



ZBIGNIEW PAJĄK, *zbigniw.pajak@polsl.pl*
MARIUSZ JAŚNIOK, *mariusz.jasniook@polsl.pl*
Politechnika Śląska

STAN AWARYJNY I SPOSÓB WZMOCNIENIA ŻELBETOWEJ KONSTRUKCJI BUDYNKU PODCZAS WZNOSZENIA

THE FAILURE STATE AND THE MANNER OF STRENGTHENING THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE OF A BUILDING WHILE ERECTING

Streszczenie W referacie przedstawiono przyczyny wystąpienia stanu awaryjnego podczas wznoszenia żelbetowej szkieletowej konstrukcji pięciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego z podziemnym garażem. Ze względu na nierównomierne osiadania płyty fundamentowej konieczne było wzmocnienie posadowienia z wykorzystaniem pali iniekcyjnych „jet grouting”. Opisano przebieg realizacji budynku i sposób wzmocnienia.

Abstract In the paper causes of arising of the failure state during erecting the reinforced concrete skeletal structure of five-storey residential building with the underground garage were presented. On account of uneven settlements of the foundation slab was necessary strengthening the foundation with using injective piles "jet grouting". A course of the realization of the building and the manner of strengthening were described.

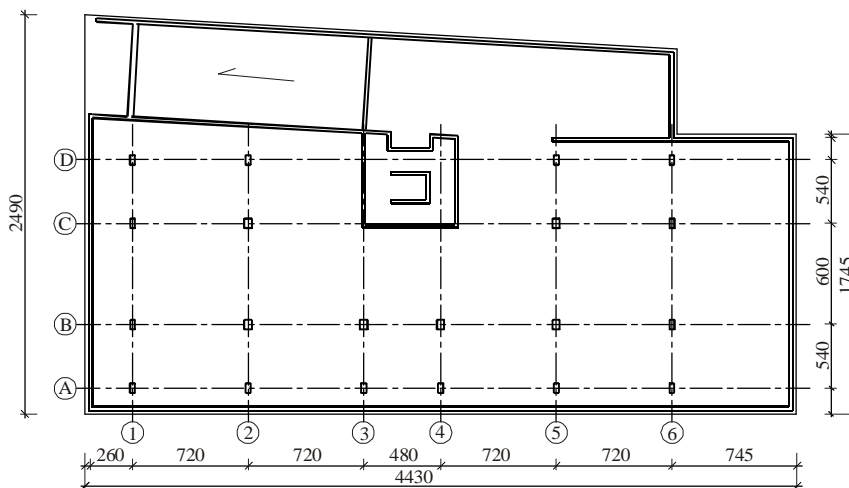
1. Konstrukcja realizowanego budynku

Mieszkalny pięciokondygnacyjny budynek zaprojektowano w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących budynków w zabudowie miejskiej. Konstrukcję nośną budynku stanowił w części nadziemnej żelbetowy monolityczny ustrój płytowo-słupowy. W części podziemnej, mieszczącej garaż, założono żelbetową skrzynię fundamentową z płytą o grubości 50 cm, z lokalnymi pogrubieniami do 70 cm (głowice pod słupami). Żelbetowe ściany skrzyni fundamentowej zaprojektowano o grubościach 20-30 cm. Skrzynię posadowiono na głębokości 4,1 m poniżej przyległego terenu. W okolicy centralnej części budynku znajduje się żelbetowy trzon klatki schodowej ze ścianami trzonu windowego, które wraz z żelbetowym szkieletem zapewniają przestrzenną sztywność konstrukcji. Poza żelbetowymi ścianami trzonu komunikacyjnego przekaz obciążeń grawitacyjnych oraz reakcji z oddziaływania wiatru odbywa się za pomocą trzech typów żelbetowych słupów o skokowo zmiennych przekrojach poprzecznych 60×45 cm, 60×30 cm i na ostatniej kondygnacji 30×30 cm. Zewnętrzne słupy budynku mają mniejszą wysokość i kończą się na poziomie płyty nad 3 piętrem. Na słupach opierają się płaskie stropy o zróżnicowanych grubościach. Płyta dachowa ma grubość 25 cm, płyta poddasza 30 cm, natomiast pozostałe płaskie płyty stropowe niższych kondygnacji łącznie z większą płytą nad garażem mają grubość 27 cm. Przyjęte w budynku murowane ściany pełnią jedynie funkcję zewnętrznych ścian osłonowych (pustaki MAX) oraz wewnętrznych ścian działowych.

