278 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed} = 487 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 278 \text{ kN}.$$

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 dwóch prętów $\phi 16$ mm o $A_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2$.

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

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 51,7 \times 40 \times 2,0}{487} = 30,8 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 28$ cm (co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto dla rozstawu co 100 cm. Założony stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{4,02 \text{ cm}^2}{28 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,4\%.$$

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

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

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

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

$$s_{t,max} = 0,75d(1 + \text{cot}(\alpha)) = 0,75 \times 0,517 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,39 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 30$ cm jest mniejszy od maksymalnego.

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

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,39 \text{ m.}$$

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

9.3.9. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – pal fundamentowy

9.3.9.1. Nośność na zginanie

(1) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji $N_{Rd} - M_{Rd}$ dla słupów/pali o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno przy określaniu nośności słupa/pala z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych mimośrodowo ściskanych zgodnymi z normą [14] opracowanych w [55]. Procedura obliczeniowa polega na:

- 1) wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosza głównych prętów zbrojeniowych do średnicy słupa/pala),
- 2) wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną,
- 3) wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

(2) Procedurę wykorzystania nomogramów należy poprzedzić ogólnym tokiem postępowania przy wymiarowaniu elementów mimośrodowo ściskanych w przypadku słupów, obejmującym:

- 1) określenie schematu statycznego,
- 2) charakterystyki geometryczne przekroju, charakterystyki materiałowe,
- 3) określenie obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenie smukłości słupa/pala,
- 5) obliczenie imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenie konieczności uwzględniania efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystanie z nomogramów nośności siła – moment,
- 8) wyliczenie niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie/palu,

9) sprawdzenie nośności na ścinanie.

(3) W przypadku pali fundamentowych wielkośrednicowych nie należy sprawdzać smukłości pala ze względu na wystarczającą sztywność gruntów otaczającego pala (efekty drugiego rzędu nie wystąpią).

(4) Założono charakterystyki przekroju pala:

1) pole przekroju poprzecznego

$$A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 0,8^2 = 0,502 \text{ m}^2,$$

2) moment bezładności przekroju

$$J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 0,8^4 = 0,02 \text{ m}^4,$$

3) promień bezładności przekroju

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,2 \text{ m},$$

4) wysokość przekroju (średnica) H .

(5) 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 (uwaga: zgodnie z normą [14], pkt 2.4.2.5(2) w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu γ_c mnoży się przez współczynnik $k_f = 1,1$; współczynnik częściowy dla betonu pali ostatecznie wynosi: $\gamma_c = 1,54$),

3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),

4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,56 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,

5) $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ – 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.

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

1) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,

2) $\gamma_s = 1,15$ – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,

3) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,

4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,

5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

(7) Wstępny dobór zbrojenia w palu fundamentowym:

1) $c_{nom} = 80 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,

2) $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$ – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,

3) $\varphi_{gt} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,

4) $A_p = 4,91 \text{ cm}^2$ – pole przekroju poprzecznego jednego pręta $\varphi 25 \text{ mm}$,

5) $\mu_{min} = 0,5\%$ – minimalny stopień zbrojenia w palu (przyjęto konserwatywnie założenia pkt 9.8.5 normy [14]).

Założono wstępnie zbrojenie w palu 12 $\varphi 25 \text{ mm}$ o polu $A_{s,zat} = 58,91 \text{ cm}^2$:

$$\mu = \frac{12 \times A_p}{A_c} = \frac{12 \times 4,91}{0,502 \times 10000} = 1,17\% > \mu_{min}.$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 0,8 - 0,08 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 0,7 \text{ m}.$$

Średnica kosza zbrojeniowego jest równa:

$$d' = h - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gt} = 0,8 - 2 \times 0,08 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 0,599 \text{ m}.$$

Stosunek $d'/H = 0,599/0,8 = 0,75$ obliczono na podstawię nomogramu dla stosunku 0,75 [55].

(8) W kolejnym kroku wyznaczono rzędne i odcięte na wykresie:

$$M_{Ed} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{235,8^2 + 100,3^2} = 256,2 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w palu},$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{96,5^2 + 20,3^2} = 98,6 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w pału,}$$

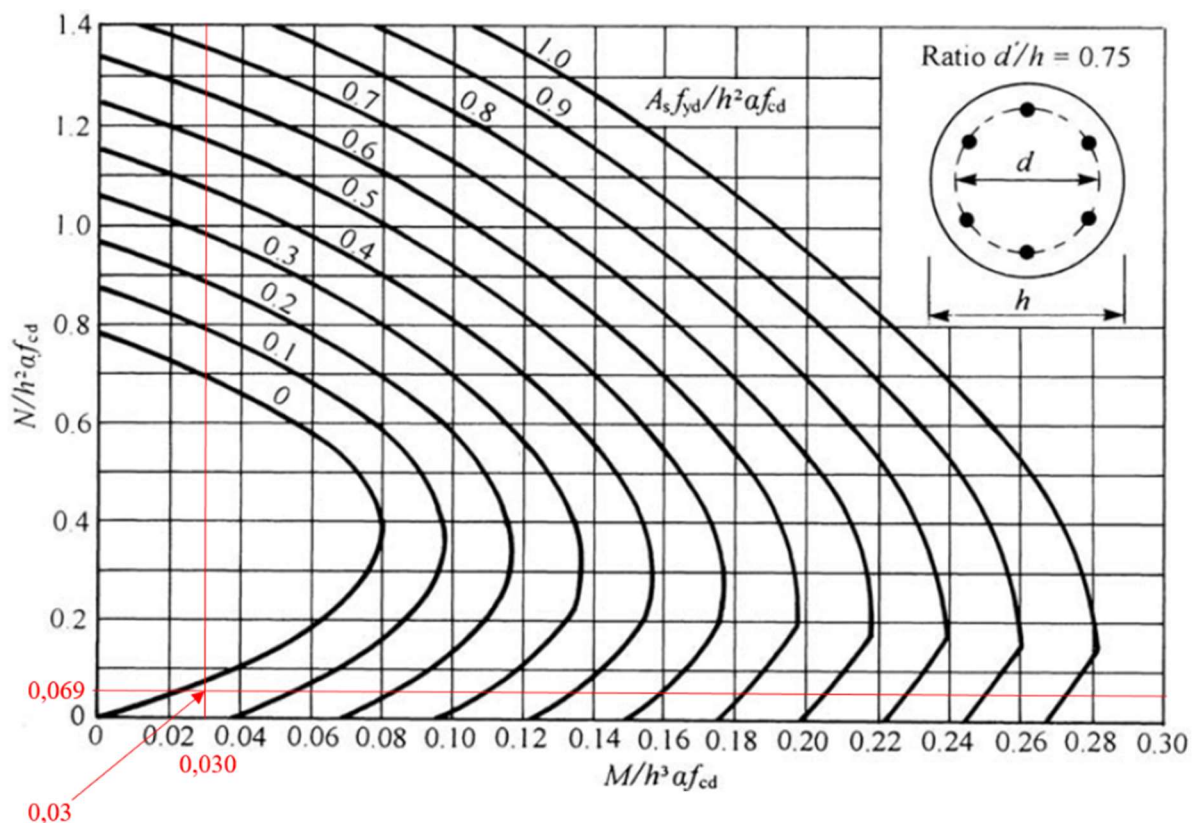
$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{0,256}{0,8^3 \times 16,56} = 0,03,$$

$$\frac{N_{max}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{2,300}{0,8^2 \times 16,56} = 0,217; \quad \frac{N_{min}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{0,734}{0,8^2 \times 16,56} = 0,069; \quad \frac{N_{tow}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{1,732}{0,8^2 \times 16,56} = 0,163.$$

Założono dla bezpieczeństwa najbardziej niekorzystne zestawienie siły osiowej ściskającej pał, tj. dla jej minimalnej wartości.

Ilości zbrojenia określono z zależności:

$$0,03 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,03 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,03 \times 0,8^2 \times 16,56}{435} = 7,31 \text{ cm}^2 \leq A_{s,zat} = 58,91 \text{ cm}^2.$$



Rys. 9.3.9.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie/palu kołowym według [55]

Należy przyjąć mniejszą ilość zbrojenia niż wstępnie założona. Przyjęto na zbrojenie główne pała fundamentowego zbrojenie w większej ilości niż zbrojenie minimalne, tj. 10 prętów $\phi 20$ mm o polu równym $A_s = 31,42 \text{ cm}^2$. Minimalne pole przekroju zbrojenia w pału:

$$A_{s,min} = (0,005 \times A_c) = (0,005 \times 0,502) = 25,1 \text{ cm}^2.$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia w pału:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,502 = 200,8 \text{ cm}^2,$$

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

9.3.9.2. 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 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 przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na pal, która wyniosła: $V_{Ed} = 99$ kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 800$ mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gt} = 20$ mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – $d = 700$ mm,
- 4) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{700}} \right); 2,0 \right] = 1,54$ – podejście konserwatywne, przekrój kołowy ma różną wysokość, przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr k i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{A_c} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{31,42}{0,502 \times 100000} \right); 0,02 \right] = 0,63\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left(\frac{0,734}{0,502} \right); 0,2 \times 16,56 = 1,46 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,54} = 0,117,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 1,46 = 0,584 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,117 \times 1,54 \times (100 \times 0,0063 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 1,46 = 0,696 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,584; 0,696) = 0,696 \text{ MPa}.$$

Obliczeniowe naprężenia styczne w palu wynosi:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,099}{\frac{3,14 \times 0,700^2}{4}} = 0,257 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem pala i jego zbrojeniem podłużnym.

Kryterium doboru strzemion

Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{gt}; 400 \text{ mm}; h) = \min(400 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1000 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w postaci spirali o skoku równym 30 cm, z pręta $\phi 8$ mm.

9.3.9.3. Sprawdzenie stateczności ogólnej przyczółka

Zalecenia oceny stateczności skarp i zboczy oraz konstrukcji oporowych

(1) Norma [23] zaleca, aby masyw gruntu lub skały ograniczony powierzchnią poślizgu był traktowany jako ciało sztywne lub jako kilka ciał sztywnych równocześnie się poruszających.

Powierzchnie poślizgu lub powierzchnie kontaktu pomiędzy sztywnymi blokami mogą mieć różne kształty, m.in. płaski, walcowy oraz bardziej skomplikowane. Alternatywnie stateczność można sprawdzać z zastosowaniem analizy granicznego stanu naprężeń lub metody elementów skończonych.

(2) Ponadto norma [23] zaleca:

- 1) zastosowanie w przypadku materiałów względnie jednorodnych i izotropowych walcowej powierzchni poślizgu,
- 2) w przypadku ośrodka uwarstwionego, szczególnie przy występowaniu warstwy o małej wytrzymałości, wykonanie analizy powierzchni poślizgu innych niż walcowe,
- 3) w materiałach z nieciągłościami wykonanie analizy trójwymiarowych klinów,
- 4) dla zboczy osuwiskowych, w których powtórnie mogą zostać uruchomione osuwiska, wykonanie analizy wzdłuż walcowych i niewalcowych powierzchni poślizgu; wartości współczynników częściowych zwykle stosowane do analiz stateczności ogólnej mogą nie być w tym przypadku właściwe,
- 5) rozważenie trójwymiarowych powierzchni poślizgu, w przypadku gdy dwuwymiarowa powierzchnia poślizgu nie może być przyjęta,
- 6) dla ciężaru gruntu zastosowanie jego dolnej i górnej wartości charakterystycznej, gdyż przy wyznaczaniu najbardziej niekorzystnej powierzchni poślizgu może nie być możliwe określenie, czy ciężar działa korzystnie czy niekorzystnie,
- 7) dla analizy naturalnych zboczy wykonanie pierwszego obliczenia z zastosowaniem parametrów charakterystycznych przed rozpoczęciem projektowania, co dostarczy informacji o globalnym współczynniku bezpieczeństwa; zaleca się wykorzystanie doświadczeń i procedur badawczych z porównywalnych przypadków.

Wskaźnik stateczności skarpy/konstrukcji oporowej

(3) Wskaźnik stateczności wyprowadzany jest z nierówności (pkt 2.4.7.3.1 normy [23]):

$$E_d \leq R_d,$$

gdzie:

$E_d = E_{dst,d}$ – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań,

$R_d = E_{stb,d}$ – wartość obliczeniowa oporu przeciw oddziaływaniu.

(4) Wskaźnik stateczności FS można opisać jako stosunek obliczeniowego oporu nośności do obliczeniowych efektów oddziaływań:

$$FS = \frac{R_d}{E_d}.$$

Wartości wskaźnika $FS > 1,0$ opisują wymagany poziom stateczności konstrukcji zgodny z normą [23]. Nie podano jednak wartości wskaźnika zapewniającego odpowiedni zapas bezpieczeństwa dla stateczności ogólnej. Wartości wskaźnika $FS < 1,0$ charakteryzują się niewystarczającym poziomem zapasu bezpieczeństwa dla wymagań normy [23]. W przepisach techniczno-budowlanych zostały pominięte zapisy o wartości minimalnej wskaźnika stateczności oraz zalecanej wartości obciążenia od ruchu kołowego, co może doprowadzić do pewnych nieporozumień i niejasności w zakresie wymaganego zapasu bezpieczeństwa podczas obliczeń stateczności. Wskazano natomiast, że wskaźnik stateczności powinien spełniać łącznie warunki:

- 1) przy zastosowaniu parametrów charakterystycznych i wyznaczanym globalnym wskaźniku stateczności należy wykazać, że dla obiektów drogowych spełniony jest warunek $FS \geq 1,5$,
- 2) przy uwzględnieniu wymogów normy PN-EN 1997-1 [23] i zastosowaniu odpowiednich współczynników częściowych należy wykazać, że spełniony jest warunek $FS \geq 1,0$.

Obliczeniowe parametry geotechniczne gruntów w podejściu obliczeniowym nr 3

(5) Wartości obliczeniowych parametrów geotechnicznych gruntów w podejściu obliczeniowym nr 3 (tab. 9.4.3.2–9.4.3.4) przy sprawdzaniu stateczności ogólnej przyczółka wynoszą:

- 1) $\gamma_{m,\varphi} = 1,25$ – współczynnik częściowy dla tangensa kąta tarcia wewnętrznego gruntu,
- 2) $\gamma_{m,c} = 1,25$ – współczynnik częściowy dla spójności gruntu.

