

NIESPRAWNOŚĆ SYSTEMÓW ODWADNIAJĄCYCH W OBIEKTACH BUDOWLANYCH

EUGENIUSZ KODA, e-mail: eugeniusz_koda@sggw.pl

WŁADYSŁAW MATUSIEWICZ

PIOTR OSIŃSKI

Katedra Geoinżynierii, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Streszczenie: Celem artykułu jest wykazanie najczęstszych przyczyn okresowego podtapiania pomieszczeń przyziemia obiektów budowlanych oraz zaproponowanie sposobu ich zabezpieczenia przed szkodliwymi skutkami zmiennego stanu wód gruntowych. Zakres pracy obejmuje analizę warunków geotechnicznych oraz dokumentacji projektowej zrealizowanych odwodnień na przykładzie dwóch wybranych obiektów użytku publicznego. Przeprowadzono ocenę aktualnego stanu technicznego drenażu i zaproponowano sposoby naprawy niedostatecznej skuteczności przyjętych wcześniej rozwiązań. Omówiono obliczenia hydrauliczne drenażu. Zaproponowano zabezpieczenie drenów przed kolmatacją oraz ujęcie i odprowadzenie wód drenażowych do odbiornika.

Słowa kluczowe: piwnice, podtopienia, warunki geotechniczne, drenaż, kolmatacja

1. Wprowadzenie

Zastosowanie odwodnień budowlanych polega na wybudowaniu instalacji, której zadaniem jest obniżanie zwierciadła i ciśnienia wody przez jej przejście oraz odprowadzenie z terenu chronionego do odbiornika. Przypadki, dla których instalacja dotyczy odwodnienia budynków, budowli, terenów przemysłowych i rekreacyjnych należy do kategorii odwodnień trwałych. Wykonanie takich rozwiązań powinno być na tyle skuteczne, aby oprócz obniżenia poziomu wód podziemnych, zapewniały stateczność chronionych obiektów budowlanych.

Zabezpieczenie pojedynczych budynków lub grupy budynków przed napływem wody podziemnej stanowią najczęściej drenaże pierścieniowe wykonane w układzie poziomym [1]. Odpowiedni dobór sposobu odwodnienia, poprawne obliczenia hydrauliczne oraz właściwe wykonanie są gwarancją skuteczności działania przyjętych rozwiązań inżynierskich.

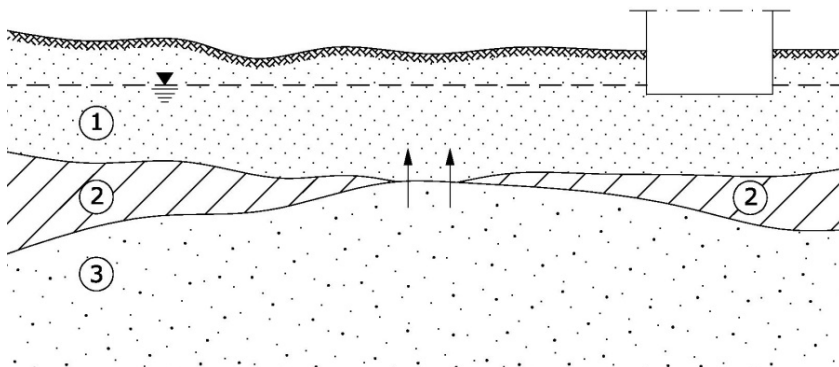
Woda infiltruje z powierzchni terenu w głąb gruntu pod wpływem siły ciężkości do momentu napotkania na swojej drodze stropu utworów słabo przepuszczalnych. Na skutek ograniczenia filtracji wody gruntami słabo przepuszczalnymi zaczyna ona wypełniać pory i szczeliny nasycając grunt wodą wolną do pewnej wysokości, a następnie pod działaniem siły ciężkości może płynąć z miejsc wyższych ku niższym bądź na skutek działania ciśnienia hydrostatycznego przemieszczać się do miejsc o mniejszym ciśnieniu. Poziom, do którego w utworach przepuszczalnych wznosi się woda wolna określić można jako zwierciadło wody gruntowej. Jest to jednocześnie granica strefy nasycenia wodą, czyli strefy saturacji.

Podtopienie obiektów budowlanych w znacznym stopniu związane jest z występowaniem w podłożu warstw utworów słabo przepuszczalnych [2]. Szczególnie ich płytkie zaleganie wpływa na pojawienie się wód zaskórnych i przypowierzchniowych. Poziom tych wód i jego dynamika zależy w znacznej mierze od opadów atmosferycznych i panującego klimatu. Toteż

wody te po intensywnych opadach deszczu mogą powodować okresowe podtopienia, które będą zanikać na skutek parowania terenowego.

Może się zdarzyć, że mimo głębokiego zalegania warstw nieprzepuszczalnych i niskiego zwierciadła wody gruntowej wystąpią lokalne podtopienia piwnic. Powodem tego mogą być występujące w utworach przepuszczalnych w strefie aeracji soczewki o znacznie mniejszej przepuszczalności. Jeżeli woda wsiąkowa infiltrując w głąb z powierzchni terenu napotka taką soczewkę zatrzymuje się na jej stropie magazynując się w porach ponad nią [3]. Takie nagromadzenie wody wolnej w zasięgu strefy aeracji nosi nazwę wody zawieszanej.