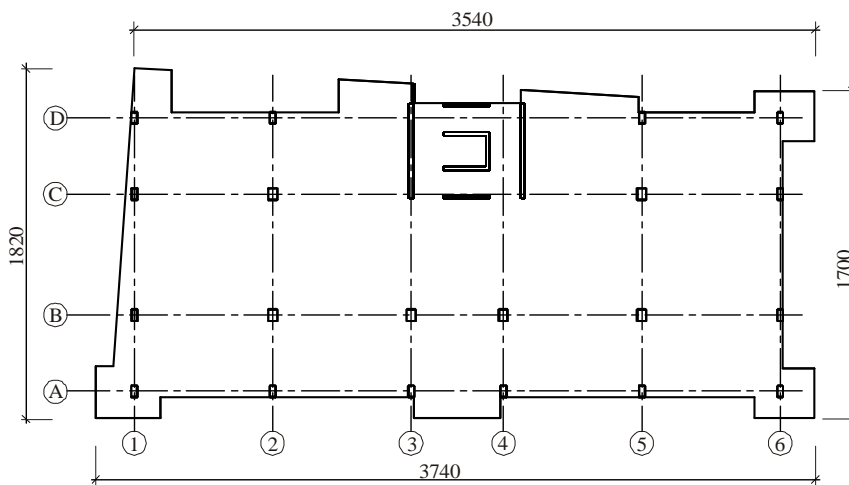
Rzut kondygnacji podziemnego garażu przedstawiono na rys. 1, rzut przykładowego stropu między kondygnacyjnego na rys. 2, a poprzeczny przekrój na rys. 3.

Z badań geotechnicznych [2] wynikało, że podłoże gruntowe pod budynkiem było jednorodne, w postaci średniozagęszczonych oraz zagęszczonych piasków drobnych i średnich, zalegających do głębokości około 10 m, pod górną warstwą gleby o grubości 0,5÷1,0 m. Wodę gruntową nawiercono na głębokości około – 1,7 m poniżej poziomu terenu, czyli 2,4 m powyżej założonego poziomu posadowienia. Na etapie prac projektowych błędnie zakwalifikowano warunki gruntowe do prostych, pomimo posadowienia budynku znacznie poniżej ustabilizowanego poziomu wody gruntowej – warunki złożone.

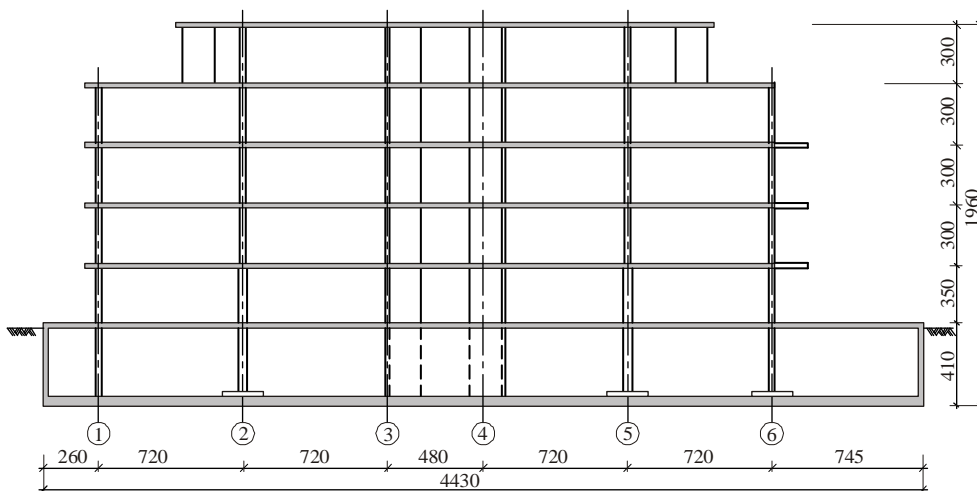
W projekcie budynku popełniono szereg błędów a zwłaszcza zupełnie zignorowano oddziaływanie na konstrukcję wyporu wody gruntowej, zarówno w fazach przejściowych realizacji jak i w fazie eksploatacyjnej [1]. Wykonawca, nie zdając sobie sprawy z tych błędów, przystąpił do budowy.



