

Andrzej TEJCHMAN, Kazimierz GWIZDAŁA, Tadeusz BRZOZOWSKI,
Marcin BLOCKUS, Andrzej SŁABEK
Politechnika Gdańska

DYNAMICZNE BADANIA NOŚNOŚCI PALI WIERCONYCH

Streszczenie. Przedstawiono charakterystykę badań dynamicznych pali (DLT) w odniesieniu do wielkośrednicowych pali wierconych. Na przykładzie badań przeprowadzonych na kilku obiektach mostowych w Polsce omówiono zależność między wynikami próbnych obciążeń statycznych (SLT) oraz wynikami badań dynamicznych.

DYNAMIC LOAD TESTING OF BORED PILES

Summary. Characteristic of Dynamic Load Testing with reference to large diameter bored piles is presented. Relation between results of static load (SLT) and dynamic tests (DLT) are discussed based on a few examples of tested piles in several bridge structures.

1. Wprowadzenie

Metody badań dynamicznych, początkowo stosowane dla pali wbijanych, są obecnie powszechnie wykorzystywane na świecie również dla pali wierconych. W niniejszym artykule przedstawiono przykładowe badania dynamiczne nośności pali wykonane w kraju przez autorów pracy.

Metoda dynamicznego określania nośności pali w porównaniu do badań statycznych eliminuje konieczność montowania jakichkolwiek urządzeń kotwiących lub balastowych oraz umożliwia przeprowadzenie w ciągu jednego dnia kilku badań dynamicznych pali.

Metoda ta uznawana jest za porównywalną z badaniem statycznym umożliwiając ocenę nośności badanych pali. Potwierdza to szereg wykonanych na świecie porównań wyników uzyskanych z obu badań (np. [3, 4, 7, 8]).

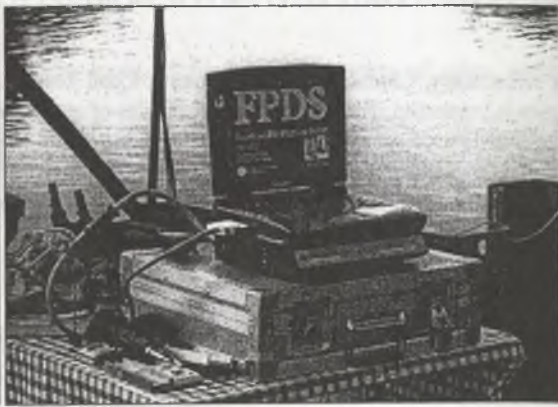
W większości przypadków badań dynamicznych pali wykonywanych na świecie zaleca się jednak wykonać jako korelacyjne przynajmniej jedno próbne obciążenie statyczne dla kilku przeprowadzonych prób dynamicznych (patrz również [16]).

Badanie dynamiczne polega na wykorzystaniu zjawiska rozchodzenia się fali naprężeń w pału podczas jego wbijania. W przypadku pała wykonywanego w gruncie badanie przeprowadza się po wykonaniu pała (zakończeniu okresu dojrzewania betonu). Uderzenie w głowicę młotem kafara lub innym ciężarem prowadzonym w prowadnicach wywołuje falę naprężeń.

Za pomocą czujników zamontowanych na głowicy pała (rys. 1) następuje pomiar przyspieszenia i naprężeń w głowicy pała. Przenośny komputer (przy współpracy ze specjalnie zaprojektowanym wzmacniaczem i przetwornikiem sygnałów) rejestruje dane (rys. 2). Wielkości zarejestrowane podczas uderzenia oraz charakterystyka podłoża opracowana na podstawie rozpoznanych wcześniej warunków gruntowych umożliwiają opisanie modelu analitycznego układu pał – grunt, za pomocą którego określa się nośność pała oraz ekwiwalentną do statycznej, zależność obciążenie – osiadanie. Szczegółowy opis podstaw teoretycznych oraz metod badań dynamicznych podany jest między innymi w pracach [1, 2, 6, 14].

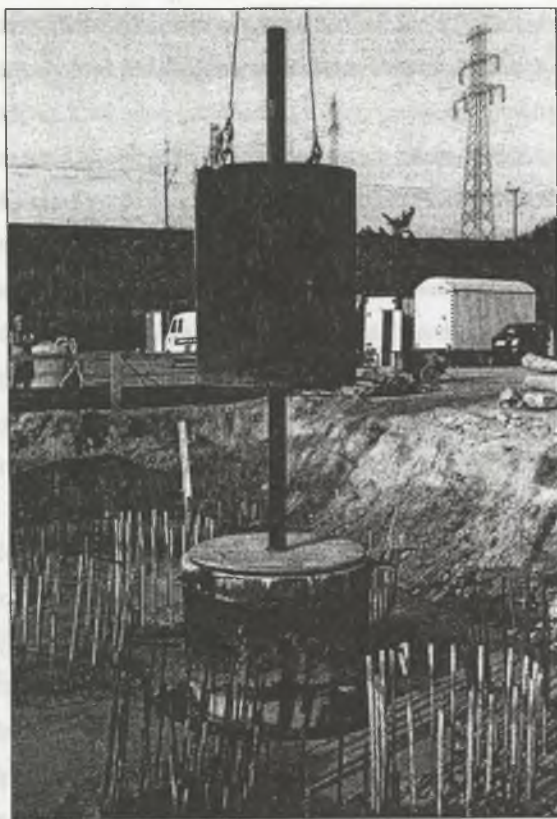


Rys. 1. Czujniki na głowicy pała
Fig. 1. Transducers on the pile top



Rys. 2. Komputer i wzmacniacz sygnałów
Fig.2. Computer and signal amplifier

Głównym elementem służącym do wywoływania fali naprężeń w pału wierconym jest bijak o ciężarze równym minimum $1 \div 2\%$ nośności pała. Wykonany jest on ze stali lub jednolitej bryły zbrojonego betonu w osłonie z rury stalowej (rys. 3). Bijak podnoszony jest za pomocą dźwigu (wiertnicy) zapewniającego swobodne jego uwalnianie. Pozwala to na bezwładne uderzenie w głowicę badanego pała. Prowadnica zamocowana do głowicy pała ma zapewnić centryczne uderzenie bijaka w pał.