Czasami istnieje problem zawilgocenia fundamentów i murów oraz zabagnienia terenu wodą kapilarną, mimo że swobodne zwierciadło wody gruntowej znajduje się na bezpiecznej głębokości. Sytuację taką zaobserwować można gdy w poziomie posadowienia zalegają grunty drobnoziarniste, w których pory tworzą bardzo wąskie szczelinki i kanaliki. Woda podnosi się wtedy na skutek działania sił międzycząsteczkowych i wyniku tego między strefą saturacji a aeracji powstaje strefa wzniosu kapilarnego [4, 5]. Wysokość wzniosu kapilarnego osiąga granice kilku metrów zależnie od uziarnienia gruntu, zawartości składników mineralnych i części organicznych oraz chemizmu i temperatury wody. Istnieją również przypadki, kiedy to woda wgłębna o napiętym zwierciadle może być przyczyną podtopień. Poziom wody gruntowej podnosi się tworząc wspólne zwierciadło z wodami wgłębnymi tylko wtedy, gdy istnieje więź hydrauliczna pomiędzy tymi dwoma typami wód. Poziomy wodonośne oddziałują na siebie za pośrednictwem okien hydrogeologicznych (rys. 1) oraz poprzez wychodnie warstw wodonośnych. Podtopienie może wystąpić również w sytuacji, gdy pod wierzchnią warstwą słabo przepuszczalną znajduje się warstwa gruntu dobrze przepuszczalnego z wodą o zwierciadle napiętym. Ciśnienie wody w porach spowoduje wtedy, że będzie ona wnikać w pory nadległego gruntu słabo przepuszczalnego powodując jego nadmierne zawilgocenie [6, 7].



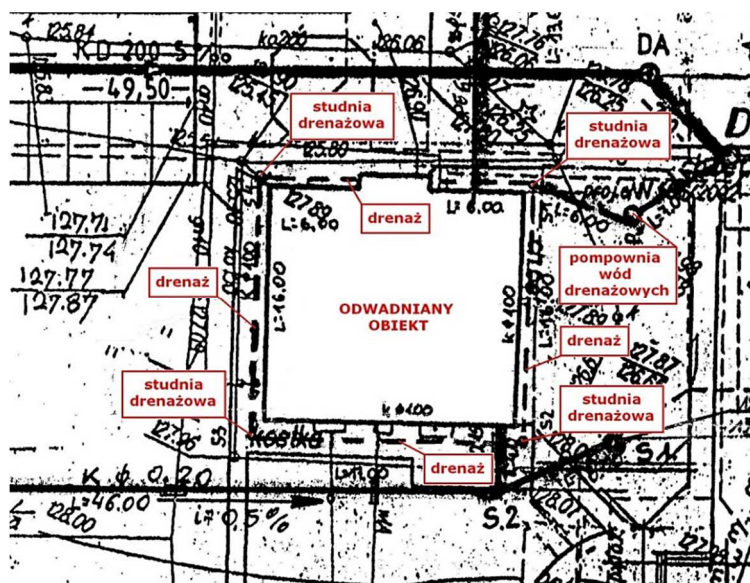
Rys. 1. Podtopienie obszaru spowodowane zasileniem wód gruntowych wodami naporowymi przez okno hydrogeologiczne: 1 – warstwa wody gruntowej, 2 – warstwa słabo przepuszczalna, 3 – warstwa wody wgłębnej

2. Opis wybranych obiektów i zakres badań

2.1. Obiekt 1

Przedmiotem analizy jest obiekt użytku publicznego, który wyposażony został w kotłownię w części piwnicznej. Poziom posadowienia kotłowni opalanej gazem ziemnym wymagał obniżenia części środkowej piwnicy o 0,68 m, do rzędnej 125,58 m. Spód posadzki o grubości 0,15 m układał się na rzędnej 125,43 m. W ramach rozpoznania projektowanego przedsięwzięcia ustalono rzędne posadowienia muru fundamentowego ceglanego budynku na rzędnej

126,08 m, a poziom wody podziemnej 2,33 m pod powierzchnia terenu, czyli 0,12 m powyżej projektowanej rzędnej posadzki kotłowni. W piwnicy budynku pojawiło się silne zawilgocenie elementów konstrukcyjnych. Na podstawie analizy dostępnej dokumentacji stwierdzono, iż w celu obniżenia zbyt wysokiego poziomu wody zaprojektowano drenaż zewnętrzny pierścieniowy nie analizując warunków geotechnicznych, szczególnie rodzajów gruntów i uziarnienia. Nie wykonano filtru drenażowego, co w warunkach posadowienia obiektu w glinach zwałowych budziło wątpliwości odnośnie skuteczności działania odwodnienia. Widok drenażu w planie zaprezentowany został na rys. 2



Rys. 2. Widok drenażu budynku biurowego

Badania geotechniczne wykazały, że do głębokości 0,7 m zalegają piaski gliniaste, pod którymi znajduje się warstwa glin piaszczystych wahająca się w zakresie głębokości 0,7–1,5 m. Gliny piaszczyste podścielają 0,35 m grubości piaski gliniaste i piaski gliniaste / piaski drobne. Poniżej głębokości 2,46 m zalegają gliny piaszczyste w stanie półzwałym. Zwierciadło wody gruntowej ustabilizowało się na głębokości 2,34 m poniżej powierzchni terenu tj. na rzędnej 125,7 m. Mając na uwadze zagadnienie odwodnień budowlanych stwierdzono, że główną rolę na omawianym obszarze odgrywają wody podziemne z osadów czwartorzędowych występujących na głębokościach od 0,0 do poniżej 5,0 m. Wody te gromadzą się w piaskach oraz czasami w glinach zwałowych. Pierwszy poziom wodonośny piasków średnich o niewielkiej miąższości znajduje się między dwoma poziomami gliny zwałowej. Drugi, dość stały i zasobny w wodę poziom wodonośny, znajduje się w warstwie piasków grubych ze żwirkiem, zalegającej na glinie zwałowej.

