

ODWODNIENIE DUŻEGO WYKOPU FUNDAMENTOWEGO ŚWIĄTYNI ŚWIĘTEJ OPATRZNOŚCI BOŻEJ W WARSZAWIE

Władysław Matusiewicz

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

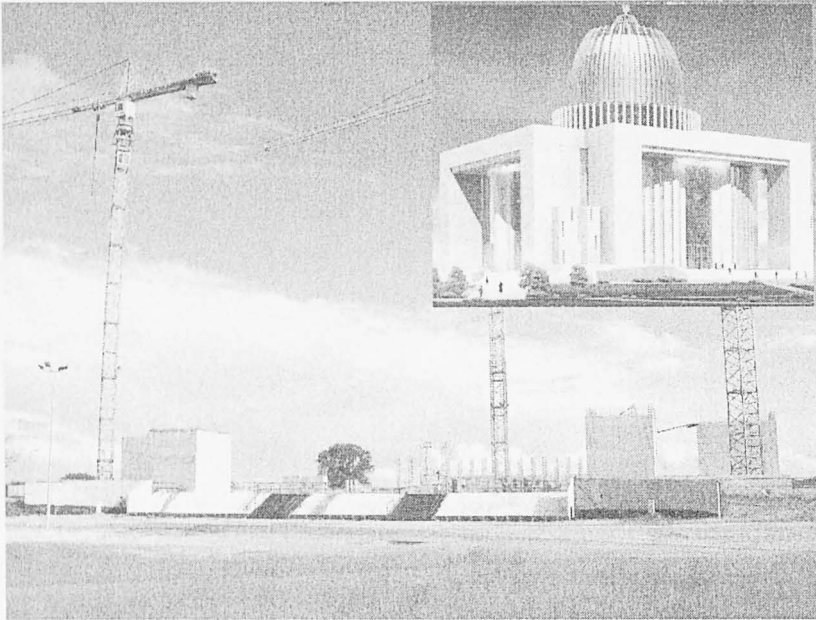
Streszczenie. W pracy przeanalizowano pięć sposobów odwodnienia wykopu pod Świątynię Świętej Opatrzności Bożej. Dla zrealizowanego drenażu poziomego określono wpływ wibroflotacji na parametry gruntowo-wodne podłoża. Porównano prognozowane i pomierzone parametry hydrogeologiczne odwodnień. Wynika z nich, że na skutek dogęszczenia zmniejszyły się: o 20,5% współczynnik filtracji gruntu, o 14,8% współczynnik infiltracji, o 17,1% wydatek z drenażu, o 8,3 m zasięg depresji. Dla wykopów powyżej 0,5 ha miąższość strefy czynnej w przypadku drenaży poziomych powinna wynosić co najmniej $H_o = 2s$ (s – głębokość obniżenia przy drenie).

Słowa kluczowe: odwodnienie wykopów, drenaż poziomy, drenaż pionowy, miąższość strefy czynnej, zasięg depresji

WSTĘP

Budowa Świątyni została zaakceptowana w 1998 roku jako symbol wdzięczności Narodu Polskiego za odzyskanie w 1989 roku wolności oraz z okazji 20-lecia pontyfikatu Ojca Świętego Jana Pawła II. Rozpoczęto ją budować w marcu 2003 roku. Pierwsza koncepcja budowy Świątyni powstała ponad 214 lat temu, w dwa dni po uchwaleniu Konstytucji 3 Maja, w 1791 roku, na wniosek Sejmu Czteroletniego. Miał to być wyraz dziękczynienia za tak wzniosłe wydarzenie w dziejach Polski. Propozycje wykonania Świątyni w przeszłości na polach mokotowskich i w ogrodzie botanicznym w Warszawie nie zostały zrealizowane. Na nowo temat ten podjął w czasie obchodów 400-lecia stołeczności Warszawy w 1996 roku kardynał Glemp. Poparły go władze Warszawy i Konferencja Episkopatu. Stan zaawansowania robót w czerwcu 2005 roku pokazano na rysunku 1.

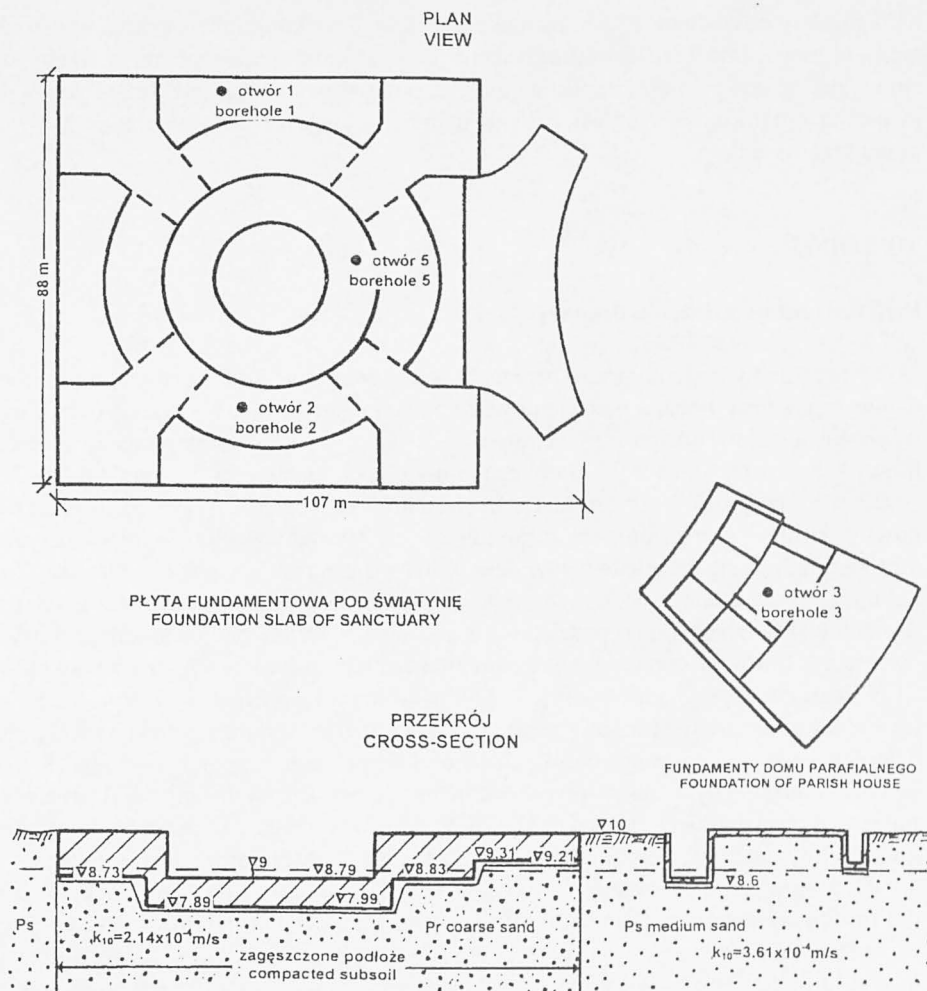
Adres do korespondencji – Corresponding author: Władysław Matusiewicz, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Katedra Geoinżynierii, ul. Nowoursynowska 159, 02-766 Warszawa, e-mail: matusiewicz@alpha.sggw.waw.pl