Rys. 1. Rzut podziemnego garażu



Rys. 2. Rzut przykładowego stropu



Rys. 3. Przekrój poprzeczny

2. Przebieg budowy

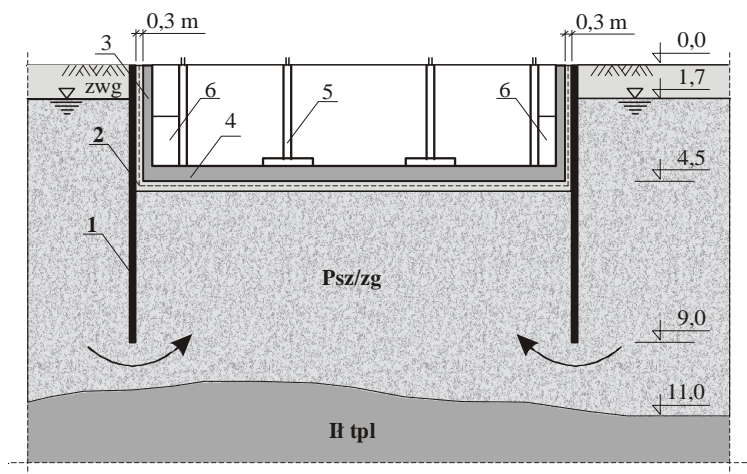
Do realizacji budynku przystąpiono pod koniec 2008 r. Ze względu na wysoki poziom wody gruntowej i bliskie sąsiedztwo istniejącej zabudowy zastosowano niżej opisany sposób wykonania fundamentu (rys. 4).

- Zabicie ścianki szczelnej ze stalowych grodzic na głębokość około 8,0 m poniżej poziomu terenu (grudzień 2008 r.).
- Sukcesywnie wykonanie wykopu, z odwodnieniem przez pompowanie wody z założonych studni z kręgów i wykonanie podkładu z betonu o grubości 10 cm (grudzień 2008 r.). Podczas pompowania wody i obniżania poziomu wody gruntowej doszło do wystąpienia spękań ścian i stropów przyległego budynku jednorodzinne, które wykonawca naprawił po zakończeniu robót fundamentowych. Ze względu na napływającą wodę do dna wykopu prace prowadzono bez przerwy w szybkim tempie. W trakcie tak prowadzonych robót musiało dojść do naruszenia struktury piaszczystego gruntu w wykopie. Ze względu na oddziaływane ciśnienia sphywowego [3] efektywny ciężar objętościowy piasku w dnie wykopu zmniejszyła się praktycznie do zera, co znacznie obniża nośność piasku.
- Założenie izolacji z mat bentonitowych oraz montaż zbrojenia fundamentu (grudzień 2008 r.).
- Betonowanie płyty fundamentowej (21 grudzień 2008 r.).
- Betonowanie ścian zewnętrznych skrzyni fundamentowej na wysokość 1,5 m oraz słupów i ścian trzonu komunikacyjnego do poziomu stropu nad garażem (luty 2009 r.).

Stan zaawansowania budowy na tym etapie robót przedstawiono na rys. 5.

W połowie marca 2009 r. zaobserwowano zarysowania na ścianach i płycie fundamentowej, wycieki wody gruntowej przez rysy, a także nieznaczne przechylenie konstrukcji skrzyni. W celu obniżenia poziomu wody, gromadzącej się pomiędzy ścianką szczelną a ścianami skrzyni fundamentu, rozpoczęto stopniowe odpompowywanie wody z przestrzeni pomiędzy ścianką szczelną a ścianami skrzyni. Wykonawca, z obawy przed parciem wody, we własnym zakresie wykonał podparcie ścian skrzyni betonowymi ściankami o grubości 30 cm i wysokości 1,5 m, usytuowanymi pomiędzy skrajnymi słupami, a zewnętrznymi ścianami skrzyni (poz. 6 na rys. 4). Od tego czasu zaczęto prowadzić pomiary geodezyjne pionowych