2.2. Obiekt 2

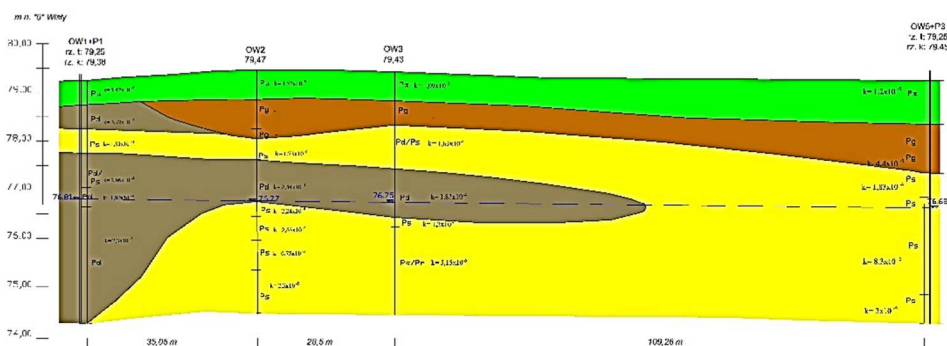
Drugi obiekt stanowi budynek użytku publicznego na działce o powierzchni 9000 m². Zmiana warunków wodnych była ściśle związana z rozbudową obiektu, która obejmowała nadbudowę budynku trzy kondygnacyjnego o jedną kondygnację nadziemną oraz dobudowanie części budynku wraz z klatką schodową oraz windą (głębokość posadowienia -1,5 m p.p.t.).

Zmieniony został również sposób odprowadzenia wód opadowych z dachu budynku. Z rynien spustowych wody deszczowe kierowane są bezpośrednio do gruntu gdzie odbiornikami są urządzenia chłonne w postaci studzienki pionowej oraz chłonnych skrzyń ażurowych wykonanych z PCV zabezpieczonych filtrem syntetycznym z geowłókniny.

Wykonano również uzupełnienie niezbędnych instalacji zewnętrznych oraz ocieplenie pozostałych budynków szkoły. Schody ijazd do budynku od strony południowej stanowią dużą powierzchnię zagłębioną poniżej poziomu terenu, tworząc „zlewnię” dla wód opadowych, które odprowadzane są przez kratkę ściekową do pompowni studziennej, a następnie odpompowane do urządzeń infiltracyjnych zlokalizowanych tuż przy ścianie budynku.

W ramach projektu rozbudowy zostały również wykonane izolacje przeciwwilgociowe i przeciwwodne fundamentów nowych obiektów. Elementy te stanowią: izolacja pionowa ścian fundamentowych (2× masa bitumiczna asfaltowo polimerowa), izolacja pozioma ścian fundamentowych (folia izolacyjna – brak potwierdzenia wykonania), izolacja posadzek na gruncie (przewidziano izolację 2× papa asfaltowa na lepiku asfaltowym lub folii PE, jednak na etapie ekspertyzy nie uzyskano potwierdzenia czy ta izolacja została wykonana).

Budowa geologiczna i wyniki uzupełniającego rozpoznania geotechnicznego wykazały, że naturalne podłoże średnio do głębokości 0,7 m zbudowane jest z piasków pylastych (mady). Od 0,7 do maksymalnie 2,0 m zalegają piaski gliniaste i lokalnie glina piaszczysta. Grunty te mają stosunkowo małe wartości parametrów współczynnika filtracji (rys. 3).



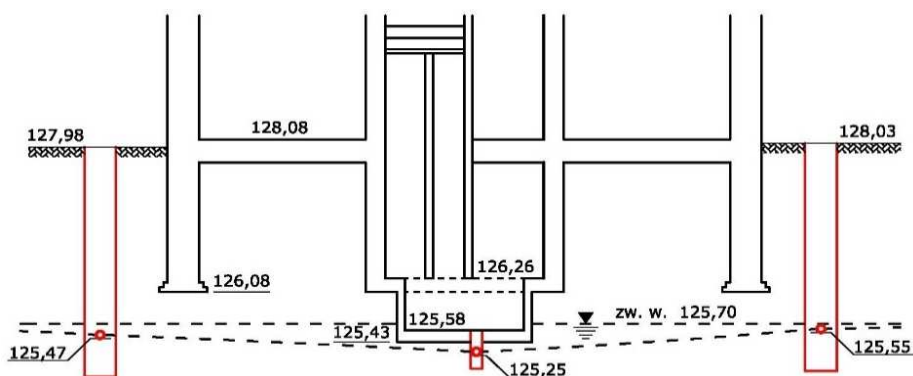
Rys. 3 Przekrój geotechniczny dla obiektu 2

Do głębokości wykonanego rozpoznania (około 5 m p.p.t.) zdeponowane są głównie piaski średnie o znacznie większej przepuszczalności. Określone laboratoryjnie współczynniki filtracji gruntów w warstwach do około 1,5 m zawierają się w przedziale od 0,4 do 1,5 m/d. Dla głębokości od 1,3 do 2,6 m współczynnik filtracji k mieści się w przedziale od 2,6 do 22,5 m/d. Od głębokości 2,6 do 5 m współczynniki filtracji wahają się w piaskach drobnych i piaskach średnich w granicach od 3 do 20 m/d. Piwnica budynku w okresach po intensywnych opadach atmosferycznych jest systematycznie zalewana do poziomu 0,5 m powyżej poziomu posadzki.