Rys. 1. Świątynia w budowie (czerwiec 2005) i projekt
 Fig. 1. The sanctuary building (June 2005) and project

Świątynia Świętej Opatrzności Bożej w Warszawie przy ulicy Klimczaka jest przykładem budowli o dużych wymiarach. Płyta fundamentowa długości 107 m i szerokości 88 m składa się z 12 dylatowanych sekcji (rys. 2). Obok Świątyni zaprojektowano dom parafialny (rys. 2). Spód płyty fundamentowej Świątyni przewidziano na głębokości od 0,3 do 1,1 m poniżej zwierciadła wody gruntowej, najniższej zaś położone pomieszczenia domu parafialnego na rzędnej 8,6 m (rys. 2). Oba obiekty wymagają odwodnienia wykopu pod fundamenty. Ze względu na ochronę drzewostanu w obrębie budowli, w obawie przed zbyt głębokim odwodnieniem, inwestor nie otrzymał pozwolenia na obniżenie lustra wody za pomocą ujęć studniami depresyjnymi. W zaistniałej sytuacji odwodnienie należało ograniczyć do płytkich drenaży poziomych i pionowych.

Podstawowym celem niniejszej pracy była analiza możliwości odwodnienia dużego wykopu fundamentowego pod Świątynią z wykluczeniem stosowania ujęć za pomocą studni. Założono, aby przyjęte do realizacji rozwiązanie odwodnienia czasowego było rozpatrzone pod kątem możliwości wykorzystania jako trwały drenaż Świątyni. Mając to na uwadze, opracowano dwa warianty odwodnienia. Jeden za pomocą drenażu poziomego dla dwóch przypadków głębokości odwodnienia, drugi z wykorzystaniem igłofiltrów dla trzech przypadków ich rozmieszczenia w planie. Dla każdego przypadku obliczenia przeprowadzono, zakładając dwie wartości współczynnika filtracji gruntu. W pierwszym dla gruntów rodzimych, w drugim po uzupełnieniu gruntu w trakcie wibroflotacyjnego zagęszczenia podłoża gruntowego pod płytę fundamentową. Zagęszczenie to zostało przeprowadzone w okresie, kiedy 50% instalacji odwodnienia czasowego zostało wbudowane. Stopień zagęszczenia gruntu przed dogęszczeniem wynosił $I_D = 0,3 \pm 0,4$, po dogęszczeniu $I_D = 0,6 \pm 0,7$.



Rys. 2. Płyta fundamentowa Świątyni i fundamente domu parafialnego
Fig. 2. Foundation slab of sanctuary and foundation of parish house

Zakres pracy omówionej w artykule obejmuje: badania gruntowo-wodne podłoża, obliczenia hydrogeologiczne dla przewidywanych wariantów odwodnienia, określenie depresji w kontekście ochrony drzewostanu rosnącego w rejonie budowy, ustalenie wpływu zagęszczenia podłoża pod budowlę na parametry odwodnienia, porównanie prognozowanych parametrów drenażu z pomierzonymi w trakcie jego eksploatacji.

Uzyskane wyniki badań, obliczeń i pomiarów przy realizacji Świątyni, pozwolą na uzupełnienie wiedzy z zakresu czasowego odwadniania i wykonywania dużych wykopów fundamentowych (o powierzchni powyżej 0,5 ha), w tym: określania miąższości strefy czynnej (H_o) dla drenażu poziomych niezupełnych, optymalizację metod projektowania odwodnień, ustalenie wpływu wibroflotacyjnego zagęszczania gruntu podłoża

na parametry odwodnienia, usprawnienie technologii wykonywania wykopów i fundamentów, ocenę możliwości wykorzystania odwodnienia czasowego na potrzeby odwodnienia trwałego, udoskonalenie procesu budowlanego. Przyjęte rozwiązania pozwolą na ograniczenie wpływu zasięgu depresji w celu ochrony terenu przyległego przed przesuszeniem.

METODYKA

Pięć wariantów założenia drenaży

Obliczenia hydrogeologiczne obniżenia wody gruntowej pod Świątynię przeprowadzono za pomocą drenaży pierścieniowego poziomego (wariant I – rys. 3) oraz pionowego pierścieniowego igłofiltrowego (wariant II – rys. 4). Drenaż poziomy pierścieniowy o wymiarach 116×94 m obliczono dla dwóch głębokości odwodnienia, tj. 2 m (wariant I, przypadek 1 – rys. 3) i 1,5 m (wariant I, przypadek 2 – rys. 3). Drenaż pionowy igłofiltrowy, o głębokości założenia 2,5 m, zaproponowano dla trzech przypadków różniących się schematem rozmieszczenia instalacji depresyjnych. Pierwszy, podobnie jak przy drenażu poziomym, o wymiarach 116×94 m, na zewnątrz płyty fundamentowej (wariant II, przypadek 3 – rys. 4). Dwa pozostałe przypadki dotyczą usytuowania igłofiltrów w obrębie fundamentu pierścieniem, o średnicach koła wynoszących 71 m (wariant II, przypadek 4 – rys. 4) i 50 m (wariant II, przypadek 5 – rys. 4). Stosując drenaż zewnętrzny (warianty I, przypadki 1 i 2 oraz wariant II, przypadek 3), fundamenty będą wykonywane bez konieczności demontażu instalacji depresyjnej przy betonowaniu kolejnych sekcji płyty. Natomiast drenaż zlokalizowany w obrębie płyty fundamentowej (wariant II, przypadki 4 i 5) będzie wymagać, w miarę wykonywania kolejnych segmentów, częstego demontażu i ponownego wbudowywania instalacji.

