

mgr inż. Maciej Szczygieski¹⁾
ORCID: 0000-0002-1166-6823

Case study of unconventional railway viaduct foundation with CDMM panels

Niekonwencjonalne wykorzystanie paneli CDMM do posadowienia estakady kolejowej

DOI: 10.15199/33.2025.06.04

Abstract. Soil – cement mix panels executed with continuous deep mass mixing technology CDMM (*Continuous Deep Mass Mixing*) are a technique employed in the foundation of viaduct, bridges, culverts and animal crossing supports, and abutments. Typically this kind of solution assume no connection between abutment and soil-cement mix panels, as such application is very limited when there are excessive horizontal forces. The solution where railway viaduct abutment is connected with panels by a special connectors in form of micropiles is presented in the paper. Ultimate and serviceability limit states are verified with numerical simulations. It is shown that CDMM technology can be an alternative for traditional piling foundations. In presented application it was also possible to avoid some specific execution problems by limiting the depth of the foundation.

Keywords: trenchmixing; foundation; ground improvement; geotechnical design.

Streszczenie. Panele gruntobetonowe wykonywane w technologii ciągłego wgłębnego mieszania gruntu CDMM (*Continuous Deep Mass Mixing*), to rozwiązanie stosowane do posadowienia obiektów inżynierskich, takich jak mosty i wiadukty drogowe, przepusty oraz przejścia dla zwierząt. Zwykle tego typu posadowienie oznacza brak trwałego połączenia obiektu z gruntobetonem, a co za tym idzie nie sprawdzają się w przypadku, gdy duże obciążenia poziome mogą doprowadzić do przesunięcia bądź obrócenia się konstrukcji. W artykule przedstawiono rozwiązanie do zastosowania w tego typu sytuacjach na przykładzie posadowienia estakady kolejowej na panelach gruntobetonowych połączonych z podpórmi obiektu za pomocą łączników systemowych (mikropali). Stany graniczne nośności i użytkowania sprawdzono na drodze symulacji numerycznych. Wykazano, że technologia CDMM może stanowić alternatywę tradycyjnych rozwiązań posadowień palowych, a w analizowanym przypadku pozwala uniknąć dodatkowych problemów wykonawczych dzięki zmniejszeniu głębokości posadowienia.

Słowa kluczowe: trenchmixing; fundamenty; wzmocnienie podłoża; projektowanie geotechniczne.

The choice of foundation technology is determined by the geotechnical parameters of the subsoil, the nature and magnitude of the loads, as well as factors related to the investment's surroundings, such as terrain topography and the proximity of buildings and infrastructure facilities. This article analyzes the foundation of the E4 railway viaduct constructed as part of the modernization of the E30 railway line on the Kraków Główny Towarowy – Rudzice section in 2021. The project involved the construction of a new viaduct in connection with the addition of tracks for the suburban railway line. The viaduct was located in the immediate vicinity of the „Kraków – Zabłocie” railway station, resulting in its foundations overlapping with the foundations of the existing station building (Figure 1). The viaduct was designed as a single-track, multi-span structure with a prestressed concrete beam superstructure. The viaduct supports were designed as massive, monolithic reinforced concrete elements. The end supports were designed as conventional abutments with wing walls, while the intermediate supports took the form of rectangular columns with rounded edges and widened heads forming bearing caps. The original design assumed foundation on bored piles

Wybór technologii posadowienia zależy od parametrów geotechnicznych podłoża, natury i wielkości obciążeń, a także czynników związanych z otoczeniem inwestycji, takich jak ukształtowanie terenu czy sąsiedztwo budynków oraz obiektów infrastrukturalnych. W artykule analizowano posadowienie estakady kolejowej E4 wykonywanej w 2021 r. w ramach modernizacji linii E30 na odcinku Kraków Główny Towarowy – Rudzice. Projekt zakładał realizację nowej estakady w związku z dobudową torów linii aglomeracyjnej. Estakada usytuowana została w bezpośrednim pobliżu stacji kolejowej „Kraków – Zabłocie” i w efekcie fundamenty w swoim obrysie stykały się z fundamentami istniejącego budynku stacji (rysunek 1). Estakada została zaprojektowana jako jednotorowa, wieloprzęsłowa o konstrukcji belkowej, wykonanej z betonu sprężonego. Podpory estakady zaprojektowano jako masywne, żelbetowe, monolityczne, podpory skrajne jako klasyczne przyczółki ze ścianą boczną, a podpory pośrednie w formie zaokrąglonych na krawędziach słupów prostokątnych z poszerzoną głowicą tworzącą ławę podłożyskową. Projekt pierwotnie przewidywał posadowienie na palach fundamentowych o długości 15 – 17 m. Pale skrajne miały zostać odchylone w kierunku istniejących budynków, dlatego też maszt palow-

¹⁾ AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami; szczygieski@agh.edu.pl

with lengths ranging from 15 to 17 meters. The end piles were to be inclined toward existing buildings – the piling rig mast had to be tilted due to a conflict with an existing structure. The foundation depth was determined by the geotechnical stratigraphy. The top 8 meters consisted of non-cohesive soils, ranging from loose to very dense, underlain by stiff to hard cohesive clays. Due to the relatively thin layer of non-cohesive soils – unusual for pile foundations – virtually the entire bearing capacity of the piles was derived from the clays. The proposed solution presented both construction and design challenges. Operating a piling rig with a tall mast directly adjacent to the railway station building would be difficult. Moreover, the inclined piles conflicted with the existing foundation elements of the station structure. The foundation levels of the existing and the new structures were the same, making it necessary to assess the impact of installing new piles on the performance of the existing structure. Additionally, the lack of mobilization of the stiff and load-bearing layer of very dense non-cohesive soils was considered inefficient – the thickness of this layer was insufficient to provide the required bearing capacity for foundation piles. As an alternative, foundation using CDMM (*Continuous Deep Mixing Method*) panels was proposed. A longitudinal section of the viaduct, including the proposed foundation solution, is shown in Figure 2.

