



Ryc. 1. Widok ogólny wiaduktu kolejowego WK-11, fot. T. Brzozowski

Posadowienie na ścianach szczelinowych fundamentów łukowego wiaduktu kolejowego

tekst: mgr inż. OSKAR MITROSZ, mgr inż. TOMASZ SKÓRA, Keller Polska Sp. z o.o.

Pomorska Kolej Metropolitalna to jeden z najważniejszych i największych projektów komunikacyjnych w północnej części Polski w ostatnich latach.

1. Wstęp

Nowy, 19,5-kilometrowy odcinek trasy kolejowej łączy m.in. Port Lotniczy im. Lecha Wałęsy z Trójmiastem i przyległymi terenami województwa pomorskiego, zapewniając dostęp do usług transportowych dla prawie miliona mieszkańców. Część nowo projektowanej trasy pokrywa się ze śladem historycznej Trasy Kokoszkowskiej, łączącej w latach 1914–1945 Kaszuby z Gdańskiem. Zrealizowany obiekt inżynierijny WK-11 (ryc. 1) swoją formą wpisuje się w istniejący krajobraz, pełniąc symboliczną funkcję bramy wjazdowej do Gdańska [1].

2. Warunki geologiczne

Teren w obrębie omawianego wiaduktu znajduje się w makroregionie Pojezierza Wschodniopomorskiego i stanowi północno-wschodni fragment wysoczyzny Pojezierza Kaszubskiego. W podłożu, poniżej powierzchniowej warstwy nasypów, zalegają twardoplastyczne gliny pylaste, a także grunty spoisto-organiczne, tj. pyły burowęgłowe. Ponadto wykazano zaleganie gruntów niespoistych w postaci średnio zagęszczonych i zagęszczonych piasków pylastych i drobnych oraz żwirów. Lokalnie poniżej nasypów stwierdzono występowanie niewielkiej warstwy gruntów orga-

nicznych w postaci torfu. Woda gruntowa ma charakter zawieszony i znajduje się do 2,0 m p.p.t. Wart podkreślenia jest fakt, że podpory nowego wiaduktu zlokalizowano w miejscu wysokich nasypów i podpór historycznego obiektu Kolei Kokoszkowskiej.

W celu określenia parametrów poszczególnych warstw podłoża gruntowego zastosowano sondowania statyczne CPT (Cone Penetration Test) [2]. Wydzielone warstwy (tab. 1) zaklasyfikowano do gruntów niespoistych i spoistych według klasyfikacji Robertsona [3] i Schmertmanna [4].

Na podstawie oporu stożka (q_c) dla gruntów niespoistych o wskaźniku róż-

Tab. 1. Parametry geotechniczne

Nazwa gruntu (symbol)	ρ (kN/m ³)	I_D [I _L] (-)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	M_o (MPa)
NASYP niebudowlany (I)	19,0	–	27	–	–
PYŁ burowęglowy (II)	19,5	[0,10]	16	25	30
GLINA pylasta (III)	21,0	[0,20]	18,5	32	40
PIASEK drobny / średni (IV)	19–20	0,40–0,75	30	–	50–125
ŻWIR (V)	20,0	0,50–0,60	38,5	–	> 150

noziarnistości $U > 3$ określono stopień zagęszczenia (I_D) zgodnie z wzorem (1) z normy PN-B-04452:2002 [5].

$$I_D = 0.709 \cdot \log(q_c) - 0.165 \quad (1)$$

$$M_o = E_{oed} = \alpha_i \cdot q_c \quad (2)$$

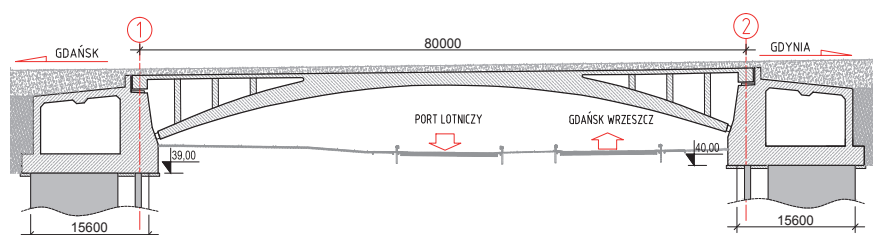
Moduły ścisłości (M_o), wyznaczone według normy [6], zweryfikowano o pomierzone *in situ* wartości oporu stożka, wykorzystując metodę Seneseta [7] według wzoru (2) i zaadaptowanych do lokalnych warunków współczynników (α_i), przyjmując dla gruntów niespoistych wartość 5, a dla gruntów spoistych wartość 8.