Wszystkie pięć wariantów drenaży przeanalizowano, jak już wspomniano, dla dwóch wartości współczynnika filtracji i infiltracji gruntu podłoża. W pierwszym przypadku dla średniego współczynnika filtracji gruntu rodzimego, wynoszącego $k_{10\text{sr}} = 3,61 \cdot 10^{-4} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, w drugim – dla średniego współczynnika filtracji gruntu podłoża sprzed wibrozagęszczenia i po wibrozagęszczeniu, który wynosi $k_{10\text{sr}} = 2,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ (tab. 1). Odpowiednie wartości współczynnika infiltracji wynosiły $w_{10\text{sr}} = 8,1 \cdot 10^{-8} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ i $w_{10\text{sr}} = 6,9 \cdot 10^{-8} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ (tab. 2). Odwodnienie czasowe wykopu za pomocą drenażu poziomego i pionowego obliczono metodą wielkiej studni, głównie na podstawie książki „Odwodnienia budowlane i osiedlowe” Sokołowski, Żbikowski [1993], gdzie wykorzystuje się zamianę rzeczywistego obrysu otoczonego drenażem na zastępczy okrąg o promieniu r_0 .

Drenaż pierścieniowy niepełny poziomy

Schemat drenażu pokazano na rysunku 3 (przypadki 1 i 2). Podstawowymi parametrami hydrogeologicznymi są: minimalna odległość drenażu od budynku, miąższość strefy czynnej, zasięg depresji, wydatek drenażu, rzędne obniżonego zwierciadła wody gruntowej pod budowlą i na zewnątrz obiektu.

Tabela 1. Wyniki badań laboratoryjnych gruntów
 Table 1. Results of laboratory tests of the soil properties

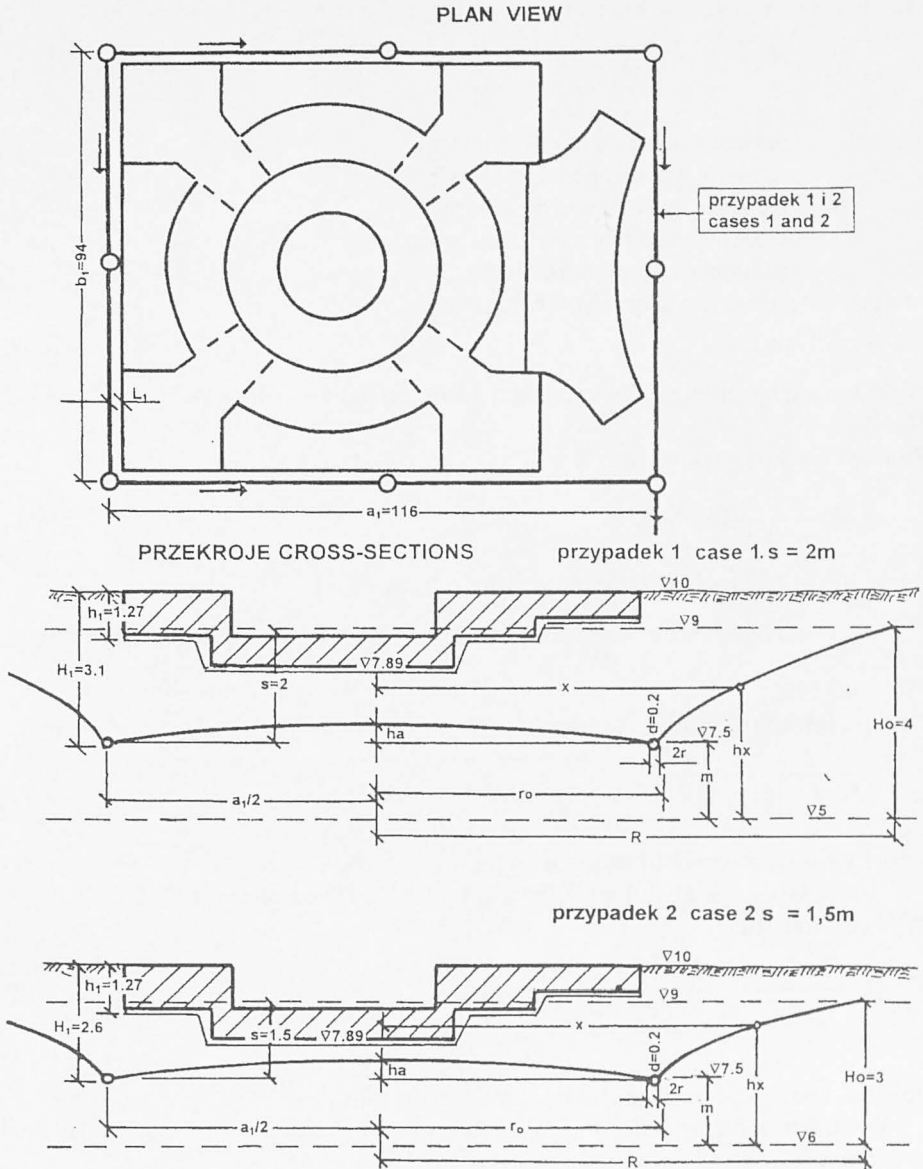
| Nr otworu i położenie warstw [m] No of borehole and layer depth | Wilgotność gruntu w_n [%] Soil moisture content | Zawartość frakcji [%] Fraction content | | | | Rodzaj gruntu Soil type | Liczba badań Number of tests | Współczynnik filtracji gruntu k_{10} [$m \cdot s^{-1}$] Saturated hydraulic conductivity | |
|---|---|--|-----------|-------|-----------|----------------------------------|---------------------------------|--|----------------------|
| | | f_i | f_{π} | f_p | f_i+f_k | | | k_{10} | k_{10sr} |
| przed zagęszczaniem podłoża – before subsoil compaction | | | | | | | | | |
| 1 gł. 0,5+6 1 depth | 12,15 | – | – | 99 | 1 | Ps | 1 | $3,25 \cdot 10^{-4}$ | $3,31 \cdot 10^{-4}$ |
| | | | | | | medium sand | 2 | $3,46 \cdot 10^{-4}$ | |
| | | | | | | | 3 | $3,22 \cdot 10^{-4}$ | |
| 2 gł. 5,2+6 2 depth | 11,65 | – | – | 92 | 8 | Pr | 1 | $4,07 \cdot 10^{-4}$ | $3,91 \cdot 10^{-4}$ |
| | | | | | | coarse sand | 2 | $3,89 \cdot 10^{-4}$ | |
| | | | | | | | 3 | $3,77 \cdot 10^{-4}$ | |
| 3 gł. 1,6+6 3 depth | 12,34 | – | – | 100 | – | Ps | 1 | $3,27 \cdot 10^{-4}$ | $3,61 \cdot 10^{-4}$ |
| | | | | | | medium sand | 2 | $3,58 \cdot 10^{-4}$ | |
| | | | | | | | 3 | $3,98 \cdot 10^{-4}$ | |
| grunt użyty do wibroflotacji – soil used for vibrocompaction | | | | | | | | | |
| 4a dostarczo- ny grunt supplied soil | 13,35 | 2 | 3 | 82 | 13 | Po/Pog | 1 | $9,26 \cdot 10^{-5}$ | $9,28 \cdot 10^{-5}$ |
| | | | | | | sandy gravel/ slightly clayey | 2 | $8,84 \cdot 10^{-5}$ | |
| | | | | | | sandy gravel | 3 | $9,74 \cdot 10^{-5}$ | |
| po zagęszczeniu podłoża – after subsoil compaction | | | | | | | | | |
| 5 gł. 0,5+6 5 depth | 12,95 | – | 1 | 96 | 8 | Pr | 1 | $2,08 \cdot 10^{-4}$ | $2,16 \cdot 10^{-4}$ |
| | | | | | | coarse sand | 2 | $2,14 \cdot 10^{-4}$ | |
| | | | | | | | 3 | $2,25 \cdot 10^{-4}$ | |