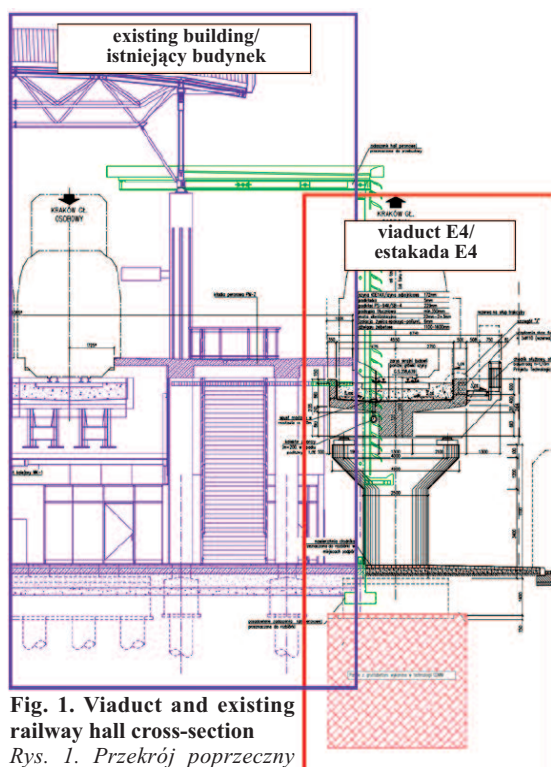


Fig. 1. Viaduct and existing railway hall cross-section
Rys. 1. Przekrój poprzeczny przez estakadę i halę dworca kolejowego

nicy musiał zostać odchylony ze względu na kolizję z istniejącym budynkiem. Głębokość posadowienia determinowana była przez układ warstw geotechnicznych. Pierwsze 8 m to grunty niespoiste w stanie od luźnego do bardzo zagęszczonego, a niżej zalegają ły twarde plastyczne i zwarte. Niewielka, jak w przypadku posadowienia na palach, miąższość warstw niespoistych powodowała, że niemal całą nośność pali uzyskano w łąch. Opisane rozwiązanie generowało problemy zarówno wykonawcze, jak i projektowe. Wyzwaniem byłoby operowanie palownicą o wysokim maszcie bezpośrednio przy budynku stacji kolejowej. Ponadto odchylone pale skrajne wchodziły w kolizję z istniejącymi elementami posadowienia stacji kolejowej. Poziom posadowienia istniejącej konstrukcji i konstrukcji projektowanej był taki sam. Należało również określić wpływ wykonania nowych pali na pracę istniejącej konstrukcji. Nieefektywny wydawał się brak mobilizacji sztywnej i nośnej warstwy bardzo zagęszczonych gruntów niespoistych – miąższość warstwy była niewystarczająca do uzyskania w niej wymaganej nośności pali fundamentowych. Jako alternatywę zaproponowano posadowienie na panelach CDMM (*Continuous Deep Mixing Method*). Przekrój podłużny przez estakadę wraz z widocznym proponowanym rozwiązaniem posadowienia obiektu przedstawia rysunek 2.

wienia istniejącej konstrukcji i konstrukcji projektowanej był taki sam. Należało również określić wpływ wykonania nowych pali na pracę istniejącej konstrukcji. Nieefektywny wydawał się brak mobilizacji sztywnej i nośnej warstwy bardzo zagęszczonych gruntów niespoistych – miąższość warstwy była niewystarczająca do uzyskania w niej wymaganej nośności pali fundamentowych. Jako alternatywę zaproponowano posadowienie na panelach CDMM (*Continuous Deep Mixing Method*). Przekrój podłużny przez estakadę wraz z widocznym proponowanym rozwiązaniem posadowienia obiektu przedstawia rysunek 2.

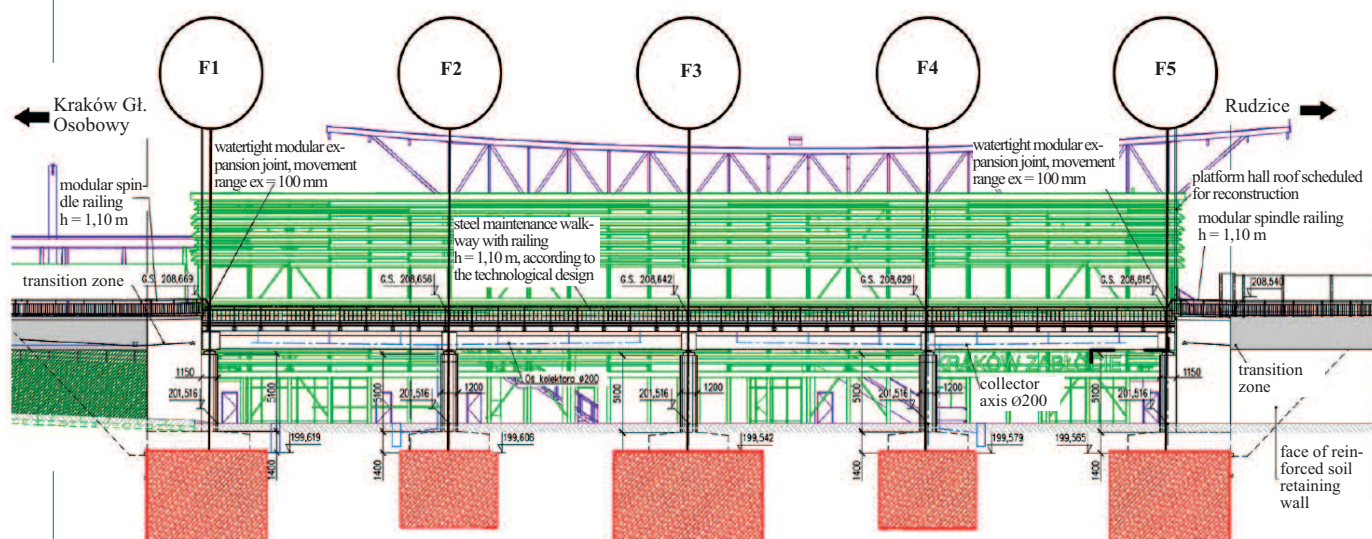


Fig. 2. Viaduct cross-section with the proposed foundation

Rys. 2. Przekrój podłużny przez estakadę wraz z proponowanym sposobem posadowienia

Proposed Solution and Design Approach

CDMM (Continuous Deep Mixing Method) is one of the methods used for soil ground improvement [1]. It belongs to a well-structured and well-documented group of wet deep soil mixing technologies [2], and is an alternative to the widely used DSM column technology in Poland [3]. In the CDMM method, the mixing tool is a special chain-mounted blade equipped with cutting teeth. Mixing occurs along the entire depth of the inserted blade, and the high mixing energy results in a homogeneous soil–cement mass with consistent strength parameters. As the machine with the rotating chain moves forward, it forms a continuous soil–cement panel in the ground. For the foundation of engineering structures, intersecting panels can be used to create spatial grid-like systems [4 ÷ 6]. For structures generating high loads on the foundation, a configuration of adjacent panels can also be applied, forming a monolithic soil – cement block.