3. Charakterystyka obiektu inżynierskiego

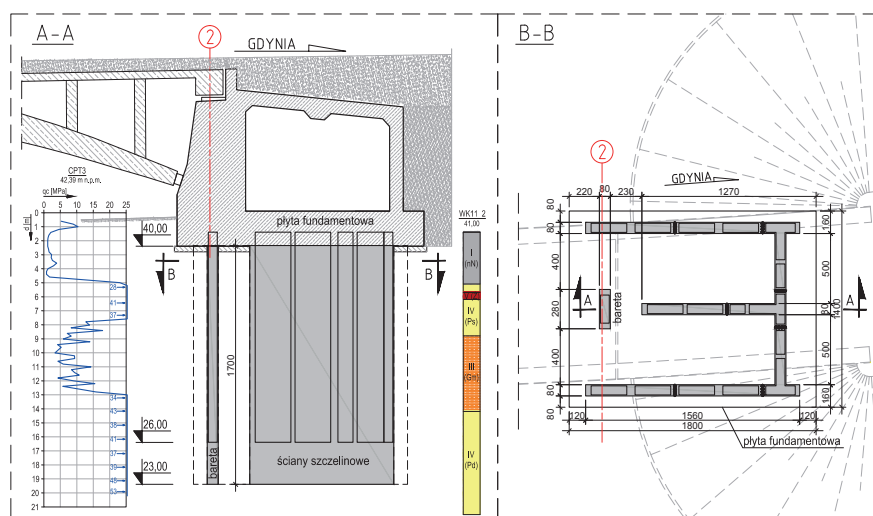
Ustrój nośny obiektu stanowi łuk żelbetowy o rozpiętości 80 m z jazdą górą. Konstrukcja łuku składa się z dwóch dźwigarów parabolicznych o zmiennej wysokości przekroju, wspartych na przyczółkach za pomocą łożysk przegubowych. Konstrukcję pomostu stanowi płyta żelbetowa, zespolona w części środkowej z dźwigarami głównymi oraz oparta na nich za pośrednictwem żelbetowych wahaczy na pozostałych odcinkach. Płytę zakończono poprzecznkami. Podpory obiektu zaprojektowano w postaci masywnych przyczółków żelbetowych o przekroju skrzyńkowym. Na ścianie czołowej oparto dźwigary łukowe i płytę pomostu. Ściana tylna wraz z ażurowymi ścianami bocznymi stanowi element podparcia nasypu oraz płyty stropowej.

Posadowienie obiektu inżynierskiego zaprojektowano w postaci ścian szczelinowych o grubości 80 cm, tworzących w rzucie kształt zbliżony do litery E (ryc. 3). Po analizie warunków geologicznych określono głębokość elementów posadowienia pośredniego na 19,0 m i 17,0 m, odpowiednio dla podpory w osi 1 i 2. Ścianę szczelinową w obrębie fundamentu podzielono na osiem sekcji roboczych, obejmujących odcinki proste, sekcje teowe oraz wydzielony element od strony przęsła, tzw. baretę.

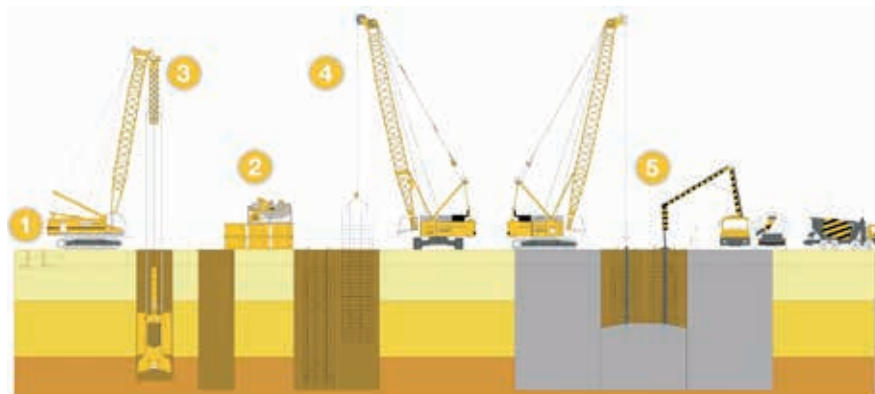
Technologicznie wykonanie ścian szczelinowych polega na zabetonowaniu wykopanej w gruncie szczeliny, której stateczność w czasie kopania zabezpieczona jest zawieszoną bentonitową. Przed przystąpieniem do głębienia szczeliny wykonuje się murki prowadzące, które są tymczasowymi elementami technologicznymi.



