

Mikropalowe posadowienie dużego obiektu mostowego na słabym podłożu – cz. I

mgr inż. **Jakub Sierant**

Zagadnienie posadawiania obiektów mostowych wydaje się być dziś dość dobrze poznane. W dobie rozpowszechnienia rozmaitych technik palowych zdecydowana większość obiektów mostowych posadowiona jest na fundamentach palowych. Istnieje również wiele opracowań i publikacji poruszających kwestie związane z projektowaniem pali i fundamentów palowych.

Artykuł przybliży zagadnienia nowoczesnego projektowania i wykonawstwa fundamentu mikropalowego dla dużego obiektu mostowego w warunkach słabego podłoża. Przedstawione w tekście kwestie są realnym zwieńczeniem ponad 30 lat prac rozwojowych i badawczych nad technologią samowierzących mikropali iniekcyjnych TITAN, a opisany przykład konstrukcji to wybitny dowód możliwości i skuteczności tej technologii.

Krótką historia mikropali

Idea fundamentów mikropalowych sięga połowy ubiegłego wieku. We wczesnych latach 50. dr Fernando Lizzi zapoczątkował nowy sposób myślenia o fundamentach. Obserwując naturę opracował i rozwinął pomysł „pali korzeni” (pali radice), pali o niewielkiej średnicy, które wykonane w odpowiednim układzie – długości, nachylenia i rozstawu – tworzą wraz z podłożem strukturę podobną do systemu korzeniowego drzew, zdolną do przeniesienia sił pionowych i poprzecznych, zarówno wciskających, jak i wyrwyjących. Elegancki pomysł pozwolił na tworzenie lekkich, wyrafinowanych konstrukcji fundamentów o pełnych możliwościach, a niekiedy nawet większych niż stosowane powszechnie ma-

sywne bloki lub pełnowymiarowe pale. Jednak ograniczenia tradycyjnych technik wykonywania mikropali, związane głównie z wydajnością i ekonomią spowodowały, iż doskonała koncepcja przez długie lata pozostawała praktycznie niewykorzystana. Wobec niedostatków technologicznych, mikropale stały się ubogimi krewnymi „prawdziwych” pali pełnowymiarowych, a ich stosowanie zmarginalizowano. Dopiero rozwój technologii mikropali samowierzących nadał właściwego znaczenia tej niezwykle wygodnej i elastycznej metodzie konstrukcji fundamentów specjalnych. Elementem decydującym o sukcesie okazały się bowiem: łatwość stosowania, możliwość pracy w trudnym terenie i na ograniczonej przestrzeni, a przede wszystkim wysoka wydajność instalacji mikropali, niezależna od warunków gruntowych. Biorąc pod uwagę

stopień technicznego wyrafinowania fundamentów mikropalowych, niezwykle ważny jest również szeroki zakres nośności, pozwalający na stworzenie układu optymalnie przenoszącego siły działające od obiektu. Ideę systemu samowierzącego TITAN scharakteryzowano w dalszej części tekstu. Warto jednak zaznaczyć, iż to elastyczne narzędzie projektantów, dzięki któremu wizja dr. Lizzi stała się rzeczywistością, poza wymiarem technologicznej supremacji, znalazło oparcie w normach. System TITAN jest w pełni zgodny z normą PN-EN 14199 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych” zarówno w kwestii technologii/sposobu wykonania mikropala (wiercenie z jednoczesną iniekcją przy użyciu przewodu traczonego jako zbrojenie), jak i wymogów materiałowych (gatunek stali) oraz niezbędnej ochrony antykorozyjnej. Dzięki



Rys. 1 | Wycinek mapy sytuacyjnej z przebiegiem drogi ekspresowej S3 na przedmiotowym odcinku

tym cechom system TITAN tworzy technologię kompletną, coraz skuteczniej rywalizując na polu fundamentowania z technologiami tradycyjnymi. Szybkie tempo prac, łatwość predykcji osiadań (w oparciu o pierwszy w Europie zestaw nomogramów) oraz wysoka skuteczność układów mikropalowych w relacji obciążenie/osiadanie zachęcają do stosowania tej technologii w wymiarze pełnoskalowym. W dalszej części referatu przedstawiono zastosowanie mikropali do wykonania fundamentu dużego obiektu mostowego.

