

Zagrożenia związane z głębokim posadawianiem budowli w obrębie ilów miocennskich występujących w podłożu Krakowa

Jakub Czurczak¹, Robert Kaczmarczyk¹, Marta Czurczak²



J. Czurczak



R. Kaczmarczyk



M. Czurczak

Threats related to the deep foundation of buildings within the Miocene clays occurring in the area of Kraków. *Prz. Geol.*, 70: 581–589; doi: 10.7306/2022.20

Abstract. The constant development of large urban centres such as Kraków causes a demand for residential and industrial space, which is difficult to meet. This forces the necessity to implement further construction investments in difficult soil and water conditions. Due to the limitations resulting from the relatively small area possible for development, multi-level underground floors are designed more and more often. The foundation of building structures within a deeper subsoil is sometimes associated with additional risks, which, if not taken into account, may lead to damage to buildings. The purpose of the article is to characterize the risks involved

with the placement of objects on Miocene clay layers in terms of their tendency to volumetric changes, swelling and shrinkage. The threats are presented using the example of selected buildings in Kraków, which were founded within the clay and then failed for various reasons. Additionally, the article presents the results of laboratory tests of Miocene clays from various locations within the city of Kraków.

Keywords: swelling, expansion, Miocene clays, construction failures

Nieustanny rozwój dużych ośrodków miejskich takich jak Kraków powoduje trudny do zaspokojenia popyt na powierzchnię mieszkalną i przemysłową. Wymusza to konieczność realizacji kolejnych inwestycji o charakterze wielkogabarytowym. Najbardziej zauważalnymi tendencjami jest lokalizacja nowych obiektów w zwartej zabudowie miejskiej oraz posadawianie ich na terenach o coraz bardziej skomplikowanych warunkach gruntowo-wodnych. Jednocześnie, z uwagi na niewielkie rozmiary działek dostępnych na gęsto zurbanizowanym obszarze, inwestorzy decydują się na realizację obiektów wielokondygnacyjnych, z coraz większą ilością kondygnacji podziemnych. Wymusza to konieczność wykonywania głębokich wykopów w różnorodnie wykształconych warstwach podłoża gruntowego. Sytuacja komplikuje się w centrum miasta, gdzie w bezpośrednim sąsiedztwie nowoprojektowanych obiektów występują budynki zabytkowe. Projektowanie inwestycji realizowanych w zabudowie miejskiej wymaga rzetelnego rozpoznania warunków gruntowo-wodnych zarówno pod planowanym obiektem, jak i w strefie jego wpływu na zabudowę sąsiednią. Wyznaczenie strefy zasięgu oddziaływania głębokiego wykopu na sąsiednie budynki powinno stanowić wstępny etap projektowania. Istotne jest również objęcie monitoringiem i stałą kontrolą stanu obiektów posadowionych w otoczeniu realizowanej inwestycji, na poszczególnych etapach jej realizacji. Z tego względu przed rozpoczęciem działań związanych z nową inwestycją należy ocenić stan techniczny istniejącego otoczenia oraz zinwentaryzować wszystkie powstałe wcześniej uszkodzenia. Zapewni to w kolejnych etapach prac właściwą i miarodajną ocenę ewentualnego negatywnego oddziaływania nowopowstającego budynku na otaczające budowle.

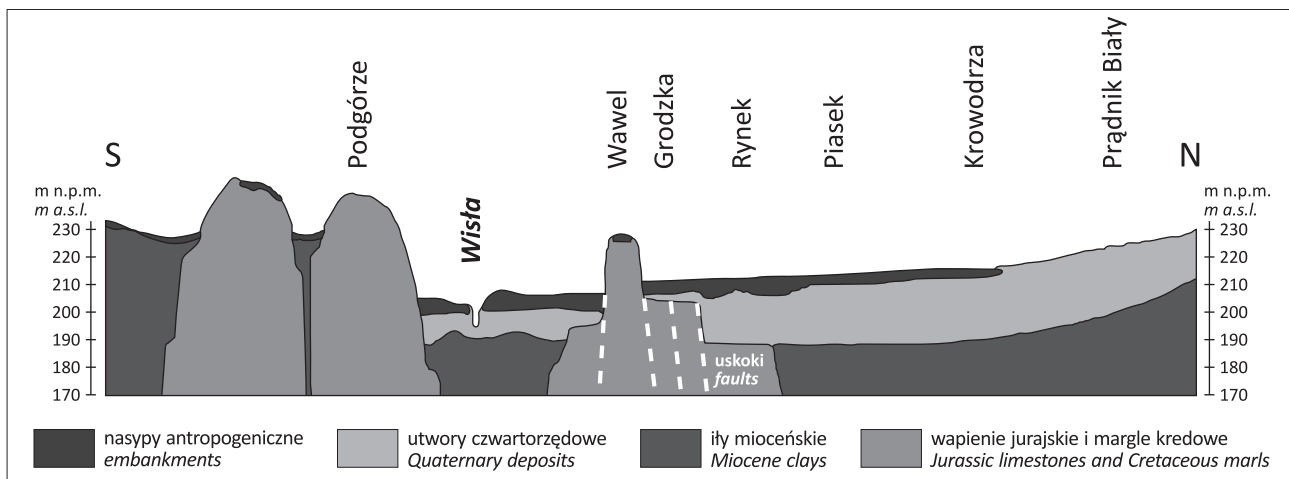
Z posadawianiem obiektów budowlanych w warstwach głębszego podłoża są niekiedy związane dodatkowe zagrożenia, które w przypadku ich nieuwzględnienia lub zignorowania mogą prowadzić do uszkodzenia budynków. Problem ten jest niezwykle istotny, a odpowiedzialność za powstałą awarię nie zawsze jednoznacznie wskazywana przez różne strony procesu inwestycyjnego, co powoduje, że sprawa niejednokrotnie znajduje swój finał w postępowaniu sądowym. Celem artykułu jest wskazanie takich zagrożeń. Przedstawiono je na przykładzie wybranych obiektów budowlanych Krakowa, które zostały głęboko posadowione w ilach trzeciorzędowych (miocennskich), a następnie z różnych powodów uległy awarii. Dla tych obiektów przedstawiono wyniki obserwacji terenowych oraz badań laboratoryjnych.

ZARYS BUDOWY GEOLOGICZNEJ OBSZARU KRAKOWA

Kraków leży na pograniczu dwóch wielkich obszarów o odmiennej i skomplikowanej budowie geologicznej – monokliny śląsko-krakowskiej i zewnętrznych Karpat fliszowych, których granicę stanowi wąska strefa zapadliska przedkarpackiego, ułożona w granicach miasta zgodnie z przebiegiem doliny Wisły. W budowie geologicznej Krakowa można wyróżnić utwory jury (podścielone utworami paleozoicznymi, które nie odsłaniają się na powierzchni) oraz kredy, miocenu i czwartorzędu (Rutkowski, 1989). Warunki geologiczne i geologiczno-inżynierskie obszaru Krakowa należy uznać za skomplikowane. Podłoże, w którego są wykonywane konstrukcje podziemne, składa się z czterech zasadnicze serii litologiczno-stratygraficznych (ryc. 1): jurajsko-kredowe wapienie i margle, iły miocenn-

¹ AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, al. Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków; czurczak@agh.edu.pl; rkaczmar@op.pl

² SGI Studio Geologii Inżynierskiej, Juszczyń 649, 34-231 Juszczyń; info@studiogi.pl



Ryc. 1. Schematyczny przekrój geologiczny przez podłoże Krakowa (opracowanie własne na podstawie Kmietowicz-Drathowej, 1964)
Fig. 1. Schematic geological cross-section across the Kraków area (own study based on Kmietowicz-Drathowa, 1964)

skie, czwartorzędowe osady piaszczysto-gliniaste oraz nasypy antropogeniczne (Rybicki i in., 2009).