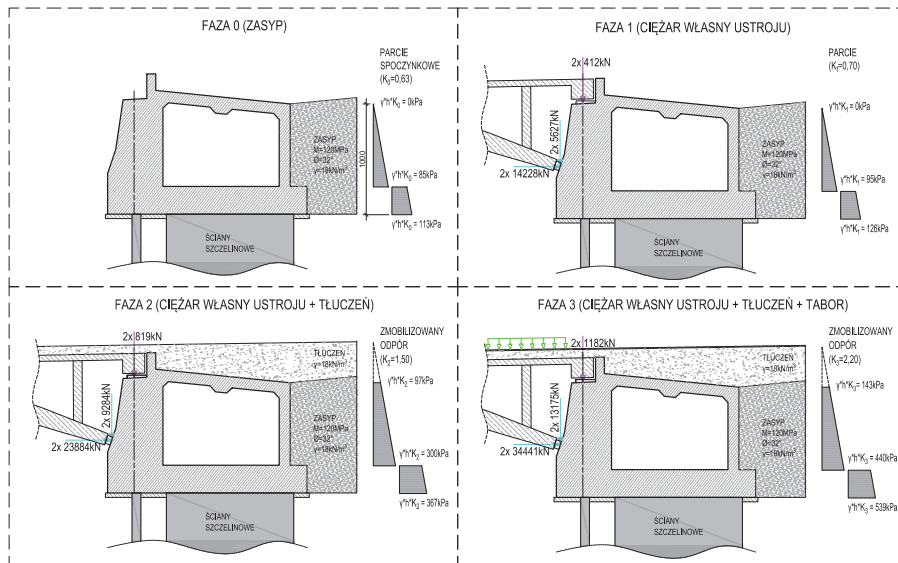
Ryc. 2. Schematyczny przekrój podłużny konstrukcji wiaduktu kolejowego WK-11



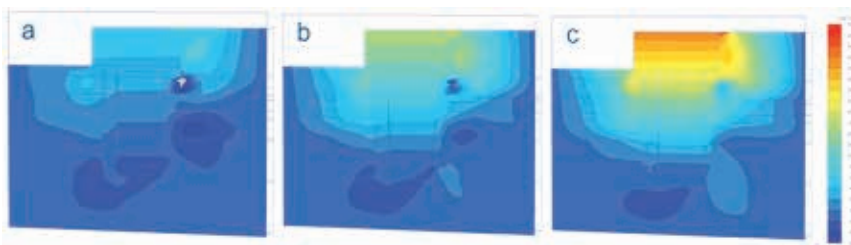
Ryc. 3. Fundament głęboki podpory w osi 2 (P2): przekrój podłużny (po lewej), rzut z góry (po prawej)



Ryc. 4. Etapy wykonania ściany szczelinowej



Ryc. 5. Etapowanie wznoszenia obiektu wraz ze schematami obciążeń charakterystycznych



Ryc. 6. Wyniki obliczeń przemieszczeń poziomych dla przyczółka w osi 2: faza 1 (a), faza 2 (b) oraz faza 3 (c)

zabezpieczającymi górną krawędź wykopu szczelinowego oraz umożliwiającymi zachowanie geometrii elementów w planie i w pionie. Szczelinę głębi się sekcjami o długościach nieprzekraczających 8 m. Po osiągnięciu przewidzianej projektem głębokości oczyszcza się dno całego odcinka oraz powierzchnie styków z wcześniej zabetonowanymi sekcjami, a następnie umieszcza się w szczelinie technologiczne elementy rozdzielcze, służące do uformowania styku sekcji. W tak przygotowanej sekcji instaluje się zbrojenie w formie koszy zbrojeniowych. Betonowanie sekcji odbywa się przez rurę wlewową metodą kontraktor, zapobiegając zanieczyszczeniu lub przemieszaniu mieszanki z zawieszoną.

4. Etap projektowania

Decyzja o wykorzystaniu ścian szczelinowych do posadowienia obiektu WK-11 podyktowana była przede wszystkim możliwością efektywnego przeniesienia znacznych obciążeń poziomych i pionowych z ustroju na grunt. Istotnym założeniem projektowym była interakcja głębokiego posadowienia z konstrukcją obiektu oraz wysokim zasypem.

