

## Problemy posadowienia podpór mostu drogowego na palach prefabrykowanych

Dr hab. inż. Kazimierz Gwizdała, prof. PG, dr inż. Tadeusz Brzozowski

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Geotechniki, Geologii i Budownictwa Morskiego

Prefabrykowane pale wbijane stosowane są w budownictwie hydrotechnicznym bardzo często. Zwykle posadowienia realizowane są w trudnych warunkach gruntowych, w podłożu silnie uwarstwionym. Przykłady takich realizacji przedstawiono i omówiono szczegółowo między innymi w pracy [1]. Z bardzo zbliżoną problematyką spotykamy się przy projektowaniu i realizacji nabrzeży, pirsów, mostów i wiaduktów.

Przedmiotem artykułu jest przypadek posadowienia mostu drogowego zlokalizowanego w ciągu jednej z dróg krajowych. Podpory mostu zaprojektowano i posadowiono na prefabrykowanych palach wbijanych 0,4×0,4 m. Pomimo bardzo zbliżonych warunków gruntowych po obu stronach rzeki, pale pod przyczółkiem nr 2 wykazały zwiększone osiadania.

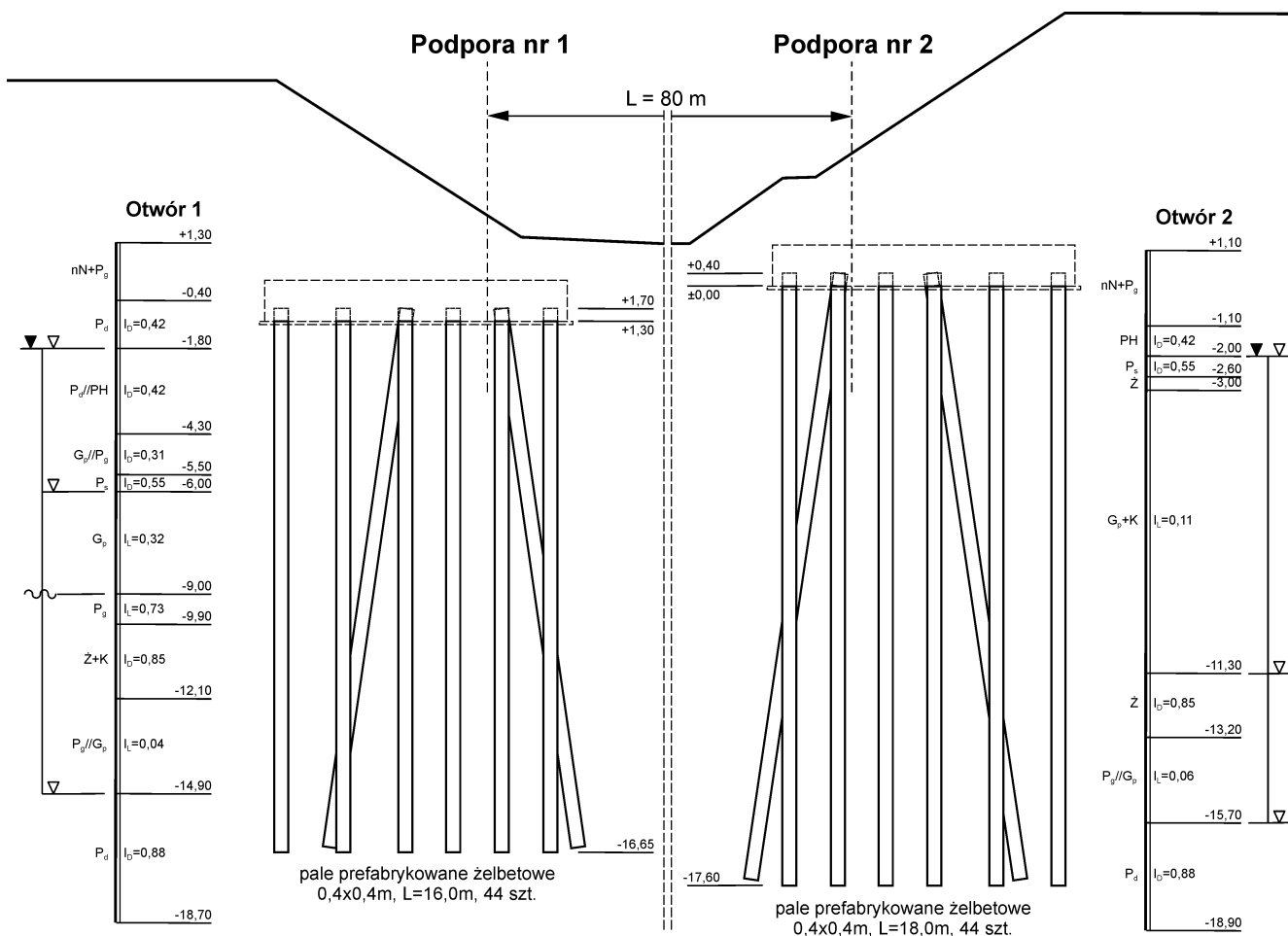
### CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU I WARUNKÓW GRUNTOWYCH