Ogólna charakterystyka wiaduktu

Przedstawione w artykule zagadnienia dotyczą posadowienia obiektu wiaduktu drogowego WS-09 wykonywanego w ramach budowy drogi ekspresowej S3 Świnoujście – Lubawka. Inwestycja prowadzona jest przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad, oddział w Zielonej Górze, na podstawie Projektu Wykonawczego zrealizowanego przez „Transprojekt” Krakowskie Biuro Projektów Dróg i Mostów Sp. z o.o., autorstwa mgr. inż. Roberta Słoty i mgr. inż. Janusza Jędrzychowskiego, z czerwca 2008 r. Obiekt WS-09 zlokalizowany jest w kilometrażu od 9+756 do 10+160, w ciągu odcinka Węzeł „Międzyrzecz Południe” – Węzeł „Sulechów”, sekcja nr 1, km 0+000 do 17+100.

Pod względem morfologicznym obiekt przekracza w tym miejscu rozległą dolinę rzeki Paklicy (rysunek 1), w obrębie najniższych teras zalewowych. Teren posadowienia obiektu ma charakter bagienny, jest grząski i występują na nim liczne podmokłości (młaki). Na odcinku w km 8+500 do 11+200 teren objęty jest ochroną w ramach obszaru chronionego krajobrazu „13 – Rynna Paklicy i Ołoboku”. Utrudniony dostęp i granice obszaru chronionego krajobrazu przyczyniły się do wyłączenia tego terenu z działalności rolniczej. Przed rozpoczęciem inwestycji teren pozostawał niezagospodarowany, porośnięty roślinnością zastoiskową.

Wiadukt drogowy WS-09 to obiekt dwujezdniowy o długości 404 m. Każda konstrukcja oparta jest niezależnie na 9 podporach. Ustrój składa się z 8 przęseł o długości 42 m i dwóch przęseł skrajnych o długości 34 m. Przęsła żelbetowe sprężone, kablobetonowe. Wysokość obiektu w najwyższym miejscu osiąga 9,98 m.

Zasadniczym problemem przy projektowaniu obiektu była kwestia posadowienia obiektu, z uwagi na niezwykle skomplikowane warunki gruntowo-wodne oraz uwarunkowania terenowe związane z trudnym dostępem do rejonu przyszłych robót. Niezwykle istotną kwestią, którą należało wziąć pod uwagę przy projektowaniu całego obiektu, były zagadnienia związane z koniecznością prowadzenia robót na terenie objętym ochroną. Zatem wszystkie technologie stosowane przy wznoszeniu obiektu, począwszy od fundamentów, miały zapewnić minimalną ingerencję w obszar chronionego krajobrazu.

Warunki geotechniczne i hydrogeologiczne

Warunki geologiczno-inżynierskie ustalono w oparciu o dokumentację geologiczno-inżynierską sporządzoną przez „GEOPROJEKT – Zielona Góra” w sierpniu 2004 r.

Z uwagi na genezę, cały obszar cechuje się trudnymi i zmiennymi warunkami geologicznymi. Podłoże rozpoznano otworami badawczymi zlokalizowanymi bezpośrednio w obrębie fundamentów projektowanych przyczółków i podpór. Głębokość rozpoznania sięgnęła 20 m poniżej poziomu terenu. W podłożu stwierdzono układ na przemian występujących warstw gruntów organicznych, spoistych i niespoistych, o zróżnicowanej miąższości i rozprzestrzenieniu w planie. Utwory podłoża charakteryzują się dużą zmiennością litologiczną.

Ujmując warunki geotechniczne syntetycznie, w podłożu obiektu wydzielono serie geotechniczne:

A – gliny lodowcowe, wykształcone jako gliny pylaste, gliny piaszczyste, gliny piaszczyste zwięzłe lub gliny piaszczyste z domieszką otoczek; w podłożu obiektu grunty tej serii występują generalnie w stanie twardoplastycznym $IL = 0,20$, rzadziej półtwardym;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 13-19^\circ$, $c = 35-70$ kPa
B – utwory zastoiskowe, wykształcone jako pyły i gliny pylaste; utwory te występują zasadniczo w stanie twardoplastycznym $IL = 0,16$ bądź plastycznym $IL = 0,33$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 8-13^\circ$, $c = 35$ kPa