Foundation Structure. Due to the magnitude and nature of the loads – including high vertical forces and bending moments – it was decided that the viaduct supports would be founded on CDMM panels formed as monolithic soil – cement blocks with depths of 5 and 6 meters. This ensured that the foundation base was entirely located within non-cohesive soil layers, above the clay strata (Figure 1). The designed characteristic unconfined compressive strength of the CDMM panels was 3.2 MPa. A significant proportion of gravelly sand in the mixed soil, along with the need for interlocking panels to create a monolithic block – requiring multiple mixing passes in the same location – resulted in much higher actual strengths of around 5 MPa. One of the challenges encountered during the design phase was the occurrence of relatively high uplift forces (foundation rotation) at the viaduct abutments and at the central support with fixed bearings. For these supports, the foundations were anchored within the soil – cement blocks using steel bars inserted into drilled holes within the already constructed CDMM panels, and filled with cement grout. The installation method is similar to that used for foundation micropiles. The connection to the foundation structure was achieved using anchorage heads with bearing plates and system nuts. For this solution, it was necessary to verify the forces in the connecting elements to ensure that neither internal nor external load-bearing capacities of the anchors were exceeded – an analysis analogous to that used for micropiles. A total of 9 anchors were designed for supports F1 and F5, and 16 anchors for support F3. The anchors were 5.0 meters in length, with 4.4 meters embedded in the soil – cement block. The borehole diameter was 115 mm, and the load-bearing element consisted of solid steel bars with a diameter of 57.5 mm.

Another issue was the plastic yield of the soil at the foundation base. Stresses transferred from the support to the soil – cement block and then to the soil exceeded the soil's bearing capacity. This problem was resolved by increasing the reinforcement area – extending the CDMM panels beyond the footprint of the structure's supports. The reinforcement ratio, calculated as the ratio of the reinforced soil area to the support

Zaproponowane rozwiązanie i metody obliczeń

CDMM to jedna z metod wzmocnienia podłoża gruntowego [1]. Jest to technologia z dobrze ustrukturyzowanej i opisanej grupy wgłębnego mieszania gruntu na mokro [2], alternatywna do szeroko stosowanej w Polsce technologii kolumn DSM [3]. W technologii CDMM narzędziem mieszającym jest specjalny miecz z łańcuchem, na którym zamontowane są zęby skrawające. Mieszanie odbywa się na całej długości zagłębionego miecza, a duża energia mieszania powoduje uzyskanie jednorodnej masy gruntobetonowej o stałych parametrach wytrzymałościowych. Po zagłębieniu maszyna z pracującym łańcuchem przemieszcza się, tworząc w gruncie ciągły panel gruntobetonowy. W przypadku posadowień obiektów inżynierskich stosować można układy przecinających się paneli gruntobetonowych tworzących przestrzenne konstrukcje – ruszty [4 ÷ 6]. Przy obiektach generujących duże oddziaływania na fundament można również wykonać układ stykających się paneli tworzących monolityczny blok gruntobetonu.

Konstrukcja posadowienia. Ze względu na wartość i charakter oddziaływań (dużych sił pionowych i momentów zginających) zdecydowano, że podpory estakady posadowione będą na panelach CDMM w postaci monolitycznych bloków gruntobetonowych o głębokości 5 i 6 m. Dzięki temu podstawa posadowienia znalazła się w całości w warstwach gruntów niespoistych, powyżej warstw ilów (rysunek 1). Projektowana charakterystyczna wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie paneli CDMM wyniosła 3,2 MPa. Znaczny udział pospółek w objętości mieszanego gruntu oraz konieczność zacinania się paneli, aby utworzyć monolityczny blok, a co za tym idzie wielokrotne wymieszenie gruntu z cementem w jednej lokalizacji spowodowało, że docelowo uzyskano znacznie większą wytrzymałość na poziomie ok. 5 MPa.

Jednym z problemów na etapie projektowania było wystąpienie względnie dużych sił odrywających (obróć fundamentu) na przyczółkach estakady i na podporze środkowej o łożyskach nieprzesuwnych. W przypadku tych podpór zaprojektowano zakotwienie fundamentów w blokach gruntobetonowych za pomocą żerdzi stalowych zagłębionych w otworach wierconych w już wykonanych panelach CDMM i wypełnionych zaczynem cementowym. Technologia ich wykonania jest podobna jak mikropali fundamentowych. Powiązanie z konstrukcją fundamentu odbywa się za pomocą głowic z płyt oporowych i nakrętek systemowych. W przypadku takiego rozwiązania należało zweryfikować wartości sił w elementach łączących, sprawdzając, czy nie zostały przekroczone warunki nośności wewnętrznej i zewnętrznej łącznika. Zaprojektowano 9 zakotwień na podporach F1 i F5 oraz 16 zakotwień na podporze F3. Zakotwienia miały długość 5,0 m, z czego 4,4 m zatopione jest w bloku z gruntobetonu. Średnica otworu wiertniczego to 115 mm, a jako element nośny zastosowano żerdzie z prętów pełnych o średnicy 57,5 mm.

Kolejnym problemem było uplastycznianie się gruntu w podstawie posadowienia – naprężenia przekazywane z podpory na blok gruntobetonu i następnie na grunt były większe niż nośność gruntu. Ten problem rozwiązano przez zwiększenie powierzchni wzmocnienia, wyciągając panele poza obrys fundamentów podpór obiektu. Stopień wzmocnienia liczony jako stosunek powierzchni wzmacnianego gruntu do

area, amounted to 143% for the abutments and 200% for the central intermediate support. As a result, the loads were distributed over a larger area, reducing stress levels. This approach allowed for a reduction of soil stress to levels compliant with the requirements of Polish standards [7]. The soil layer configuration and the foundation scheme using CDMM panels for the intermediate support of the viaduct are shown in Figure 3.