4.1. Etapowanie wznoszenia obiektu

W ramach analizy statyczno-wytrzymałościowej wyróżniono cztery istotne dla wymiarowania elementów posadowienia fundamentów fazy budowy oraz użytkowania obiektu inżynierskiego WK-11 (ryc. 5), które zaimplementowano w dalszym modelowaniu numerycznym. Dla fazy początkowej (0) wartości współczynnika parcia spoczynkowego (K_0) określono według normy PN-83/B-03010 [8] na podstawie wzoru:

$$K_0 = [0,5 - \xi_4 + (0,1 + 2 \cdot \xi_4) \cdot (5 \cdot I_s - 4,15) \cdot \xi_5] \cdot (1 + 0,5 \cdot \tan \varepsilon) \quad (3)$$

gdzie:

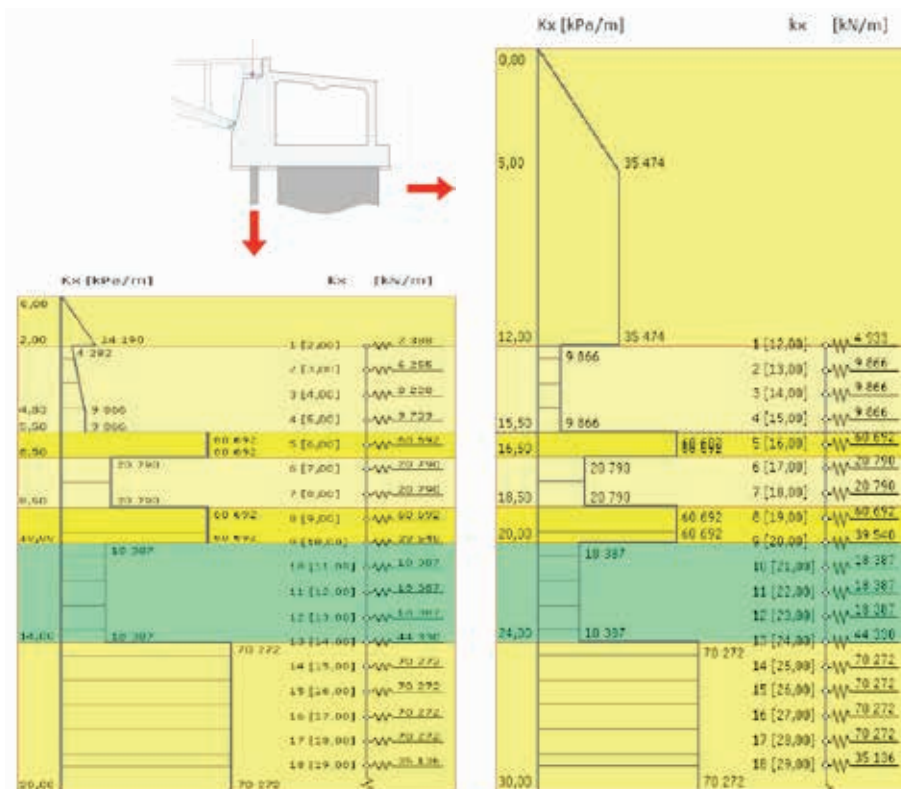
I_s – wskaźnik zagęszczenia gruntu zasypowego,

ξ_4 – współczynnik zależny od rodzaju gruntu zasypowego ($\xi_4 = 0,1$),

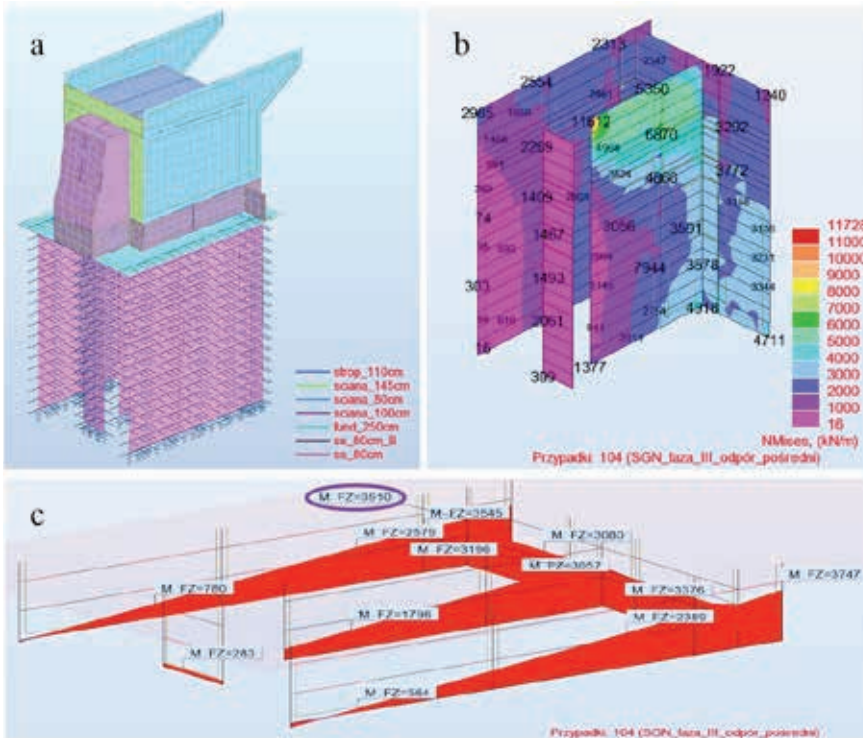
ξ_5 – współczynnik uwzględniający technologię układania i zagęszczania nasypu ($\xi_5 = 0,9$),

ε – kąt nachylenia naziomu do poziomu ($\varepsilon = 0^\circ$).