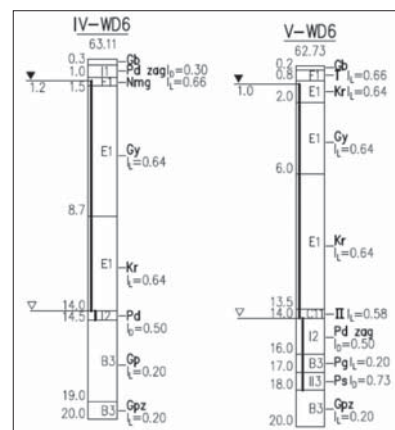
B3 – utwory lodowcowe, wykształcone jako piaski gliniaste, gliny piaszczyste; utwory te występują w stanie twardoplastycznym $IL = 0,12-0,20$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 10-12^\circ$, $c = 30-37$ kPa

C – utwory lodowcowe, wykształcone w postaci glin, glin pylastych, glin piaszczystych, piasków gliniastych ze żwirem; grunty te występują w stanie od twardoplastycznego $IL = 0,12$ do plastycznego $IL = 0,50$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 5-13^\circ$, $c = 9-30$ kPa

C1 – pyły zastoiskowe, często z domieszkami humusu; utwory te występują generalnie w stanie plastycznym i miękkoplastycznym $IL = 0,40-0,58$ (warstwy z domieszkami humusu), rzadziej twardoplastycznym (czyste pyły) $IL = 0,22$;



Rys. 2 Profile geotechniczne otworów w rejonie podpory D

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 3-28^\circ$, $c = 5-20$ kPa
D – ility limniczne, wykształcone jako ility lub ility pylaste; grunty te występują w stanie twaroplastycznym $IL = 0,04-0,11$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 12^\circ$, $c = 50-65$ kPa
E – grunty organiczne, wykształcone jako gytie lub kreda jeziorna; grunty te występują w stanie miękoplastycznym $IL = 0,64$;

wartości parametrów geotechnicznych nie ustalono

F – grunty organiczne, wykształcone jako torfy, namuły gliniaste, namuły piaszczyste; utwory te występują w stanie miękoplastycznym $IL = 0,66$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 2^\circ$, $c = 5$ kPa

I – piaski wodno-łodowcowe, wykształcone jako piaski pylaste, piaski drobne, piaski średnie, piaski grube z humusem, piaski grube ze żwirem, pospółki i żwiru; utwory te występują generalnie w stanie średniozagęszczonym $ID = 0,46-0,52$ bądź zagęszczonym $ID = 0,71-0,73$, czasem luźnym $ID = 0,30-0,33$;

wartości ustalonych parametrów geotechnicznych: $\varphi = 29-40^\circ$, $c = 0$ kPa.

Bardzo uogólniony profil podłoża, dający jednak obraz i rozeznanie problemu, można przedstawić następująco: od powierzchni terenu, bezpośrednio pod warstwą gleby występują utwory organiczne serii E lub F o miąższości od 8 do 15 m. Bezpośrednio pod nimi zalegają utwory serii I (piaski wodno-łodowcowe) o miąższości 2–4 m, czasem zastępowane utworami serii C (gliny, piaski gliniaste) o zbliżonej (2–5) miąższości. W rejonie niektórych podpór utwory serii I i C mają charakter gęsto warstwowanych, naprzemianległych wkładek/lamin. Serie te podścielone są generalnie utworami serii B3 (gliny piaszczyste), rzadziej D (ility limniczne). Pod względem warunków hydrogeologicznych sytuacja jest równie skomplikowana. W podłożu obiektu występuje

kilka poziomów zwierciadła wód gruntowych o charakterze zarówno swobodnym, jak i napiętym. Ponadto występują wody zawieszane, zamknięte w soczewach. Pierwszy poziom wodonośny o charakterze swobodnym występuje na głębokości 0,4 m p.p.t. w części północnej obiektu i ma on bezpośredni związek hydrauliczny z przepływającą przez teren rzeką. Kolejne poziomy wodonośne o charakterze napiętym nawiercono na głębokościach 3,5–5 m p.p.t. oraz na głębokości 12–14 m p.p.t. W części północnej terenu stwierdzono ponadto występowanie wód zawieszonych na głębokości ok. 8 m p.p.t. Napięte zwierciadło wody stabilizowało się na względnie stałym poziomie, tj. na głębokości 1,0–1,5 m p.p.t. Przykładowe profile podłoża dla jednej z najmniej korzystnych lokalizacji, w rejonie podpory D, przedstawiono na rysunku 2.

Projektowanie fundamentu mikropalowego – założenia, podejście obliczeniowe

Projekt fundamentu mikropalowego w tak złożonych warunkach wymagał odpowiedniego podejścia. Zestawiając obciążenia działające na poszczególne

podpory, przy wyjściowych założeniach odnośnie ilości mikropali, uzyskano wymagane nośności obliczeniowe. Obliczeniowe nośności mikropali zestawiono w tabeli 1.