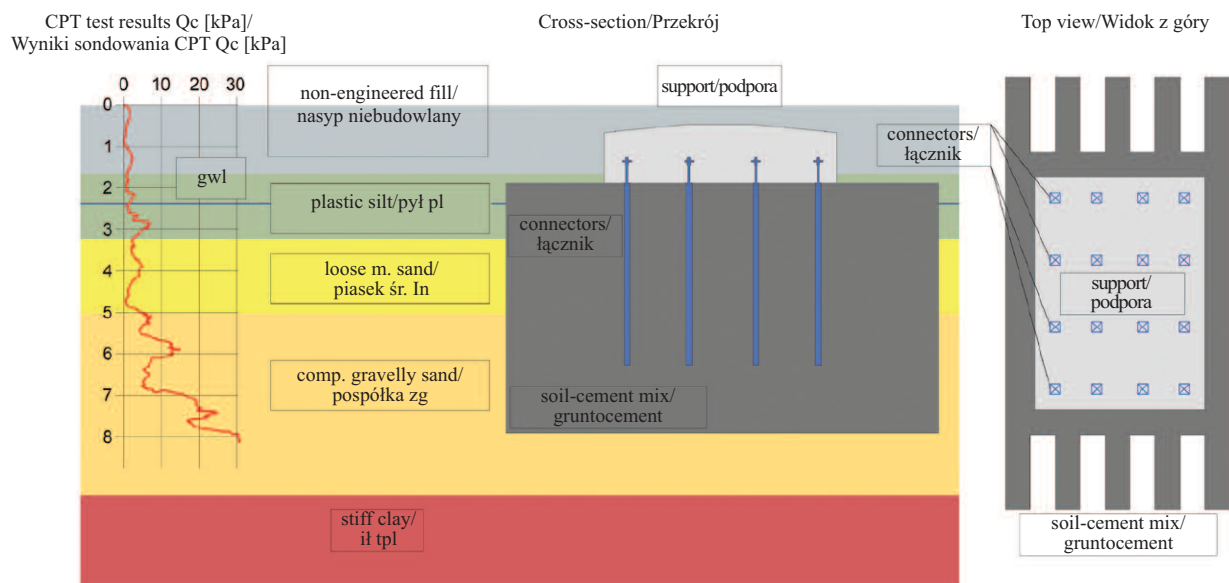


Fig. 3. Soil layers and proposed solution for F3 pillar foundation of the viaduct

Rys. 3. Warunki gruntowe i zaproponowane rozwiązanie posadowienia podpory F3 estakady

Calculations. The analyses enabling the design of this type of foundation were carried out using numerical simulations. Calculations were performed in FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*), a software dedicated to numerical modeling in geotechnical and rock mechanics problems. The computations are based on the finite difference method using an explicit calculation scheme. The three-dimensional models accounted for the interaction of the entire system – support, foundation, and soil. Complex load cases, the shape of the reinforcement, and the elements connecting the support to the panels were directly modeled. An advanced constitutive soil model with nonlinear stiffness and two failure criteria (plastic – hardening model) was used to represent the soil. For the soil – cement material, a linear elastic model with a Coulomb – Mohr failure criterion was applied. The supports were modeled using a linear elastic model, and the anchoring elements were represented as one-dimensional structural elements – beams. The parameters of the individual components used in the numerical model are summarized in Table 1.

During the calculations, displacements within the mesh of selected elements representing the support were monitored. The termination criterion for the analysis was either the absence of displacement increments at all mesh points or the exceedance of a predefined displacement limit of 10 cm – in which case, the model was deemed unstable.

Separate calculations were performed for verifying the ultimate limit states (ULS) and the serviceability limit states (SLS). Material and load factors appropriate for each case

powierzchni podpory wyniósł 143% w przypadku przyczółków i 200% – środkowej podpory pośredniej. Dzięki temu rozłożono oddziaływania na większej powierzchni gruntu i w konsekwencji zmniejszono naprężenia. Zabieg ten pozwolił na zmniejszenie wyłączenia gruntu do poziomu spełniającego wymagania Polskich Norm [7]. Układ warstw gruntu i schemat posadowienia na panelach CDMM podpory pośredniej estakady pokazano na rysunku 3.

Obliczenia. Analizy pozwalające na zaprojektowanie takiego posadowienia prowadzono z wykorzystaniem symulacji numerycznych. Obliczenia wykonano w programie FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*), wykorzystującym modelowanie numeryczne przeznaczone do wykonywania analiz zagadnień z geotechniki i mechaniki skał. Obliczenia w tym programie wykonywane są wg metody różnic skończonych w jawnym schemacie obliczeń. W trójwymiarowych modelach uwzględniono pracę całego układu podpora – posadowienie – grunt. W sposób bezpośredni odwzorowano złożone przypadki obciążenia, kształt wzmocnienia i elementy łączące podporę z panelami. Do opisu gruntu zastosowano zaawansowany model konstytutywny z nieliniową sztywnością i dwoma kryteriami zniszczenia (model plastic – hardening). Do opisu gruntobetonu wykorzystano liniowo-sprężysty model z kryterium zniszczenia Coulomba – Mohra. Podpory odwzorowano modelem liniowo-sprężystym, a łączniki systemowe za pomocą jednowymiarowych elementów strukturalnych (belek). Parametry poszczególnych elementów modelu numerycznego zestawiono w tabeli 1.

W ciągu obliczeń monitorowano przemieszczenia w siatce wybranych elementów odwzorowujących podporę. Kryterium przerwania obliczeń był brak przyrostu przemieszczeń wszystkich punktów w siatce lub przekroczenie brzegowej wartości przemieszczeń ustalonej na 10 cm. W takim przypadku model uznawano za niestabilny.

Oddzielnie wykonano obliczenia w celu sprawdzenia stanów granicznych nośności i stanów granicznych użytkowania.