Tabela 2. Wyniki obliczeń hydrogeologicznych
Table 2. Results of hydrogeological calculations

| Sposób odwodnienia Dewatering system | Parametry obliczeniowe – Calculations parameters | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|------------|------------|--------------|-----------------|--------------|--------------|------------|------------|------------|---|-------------|--|--------------|---|-----------------|---|-------------------------------|--------------|
| | k_{f0} [m·s ⁻¹] x 10 ⁻⁴ | w [m·s ⁻¹] x 10 ⁻⁸ | m [m] | R [m] | S_0 [m] | S_{cz} [m] | H_0 [m] | r_0 [m] | C [m] | M [m] | r [m] | Q [m ³ ·s ⁻¹] x 10 ⁻³ | ha [m] | S_{co} [m] | ξ [-] | q_i [m ³ ·s ⁻¹] x 10 ⁻⁴ | δ [m] | q_d [m ³ ·s ⁻¹] x 10 ⁻⁴ | S_{c-} - S_{co} [m] | n [szt] |
| Przypadek 1 Case 1 | 3,61* | 8,1 | 2 | 243,5 | - | - | 4 | 61,95 | - | - | 0,1 | 9,54 | 0,125 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 2,87** | 6,9 | 2 | 237,9 | - | - | 4 | 61,95 | - | - | 0,1 | 7,71 | 0,139 | - | - | - | - | - | - | - |
| Przypadek 2 Case 2 | 3,61* | 8,1 | 1,5 | 206,5 | - | - | 3 | 61,95 | - | - | 0,1 | 6,24 | 0,078 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 2,87** | 6,9 | 1,5 | 198,2 | - | - | 3 | 61,95 | - | - | 0,1 | 5,06 | 0,09 | - | - | - | - | - | - | - |
| Przypadek 3 Case 3 | 3,61* | 8,1 | - | 282,5 | 1,7 | 2,5 | 6,32 | 61,95 | 0,4 | 4,22 | 0,025 | 13,85 | - | 2,06 | 36,82 | 1,731 | 4,9 | 7,45 | 0,44 | 80 |
| | 2,87** | 6,9 | - | 278,1 | 1,7 | 2,5 | 6,32 | 61,95 | 0,4 | 4,22 | 0,025 | 11,13 | - | 2,07 | 36,82 | 1,39 | 4,9 | 6,904 | 0,43 | 80 |
| Przypadek 4 Case 4 | 3,61* | 8,1 | - | 251,7 | 1,81 | 2,5 | 6,65 | 35,5 | 0,345 | 4,495 | 0,025 | 12 | - | 2,36 | 42,96 | 2,4 | 4,46 | 7,45 | 0,14 | 50 |
| | 2,87** | 6,9 | - | 245,5 | 1,81 | 2,5 | 6,65 | 35,5 | 0,345 | 4,495 | 0,025 | 9,677 | - | 2,37 | 42,96 | 1,033 | 4,46 | 6,904 | 0,13 | 50 |
| Przypadek 5 Case 5 | 3,61* | 8,1 | - | 217,9 | 1,61 | 2,5 | 6,32 | 25 | 0,445 | 4,265 | 0,025 | 9,27 | - | 2,07 | 40,7 | 2,06 | 3,49 | 7,45 | 0,43 | 45 |
| | 2,87** | 6,9 | - | 211,8 | 1,61 | 2,5 | 6,32 | 25 | 0,445 | 4,265 | 0,025 | 7,47 | - | 2,08 | 40,7 | 1,667 | 3,49 | 6,904 | 0,42 | 45 |
| Pomierzony odpływ z drenażu – Measured discharge outflow from drainage | | | | | | | | | | | | | | $Q_{st} = 5,331 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ | | | | | | |

* Przed zagęszczeniem podłoża – Before subsoil compaction.

** Po zagęszczeniu podłoża – After subsoil compaction.



Rys. 3. Drenaż poziomy niepełny, wariant I
 Fig. 3. Imperfect horizontal drainage, variant I

Minimalna odległość drenażu od budynku (L_1):

$$L_1 = l_1 + \frac{b}{2} + \frac{H_1 - h_1}{\operatorname{tg}\Phi} \quad [\text{m}] \quad (1)$$

gdzie: l_1 – szerokość odsadzki fundamentu [m],
 b – szerokość wykopu pod drenaż [m],
 H_1 – głębokość wykopu pod drenaż [m],
 h_1 – głębokość posadowienia fundamentu [m],
 Φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].

Miąższość warstwy czynnej (H_o), według autora:

$$H_o = 2s \quad [\text{m}] \quad (2)$$

gdzie s – zagłębienie pod zwierciadłem wody gruntowej; Klugiewicz [1992] podaje $H_o = 1,3s$.

Promień wielkiej studni (r_o):

$$r_o = \mu \frac{a_1 + b_1}{4} \quad [\text{m}] \quad (3)$$

gdzie: a_1 i b_1 – długość i szerokość w świetle drenażu [m],

μ – współczynnik zależny od stosunku $\frac{b_1}{a_1}$ według tabeli [Sokołowski i Żbikowski 1993].

Zasięg depresji (R) według Kerkisa:

$$R\sqrt{\lg R - \lg r_o - 0,217} = 0,66\sqrt{\frac{k}{w}(2H_o - s) - 0,5r_o^2} \quad [\text{m}] \quad (4)$$

gdzie: k – współczynnik filtracji gruntu [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$],
 w – współczynnik infiltracji [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$], według Mielcarzewicza [1971].