Głębsze podłoże jest zbudowane ze skał mezozoicznych, są to głównie wapienie jurajskie i margle kredowe. Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie wapieni jurajskich waha się w zakresie 13–176 MPa (Kaczyński, 2017), przy średniej wartości wynoszącej ok. 47 MPa (Pinińska i in., 2000), lecz na terenie Krakowa osady te często są silnie spękane i pocięte licznymi uskoki. W odsłonięciach skał jurajskich można zaobserwować nawet sześć zespołów spękań ciosowych (Olchowy i in., 2021) oraz uskoki zrzutowe i przesuwcze. Powierzchnie uskokowe są bardzo strome (kąty nachylenia 75–87°), nierzadko są pionowe, prostopadłe do uławicenia. Poszczególne zręby są oddzielone rowami tektonicznymi, zazwyczaj wypełnionymi osadami miocenu. Według Rutkowskiego (1989) tektonika uskokowa była wieloetapowa i jest trudna do jednoznacznego datowania. Potwierdzają to wyniki badań własnych, podobne spękania są bowiem obserwowane na rdzeniach wiertniczych w spągowej części ilów miocenijskich. W tych utworach kąty nachylenia są mniejsze, zazwyczaj wahają się w granicach 30–60°, powierzchnie oddzielności są gładkie i zwykle zlustrowane. Iły miocenijskie zapadliska przedkarpackie występujące w podłożu Krakowa zalegają zazwyczaj na głębokościach 8–12 m p.p.t., wypełniając nierówności morfologiczne pośród skał wapiennych. Jedynie w południowo zachodniej części miasta, w rejonie osiedli Ruczaj i Swoszowice, strop ilów występuje w strefie przypowierzchniowej pod 1–2 m warstwą osadów czwartorzędowych lub (i) nasypów, niekiedy odsłaniając się na powierzchni terenu. Miąższość osadów miocenu w Krakowie zazwyczaj waha się w granicach 30–70 m, lokalnie w obniżeniach morfologicznych przekracza 200 m.

Na utworach trzeciorzędowych, a lokalnie bezpośrednio na podłożu mezozoicznym zalegają utwory czwartorzędowe, głównie piaski, żwiry, gliny, namuły organiczne oraz lessy. Ich miąższość jest zróżnicowana, lokalnie dochodzi do 30 m (Rybicki i in., 2009). W strefie przypowierzchniowej osady te są przekształcone w wyniku działań antropogenicznych na przestrzeni ponad 1000-letniej historii miasta (budownictwo mieszkalne, infrastruktura obronna, komunikacyjna, zasypane fosy, młynówki, starorzeczka, doły kłoczne i inne). Nasypy będące mieszaniną

gruntów rodzimych i elementów pochodzenia antropogenicznego charakteryzują się bardzo dużym zróżnicowaniem opd względem jakości, rodzaju czy miąższości, szczególnie w staromiejskiej części Krakowa.

CHARAKTERYSTYKA WŁAŚCIWOŚCI IŁÓW MIOCEŃSKICH

Cechą charakterystyczną gruntów ilastych jest ich zdolność do zmian objętości pod wpływem zmian wilgotności naturalnej. Wraz ze wzrostem wilgotności grunty te mogą zwiększać swoją objętość (pęcznieją), natomiast przy zmniejszeniu wilgotności następuje proces zmniejszania objętości (skurcz). Bezpieczne projektowanie, wykonywanie i użytkowanie budynków posadowionych w gruntach ilastych wymaga oceny podatności ilów na pęcznienie i skurcz. W wyniku pęcznienia dochodzi do rozsuwania cząstek gruntowych, a tym samym do zwiększenia objętości gruntu. Procesem towarzyszącym jest znaczny spadek spójności gruntu w wyniku zmniejszenia przyciągania między cząstkami, co może prowadzić do rozpadu ich spójności, a następnie do rozmakania gruntu (Grabowska-Olszewska i in., 1977). Wraz z rozwojem wiedzy dotyczącej ekspansywności gruntów powstało wiele klasyfikacji związanych ze wskaźnikiem pęcznienia, który określa stopień pęcznienia, należą do nich przede wszystkim klasyfikacja czterostopniowa wg Seeda (Seed i in., 1962) oraz Niedzielskiego (Niedzielski, 1993) lub pięciostopniowa Olsona (Myślińska, 1998). Wzrost objętości gruntu jest efektem ciśnienia zwanego ciśnieniem pęcznienia, które jest równe obciążeniu, przy jakim nie występuje wzrost objętości gruntu (P_d). Obserwuje się zależność zmian pęcznienia od cykliczności zmian wilgotności gruntów. Według powyżej przytoczonych badaczy cykliczne nawilżanie i suszenie próbek ilów powoduje wzrost wskaźnika i ciśnienia pęcznienia. Fakt ten jest istotny z uwagi na cykliczność pór roku oraz charakterystyczne dla naszego kraju sezonowe opady deszczu i okresy suche.

Zjawisko pęcznienia może powodować podnoszenie, a skurcz osiadanie podłoża pod fundamentami, prowadząc do uszkodzeń budynków. Powstanie i rozwój zmian objętościowych jest zazwyczaj rezultatem naruszenia stanu równowagi wilgotnościowej w podłożu ilastym. Zmiany wilgotności mogą być wywoływane przez czynniki natu-

ralne (w rozpatrywanym obszarze jest to mniej prawdopodobne) oraz czynniki antropogeniczne. W gruntach ekspansywnych pęcznienie i skurcz są także związane z brakiem zabezpieczenia dna wykopu fundamentowego przed zmianą warunków pogodowych (długotrwałe susze lub opady). W miastach, w których grunty ilaste występują bezpośrednio w poziomie posadowienia, np. w rejonie Bydgoszczy (Kumor, 1994), konstruktorzy liczą się z zagrożeniami wynikającymi ze zmian objętościowych gruntów. Natomiast w przypadku Krakowa zagrożenia te są często niedoceniane.

Na uwagę zasługuje także fakt, że problemy z posadowieniem mogą dotyczyć przede wszystkim stosunkowo nowych budynków, głównie tych, w których projektowane są wielopoziomowe podziemne kondygnacje.

Doświadczenie autorów poparte wynikami własnych badań wskazuje, że ropy mioceneskie w rejonie Krakowa cechują się bardzo zróżnicowaną podatnością na pęcznienie w profilu pionowym.

Wyniki badań własnych wskazują, że wskaźnik pęcznienia waha się od kilku do ok. 60%, a wartość ciśnienia pęcznienia może się lokalnie zmieniać – od ok. 30 kPa do nawet 270 kPa. Podczas wykonywania badań geologiczno-inżynierskich (geotechnicznych) dla budynków wysokich bezwzględnie konieczne jest oznaczenie parametrów pęcznienia z próbek (iłłów) występujących w poziomie posadowienia i bezpośrednio poniżej. Potencjalne zagrożenie pęcznieniem może znacząco wzrosnąć w wyniku zmniejszenia naprężeń pierwotnych po wykonaniu głębokich wykopów fundamentowych, prowadząc do rozwarcia szczelin. W przypadku występowania utworów sztywnych, np. przewarstwień gipsów, piasków, piaskowców oraz wapieni, powstanie uprzywilejowanych dróg filtracji wód podziemnych jest bardzo prawdopodobne. Niejednorodny przebieg przewarstwień oraz zróżnicowany stopień ich zawodnienia utrudnia jednoznaczne wskazanie miejsc, w których zjawisko przepływu wód może występować, a co za tym idzie, jakie warstwy mogą być narażone na pęcznienie w wyniku wzrostu wilgotności.