(6) Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych są następujące (tab. 9.4.1.1):

- 1) warstwa nr 1 – glina pylasta

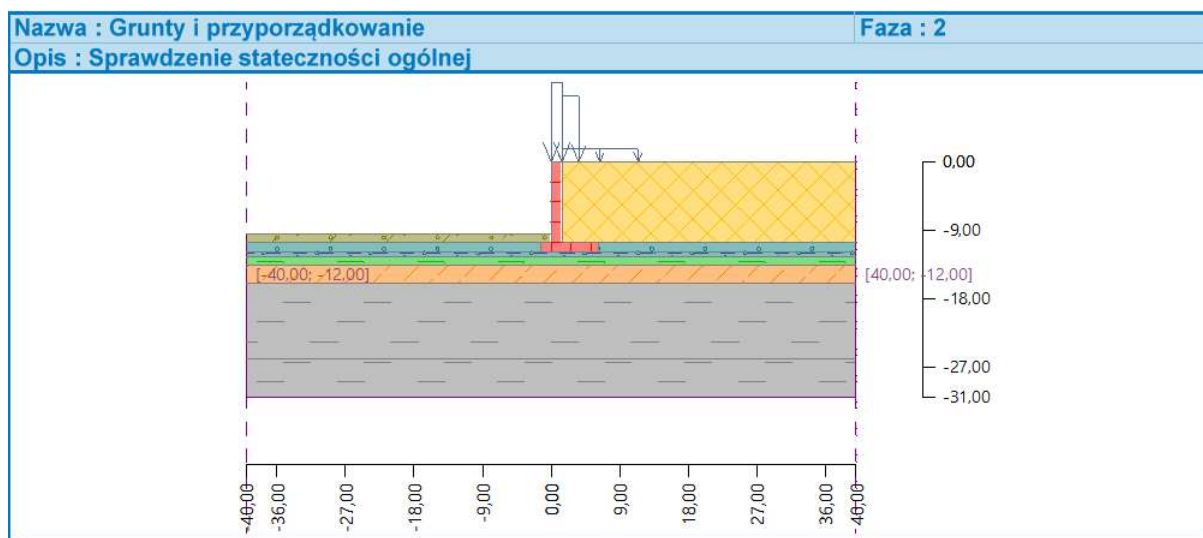
$$\varphi_{1,d} = \operatorname{atan}\left(\frac{\tan \varphi_1}{\gamma_{m,\varphi}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{\tan 12^\circ}{1,25}\right) = 9,65^\circ - \text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego,}$$

- $c_{1,d} = \frac{c_1}{\gamma_{m,c}} = \frac{18}{1,25} = 14,4 \text{ kPa}$ – obliczeniowa spójność,
- 2) warstwa nr 2 – piasek średni
 $\varphi_{2,d} = \text{atan}\left(\frac{\tan \varphi_2}{\gamma_{m,\varphi}}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan 32^\circ}{1,25}\right) = 26,56^\circ$ – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego,
 $c_{2,d} = \frac{c_2}{\gamma_{m,c}} = \frac{0}{1,25} = 0 \text{ kPa}$ – obliczeniowa spójność,
- 3) warstwa nr 3 – glina pylasta zwięzła,
 $\varphi_{3,d} = \text{atan}\left(\frac{\tan \varphi_3}{\gamma_{m,\varphi}}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan 13^\circ}{1,25}\right) = 10,46^\circ$ – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego,
 $c_{3,d} = \frac{c_3}{\gamma_{m,c}} = \frac{20}{1,25} = 16 \text{ kPa}$ – obliczeniowa spójność,
- 4) warstwa nr 4 – pył
 $\varphi_{4,d} = \text{atan}\left(\frac{\tan \varphi_4}{\gamma_{m,\varphi}}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan 13^\circ}{1,25}\right) = 10,46^\circ$ – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego,
 $c_{4,d} = \frac{c_4}{\gamma_{m,c}} = \frac{18}{1,25} = 14,4 \text{ kPa}$ – obliczeniowa spójność,
- 5) warstwa nr 5 – ił
 $\varphi_{5,d} = \text{atan}\left(\frac{\tan \varphi_5}{\gamma_{m,\varphi}}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan 13^\circ}{1,25}\right) = 10,46^\circ$ – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego,
 $c_{5,d} = \frac{c_5}{\gamma_{m,c}} = \frac{45}{1,25} = 36 \text{ kPa}$ – obliczeniowa spójność.

Model obliczeniowy do sprawdzenia stateczności ogólnej

(7) Model obliczeniowy do sprawdzenia stateczności ogólnej przyczółka wykonano w programie komputerowym do typowych zadań geotechnicznych. Na rys. 9.3.9.3.1 pokazano geometrię modelu obliczeniowego wraz z układem warstw geotechnicznych. Układ warstw geotechnicznych jest zgodny z uwarstwieniem podłoża (rys. 9.3.1.1). Obliczenia stateczności ogólnej wykonano z zastosowaniem metody pasków według Morgensterna-Price'a, Bishopa, Spencera oraz Janbu.

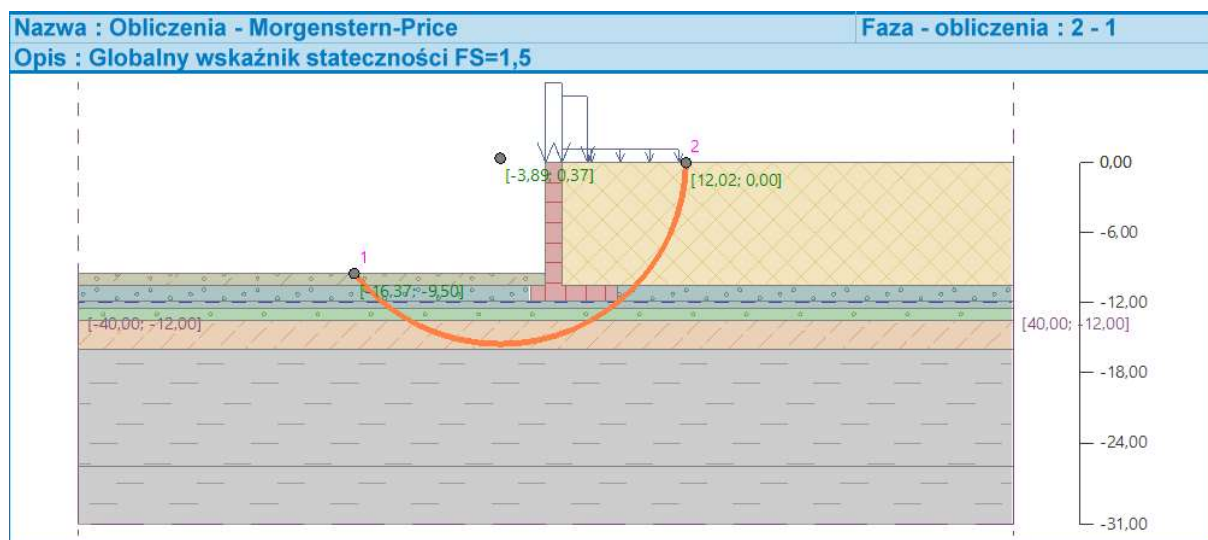
Obliczenia stateczności przeprowadzono dwukrotnie dla warunków obliczeniowych parametrów geotechnicznych oraz obciążeń według normy [23] oraz dotychczasowego podejścia obliczeniowego na wartościach charakterystycznych parametrów geotechnicznych i obciążeń, co jest zgodne z przepisami techniczno-budowlanymi. Obciążenie przyczółka stanowiło: ciężar własny podpory oraz zasypki mostowej, ciężary własne z przęsła działające na szerokości 1,4 m o wartości 91,48 kPa (uśrednienie na podstawie tab. 9.3.2.1.1 i 9.3.2.1.2), obciążenie na naziemiu od modelu TS działające na szerokości 2,2 m o wartości 75,76 kPa (pkt 9.4.2.4) oraz obciążenie na naziemiu od modelu UDL działające na szerokości 10,0 m o wartości 7,18 kPa (pkt 9.4.2.4).



Rys. 9.3.9.3.1. Geometria modelu przy sprawdzeniu stateczności ogólnej przyczółka mostowego

Wyniki stateczności ogólnej przyczółka mostowego

(8) Na rys. 9.3.9.3.2 pokazano wybrany wynik obliczeń stateczności ogólnej dla przedmiotowego przyczółka mostowego bez uwzględniania pali fundamentowych. Zbiorcze wyniki wskaźnika stateczności przedstawiono w tab. 9.3.9.3.1.



Rys. 9.3.9.3.1. Sprawdzenie stateczności ogólnej bez uwzględniania pali fundamentowych, $FS = 1,50$

Tab. 9.3.9.3.1. Zbiorcze wyniki wskaźnika stateczności przyczółka mostowego bez uwzględnienia pali fundamentowych

Metoda obliczeń	Wskaźnik stateczności	
	wg normy [23]	wartości charakterystyczne
Morgenstern-Price	1,17	1,50
Bishop	1,18	1,52
Spencer	1,18	1,52
Janbu	1,17	1,50

(9) Otrzymany wskaźnik stateczności ogólnej FS wyniósł 1,17 podczas sprawdzenia przeprowadzonego według normy [23] oraz 1,5 przy dotychczasowym sprawdzeniu globalnego wskaźnika stateczności. Stateczność ogólna przyczółka mostowego jest zachowana bez udziału pali fundamentowych, więc nie ma potrzeby uwzględniania parcia na pale fundamentowe.

9.3.9.4. Nośność podłoża gruntowego – nośność geotechniczna pala

Adaptacja określania nośności pali wciskanych do wymagań EC 7

(1) W systemie Eurokodów do decyzji krajowych komitetów normalizacyjnych pozostawiono ustalenie wartości współczynników bezpieczeństwa, co umożliwia ich skalibrowanie, aby zachować dotychczasowy, akceptowany w danym kraju poziom niezawodności. W odniesieniu do nośności geotechnicznej pali sprowadza się to do założenia, że obciążenia obliczeniowe i nośności pali wyznaczone zgodnie z normami [3, 23] powinny być jednakowe lub bardzo zbliżone.

(2) Adaptacja polskiej metody określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] została przedstawiona w artykule Sobali [59]. W niniejszym opracowaniu wykorzystano ostateczne wyprowadzenie nośności pionowej pala dla wymagań normy [23]. Norma nie zabrania stosowania w zakresie obliczenia nośności pionowej pala innych metod, w szczególności:

- 1) metody 1. – projektowanie na podstawie wyników próbných obciążeń statycznych pali, które zostały potwierdzone obliczeniami lub w inny sposób,

- 2) metody 2. – projektowanie na podstawie wyników badań podłoża z wykorzystaniem empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach,
- 3) metody 3. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych pali, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach.

Poniżej podano ogólną procedurę sprawdzenia nośności pala według normy [23].

(3) Aby wykazać, że fundament przeniesie projektowane obciążenie wciskające z wystarczającym zapasem bezpieczeństwa nośności, dla wszystkich przypadków i kombinacji obciążeń stanu granicznego należy spełnić następującą nierówność (pkt 7.6.2.1 normy [23]):

$$F_{c,d} \leq R_{c,d},$$

gdzie:

$R_{c,d}$ – obliczeniowa wartość nośności pala wciskanego lub grupy pali wciskanych,

$F_{c,d}$ – obliczeniowe osiowe obciążenie pala wciskanego lub grupy pali wciskanych,

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t},$$

w którym:

$R_{c,k}$ – charakterystyczna nośność pala wciskanego,

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża według tab. 9.4.3.4,

$$R_{c,k} = \min\left(\frac{R_{c,calc,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,calc,min}}{\xi_4}\right),$$

przy czym:

$R_{c,calc,mean}$ – nośność średnia wyznaczona z obliczeń,

$R_{c,calc,min}$ – nośność minimalna wyznaczona z obliczeń,

ξ_3 i ξ_4 - współczynniki korelacyjne do określania nośności pali na podstawie wyników badań podłoża, niebędących próbnymi obciążeniami (tab. 9.3.9.4.1) na podstawie Załącznika A do normy [23].

Tab. 9.4.9.4.1. Współczynniki korelacyjne ξ do wyznaczania wartości charakterystycznych na podstawie wyników badań podłoża (n – liczba badanych profili)

ξ dla n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

(4) Reasumując, aby określić obliczeniową nośność pionową pala wciskanego, należy dysponować nośnością wynikającą z obliczeń $R_{c,calc}$ (na podstawie badań podłoża, próbnych obciążeń pali lub wzorów empirycznych) oraz typem pali (wbijane, wiercone, CFA).

(5) Norma [23], pkt 7.6.2.3 daje możliwość wprowadzenia współczynnika modelu obliczeniowego, aby zapewnić, że przewidywana nośność na wciskanie jest wystarczająco bezpieczna. Ponadto w przypadku konstrukcji, które mają sztywność i wytrzymałość wystarczającą do przekazania obciążeń z pali „słabych” na „mocne”, wartości współczynników korelacyjnych ξ_3 i ξ_4 można podzielić przez 1,1, pod warunkiem że ξ_3 nie będzie mniejsze niż 1,0.

(6) W opracowaniu zastosowano ostateczne przekształcenia podane w artykule Sobali [54] dotyczące tymczasowej propozycji adaptacji określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] wraz z wprowadzonymi współczynnikami modelu:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} - \text{obliczeniowa nośność pala wciskanego,}$$

$$R_{c,calc} = 1,4 \times N_t,$$

N_t – nośność pionowa pala według normy [3],

ξ – złożony współczynnik korelacyjny zależny od liczby wyników badań podłoża (patrz ξ_3 i ξ_4),

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża według tab. 9.4.3.4,

γ_{RD} – współczynnik uwzględniający niepewność modelu,

$\gamma_{RD} = \{1,0; 1,125; 1,286\}$ – odpowiednio dla fundamentu palowego opartego na minimum trzech palach, dwóch palach oraz jednym palu [54].

Nośność pionowa pala według normy [3]

(7) Nośność pionowa pala wciskanego wyliczana jest na podstawie sumy nośności podstawy pala oraz nośności na pobocznicy pala. Opory tarcia pod podstawą pala oraz na pobocznicy pala odczytano i interpolowano z zestawień tabelarycznych podanych w normie [3]. Średnica pali wynosi: $D = 0,8$ m, a pole powierzchni podstawy pala:

$$A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ m}^2.$$

(8) Opór nośności pod podstawą pala (warstwa nr 5 – półzwarty ił): $q_5 = 2800$ kPa, a częściowy współczynnik materiałowy dla gruntu $\gamma_m = 0,9$.

Obliczeniowy opór pod podstawą pala wynosi:

$$q_r = \gamma_m \times q_5 = 0,9 \times 2800 = 2520 \text{ kPa.}$$

W gruntach niespoistych średnio zagęszczonych i zagęszczonych należy uwzględnić wpływ średnicy podstawy pala na opór w podstawie oraz długość krytyczną pala).