3. Opis istniejących systemów drenarskich oraz ustalenie przyczyn podtopień

W przypadku obiektu pierwszego, głównym elementem systemu odwadniającego był drenaż pierścieniowy zewnętrzny, z jedną nitką drenażu wewnętrznego w pogłębionej części piwnicy. Należy zaznaczyć, że drenaż zewnętrzny w projekcie został odsunięty od ściany muru fundamentowego na odległość do 2 m poza klin odłamu wywołany naprężeniami od budowli. Obliczenie minimalnej odległości od fundamentów L1 dotyczyło położenia spodu muru na

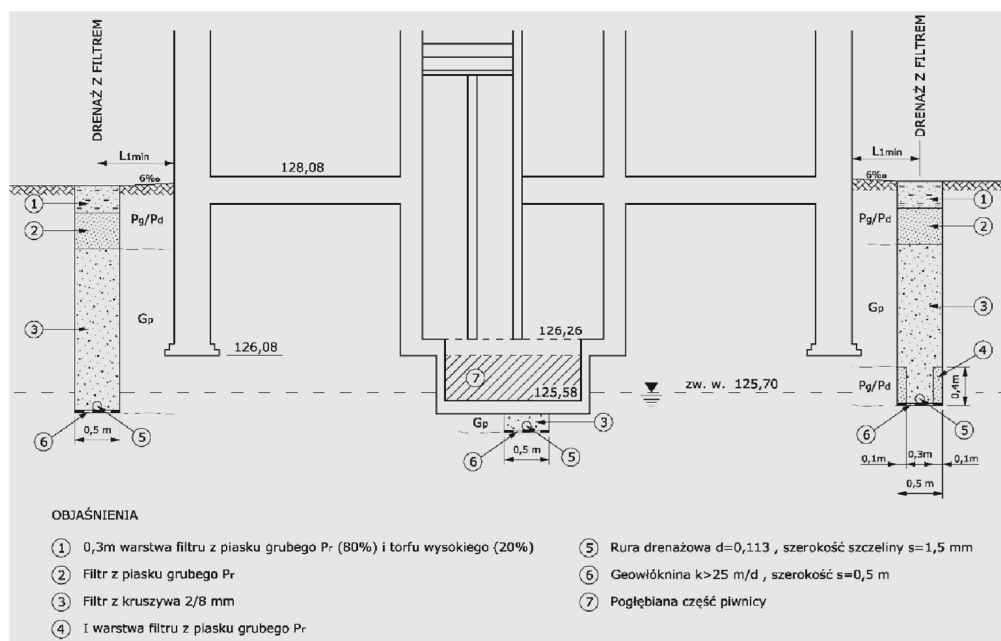
rzędnej 126,08 m, zgodnie z danymi zamieszczonymi w wersji projektowej. Ostatecznie zlecono drenaż pierścieniowy zewnętrzny (jak w wersji projektowej) i dodatkowo jeden ciąg drenażu wewnętrznego. Średnica drenaży wynosiła $d = 0,113$ m wykonanych z karbowanych rur PVC o szerokości szczeliny wlotowej $s = 1,5$ mm. W skład systemu wchodziły cztery studnie drenażowe zewnętrzne rewizyjno-osadowe o średnicy $D = 0,8$ m, jedna studnia wewnętrzna obiektu o średnicy $D = 0,315$ m i jedna studnia zbiorcza z pompą o średnicy $D = 1$ m. Przyjęto spadek drenów równy (rys. 4). W ramach koncepcji modernizacji zaproponowano zabezpieczenie drenaży przed kolmatacją dwuwarstwowym filtrem z kruszywa mineralnego. Warstwę dolną, przyległą do sączka stanowiło kruszywo mineralne zagęszczone o frakcji 2/8 mm, warstwę górną piasek gruby płukany. Filtr dobrano wg metody Abramowa [7]. W projekcie zalecono, aby warstwę przypowierzchniową filtru o miąższości 0,3 m zmieszać z torfem wysokim w stosunku objętościowym 80% obsypki i 20% torfu. Po zakończeniu robót zalecono ukształtowanie terenu ze spadkiem od budynku w kierunku drenażu. Obliczone parametry hydrogeologiczne drenażu wynosiły: zasięg depresji $R = 1,431$ m, wydatek jednostkowy, całkowita długość, całkowity wydatek, wydatek pompy. Na dnie wykopu pod sączkiem zaproponowano geowłókninę jako warstwę separacyjną o szerokości 0,5 m i współczynniku filtracji $k > 25$ m/d. Odbiornikiem wód drenażowych jest kanalizacja deszczowa.



Rys. 4. Schemat istniejącego drenażu obiektu 1.

Najbardziej prawdopodobną przyczyną braku stateczności wykonanego drenażu było zignorowanie wytycznych projektowych. Po przekazaniu zleceńodawcy propozycji zmodyfikowanej wersji drenażu z uwzględnieniem parametrów geotechnicznych gruntów, projektant zignorował uwagi. Drenaż po roku przestał działać. Woda podziemna układała się powyżej drenów, a odpływu w studniach nie było. Drenażu wewnętrznego nie zrealizowano.