Doświadczenia autorów wskazują, że potencjalnym problemem mogą być m.in. wymagania formalno-prawne. Podczas sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej konieczne jest opracowanie mapy stropu utworów nieprzepuszczalnych z naniesioną ich miąższością (Rozporządzenie, 2016, par. 21.2 pkt 5). W takim przypadku niemal zawsze wykonywana jest mapa kontaktu osadów czwartorzędu i miocenu. Analiza archiwalnych dokumentacji geologiczno-inżynierskich, których wyniki objęły rozpoznanie stropowej części warstw iłów, potwierdzają to założenie. Z reguły pod ok. 0,5–1,0 m warstwą iłów w twaroplastycznym, lokalnie plastycznym stanie konsystencji są nawiercane ropy w konsystencji zwartej. Charakterystycznym elementem teksturalnym iłów mioceneskich jest ich dobrze wykształcona pozioma laminacja i warstwowanie, które ma charakter przeważnie rytmiczny poza strefą przypowierzchniową iłów prekonsolidowanych (Kaczyński, 2017). Jednak w powszechnej opinii ropy są traktowane jako utwory nieprzepuszczalne, o korzystnych parametrach fizykomechanicznych. Geologiczno-inżynierskie otwory wiertnicze, w których miąższość osadów miocenu nie przekracza 8–10 m, w zdecydowanej większości przypadków są niezawodnione. W takim przypadku konstruktor obiektu opierając się na „urzędowo zatwierdzonej” do-

kumentacji geologiczno-inżynierskiej, z której wynika, że w poziomie posadowienia występują: nieprzepuszczalne, małościśliwe, niezawodnione i zazwyczaj nisko ekspansywne warstwy geotechniczne, niejednokrotnie nie przykłada wystarczającej uwagi do potencjalnych zagrożeń.

Bardziej dokładne badania budowy geologicznej i warunków geologiczno-inżynierskich głębszego podłoża na podstawie wykonanych otworów o głębokości 30–40 m p.p.t. wykazały, że ropy cechują się znacznie większą niejednorodnością wykształcenia, właściwościami geologiczno-inżynierskimi i zawodnienia niż dotychczas sądzono. Wyniki badań własnych wodoprzepuszczalności gruntów ilastych z różnych rejonów Krakowa wskazują, że wartości współczynnika filtracji w złożonych kompleksach iłów mioceneskich laminowanych piaskiem w profilu poziomym mogą być trzy, lokalnie nawet cztery rzędy wielkości większe niż w profilu pionowym. Wartości współczynnika filtracji iłów w rejonie osiedla Ruczaj w profilu pionowym oscylują w zakresie ok. $k \sim 6 \cdot 10^{-11}$ m/s, natomiast współczynnik filtracji tych samych utworów w profilu poziomym, uwzględniając właściwości filtracyjne przewarstwień piasku, wzrastają do ok. $k \sim 2 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Wcześniej wspomniane wkładki utworów przepuszczalnych w ropy mioceneskich mogą powodować kontakty hydrauliczne w wodami występującymi w skałach jurajskich. Dane z wyników wierceń z okolic Bieżanowa potwierdzają lokalne występowanie naporowego zwierciadła wód podziemnych, gdzie wysokość naporu może przekraczać nawet 40 m, stabilizując się powyżej powierzchni terenu. W rejonie osiedla Ruczaj, gdzie liczne wyniesienia starszego podłoża mają charakter zrębowo-blokowy, są spotykane przypadki, że spośród otworów oddalonych od siebie o kilkanaście metrów, pierwszy do głębokości 28,0 m p.p.t. jest niezawodniony, w drugim woda zostaje stwierdzona na głębokości 13,0 m p.p.t. (w przewarstwiach piasków pylastych), w obydwu otworach woda ustabilizowała się na tej samej rzędnej (ok. 3,4 m p.p.t.). Świadczy to o występowaniu kontaktów hydraulicznych w zróżnicowanym litologicznie kompleksie utworów mioceneskich traktowanych wstępnie jako nieprzepuszczalne.

BADANIA LABORATORYJNE PRÓBEK IŁÓW MIOCEŃSKICH

Badania laboratoryjne iłów wykonano głównie na materiale gruntowym z tych części miasta, w których w okresie ostatnich kilkunastu lat rozwijało się budownictwo.

ropy zostały pobrane podczas wierceń rdzeniowych lub przy okazji realizacji badań podłoża gruntowego dla różnorodnych inwestycji liniowych oraz kubaturowych do wciskanych próbników rdzeniowych (gilz). Na potrzeby pracy przedstawiono wyniki badań jedynie głębszego podłoża (od 14,0–25,0 m p.p.t.). Wszystkie próbki, dla których przedstawiono wyniki badań, miały nienaruszoną strukturę (NNS).

Badania wykazały, że ropy miocenu na opisywanej głębokości w przeważającej części występują w stanach zwartym, półzwartym, lokalnie twaroplastycznym. ropy w stanie plastycznym i miękkoplastycznym występują na strefach kontaktu z warstwami wyżejległymi, czyli z nawodnionymi piaskami lub utworami piaszczysto-gliniastymi lub jako strefy w ropy półzwartych. Badania ich parametrów fizycznych (tab. 1) oraz właściwości ekspansywnych (tab. 2) wykonano dla 52 próbek iłów w stanie od twaroplastycz-

Tab. 1. Zmienność wartości parametrów fizycznych badanych iłów mioceńskich z obszaru Krakowa
Table 1. Variability of the value of physical parameters of the tested Miocene clays from the area of Kraków

	Gęstość objętościowa <i>Volumetric density</i>	Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego <i>Volumetric density of soil skeleton</i>	Gęstość właściwa <i>Specific density</i>	Wskaźnik porowatości <i>Porosity index</i>	Wilgotność naturalna <i>Natural humidity</i>	Granica plastyczności <i>Plasticity limit</i>	Granica płynności <i>Liquidity limit</i>	Wskaźnik plastyczności <i>Plasticity index</i>
	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	ρ_s [g/cm ³]	e [-]	w _n [%]	w _p [%]	w _l [%]	i _p [%]
Wartość minimalna <i>Minimum value</i>	2,00	1,58	2,69	0,53	16,59	23,19	60,51	31,02
Wartość maksymalna <i>Maximum value</i>	2,07	1,78	2,73	0,69	30,58	30,22	86,03	57,52
Wartość średnia <i>Average value</i>	2,04	1,68	2,71	0,61	21,67	26,90	71,68	44,78
Odchylenie standardowe <i>Standard deviation</i>	0,028 [-]	0,060 [-]	0,020 [-]	0,049 [-]	2,827 [-]	2,431 [-]	8,088 [-]	8,911 [-]
Współczynnik zmienności <i>Coefficient of variation</i>	1,37%	3,55%	0,74%	8,09%	13,39%	9,04%	11,28%	19,90%

Tab. 2. Zmienność wartości właściwości ekspansywnych badanych iłów mioceńskich z obszaru Krakowa
Table 2. Variability of the value of expansive properties of the studied Miocene clays from the area of Kraków

	Wskaźnik pęcznienia <i>Swelling ratio</i>	Ciśnienie pęcznienia <i>Swelling pressure</i>
	Ep [%]	Pc [kPa]
Wartość minimalna <i>Minimum value</i>	8,95	32,00
Wartość maksymalna <i>Maximum value</i>	56,90	270,00
Wartość średnia <i>Average value</i>	28,16	124,50
Odchylenie standardowe <i>Standard deviation</i>	16,15 [-]	82,92 [-]
Współczynnik zmienności <i>Coefficient of variation</i>	57,33%	66,60%

nego do zwartego, pobranych z różnych lokalizacji miasta Krakowa.