Dla fazy 0 w obliczeniach wyznaczono współczynnik parcia spoczynkowego na poziomie $K_0 = 0,63$. Dla kolejnych faz budowy obiektu określono parcie / odpór, każdorazowo korelując ich wartości z wynikami analizy w programie Plaxis 3D,



Ryc. 7. Szywności podpór poziomych (w kierunku równoległym do sił poziomych z ustroju) dla przyczółka w osi 2. Po lewej baretta (od strony przęsta), po prawej ściany szczelinowe poprzeczne (od strony zasypu)



Ryc. 8. Model MES ARSA przyczółka w osi 2 wraz z fundamentem (a), siły membranowe w ścianach szczelinowych (b) i pionowe reakcje obliczeniowe w podstawie ścianach szczelinowych (c)

gdzie analizowano odkształcenia ośrodka gruntowego oraz przemieszczenia konstrukcji (ryc. 6). Wynikiem korelacji było określenie współczynnika parcia / odporu na poziomie $K_1 = 0,70$, $K_2 = 1,50$ oraz $K_3 = 2,20$, odpowiednio dla faz 1, 2 oraz 3 (por. ryc. 5).

4.2. Modele strukturalne

Duża złożoność elementów żelbetowych tworzących elementy przestrzenne, jakimi są głębokie fundamenty każdego z przyczółków, wymusiła konieczność zbudowania trójwymiarowych modeli obliczeniowych. Siły wewnętrzne w ścianach szczelinowych wyznaczono na podstawie wyników obliczeń statycznych w programie Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA). Ze względu na stopień skomplikowania obiektu obliczenia były na bieżąco weryfikowane przez zespół projektowy Transprojekt Gdański Sp. z o.o. przy uży-

ciu niezależnych modeli MES w środowisku SOFiStiK.

Model numeryczny w środowisku ARSA zbudowano za pomocą trójwymiarowych elementów powłokowych klasy e^2 , p^3 . Między poszczególnymi panelami odwzorowującymi sekcje ścian szczelinowych wprowadzono przeguby liniowe (pionowe). Podparcie ścian szczelinowych w gruncie zapewniono w postaci pionowych i poziomych podpór sprężystych, a ich sztywności oszacowano według metody uogólnionej [9]. W rezultacie wartości modułu sztywności poziomej gruntu (K_x) określono na podstawie wzoru (4).

$$K_x = n_0 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot S_n \cdot \kappa \cdot \phi \cdot E_0 \quad (4)$$

gdzie:

n_0 – współczynnik korekcyjny wpływu średnicy pala ($n_0 = 1,0$),

n_1 / n_2 – współczynnik uwzględniający rozstaw pali w grupie w płaszczyźnie prosto-

padłej / równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ($n_1 = n_2 = 1,0$), S_n – współczynnik technologii wykonywania pala (naruszenia struktury gruntu przy wykonywaniu pala),

$S_n = 0,9$, κ – współczynnik uwzględniający przestrzenność reakcji gruntu, zależny od kształtu przekroju poprzecznego pala ($\kappa = 1,0$), ϕ – współczynnik uwzględniający wpływ oddziaływania długotrwałych obciążeń ($\phi = 0,45$),

E_0 – moduł odkształcenia pierwotnego warstwy gruntu.

Warto zauważyć, że wartości sprężystości dla podpór poziomych ścian szczelinowych zlokalizowanych najbliżej nasypu określono, uwzględniając ciężar nasypu oraz zagłębienie ścian w stosunku do jego korony (ryc. 7).

4.3. Nośność ścian szczelinowych

Nośność zewnętrzną oszacowano za pomocą metody obliczeniowej LCPC [10], opartej na parametrach podłoża gruntowego określonych na podstawie sondowań statycznych CPT. Metoda pozwala określić graniczną nośność podstawy oraz pobocznicy, posługując się wzorem odpowiednio (5) i (6).

$$Q_L^b = k_b \cdot q_{ca} \cdot A_b \quad (5)$$

gdzie:

k_b – współczynnik zależny od rodzaju gruntu i technologii wzmocnienia (dla ścian szczelinowych w zagęszczonych piaskach $k_b = 0,30$),

q_{ca} – średnia arytmetyczna oporu na stożku na długości $\pm 1,5 D$ (D – szerokość ściany),

A_b – pole podstawy ściany szczelinowej.