Obiekt jest jednoprzęsłowym mostem drogowym, o konstrukcji łukowej, którego podpory posadowiono na palach prefabrykowanych wbijanych. Rozpiętość przęsła między podporami wynosi 80 m. Projekt przewidywał posadowienie obu przyczółków na 44 palach prefabrykowanych 0,4×0,4 m. W podporze nr 1 zastosowano pale o długości  $L = 16,0$  m a w podporze nr 2 pale o długości  $L = 18,0$  m.

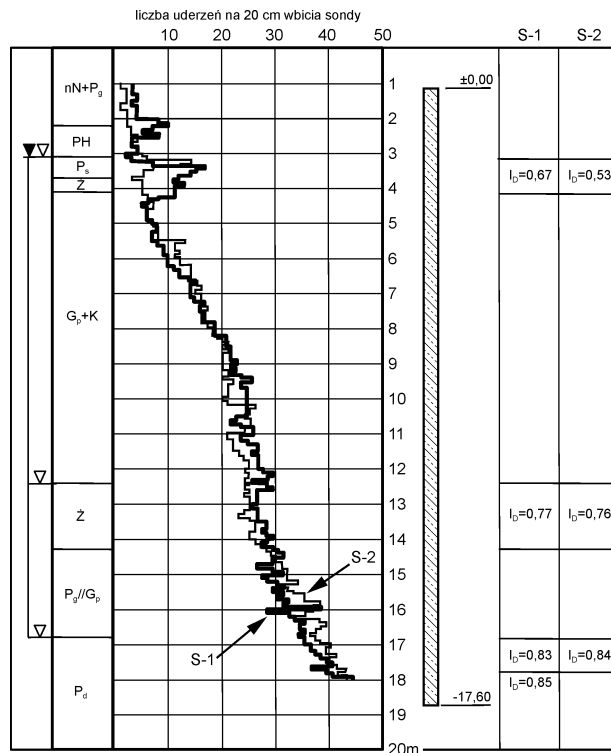
W trakcie wbijania pali, w podporze nr 2 zaobserwowano większe wpędy niż w podporze nr 1. Dodatkowo, wyniki statycznych i dynamicznych badań nośności pali potwierdziły mniejszą nośność pali w podporze nr 2, w porównaniu do nośności pali w podporze nr 1. W trakcie realizacji obiektu zdecydowano pod podporą 2 wykonać 8 dodatkowych pali prefabrykowanych 0,4×0,4 m o długości  $L = 24,0$  m. W związku z powyższym podporę posadowiono ostatecznie na 52 palach.