Dodatkowo zostały wykonane badania parametrów ścinania w aparacie trójosiowego ściskania metodą CD (*consolidated drained*). Wyniki efektywnych kątów tarcia wahają się w zakresie 12,8–23,7°, efektywnych spójności w zakresie 19,2–51,5 kPa. Są to relatywnie dobre parametry z perspektywy nośności podłoża gruntowego. Wyniki badań archiwalnych (Pilecka, Zięba 2016) wskazują na tendencje do wzrostu wartości parametrów wytrzymałościowych wraz z głębokością, co w pewnym stopniu potwierdzają wyniki badań własnych. Badania wytrzymałościowe nie będą szerzej dyskutowane w tym artykule ze względu na ograniczenie się do kwestii właściwości ekspansywnych opisywanego materiału.

Obserwowana duża zmienność właściwości ekspansywnych jest trudna do scharakteryzowania przestrzennie. Wiąże się ona głównie ze zróżnicowaniem mineralnym

składu frakcji iłowej, co jest makroskopowo niemożliwe do rozróżnienia. Na podstawie dotychczas przeprowadzonych badań własnych nie udało się w sposób jednoznaczny wykazać żadnej prawidłowości w występowaniu materiału bardziej lub mniej ekspansywnego w zależności od głębokości zalegania lub innych zmiennych.

PRZYKŁADY AWARII WYNIKAJĄCE Z NIEWYSTARCZAJĄCEGO ROZPOZNANIA WARUNKÓW GEOLOGICZNYCH

Przedstawiona duża zmienność wartości parametrów charakteryzujących właściwości analizowanych iłów sprawia, że niezbędne jest dokładne rozpoznanie warunków geologicznych i hydrogeologicznych podłoża. W przypadku posadowienia na osadach miocenu szczególną uwagę należy zwrócić na podatność iłów na zmiany objętościowe w wyniku wzrostu lub zmniejszenia wilgotności. W sytuacji braku szczegółowych badań poprzedzających prace budowlane może dojść do awarii o różnym charakterze i nasileniu. Przykłady takich awarii przedstawiono poniżej. Nie podano dokładnych lokalizacji opisywanych obiektów, że względu na fakt, że w przypadku niektórych z nich prowadzone są postępowania sądowe.

Pierwszy przykład stanowi budynek biurowy o trzech podziemnych kondygnacjach, zlokalizowany w południowo zachodniej części miasta. Po wybudowaniu omawianego obiektu doszło do spękania żelbetowej płyty fundamentowej o grubości 0,6–0,8 m oraz niekontrolowanego dopływu wody do pomieszczeń (ryc. 2).

Rozpoznanie podłoża obejmowało wykonanie kilkunastu otworów wiertniczych o głębokości 15,0–18,0 m, zakończonych w stosunkowo jednorodnych, niezawodnionych iłach występujących w zwartym stanie konsystencji. Wnioski z dokumentacji nie wskazywały na występowanie szczególnych zagrożeń dla projektowanego budynku.

Wykop pod posadowienie płyty fundamentowej trzeciej kondygnacji garaży miał głębokość 13,5–15,7 m p.p.t.

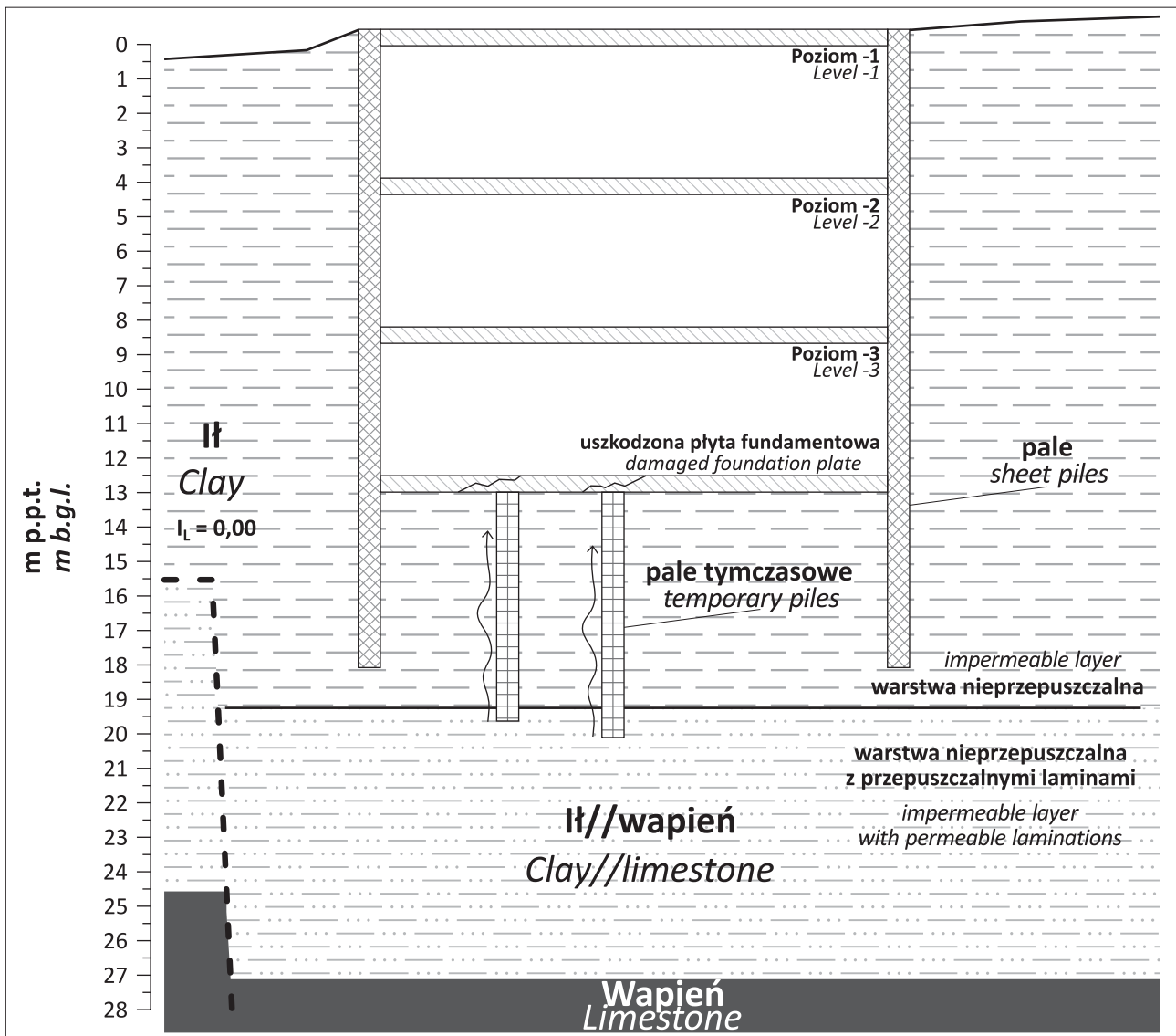


Ryc. 2. Pęknięta płyta fundamentowa z zaznaczonym wypływem wody. Fot. R. Kaczmarczyk

Fig. 2. A broken foundation plate and outflow. Photo by R. Kaczmarczyk

Z dna wykopu wykonano dodatkowe otwory o średnicy 0,8 m pod tymczasowe słupy (pale) robocze o głębokości 3,6–7,2 m poniżej poziomu płyty fundamentowej. Sumarycznie głębokość tej ingerencji w podłoże przekraczała głębokość wykonanego rozpoznania