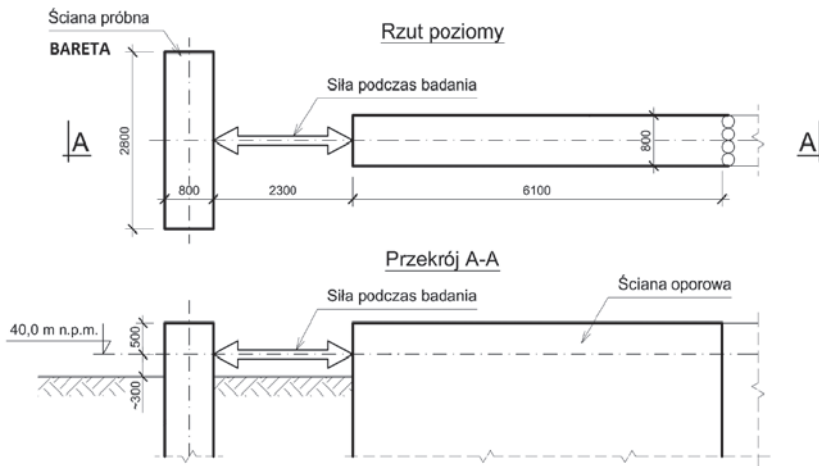
$$Q_L^s = \sum \left(\frac{1}{k_{si}} \cdot q_{ci} \cdot A_{si} \right) \quad (6)$$

gdzie:

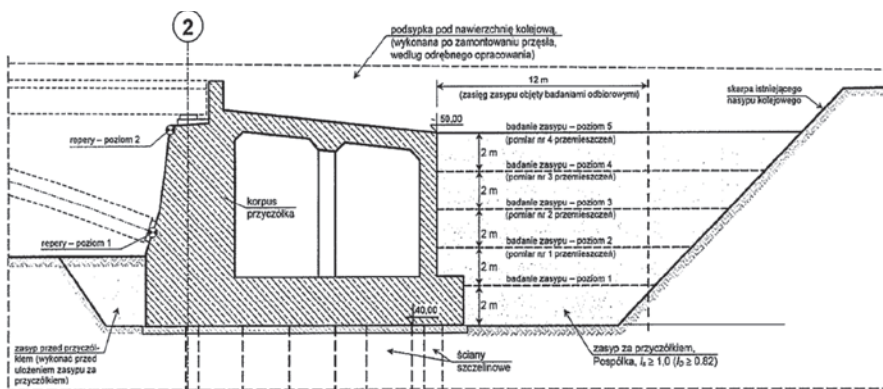
k_{si} – współczynnik zależny od rodzaju gruntu i technologii wzmocnienia (dla ścian szczelinowych w zagęszczonych piaskach $k_s = 150$, w twaroplastycznych glinach $k_s = 60$),

Wybierz technologię =>	BARETA	GRUPA IA	Klasa betonu =>	B37 (C30/37)	Zbrojenie =>	Kosz zbrojeniowy	metoda LCPC (Bustamante&Gianeselli)	KELLER	
Długość obliczeniowa od poziomu posadowienia fundamentów				L = 17,00 m	Obwód $O_p = 2,000$		FOS ^{si} = 2,0 - pobocznica		
Szerokość ścian szczelinowych				D _p = 0,800 m	Pole $A_p = 0,600$		FOS ^{si} = 3,0 - podstawa		
Wariant	spód warstwy [m]	L _z [m] zagłębienie	dane do wykresu	Q _z [MPa]	K _z	K _s	Q _z = q _z · k _z · O _z · L _z (pobocznica) [kN/m]	Q _z = k _z · q _z · A _z (podstawa) [kN/m]	
1	Nasyp - nN	3,50	-3,50	0,0	0,00	0	0	0	
2	Żwir - Z	4,50	-1,00	20,0	0,30	150	267	0	
3	Piasek drobny - Pd	6,50	-2,00	25,0	0,30	150	667	0	
4	Żwir - Z	8,00	-1,50	20,0	0,30	150	400	0	
5	Gлина piaszczysta - Gp	12,00	-4,00	5,0	0,45	60	667	0	
6	Piasek średni - Ps	20,00	-5,00	35,0	0,30	150	2333	8400	
7	Żwir - Z	30,00	0,00	35,0	0,30	150	0	0	
							Nośność ściany szczelinowej		
							Q _L ^b = ±Q _{si} =	4333	kN/m
							Q _L ^s = Q _b =	8400	kN/m
							Q [*] =	4967	kN/m

Ryc. 9. Wyniki obliczeń nośności ścian szczelinowych dla przyczółka w osi 2



Ryc. 10. Schemat stanowiska do próbnego obciążenia bocznego



Ryc. 11. Schemat wykonania zasypu za przyczółkiem w osi 2

q_{ci} – wartość oporu na stożku na długości danej warstwy i -tej.

