

mgr inż. Piotr Bąbala*
mgr inż. Arkadiusz Pęk*

Wzmocnienie podłoża pod fundamentami na przykładzie parku „Europa Centralna” w Gliwicach

Galeria „Europa Centralna” o powierzchni 67 000 m² to jedno z największych centrów handlowo-usługowo-rozrywkowych w Polsce i na świecie. Obecnie galeria jest w końcowej fazie realizacji, a jej oddanie do użytkowania przewidywane jest w marcu br. Ze względu na niekorzystne warunki gruntowe posadowienia konieczne było zastosowanie technologii wzmocnienia podłoża pod ten obiekt.

Charakterystyka warunków gruntowych

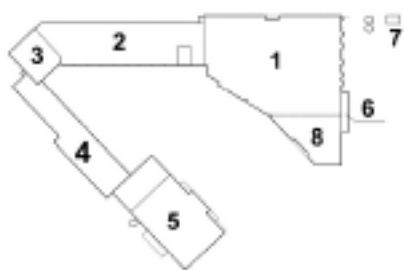
Galeria „Europa Centralna” zlokalizowana jest w rejonie eksploatacji górniczej o zerowej kategorii deformacji terenu, co oznacza, że nie ma ona wpływu na warunki posadowienia obiektu. Na obszarze inwestycji stwierdzono jednak trudne warunki gruntowe. Pod górną warstwą gleby oraz nasypów niekontrolowanych występowały czwartorzędowe grunty niespoiste, spoiste oraz spoiste organiczne. W większości sondowanych otworów grunty czwartorzędowe można opisać jako utwory miękkoplastyczne, nieskonsolidowane zaliczone do kategorii C. Są to głównie piaski gliniaste, gliny, gliny piaszczyste, gliny pylaste, gliny pylaste zwięzłe, pyły. Rozpoznanie warunków gruntowych prowadzono do głębokości ok. 12 m.

Ze względu na kategorię geotechniczną zdecydowano o uszczegółowieniu dokumentacji geologicznej o sondowania statyczne CPT. Analizując kartę sondowania, stwierdzono, że masyw gruntowy zbudowany jest głównie z gruntów gliniastych o jednolitej budowie i określonych parametrach wytrzymałościowych. Wartość oporu na stożku sondy CPTU wynosiła $q_c 0,5 \div 3,5$ MPa. Rozpoznanie gruntu do głębokości 12 m wykazało, że z uwagi na wymagania drugiego stanu granicznego użytkowa-

nia konieczne jest jego wzmocnienie, aby wyeliminować możliwość nadmiernego osiadania konstrukcji. Obiekt posadowiono na warstwie nasypów budowlanych grubości 2 – 3 m, co generowało dodatkowe obciążenie na słabo-nośne podłoże gruntowe.

Opis konstrukcji obiektów

W skład parku „Europa Centralna” wchodziły obiekty handlowe oraz techniczne do obsługi centrum. Plan rozmieszczenia poszczególnych budynków przedstawiono na rysunku 1. Konstrukcja budynków nr 1 ÷ 5 oraz budynku nr 8 zaprojektowana została jako szkieletowa, stalowo-żelbetowa. Skomplikowane warunki gruntowe w obrębie inwestycji wymusiły konieczność wzmocnienia podłoża pod zaprojektowanymi fundamentami obiektów 1, 5 oraz 8. Ze względu na statykę oraz układ konstrukcyjny tych obiektów, na fundamenty w postaci stóp żelbetowych będą oddziaływały siły pionowe i momenty zginające znacznej wartości. Pozostałe obiekty, tj. obiekt nr 2, 3, 4, z uwagi na niewielkie obciążenia zdecydowano się posadowić w sposób bezpośredni.



Rys. 1. Plan rozmieszczenia obiektów wchodzących w skład galerii „Europa Centralna” w Gliwicach: budynek 1 – galeria handlowa; budynek 2, 3, 4 oraz częściowo budynek 5 – pawilony handlowe; budynek 5 – market budowlany; budynek 6 – budynek techniczno-administracyjny; budynek 7 – budynek techniczny oraz zbiorniki wody pożarowej; budynek 8 – pawilon ekspozycyjny