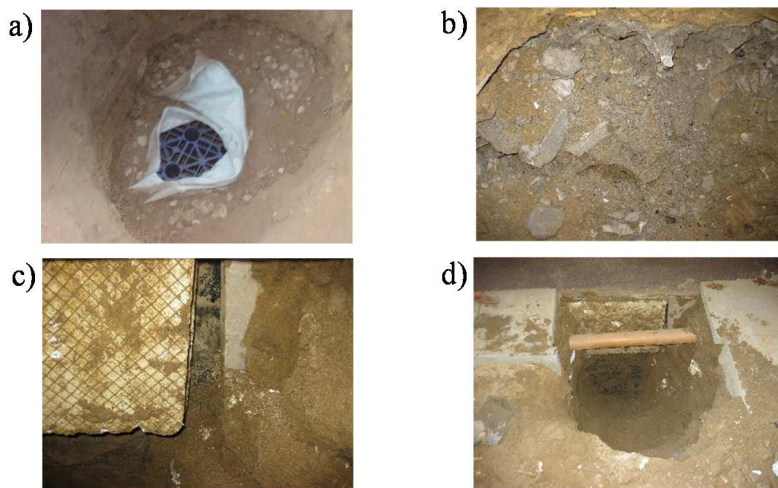
W celu określenia przyczyny braku odpływu z drenażu, wykonano otwory w osi drenów. Stwierdzono, że zrezygnowano z dwuwarstwowego filtra z kruszywa mineralnego. Z relacji obsługi obiektu wynika, że prace wykonawcze prowadzono po intensywnych opadach deszczu, który spowodował częściowe wypełnienie wykopu wodą. Obecność wody w wykopie utrudniła przebieg robót. Sączki wbrew zaleceniom ekspertyzy były owinięte geowłókniną, a cały odcinek drenażu pofałdowany. Zamiast filtra dwuwarstwowego wykop zasypano gruntem rodzimym gliniastym z przymy, który po opadach atmosferycznych był w stanie miękkoplastycznym i płynnym. Pory geowłókniny zostały zatkane frakcjami pyłów i ziarnami piasku drobnego. Propozycję zabezpieczeń systemu odwadniającego, zignorowanych przez projektanta pokazano na rysunku 5. W zaistniałej sytuacji drenaż przestał działać. Ponadto okazało się, że projektant nie ustalił właściwej rzędnej dna muru fundamentowego, która w rzeczywistości układała się 0,38 m głębiej, czyli na rzędnej 125,70 m. Zaniedbania doprowadziły do zalania piwnic obiektu.



Rys. 5. Propozycja zabezpieczeń systemu odwadniającego, zignorowanych przez projektanta

W przypadku obiektu drugiego po oddaniu do eksploatacji rozbudowanej części budynku, wystąpiły podtopienia najniższej położonych pomieszczeń przyziemia. Podtopienia były okresowe, występowały w miejscu gdzie ściany fundamentowe z blozków betonowych posadowione są na płycie betonowej. Problemem były też wody deszczowe z odwodnienia dachów. Do czasu modernizacji, wody z pionowych rynien spustowych odprowadzane były za pomocą rzygaczy bezpośrednio na powierzchnię terenu. Po przebudowie obiektu, wody z rynien odprowadzane są do gruntu. Służy do tego system chłonny Azura (rys 6a). Składa się on z czyszczaka wmontowanego w dolnej części pionowej rynny spustowej. Następnie poziomym odcinkiem będącym podziemną częścią rynny spustowej, doprowadza wody do studzienki chłonnej. Przy dopływie wód opadowych do studzienki o natężeniu przekraczającym jej chłonność, po spiętrzaniu i wypełnieniu skrzynek wodą deszczową, wypływa pod ciśnieniem przez otwory w pokrywie na powierzchnię terenu. Skrzynie owinięte są geowłókniną, która ma zabezpieczyć dostawanie się gruntu przez ażurowe ścianki od wnętrza skrzynek. Skrzynki chłonne od strony powierzchni zasypane są kruszywem segregowanym ze żwiru o frakcji 4/32 mm. Miąższość zasypu wynosi około 0,2 m. Odwadnianie jest również wejście do budynku. Wejście położone jest na głębokości 1,3 m poniżej poziomu terenu. System odwadniający składa się z korytka deszczowego o przekroju „U” przykrytego ażurowym rusztem stalowym. Woda opadowa odprowadzana jest do studzienki deszczowej znajdującej się przy wejściu wewnątrz budynku, a następnie za pomocą pompy tłoczona do skrzynek chłonnych na zewnątrz budynku. Podczas deszczu nawalnego o dużym natężeniu, liniowe odwodnienie jest zbyt mało wydajne, często woda wdzierą się do korytarza wewnątrz budynku. Podczas wizji terenowych wykonana została również odkrywkę ściany i ławy fundamentowej. W trakcie kopania stwierdzono, że grunt zasypowy w około 60% stanowił gruz ceglany i inne odpady budowlane (rys. 6b). W odkrywce stwierdzono, że ściana fundamentowa na połączeniu z płytą fundamentową pokryta jest izolacją gruntową w stanie miękkoplastycznym i styropianem twardym. Płyty styropianu nie przylegały do siebie szczelnie, widoczne były znaczne odstępy

(rys 6c i 6d). Na posadzce ławy fundamentowej stała woda, co świadczy, że płyta ma spadek w kierunku do budynku. Taka konstrukcja sprzyja infiltracji wody między płytą, a ścianami z bloczków do wnętrza obiektu, powodując podtopienia. Likwidację podtopień (drenaż) w obrębie płyty fundamentowej może utrudniać nasyp ziemny, na którym znajduje się podjazd do budynku dla osób niepełnosprawnych. W przypadku zaproponowania koncepcji wyeliminowania podtopień, częściowe rozebranie podjazdu będzie nieodzowne.



Rys. 6 Analiza stanu technicznego elementów odwodnienia oraz fundamentów budynku: a) skrzynka chłonna zabezpieczona geowłókniną; b) grunt zasypowy z gruzu budowlanego; c) szczelina w izolacji ściany fundamentowej; d) ogólny widok odkrywki z przewodem deszczowym