A_{si} – pole poboczniczy ściany szczelinowej.

Wartość dopuszczalnego obciążenia obliczeniowego, przy uwzględnieniu współczynników bezpieczeństwa [10], wyraża się wzorem:

$$Q_w = \frac{Q_L^s}{2} + \frac{Q_L^b}{3} \quad (7)$$

W analizowanym przykładzie dla podpory w osi 2 oszacowana nośność ściany szczelinowej na metr bieżący elementu wyniosła 4967 kN/m.b. (ryc. 9) przy maksymalnej reakcji obliczeniowej rzędu 3910 kN/m.b. (ryc. 8c).

5. Etap budowy

5.1. Próbné obciążenie boczne sekcji ściany szczelinowej

W celu weryfikacji założeń projektowych przeprowadzono próbné obciążenie boczne wydzielonej sekcji ściany szczelinowej (barety) w obrębie podpory w osi 2 (ryc. 10). Badanie przepro-

wadzono do momentu osiągnięcia siły $H_{test} = 1460$ kN. Przemieszczenie poziome barety po ustabilizowaniu przy siły H_{test} wyniosło 1,8 mm w poziomie 20 cm powyżej osi siłownika oraz 2,8 mm w poziomie 120 cm powyżej tej osi. Obrót ściany określono na $0,97 \cdot 10^{-3}$ rad.

Wyniki testu potwierdziły znacząco wyższą niż założoną w projekcie sztywność poziomą wydzielonej sekcji ściany szczelinowej. Osiągnięty rezultat pozwala stwierdzić, że ściany szczelinowe będą w rzeczywistości przejmowały większą część obciążeń poziomych z przyczółków niż zakładano bądź będą pracowały z większą rezerwą nośności, co podnosi poziom bezpieczeństwa zastosowanego rozwiązania geotechnicznego.

5.2. Budowa zasypów za przyczółkami

W obliczeniach statycznych do projektu założono, że obciążenia pionowe z przyczółków zostaną przejęte przez ściany szczelinowe oraz częściowo przez podłoże gruntowe znajdujące się pomię-

dzy nimi. Jednakże dla bezpiecznego posadowienia fundamentów przedmiotowego wiaduktu kolejowego niewłaściwą kwestią pozostawał transfer sił poziomych (powyżej 95 000 kN) oraz momentów wywracających pomiędzy przyczółkiem a ścianami szczelinowymi oraz nasypem znajdującym się bezpośrednio za przyczółkami. Na podstawie iteracyjnej analizy przemieszczeń i naprężeń na konstrukcję przyczółków wyznaczono parcia / odpory dla poszczególnych faz budowy obiektu, jak wyjaśniono powyżej w artykule.

Pozostało jednak odpowiednio zaprojektować zasyp za przyczółkami, aby odpowiadał rygorystycznym założeniom projektowym. Przyjęto zatem budowę zasypu z pospółki ($U > 5$, $f_w + f_i < 5\%$), narzucono minimalne wymagania dla wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 1,0$ ($I_D \geq 0,82$) i parametrów: kąta tarcia wewnętrznego $\phi \geq 32^\circ$ oraz modułu wtórnego $E_2 \geq 120$ MPa uzyskanego z badań płytą VSS. W założeniach ze względu na bezpieczeństwo pominięto udział tarcia gruntu pod płytami fundamentowymi przyczółków z uwagi na możliwość blokowego przemieszczania się gruntu wraz ze ścianami szczelinowymi.

Na potrzeby kontroli procesu wzniesienia nasypów w paśmie o szerokości 12,0 m od ścian tylnych przyczółków przewidziano program badań odbiorowych gruntów zasypowych (ryc. 11). Program podzielono na trzy etapy. Etap pierwszy obejmował analizę m.in. wskaźnika różnoziarnistości, zawartości frakcji pylastej i ilastej oraz udziału gruntów spoistych. W etapie drugim, po każdorazowym ułożeniu i zagęszczeniu metodą mechaniczną kolejnej warstwy o grubości 0,4 m i osiągnięciu docelowej dla danego poziomu wysokości warstwy 2,0 m, przewidziano badania kontrolne wskaźnika zagęszczenia (I_s) lub stopnia zagęszczenia (I_D). W etapie trzecim sprawdzano zagęszczenie nasypu po całkowitym jego wzniesieniu. Sprawdzenia dokonywano za pomocą sondowań dynamicznych w strefie do 2,0 m za tylną ścianą przyczółka.