Przekroje geotechniczne wykorzystane w dokumentacji projektowej przedstawiono na rys. 1 i 2. Pod warstwą gleby i nasypów znajdują się na przemian grunty spoiste i niespoiste. Grunty spoiste reprezentowane są przez gliny piaszczyste oraz piaski gliniaste o różnym stopniu plastyczności ( $I_L = 0,73 \div 0,04$ ). Warstwy gruntów niespoistych zbudowane są z piasków drobnych, średnich oraz żwirów. Wraz z głębokością zalegania grunty niespoiste są coraz bardziej zagęszczone ( $I_D = 0,42 \div 0,88$ ). Podstawy pali prefabrykowanych zakończono w zagęszczonych piaskach drobnych. Można uznać, że warunki geotechniczne pod obydwoma podporami są bardzo podobne, a podstawy pali zagłębione są w gruntach niespoistych o identycznym zagęszczeniu.

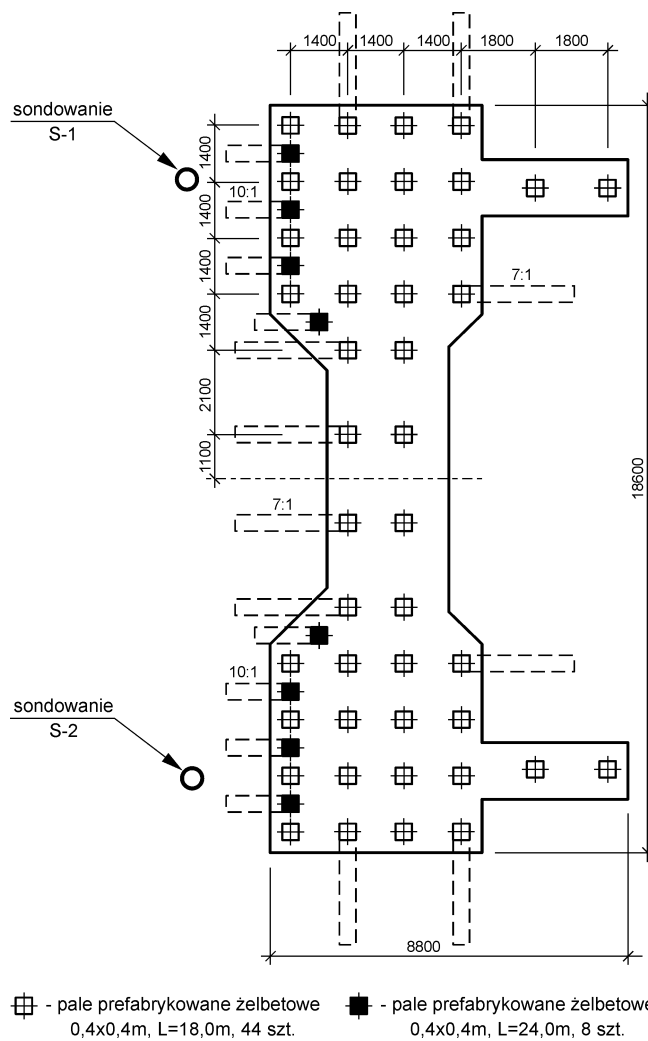
Zwierciadło wody gruntowej znajduje się na trzech poziomach. Pierwszy poziom nawiercony w okolicy lustra wody w rzece. Poziomy drugi i trzeci nawiercone w spągach gruntów spoistych ustabilizowały się również na poziomie lustra wody w rzece (około 3 m poniżej powierzchni terenu).



Rys. 1. Warunki posadowienia podpór według projektu pierwotnego



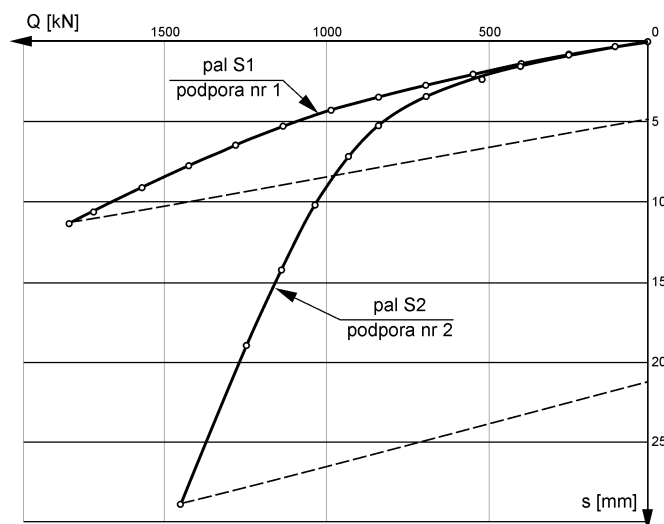
Rys. 2 Wyniki sondowań dynamicznych (SD-50) w rejonie podpory nr 2 po wykonaniu pali