Wyniki wierceń o głębokości ok. 30 m p.p.t. (wykonanych po wystąpieniu uszkodzeń) wykazały, że od głębokości ok. 15,0–21,6 m p.p.t. (od ok. 2,0 do ok. 5,5 m pod płytą fundamentową) w obrębie ilów występowały zawodnione przewarstwienia piasków i gipsów (warstw chodenickich) (ryc. 3). W otworach wiertniczych poziom wód gruntowych został nawiercony na różnych głębokościach (od 28 m p.p.t. w strefie kontaktu ilów z wapieniami górnej jury do 21,6 m p.p.t. w przewarstwiach gipsów w ilach). Poziom wód gruntowych stabilizował się na głębokości 3,4 m p.p.t., co świadczy o kontaktach hydraulicznych na różnych głębokościach. Badania współczynnika filtracji wykazały, że względnie jednorodne ropy pylaste



Ryc. 3. Schemat zniszczenia płyty fundamentowej przez podciąganie wody z przepuszczalnych lamin

Fig. 3. Diagram of failure of the foundation slab by pulling water from permeable laminae

(występujące powyżej poziomu posadowienia) są niemal nieprzepuszczalne dla wody, natomiast współczynniki filtracji dla próbek wyciętych z przewarstwień iłów gipsem oraz iłów z piaskowcem były typowe dla gruntów średnio przepuszczalnych. Iły cechowały się bardzo zróżnicowaną podatnością na zmiany objętości. W zależności od głębokości poboru próbek wskaźnik pęcznienia wahał się od ok. 8% do niemal 57%, a ciśnienie pęcznienia kształtowało się w szerokim zakresie 80–185 kPa. Najwyższą podatność na pęcznienie stwierdzono w poziomie posadowienia ok. 13,0 m p.p.t.

Zmiana naprężenia w podłożu gruntowym wytworzona w wyniku odprężenia wykopem fundamentowym spowodowała powstanie licznych mikrospekkań i mikroszczelin – uprzywilejowanych dróg filtracji wód podziemnych, wzdłuż których prędkość przepływu znacząco wzrosła w stosunku do oznaczonej w badaniach laboratoryjnych. Największe zniszczenia struktury w iłach powstały pod i w rejonie słupów tymczasowych, które podczas budowy były poddawane dużym i zmiennym naprężeniom pionowym i bocznym. Potwierdziły to wyniki uszkodzeń płyty fundamentowej. Stwierdzono wówczas, że przebiecia wody spod płyty fundamentowej pojawiły się w bezpośrednim sąsiedztwie słupów tymczasowych, następnie woda przemieszczała się poziomo pod płytą w strefie kontaktu z iłami, spękanych w części stropowej, powodując ich pęcznienie.

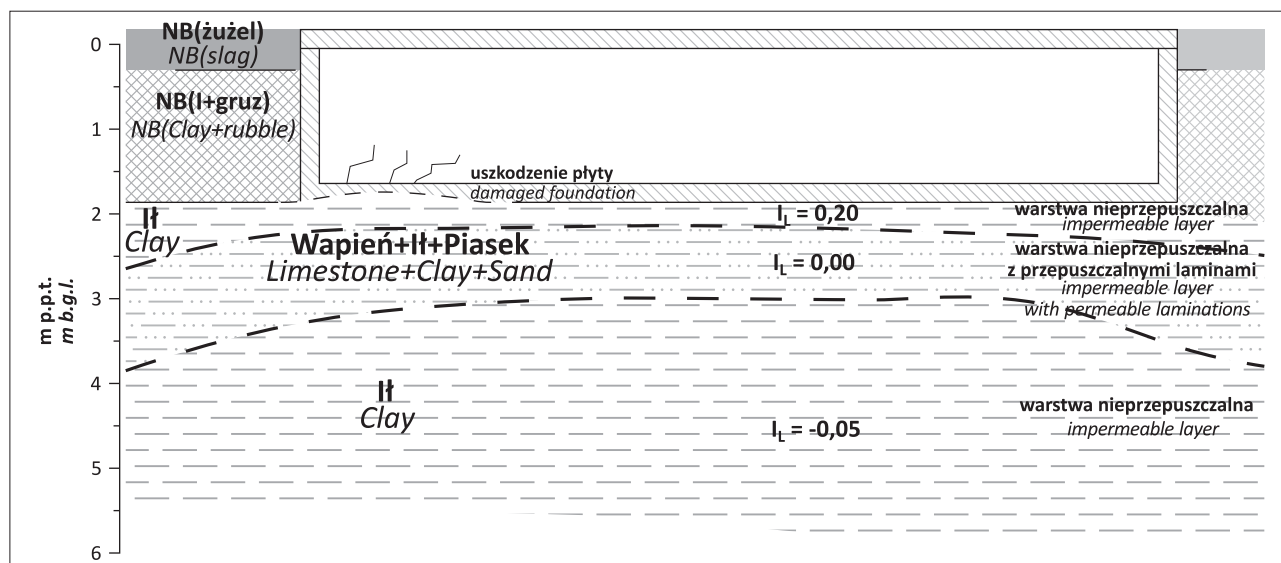
Pęknięcie grubej (0,6–0,8 m) żelbetowej płyty dennej nie miało istotnego wpływu na bezpieczeństwo użytkownika budynku, powstała konieczność ciągłego pompowania wody. Podjęto próby odcięcia dopływu wody za pomocą metod iniekcyjnych, lecz nie dały one zadowalających rezultatów z uwagi na problemy z lokalizacją miejsc wypływu wody pod płytą fundamentową.

Opisane uszkodzenia nie są wyjątkiem, gdyż niemal identyczną awarię zanotowano także w innym dużym biurowcu o dwóch kondygnacjach podziemnych, położonym ok. 2 km od opisywanego powyżej. W tym przypadku w otworach kontrolnych poziom wód podziemnych stabilizował się powyżej poziomu terenu.

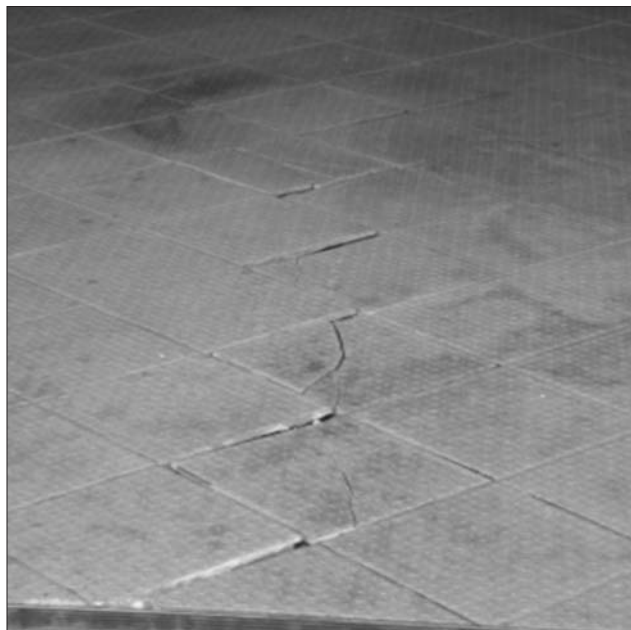
PRZYKŁADY AWARII WYNIKAJĄCE ZE ZMIANY WARUNKÓW WODNYCH PODŁOŻA

Uszkodzenia wystąpiły w wielorodzinnym 12-piętrowym budynku mieszkalnym o konstrukcji mieszanej: ramowej (żelbetowej/monolitycznej) i murowanej o wymiarach ok. 45 × 15 m z jedną kondygnacją podziemną (ryc. 4). Część obiektu posadowiona jest na płycie fundamentowej, a część na ławach i stopach fundamentowych. W obydwóch przypadkach obciążenia przekazywane są bezpośrednio na rodzime podłoże gruntowe. W podziemiach budynku zlokalizowany jest parking i boksy piwniczne. Konstrukcja w części piwnicznej jest usztywniona układem ścian i słupów żelbetowych. W dokumentacji geologiczno-inżynierskiej w strefie przypowierzchniowej stwierdzono złożone warunki gruntowe (Rozporządzenie, 2012) (stosunkowo duże zróżnicowanie budowy geologicznej oraz parametrów geotechnicznych gruntów), poniżej głębokości posadowienia stwierdzono występowanie nośnych iłów o stosunkowo korzystnych warunkach geotechnicznych.