Współczynniki technologiczne dla podstawy i pobocznicy w palach CFA są równe:

$S_s, S_p = 1,0$, a nośność podstawy pala:

$$N_s = S_s \times q_r \times A_p = 1,0 \times 2520 \times 0,502 = 1266 \text{ kN.}$$

(9) Opory tarcia na pobocznicy dla poszczególnych warstw według normy [3] mają wartość:

$$t_1 = 0 \text{ kPa}; t_2 = -5 \text{ kPa}; t_3 = -5 \text{ kPa}; t_4 = 27,2 \text{ kPa}; t_5 = 95 \text{ kPa.}$$

Spód ławy fundamentowej położony jest w warstwie nr 2, warstwę nr 1 pominięto. Z uwagi na niski moduł ścisłości warstwy nr 3 założono osiadanie tej warstwy oraz warstw leżących wyżej. Dla tych warstw przyjęto tarcie negatywne na pobocznicy pala równe -5 kPa. Miąższości dla poszczególnych warstw geotechnicznych wynoszą:

$$h_1 = 0 \text{ m}; h_2 = 1,0 \text{ m}; h_3 = 1,0 \text{ m}; h_4 = 2,5 \text{ m}; h_5 = 7,5 \text{ m.}$$

(10) Nośność pobocznicy pala jest równa:

$$N_p = S_p \times \gamma_m \times D \times 3,14 \times \sum t_i \times h_i = 1,0 \times 0,9 \times 0,8 \times 3,14 \times (0 \times 0 - 5 \times 1 - 5 \times 1 + 27,2 \times 2,5 + 95 \times 7,5) = 1743 \text{ kN.}$$

(11) W kolejnym kroku sprawdza się, czy nie wystąpi redukcja nośności na pracy grupy pali. Przyjęto, że podłożu znajdują się głównie grunty spoiste w stanie plastycznym oraz twaroplastycznym. Kąt rozkładu naprężeń wzdłuż pobocznicy pala przyjęto bezpiecznie $\alpha = 5^\circ$, długość pali $h_{pal} = 12$ m, a minimalny rozstaw pali $r_{pal} = 3,15$ m. Promień podstawy naprężeń R wynosi:

$$R = \frac{D}{2} + h_{pal} \times \tan \alpha = \frac{0,8}{2} + 12 \times \tan 5^\circ = 1,44 \text{ m.}$$

Stosunek $\frac{r_{pal}}{R} = \frac{3,15}{1,44} = 2,18 \geq 2,0 \rightarrow m = 1,0$ to współczynnik redukujący nośność pobocznicy. Ostatecznie nośność pala nie ulega redukcji z uwagi na pracę w grupie.

(12) Nośność pionowa pala wynosi:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times N_t}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (N_p + N_s)}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (1266 + 1743)}{1,1 \times 1,0 \times 1,4} = 2735 \text{ kN} \geq N_{max,pal} = 2300 \text{ kN.}$$

Nośność pionowa pala jest zachowana.

9.3.10. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

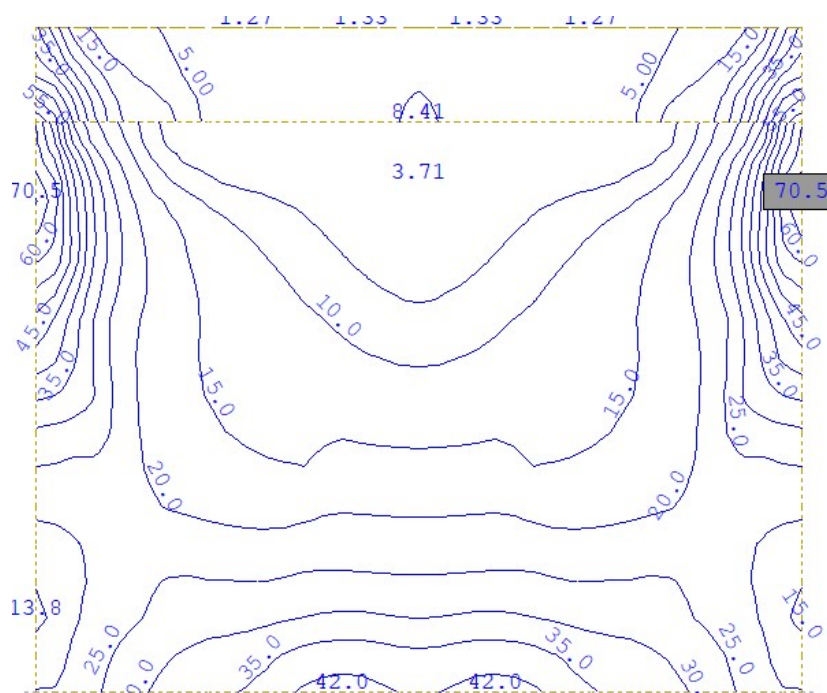
9.3.10.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym. Sprawdzenia stanu granicznego użyteczności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory wykonano za pomocą oprogramowania komputerowego zgodnie z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$ MPa,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$ MPa,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od $w = 0,3$ mm.

Korpus przyczółka

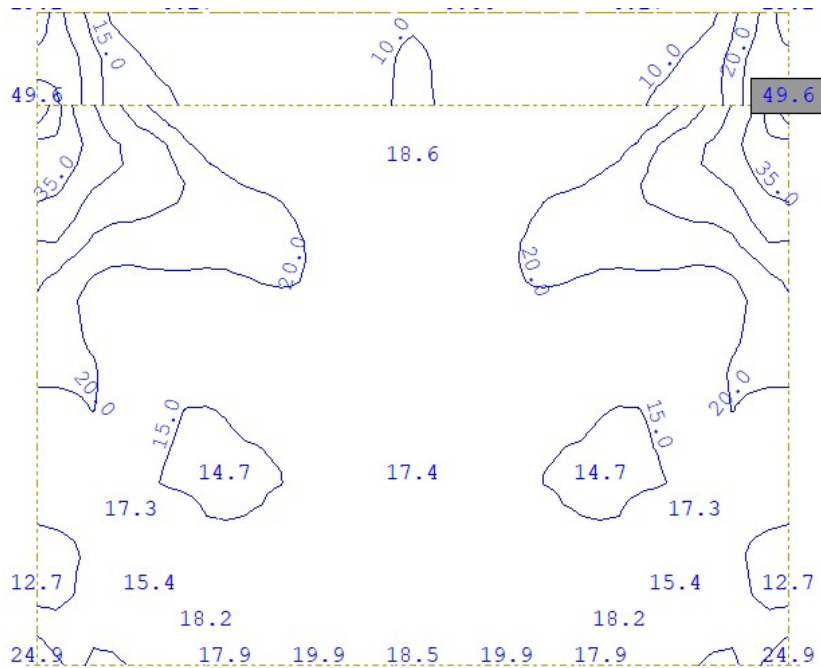
(2) Na rys. 9.3.10.1.1–9.3.10.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.



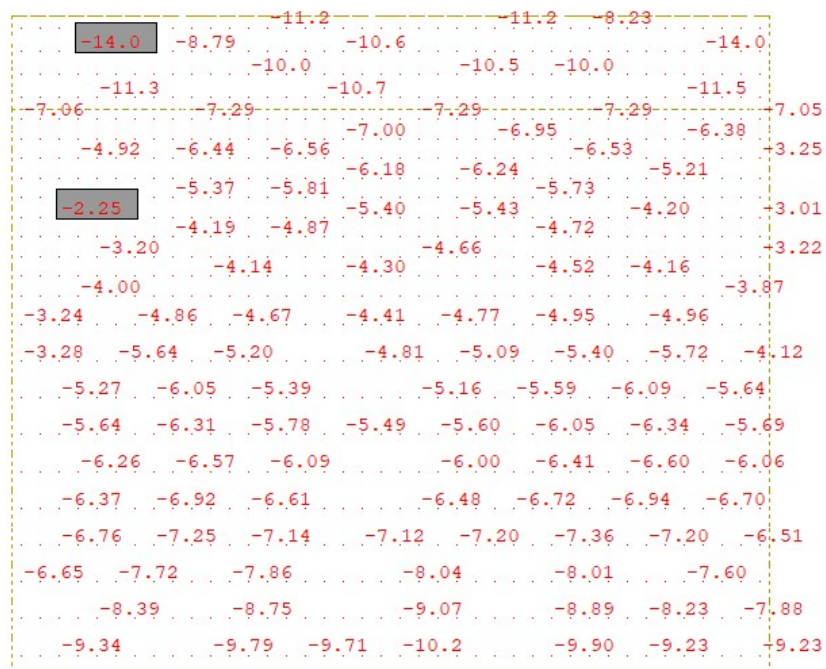
Rys. 9.3.10.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]

(3) Z analizy otrzymanych map zbrojenia pominięto 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 ze względu na zakłady pachwinowe prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

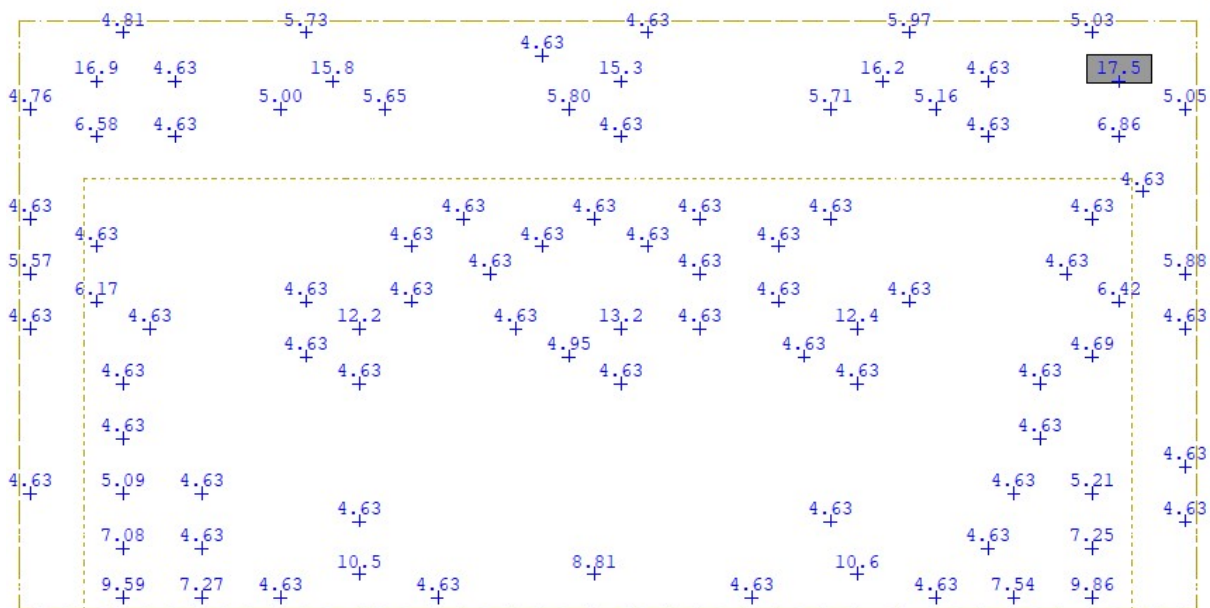
- 1) pręty pionowe $\phi 25$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome $\phi 22$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) strzemię jednocięte z pręta $\phi 18$ mm co 90 cm na szerokości korpusu w rozstawach co 30 cm po wysokości korpusu,
- 4) zbrojenie ścianki zapleczej pręty pionowe $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm, pręty poziome $\phi 16$ mm w rozstawach co 10 cm.



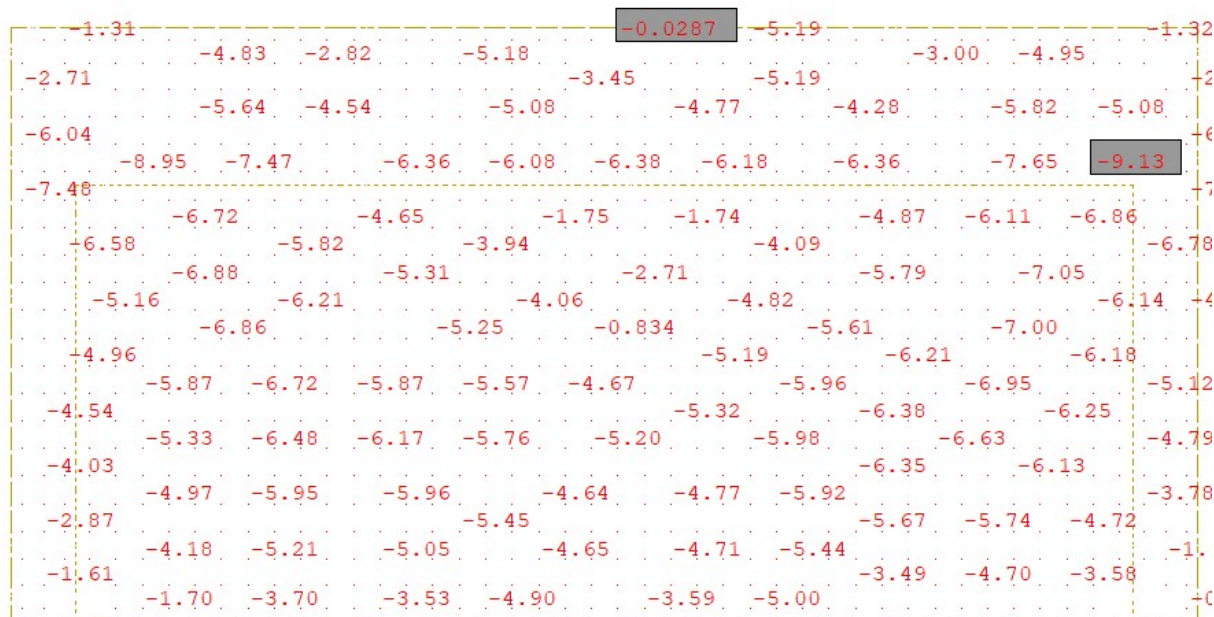
Rys. 9.3.10.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 9.3.10.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]



Rys. 9.3.10.1.6. Niezbędna ilość zbrojenia na ścianie w ławie [cm²/m²]



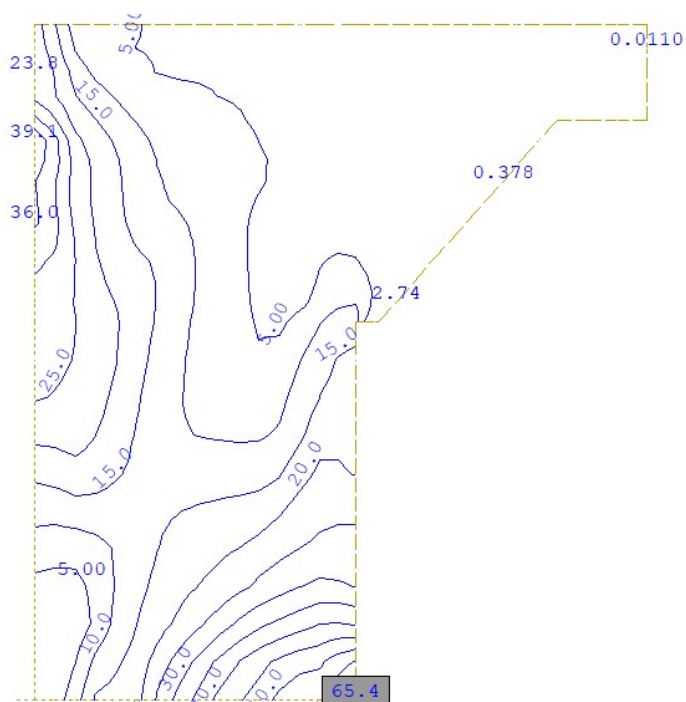
Rys. 9.3.10.1.7. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(5) Z analizy otrzymanych map zbrojenia pominięto miejsca połączenia skrzydeł z ławą z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

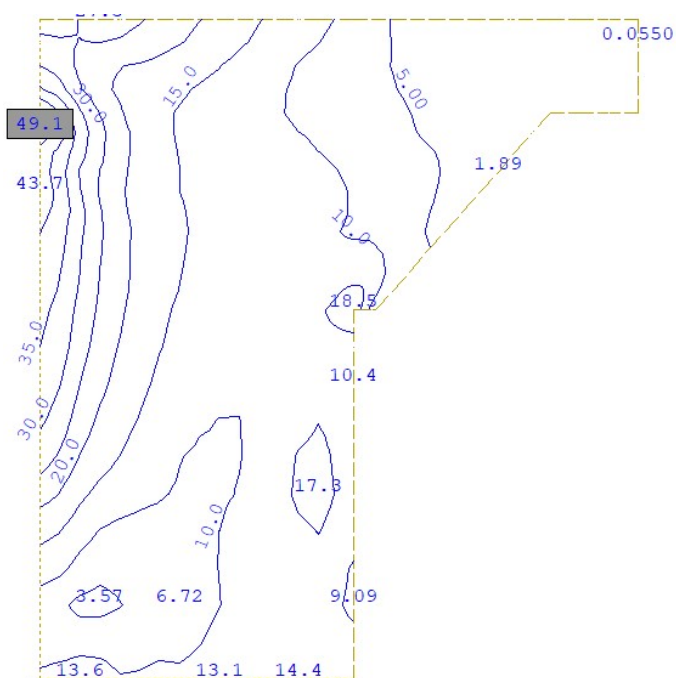
- 1) pręty poprzeczne $\phi 25$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty podłużne $\phi 22$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) cztery strzemiona dwuciętych z pręta $\phi 18$ mm na szerokości ławy w rozstawach co 30 cm po długości ławy.