Rys. 3. Badanie nośności pala wierconego ϕ 1200 mm. Bijak przygotowany do uderzenia
Fig. 3. Dynamic load test of bored pile 1200 mm diameter. Hammer before dumping

2. Modele analityczne stosowane w badaniach dynamicznych pali

Interpretację wyników badań dynamicznych wykonuje się za pomocą programów komputerowych opracowanych przy założeniu kilku różnych modeli układu pal-grunt.

Analizy, w których oddziaływanie gruntu modelowane jest jedynie pod podstawą pala i ewentualnie w dodatkowym punkcie na jego poboczniczy gruntu nazywamy **metodami bezpośrednimi**. Najbardziej popularnymi z nich są: metoda CASE (opracowana w Case Institute of Technology [9]), metoda IMPEDANCE oraz holenderska metoda TNO (Technical Netherlands Organization). Testy bezpośrednie wykorzystywane mogą być jedynie dla pali o jednorodnym kształcie i strukturze. Metody te są szczególnie wrażliwe na nieprawidłowy dobór prędkości rozprzestrzeniania się fali naprężeń, stałych tłumienia i sprężystości gruntu. Błędny dobór tych parametrów powoduje uzyskanie niepoprawnych wyników całego testu.

Pale o niejednorodnym kształcie i strukturze a w szczególności w złożonych warunkach gruntowych powinny być analizowane **metodami pośrednimi** umożliwiającymi o wiele lepsze odwzorowanie zarówno charakterystyki mechanicznej pala, jak i samego gruntu.

Pośrednie (rozszerzone) metody oceny nośności pali za pomocą modeli matematycznych i obliczeń iteracyjnych zostały rozwinięte w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku (metoda CAPWAP [10]). Holenderska metoda pośrednia, zwana TNODLT (wykorzystywana do interpretacji przez autorów artykułu), została wprowadzona w latach osiemdziesiątych [1, 8].

W metodach rozszerzonych, podobnie jak w metodach bezpośrednich, do analizy wykorzystuje się wykresy siły i prędkości w zależności od czasu otrzymane na podstawie pomiaru przyspieszenia i naprężenia w głowicy badanego pala. Jednowymiarowa teoria falowa pozwala na ocenę oporu gruntu i obliczenie reakcji pala na uderzenie młota (lub bijaka).

Rozprzestrzenianie się fali naprężenia w palu i przekazanie energii do gruntu oparte są na modelu numerycznym, w którym opór gruntu podzielono na statyczny i dynamiczny. Do opisu oporu statycznego gruntu przyjęto model sprężysto-plastyczny, natomiast opór dynamiczny reprezentuje lepki tłumik. Opór poboczniczy modelowany jest w punktach dyskretnych wzdłuż poboczniczy pala. Parametry modelu będące warunkami początkowymi są wstępnie przyjmowane na podstawie własności mechanicznych gruntu i pala.

Warunkiem granicznym numerycznego modelu układu pal-grunt jest prędkość w głowicy pala. W równaniach równowagi wykorzystuje się znajomość siły w głowicy pala. Przebieg zmienności tej siły w czasie odpowiada przebiegowi prędkości; dlatego mając zmierzoną jedną z tych wielkości można obliczyć drugą. Siła obliczona, zależna od parametrów oporu gruntu, może być porównana ze zmierzoną w czasie badania. Parametry modelu są dostosowywane w kolejnych iteracjach aż do najlepszego możliwego dopasowania pomiędzy krzywymi siły: obliczoną i pomierzoną. Analiza dynamiczna może być odwrócona przy wykorzystaniu pomiaru siły w głowicy pala jako warunku granicznego. Proces iteracyjny przeprowadza się wtedy do momentu jak najlepszego dopasowania krzywych prędkości (mierzonej i obliczonej).

Według [11] parametry oporu gruntu obliczone w powyższy sposób są reprezentatywne w odniesieniu do statycznego i dynamicznego zachowania się pala. Wynikiem przedstawionej analizy jest rozkład oporów na poboczniczy i pod podstawą pala. Otrzymane statyczne parametry gruntu są następnie wykorzystane do obliczenia przebiegu statycznego obciążenia pala i skonstruowania krzywej obciążenie-osiadanie w głowicy pala. Jest to zależność ekwiwalentna do krzywej obciążenie-osiadanie otrzymanej z obciążenia statycznego.

Zespół autorów artykułu do wykonywanych w Polsce badań DLT (Dynamic Load Test) stosuje aparaturę holenderskiej firmy „Profound” (własność Hydrobudowy SA Gdańsk) oraz metodę pośrednią TNODLT.

Należy podkreślić, że w wielu krajach opracowano już normy, projekty norm lub zalecenia dotyczące zasad stosowania metody dynamicznej do określania nośności pali ([15], [16], [17]). W nowej wersji polskiej normy palowej konieczne jest wprowadzenie dopuszczalności i zasad stosowania tego typu badań w praktyce (zobacz Eurocode 7 [16]). Warto dodać, że obecnie na świecie wprowadzono już nową udoskonaloną metodę badania łączącego cechy obciążenia statycznego i badania dynamicznego znaną pod nazwą „STATNAMIC”. Jej opis w literaturze polskiej można znaleźć w pracach [5] i [12].