6. Podsumowanie

Zarówno podczas układania zasypów, jak i realizacji późniejszych faz budowy obiektu prowadzono bieżącą kontrolę geodezyjną przemieszczeń przyczółków. Repery do pomiarów geodezyjnych umieszczono w dwóch poziomach: na wysokości łożysk



Ryc. 12. Realizacja głębokiego posadowienia podpory P1

dolnych dźwigarów łukowych oraz w poziomie łożysk górnych. Raporty z pomiarów geodezyjnych wykazały dobrą zbieżność z wynikami przeprowadzonych obliczeń w programie Plaxis 3D.

Lokalizacja nowo projektowanych podpór obiektu w miejscu poprzedniego mostu z ciężkimi przyczółkami i wysokimi nasypami przyniosła niewątpliwie korzystny efekt. Podłoże gruntowe w obrębie podpór zostało w dużym stopniu skonsolidowane i wstępnie przeciążone, co poprawiło parametry geotechniczne gruntów. W efekcie odnotowane przemieszczenia pionowe, poziome oraz obroty przyczółków w trakcie eksploatacji wiaduktu są mniejsze niż wartości dopuszczalne. Małe wartości przemieszczeń dodatkowo wpływają korzystnie na pracę gruntu zasypowego za przyczółkami i w znacznym stopniu ograniczają niekorzystne zjawisko cyklicznego rozluźniania i zagęszczania tego gruntu od obciążeń dynamicznych wywołanych przejazdami taboru. Etapem wieńczącym budowę było przeprowadzenie próbnego obciążenia obiektu inżynierskiego, które potwierdziło założenia projektowe i umożliwiło dopuszczenie wiaduktu do użytkowania [1].

Omówione w niniejszym artykule rozwiązanie stanowi przykład technicznie i ekonomicznie uzasadnionej użycia

ścian szczelinowych jako głębokiego fundamentu obiektu mostowego. Zastosowanie „ostrog” w postaci żelbetowego układu płytowo-tarczowego sprawdza się szczególnie w przypadkach, kiedy fundamentom stawia się za zadanie przeniesienie na podłoże gruntowe znacznych sił poziomych. Warto podkreślić także przewagę takiego rozwiązania nad typową konstrukcją opartą na palach, głównie z uwagi na korzyści wynikające z redukcji gabarytów płyty fundamentowej oraz kubatury betonu wymaganego do uformowania elementów głębokiego posadowienia.

Zrealizowany obiekt inżynierski WK-11 stał się obecnie wizytówką i obiektem typu *landmark* – punktem charakterystycznym nowej infrastruktury Gdańska.

Literatura

- [1] Łucki M., Wierchowski M., Krasieński M., Stalmirski M.: *Łukowy wiadukt kolejowy – obiekt typu landmark*. „Mosty” 2016, nr 1, s. 52–55.
- [2] Sikora Z.: *Sondowanie statyczne – metody i zastosowanie w geoinżynierii*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne. Warszawa 2006.
- [3] Robertson P., Campanella R., Gillespie D., Grieg J.: *Use of the piezometer cone data*. Proceedings ASCE Use of in-situ Tests in Geotechnical Engineering. Blacksburg 1986, pp. 1263–1280.
- [4] Schmertmann J.: *Guidelines for Cone Penetration Test. Performance and design*. FHWA-TS-78-209 Final Report. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington 1978.
- [5] PN-B-04452:2002 *Geotechnika. Badania polowe*.
- [6] PN-81-B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [7] Senneset K., Sandven R., Janbu N.: *Evaluation of soil parameters from piezocone tests*. Transportation Research Record 1235. National Academies Press. Washington 1989, pp. 24–37.
- [8] PN-83-B-03010 *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [9] Kosecki M.: *Statyka ustrojów palowych*. Szczecin 2006.
- [10] Bustamante M., Gianeselli L.: *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. Penetration Testing*. Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam 1982, pp. 493–500.
- [11] Krasieński A., Mitrosz O.: *Opracowanie naukowo-techniczne dotyczące technologii wykonania zasypów gruntowych za przyczółkami wiaduktu kolejowego WK-11*. Gdańsk 2013.





global strength and local focus

Wiadukt kolejowy PKM w Gdańsku



www.keller.com.pl

Centrala:
ul. Poznańska 172,
05-850 Ożarów Mazowiecki

projektujemy i wykonujemy
posadowienia obiektów mostowych