Ściana boczna przyczółka

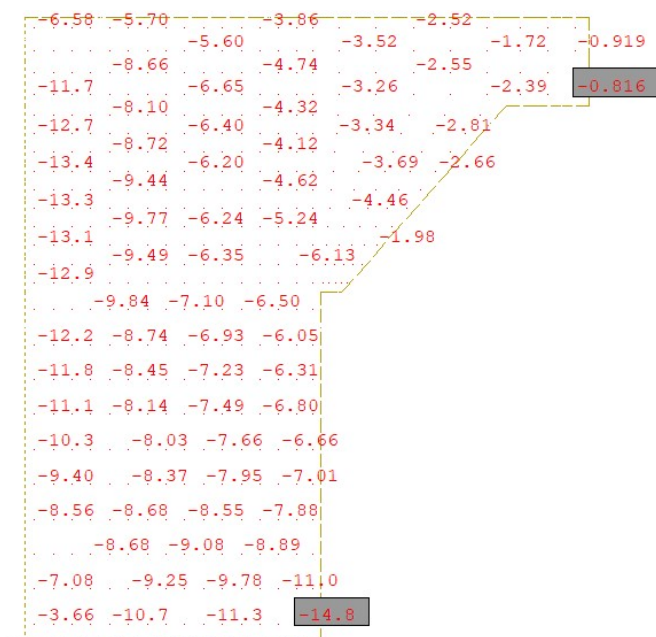
(6) Na rys. 9.3.10.1.8–9.3.10.1.10 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 9.3.10.1.8. Mapa zbrojenia pionowego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 9.3.10.1.9. Mapa zbrojenia poziomego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 9.3.10.1.10. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(7) Z analizy otrzymanych map zbrojenia pominięto 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 jest dublowane z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

- 1) pręty pionowe $\phi 25$ mm w rozstawach co 15 cm, do połowy wysokości skrzydła później pręty $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome $\phi 20$ mm w rozstawach co 14 cm,
- 3) dwa strzemiona Jednościę z pręta $\phi 16$ mm na każdy metr długości skrzydła w rozstawach co 28 cm po wysokości skrzydła.

9.3.10.2. 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 oraz wzdłuż pali fundamentowych. 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 było porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi.

Tab. 9.3.10.2.1. 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

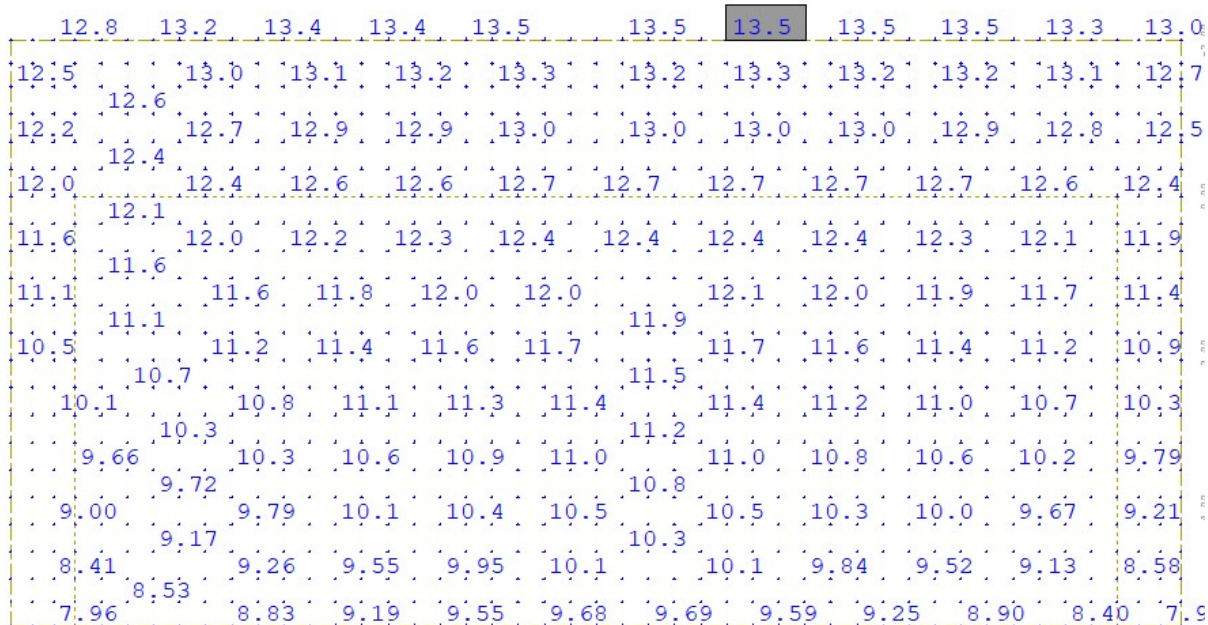
Norma [23] nie podaje wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Norma [12] wskazuje natomiast dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego równą: w kierunku podłużnym – 10 mm, a w kierunku poprzecznym – 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 9.3.10.2.1).

(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. 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 z tab. 9.3.10.2.1 są zbliżone do tych podanych w wycofanej normie [4].

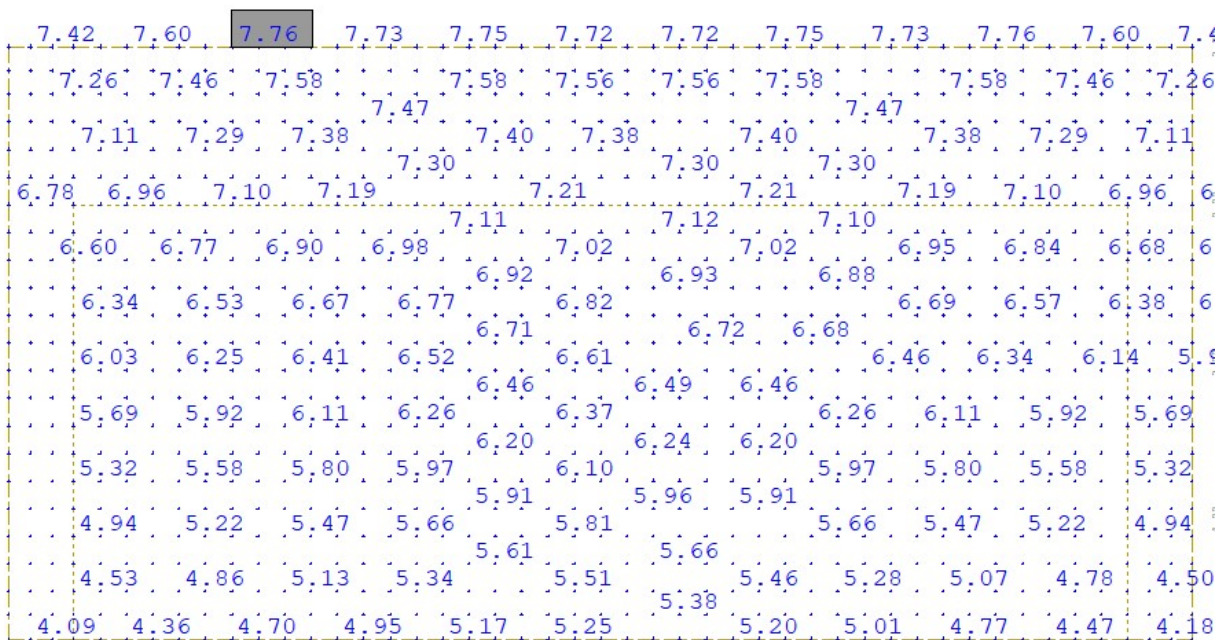
(4) W przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana 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.

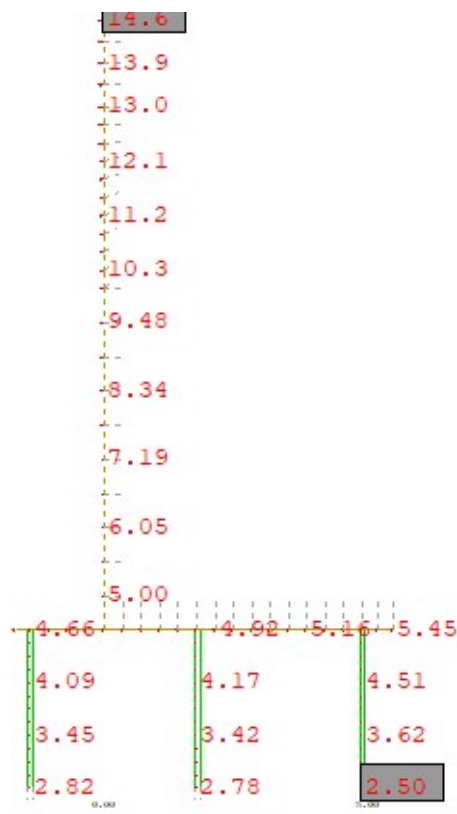
(5) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 15 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 9.3.10.2.1–9.3.10.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.



Rys. 9.3.10.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 9.3.10.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys 9.3.10.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(6) Osiadanie ław fundamentowych:

$$s_{max} = 13,5 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} = s_{dop}$$

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:

$$\Delta s_{min} = 3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop},$$

$$\Delta s_{max} = 4 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}.$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{4,0 \text{ mm}}{7,5 \text{ m}}\right) = 0,0005 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{10 \text{ mm}}{10,2 \text{ m}}\right) = 0,001 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

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:

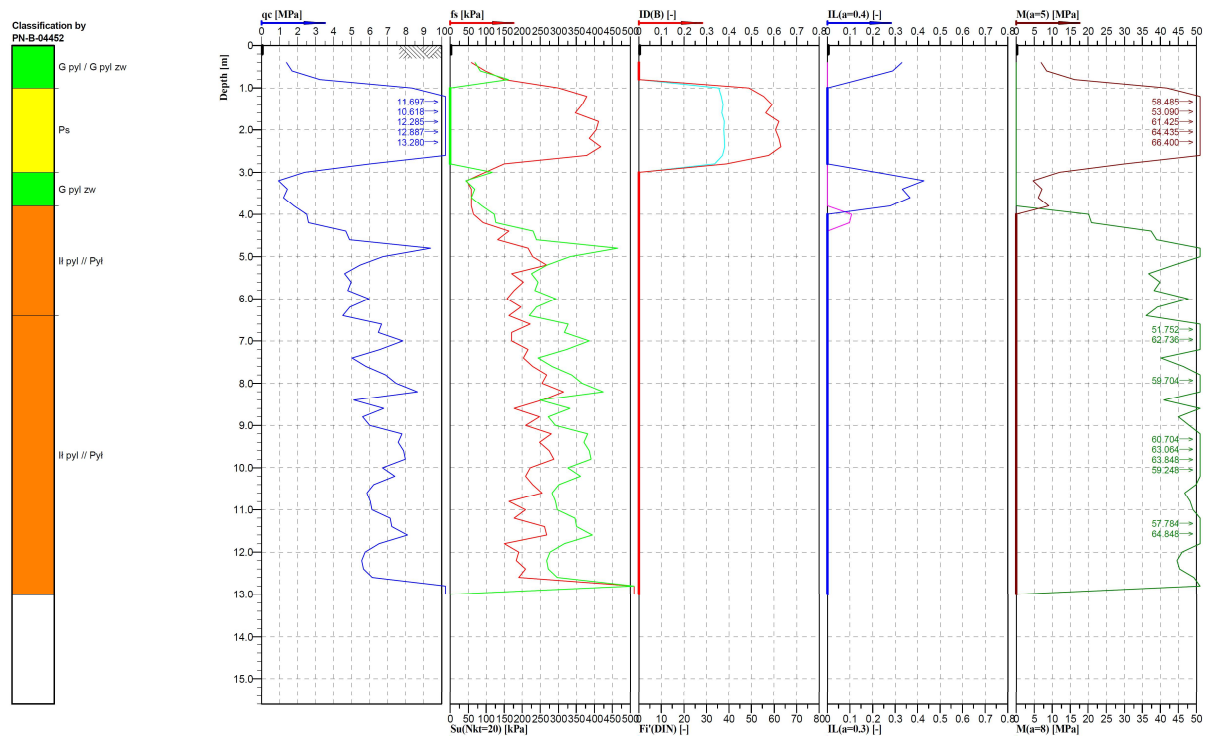
$$\Delta_x = 5,45 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop},$$

gdzie Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

9.4. Filar

9.4.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 9.4.1.1).



Rys 9.4.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia filara mostowego

(2) Wielowarstwowe podłoże gruntowe zagregowano do pięciu warstw geotechnicznych. Według normy [23], pkt 2.4.5.2 (2) i (3) charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego wybrano jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego oraz przy wyznaczaniu wartości charakterystycznej parametrów, a także zwrócono uwagę na większą zmienność parametru c (spójności) w porównaniu z tangensem kąta tarcia wewnętrznego ($tg\varphi$). Na podstawie wyników sondowania CPT, genezy i rodzaju gruntów w podłożu oraz klasyfikacji parametrów geotechnicznych oszacowano bezpieczne wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w podłożu i zestawiono je w tab. 9.4.1.1.

Tab. 9.4.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

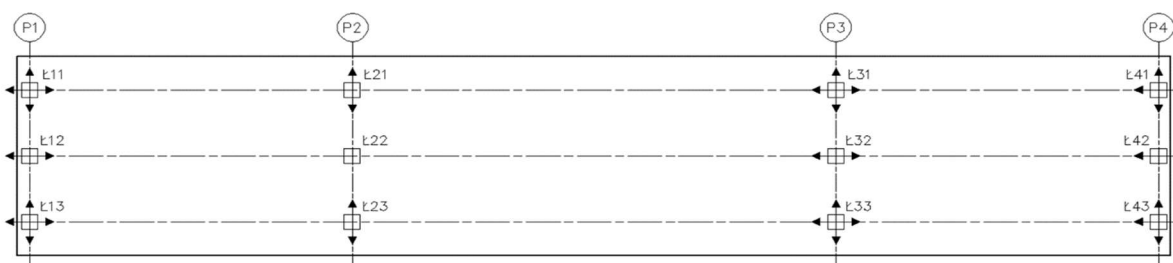
Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona	Miąższość
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[m]
I	Glina pylasta	0,40	12	18	21	10	0,33	1
II	Piasek średni	0,60	32	0	18	53	0,28	2
III	Glina pylasta zwięzła	0,40	13	20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

9.4.2. Zestawienie obciążeń

9.4.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano filar, na którym umieszczono łożysko stałe (rys. 9.4.2.1.1.), tj. podporę nr 2. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumy pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/skracania się przęsła mostu. W tab. 9.4.2.1.1 i 9.4.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji działających na łożyska w przyczółku mostowym.