Rys. 3 Plan palowania podpory nr 2 z lokalizacją sondowań dynamicznych i dodatkowych pali

## WYNIKI PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ STATYCZNYCH PALI

Dla analizowanego obiektu wykonano dwa próbne obciążenia statyczne pali po jednym na każdym z przyczółków. W pierwszej kolejności wykonano badanie pala S1 w podporze nr 1, a następnie pala S2 w podporze nr 2. Krzywe obciążenie-osiadanie przedstawiono na rys. 4. Nośność  $k \cdot N_c^0$  pala S1 (wg PN-83/B-02482) dla podpory nr 1 określono na około 1600 kN natomiast pala S2 w podporze nr 2 na około 600 kN.



Rys.4. Krzywe obciążenie osiadanie z próbnymi obciążeniami statycznymi

## WYNIKI BADAŃ DYNAMICZNYCH NOŚNOŚCI PALI

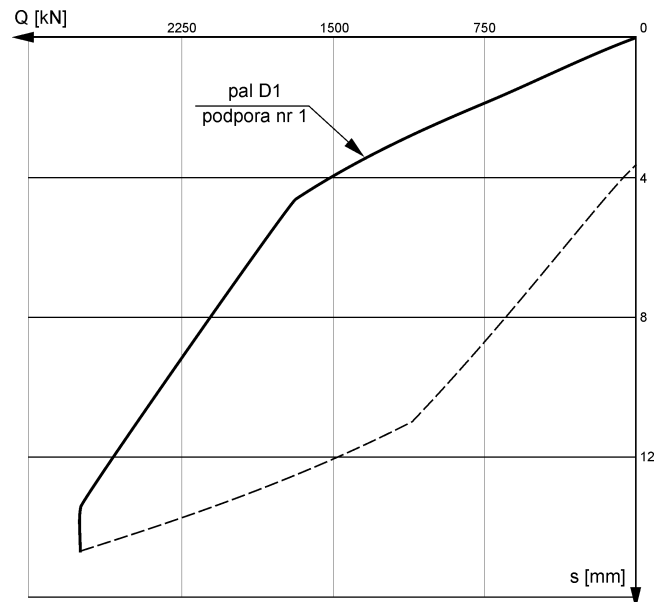
Oprócz próbnymi obciążeniami statycznymi, wykonano 2 badania dynamiczne pali. Interpretację badań dynamicznych uzyskano na podstawie analizy fali naprężeń. Dla obu pali wykonano analizę metodą bezpośrednią (CASE) oraz metodą pośrednią (CAPWAP).

W celu porównania wyników, w tabelicy 1 zestawiono nośności uzyskane z badań dynamicznych. Ponieważ wynikiem badań dynamicznych są nośności graniczne, a nie jak w przypadku obciążen statycznych nośność  $k \cdot N_c^0$  (porównywana z obciążeniem projektowym), określono wartość nośności dynamicznych  $N_D$  otrzymanych przez podzielenie wartości granicznych (RMX lub Total) otrzymanych z metod CASE i CAPWAP przez współczynnik 1,6. Krzywą obciążenie-osiadanie przedstawiono na rys. 5

Tablica 1. Zestawienie wyników próbnymi obciążeniami dynamicznymi pali

Pal / Podpora	Nośność graniczna z metody CASE (RMX)	Nośność graniczna z metody CAPWAP (Total)	Nośność pala z obciążenia dynamicznego $N_D = (RMX)/1,6$	Nośność pala z obciążenia dynamicznego $N_D = (Total)/1,6$
[–]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
D1 / 1	2751	2749	1719	1718
D2 / 2	1111*)	–	694*)	–

\*) – wartości nośności granicznej otrzymanej z badania dynamicznego pala nr D2/2 nie pozwalają na jednoznaczne określenie nośności  $N_D$  a wynik z interpretacji CAPWAP wskazuje na brak rozwiązania.