Prace budowlane były realizowane w latach 2004–2006. Przez pierwsze trzy lata użytkowania budynku nie stwierdzono żadnych zastrzeżeń. W protokołach sporządzonych w latach 2007–2010 stwierdzono dobry lub bardzo dobry stan elewacji, fundamentów, ścian podziemnych i konstrukcyjnych. Pierwsze uszkodzenia zanotowano po nadzwyczaj długotrwałych i intensywnych opadach w roku 2010. Od tego okresu pęknięcia ścian, elewacji oraz lokalne wypiętrzenia płyty zaczęły się pojawiać cyklicznie w okresach suszy i opadów (ryc. 5). Wyniki prowadzonych prac kontrolnych wykazały, że wartość wskaźnika pęcznienia zmienia się w przedziale 27,5–36,8%, a ciśnienie pęcznienia w zakresie 150–270 kPa. Wielkość zmniejszenia się objętości próbek pobranych w podłożu analizowanego budynku przy wysychaniu od wilgotności naturalnej do wilgotności granicy skurczalności waha się w zakresie od 1,50 do 12,3%. Budynek znajduje się w odległości ok. 150 m od rzeki. Wstępne rozpoznanie pozwala wnioskować o istnieniu kontaktów hydraulicznych wód obecnych w przepuszczalnych przewarstwieniach iłów oraz w kontaktujących się z nimi aluwiami rzeczными. Wyniki rozpoznania wskazały, że najbardziej prawdopodobną geolo-



Ryc. 4. Schemat zniszczenia płyty fundamentowej przez cykliczne zmiany objętości materiału pod fundamentem
Fig. 4. Diagram of failure of a foundation slab by cyclical changes in the volume of material under the foundation



Ryc. 5. Lokalne zniszczenia posadzki. Fot. R. Kaczmarczyk
Fig. 5. Local damage of the floor. Photo by R. Kaczmarczyk

giczną przyczyną uszkodzeń budynku są zmiany objętościowe gruntów podłoża wywołane pęcznieniem i skurczem łąw, zachodzącym naprzemiennie w okresach opadów atmosferycznych oraz podczas suszy.

Opisywane powyżej przykłady dotyczyły uszkodzeń stosunkowo nowych budynków, a niekiedy ujawniają się już w obiektach przed oddaniem ich do użytkowania.

Uszkodzenia związane z pękaniem ścian mogą się pojawić także w budynkach użytkowanych od dziesięcioleci. Przykładem są uszkodzenia ścian domu jednorodzinnego zlokalizowanego w południowej części miasta. Opisywany budynek został wybudowany w latach 70. XX w. i wg relacji właścicieli przez ponad 40 lat użytkowania nie zaobserwowano żadnych niepokojących zdarzeń. Niemniej jednak po pojawieniu się pierwszych zarysowań na ścianach zanotowano dość dużą dynamikę powstawania kolejnych uszkodzeń – od zarysowania o wielkości do ok. 2 mm aż do rozwarcia szczelin (utrudniającego zamykanie drzwi) upłynęło ok. 4 dni. Na podstawie rozpoznania stwierdzono, że w podłożu pod ok. 1,3-metrową warstwą nasypów występują niezawodnione, zagęszczone piaski średnie o miąższości ok. 0,3–1,2 m, a poniżej nich – łął mioceńskie. W analizowanym przypadku w otoczeniu całego budynku, podczas wykonywania płytkich wierceń, w łąłach stwierdzono gęstą sieć korzeni drzew, także w części południowej pod wypiełgnowanym (regularnie podlewanym) trawnikiem. Wywiad środowiskowy wykazał, że właściciele budynku, korzystając ze zmian (czasowych) *Prawa ochrony środowiska* pozwalających na wycięcie drzew bez pozwolenia, usunęli z południowej części działki kilkanaście drzew. W rezultacie w północnej części budynku, gdzie pozostały dwa dorodne jesiony, wilgotność łąłw w poziomie posadowienia wynosiła 13,07% (stan zwarty), w części południowej przekraczała 30% (twardoplastyczny stan konsystencji). Obserwacje kostki brukowej wokół budynku pozwalają stwierdzić, że zmiany wilgotności łąłw wpłynęły na zmianę położenia powierzchni terenu (osiadania w wyniku skurczu i pęcznienia) – ok. 2,5–4,0 cm.

PRZYKŁADY AWARII WYNIKAJĄCE Z BŁĘDNEGO ZAGOSPODAROWANIA WÓD OPADOWYCH

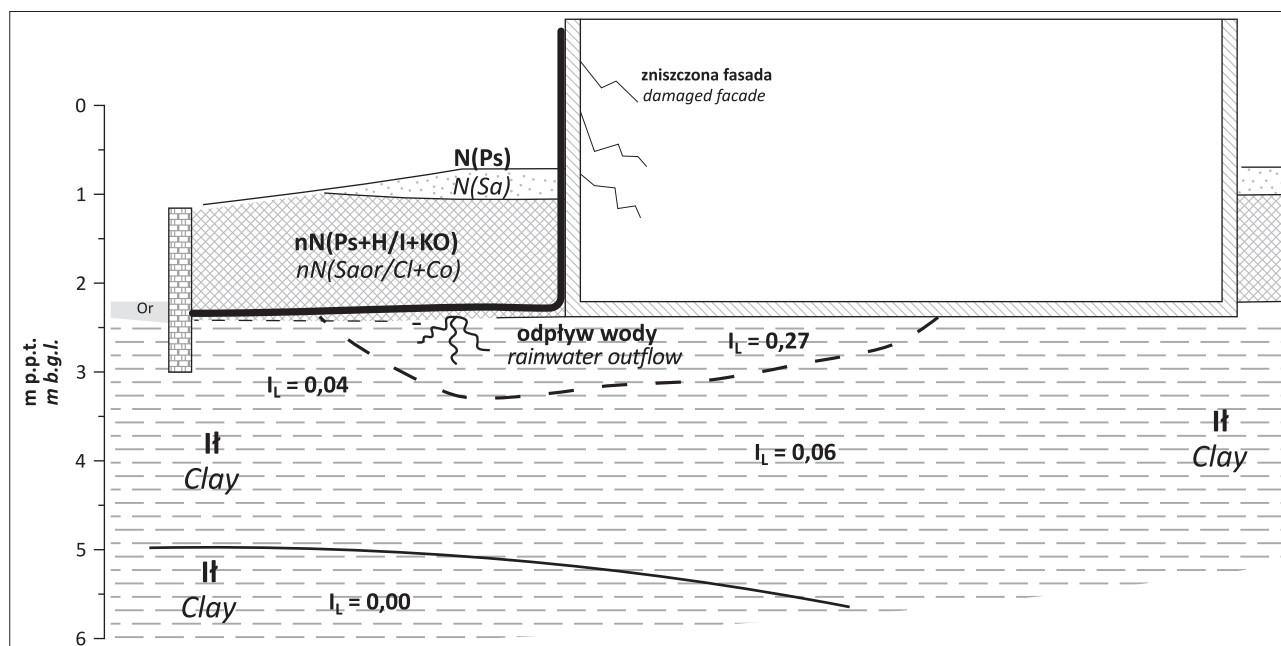
Uszkodzenia związane z podatnością gruntów łąłstych na pęcznienie i skurcz mogą być także wynikiem przeciekania do podłoża pod fundamentami wód opadowych ze skorodowanych rynien. Przykładem takiej awarii jest spękanie budynku z lat 60. XX w., powstałe po ponad 50-letnim okresie bezproblemowego użytkowania. Pojawiające się coraz częściej nawalne opady niejednokrotnie przekraczają możliwość odprowadzenia wód opadowych przez istniejący system drenażowy, prowadząc do wzrostu ciśnienia w niżej położonych odcinkach rur, co powoduje ich rozszczelnienie lub pękanie. Woda z pękniętej rury przedostając się do gruntu pod budynkiem, spowodowała pęcznienie łąłw oraz najprawdopodobniej jego skurcz w okresach suchych. Proces ten doprowadził do powstania szczeliny (wolnej przestrzeni) pomiędzy fundamentem a gruntem i w konsekwencji pęknięcia ścian. W rozpatrywanym przypadku, na podstawie badań archiwalnych, wartości ciśnienia pęcznienia nie przekraczały 100 kPa, lecz cyklicznie zmiany objętości mają istotny wpływ na powstanie uszkodzeń ścian budynku. W kilkudziesięcioletnich budynkach, w których wody z dachów do kanalizacji deszczowej odpływają w rurach żeliwnych (podatnych na korozję), należy się liczyć z ryzykiem utraty szczelności (ryc. 6).