przemieszczeń fundamentu – repery na ścianach skrzyni i na słupach. W okresie do końca marca 2009 r. stwierdzono osiadań fundamentu o wartościach do 30 mm. Pomiary przemieszczeń na początku kwietnia wykazały podniesienie fundamentu o około 40 mm – w tym okresie nastąpiła awaria pompy. Występujące przemieszczenia związane były z zmianami poziomu wody gruntowej i miały nierównomierny charakter – większe wartości występowały w strefach środkowych płyty, a mniejsze przy zewnętrznych ścianach. Różnice osiadań, na szerokości połowy płyty, dochodziły do około 20 mm. Na początku kwietnia nadbetonowano ściany skrzyni do pełnej wysokości. Pomiar przemieszczeń po nadbetonowaniu ścian wykazał nieznaczny przyrost osiadań wynoszący ~3 mm. Pod koniec kwietnia 2009 r. wewnątrz skrzyni fundamentowej wykonano żelbetową wannę poprzez nadbetonowanie płyty o 35 cm i dobetonowanie do ścian zbrojonej warstwy o grubości 20 cm – rys. 6. Nadbetonowanie miało głównie na celu zrównoważenie sił wyporu wody gruntowej, doszczelnienie zarysowanej płyty i ścian oraz zapewnienie wymaganej nośności płyty na zginanie i przebicie. Po nadbetonowaniu płyty stwierdzono dalszy przyrost osiadań o maksimum 75 mm i wyparcie wody spod płyty – poziom wody w przestrzeni pomiędzy ścianką szczelną a ścianami skrzyni podniósł się o około 50 cm. Z pomiarów przemieszczeń po nadbetonowaniu wynika, że różnice osiadań pomiędzy słupami, w tym czasie, dochodziły do 25 mm.



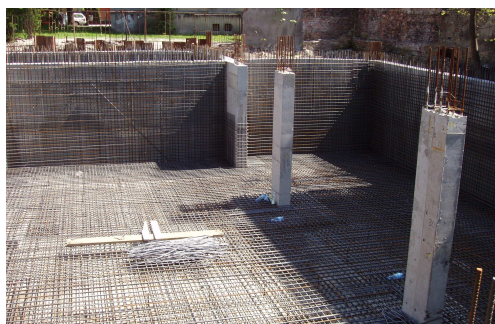
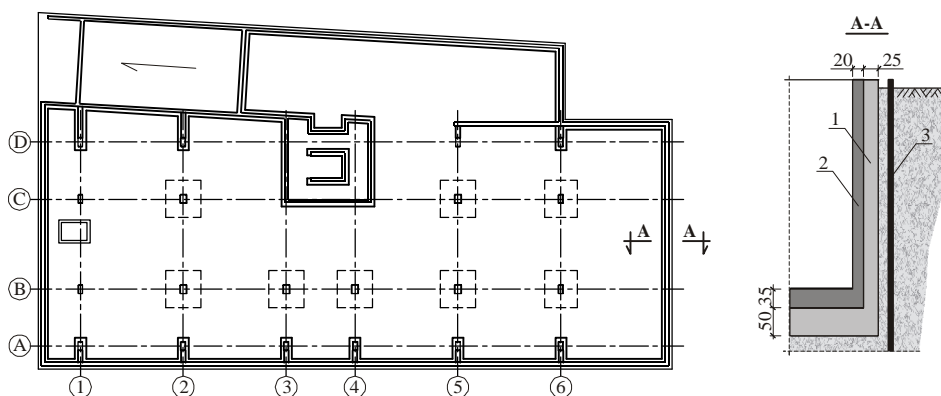
Rys. 4. Sposób posadowienia skrzyni fundamentowej; 1 – ścianka szczelna, 2 – beton podkładowy 10 cm, 3 – izolacja z mat bentonitowych, 4 – płyta fundamentowa 50 cm, 5 – słupy, 6 – ścianki dobetonowane przez wykonawcę; strzałkami zaznaczono kierunki napływu wody do wykopu



Rys. 5. Stan budowy na wiosnę 2009 r.