3. Przykłady wykonanych badań dynamicznych

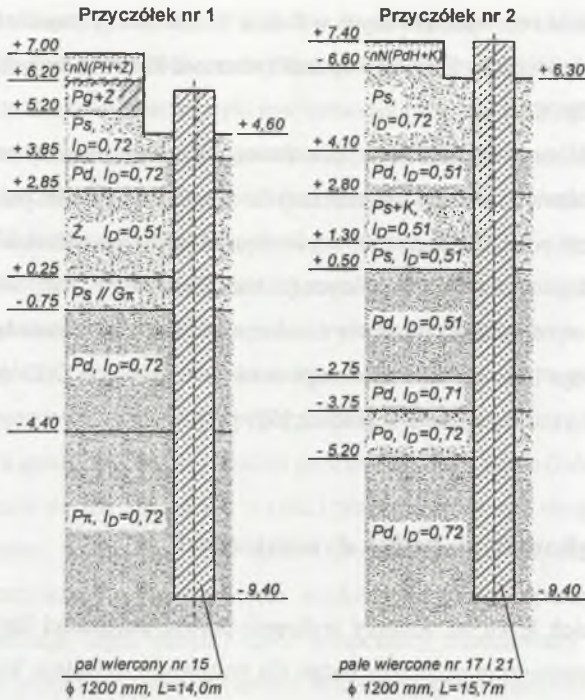
W ciągu ostatnich kilku lat Autorzy wykonali prawie trzydzieści badań dynamicznych pali. Poniżej zaprezentowano przykłady badań dla wybranych obiektów, które zostaną krótko scharakteryzowane.

Wiadukt w ciągu ul. Wiśniewskiego w Gdyni

Wiadukt nad torami kolejowymi w ciągu ul. Janka Wiśniewskiego w Gdyni jest obiektem jednoprzęsłowym, o podporach posadowionych na palach o średnicy 1200 mm. Przyczółek nr 1 posadowiono na 16 palach długości 14,0 m, przyczółek nr 2 na 19 palach o długości 15,7 m każdy. Pod podstawami wszystkich pali wykonano iniekcje według technologii opracowanej w Katedrze Geotechniki Politechniki Gdańskiej [13].

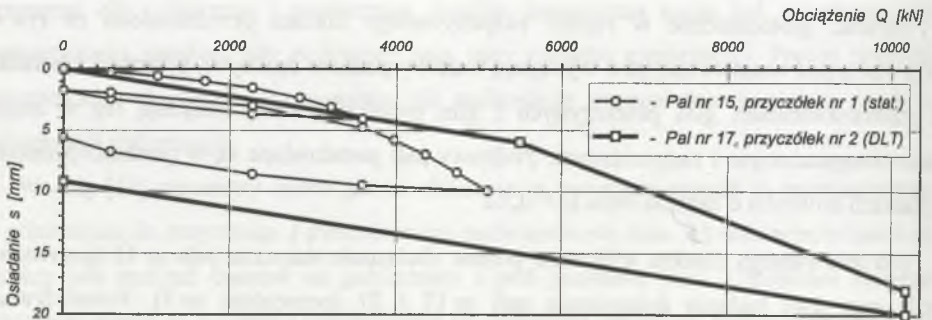
Warunki geotechniczne w rejonie rozpatrywanego obiektu przedstawiono na rys. 4. W podłożu pod warstwą nasypów występują warstwy piasków drobnych, pylastych i średnich z przewarstwieniami glin piaszczystych i glin pylastych. Piaszki znajdują się w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym. Podstawy pali posadowione są w piaskach pylastych i piaskach drobnych o zagęszczeniu $I_D = 0,72$.

Dla omawianego obiektu wykonano próbne obciążenie statyczne pala nr 15 (przyczółek nr 1) oraz dwa badania dynamiczne pali nr 17 i 21 (przyczółek nr 2). Przewidywane projektowe obciążenie obliczeniowe dla każdego z badanych pali wynosiło $Q_r = 3500$ kN.



Rys. 4. Warunki geotechniczne. Wiadukt w ciągu ul. Janka Wiśniewskiego w Gdyni
 Fig. 4. Geotechnical conditions. Overbridge, Wiśniewskiego str. in Gdynia

Badania dynamiczne wykonane dla pali pod wiadukt w ciągu ul. Janka Wiśniewskiego były pierwszymi tego rodzaju badaniami wykonanymi w Polsce. Na rys. 5 przedstawiono porównanie krzywych obciążenie-osiadanie uzyskanych z próbnego obciążenia statycznego oraz badania dynamicznego.