Innym przykładem jest wielosegmentowy budynek użyteczności publicznej z lat 80. i 90. ub.w. o zróżnicowanej liczbie kondygnacji oraz głębokości posadowienia. Część segmentów posiada dwie kondygnacje podziemne (posadowienia w łąłach), część – jedną kondygnację (posadowienia na stropie łąłw), a inne są niepodpiwniczone (posadowienie w strefie czwartorzędowych piasków). Ze względów ekonomicznych roboty były przerywane, a następnie wznowiane. Wprowadzono zmiany w rozwiązaniach fundamentowych. Kompleks jest położony na stoku niewielkiego wzniesienia, powierzchnia terenu jest nachylona pod kątem ok. 2–5° w kierunku południowym. Wyniki rozpoznania wykazały m.in. niesprawnie działającą instalację drenażową w otoczeniu fundamentów budynku.

Początkowo uszkodzenia pojawiły się w drugiej kondygnacji podziemnej w wyniku przecieków wód opadowych spływających przez spękaną ścianę żelbetową, od strony niepodpiwniczonego podwórka (ryc. 7). W podłożu budynku nawiercono cztery zróżnicowane genetycznie i litologicznie typy utworów, są to: nasypy budowlane z piasków, nasypy łąlsto-piaszczyste ze żwirem lub gruzem oraz grunty rodzime składające się z łąłw i łąłw z przewarstwieniami piasków pylastych lub gipsu.

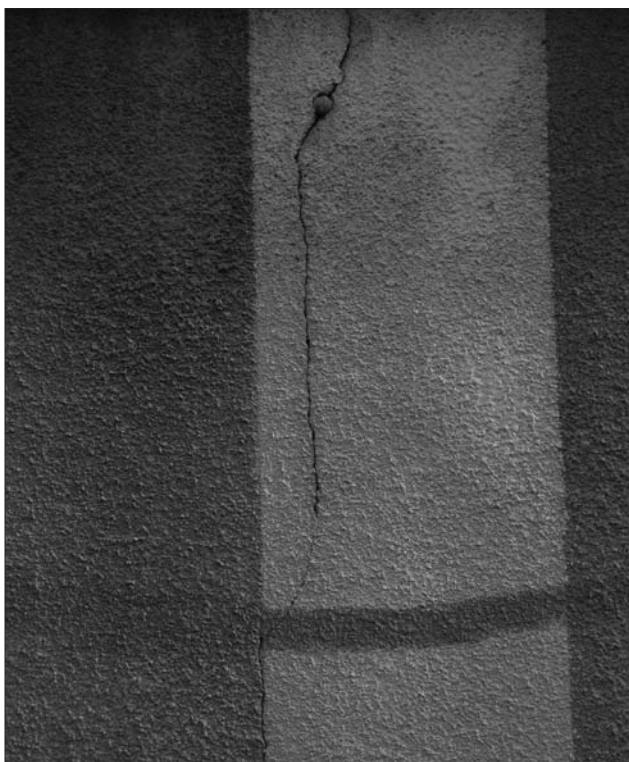
Z uwagi na zróżnicowanie warunków gruntowych pod fundamentami ustalenie jednoznacznej przyczyny powstawania uszkodzeń było stosunkowo trudne. Wyniki wierceń wskazały, że miąższość nasypów jest większa niż poziom posadowienia niepodpiwniczonej części budynku. Występowanie poniżej fundamentów warstwy gruntów nasypowych zróżnicowanych pod względem miąższości, rodzaju i zagęszczenia w warunkach wzrostu zawodnienia niesie ryzyko wystąpienia osiadania zapadowego gruntów nasypowych czyli hydrokompakcji i w konsekwencji nierównomiernych osiadań (Kaczmarczyk i in., 2018).

Wskaźnik pęcznienia łąłw występujących pod fundamentami głębiej posadowionych części budynku wahał



Ryc. 6. Schemat zniszczenia fasady budynku przez pęcznienie materiału pod fundamentem w wyniku zawodnienia

Fig. 6. Diagram of the destruction of the facade of the building by material swelling under the foundation as a result of waterlogging



Ryc. 7. Spękania w obrębie fasady budynku. Fot. R. Kaczmarczyk
Fig. 7. Cracks within the facade of the building. Photo by R. Kaczmarczyk

się w granicach 20–31%, a ciśnienie pęcznienia od 80 do 150 kPa.

Zarówno w przypadku hydrokompakcji, jak i zmian objętościowych wywołanych pęcznieniem lub skurczem zasadniczą przyczyną zmian parametrów geotechnicznych utworów występujących w podłożu analizowanego budynku są warunki wodne.

Nie można wykluczyć, że w opisywanym przypadku wpływ na powstanie uszkodzeń mogło mieć także występowanie wkładek gipsowych w łąkach, kilkumilimetro-

szczelin (pustek) krasowych. Przemieszczenia (powstanie szczelin) najprawdopodobniej doprowadziły do powstania uprzywilejowanych dróg przepływu i dalszych spękań w segmentach posadowionych na łąkach.

PODSUMOWANIE

Warunki geologiczno-inżynierskie podłoża Krakowa są trudne. Wynika to z nakładania się na naturalną, często skomplikowaną budowę geologiczną, wielowiekowych oddziaływań antropogenicznych. W strefy, w której właściwości gruntów i skał mają wpływ na projektowanie, wykonywanie i użytkowanie obiektów budowlanych, występują wapienne utwory ery mezozoicznej, ilaste osady miocenu, zróżnicowane genetycznie i litologicznie grunty czwartorzędowe oraz różnowiekowe nasypy antropogeniczne. Wszystkie opisane utwory w warunkach niewłaściwego rozpoznania lub błędów projektowych mogą stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa obiektów budowlanych.