Wydatek drenażu Q :

$$Q = \frac{\Pi k(2H_o - s)s}{\ln \frac{R}{r_o} + \frac{m}{\Pi r_o} \cdot \ln \frac{8r_o}{r} - \ln(1 + \frac{m}{r_o})} \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (5)$$

gdzie m – odległość osi drenu od linii strefy czynnej [m].

Wzniesienie krzywej depresji w środku obrysu drenażu ponad poziomem wody w drenach (h_a):

$$h_a = s \cdot \left[\frac{\ln \frac{8r_o}{r} - \Pi + 2 \frac{r_o}{m} F\left(\frac{r_o}{m}\right)}{\ln \frac{8r_o}{r} + 2 \frac{r_o}{m} \varphi\left(\frac{r_o}{m} - \frac{R}{m}\right)} \right] \quad [\text{m}] \quad (6)$$

gdzie: $F\left(\frac{r_o}{m}\right)$, $\varphi\left(\frac{r_o}{m}\right)$, $\varphi\left(\frac{R}{m}\right)$ – z wykresu [Sokołowski i Żbikowski 1993].

Rzędne obniżonego zwierciadła wody gruntowej na zewnątrz drenażu (h_x) [Abramow 1973]:

$$h_x = \sqrt{H_o^2 - \frac{Q}{\Pi k} \ln \frac{R}{x}} \text{ [m]} \quad (7)$$

gdzie x – odległość punktu krzywej depresji od środka drenażu [m].

Drenaż pionowy igłofiltrowy niepełny

Schemat drenażu pokazano na rysunku 4 – przypadek 3. Ma on te same wymiary w planie, co drenaż poziomy zamieszczony na rysunku 3.

Mięszość strefy czynnej (H_o):

$$H_o = \alpha(S_c + l_f) \text{ [m]} \quad (8)$$

gdzie: S_c – założone obniżenie zwierciadła wody gruntowej przy igłofiltrach,
 l_f – długość czynna filtru [m],

α – współczynnik zależny od stosunku $\frac{S_c}{S_c + l_f}$ przyjmowany z tabeli [Soko-

łowski i Żbikowski 1993].

Promień wielkiej studni (r_o) według wzoru (3), zasięg depresji (R) według wzoru (4).

Natężenie dopływu wody do wykopu (Q):

$$Q = \frac{1,36 \cdot k \cdot S_o (2H_o - S_o)}{\lg \frac{R}{r_o}} \text{ [m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (9)$$

gdzie: S_o – wymagane obniżenie poziomu wody gruntowej w środku wykopu [m].

Obliczona depresja przy igłofiltrach (S_{co}) [Sokołowski i Żbikowski 1993]:

$$S_{co} = H_o - \sqrt{H_o^2 - \frac{0,73q}{k} \left(n \cdot \lg \frac{R}{r_o} + \lg \frac{r_o}{n \cdot r} + 0,217\zeta \right)} \text{ [m]} \quad (10)$$

gdzie: $q = \frac{Q}{n}$ [m³·s⁻¹] – wydatek jednego igłofiltru,

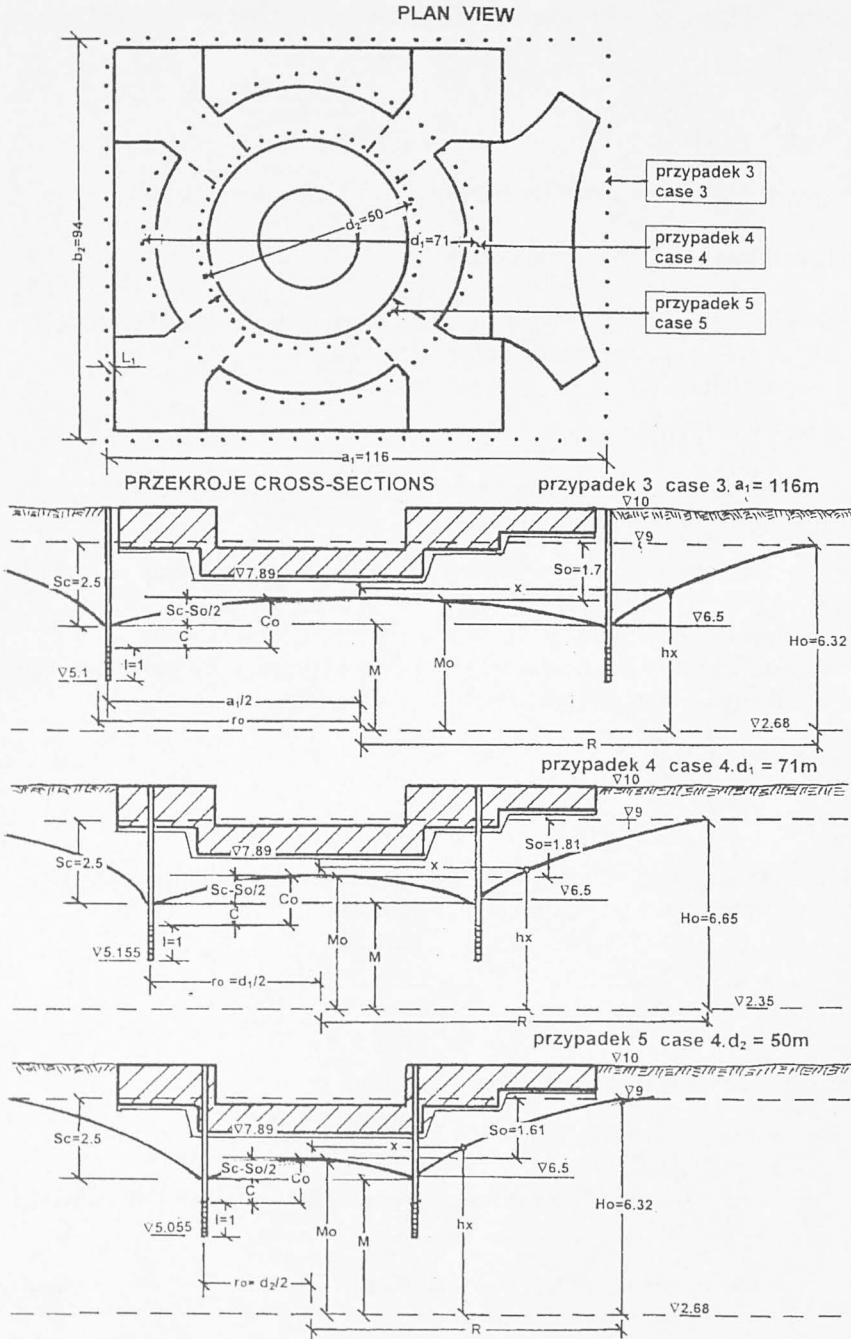
n – założona liczba igłofiltrów [szt.],

r – promień igłofiltru [m],

α – współczynnik zależny od rozstawy igłofiltrów z tabeli [Sokołowski i Żbikowski 1993],

ζ – współczynnik niepełności igłofiltru: $\zeta = f\left(\frac{l}{M}, \frac{C}{M}, \frac{M}{r}\right)$ według tabeli

[Sokołowski i Żbikowski 1993], gdzie: l_f – długość czynna filtru [m], M i C – według rysunku 4 dla przypadku 3 [m].