(2) Przeanalizowano łącznie 10 przypadków zestawienia reakcji z mostu na filar mostowy: cztery dla łożyska Ł21 (maksymalna i minimalna dla PZ i PX), sześć dla łożyska Ł22 (maksymalna i minimalna dla PZ, PY i PX). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęsła obiektu mostowego zespolonego o rozpiętości przęsła 20 + 30 + 20 m dla drogi klasy G na obiekcie według karty katalogowej Z6-WG/GP WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania.



Rys. 9.4.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 9.4.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł21

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w filarze								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z
Ł21	Ciężar własny konstrukcji	0	-	883	0	0	860	0	-	883
P _{z,max}	Ciężar własny wyp.	2	-	648	-4	0	418	2	-	648
	UDL + tłum	25	-	907	4	27	682	-28	-	118
	TS	5	-	447	4	-4	466	-9	-	87
	Stanag	22	-	710	8	9	609	-30	-	60
	Temperatura	0	-	26	0	0	24	0	-	26
	Skurcz	0	-	71	0	0	66	0	-	71
	Hamowanie	-204	-	6	-204	15	2	-204	-	-1
	Osiadanie	0	-	25	0	0	24	0	-	25

Tab. 9.4.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł22

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w filarze								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z	P _x	P _y	P _z
Ł22	Ciężar własny konstrukcji	0	-	883	0	0	860	0	-	883
P _{z,max}	Ciężar własny wyp.	2	-	648	-4	0	414	2	-	648
	UDL + tłum	2	-	679	5	4	848	-7	-	556
	TS	2	-	362	5	-2	502	-7	-	137
	Stanag	0	-	550	1	0	885	-1	-	458
	Temperatura	0	-	26	0	0	24	0	-	26
	Skurcz	0	-	71	0	0	66	0	-	71
	Hamowanie	-201	-	0	-207	0	6	-202	-	0
	Osiadanie	0	-	25	0	0	24	0	-	25

9.4.2.2. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na filar mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (pale, ława fundamentowa, filary słupowe),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy – przyjęto wysokość gruntu na odsadzce równą 1 m,
- 3) oddziaływania reologiczne – skurcz i pełzanie,
- 4) obciążenia termiczne – liniowa różnica temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu filara równa 5°C.

(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 narzutu kamiennego o wartości tak jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych 19 kN/m³. Oddziaływania reologiczne zostały

automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

9.4.3. Kombinacje obciążeń dla filara

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów, przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych, jak również obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji i według normy [23].

(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 ma zastosowanie podczas sprawdzania stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 w sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia się odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) (tab. 9.4.3.1).

Tab. 9.4.3.1. 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. 9.4.3.2–9.4.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów głębokich na palach wierconych w technologii CFA.

Tab. 9.4.3.2. 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. 9.4.3.3. 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	γ_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. 9.4.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności γ_R dotyczące pali formowanych świdrem ciągłym CFA

Nośność	Symbol	Zestaw			
		R1	R2	R3	R4
Podstawa	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Pobocznica (przy wciskaniu)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Całkowita (przy wciskaniu)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Pobocznica (przy wyciąganiu)	$\gamma_{s;t}$	1,3	1,15	1,1	1,6

(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 wzięto pod uwagę również zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Wybrane podstawowe kombinacje obciążeń do sprawdzenia stanów granicznych nośności filara mostowego w sytuacji trwałej przedstawiono poniżej.

Sytuacja trwała (GEO i STR)

(6) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów filara:

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

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

Stan graniczny użyteczności (SLS)

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

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

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

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

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

gdzie:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

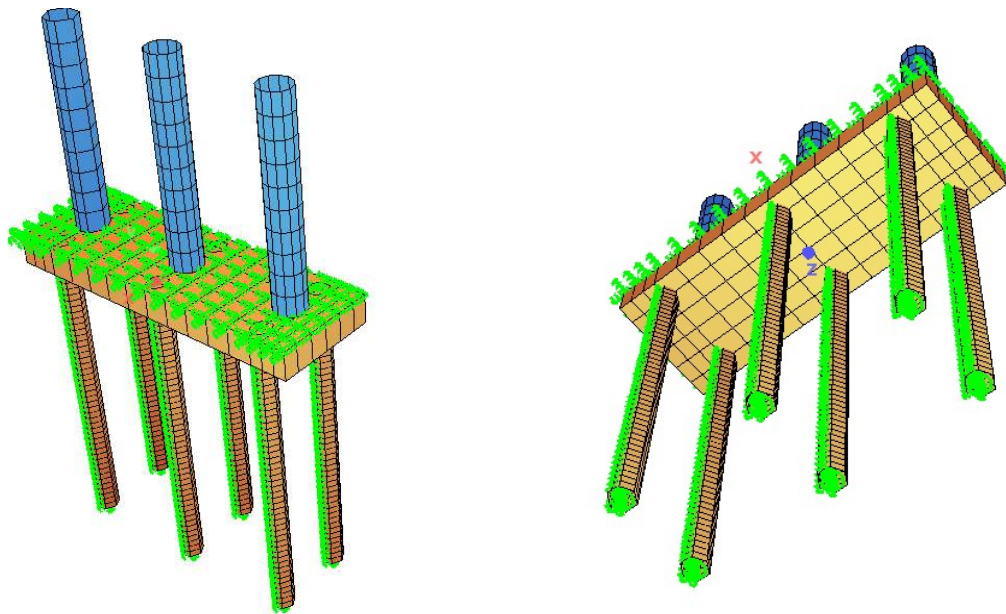
9.4.4. Analiza statyczna

9.4.4.1. Model obliczeniowy

(1) Model filara mostowego został wygenerowany za pomocą elementów jedno- oraz dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e1+e2 w p3). Ławę fundamentową zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości, natomiast pale fundamentowe i słupy filarów przy użyciu elementów belkowych (BEAM). Interakcja pali fundamentowych oraz ławy fundamentowej z podłożem została odwzorowana z zastosowaniem elementów typu sprężyna (SPRING) o odpowiedniej sztywności (rys. 9.4.4.1.1).

(2) Metody numeryczne uproszczone opierają się na współpracy fundamentu palowego z podłożem gruntowym przez układ podpór sprężystych rozstawionych gęsto wzdłuż pobocznic pala i podpór sprężystych w ich podstawie, zwanej metodą uogólnioną. Na potrzeby opracowania fundament palowy został rozwiązany na podstawie metody uogólnionej według Koseckiego [40] i Krasińskiego [41]. Obliczenia sztywności bocznej podpór sprężystych można wyznaczyć również z dostępnych kalkulatorów internetowych lub w dedykowanych programach komputerowych geotechnicznych.

W tab. 9.4.4.1.1 zestawiono podstawowe wyniki obliczeń dotyczące przyjęcia sztywności podpór sprężystych wzdłuż pali fundamentowych w modelu MES. Pominęto pierwszą warstwę geotechniczną z uwagi na posadowienie spodu ławy fundamentowej w drugiej warstwie geotechnicznej.



Rys. 9.4.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara mostowego

Tab. 9.4.4.1.1. Obliczenia sztywności bocznych i pionowych podparć sprężystych pali, na podstawie [40, 41]

Średnica pali	Rozstaw pali w rzędzie	Rozstaw rzędów pali	Średnica zastępcza pala	Współczynnik technologiczny pala
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
0,80	R1 = 4,45	R2 = 2,80	1,70	1,0
Współczynniki [-]				
η_1	η_2	β	κ	
1	0,86	0,6	1,2	
Warstwa gruntu	Moduł odkształcenia	Współczynnik długotrwałości działania obciążeń	Sztywność boczna warstwy gruntu	Sztywność pionowa w podstawie pali [kN/m]
[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	
II – piasek średni	41,46	0,45	25,3	243 400
III – glina pylasta	4,05	0,35	2,23	
IV – pył	36,00	0,45	19,09	
V – il	50,65	0,65	37,93	

(3) W modelu uwzględniono również interakcję samej ławy fundamentowej z podłożem (tarcie). Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące drugą 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 zazwyczaj wynosi $0,67 \div 1,0$ wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może dojść również do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, co zmniejszy efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawną, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(4) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych na podstawie obliczeń z modelu numerycznego wynoszą: $\sigma_{state} = 150$ kPa. Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto bezpiecznie na poziomie $\alpha = 30^\circ$. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże ma wartość:

$$T_{\text{ława}} = 0,5 \times \sigma_{\text{stałe}} \times \tan \alpha = 0,5 \times 150 \text{ kPa} \times \tan 30^\circ = 43,30 \text{ kPa}.$$

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

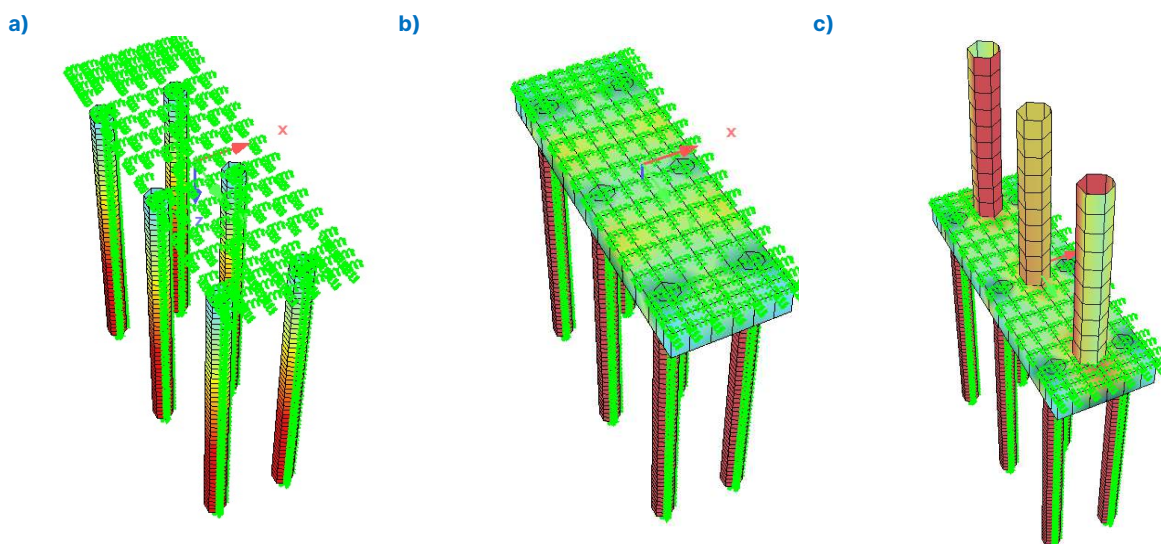
$$k_{x,\text{ława}} = \frac{T_{\text{ława}}}{\Delta_{\text{dop}}} = \frac{43,30}{0,01} = 4330 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

9.4.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 9.4.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych oraz pali fundamentowych (rys. 9.4.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych filara (rys. 9.4.4.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie filarów słupowych (rys. 9.4.4.2.1c).

(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. 9.4.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3. budowy

9.4.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 9.4.4.3.1–9.4.4.3.3 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych filara mostowego (korpus słupowy, ława fundamentowa, pale). Na rys. 9.4.4.3.1–9.4.4.3.3 pokazano natomiast wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach filara z modelu numerycznego.

Tab. 9.4.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania filara słupowego

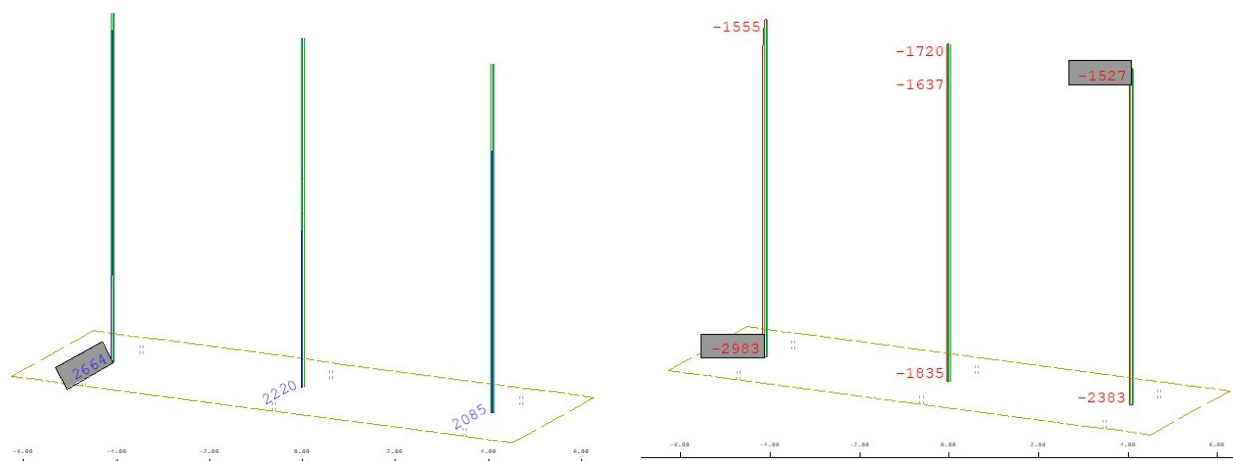
Wymiarowanie filara słupowego						
maksymalny moment zginający MZ	towarzysząca siła podłużna ściskająca	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna VY	maksymalna siła poprzeczna VZ	maksymalna siła podłużna ściskająca	minimalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
2664	2983	484,4	341,6	62,1	4311	1375

Tab. 9.4.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania łąwy fundamentowej w stanie granicznym nośności

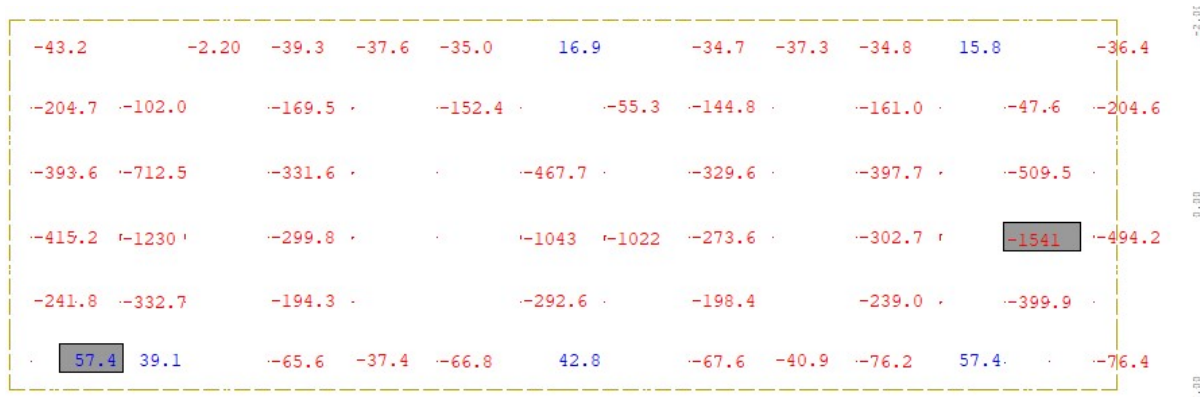
Wymiarowanie łąwy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
1541	433,2	1453