Zasadniczo problemy z posadowieniem obiektów budowlanych na gruntach ekspansywnych nie są nowym zagadnieniem, w przypadku łąków miocenijskich zapadliska przedkarpackiego często są jednak niedoceniane. Na terenie Krakowa zdecydowana ich większość jest posadowiona powyżej poziomu łąków miocenijskich na warstwach gruntów czwartorzędowych, które stanowią swoistą strefę buforową pomiędzy fundamentem a łąkami. Nowo projektowane budynki z reguły posiadają co najmniej jedną kondygnację podziemną. Spełnienie wymagań miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego dla budynków mieszkalnych wielorodzinnych oraz wielkopowierzchniowych budynków użyteczności publicznej z reguły wymaga lokalizacji garaży na kondygnacjach podziemnych, w niektórych rejonach miasta wyłącznie na kondygnacjach podziemnych (Uchwała, 2014). W takich przypadkach głębokość posadowienia przekracza kilka metrów i często obejmuje łąki miocenijskie zapadliska przedkarpackiego.

Iły te, z uwagi na półzwały i zwarty stan konsystencji, stosunkowo wysokie wartości parametrów fizykomecha-

nicznych, względnie dużą jednorodność, miąższość oraz „pozorny” brak zawodnienia, były uznawane za dobre podłoże budowlane o wysokiej nośności. Dokładniejsze badania budowy geologicznej i warunków geologiczno-inżynierskich głębszego podłoża wykazały, że łąy cechują się dużą niejednorodnością (anizotropowością) wykształcenia, co wpływa na zróżnicowanie ich parametrów geologiczno-inżynierskich.

Jednym z czynników prowadzących do problemów z posadowieniem obiektów budowlanych w łąach jest anizotropowość wodoprzepuszczalności w zastoiskowych osadach mioceńskich. W profilu pionowym utwory te są niemal nieprzepuszczalne, a w poziomie współczynniki filtracji są charakterystyczne dla gruntów średnioprzepuszczalnych. Wynika to z faktu, że łąy są z reguły przewarstwione bardzo cienkimi (1–2 mm, poziomymi) laminami piasków oraz lokalnie nieregularnych kilkucentymetrowych przewarstwień gipsu, anhydrytu. Powierzchnie te stanowią uprzywilejowaną drogę filtracji wód podziemnych.

Przepuszczalność łąów może dodatkowo wzrosnąć w wyniku robót budowlanych, gdyż wykonywanie głębokich wykopów fundamentowych wpływa na odprężenie podłoża i rozwarcie szczelin.

Wskaźnik pęcznienia utworów ilastych jest bardzo zróżnicowany, waha się od kilku do ok. 60%, a ciśnienie pęcznienia od ok. 30 do 270 kPa. Dotychczasowe wyniki badań nie wykazały strefowej zależności pomiędzy lokalizacją łąów a podatnością na pęcznienie, a także pomiędzy wskaźnikiem pęcznienia i ciśnieniem pęcznienia.

Uszkodzenia budynków na skutek zmian objętościowych gruntów podłoża wywołanych pęcznieniem bądź skurczem łąów mogą być skutkiem niewystarczającego rozpoznania warunków geologicznych. Dodatkowymi czynnikami wpływającymi na ich bezpieczeństwo są cykliczne zmiany wilgotności gruntów i warunków wodnych, niewłaściwe zagospodarowanie wód opadowych oraz niedoceniańa ryzyka zmian właściwości gruntów przy posadawianiu obiektów na podłożu standardowo ocenianym jako nośne, małościśliwe, nieprzepuszczalne oraz jednorodne.

Dla bezpieczeństwa posadawiania i eksploatacji obiektów budowlanych w opisywanych warunkach każdorazowo konieczne jest uwzględnienie zmienności litologicznej oraz potencjalnej ekspansywności w oparciu o odpowiednie zaprojektowane badania laboratoryjne.

Autorzy pragną złożyć serdeczne podziękowania recenzentom artykułu – dr. hab. Pawłowi Dobakowi i dr. Zbigniewowi Frankowskiemu – za cenne uwagi i sugestie, które korzystnie wpłynęły za końcową treść pracy.

LITERATURA

- GRABOWSKA-OLSZEWSKA B., MYŚLIŃSKA E., OSIPOW W.I., SIERGIEJEW J.M., TROFIMOW W.T., ZIANGIROW R.S. 1977 – Gruntoznawstwo. Wydaw. Geol., Warszawa.
- KACZMARCZYK R., CZURCZAK J., KUMOROWSKA M. 2018 – System monitorowania procesu hydrokompakcji na przykładzie modelu fizycznego. *Prz. Geol.*, 66 (10): 629–635.
- KACZYŃSKI R. 2017 – Warunki geologiczno-inżynierskie na obszarze Polski. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- KMIETOWICZ-DRATHOWA I. 1964 – Rys budowy geologicznej czwartorzędu okolic Krakowa. Sprawozdania z Posiedzeń Komisji Naukowych PAN, Oddz. w Krakowie, 269–274.
- KUMOR M.K. 1994 – Geotechniczna charakterystyka łąów trzeciorzędowych serii poznańskiej podłoża budowlanego Bydgoszczy. *Mat. Sem. pt. „Ły poznańskie – praktyczne aspekty budownictwa na gruntach ekspansywnych”*. Wydaw. PKG Oddz. Włkp. i ATR, Bydgoszcz.
- MYŚLIŃSKA E. 1998 – Laboratoryjne badania gruntów. Wyd. 2 zmienione i rozszerzone. Wydaw. Nauk. PWN, Warszawa.
- NIEDZIELSKI A. 1993 – Czynniki kształtujące ciśnienie pęcznienia oraz swobodne pęcznienie łąów poznańskich i warwowych. *Rocz. Akademii Rolniczej w Poznaniu, Rozprawy Naukowe*, 238.
- OLCHOWY P., WENDORFF M., ŚWIĄDER A., KACZMARCZYK R. 2021 – Pomiary i analiza zespołów spēań w wybranych częściach Parku Bednarskiego w Krakowie. AGH, Kraków.
- PILECKA E., ZIĘBA J. 2016 – Zachowanie się łąów mioceńskich jako podłoża gruntowego planowanych inwestycji transportowych Krakowa. *Autobusy: technika, eksploatacja, systemy transportowe*, 17.
- PINIŃSKA J., DZIEDZIC A., DOBAK P. 2000 – Zastosowanie systemu przetwarzania danych geomechanicznych dla dokumentowania złóż kopalin skalnych. *Górn. Odkrywk.*, 42 (2–3): 117–129.
- RUTKOWSKI J. 1989 – Budowa geologiczna regionu Krakowa. *Prz. Geol.*, 37 (6): 302–307.
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i geologiczno-inżynierskiej z dnia 15 grudnia 2016 r. *Dz.U.* z 2016 r. poz. 2033.
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych. *Dz.U.* z 2012 r. Nr 81, poz. 463.
- RYBICKI S., KROKOSZYŃSKI P., HERZIG J. 2009 – Charakterystyka warunków geologiczno-inżynierskich podłoża Krakowa z uwzględnieniem nawarstwień historycznych. *Geologia*, AGH Kraków, 35: 57–65.
- SEED H., WOODWARD R., LUNDGREN R. 1962 – Prediction of swelling potential for compacted clays. *J. Soil Mechanics. Found. Eng. Div.*, 88: 53–87.
- UCHWAŁA Rady Miasta Krakowa nr C/1532/14 z dnia 26 marca 2014 r. w sprawie uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego obszaru „Prądnik Czerwony – Zachód”.

Praca wpłynęła do redakcji 22.04.2022 r.
Akceptowano do druku 4.07.2022 r.