Rys. 4. Drenaż igłofiltrowy niepełny, wariant II
 Fig. 4. Imperfect wellpoint systems, variant II

Założona rozstawa igłofiltrów (δ):

$$\delta = \frac{P}{n} = \frac{2\Pi r_o}{n} \text{ [m]} \quad (11)$$

gdzie P – zastępczy obwód wykopu [m].

Wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej:

$S_c - S_{co} = |\pm 0,5|$ [m] – uznaje się głębokość założenia igłofiltrów za właściwą.

Dopuszczalny wydatek jednego igłofiltru (q_d):

$$q_d = 2 \cdot \Pi \cdot r \cdot l \cdot v_d \text{ [m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (12)$$

gdzie: l – długość igłofiltru [m],

v_d – dopuszczalna prędkość wody na filtrze igłofiltru;

$$v_d = 130 \sqrt[3]{k} \text{ [m} \cdot \text{s}^{-1}]. \quad (13)$$

$$\text{Sprawdzenie warunku: } q_d \geq 1,5q. \quad (14)$$

Rzędne obniżonego zwierciadła wody gruntowej na zewnątrz drenażu h_x wg wzoru (7).

Drenaż pionowy igłofiltrowy niepełny

Schemat drenażu pokazano na rysunku 4 – przypadek 4 i 5. Igłofiltru rozmieszczono pierścieniowo. Metodyka obliczeń jak dla drenażu igłofiltrowego opisanego dla przypadku 3. Różnica dotyczy sposobu określenia promienia wielkiej studni (r_o). Tutaj r_o obliczono według wzoru:

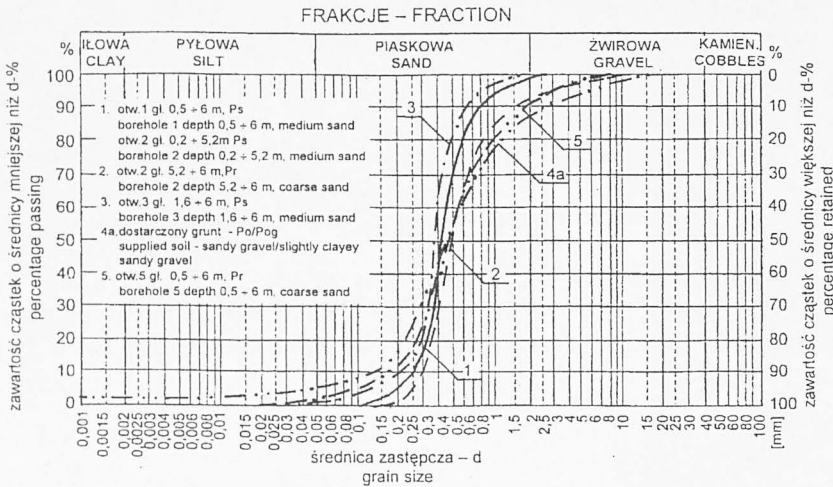
$$r_o = \sqrt{\frac{F}{\Pi}} \text{ [m]} \quad (15)$$

gdzie F – powierzchnia wykopu między drenami pionowymi [m²].

WYNIKI BADAŃ

Dokumentacja geotechniczna warunków gruntowo-wodnych podłoża pod Świątynię zawiera jedynie makroskopowe badania rodzaju gruntu. W związku z tym na potrzeby odwodnienia wykonano trzy otwory hydrogeologiczne do głębokości 6 metrów (rys. 2), z których pobrano próby gruntu o strukturze naruszonej w celu określenia w laboratorium rodzaju i wodoprzepuszczalności gruntu (k_{10}) [PN-88/B-04481, Kostrzewski 2000]. Jednocześnie wykonano badania gruntu użytego do wibroflotacyjnego zagęszczenia podłoża oraz gruntu po wibroflotacji w zakresie jak wyżej. Z przeprowadzonych badań wynika (tab. 1), że podłoże naturalne w rejonie otworu 3 na głębokości od 0,2 do 1,6 m zbudowane jest z piasków drobnych z wkładkami piasku gliniastego i gliny piaszczystej. Głębiej, do 6 m, znajdują się piaski średnie. W otworze 1 i otworze 2, do głębokości 5,2 m, zalegają piaski średnie, przykrywające 0,8 m warstwy piasku grubego. Według badań archiwalnych, piaski średnie i piaski grube rzeczne nawiercono do głębokości 8 m. Stopień zagęszczenia podłoża naturalnego wynosił $I_D = 0,3 \div 0,4$. War-

tość średnia współczynnika filtracji gruntu w podłożu Świątyni wynosiła $k_{10sr} = 3,61 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$, a w rejonie domu parafialnego $k_{10sr} = 3,41 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Podłoże zagęszczone metodą wibroflotacji [Witun 1987], z jednoczesnym wypełnianiem porów gruntu rodzimego pospółką gliniastą, ma wartość $I_D = 0,6-0,7$. Współczynnik filtracji pospółki gliniastej (próbka 4a, rys. 5) wynosił $k_{10sr} = 9,28 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Grunt został wzmocniony, zagęszczony, piaskiem grubym o współczynniku filtracji $k_{10sr} = 2,16 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ (tab. 1). Zwierciadło wody podziemnej w trakcie wierceń (marzec 2003 rok), układało się 1 m (rzędna 9,00 m) pod terenem i miało horyzont swobodny. Odływ podziemny odbywa się w kierunku wschodnim do Jeziora Wilanowskiego i Jeziora Powsinowskiego, ze spadkiem $i = 1\%$.



Rys. 5. Krzywe uziarnienia badanych gruntów
Fig. 5. Grain size distribution of the tested soils

Do obliczeń hydrogeologicznych odwodnienia budowli, przed zagęszczeniem podłoża, przyjęto średni współczynnik filtracji $k_{10} = 3,61 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ i współczynnik infiltracji $w = 8,1 \cdot 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ [Mielcarzewicz 1971]. Po zagęszczeniu podłoża średnie współczynniki filtracji i infiltracji wynosiły odpowiednio $k_{10sr} = 2,78 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ i $w_{sr} = 6,9 \cdot 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ (średnie dla gruntów na zewnątrz drenażu, które nie były zagęszczane, oraz dla gruntów zagęszczonych pod płytą fundamentową).