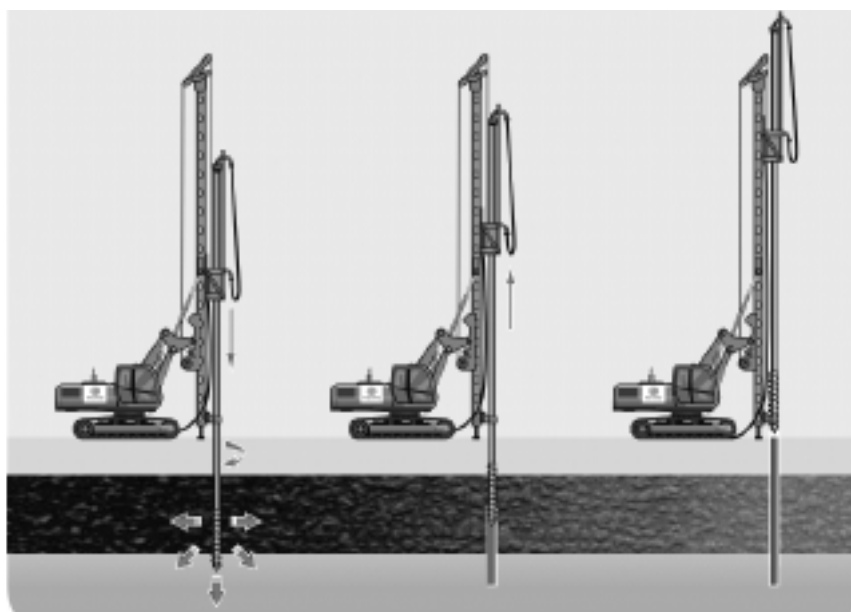
Ze względu na niewielkie moduły odkształcenia gruntów gliniastych zalegających w poziomie posadowienia oraz obawę o nierównomierne osiadania stóp fundamentowych **zdecydowano o posadowieniu obiektów na podłożu wzmocnionym za pomocą sztywnych kolumn betonowych typu CMC® wykonanych w technologii przemieszczeniowej.**

Ta propozycja znalazła uznanie zarówno w oczach inwestora, jak i generalnego wykonawcy.

Technologia kolumn przemieszczeniowych typu CMC®

Zasada wzmocnienia podłoża kolumnami CMC (rysunek 2) polegała na stworzeniu kompozytu, w tym wypadku gruntu spoistego (gliny) oraz kolumny betonowej. Podstawowym narzędziem do wykonywania kolumn CMC była wiertnica o dużym momencie obrotowym wyposażona w świder przemieszczeniowy, za pomocą którego wykonywano otwór w gruncie na głębokość określoną w Projekcie Technologicznym. Świder przemieszczał wzmocniany grunt poprzecznie, co powodowało jego zagęszczenie w bezpośrednim sąsiedztwie formowanych kolumn i zapewniało lepszą współpracę. Kolumna nie dochodziła do gruntów nośnych, lecz została zawieszona w gruntach gliniastych. Zastosowanie technologii przemieszczeniowej w przypadku kolumn zawieszonych pozwala na uzyskanie większej nośności kompozytu kolumna – podłoże gruntowe. Po zagłębieniu świda na wymaganą głębokość rozpoczynano tłoczenie betonu pod dużym ciśnieniem, który tworzył kolumnę. Beton pod ciśnieniem dostarczony był przez rdzeń świda, tak aby wyeliminować niebezpieczeństwo zniszczenia ścianek otworu. Podczas podciągania świda obracano w stronę zgodną z kierunkiem wiercenia, co zapobiegało rozluźnieniu otaczającego podłoża. Po

* Menard Polska Sp. z o.o.



Rys. 2. Schemat wykonywania kolumn typu CMC

instalacji kolumny ścinano głowicę na projektowaną rzędną betonu podkładowego.

Prace związane z profilowaniem głowicy kolumn wykonano za pomocą płaskiej łyżki koparki, a głowicę ścinano maksymalnie do 6 h od momentu wykonania kolumny, tak by nie dopuścić do związania mieszanki betonowej i uszkodzenia lub złamania kolumny przez koparkę.

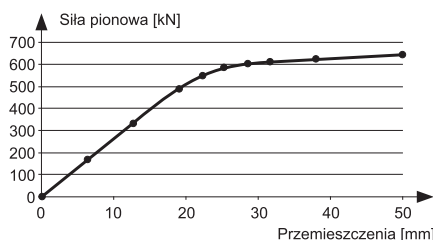
Analiza przyjętego rozwiązania projektowego

Łącznie wykonano 2 244 kolumny długości do 8,5 m i średnicy 400 mm. Pod budynkiem nr 1 znajduje się 1 412 kolumn, pod budynkiem nr 5 – 592, a pod budynkiem nr 8 – 240 kolumn. Ze względu na niewielką agresywność wody na obszarze projektowanego wzmocnienia, zdecydowano się na zwiększenie klasy materiału iniekcynego w stosunku do rzeczywistych naprężeń generowanych w kolumnach betonowych przez konstrukcję, ze współczynnikiem bezpieczeństwa min. 2,0. Zaprojektowano beton B15 (C12/16) o następujących parametrach wytrzymałościowych:

- maksymalne naprężenie generowane w kolumnie CMC – max = 2,8 MPa;
- wytrzymałość obliczeniowa betonu C12/16 – $f_{cd} = 6,7$ MPa;
- współczynnik bezpieczeństwa $f_{cd}/\gamma_c \geq 2,0$.