Table 1. Model parameters (characteristic values)

Tabela 1. Parametry charakterystyczne elementów modelu

Name/Nazwa	State/Stan	Constitutive model/Model konstytutywny	Density [kg/m ³]/Gęstość objętościowa [kg/m ³]	E50 [MPa]	Eur [MPa]	Young module [MPa]/Moduł Younga [MPa]	Cohesion [kPa]/Spójność [kPa]	Friction deg/Kąt tarcia wewnętrzny [°]
CDMM panels/Panele CDMM	–	Mohr – Coulomb	1800			3 800	1600,0	0
Support/Podpora	–	elastic/sprężysty	2500			30 000		
Non-engineered fill/Nasyp niebudowlany	–	plastic – hardening	1600	2,9	8,8		0,0	33,0
Silt/Pył	plastic/pl		1900	6,5	19,6		5,0	29,0
Medium sand/Pasek średni	loose/ln		1800	18,0	54,0		0,0	32,0
Gravelly sand/Pospółka	comp. acted/zg		1800	42,0	126,0		1,0	37,0
Clay/Ił	stiff/tpl		2000	27,0	81,0		5,0	27,0

were applied. For the ULS, the following conditions were checked: global equilibrium (EQU), structural resistance (STR), and geotechnical resistance (GEO). For the SLS, the conditions for maximum total settlements and differential settlements between supports were verified.

The potential for support displacement was assessed by comparing the calculated horizontal forces with the frictional resistance between the support and the soil – cement block for supports F2 and F4 (supports without anchors). For supports F1, F3, and F5, where anchoring elements were used, the horizontal forces were compared with the shear strength of the steel bars forming the connectors.

To verify the internal failure limit state of the soil – cement structure (STR) [7], the maximum deviatoric stress values (equal to twice the shear stress) in the soil – cement were compared with its design compressive strength. The design compressive strength f_{cd} is determined based on the following relationship:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_m$$

where:

0,85 – reduction factor accounting for potential long-term effects leading to a decrease in the strength of the soil – cement material;

γ_m – the partial safety factor is assumed as $\gamma_m = 1,5$ for permanent and variable loads, and $\gamma_m = 1,3$ for exceptional loads.

This approach is based on German experience [8], but it is widely used and described in both international and domestic literature [9 ÷ 11].

The ultimate limit state of geotechnical resistance (GEO) [7] was assessed by comparing the stress-strength ratio (SSR) of the soil directly beneath the soil–cement panels, in accordance with the Coulomb – Mohr failure criterion. The condition for not exceeding the GEO limit state was that the SSR value had to be greater than the resistance factor used for assessing soil bearing capacity at the base of foundation piles, $\gamma_0 = 1,1$ in accordance with [8]. Calculations for the serviceability limit state were performed using characteristic values of long-term loading parameters. The load-bearing capacity of the connectors was verified in the same manner as for micropiles. Determining the unit shaft resistance of the connectors was problematic due to the limited availability of such parameters at the viaduct design stage. The design was based on a technical design guide provided by the micropile manufacturer [12], which recommended a characteristic unit shaft resistance value of 350 kPa for weathered rock and shale formations. Ongoing

Przyjęto współczynniki materiałowe i od oddziaływań odpowiednie dla liczonych wariantów. Sprawdzono warunek równowagi EQU, warunek nośności wewnętrznej konstrukcji STR i warunek nośności gruntu GEO w przypadku stanów granicznych nośności oraz warunek największego osiadania i różnicy osiadania między podporami w stanie granicznego użytkowania.

Możliwość wystąpienia przesuwu podpór sprawdzono, porównując wartość obliczeniowych sił poziomych z oporem tarcia między podporą a grutobetonem w przypadku podpór F2 i F4 (podpory bez łączników). W podporach F1, F3, F5, gdzie wykorzystano łączniki, siły przesuwające porównano z wytrzymałością na ścinanie stalowych żerdzi łączników.

W celu sprawdzenia stanu granicznego wewnętrznego zniszczenia konstrukcji grutobetonu [7], wartości maksymalnego naprężenia różnicowego (dwukrotność naprężenia ścinającego) porównano z wytrzymałością obliczeniową grutobetonu. Wytrzymałość obliczeniową na ściskanie f_{cd} wyznacza się na podstawie zależności:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_m$$

gdzie:

0,85 – współczynnik redukcji ze względu na potencjalne efekty długoterminowe, powodujące zmniejszenie wytrzymałości grutobetonu;

γ_m – częściowy współczynnik bezpieczeństwa; przyjmuje się $\gamma_m = 1,5$ do obciążeń stałych i zmiennych oraz $\gamma_m = 1,3$ do obciążeń wyjątkowych.

Takie podejście bazuje na doświadczeniach niemieckich [8], ale jest powszechnie stosowane i opisane w literaturze zarówno światowej, jak i krajowej [9 ÷ 11].

Stan graniczny nośności GEO [7] określono, porównując stopień wyężenia gruntu SSR (*stress-strength ratio*) bezpośrednio pod panelami z grutobetonu zgodnie z teorią Coulomba – Mohra. Warunkiem nieprzekroczenia stanu granicznego nośności GEO było uzyskanie wartości SSR większej od wartości współczynnika oporu gruntu u podstawy pali fundamentowych, czyli $\gamma_0 = 1,1$ zgodnie z [8]. Obliczenia w przypadku stanu granicznego użytkowania dotyczyły charakterystycznych parametrów obciążenia długotrwałego. Nośność łączników sprawdzono tak, jak nośność mikropali. Określenie jednostkowego oporu na pobocznicy łączników było o tyle problematyczne, że na etapie projektowania estakady nie było wiele informacji na temat tego typu parametrów. Posłużono się przewodnikiem projektowym producenta mikropali fundamentowych [12] i dobrano charakterystyczną wartość jednostkowego oporu na pobocznicy jak w przypadku zwietrzelin i łupków, czyli 350 kPa. Rozwijana w Chinach technolo-

development of pre-injected composite pile technology in China [13] has led to numerous publications between 2020 and 2024, in which the contact parameters between soil – cement and concrete were investigated [14, 15]. The research demonstrated that shaft resistance is linearly dependent on the compressive strength of the soil – cement material. The ratio of shaft resistance to compressive strength determined from laboratory model tests ranged from 0.12 to 0.16. For the viaduct design assumptions, this ratio was 0.11, indicating that the adopted shaft resistance value was assumed with a safety margin.