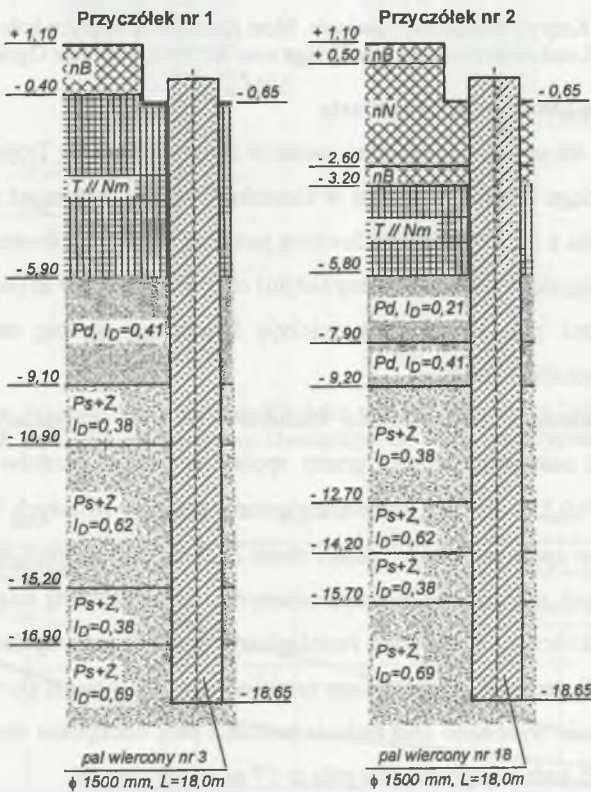


Rys. 5. Krzywe obciążenie-osiadanie. Wiadukt w ciągu ul. Janka Wiśniewskiego w Gdyni
 Fig. 5. Load-settlements curves. Overbridge, Wiśniewskiego str. in Gdynia

Most przez rzekę Rurzycę koło Ognicy

Obiekt wykonano w ramach modernizacji drogi krajowej nr 122 pomiędzy Ognicą a Krajnikiem Dolnym (rys. 6). Most zaprojektowano jako konstrukcję jednoprzęsłową opartą na dwóch przyczółkach posadowionych na palach wierconych ϕ 1500 mm, o długości 18,0 m. Pod każdą z podpór zastosowano po 10 pali z iniekcją pod podstawami według technologii opracowanej w Katedrze Geotechniki Politechniki Gdańskiej. Obciążenie obliczeniowe przekazywane na pojedynczy pal wynosi $Q_r = 4073$ kN.

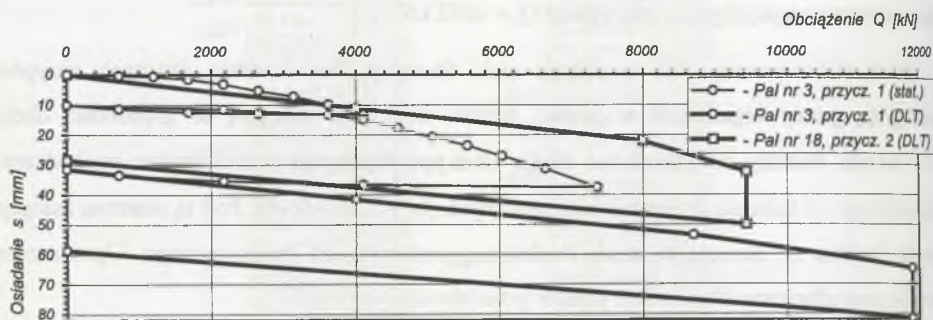
Most zlokalizowany jest w dolinie rzeki Rurzycy. Pod warstwą świeżych nasypów występują grunty organiczne w postaci torfów. Grunty te zalegają do głębokości około 6 ÷ 7 m ppt. Poniżej do głębokości około 10 m ppt. występują piaski drobne pochodzenia aluwialnego od luźnych do średniozagęszczonych ($I_D = 0,21 \div 0,41$). Pod tą warstwą zalegają piaski średnie ze żwirem w stanie średniozagęszczonym do zagęszczonego. Uproszczone profile geotechniczne dla obydwu podpór przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Warunki geotechniczne. Most przez rzekę Rurzycę koło Ognicy
 Fig. 6. Geotechnical conditions. Bridge over Rurzyca river near Ognica

Na rozpatrywanym obiekcie jako pierwsze wykonano obciążenie statyczne pala nr 3 (przyczółek nr 1), następnie na tym samym palu jako korelacyjne przeprowadzono badanie dynamiczne oraz dodatkowo badanie dynamiczne pala nr 18 na przyczółku nr 2.

Wyniki badań pali w postaci krzywych obciążenie-osiadanie przedstawiono na rys. 7. Krzywą z badania dynamicznego dla pala nr 3 wrysowano poniżej krzywej z obciążenia statycznego traktując próbę dynamiczną jako kontynuację badań.



Rys. 7. Krzywe obciążenie-osiadanie. Most przez rzekę Rurzycę koło Ognicy
Fig. 7. Load-settlements curves. Bridge over Rurzyca river near Ognica