Na tej podstawie ustalono wymaganą nośność wewnętrzną i zewnętrzną mikropala. Przyjęto zastosowanie mikropali TITAN 103/78 i TITAN 103/51.

Pomimo zastosowania dość bezpiecznych założeń na etapie obliczeń analitycznych, dla których uzyskano poprawne od strony obliczeniowej rozwiązanie, zdecydowano się wykonać zaawansowane, przestrzenne modelowanie numeryczne. Modelowanie miało na celu „prześwietlenie” fundamentu mikropalowego i dostarczenie informacji niedostępnych w toku projektowania klasycznego. W szczególności chodziło o ocenę utwierdzenia mikropali, ryzyka ich wybożenia oraz określenie poziomu spodziewanych przemieszczeń całego fundamentu. Modelowanie numeryczne 3D potraktowano zatem jako instrument badawczy, pozwalający zarazem zweryfikować słuszność postępowania na etapie obliczeń analitycznych.

Przeprowadzone obliczenia numeryczne pozwoliły na ocenę wpływu

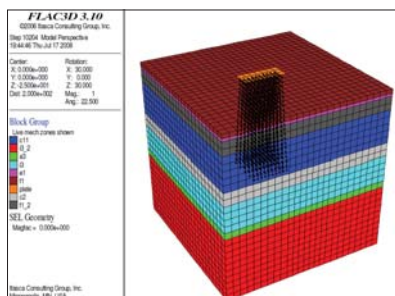
Tab. 1 | Obliczeniowe nośności mikropali

Obliczeniowe nośności mikropali [kN]											
Podpora	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Jezdnia wschodnia	1000	800	800	800	800	1400	1000	1000	1000	1000	1000
J e z d n i a zachodnia	1000	800	800	800	800	1400	1000	1000	1000	1000	1000

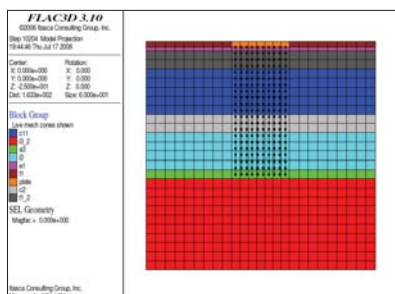
Tab. 2 | Rozpatrywane warianty obciążenia

Nazwa w opracowaniu	Wariant	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
W0	ciężar własny	0	0	5468.96	0	0
W1	Rz_min	-1173	258	11300	-3113.7	-16011.5
W2	Rz_max	1639	32	15838	-52.8	22372.35
W3	Ry_min	1583	942	11820	-14034.3	21607.95
W4	Ry_max	1030	-633	15364	10470.45	14059.5
W5	Rx_min	1759	342	12456	-7728.3	24010.35
W6	Rx_max	-1288	50	14459	3838.5	-17581.2

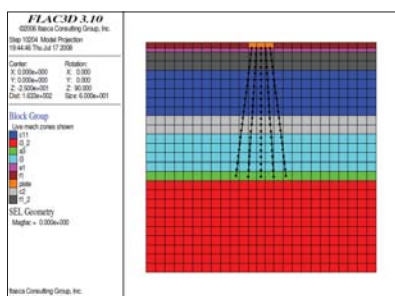
F_x, F_y, F_z – siły działające na fundament w kierunkach osi X, Y, Z; M_x, M_y – momenty gnące działające w kierunkach osi X, Y



Rys. 3.1 | Rzut aksonometryczny modelu numerycznego



Rys. 3.2 | Rzut modelu numerycznego w kierunku osi x



Rys. 3.3 | Rzut modelu numerycznego w kierunku osi y

rozpatrywanych schematów obciążeń na przemieszczenia i wyłączenie układu pali oraz ławy. Wszystkie obliczenia, dla potrzeb niniejszego opracowania, wykonano w oparciu o program Metody Różnic Skończonych FLAC 3D. W obliczeniach wycięto kostkę sześcienną gruntu o wymiarach 50 x 50 x 50 m, zbudowaną z ośmiu warstw gruntu. Tak określony obszar został przeliczony w celu zadania pierwotnego stanu naprężeń, a następnie wyzerowano przemieszczenia modelu wynikające z tego stanu. Kolejnym krokiem było zamodelowanie płyty fundamentowej o wymiarach 12,5 x 5,5 m oraz pali w postaci elementów strukturalnych typu pile. Elementy te zostały połączone z płytą betonową (stanowiącą dolny fragment fundamentu filara) za pomocą sztywnych łączników