Kolejnym etapem w procesie projektowania było oszacowanie przemieszczeń pionowych kolumn przy ich maksymalnym wyężeniu. W tym celu wykonano model pracy kolumny CMC w programie

Plaxis 2D w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Zamodelowano pojedynczą kolumnę, do której w kolejnych krokach przykładano obciążenia pionowe od 100 kN w pierwszym kroku do 650 kN w ostatnim. Na rysunku 3 przedstawiono wykres zależności osiadania kolumny CMC od charakterystycznej siły pionowej przyłożonej w głowicy kolumny.



Rys. 3. Osiadania kolumny CMC od przyłożonego obciążenia zewnętrznego

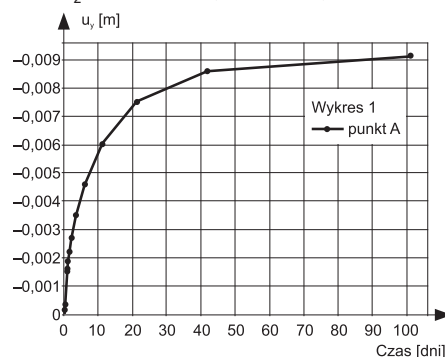
Na podstawie danych przekazanych przez projektanta galerii oszacowano obciążenie pojedynczej kolumny w przedziale $N = 300 \div 350$ kN i osiadanie kolumny rzędu 12 – 14 mm. W celu sprawdzenia przyjętych założeń dodatkowo wykonano analizę osiadań pojedynczej kolumny w programie Geo 5 moduł „Pal CPT”. W przypadku $N = 300$ kN prognozowane osiadanie wyniosło 10 mm.

Dodatkowym wymaganiem, jakie stało się przed wykonawcą wzmocnienia podłoża narzuconym przez projektanta konstrukcji, było zapewnienie sztywności obrotowych stóp fundamentowych. W celu wyznaczenia zmienności sztywności obrotowej od wartości przyłożonego momentu zginającego opracowano

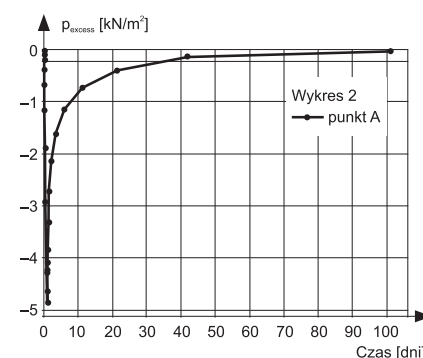
odpowiednie modele obliczeniowe w programie Plaxis 3D, który umożliwił przestrzenną analizę pracy pojedynczej stopy fundamentowej. W przyjętym modelu należało uwzględnić częściową wymianę gruntów słabonośnych na głębokość do 2 m oraz wbudowaną przypowierzchniową warstwę rodzimego gruntu spoitego, zastabilizowanego wapnem i cementem o $R_m \geq 2,5$ MPa, wykonaną podczas prac makroniwelacyjnych terenu. Stwierdzono, iż moduł odkształcenia po wykonaniu korony robót ziemnych powinien mieć następującą charakterystykę:

- wtórny moduł odkształcenia przy powierzchni $E_2 > 100$ MPa z obciążenia płytą VSS, $\varnothing 30$ cm, $E_2/E_1 \leq 2,2$, $I_s = 1,00$;
- nośność gruntu w strefie spągowej wymienionych warstw 45 – 60 MPa.

Do celów obliczeniowych zredukowano wartość nośności gruntu wymienionego ze współczynnikiem $\gamma_m = 1,5$ i przyjęto wartość wtórnego modułu odkształcenia $E_2 = 30$ MPa. Wykonano wykres osia-



Rys. 4. Osiadanie warstw gruntu w czasie, bez przyłożonego obciążenia zewnętrznego



Rys. 5. Rozproszenie ciśnienia porowego w czasie

dania nowo wbudowanej warstwy w czasie (rysunek 4) oraz oszacowano czas, po którym nastąpi rozproszenie ciśnienia porowego w warstwie glin miękkoplastycznych (rysunek 5).

Z rysunków 4 i 5 wynika, że istniejące warstwy częściowo prekonsolidowane