Tab. 9.4.4.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania pała fundamentowego

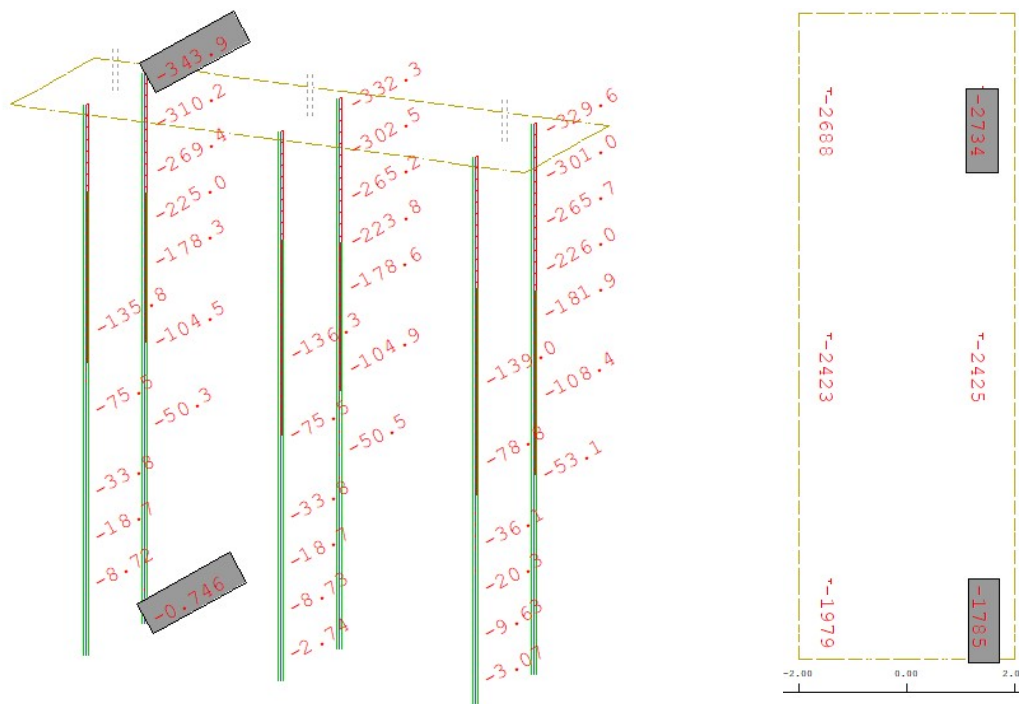
Wymiarowanie pała fundamentowego						
maksymalny moment zginający MZ	towarzyszająca siła podłużna ściskająca	maksymalny moment zginający MY	maksymalna siła poprzeczna VY	maksymalna siła poprzeczna VZ	maksymalna siła podłużna ściskająca	minimalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
343,9	1588	135,6	47,6	36,8	2734	472



Rys. 9.4.4.3.1. Maksymalny moment zginający MZ w filarze słupowym (z lewej), towarzysząca siła podłużna w filarze słupowym (z prawej)



Rys. 9.4.4.3.2. Wartości momentów zginających w łąwie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)



Rys. 9.4.4.3.3. Maksymalne momenty zginające MZ w palach (z lewej), maksymalna siła wciskająca pała (z prawej)

9.4.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus filara

9.4.5.1. Nośność na zginanie

(1) Wymiarowanie elementów mimośrodowo ściskanych o przekroju kołowym sprowadza się do wyznaczenia następujących wielkości:

- 1) określenie schematu statycznego,
- 2) wyznaczenie charakterystyk geometrycznych przekroju, charakterystyk materiałowych,
- 3) określenie obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenie smukłości słupa,
- 5) obliczenie imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenie konieczności uwzględniania efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystanie z nomogramów nośności siła–moment,
- 8) wyliczenie niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie,
- 9) sprawdzenie nośności na ścinanie.

Schemat statyczny

(2) Schematem statycznym filara słupowego jest słup o jednym końcu utwierdzonym w ławie fundamentowej oraz drugim końcu quasi-przegubowym (łożyska kotwione przesuwne i łożysko stałe) o długości teoretycznej równej 7,80 m. Dla takiego schematu statycznego przyjęto bezpiecznie długość efektywną równą:

$$l_0 = l \times \beta = 7,8 \times 1,0 = 7,8 \text{ m},$$

gdzie:

β – współczynnik długości efektywnej,

l – długość teoretyczna słupa.

Charakterystyki geometryczne i materiałowe

(3) Przekrojem poprzecznym słupa jest koło o średnicy 1,2 m. Podstawowe charakterystyki geometryczne przekroju:

$$1) \quad A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 1,2^2 = 1,13 \text{ m}^2 \text{ – pole przekroju poprzecznego,}$$

$$2) \quad J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 1,2^4 = 0,102 \text{ m}^4 \text{ – moment bezładności przekroju,}$$

- 3) $i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,3 \text{ m}$ – promień bezwładności 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) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.
- (6) Wstępny dobór zbrojenia w słupie:
- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
 - 2) $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$ – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,
 - 3) $\varphi_{gl} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
 - 4) $A_p = 4,91 \text{ cm}^2$ – pole przekroju poprzecznego jednego pręta $\phi 25 \text{ mm}$.

Założono wstępnie zbrojenie w słupie 16 $\phi 25 \text{ mm}$ o polu $A_{s,zat} = 78,56 \text{ cm}^2$:

$$\mu = \frac{16 \times A_p}{A_c} = \frac{16 \times 4,91}{1,13 \times 10000} = 0,694\% > \mu_{min} = 0,2\%.$$

Wysokość użyteczna przekroju:

$$d = H - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,2 - 0,05 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 1,129 \text{ m}.$$

Imperfekcje geometryczne

(7) Nawet w przypadku statycznie ściskanego osiowo słupa rozpatruje się go zawsze jako mimośrodowo ściskany. Mimośrodowość pracy słupa wynika z nieuniknionych niedokładności wykonania, niezamierzonego mimośrodu działania obciążenia oraz z możliwości nierównomiernej pracy betonu w przekroju z uwagi na niejednorodność jego struktury (pkt 5.2 normy [14]):

$$0,66 \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{7,8}} = 0,72 \leq 1,0,$$

$$\theta_l = 0,005 \times \alpha_h = 0,005 \times 0,72 = 0,0036,$$

$$e_i = 0,5 \times \theta_l \times l_0 = 0,5 \times 0,0036 \times 7800 = 14 \text{ mm},$$

$$e_0 = \frac{H}{30} = \frac{1200}{30} = 40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}; e_0 \geq e_i - \text{mimośród uwzględniony do obliczeń}.$$

(8) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą:

$$M_{Ed,1} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{2664^2 + 484,4^2} = 2708 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w słupie},$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{341,6^2 + 62,1^2} = 347,2 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w słupie},$$

$$M_{Ed,1} = 2708 \text{ kNm} - \text{moment zginający wypadkowy z modelu obliczeniowego},$$

$$N_{Ed} = 2983 \text{ kN} - \text{towarzysząca siła ściskająca z modelu obliczeniowego (tab. 9.4.4.3.1)},$$

$$M_{Ed,2} = N_{Ed} \times e_0 = 2983 \times 0,04 = 119 \text{ kNm} - \text{moment zginający z imperfekcji geometrycznych},$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 2708 + 119 = 2827 \text{ kNm}.$$

(9) Smukłość słupa oblicza się z zależności:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{7,8}{0,3} = 26,0.$$

Wyznaczając smukłość graniczną (projektowanie wstępne pkt 5.8.3.1 normy [14]), przyjmuje się współczynniki $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 0,7$ oraz siły według tab. 9.4.4.3.1.

$$n = \frac{N_{max}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{4,311}{1,13 \times 18,21} = 0,209,$$

$$n = \frac{N_{min}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1,375}{1,13 \times 18,21} = 0,067,$$

$$n = \frac{N_{tow}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2,983}{1,13 \times 18,21} = 0,145,$$

$$\lambda_{lim,min} = \frac{A \times B \times C \times 20}{n} = \frac{0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times 20}{0,209} = 51,5 \geq \lambda - \text{nie trzeba uwzględniać efektów drugiego rzędu},$$

$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2} = 2708 + 119 = 2827 \text{ kNm}$ – moment zginający do obliczeń nośności słupa.

Wyznaczenie nośności przekroju na podstawie nomogramów

(10) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji $N_{rd} - M_{rd}$ dla słupów o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno podczas określania nośności słupa z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych mimośrodowych ściskanych zgodnych z normą [14] podanych w opracowaniu [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:

$$d' = H - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gl} = 1,2 - 2 \times 0,05 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 1,059 \text{ m}.$$

Stosunek $d'/H = 1,059/1,2 = 0,882$ obliczono, korzystając z nomogramu dla stosunku 0,90 [55].

Wyznaczając rzędne i odcięte na wykresie, przyjęto konserwatywnie wartość minimalnej siły ściskającej:

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{2,827}{1,2^3 \times 18,21} = 0,09,$$

$$\frac{N_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{2,983}{1,2^2 \times 18,21} = 0,114.$$

(11) Ilość zbrojenia wyznaczono z zależności:

$$0,16 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,16 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,16 \times 1,2^2 \times 18,21}{435} = 96,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s,zat} = 78,56 \text{ cm}^2.$$

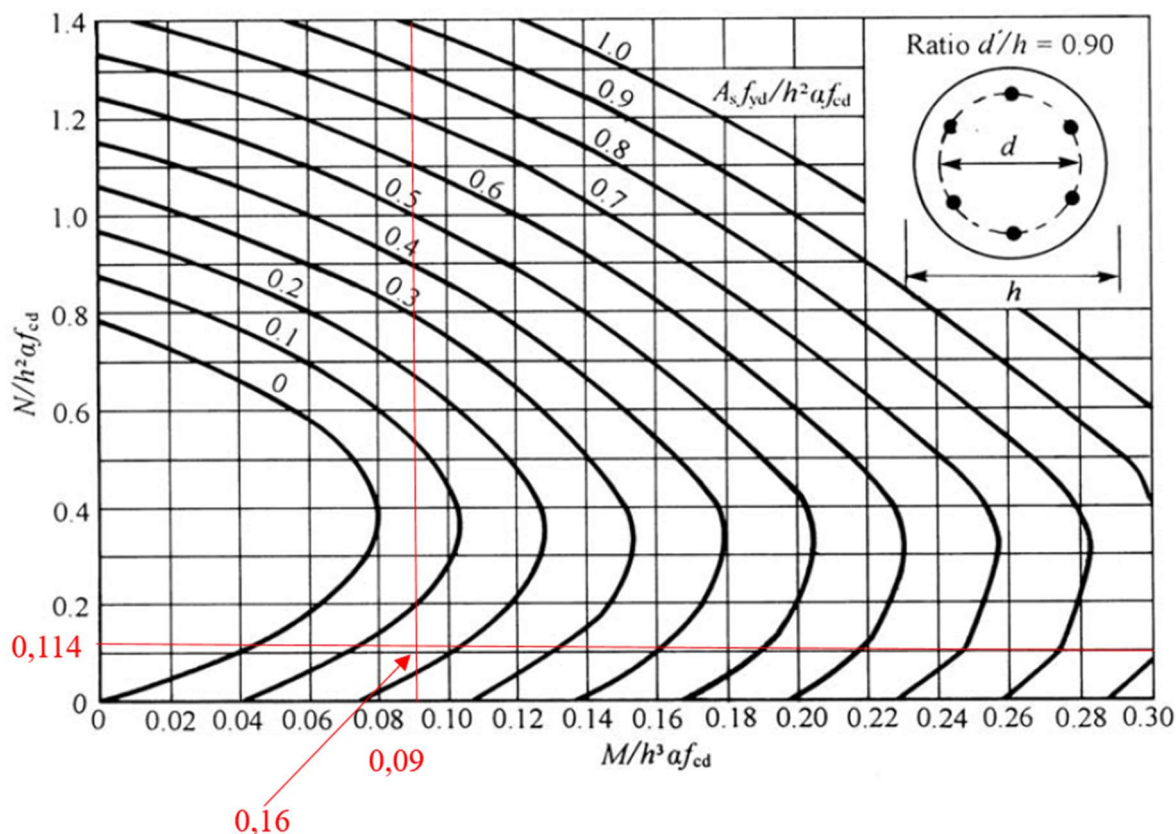
Należy przyjąć większą ilość zbrojenia niż wstępnie założono. Na zbrojenie główne filara słupowego przyjęto 20 prętów $\phi 25 \text{ mm}$ o polu równym $A_s = 98,17 \text{ cm}^2 \geq 90,5 \text{ cm}^2$. Minimalne pole przekroju zbrojenia w słupie wynosi:

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \times A_c\right) = \max\left(\frac{0,1 \times 4,311}{435}; 0,002 \times 1,13\right) = 22,6 \text{ cm}^2.$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia w słupie:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 1,13 = 452 \text{ cm}^2,$$

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



Rys. 9.4.5.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie kołowym według [55]

9.4.5.2. 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 zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

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

(3) W przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na słup, która wyniosła $V_{Ed} = 347$ kN. Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 1200$ mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gl} = 25$ mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – $d = 1129$ mm,
- 4) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1129}} \right); 2,0 \right] = 1,42$ – podejście konserwatywne, przekrój kołowy ma różną wysokość, przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr k i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{A_c} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{98,17}{1,13 \cdot 10000} \right); 0,02 \right] = 0,87\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left(\frac{1,375}{1,13} \right); 0,2 \times 18,21 = 1,22 \text{ MPa},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,42^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 1,22 = 0,507 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,13 \times 1,42 \times (100 \times 0,0087 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 1,22 = 0,724 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,507; 0,724) = 0,724 \text{ MPa}.$$

Obliczeniowe naprężenia styczne w słupie:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,347}{\frac{3,14 \times 1,129^2}{4}} = 0,347 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem słupa i jego zbrojeniem podłużnym.

Kryterium doboru strzemion

(6) Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{gl}; 400 \text{ mm}; h) = \min(500 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1200 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w postaci spirali o skoku równym 30 cm, z pręta $\phi 8$ mm.

9.4.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

9.4.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M_{YY} lub zbrojenie minimalne. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości ławy.

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

- 1) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – 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) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4) $E_s = 200 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5) $\varepsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50$ mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16$ mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 25$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,1$ m – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,1 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,022 \text{ m},$$

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

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 9.4.4.3.2):

$M_{Ed,x} = 1541$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 433,2$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1,022 \text{ m} = 0,50 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,022 - 0,5x_{eff}) - 1,541 = 0,$$

$x_{eff} = 0,086$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,086}{1,022} = 0,085 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określa się ze wzoru:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,541}{(1,022 - 0,5 \times 0,086) \times 435} = 36,23 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto osiem prętów $\phi 25$ mm na 1 m szerokości ławy o $A_{s1} = 39,27$ cm², w rozstawie co 12 cm.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,022 = 15,4 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,022 = 13,28 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości ławy o $A_{s,min} = 18,85$ cm², 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 wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 18,85 \times \left(1,022 - \frac{0,086}{2}\right) = 812 \text{ kNm} \geq M_{Ed,y-y} = 433 \text{ kNm}.$$

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 $A_{s,min} = 18,85$ cm², w rozstawie co 15 cm.