Przyjęte parametry i wyniki obliczeń hydrogeologicznych dla analizowanych pięciu przypadków odwodnienia wykopu pod płytą fundamentową Świątyni (rys. 3 i 4), dla warunków naturalnych i po wibroflotacyjnym zagęszczeniu podłoża, zestawiono w tabeli 2 i 3. Ostatecznie odwodnienie czasowe zrealizowano za pomocą drenażu pierścieniowego niezupełnego poziomego o głębokości wbudowania drenów 1,5 m (przypadek 2, rys. 3). Głównym czynnikiem decydującym o wyborze tego rozwiązania było założenie, że po nieznacznej modernizacji (do czasu zakończenia robót studnia zbiorcza z pompownią – w przyszłości odpływ grawitacyjny) drenaż czasowy zostanie wykorzystany jako trwały system odwodnienia Świątyni. Decydował również koszt wykonania, który był około 40% niższy od najtańszego z pozostałych analizowanych przypadków odwodnienia.

Tabela 3. Rzędne naporów hydrodynamicznych w analizowanych przypadkach
 Table 3. Elevation of hydraulic heads in the analysed cases

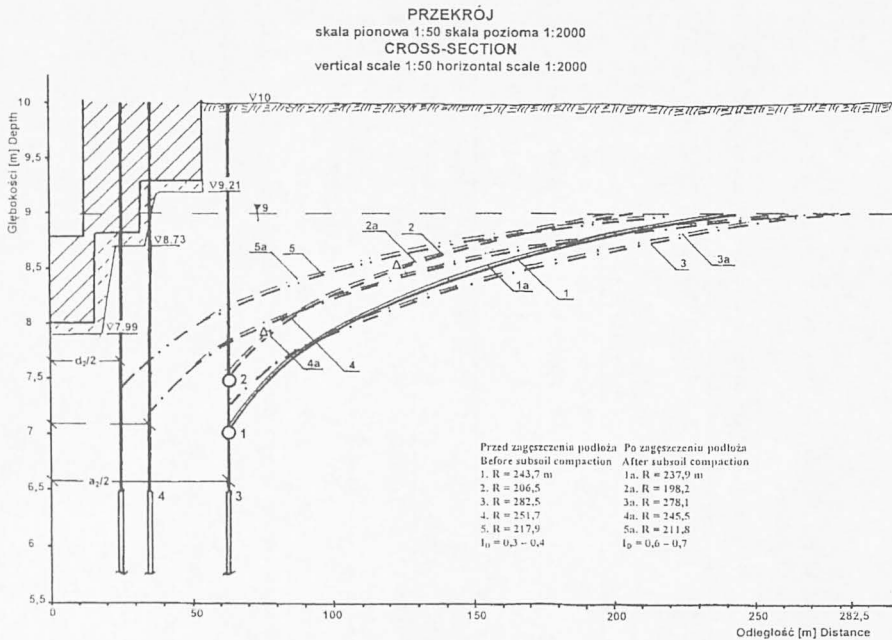
| Sposób odwodnienia Dewatering system | Przypadek obliczeniowy Calculation cases | Odległość od środka wykopu x [m] – Distance from the centreline of excavation | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|---|------|------|------|------|------|------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------|-------------|-------------|----------|--|
| | | 25 | 35,5 | 40 | 50 | 61,9 | 75 | 120 | 180 | 198,2 | 206,5 | 211,8 | 217,9 | 237,9 | 243,77 | 245,5 | 250 | 251,7 | 278,1 | 282,5 | |
| | | Rzędne [m] – Ordinates | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Drenaż poziomy | 1 * | | | – | – | 7,11 | 7,46 | 8,17 | 8,67 | 8,78 | 8,82 | 8,85 | 8,88 | 8,98 | 9 | – | – | – | – | – | |
| | ** | | | – | – | 7,12 | 7,48 | 8,19 | 8,69 | 8,8 | 8,85 | 8,88 | 8,91 | 9 | – | – | – | – | – | – | |
| Horizontal drainage | 2* | – | – | – | – | 7,54 | 7,85 | 8,45 | 8,87 | 8,96 | 9 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | |
| | ** | – | – | – | – | 7,57 | 7,88 | 8,49 | 8,91 | 9 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | |
| Drenaż igłofiltrowy | 3 * | – | – | – | – | 7,31 | 7,55 | 8,11 | 8,55 | 8,65 | 8,69 | 8,74 | 8,75 | 8,83 | 8,86 | 8,86 | 8,88 | 8,89 | 8,99 | 9 | |
| | ** | – | – | – | – | 7,31 | 7,55 | 8,12 | 8,56 | 8,66 | 8,7 | 8,75 | 8,76 | 8,85 | 8,88 | 8,88 | 8,9 | 8,91 | 9 | – | |
| Wellpoint system | 4 * | – | 7,2 | 7,33 | 7,56 | 7,77 | 7,95 | 8,38 | 8,73 | 8,81 | 8,84 | 8,86 | 8,88 | 8,96 | 8,97 | 8,98 | 8,99 | 9 | – | – | |
| | ** | – | 7,2 | 7,33 | 7,56 | 7,78 | 7,96 | 8,39 | 8,75 | 8,83 | 8,86 | 8,88 | 8,9 | 8,98 | 8,99 | 9 | – | – | – | – | |
| | 5 * | 7,4 | 7,69 | 7,79 | 7,96 | 8,12 | 8,27 | 8,6 | 8,87 | 8,94 | 8,96 | 8,98 | 9 | – | – | – | – | – | – | – | |
| | ** | 7,4 | 7,69 | 7,79 | 7,97 | 8,13 | 8,28 | 8,62 | 8,89 | 8,96 | 8,98 | 9 | – | – | – | – | – | – | – | – | |
| Pomierzone rzędne krzywej depresji – przypadek 2 | | | | | | | | | | | | 7,90 | 7,52 | | | | | | | | |
| Measured level seepage surface – cases 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

*Przed zagęszczeniem podłoża – Before subsoil compaction.