Rys.5. Krzywa obciążenie-osiadanie z badań dynamicznych

### OBLICZENIA NOŚNOŚCI PALI NA PODSTAWIE WPĘDÓW

Na podstawie pomierzonych oporów wbijania pali, zarejestrowanych w dziennikach wbijania oszacowano nośności wszystkich pali za pomocą wzoru dynamicznego. Zastosowano wzór duński (Sørensen i Hansena) na nośność dynamiczną pala:

$$N_d = \frac{\eta \cdot G \cdot h}{s + 0.5 \cdot s_0}, \quad [1]$$

gdzie:  $s_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot G \cdot h \cdot L}{EA}}$

- $\eta$  – współczynnik wydajności młota (w przypadku zastosowanego młota oraz pali pionowych i o niewielkim nachyleniu przyjęto  $\eta \approx 1$ ),
- $G$  – ciężar bijaka (przyjęto:  $G = 60$  kN, palownica Hitachi 125),
- $h$  – wysokość spadu bijaka,
- $s$  – średni wstęp pala od jednego uderzenia młota z ostatnich 20 cm wbijania,
- $L$  – długość całkowita pala,
- $EA$  – sztywność podłużna pala.

Obliczeniową nośność statyczną pala  $N_{td}$  otrzymano przez podzielenie nośności dynamicznej  $N_d$  przez współczynnik pewności  $k \approx 2.0$ :

$$N_{td} = \frac{N_d}{k}. \quad [2]$$

Dysponując jednocześnie wynikami próbnymi obciążeń statycznych dla każdej z podpór wyznaczono współczynnik cechowania  $p_c$ , według wzoru:

$$p_c = \frac{k \cdot N_c^0}{N_{td}} \quad [3]$$

oraz za pomocą współczynników cechowania określono nośności miarodajne pali  $N'_{td}$ :

$$N'_{td} = p_c \cdot N_{td} \quad [4]$$

Zbiorcze zestawienie wyników obliczeń nośności pali za pomocą przytoczonych wyżej wzorów dynamicznych wraz z podstawowymi danymi dotyczącymi oporów wbijania pali zamieszczono w tabelicy 2.

**Tabela 2. Nośności pali określone na podstawie wędów i obliczeń wzorami dynamicznymi**

Nr podpory		Długości pali <b>L</b>	Wysokość spadu młota <b>h</b>	Liczba uderzeń na ost. 20cm <b>n</b>	Nośność dynamiczna <b>N<sub>d</sub></b>	Nośność dynamiczna obliczeniowa <b>N<sub>td</sub></b>	Nośność z próbnego obciążenia <b>kN<sub>c</sub><sup>0</sup></b>	Współcz. cechowania <b>p<sub>c</sub></b>	Nośność obliczeniowa miarodajna <b>N'<sub>td</sub></b>	Suma nośności obliczeniowej pali <b>∑ N'<sub>td</sub></b>
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]
<b>1</b>	minimum	16.0	0.60	55	2743	1372	1611	0.893	1225	67637 kN
	średnio*)								1537*)	
	maksimum	16.0	0.90	66	3686	1843			1646	
	obc. statyczne	16.0	0.80	85	3607	1804			1611	
<b>2</b> (bez 8 pali dodatkowych)	minimum	18.0	0.90	17	2242	1121	600	0.37	415	22291 kN (bez 8 pali dodatkowych)
	średnio*)								506*)	
	maksimum	18.0	0.90	46	3239	1620			600	
	obc. statyczne	18.0	0.90	46	3239	1620			600	
<b>2</b> (z 8 palami dodatkowymi)	minimum	18.0	0.90	17	2242	1121	600	~ 0.80	415	32663 kN (z 8 palami dodatkowymi)
	średnio*)								628*)	
	maksimum	24.0	1.00	60	3273	1636			1309	
	obc. statyczne	18.0	0.90	46	3239	1620			600	

\*) – wartość średnia nośności pala otrzymana z obliczeń wzorami dynamicznymi dla wszystkich pali w podporze.