Calculation results

The verification of limit state conditions was carried out for the most heavily loaded support – F3, which is the central pier of the viaduct equipped with fixed bearings. This configuration generated the highest bending moments at the foundation level. The calculation results and limit state verifications of the structure are presented in Table 2.

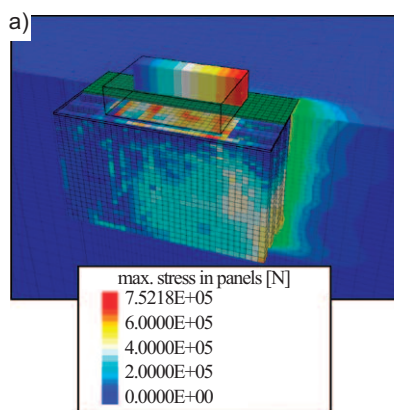
Table 2. Verification of limit states for F3 pillar

Tabela 2. Sprawdzenie warunków stanów granicznych podpory F3

Ultimate Limit State STR/Stan graniczny nośności STR			Ultimate Limit State GEO/Stan graniczny nośności GEO		
max. shear stress/maksymalne naprężenia ścinające	design strength/wytrzymałość obliczeniowa	ULS STR condition/warunek SGN STR	SSR	soil resistance factor/współczynnik oporu gruntu	ULS GEO condition/warunek SGN GEO
1,5 MPa	1,81 MPa	$1,50 < 1,81$	1,62	1,1	$1,62 > 1,10$
Serviceability Limit State SLS1 – max. settlements, SLS2 – max. differential settlement/ Stan graniczny użytkowania SGU1 – maksymalne osiadanie, SGU2 – maksymalna różnica osiadania					
Support/Podpora	settlement value/wartość osiadania	settlement diff. n-1/różnica osiadania n-1	settlement diff. n+1/różnica osiadania n+1	SLS1 condition/warunek SGU1	SLS2 condition/warunek SGU2
F3	15 mm	0 mm	1 mm	$15 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$	$1 \text{ mm} < 10,0 \text{ mm}$

The global stability (EQU) of the system was verified by analyzing the potential for displacement or rotation. The absence of displacement increments in the models under design parameters for the ultimate limit state (ULS) indicated equilibrium of the system and confirmed that the stability condition was satisfied. All ultimate and serviceability limit state requirements were met. Stress maps in the panels for the ULS and displacement maps for the support under the serviceability limit state (SLS) are shown on photography. The maximum shear stress in the panels obtained from the numerical analysis was 0.75 MPa, corresponding to a deviatoric stress of 1.50 MPa. This value was compared with the design compressive strength of the soil – cement material, which was 1.81 MPa. As the stress level was below the design strength, the ultimate limit state for the soil – cement structure was satisfied.

The SLS analysis



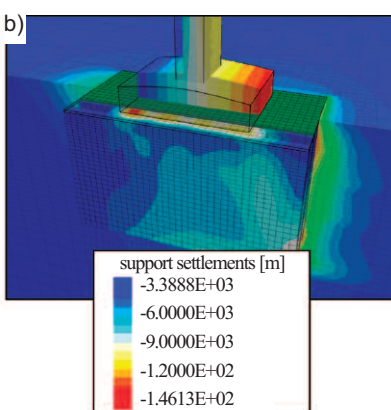
Numerical simulation – selection of results for F3 pillar: a) ULS results; b) SLS results
Obliczenia numeryczne – wybrane wyniki dotyczące podpory F3: a) wyniki SGN; b) wyniki SGU

gia preiniekowanych pali kompozytowych [13] zaowocowała m.in. wieloma publikacjami w latach 2020 – 2024, kiedy badano parametry kontaktu gruntuobetonu z betonem [14, 15]. Badania wykazały, że opór na pobocznicę zależy liniowo od wytrzymałości gruntuobetonu na ściskanie, a stosunek oporu do wytrzymałości, wyznaczony podczas modelowych badań laboratoryjnych, wyniósł 0,12 – 0,16. W przypadku założeń projektowych estakady stosunek oporu do wytrzymałości wynosi 0,11, co wskazuje, że wartość oporu została przyjęta w sposób bezpieczny.

Wyniki obliczeń

Sprawdzenie warunków stanów granicznych dotyczyło najbardziej wyťažonej podpory F3. Był to filar środkowy estakady o łożyskach nieprzesuwnych, co generowało największe momenty zginające w poziomie posadowienia. Wyniki obliczeń i sprawdzenie stanów granicznych konstrukcji przedstawiono w tabeli 2.

Stateczność EQU całego układu zweryfikowano, analizując możliwość przesuwu lub obrotu. Brak przyrostu przemieszczeń w modelach dla parametrów obliczeniowych stanu SGN świadczył o zachowaniu równowagi sił układu i spełnieniu warunku stateczności. Wszystkie warunki stanów granicznych nośności i użytkowania zostały spełnione. Mapy naprężenia w panelach w przypadku stanu granicznego nośności i mapy przemieszczeń podpory liczone w stanie granicznym użytkowania przedstawiono na fotografii. Maksymalna wartość naprężeń ścinających w panelach, jaką uzyskano podczas obliczeń numerycznych,



wyniosła 0,75 MPa. Przekłada się to na wartość naprężeń różnicowych 1,50 MPa i tę wartość porównano z wytrzymałością obliczeniową gruntuobetonu 1,81 MPa. Poziom naprężenie był niższy niż wartość wytrzymałości, co wskazuje na spełnienie stanu granicznego nośności konstrukcji gruntuobetonu. Obliczenia dotyczące stanu granicznego użyt-

indicated maximum vertical settlements of the support at 15 mm, which did not exceed the allowable settlement limit for the designed structure.

Another parameter requiring verification was the load-bearing capacity of the connectors. Axial forces in the structural elements obtained from numerical simulations were compared with the load-bearing capacity of the steel bar (internal capacity) and the interface strength between the cement grout and the soil – cement material (external capacity). The calculation results and the verification of connector capacity are presented in Table 3.