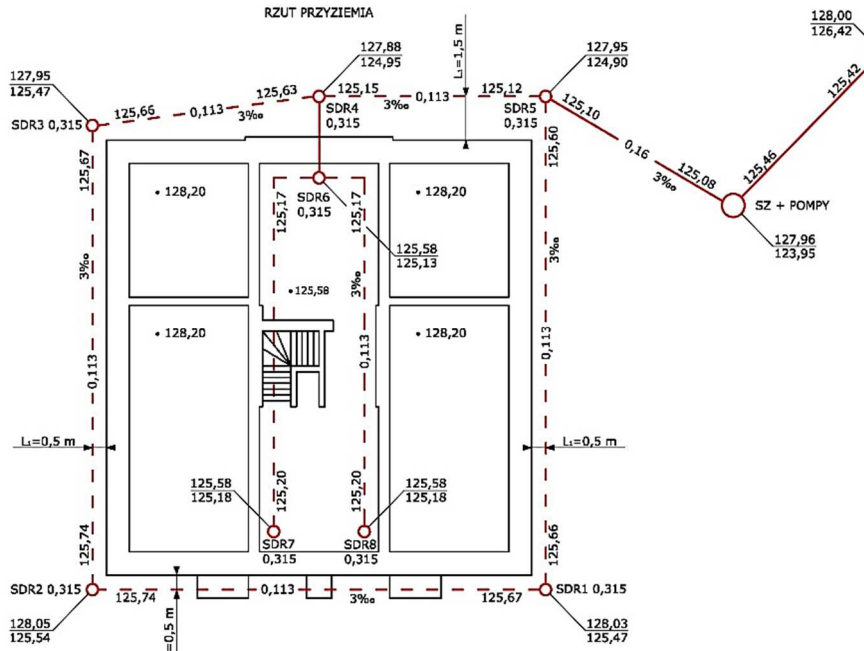
Po przeanalizowaniu dostępnych materiałów archiwalnych i prac wykonanych w ramach ekspertyzy oraz informacji uzyskanych od administratora budynków, do głównych przyczyn podtopień można zaliczyć: brak kanalizacji deszczowej na terenie obiektu i terenach przyległych, brak trwałego systemu odwadniającego grunt w obrębie obrysu ścian, ław i płyty fundamentowej, wykonanie nieszczelnej izolacji poziomej na połączeniu ścian pomieszczeń przyziemia z płytą fundamentową, nieefektywną izolację pionową ścian fundamentowych wykonanych z bloczków z nieszczelnymi spoinami, oraz wyprofilowanie płyty fundamentowej ze spadkiem do budynku. Ponadto, grunt zasypowy fundamentów charakteryzował się dużą ilością gruzu budowlanego, stanowiącego retencję wód opadowych oraz uprzywilejowane drogi infiltracji wód opadowych i roztopowych w rejon ław i płyty fundamentowej. Dodatkowo mały przekrój odwodnienia liniowego w posadzce wjazdu dla osób niepełnosprawnych również wpływał na podtapianie części piwnicznej. Ważną informacją jest również, iż posadowienie systemu chłonnego Azura w gruntach o małych właściwościach filtracyjnych na pewno zmniejszyło efektywność systemu, natężenie dopływu wód opadowych w trakcie deszczy nawalnych było kilkakrotnie większe od możliwości chłonnych studzienek i skrzynek.

4. Koncepcje odwodnienia i zagospodarowania wód

4.1. Obiekt 1

Mając na uwadze nieprawidłowości związane z błędnym wykonaniem pierwszego drenażu (przy budowie obiektu) i przyjęcia niewłaściwej głębokości posadowienia murów fundamentowych, zaistniała potrzeba zaprojektowania nowego rozwiązania. Uwzględniając korektę rzędnej

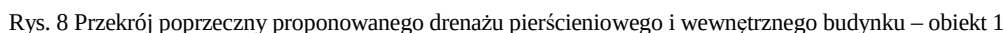
spodu muru fundamentowego zaproponowano odwodnienie piwnicy za pomocą drenażu pierścieniowego zupełnego zewnętrznego oraz dwóch ciągów drenażu wewnętrznego (rys. 7).



Rys. 7 Widok proponowanego drenażu zewnętrznego i wewnętrznego budynku

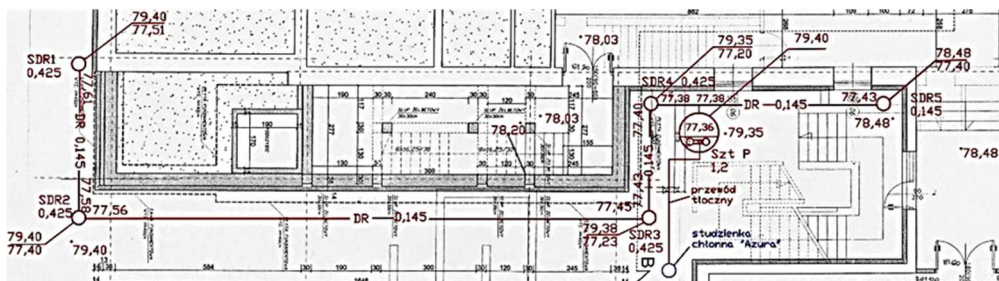
Wody drenazowe odprowadzone zostaną do studni z pompą, a następnie do kanalizacji deszczowej (rys. 7). Do wykonania drenażu zewnętrznego i wewnętrznego zastosowano rury karbowane PVC o średnicy 0,113 m, szczelinami wlotowymi $s = 1,5$ mm. Projektowany spadek wynosi $i = 3\text{‰}$. Założona odległość drenażu od budynku dla odcinka między studniami wynosi 1,5 m, natomiast dla pozostałych odcinków 0,5 m. Połączenie studni SDR5 i studni zbiorczej z pompą za pomocą rury pełnej z PVCU o średnicy 0,16 m. Drenaż pierścieniowy składa się z dwóch ciągów odwadniających. Pierwszy położony jest między studniami SDR2, SDR3, SDR4 i SDR5 o łącznej długości 32 m, natomiast drugi między studniami SDR2, SDR1 i SDR5 o długości 33 m. Drenaż wewnętrzny składa się z dwóch jednakowych ciągów między studniami SDR7, SDR6 i SDR8 i SDR6 o długościach wynoszących po 13,8 m. Drenaż wewnętrzny połączony jest z drenażem pierścieniowym odcinkiem rury pełnej z PVCU o średnicy 0,11 m i długości 2,8 m między studniami SDR6 i SDR4.