Wartości pomierzonych przemieszczeń świadczyły o znacznym rozluźnieniu podłoża gruntowego pod płytą fundamentową, która w pierwszym okresie po wykonaniu, na skutek ciśnienia wody (po zaprzestaniu pompowania), została wyparta ku górze. Ciężar płyty o grubości 50 cm, ścian i słupów (około 17 kN/m^2), był bowiem znacznie mniejszy od siły wyporu (około 27 kN/m^2). Zasięg występującego rozluźnienia podłoża był trudny do jednoznacznej oceny, ponieważ duże ciśnienie wody pod płytą wynoszące około 30 kPa utrudniało wykonanie wiarygodnych badań.

Po wykonaniu nadbetonowania i zrównoważenia się sił wyporu z ciężarem konstrukcji, osiadania ustabilizowały się. Przed dalszą kontynuacją budowy zaproponowano wzmocnienie posadowienia skrzyni poprzez wykonanie pali iniekcyjnych [1]. Wykonawca, ze względu na koszty palowania, na własne ryzyko, postanowił mimo wszystko kontynuować budowę. Liczył, że dalszy przyrost osiadań będzie równomierny, wymuszony przez pozostawioną ściankę szczelną oraz sztywność konstrukcji. W okresie od kwietnia do lipca (około 2 miesiące) zabetonowano strop nad piwnicą oraz słupy, stropy i ściany trzonu komunikacyjnego nad parterem i pierwszym piętrzem. W tym czasie nie stwierdzono żadnych zauważalnych uszkodzeń żelbetowej konstrukcji, a różnice osiadań nie przekraczały 25 mm .



Rys. 6. Żelbetowa wanna – schemat konstrukcji i zbrojenie: 1 – ściana skrzyni, 2 – dobetonowana warstwa, 3 – grodzice ścianki szczelnej

Po zabetonowaniu stropu nad drugim piętrzem ukośnie zarysowały się skrajne krótkie słupy skrzyni w osi „A”, na odcinkach od dobetonowanych ścianek do stropu nad garażem – rys. 7. Obraz zarysowań był charakterystyczny dla ścinania. Pomierzone przyrosty osiadań pod słupami, od czasu wykonania nadbetonowania wewnątrz skrzyni, dochodziły do 90 mm ,

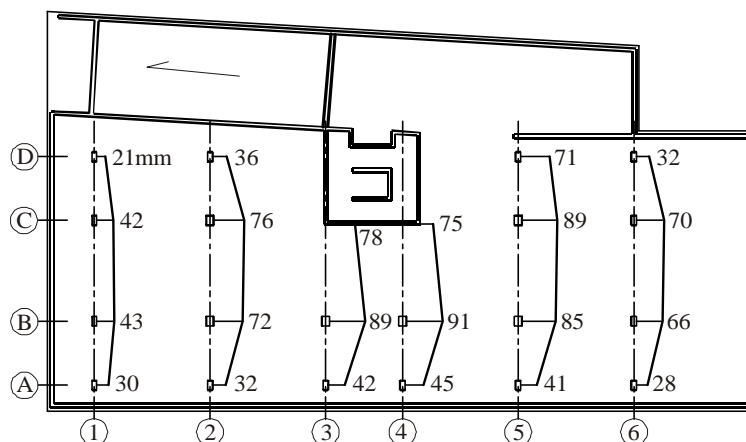
a różnice osiadań między słupami do 40 mm – rys. 8. Pomierzone osiadania porównano z wynikami numerycznych obliczeń modelu konstrukcji, odzwierciedlającego stan obciążeń po zabetonowaniu stropu nad drugim piętrem. Model konstrukcji przedstawiono na rys. 9, natomiast obraz sprężystych ugięć fundamentowej płyty na rys. 10. Rząd wartości przemieszczeń modelu (z uwzględnieniem możliwego zarysowania), odpowiadający pomierzonym, uzyskano dla współczynnika podatności gruntu pod płytą fundamentową $E_o \approx 0,1$ MPa. Potwierdzono w ten sposób możliwość znacznego rozluźnienia podłoża pod fundamentową płytą budynku. Przebiegi przemieszczeń powierzchni fundamentowej płyty wskazują wyraźnie na zamocowanie płyty na jej obwodzie, wynikające z „klinowania się” ścian skrzyni, za bezpośrednio przyległymi grzdzicami ścianki szczelnej.