Table 3. Verification of limit states for connectors

Tabela 3. Sprawdzenie nośności łączników

Connector design parameters: design load E_d : 300 kN, Steel rod design capacity F_{yk} : 1740 kN, unit skin friction q_{sk} : 350 kPa, drill bit diameter: 115 mm, active shaft length: 3 m/Parametry łącznika do obliczeń: obciążenie obliczeniowe E_d : 300 kN; nośność obliczeniowa żerdzi F_{yk} : 1740 kN; jednostkowy opór na pobocznicy q_{sk} : 350 kPa; średnica koronki wiertniczej: 115 mm, długość aktywna pobocznic: 3 m	
internal capacity/nośność wewnętrzna	shaft capacity/nośność zewnętrzna
$R_{md} = \frac{F_{yk}}{\gamma_m} = \frac{1740 \text{ kN}}{1,15} = 1513 \text{ kN}$	$R_d = \frac{\pi \cdot d \cdot l \cdot q_{sk}}{\gamma_s \cdot \xi} = \frac{\pi \cdot 0,115 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 350 \text{ kPa}}{1,15 \cdot 1,08} = 305 \text{ kN}$
$E_d < R_{md}$ condition satisfied/ $E_d < R_{md}$ warunek spełniony	$E_d < R_d$ condition satisfied/ $E_d < R_d$ warunek spełniony

The presented ground improvement configuration is the result of multiple calculation iterations, during which the panel layout, their depth, spacing, and connector length were modified to satisfy the limit state conditions. The evolution of the solution is illustrated schematically in Figure 4. In the initial stage, the objective was to identify an optimal layout of soil – cement panels capable of carrying the design load level, assuming a soil – cement compressive strength of 2 MPa. When structural failure of the soil – cement elements (failure to satisfy ULS STR) still occurred with a reinforcement ratio of 100%, the required compressive strength was gradually increased. Structural stability was achieved at a strength of 3.2 MPa. At that point in the analysis, the support began to uplift and rotate relative to the soil – cement block, causing global instability – meaning the ULS EQU condition was not satisfied. Therefore, system connectors in the form of micropiles were introduced to ‘anchor’ the support to the soil – cement block. Once the STR and EQU conditions were fulfilled, plastic yield of the soil beneath the soil – cement block was observed. To reduce the stress transferred to the underlying soil, the reinforcement area was extended beyond the footprint of the foundation support. This modification allowed the design to meet the GEO ultimate limit state.

kowania wskazały na maksymalne osiadanie pionowe podpory na poziomie 15 mm. Wartość ta nie przekraczała maksymalnej wartości osiadania projektowanej konstrukcji.

Parametrem wymagającym sprawdzenia była też nośność łączników. Siły osiowe w elementach strukturalnych uzyskane podczas obliczeń numerycznych porównano z nośnością żerdzi stalowej (nośność wewnętrzna) i siłami na połączeniu między zaczynem cementowym a grunto-betonem (nośność zewnętrzna). Wyniki obliczeń i sprawdzenie nośności łączników przedstawiono w tabeli 3.

Przystawiona forma wzmocnienia podłoża jest efektem wielu iteracji obliczeń, podczas których układ paneli, ich głębokość oraz rozstaw i długość łączników były modyfikowane tak, aby spełnić warunki stanów granicznych. Schematycznie ewolucję rozwiązania przedstawiono na rysunku 4. W pierwszym etapie poszukiwano optymalnego układu paneli grunto-betonowych będących w stanie przenieść projektowany poziom obciążeń w przypadku założonej wytrzymałości gruntu-betonu 2 MPa. W przypadku układu, w którym stopień wzmocnienia wynosił 100% i nadal dochodziło do zniszczenia w elementach odwzorowujących grunto-beton (brak spełnienia SGN STR), zaczęto stopniowo zwiększać wymaganą wytrzymałość. Brak zniszczenia uzyskano przy wytrzymałości 3,2 MPa. Na tym etapie obliczeń podpora zaczęła się odrywać od grunto-betonu i obracać. Cały układ tracił stateczność, czyli niespełniony był warunek SGN EQU. Z tego powodu do konstrukcji wprowadzono łączniki systemowe w postaci mikropali „przypinające” podpórę do bloku grunto-betonu. Na etapie, gdy stan nośności STR i EQU był spełniony, grunt znajdujący się poniżej bloku grunto-betonowego zaczął się uplastyczniać. W celu zmniejszenia poziomu naprężeń przekazywanych na grunt zwiększono powierzchnię wzmocnienia poza obrys podpory fundamentowej. Takie rozwiązanie pozwoliło na spełnienie warunku SGN GEO.

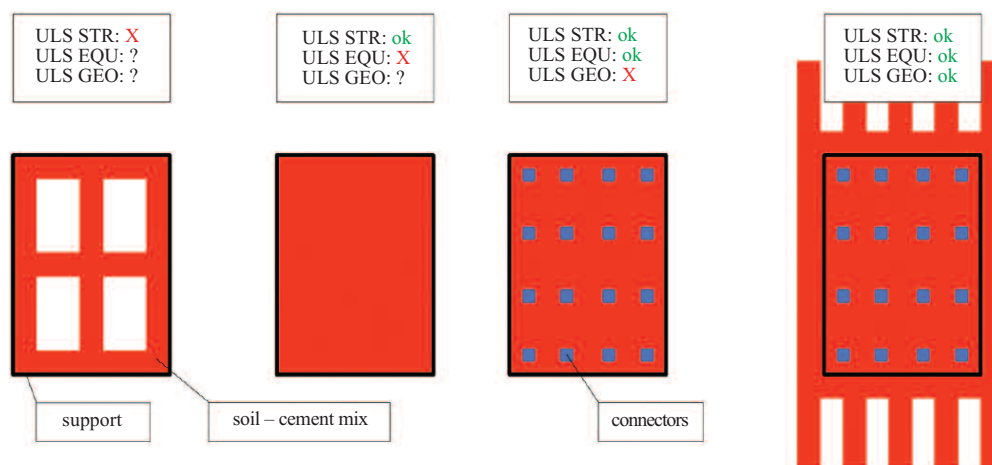


Fig. 4. Design iteration of the foundation structure for F3 pillar of the viaduct

Rys. 4. Iteracje projektowe rozwiązań konstrukcji posadowienia w przypadku podpory F3 estakady

At different stages of the design process, different limit states proved to be critical in terms of load-bearing capacity. This highlights the necessity of a comprehensive design approach, which – given the non-standard nature of the solution – would not have been possible without the use of numerical simulations.