## ANALIZA WARUNKÓW NOŚNOŚCI

W celu spełnienia stanu granicznego nośności pojedynczego pala powinien być spełniony warunek normowy, wymagający aby obciążenie obliczeniowe  $Q_r$  przypadające na pal nie przekraczało nośności uzyskanej z badań statycznych lub dynamicznych. Warunki stanu granicznego dla badanych pali sformułowano poniżej:

- podpora 1 (warunki stanu granicznego nośności spełnione):

$$\text{pal nr 1S/1: } Q_{r\max} = 1043 \text{ kN} < k \cdot N_c^0 \cong 1600 \text{ kN,}$$

$$\text{pal nr 1D/1: } Q_{r\max} = 1043 \text{ kN} < N_D \cong 1700 \text{ kN,}$$

- podpora 2 (warunki stanu granicznego nośności niespełnione w stosunku do obciążeń pierwotnych – bez uwzględnienia pali dodatkowych):

$$\text{pal nr 1S/2: } Q_{r\max} = 1043 \text{ kN} > k \cdot N_c^0 \cong 600 \text{ kN,}$$

$$\text{pal nr 1D/2: } Q_{r\max} = 1043 \text{ kN} > N_D \cong 700 \text{ kN.}$$

W przypadku podpory nr 2 nośności określone na podstawie badań statycznych i dynamicznych były mniejsze od największego obliczeniowego obciążenia przypadającego na pojedynczy pal w podporze.

Obliczenia nośności pali na podstawie wpędów wzorem duńskim (Sörensen i Hansena) wykazują, podobnie jak próbne obciążenia, mniejszą nośność pali w podporze 2. Porównując sumę obciążeń pionowych na podporę z sumą nośności pali (uwzględniając pale dodatkowe, dla których przyjęto współczynnik cechowania  $p = 0,80$  gdyż wpędy tych pali zbliżone były do wpędów pali w podporze nr 1) wg tablicy 2 dla podpory 2 otrzymano:

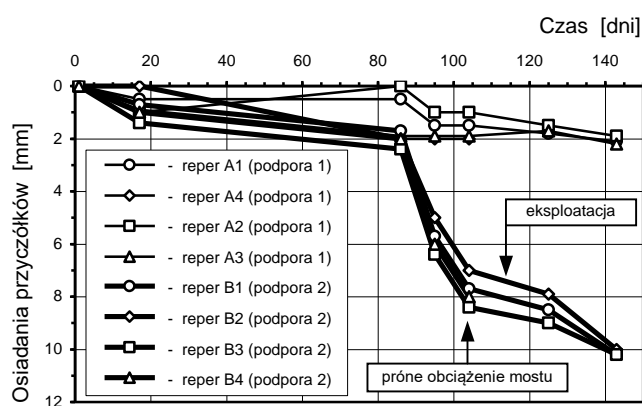
$$\Sigma V_{\text{rmax}} = 31060 \text{ kN} < \Sigma N'_{\text{td}} \cong 32600 \text{ kN},$$

Po wykonaniu pod podporą dodatkowych 8 sztuk pali w podporze nr 2 **spełniony jest globalny warunek nośności**.

### WYNIKI POMIARÓW PRZEMIESZCZEŃ PODPÓR

Pomiary osiadania podpór prowadzone w czasie próbnego obciążenia mostu nie wykazały znaczących przemieszczeń. Maksymalne wartości osiadania wynosiły 1,5 mm i zostały zmierzone dla przypadku, w którym pojazdy obciążające ustawiono w trzech kolumnach w pobliżu środka przęsła, bliżej podpory 2, oraz niesymetrycznie w stosunku do osi podłużnej mostu. Dodatkowo, były to przemieszczenia sprężyste.