Wiadukty w ciągu Obwodnicy Trójmiasta

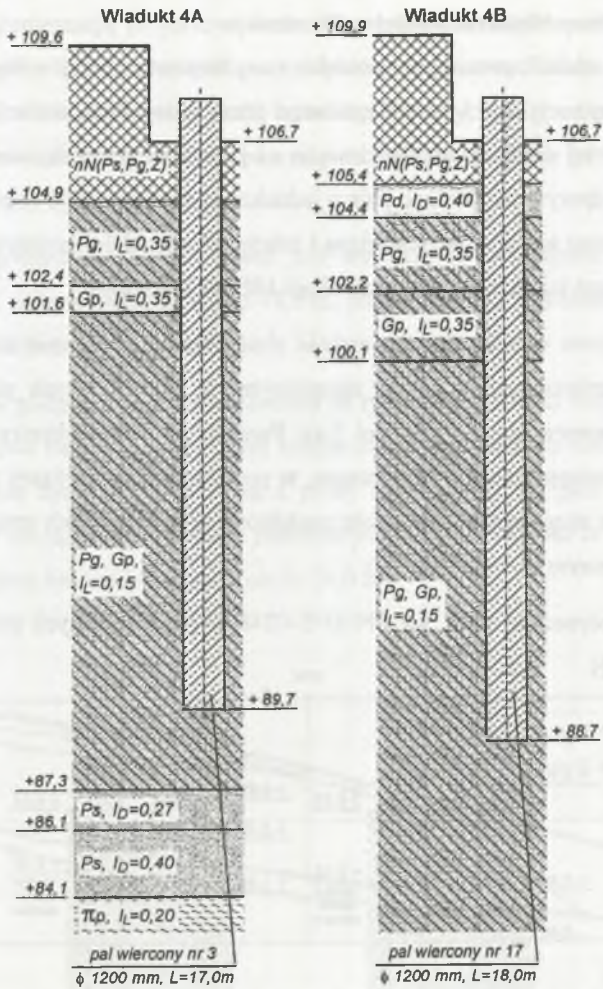
Wiadukty 4A i 4B usytuowane są obok siebie w ciągu Obwodnicy Trójmiasta. Wiadukt 4A stanowi element ciągu komunikacyjnego w kierunku Gdańska, natomiast wiadukt 4B w kierunku Gdyni. Każda z konstrukcji posadowiona jest na 8 palach wielkośrednicowych o średnicy 1200 mm i długości 17,0 m (od strony Gdyni) oraz długości 18,0 m (od strony Gdańska).

Pod podstawami pali zastosowano iniekcję komorową według technologii Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej.

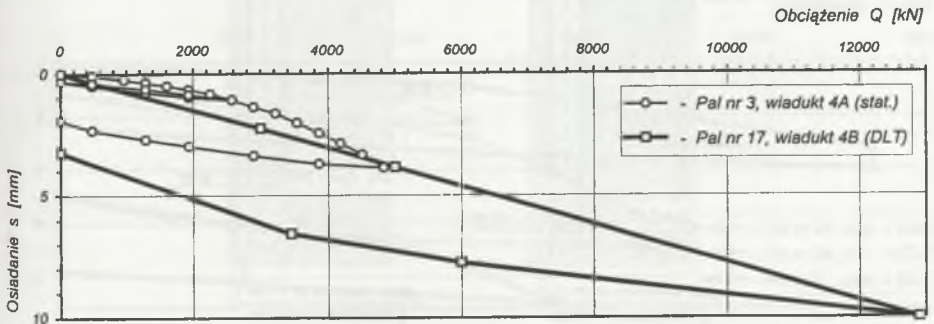
Warunki geotechniczne posadowienia wiaduktów 4A i 4B scharakteryzowano na rys. 8. Bezpośrednio pod nasypami залęgają grunty spoiste w postaci piasków gliniastych i glin piaszczystych ($I_L = 0,15 \div 0,35$) z przewarstwieniami piasków pylastych i średnich. Poniżej kompleksu gruntów spoistych od głębokości około 22,0 m ppt występują miejscami soczewki gruntów niespoistych w stanie średniozagęszczonym o zróżnicowanej miąższości. Wiercenie wszystkich pali zakończono w warstwie twaroplastycznych gruntów spoistych.

Obciążenie obliczeniowe przekazywane na pojedynczy pal wynosi $Q_r = 2600$ kN. Na rozpatrywanym obiekcie wykonano dwa badania nośności pali: obciążenie statyczne pala nr 3 na wiadukcie 4A, oraz badanie dynamiczne pala nr 17 na wiadukcie 4B.

Wyniki badań zaprezentowano na rys. 9. Różnice w przebiegu krzywych obciążenie-osiadanie w początkowej fazie wynikać mogą z różnic w warunkach geotechnicznych (rys. 8).



Rys. 8. Warunki geotechniczne. Wiadukty w ciągu Obwodnicy Trójmiasta
 Fig. 8. Geotechnical conditions. Overbridges on Three-City Bypass



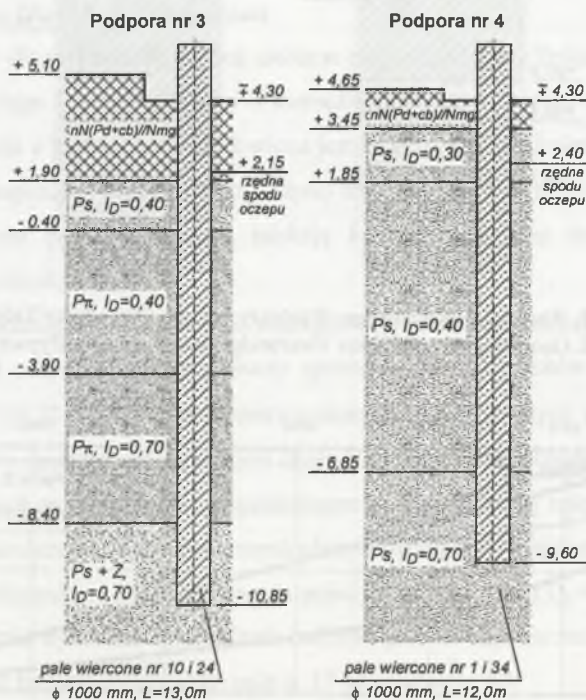
Rys. 9. Krzywe obciążenie-osiedlenie. Wiadukty w ciągu Obwodnicy Trójmiasta
 Fig. 9. Load-settlements curves. Overbridges on Three-City Bypass

Estakada T-E1 Trasy Siekierkowskiej w Warszawie

Estakada T-E1 zlokalizowana jest w obrębie trasy Siekierkowskiej w Warszawie i stanowi część ciągu komunikacyjnego Mostu Wantowego przez Wisłę. Posadowienie przyczółka oraz dziesięciu podpór tej estakady zaprojektowano na palach wierconych, wielkośrednicowych. Pod wszystkie podpory przewidziano pale o jednakowej średnicy 1000 mm, natomiast liczba pali w podporze oraz ich długość jest różna i zależy od warunków gruntowych. Pod podstawami pali wykonano iniekcje według technologii IBDiM Warszawa.