Conclusions

The presented solution effectively eliminated the issues associated with the original design. It could be executed using equipment with lower mast heights, and the foundation level did not interfere with or impact the existing building foundations. The proper transfer of loads from the support to the soil – cement panels was ensured by connectors in the form of micropiles. The structure was founded within a layer of dense non-cohesive soils, and the required stress distribution in the subsoil was achieved by increasing the reinforcement area rather than the depth. This approach improved economic efficiency while maintaining the required safety and durability standards of the structure.

The foundation design was approved in October 2020, and foundation-related construction work commenced in January 2021. All foundation works were completed within 15 working days. Geodetic measurements and load tests confirmed that no limit states were exceeded. The structure was commissioned in June 2023 and has been in continuous operation since that time.

This conceptually complex project underwent verification and modification based on the results of numerical simulations. The three-dimensional models allowed for direct representation of the behavior of the entire system – structure, reinforcement, and soil – which made it possible to identify the most critical elements and modify them accordingly. The extensive conceptual and design phase ultimately led to the development of a simple, fast, and economically efficient solution for implementation during construction.

Received: 07.01.2025 r.

Revised: 03.03.2025 r.

Published: 24.06.2025 r.

Na różnych etapach różne stany graniczne były krytyczne z punktu widzenia nośności. Wskazuje to na konieczność kompleksowego podejścia do projektowania, które w przypadku tak niestandardowych rozwiązań nie byłoby możliwe bez wykorzystania symulacji numerycznych.

Wnioski

Przedstawiono rozwiązanie, które wyeliminowało problemy rozwiązania pierwotnego, mogło być wykonane maszynami o niższych masztach, a poziom posadowienia nie wchodził w kolizję i nie oddziaływał na posadowienie istniejących budynków. Odpowiednie przekazanie oddziaływań z podpory na panele gruntobetonowe zapewniły łączniki w postaci mikropali. Obiekt posadowiono w warstwie zagęszczonych gruntów niespoistych. Odpowiedni poziom wyteżenia gruntu uzyskano przez zwiększenie powierzchni, a nie głębokości wzmocnienia. Pozwoliło to na zwiększenie efektywności ekonomicznej z zachowaniem bezpieczeństwa i trwałości konstrukcji.

Projekt posadowienia został zatwierdzony w październiku 2020 r., a do prac związanych z posadowieniem przystąpiono w styczniu 2021 r. Prace te trwały 15 dni roboczych. Pomiary geodezyjne i próby obciążeniowe nie wykazały przekroczenia stanów granicznych. Obiekt oddano do użytkowania w czerwcu 2023 r. i od tego momentu jest w ciągłej eksploatacji.

Skomplikowany koncepcyjnie projekt podlegał weryfikacji i modyfikacji na podstawie wyników symulacji numerycznych. Trójwymiarowe modele pozwoliły na odwzorowanie wprost pracy całego układu konstrukcja – wzmocnienie – grunt. Dzięki temu stwierdzono, które elementy rozwiązania były najbardziej wyteżone i wymagały modyfikacji. Rozbudowana faza koncepcyjna i projektowa pozwoliła na opracowanie rozwiązania prostego, szybkiego i wydajnego ekonomicznie na etapie wykonawstwa.

Artykuł wpłynął do redakcji: 07.01.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 03.03.2025 r.

Opublikowano: 24.06.2025 r.

Literature

- [1] Kitazume M, Terashi M. The Deep Mixing Method. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2013.
- [2] Kitazume M. Quality Control and Assurance of the Deep Mixing Method. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2022.
- [3] Topolnicki M. Geotechnical design and performance of road and railway viaducts supported on DSM column – a summary of practice, in International Conference on Deep Mixing, San Francisco, Jun. 2015.
- [4] Sołtysik, R Brasse K, Tracz T, Zdeb T, Kańka S. Postęp w technologii wzmocniania gruntu z zastosowaniem kompozytów gruntobetonowych i fibrogruntobetonowych. Inżynieria i Budownictwo. 2021; vol. 77 nr 3: 351 – 355.
- [5] Mach A. Economic and environmental evaluation of TRENCHMIX technology and soil replacement. Materiały Budowlane. 2024. DOI: 10.15199/33.2024.09.06.
- [6] Piotr R, Magdalena R, Robert S, Szczygielski M. Zastosowanie technologii Trenchmixing do posadawiania obiektów inżynierskich i realizacji konstrukcji oporowych. Mosty. 022. [Online]. Available: <https://yadda.icm.edu.pl/baztech/element/bwmeta1.element.baztech-219b56f9-25ac-42e5-b5a0-ad63b18e8b14>.
- [7] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. 2008.

- [8] DIN 40932015 Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Herstellungsverfahren, Deep-Mixing – oder Injektions-Verfahren. 2015.
- [9] Denies N, Huybrechts N, Handbook – Soil Mix Walls: Design and Execution. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2018.
- [10] Topolnicki M. Zasady stosowania i projektowania wzmocnienia gruntu metodą wgłębnego mieszania na mokro (DSM). Inżynieria i Budownictwo. 2018; pp. 3–16, [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/346441825>.
- [11] Kanty P. Aspekty projektowania kolumn DSM pod obiektami mostowymi. Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie. 2017.
- [12] https://www.broszury.titan.com.pl/system-titan-przewodnik-projektowy-2021_11, System Titan – Przewodnik Projektowy.
- [13] Jin Zhou J, nan Gong X, hua Wang K, hong Zhang R, jia Yan J. Testing and modeling the behavior of pre-bored grouting planted piles under compression and tension. Acta Geotech. 2017. DOI: 10.1007/s11440-017-0540-6.
- [14] lin Yu J, jin Zhou J, nan Gong X, hong Zhang R. The frictional capacity of smooth concrete pipe pile–cemented soil interface for pre-bored grouted planted pile. Acta Geotech. 2023. DOI: 10.1007/s11440-023-01842-3.
- [15] Zhou J, Yu J, Gong X, El Naggar MH, Zhang R. The effect of cemented soil strength on the frictional capacity of precast concrete pile – cemented soil interface. Acta Geotech. 2020. DOI: 10.1007/s11440-020-00915-x.