9.4.6.2. 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 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 przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 9.4.4.3.2): $V_{Ed} = 1453$ kN.

(4) Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 1100$ mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – $b = 1000$ mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gt} = 25$ mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 1022$ mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

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

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

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

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1022}} \right); 2,0 \right] = 1,44,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{39,27}{100 \times 1022} \right); 0,02 \right] = 0,38\%,$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,44^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,332 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,44 \times (100 \times 0,0038 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1022 = 428 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,332 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1022 = 339 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(428; 339) = 428 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed} = 1453 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 428 \text{ kN}.$$

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 $\phi 18$ mm o $A_{sw} = 5,09$ cm².

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 $\cot\varphi = 2,0$, 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:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{5,09 \times 0,9 \times 102,2 \times 40 \times 2,0}{1453} = 25,8 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 24$ cm (co drugi pręt poziomy w ławie).

Zbrojenie minimalne na ścinanie dla szerokości ławy fundamentowej równej 4,0 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 24 \times 400 = 8,41 \text{ cm}^2 \leq 2 \times A_{sw} = 10,18 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć dwa strzemiona po szerokości ławy.

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,022 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,76 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 24$ cm jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [15] 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 założyć zbrojenie konstrukcyjne.

9.4.7. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – pal fundamentowy

9.4.7.1. Nośność na zginanie

(1) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, korzystając z nomogram zawierających wykresy interakcji $N_{Rd} - M_{Rd}$ dla słupów/pali o ustalonych wymiarach oraz z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno przy określaniu nośności słupa/pala z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych mimośrodowo ściskanych zgodnych z normą [14] podanych w opracowaniu [56]. Procedura obliczeniowa polega na:

- 1) wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosza głównych prętów zbrojeniowych do średnicy słupa/pala),
- 2) wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną,
- 3) wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

(2) Procedurę wykorzystania nomogramów należy poprzedzić ogólnym tokiem postępowania podczas wymiarowania elementów mimośrodowo ściskanych w przypadku słupów, tj.:

- 1) określenie schematu statycznego,
- 2) wyznaczenie charakterystyk geometrycznych przekroju, charakterystyk materiałowych,
- 3) określenie obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenie smukłości słupa/pala,
- 5) obliczenie imperfekcji geometrycznych,

- 6) sprawdzenie konieczności uwzględniania efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystanie z nomogramów nośności siła – moment,
- 8) wyliczenie niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie/palu,
- 9) sprawdzenie nośności na ścinanie.

(3) W przypadku pali fundamentowych wielkośrednicowych nie należy sprawdzać smukłości pala ze względu na wystarczającą sztywność gruntów otaczającego pala (efekty drugiego rzędu nie wystąpią).

(4) Charakterystyki przekroju pala wynoszą:

$$A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 0,8^2 = 0,502 \text{ m}^2 - \text{pole przekroju poprzecznego,}$$

$$J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 0,8^4 = 0,02 \text{ m}^4 - \text{moment bezwładności przekroju,}$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,2 \text{ m} - \text{promień bezwładności przekroju,}$$

H – wysokość przekroju (średnica).

(5) 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,

(Uwaga: zgodnie z pkt 2.4.2.5(2) normy [14] w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu γ_c mnoży się przez współczynnik $k_f = 1,1$; współczynnik częściowy dla betonu pali ostatecznie wynosi: $\gamma_c = 1,54$),

3) $\alpha_{cc} = 0,85$ – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [14]),

4) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,56 \text{ MPa}$ – 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) $\epsilon_{cu,2} = 0,0035$ – odkształcenie graniczne w betonie,

8) $\eta = 1,0$ – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(6) 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) $\epsilon_{yd} = 0,00217$ – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

(7) Wstępny dobór zbrojenia w palu fundamentowym:

1) $c_{nom} = 80 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,

2) $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$ – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,

3) $\varphi_{gł} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,

4) $A_p = 4,91 \text{ cm}^2$ – pole przekroju poprzecznego jednego pręta $\phi 25 \text{ mm}$,

5) $\mu_{min} = 0,5\%$ – minimalny stopień zbrojenia w palu (przyjęto konserwatywnie pkt 9.8.5 normy [14]).

Założono wstępnie zbrojenie w palu 12 prętów $\phi 25 \text{ mm}$ o polu $A_{s,zat} = 58,91 \text{ cm}^2$:

$$\mu = \frac{12 \times A_p}{A_c} = \frac{12 \times 4,91}{0,502 \times 10000} = 1,17\% > \mu_{min} - \text{wstępnie przyjęty stopień zbrojenia.}$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gł}}{2} = 0,8 - 0,08 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 0,7 \text{ m.}$$

Średnica kosza zbrojeniowego jest równa:

$$d' = h - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gł} = 0,8 - 2 \times 0,08 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 0,599 \text{ m.}$$

Stosunek $d'/H = 0,599/0,8 = 0,75$ obliczono, korzystając z nomogramu dla stosunku 0,75 [14].

(8) Następnie na wykresie wyznaczono rzędne i odcięte:

$$M_{Ed} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{343,9^2 + 135,6^2} = 375,3 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w pału,}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{47,6^2 + 36,8^2} = 60,2 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w pału,}$$

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{0,375}{0,8^3 \times 16,56} = 0,044,$$

$$\frac{N_{max}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{2,735}{0,8^2 \times 16,56} = 0,258; \quad \frac{N_{min}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{0,472}{0,8^2 \times 16,56} = 0,045; \quad \frac{N_{tow}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{1,588}{0,8^2 \times 16,56} = 0,150.$$

Założono dla bezpieczeństwa najbardziej niekorzystne zestawienie siły osiowej ściskającej pału, tj. dla jej minimalnej wartości.

(9) Ilość zbrojenia określono z zależności:

$$0,075 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,075 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,075 \times 0,8^2 \times 16,56}{435} = 18,28 \text{ cm}^2 \leq A_{s,zal} = 58,91 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć mniejszą ilość zbrojenia niż wstępnie założono. Przyjęto na zbrojenie główne pała fundamentowego zbrojenie w większej ilości niż zbrojenie minimalne, tj. 10 prętów $\phi 20$ mm o polu równym $A_s = 31,42 \text{ cm}^2$.

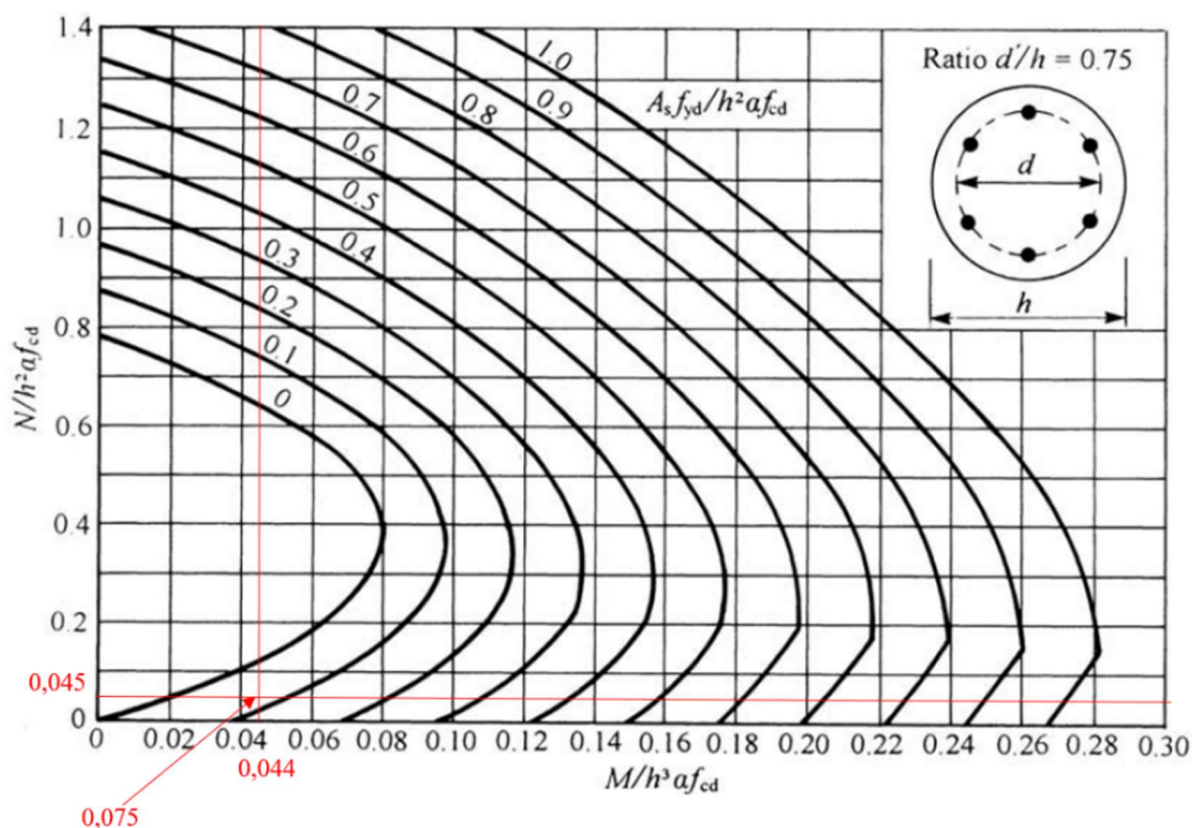
Minimalne pole przekroju zbrojenia w pału wynosi:

$$A_{s,min} = (0,005 \times A_c) = (0,005 \times 0,502) = 25,1 \text{ cm}^2,$$

natomiast maksymalne pole przekroju zbrojenia w pału:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,502 = 200,8 \text{ cm}^2,$$

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



Rys. 9.4.7.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie/pału kołowym według [55]

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

(3) W przykładzie dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na pał, która wyniosła $V_{Ed} = 60,2$ kN. Przyjęto dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – $h = 800$ mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – $\varphi_{gt} = 20$ mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju – $d = 700$ 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{700}} \right); 2,0 \right] = 1,54 - \text{podejście konserwatywne przekrój}$$

kołowy ma różną wysokość, przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr k i nośność na ścinanie,

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{A_c} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{31,42}{0,502 \times 10000} \right); 0,02 \right] = 0,63\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left(\frac{0,472}{0,502} \right); 0,2 \times 16,56 = 0,94 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,54} = 0,117,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 0,94 = 0,505 \text{ MPa},$$

$$v_{min,2} = \left[C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,117 \times 1,54 \times (100 \times 0,0063 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0,94 = 0,617 \text{ MPa}.$$

$$\text{Stąd } v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,505; 0,617) = 0,617 \text{ MPa}.$$

Obliczeniowe naprężenia styczne w pału wynoszą:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,06}{\frac{3,14 \times 0,700^2}{4}} = 0,157 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem pała i jego zbrojeniem podłużnym.

Kryterium doboru strzemion

Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{gt}; 400 \text{ mm}; h) = \min(400 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1000 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona w formie spirali o skoku równym 30 cm, z pręta $\phi 8$ mm.

9.4.7.3. Nośność podłoża gruntowego – nośność geotechniczna pala

Adaptacja określania nośności pali wciskanych do wymagań EC 7

(1) W systemie Eurokodów do decyzji krajowych komitetów normalizacyjnych pozostawiono ustalenie wartości współczynników bezpieczeństwa, co umożliwi ich skalibrowanie, aby zachować dotychczasowy, akceptowany w danym kraju poziom niezawodności. W odniesieniu do nośności geotechnicznej pali sprowadza się to do założenia, że obciążenia obliczeniowe i nośności pali wyznaczone zgodnie z normami [3, 23] powinny być jednakowe lub bardzo zbliżone.

(2) Adaptacja polskiej metody określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] została przedstawiona w artykule Sobali [54]. W niniejszym opracowaniu wykorzystano ostateczne wyprowadzenie nośności pionowej pala dla wymagań normy [23]. Norma ta pozwala na obliczenie nośności pionowej pala za pomocą innych metod, w szczególności:

- 1) metoda 1. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych pali, które zostały potwierdzone obliczeniami lub w inny sposób,
- 2) metoda 2. – projektowanie na podstawie wyników badań podłoża z wykorzystaniem empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach,
- 3) metoda 3. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych pali, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach.

Poniżej podano ogólną procedurę sprawdzenia nośności pala według normy [23].

(3) Aby wykazać, że fundament przeniesie projektowane obciążenie wciskające z wystarczającym zapasem bezpieczeństwa nośności dla wszystkich przypadków i kombinacji obciążeń stanu granicznego należy spełnić następującą nierówność (pkt 7.6.2.1 normy [23]):

$$F_{c,d} \leq R_{c,d},$$

gdzie:

$R_{c,d}$ – obliczeniowa wartość nośności pala wciskanego lub grupy pali wciskanych,

$F_{c,d}$ – obliczeniowe osiowe obciążenie pala wciskanego lub grupy pali wciskanych:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t},$$

w którym:

$R_{c,k}$ – charakterystyczna nośność pala wciskanego,

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża według tab. 9.4.3.4,

$$R_{c,k} = \min\left(\frac{R_{c,calc,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,calc,min}}{\xi_4}\right)$$

przy czym:

$R_{c,calc,mean}$ – nośność średnia wyznaczona z obliczeń,

$R_{c,calc,min}$ – nośność minimalna wyznaczona z obliczeń,

ξ_3 i ξ_4 – współczynniki korelacyjne do określania nośności pali na podstawie wyników badań podłoża, niebędących próbnymi obciążeniami (tab. 9.4.7.3.1) na podstawie Załącznika A normy [23].

Tab. 9.4.7.3.1. Współczynniki korelacyjne ξ do wyznaczania wartości charakterystycznych na podstawie wyników badań podłoża (n – liczba badanych profilów)

ξ dla n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

(4) Reasumując, aby określić obliczeniową nośność pionową pala wciskanego, należy dysponować nośnością wynikającą z obliczeń $R_{c,calc}$ (na podstawie badań podłoża, próbnych obciążeń pali lub wzorów empirycznych) oraz typu pali (wbijane, wiercone, CFA).

(5) Norma [23], pkt 7.6.2.3 pozwala na wprowadzenie współczynnika modelu obliczeniowego w celu zapewnienia, że przewidywana nośność na wciskanie jest wystarczająco bezpieczna. Ponadto w przypadku konstrukcji, które mają sztywność i wytrzymałość wystarczającą do przekazania obciążeń z pali „słabych” na „mocne”, wartości współczynników korelacyjnych ξ_3 i ξ_4 można podzielić przez 1,1, pod warunkiem że ξ_3 nie będzie mniejsze niż 1,0.