Podłoże gruntowe w wierzchniej warstwie zbudowane jest głównie z nasypów niekontrolowanych przemieszanych gruntami niespoistymi w postaci luźnych piasków drobnych. Miąższość tych warstw sięga miejscami 5 m. Poniżej, na całym obszarze zalegają grunty niespoiste, średniozagęszczone i zagęszczone, w postaci piasków o różnej granulacji, pospółek i żwirów. Pale rozpatrywanych podpór zagłębione są w warstwach gruntów niespoistych w stanie zagęszczonym $I_D = 0,7$ (rys. 10).

Nośności pojedynczego pala, wg PN-83/B-0248 w poszczególnych podporach wynoszą od 2000 ÷ 3600 kN.

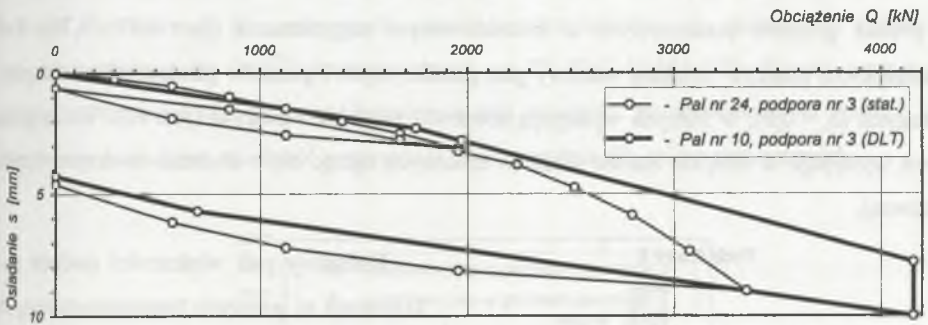


Rys. 10. Warunki geotechniczne. Estakada T-E1 w Warszawie
Fig. 10. Geotechnical conditions. Trestle bridge T-E1 in Warsaw

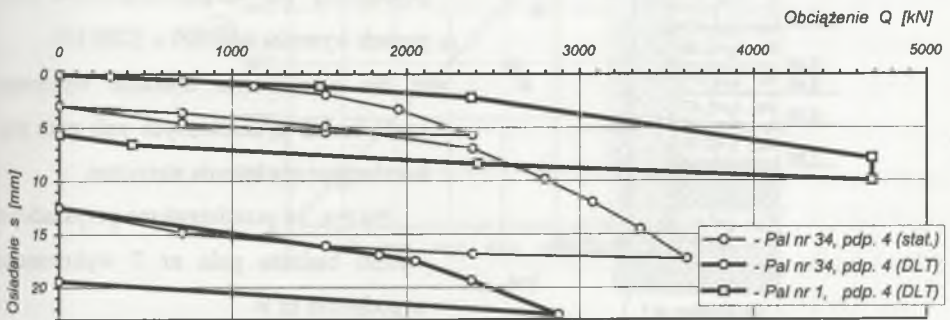
Zgodnie z dokumentacją projektową budowy przewidziano wykonanie ośmiu próbnych obciążeń statycznych. W celu przyspieszenia robót wykonano trzy obciążenia statyczne pali w podporach nr 3, 4 i 9, a następnie sześć badań dynamicznych. Pięć na podporach przewidzianych projektem oraz jedno korelacyjne - na palu nr 34 w podporze 4 (obciążenie statyczne i dynamiczne).

Rysunek 11 przedstawia wyniki badań pali wykonanych w podporze nr 3. Odległość między badanymi palami wynosiła około 18,0 m, jednak metryki wykonania obu pali wskazują na bardzo podobne warunki gruntowe.

Badania pali w podporze nr 4 przedstawiono na rysunku 12. Jak już wspomniano, na palu nr 34 wykonano dwa badania. W pierwszej kolejności przeprowadzono obciążenie statyczne, a następnie badanie dynamiczne. Krzywą z próby dynamicznej dla pala nr 34 naniesiono poniżej krzywej z obciążenia statycznego jako kontynuację badania. Pale nr 1 i 34 znajdowały się na przeciwległych krańcach podpory (około 24,0 m).



Rys. 11. Krzywe obciążenie-osiadanie dla podpory nr 3. Estakada T-E1 w Warszawie
Fig. 11. Load-settlements curves for support No. 3. Trestle bridge T-E1 in Warsaw



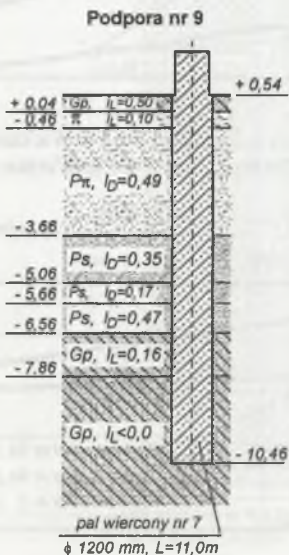
Rys. 12. Krzywe obciążenie-osiadanie dla podpory nr 4. Estakada T-E1 w Warszawie
Fig. 12. Load-settlements curves for support No. 4. Trestle bridge T-E1 in Warsaw

Obwodnica Wolina w ciągu Drogi Krajowej nr 3

Rozpatrywane pale stanowią podpory estakady drogowej oraz mostu łukowego przez rzekę Dziwną w ciągu Drogi Krajowej nr 3 w ramach budowy Obwodnicy Wolina. Podpory od 1 do 20 stanowią oparcie dla estakady o długościach przęseł $27 \div 66$ m. Na podporach 20 i 21 rozpięty jest most jednoprzęsłowy o konstrukcji łukowej o długości przęsła 165 m.