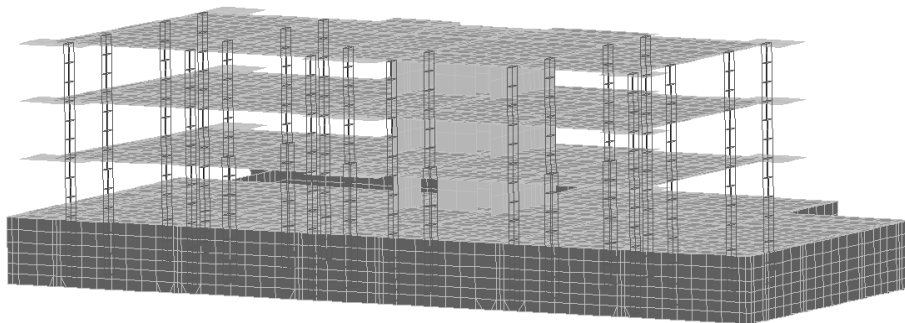
Rys. 7. Ukośne zarysowanie słupów i wzmocnienie stalowymi gorsetami

Po zarysowaniu słupów natychmiast podstemplowano strop skrzyni fundamentowej, wykonano wzmocnienie słupów stalowymi gorsetami (rys. 7) i zainiektowano rysy. W wyniku przeglądu żelbetowej konstrukcji ścian, stropów i słupów, stwierdzono jeszcze nieznaczne zarysowania stropów w niektórych strefach podporowych – rozwartości rys nie przekraczały jednak 0,2 mm.

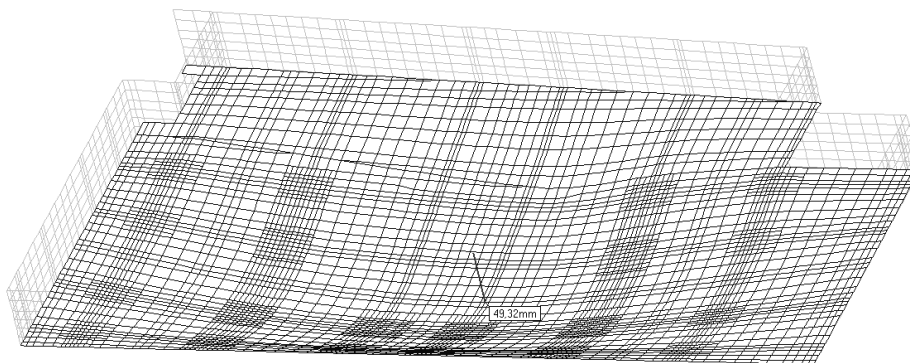
Po tym wydarzeniu wstrzymano budowę i zlecono opracowanie projektu wzmocnienia posadowienia.



Rys. 8. Wykresy osiadań słupów w poziomej płycie fundamentu po zabetonowaniu stropu nad 2. piętrem



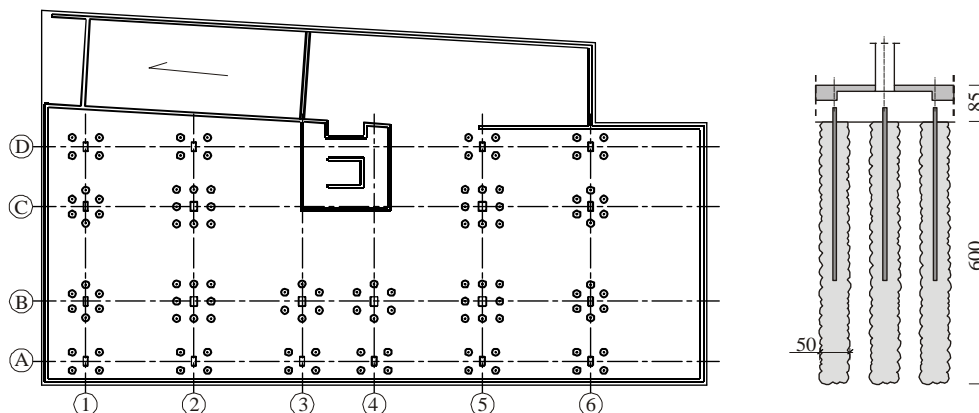
Rys. 9. Obliczeniowy model MES dla stanu po zabetonowaniu stropu nad 2. piętrzem