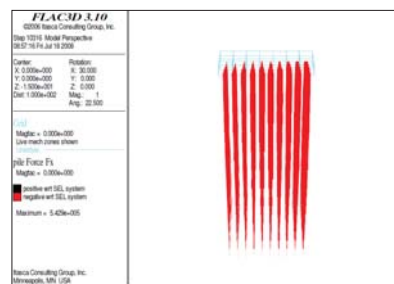
typu rigid, zarówno ze względu na obrót, jak i na przemieszczenia. Połączenia elementów strukturalnych z gruntem zostały zamodelowane w postaci sprężysto-plastycznych łączników działających w kierunkach normalnych oraz stycznych do osi pala. Tak przygotowany model został ponownie przeliczony, przyjmując jedynie obciążenie własne. Własności elementów palowych i parametry opisujące ich współpracę z podłożem gruntowym wykalibrowano precyzyjnie w oparciu o materiały dokumentacyjne (wyniki próbnych obciążeń dla mikropali tego samego typu w litologicznie identycznym podłożu) z zasobów firmy TITAN Polska. Do obliczeń przyjęto przemieszczeniowe warunki brzegowe, założono utwierdzenie we wszystkich kierunkach na dolnej płaszczyźnie kostki oraz utwierdzenie wzdłuż osi prostopadłych do odpowiednich płaszczyzn bocznych. Taki sposób przyjęcia warunków brzegowych najlepiej odpowiada warunkom współpracy fundamentu palowego z otaczającym go masywem gruntowym. Ze względu na specyfikę pracy konstrukcji, ława podpory może być poddana oddziaływaniu zmiennych obciążeń. Obliczenia przeprowadzono dla wariantów obciążenia zebranych w tabeli 2.

Rzut aksonometryczny modelu numerycznego został przedstawiony na rysunku 3.1, zaś rzuty z obu kierunków poziomych na rysunkach 3.2 i 3.3. Widać na nich wyraźnie przyjęte warunki gruntowe oraz geometrię zainstalowanych mikropali.

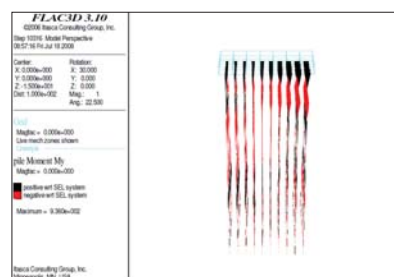
Na rysunkach 4.1–4.4 przedstawiono wyniki obliczeń w postaci wykresów sił i momentów w palach oraz map przemieszczeń i odkształceń gruntu w otoczeniu ławy i mikropali dla wariantu 4.

Ciąg dalszy artykułu w kolejnym numerze.

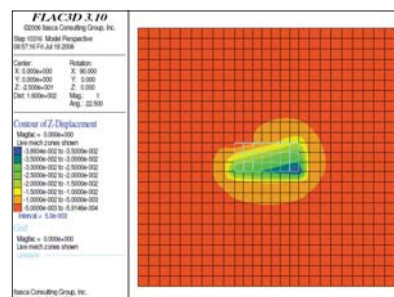
Artykuł pierwotnie opublikowany jako referat w materiałach konferencyjnych „Podłoża i fundamenty budowli drogowych”.



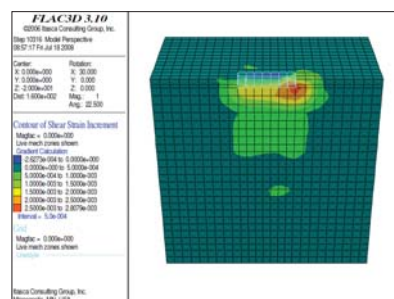
Rys. 4.1 | Wykres sił pionowych w palach



Rys. 4.2 | Wykres momentów gnących w kierunku osi y w palach



Rys. 4.3 | Mapa przemieszczeń pionowych, widok z góry



Rys. 4.4 | Mapa odkształceń postaciowych w przekroju wzdłuż dłuższej osi symetrii ławy



TITAN POLSKA sp. z o.o.
ul. Miłkowskiego 3/702
30-349 Kraków
tel. +48 12 636 61 62
fax +48 12 267 05 25
biuro@titan.com.pl
www.titan.com.pl