(6) W niniejszym opracowaniu wykorzystano ostateczne przekształcenie podane w artykule Sobali [54] dotyczące tymczasowej propozycji adaptacji określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] wraz z wyprowadzonymi współczynnikami modelu:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} - \text{obliczeniowa nośność pala wciskanego,}$$

$$R_{c,calc} = 1,4 \times N_t,$$

N_t – nośność pionowa pala według normy [3],

ξ – złożony współczynnik korelacyjny zależny od liczby wyników badań podłoża (patrz ξ_3 i ξ_4),

γ_t – współczynnik częściowy do nośności podłoża według tab. 9.4.3.4,

γ_{RD} – współczynnik uwzględniający niepewność modelu,

$\gamma_{RD} = \{1,0 ; 1,125 ; 1,286\}$ – odpowiednio dla fundamentu palowego opartego na minimum trzech palach, dwóch palach oraz jednym palu według [54].

Nośność pionowa pala według normy [3]

(7) Nośność pionowa pala wciskanego wyliczana jest na podstawie sumy nośności podstawy pala oraz nośności na pobocznicy pala. Opory tarcia pod podstawą pala oraz na pobocznicy pala odczytano i interpolowano z zestawień tabelarycznych podanych w normie [3].

Średnica pali wynosi: $D = 0,8$ m,

$$\text{a pole powierzchni podstawy pala: } A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ m}^2.$$

(8) Opór nośności pod podstawą pala (warstwa nr 5 – półzwałyt ił) jest równy: $q_5 = 2800$ kPa, a częściowy współczynnik materiałowy dla gruntu: $\gamma_m = 0,9$.

Obliczeniowy opór pod podstawą pala wynosi:

$$q_r = \gamma_m \times q_5 = 0,9 \times 2800 = 2520 \text{ kPa.}$$

W gruntach niespoistych średnio zagęszczonych i zagęszczonych należy uwzględnić wpływ średnicy podstawy pala na opór w podstawie oraz długość krytyczną pala. Współczynniki technologiczne dla podstawy i pobocznicy w palach CFA:

$$S_s, S_p = 1,0,$$

(9) Nośność podstawy pala:

$$N_s = S_s \times q_r \times A_p = 1,0 \times 2520 \times 0,502 = 1266 \text{ kN.}$$

(10) Opory tarcia na pobocznicy dla poszczególnych warstw według normy [3] wynoszą: $t_1 = 0$ kPa; $t_2 = -5$ kPa; $t_3 = -5$ kPa; $t_4 = 27,2$ kPa; $t_5 = 95$ kPa. Spód ławy fundamentowej położony jest w warstwie nr 2, warstwę nr 1 pominięto. Z uwagi na niski moduł ściśliwości warstwy nr 3 założono osiadanie tej warstwy oraz warstw leżących wyżej. Dla tych warstw przyjęto tarcie negatywne na pobocznicy pala równe -5 kPa. Miąższości dla poszczególnych warstw geotechnicznych wynoszą:

$$h_1 = 0 \text{ m; } h_2 = 1,0 \text{ m; } h_3 = 1,0 \text{ m; } h_4 = 2,5 \text{ m; } h_5 = 7,5 \text{ m.}$$

(11) Nośność pobocznicy pala:

$$N_p = S_p \times \gamma_m \times D \times 3,14 \times \sum t_i \times h_i = 1,0 \times 0,9 \times 0,8 \times 3,14 \times (0 \times 0 - 5 \times 1 - 5 \times 1 + 27,2 \times 2,5 + 95 \times 7,5) = 1743 \text{ kN.}$$

(12) Następnie sprawdza się, czy nie wystąpi redukcja nośności pali w grupie. Przyjęto, że w podłożu znajdują się głównie grunty spoiste w stanie plastycznym i twardeplastycznym. Kąt rozkładu naprężeń wzdłuż poboczniczy pala przyjęto bezpiecznie: $\alpha = 5^\circ$. Długość pali: $h_{pal} = 12$ m, a minimalny rozstaw pali: $r_{pal} = 2,8$ m. Promień podstawy naprężeń R wynosi:

$$R = \frac{D}{2} + h_{pal} \times \tan \alpha = \frac{0,8}{2} + 12 \times \tan 5^\circ = 1,44 \text{ m.}$$

Stosunek $\frac{r_{pal}}{R} = \frac{2,8}{1,44} = 1,94 \leq 2,0 \rightarrow m = 1,0$ określa współczynnik redukujący nośność poboczniczy. Ostatecznie nośność pala nie ulega redukcji z uwagi na pracę w grupie.

(13) Nośność pionowa pala wynosi:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times N_t}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (N_p + N_s)}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (1266 + 1743)}{1,1 \times 1,0 \times 1,4} = 2735 \text{ kN} \geq N_{max,pal} = 2734 \text{ kN.}$$

Nośność pionowa pala jest zachowana.

9.4.8. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

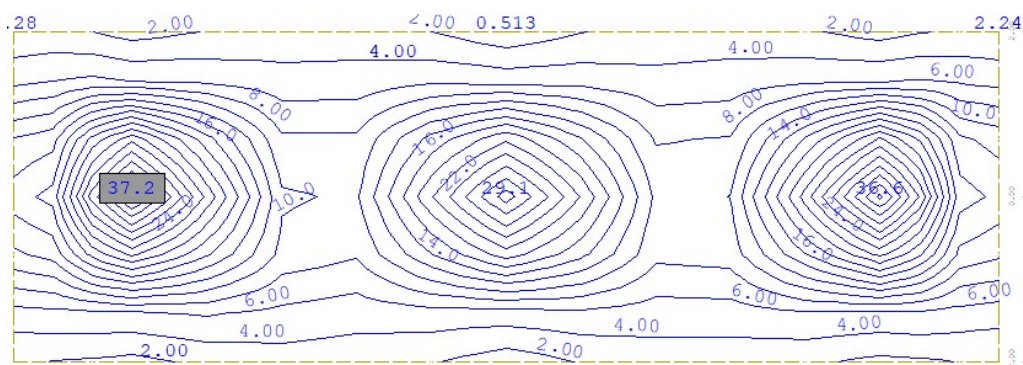
9.4.8.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym. Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności w żelbetie dla poszczególnych elementów podpory wykonano z zastosowaniem oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

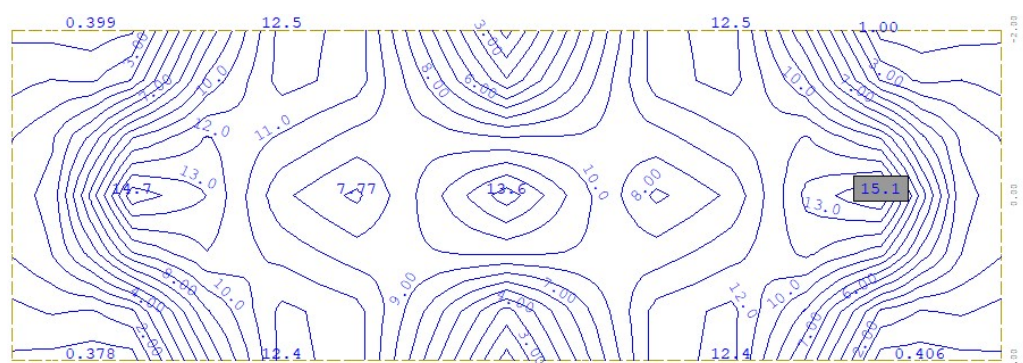
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$ MPa,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$ MPa,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od $w = 0,3$ mm.

Ława fundamentowa

(2) Na rys. 9.4.8.1.1–9.4.8.1.4 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



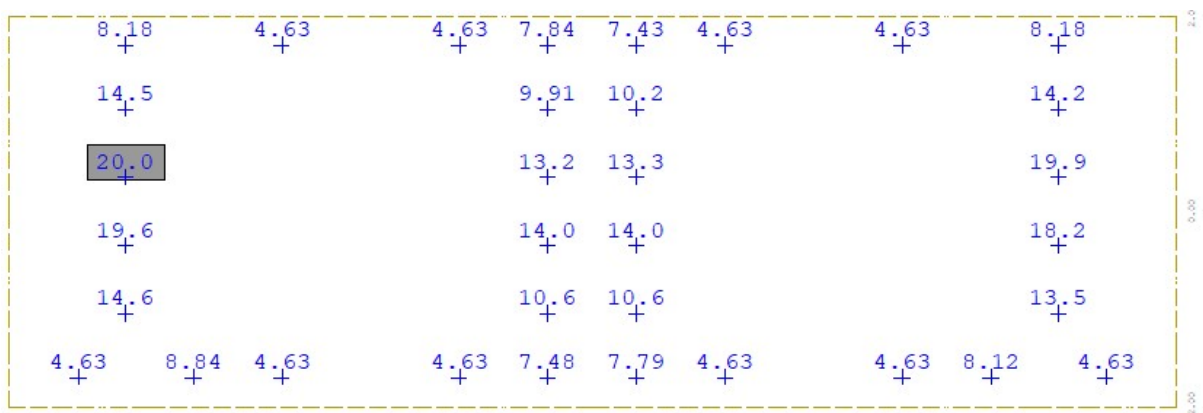
Rys. 9.4.8.1.1. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie filara maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



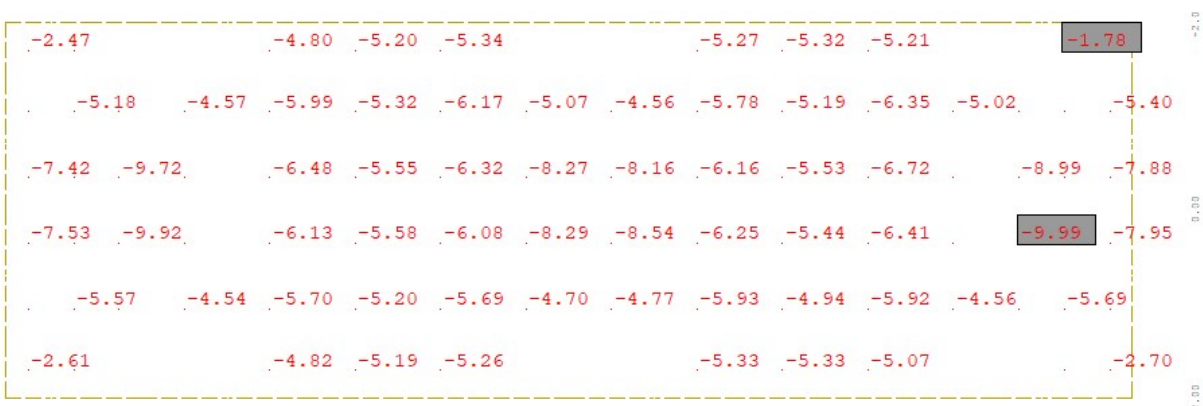
Rys. 9.4.8.1.2. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie filara maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]

(3) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

- 1) pręty poprzeczne $\phi 25$ mm co 14 cm w osiach pali i filarów na szerokości 1 m z każdej strony na pozostałym obszarze $\phi 20$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty podłużne $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) dwa strzemiona dwuciętych z pręta $\phi 18$ mm na szerokości ławy w rozstawach co 24 cm po długości ławy.



Rys. 9.4.8.1.3. Niezbędna ilość zbrojenia na ścinanie w ławie [cm²/m²]



Rys. 9.4.8.1.4. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

9.4.8.2. 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 oraz wzdłuż pali fundamentowych. W przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. Norma [12] wskazuje natomiast dopuszczalną różnicę w 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 [23] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 9.4.8.2.1).

Tab. 9.4.8.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

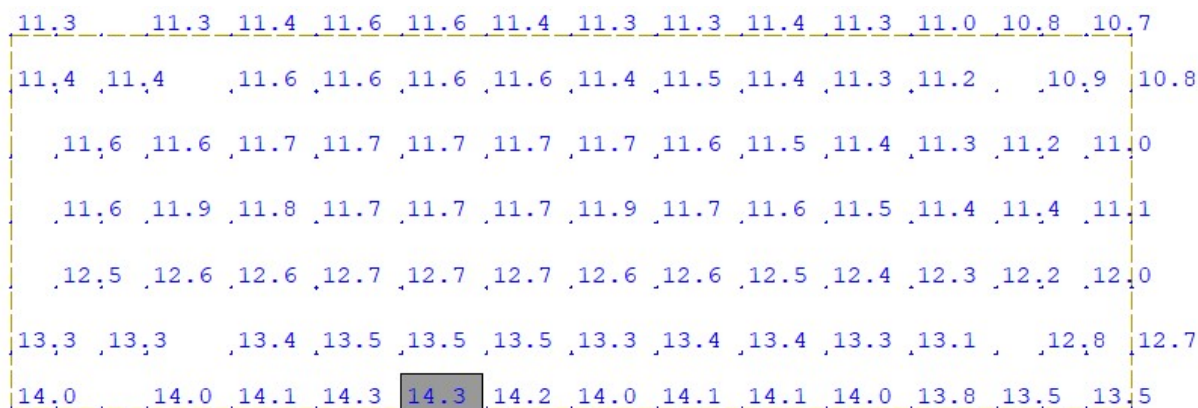
Maksymalne osiadanie S_{\max} [mm]	Maksymalny obrót θ_{\max} [rad]	Strzałka wygięcia Δ_{\max} [mm]	Przechylenie ω [rad]
50	0,002	10	0,003

(3) Analiza 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. 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 z tab. 9.4.8.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(4) W przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 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, w przypadku układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

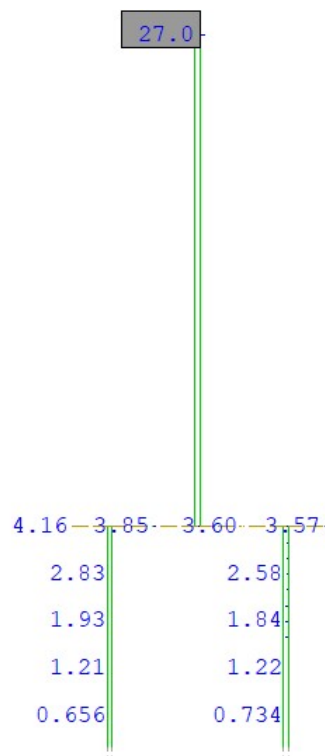
(5) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 15 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwnych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 9.4.8.2.1–9.4.8.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.



Rys. 9.4.8.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

2.70	2.72	2.77	2.81	2.81	2.79	2.77	2.79	2.81	2.81	2.76	2.72	2.70
3.57	3.56	3.62	3.65	3.66	3.64	3.60	3.64	3.66	3.65	3.62	3.56	3.56
4.57	4.59	4.62	4.63	4.64	4.63	4.62	4.63	4.64	4.63	4.62	4.59	4.57
5.56	5.65	5.60	5.60	5.60	5.61	5.66	5.61	5.60	5.60	5.60	5.65	5.56
5.53	5.56	5.57	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.57	5.56	5.53
5.48	5.47	5.53	5.56	5.57	5.55	5.49	5.55	5.57	5.56	5.53	5.47	5.48
5.43	5.42	5.48	5.53	5.54	5.51	5.48	5.51	5.54	5.53	5.48	5.42	5.43

Rys. 9.4.8.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 9.4.8.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(6) Osiadanie ław fundamentowych:

$$s_{max} = 14,3 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} = s_{dop}$$

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:

$$\Delta s_{min} = 3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{2,8 \text{ mm}}{4 \text{ m}}\right) = 0,0007 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{23,4 \text{ mm}}{7,8 \text{ m}}\right) = 0,003 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie Δ_s – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie oraz korpusach słupowych jest zachowane.

(8) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 4,16 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop},$$

gdzie Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