Podpory obwodnicy posadowiono na palach wielkośrednicowych o średnicy ϕ 1200 mm z iniekcją pod podstawami według technologii opracowanej w Katedrze Geotechniki Politechniki Gdańskiej. Dla pali, które przechodzą przez warstwy torfów i namulów, zastosowano rury osłonowe o średnicy ϕ 1400 mm pozostawiane w gruncie.

Podłoże projektowanych obiektów stanowią utwory czwartorzędowe. Grunty rodzime przykryte są warstwą gleby i słabonośnych nasypów niekontrolowanych o zmiennym składzie i miąższości. Poniżej zalegają osady bagienno-rzeczne w postaci torfów i namulów, lokalnie o miąższości dochodzącej do 9 m podścielone piaskami drobnymi i średnimi w stanie luźnym i średniozagęszczonym ($I_D = 0,17 \div 0,59$). Poniżej znajdują się utwory wodnolodowcowe w postaci gruntów piaszczystych o zróżnicowanym zagęszczeniu ($I_D = 0,47 \div 0,70$). Pod kompleksem piasków zalegają warstwy glin piaszczystych i piasków gliniastych twardoplastycznych ($I_L = 0,0$), w których występują soczewki piasków i żwirów (rys. 13). Woda gruntowa występuje w obrębie warstw piasków rzecznych łącząc się z wodami otwartymi (rzeka Dziwna).

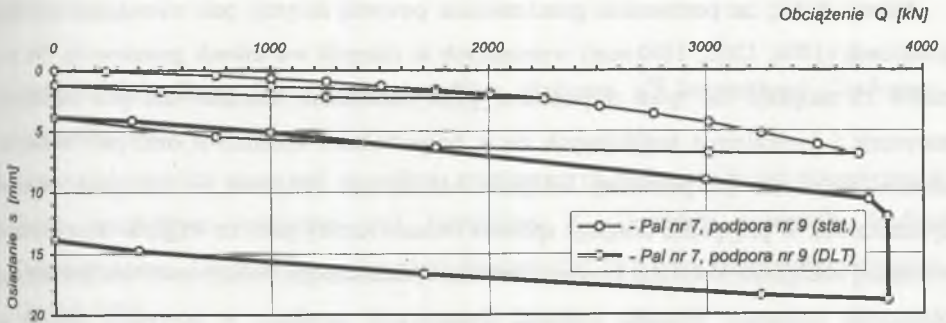


Podstawy pali większości podpór zakończono w warstwie twardoplastycznych glin piaszczystych i piasków gliniastych. Maksymalne obciążenia przypadające na pojedynczy pali w poszczególnych podporach wynoszą od 1900 \div 3200 kN.

Na omawianym obiekcie wykonano sześć badań dynamicznych pali oraz trzy korelacyjne obciążenia statyczne.

Na rys. 14 przedstawiono przykładowo wyniki badania pala nr 7 wykonanego w podporze nr 9.

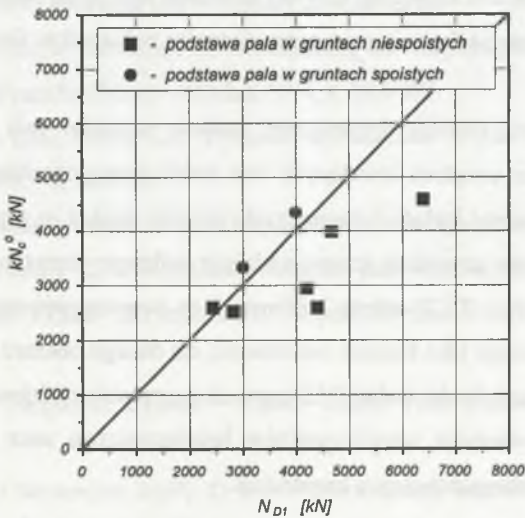
Rys. 13. Warunki geotechniczne. Obwodnica Wolina
Fig. 13. Geotechnical conditions. Wolin Bypass



Rys. 14. Krzywe obciążenie-osiadanie dla podpory nr 9. Estakada obwodnicy Wolina
 Fig. 14. Load-settlements curves for support No. 9. Trestle bridge of Wolin Bypass

4. Porównanie badań dynamicznych i statycznych

Do analizy nośności otrzymanej na podstawie badań dynamicznych przyjęto, że wartość nośności dynamicznej N_{D1} odpowiada osiadanemu utrzymanemu dla nośności z próbnego obciążenia statycznego (kN_c^0) zinterpretowanej wg PN-83/B-02482 [18]. Dla tak przyjętego założenia otrzymano dla kilku analizowanych pali zależność przedstawioną na rysunku 15. Otrzymało dość dobrą zgodność porównania, wystarczającą dla celów praktycznych.



Rys. 15. Porównanie wyników obciążeń statycznych i badań dynamicznych
 Fig. 15. Comparison between static and dynamic test results

Należy dodać, że porównanie przedstawione powyżej dotyczy pali wierconych o kilku średnicach (1000, 1200, 1500 mm) wykonanych w różnych warunkach gruntowych. Na rysunku 15 znajduje się tylko 8 punktów, gdyż porównano nośności dla pali badanych statycznie i dynamicznie znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie oraz pali badanych obiema metodami (w pierwszej kolejności obciążenie statyczne, a następnie badanie dynamicznie). W przypadku drugiego sposobu badania (cztery pale) ze względu na wykonane wcześniej obciążenie statyczne krzywą z badania dynamicznego, należy traktować jak krzywą obciążenia wtórnego. Wartości nośności dynamicznej uzyskane w powyższy sposób są większe niż dla pali obciążanych tylko jedną metodą.