Pomiary geodezyjne przemieszczeń reperów zamontowanych na przyczółkach wskazują, że od momentu kiedy zdjęto rusztowania podtrzymujące przęsło, osiadania podpory 2 są większe niż osiadania podpory 1. Dodatkowo przed próbnym obciążeniem mostu nastąpiło dalsze zwiększenie obciążeń na skutek wykonania nawierzchni na moście. Na rysunku 6 przedstawiono osiadania podpór w czasie.



Rys. 6 Wykres osiadań podpór mostu w czasie

## PODSUMOWANIE

Uwzględniając spełnienie warunku stanu granicznego dla całej podpory nr 2 przekazano obiekt do eksploatacji. Wykonano kontrolne monitorowanie osiadania podpór obiektu metodą niwelacji precyzyjnej i zalecono prowadzenie obserwacji długoterminowej.

W przypadku analizowanego mostu korzystne znaczenie ma również schemat statyczny. Most pracujący jak belka swobodnie podparta będzie mało wrażliwy na zwiększone osiadania jednego z przyczółków, tym bardziej, że jak wynika z pomiarów geodezyjnych, najprawdopodobniej rozpoczął się już proces stabilizacji osiadania podpory nr 2 (rys. 6).

Trudno jednoznacznie określić przyczynę zwiększonych osiadań pali wykonanych pod podporą nr 2. Warunki geotechniczne na obu brzegach rzeki przedstawione w dokumentacjach geotechnicznych są bardzo podobne, a podstawy pali zakończono w zagęszczonych gruntach niespoistych. Dodatkowo, po wykonaniu podpory, wykonano kontrolne badania sondą dynamiczną ciężką (rys. 2), które nie wykazują rozluźnienia gruntów w obrębie podstaw pali.

Z drugiej strony można założyć, że rzeczywiste warunki pod fundamentem podpory nr 2 różnią się od wykazanych w dokumentacjach, a pale zagłębione są w przewarstwieniu słabszego gruntu. Istnienie soczewki słabszego gruntu wydaje się jednym z możliwych wyjaśnień zaistniałej sytuacji.

Istotne znaczenie może mieć sama interpretacja badań geotechnicznych i ustalenie stanu gruntu w zależności od stosowanego sprzętu. Obecne tendencje słusznie zmierzają do stosowania metod bezpośrednich. Dotyczy to zarówno bezpośrednich korelacji wykorzystujących parametry z sondowań in situ (w tym zaangażowanie metod statystycznych), jak również procesu kontrolnego w czasie wykonawstwa fundamentów palowych, np.: dzienniki wbijania, próbne obciążenia statyczne, badania dynamiczne, wykorzystanie wzorów dynamicznych skorelowanych z badaniami statycznymi.

Dodatkowe, kontrolne badania podłoża mogłyby wyjaśnić powstały problem. Niniejszy przypadek może stanowić przestrożę dla inwestorów, a przede wszystkim wykonawców. Pytanie o przyczynę zwiększonych osiadań pozostaje w dalszym ciągu bez jednoznacznej odpowiedzi ...

## LITERATURA

[1]. K. Gwizdała, Kowalski J. R.: Prefabrykowane pale wbijane. Monografia, Politechnika Gdańska, 2005. 237 s.



### **Problemy posadowienia podpór mostu drogowego na palach prefabrykowanych**

Posadowienie mostu drogowego w ciągu jednej z dróg krajowych. Podpory mostu zaprojektowano i posadowiono na prefabrykowanych palach wbijanych. Pomimo bardzo zbliżonych warunków gruntowych po obu stronach rzeki, pale pod jednym z przyczółków wykazały zwiększone osiadania. Wykonana analiza dostępnych badań pali i podłoża nie pozwoliła jednoznacznie określić przyczyny zaistniałej sytuacji.