Dla ochrony drenów przed kolmatacją zalecono zabezpieczenie drenażu pierścieniowego zewnętrznego i wewnętrznego filtrem z kruszywa mineralnego o szerokości 0,5 m (rys. 8). Sączki ułożono na warstwie geowłókniny o współczynniku filtracji $k_v > 25 \text{ m/d}$, która stanowi warstwę separacyjną między gruntem rodzimym a obsypką. Zabezpieczenie drenażu stanowi filtr z piasku grubego. Skład granulometryczny materiału zastosowanego na obsypkę dobrano na podstawie krzywych uziarnienia gruntów zgodnie z metodą Abramowa. Po zakończeniu robót teren ukształtowano ze spadkiem $i = 8\%$ od budynku. Studnie drenażu zewnętrznego SDR1, SDR2, SDR3, SDR4 i SDR5 oraz drenażu wewnętrznego SDR6, SDR7 i SDR8 wykonane są z twardego PVC, karbowane o średnicy $D = 0,315 \text{ m}$. Studzienka zbiorcza jest betonowa o średnicy $D = 1,0 \text{ m}$ wyposażona w dwie pompy Unilift CC 9 firmy Grundfos do wody lekko zanieczyszczonej.



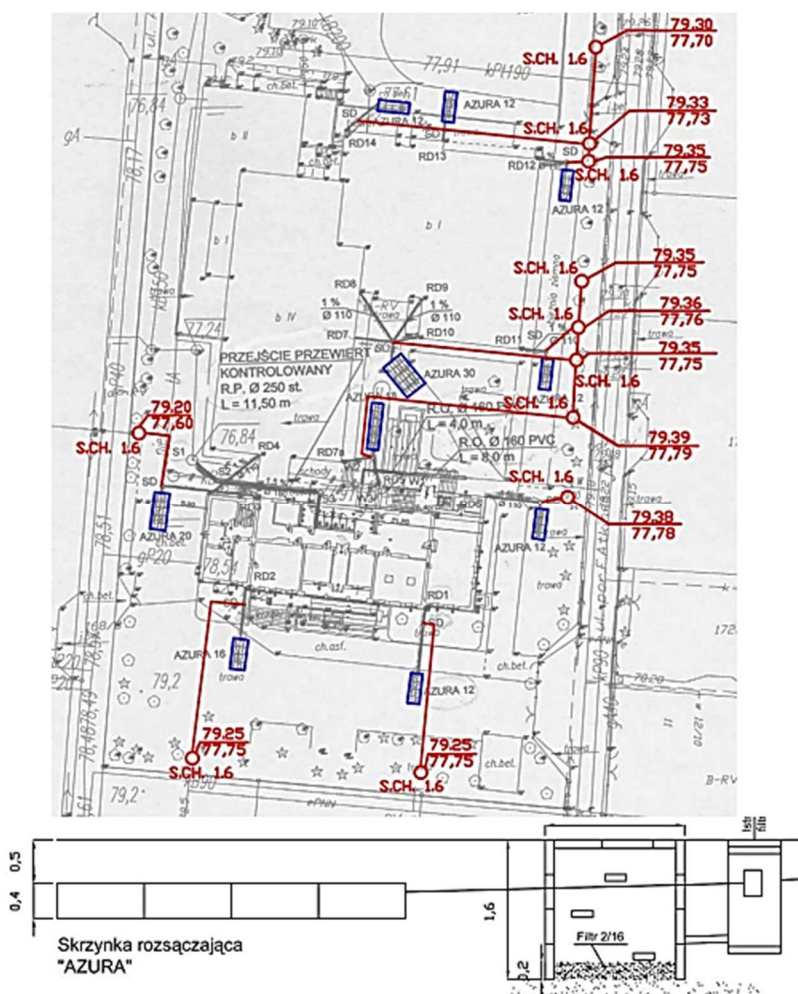
Pierwszym zalecanym etapem napraw było zabezpieczenie fundamentów. Po ich odkopaniu zalecono usunąć starą izolację i styropian ze ścian fundamentowych oraz posadzki płyty fundamentowej i wysuszyć ściany. Na połączeniu ściany z posadzką wykonać skos betonowy eliminujący infiltrację wód opadowych do pomieszczeń przyziemia. Nanieść na wysuszone ściany preparat uszczelniający, a następnie, po wysuszeniu preparatu pokryć ścianę dwiema warstwami papy termozgrzewalnej.

Kolejny element to wykonanie drenażu wód opadowych i podziemnych – gruntowych, który otacza budynek (rys. 9). Składa się z on sączków karbowanych o średnicy 0,145 m i szerokości szczelin wlotowych 1,5 mm bez otuliny. Spadek drenażu wynosi 6 ‰. Drenaż uzbrojony jest w 5 studni rewizyjno-osadowych z PCV o średnicy 0,425 m i jedną studnię betonową zbiorczą o średnicy 1,2 m. W studni na półce zamontowane będą dwie pompy z pionowym łącznikiem poziomu wody. Wody drenażowe odprowadzane będą do studzienki chłonnej znajdującej się w systemie „Azura”. Drenaż będzie zabezpieczony od zamulenia filtrem dwuczęściowym z kruszywa mineralnego. Materiał filtru został dobrany według metody Terzaghiego i Abramo-wa. Do głębokości 1,3 m będzie wbudowany filtr warstwy 1 z piasku średniego wiślanego, a poniżej głębokości 1,3 m i pod sączkiem filtr warstwy 2 ze żwiru płukanego 1/16 mm.