5. Podsumowanie

Porównanie krzywych obciążenie-osiadanie uzyskanych na podstawie badań dynamicznych z krzywymi z próbnymi obciążeniami statycznymi wykazuje generalnie dobrą zgodność wyników badań. Podkreślić należy szczególną zgodność wartości osiadań uzyskanych z obu badań dla obciążeń zbliżonych do wartości projektowych.

Kilka z prezentowanych przykładów obciążeń wskazuje na różnice w wartościach oporów granicznych pali otrzymywanych z obu metod. Końcowa część krzywej obciążenie-osiadanie i jej odniesienie względem statycznej krzywej osiadania wymagają badań i analiz. Prace takie są obecnie prowadzone na świecie oraz przez Autorów w Katedrze Geotechniki Politechniki Gdańskiej.

Podstawową zaletą metody dynamicznej badania nośności pali jest wyeliminowanie konieczności montażu urządzeń kotwiących oraz krótki czas potrzebny na przeprowadzenie badań. Szczególne zalety badań dynamicznych docenić można w przypadku, gdy warunki techniczne lub terenowe utrudniają przeprowadzenie próbnego obciążenia statycznego.

Badania dynamiczne (DLT) należy kalibrować za pomocą próbnego obciążenia statycznego (SLT), traktowanego jako badanie odniesienia, dla danego obszaru posadowienia [16].

Wykonanie większej liczby badań DLT pozwoli w przyszłości (zgodnie z Eurocode 7), na wprowadzenie odpowiednich współczynników bezpieczeństwa oraz lepsze wykorzystanie pali przy zachowaniu bezpieczeństwa konstrukcji.

Jak już wspomniano, na świecie opracowano już normy i zalecenia dotyczące zasad stosowania metody dynamicznej do określania nośności pali. Konieczne jest wprowadzenie dopuszczalności i zasad stosowania tego typu badań w nowej wersji polskiej normy.

LITERATURA

1. Barends F.B.J.: Stress Wave Theory to Piles. Balkema, 4th International Conference, Rotterdam 1993.
2. Blockus M.: Analiza pracy pali w podłożu gruntowym na podstawie badań dynamicznych. Praca przejściowa wykonana pod kierunkiem K. Gwizdały w ramach Studium Doktoranckiego „Geotechnika w Inżynierii Środowiska”, WBWiŚ Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2001.
3. Chiesura G.: Some dynamic parameters of drilled piles under low- and high-energy tests, 1998.
4. Geerling J., Smits, M.Th.J.H.: Prediction of load displacements characteristics of piles from the results of dynamic/kinetic load test, 1992.
5. Gwizdała K.: Badanie konstrukcji podziemnych in situ. WPPK, Ustroń 2001.
6. Holeyman A.E.: Technology of pile dynamic testing. Balkema, Rotterdam 1992.
7. Klingmüller O.: Dynamische Pfahlprüfung als Optimierungsproblem. Insitut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig 1991.
8. Middendorp P., Van Veele A.F.: Application of the characteristic stress wave method in offshore practice. Proceedings 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France 1986.
9. Rausche F., Goble G.G.: Pile load test by impact driving, 1970.
10. Rausche F.: Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen. Baugrundtagung Frankfurt/Main – Höchst 1974, s. 395-409.
11. Rausche F., Goble G.G., Likins G.E.: Dynamic detrmination of pile capacity. J.Geot. Env. Div. ASCE 111 1985, s. 367-383.
12. Tejchman A.: Badania dynamiczne pali. Inżynieria Morska i Geotechnika 2000 nr 6.
13. Tejchman A., Gwizdała K.: Zwiększanie nośności pali wierconych. XLVII Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2001”. Opole-Krynica, 16-21 wrzesień 2001, t. 3, s. 299-306.
14. Foundation Pile Diagnostic System – User’s Guide. TNO Building and Construction Research.
15. ASTM, (1989 and November 2000): D 4945 – 89: Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
16. prEN 1997-1. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1 – General rules. Final draft, October 2001.

17. Recommendations by the Committee 2.1 of the DGGT for the impact testing of piles. Dynamic Pile Load Test. Draft. Germany, September 1997.
18. PN-83/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.

Recenzent: Prof. zw. dr hab. inż. Bohdan ZADROGA

Abstract

Examples of dynamic load tests (DLT) of bearing capacity of piles installed in Poland are presented in the paper. The testing method shown allows a good estimation of bearing capacity of piles and can be treated as equivalent to static tests.

The comparison of load-settlement curves from dynamic tests with corresponding static load test curves reveals good agreement of the results obtained. However, some practical examples presented show the differences in ultimate resistances received by two analysed methods. Final stages of load-settlement curves and its relation to static curves still need additional testing and analyses.

Basic advantage of dynamic method for the assessment of pile's bearing capacity is the elimination of anchoring equipment as well as relatively short time of test duration, which becomes of particular importance in difficult site and technical conditions, especially for carrying out static load tests (SLT).

Dynamic load tests should be calibrated by static load tests treated as reference tests for a given foundation area analysed.

According to Eurocode 7, larger number of DLT tests will enable in the future an introduction to the engineering practice respective safety coefficients, together with better use of the piling constructions at safety preserved.