Rys. 10. Sprężyste ugięcia płyty fundamentowej przy obciążeniach w chwili zarysowania słupów

3. Sposób wzmocnienia posadowienia

W projekcie wzmocnienia fundamentu [4] przewidziano wykonanie pali iniekcyjnych „jet grouting” o średnicy 50 cm i długości około 6,0 m, rozmieszczonych w rejonie słupów w liczbie zapewniającej przeniesienie obciążeń. Pale zbrojone były rurą 60,3×6,3 mm ze stali R35. W obliczeniach pali przyjmowano, że warstwa piasków bezpośrednio pod płytą fundamentową, o miąższości 1,0 m, ze względu na naruszenie struktury gruntu, nie bierze udziału w przenoszeniu obciążeń. Dodatkowo przyjmowano, że wartość jednostkowego oporu tarcia na pobocznicę pali na głębokości od 1,0 do 1,5 m poniżej dolnej powierzchni płyty, wynosi jedynie 50% wartości wyjściowej. Przy słupach wewnętrznych wykonano po 12 pali, a przy słupach skrajnych po 6 – 8 pali, w zależności od obciążeń. Rozmieszczenie i przekrój pali przedstawiono na rys. 11. Łącznie pod płytą wykonano 108 pali. Przewidziano także niskociśnieniową iniekcję uzupełniającą poprzez 4 otwory przy każdym ze słupów. W pierwszej kolejności wykonywano po dwa otwory rdzeniowe o średnicy 50 mm w rozstawie co około 3,0 m. Przez otwory wprowadzano pakery i rurki iniekcyjne, a następnie włączano wiązący zaczyn, aż do uzyskania projektowanego ciśnienia lub wypływu zaczynu przez sąsiednie otwory. Następnie formowano pale i po 7 dniach od ich wykonania powtarzano niskociśnieniową iniekcję uzupełniającą przez kolejne dwa otwory. W trakcie prac iniekcyjnych zużyto łącznie około 300 t. zaczynu cementowego. Po wykonaniu wzmocnienia, kontynuowano budowę już bez większych problemów. Zabetonowano dwa pozostałe stropy, wymurowano wypełniające ściany, zrealizowano prace wykończeniowe i instalacyjne. W 2010 r. budynek został przekazany do użytkowania (rys. 12).



Rys. 11. Rozmieszczenie pali „jet grouting” i przekrój przy słupie wewnętrznym



Rys. 12. Widoki budynku w trakcie budowy i po jej zakończeniu

4. Podsumowanie

W procesie realizacji budynku popełniono serię błędów – od niewłaściwej kwalifikacji warunków gruntowych, poprzez konstrukcyjne i obliczeniowe wady projektu, do błędów wykonawczych. Wynikały one z braku wystarczającej wiedzy uczestników procesu budowlanego realizowanego w złożonych warunkach gruntowych. Żelbetowa monolityczna konstrukcja okazała się jednak wystarczająco odporna, a podjęte działania zmierzające w kierunku odpowiedniego wzmocnienia posadowienia i skrzyni fundamentowej, umożliwiły dokończenie budowy oraz zapewnienie bezpiecznej eksploatacji wykonanego obiektu.

Literatura

1. Ekspertyza konstrukcji nośnej realizowanego budynku mieszkalnego. NB-60/RB-2/2009. Katedra Konstrukcji Budowlanych. Politechnika Śląska, Gliwice 2009 r.
2. Dokumentacja geotechniczna. Adam Kopański, kwiecień 2008 r.
3. Wiłun W.: Zarys geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000 r.
4. Projekt technologiczny wzmocnienia posadowienia w rejonie słupów konstrukcyjnych budynku mieszkalnego z wykorzystaniem pali iniekcyjnych „jet grouting”. Zakład Inżynieryjny „GEOREM” Sp. z o.o. Sosnowiec, sierpień 2009 r.