Rys. 9 Plan drenażu i odwodnienia w rejonie rozbudowy budynku – obiekt 2

Kolejnym rozwiązaniem usprawniającym odprowadzenie nadmiaru wód jest modernizacja systemu chłonnego „Azura”. Modernizacja dotyczyła zwiększenia powierzchni chłonnej wód opadowych do gruntu odprowadzanych dotychczas z pionowych rynien spustowych do studzienek i skrzynek chłonnych typu „Azura”. Rozbudowa polegała na zainstalowaniu dodatkowych betonowych studni chłonnych o średnicy 1,6 m. W dnie tych studni wykonano filtry odwrotne o miąższości 0,2 m ze żwiru płukanego 1/16 mm. Do odwodnienia obiektu zaproponowano 11 studni chłonnych. Dna studni posadowiono na głębokości 1,6 m od powierzchni terenu (rys. 10). Ponadto zaproponowano również modernizację odwodnienia wejścia do budynku. Polegała ona na wykonaniu dodatkowego odwodnienia liniowego, które pozwoli na odprowadzenie większej objętości wody z powierzchni wejścia. Jest to korytko w kształcie „U” przykryte rusztem stalowym o długości 6 m. Odpływ z korytka włączony został do istniejącego systemu obioru wody typu „Azura” i dalej do nowej studni chłonnej o średnicy 1,6 m. Należy również podnieść powierzchnię chodnika 0,1 m w przekroju schodów i w przekroju wejścia dla osób niepełnosprawnych.



Rys. 10. Modernizacja systemu odwodnienia wraz ze schematem studni chłonnych betonowych oraz istniejącym mało skutecznym systemie „Azura”

5. Wnioski i zalecenia

Na podstawie opisanych przypadków podtapiania użytkowych pomieszczeń przyziemia wodami podziemnymi i infiltracyjnymi z powierzchni terenu oraz dotychczasowych doświadczeń, można stwierdzić, że niesprawność systemów odwadniających obiekty budowlane wynika z:

1. Wysokich stanów wody gruntowej lub kilku poziomów wodonośnych występujących okresowo.
2. Błędnej oceny gruntów, głównie w zakresie uziarnienia.
3. Nieodpowiedniego rozpoznania gruntów (wiercenia bez rur osłonowych), co deformuje rzeczywiste położenie cienkich warstw geologicznych.
4. Nieodpowiedniego oszacowania współczynnika filtracji (wartość współczynnika filtracji zależą również od kształtu ziaren, a nie tylko od przebiegu krzywej uziarnienia).
5. Braku szczelnej izolacji ścian fundamentowych oraz w miejscach ich połączenia z ławami lub płytami fundamentowymi.
6. Nieodpowiedniego wyprofilowania odsadzek ław i płyt fundamentowych (zalecane ze spadkiem od obiektu)
7. Nieodpowiedniego doboru geowłókniny do zabezpieczenia rur drenażowych, studni i skrzynek chłonnych, dna i zbiorników chłonnych oraz drenaży żwirowych [8]. Powodem zamulenia są tlenki żelaza i manganu odkładające się na geowłókninę, która może stać się nieprzepuszczalna.

W celu uniknięcia problemów związanych z eksploatacją drenaży budowlanych i podtopieniami piwnic, zaleca się w szczególności:

- Określać minimalną odległość spodu drenażu od spodu fundamentu z powodu możliwości utraty stateczności przez obiekt przyległej skarpy gruntu naturalnego.
- Stosować filtry z gruntów naturalnych piaszczystych, pospółki i żwiru dobranych wg metody Terzagiego dla gruntów zawierających poniżej 15% łu, i wg Abramowa dla gruntów zawierających powyżej 15% frakcji łu
- Zabezpieczać drewny od zamulenia w zależności od szerokości szczelin wlotowych prostokątnych wg zasady $s < D_{80}$, a w otworach okrągłych średnica $d < D_{90}$.
- W przypadku wspólnego systemu odbioru wód z kanalizacji deszczowej i wód drenażowych stosować zawory zwrotne, co zapobiegnie cofce i podtopieniu zwrotnemu.
- Współczynniki filtracji gruntów należy wyznaczać na podstawie badań laboratoryjnych.

Literatura

1. Matusiewicz W., „Działanie systemu kanalizacji deszczowej w zlewni miejskiej w warunkach deszczu nawalnego”, *Acta Scientiarum Polonorum Architectura Budownictwo*, 2 (2), 2003.
2. Mielcarzewicz E., „Odwadnianie terenów zurbanizowanych i przemysłowych. Systemy odwadniania”, PWN, Warszawa, 1990.
3. Parylak K., „Odwodnienia budowlane. Podstawy projektowania z przykładami obliczeń”, Wydawnictwo Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Wrocław, 1988.
4. Frössel F. Osuszanie murów i renowacja piwnic. Polcen, Warszawa, 2007.
5. Geiger W., Dreiseitl H., „Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Poradnik”. Projprzem-EKO. Bydgoszcz, 1999.
6. Królikowska J., Królikowski A., „Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie”, Wyd. Seidel-Przywecki, 2012.
7. Sokołowski J., Żbikowski A., „Odwodnienia budowlane i osiedlowe”. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 1993.
8. Miskowska A., Krzywosz Z., Koda E., „Kryteria doboru geosyntetyków na warstwy filtracyjne. Magazyn Autostrady, 3/2017, 2017.

INEFFICIENCY OF BUILDING DEWATERING SYSTEMS

Abstract: The aim of this study was to analyze the causes of the excessive seasonal floodings in ground level rooms and to propose a solution to protect the building against devastating changes of the groundwater level. The analysis of the geotechnical site survey and the design documentation for two chosen public use facilities are presented in this paper. An assessment of the current technical condition of the drainage was carried out and the reparation ways of the insufficient effectiveness of the previously adopted solutions were suggested. The hydraulic calculations of drainage are discussed. It was proposed to protect the drains from clogging and to capture and drain the drainage water to the receiver.

Keywords: basement, water table rise/flooding, geotechnical conditions, drainage, clogging