** Po zagęszczeniu podłoża – After subsoil compaction.

WERYFIKACJA WYNIKÓW BADAŃ

W trakcie działania zrealizowanego czasowego odwodnienia wykopu prowadzono pomiary natężenia odpływu wody na wylocie z drenażu do rowu znajdującego się przy ul. Klimczaka. W okresie od kwietnia do czerwca 2003 roku wykonano siedem pomiarów w czterech powtórzeniach metodą podstawionego naczynia o objętości 30 dcm^3 i cylindra miarowego o objętości 1 dcm^3 [Kubrak 1998]. Średnie wartości odpływu z drenażu [Matusiewicz 2003] zamieszczono w tabeli 2. W tym samym czasie mierzono położenie zwierciadła wody w dwóch punktach w odległości 75 i 120 m od środka wykopu. Wyniki tych obserwacji zamieszczono w tabeli 3 i zaznaczono w formie trójkątnych punktów na wykresie krzywych depresji (rys. 6).



Rys. 6. Krzywe depresji, przypadki 1, 2, 3, 4, 5 i punkty pomierzone Δ
Fig. 6. Seepage surface, cases 1, 2, 3, 4, 5 and measured level Δ

Obliczone wydatki drenażu (Q) dla analizowanych przypadków czasowego odwodnienia drenażami poziomymi i drenażami igłofiltrowymi przed zagęszczeniem podłoża zawierały się w przedziale $0,00624\text{--}0,01385 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a po zagęszczeniu podłoża w zakresie $0,00506\text{--}0,01113 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Obliczone zasięgi depresji (R), mierzone od środka wykopu, wynosiły przed wibroflotacją $206,5\text{--}282,5 \text{ m}$, po wibroflotacji $182,2\text{--}278,1 \text{ m}$. Dla zrealizowanego sposobu odwodnienia (drenaż pierścieniowy poziomy, głębokość odwodnienia $s = 1,5 \text{ m}$, miąższość strefy czynnej $H_o = 2s$) obliczony średni pomierzony wydatek z drenażu wyniósł $0,005331 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, natomiast obliczony zasięg depresji po wibroflotacji wyniósł $R = 198,2 \text{ m}$.

WNIOSKI

Na podstawie wyników badań, obliczeń i pomiarów dotyczących czasowego odwodnienia wykopu za pomocą drenażu poziomego pierścieniowego niezupełnego, pod płytę fundamentową Świątyni Świętej Opatrzności Bożej, w warunkach bez zagęszczenia i po wibroflotacyjnym zagęszczeniu podłoża, można sformułować następujące wnioski:

1. Po wibroflotacyjnym zagęszczeniu z użyciem pospółki gliniastej o współczynniku filtracji $k_{10} = 9,28 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ grunt podłoża zmienił uziarnienie na piasek gruby i charakteryzował się współczynnikami filtracji $k_{10} = 2,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i infiltracji $w = 8,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Stopień zagęszczenia podłoża pod płytę po wibrowymianie zwiększył się z wartości $I_D = 0,3-0,4$ do $I_D = 0,6-0,7$. Po wibrowymianie średni współczynnik filtracji k_{10} podłoża zmniejszył się o 20,5%, a współczynnik infiltracji (w) o 14,81%.

2. Pomierzony średni wydatek z drenażu $Q = 0,005331 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a po zagęszczeniu podłoża był większy w stosunku do obliczonego ($Q = 0,00506 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) dla warunków po uwzględnieniu zagęszczenia, o 5,3%.

3. Zasięg krzywej depresji (R) określony według Abramowa, miał kształt paraboli i po zagęszczeniu był mniejszy o 8,3 m od zasięgu dla warunków bez zagęszczenia. Rzędne pomierzone krzywej depresji w odległościach 75 i 120 m od środka wykopu układały się powyżej obliczonych dla przypadku po zagęszczeniu, odpowiednio o wartości 0,02 i 0,03 m. Na tak małe różnice miał wpływ brak zagęszczenia gruntu na zewnątrz drenażu.

4. W obliczeniach projektowych drenaży, w przypadku wzmocnienia gruntów metodą wibroflotacji, należy uwzględnić zmiany parametrów gruntowo-wodnych, w tym zwłaszcza współczynników filtracji i infiltracji.

5. Uwzględnienie zmian współczynnika na skutek dogęszczenia, wymaga przyjęcia dla dużych wykopów fundamentowych (powyżej 0,5 ha), miąższości strefy czynnej, co najmniej $H_o = 2s$. Natomiast do określania zasięgu depresji można zastosować propozycje Kerkisa.

6. Dodatkową zaletą, przewidzianą przy budowie Świątyni jest możliwość wykorzystania drenażu czasowego do trwałego odwodnienia obiektu po oddaniu go do użytku.

PIŚMIENICTWO

- Abramow K., 1973. Podziemnyje drenaży w promysłennom i gorodskom stroitelstwie. ILPS, Moskwa.
- Kługiewicz J., 1992. Polderyzacja terenów depresyjnych. TWWP, Warszawa.
- Kostrzewski W., 2000. Parametry geotechniczne gruntów budowlanych oraz metody ich obliczania. Politechnika Poznańska, Poznań.
- Kubrak J., 1998. Hydraulika techniczna. Wyd. SGGW, Warszawa.
- Matusiewicz W., 1993. Przykłady obliczeń odwodnień zabezpieczających szczelne zbiorniki betonowe przed skutkami wyporu wody. Przegląd Naukowy Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW 2, 49–55.
- Matusiewicz W., 2003. Zabezpieczenie obiektów budowlanych przed skutkami deszczów nawalnych w warunkach ograniczonego odpływu. Przegląd Techniki Rolniczej i Leśnej 2, 22–27.

- Mielcarzewicz E., 1971. Melioracje terenów miejskich i przemysłowych. ARKADY, Warszawa.
- Sokołowski J., Żbikowski A., 1993. Odwodnienia budowlane i osiedlowe. Wyd. SGGW, Warszawa.
- Wiłun Z., 1987. Zarys geotechniki. WKiŁ, Warszawa.
- PN-88/B-04481 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.

TEMPORARY DEWATERING SYSTEM FOR LARGE FOUNDATION EXCAVATION OF SANCTUARY BUILDING IN WARSAW

Abstract. The five temporary dewatering system under excavation of foundation slabs of sanctuary building is presented. For imperfect horizontal drainage under operation an influence of subsoil improvement by vibroflotation on groundwater parameters is analyzed calculations and measured result: water permeability (20,5%), infiltration permeability (14,8%), discharge outflow from drainage (17,1%), elevation of seepage surface (8,3 m). For the excavation area horizontal drainage should be at least $H_o = 2s$ (s – assumed dept of drainage pipe).

Key words: temporary dewatering system, imperfect horizontal drainage, imperfect well-point systems, excavation area, seepage surface

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 13.05.2005