

NUMERYCZNA OCENA STATECZNOŚCI I WARUNKÓW POSADOWIENIA KOŚCIOŁA NA KRAWĘDZI SKARPY WARSZAWSKIEJ

Eugeniusz KODA*, Simon RABARIJOELY

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: Przedmiotem pracy są obliczenia posadowienia projektowanych budynków sakralnych w strefie krawędziowej Skarpy Warszawskiej, stanowiącej zbocze wysoczyzny zbudowanej z glin zwałowych i piasków. Do obliczeń numerycznych wykorzystano wyniki badań geologicznych i geotechnicznych oraz opracowania projektowe. Obliczenia stateczności ogólnej Skarpy obciążonej projektowanymi obiektami przeprowadzono klasycznymi metodami opartymi na ocenie stanu równowagi granicznej (program GeoSlope), natomiast obliczenia odkształceń i rozkładu naprężeń w podłożu projektowanych budowli przeprowadzono z wykorzystaniem zmodyfikowanego modelu Cam-Clay (program SAGE-CRISP). Wyniki przeprowadzonych obliczeń pozwoliły na wprowadzenie zmian do projektu posadowienia i zabezpieczenia skarpy oraz projektu drenażu wokół budynków.

Słowa kluczowe: fundament na skarpie, stateczność, model Cam-Clay, odkształcenia podłoża.

1. Wprowadzenie

Projektowanie fundamentów posadowionych na krawędziach skarp może stwarzać duże problemy związane z zapewnieniem stateczności ustroju fundamentowego i samej skarpy oraz znaczącymi odkształceniami podłoża. Według Eurokodu 7 PN-EN 1997-1:2008 *Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne* tego typu obiekty powinny być zakwalifikowane do trzeciej kategorii geotechnicznej (Bond i Harris, 2008). W projektowaniu posadowienia należy w możliwie szerokim zakresie rozpoznać właściwości gruntu w podłożu i zastosować zaawansowane metody obliczenia (sprawdzania stanów granicznych). W ostatnich dwudziestu latach zostało opracowanych i udostępnionych wiele programów numerycznych do obliczania stateczności i posadowień budowli, na przykład: Z-Soil, GeoSlope, PLAXIS, GEO5 i SAGE-CRISP. W obliczeniach posadowienia kościoła i budynków parafialnych na krawędzi Skarpy Warszawskiej wykorzystano programy GeoSlope i SAGE-CRISP. GeoSlope (Kanada) jest pakietem programów do obliczeń geotechnicznych z wykorzystaniem metod klasycznych. SAGE-CRISP jest programem umożliwiającym modelowanie zachowania się gruntów spoistych oraz gruntów słabych sprzężonym modelem konsolidacyjno-naprężeniowym (*modified Cam-Clay*). Celem pracy były obliczenia wspomagające proces projektowania posadowienia kościoła i dwóch budynków parafialnych (plebanii) z uwzględnieniem lokalizacji

w sąsiedztwie krawędzi Skarpy Warszawskiej. Wzdłuż Skarpy Warszawskiej znajduje się wiele budynków sakralnych i zabytkowych, w rejonie których obserwowane są procesy zboczowe (Wysokiński, 1999; Kaczyński i inni, 2008). Podjęcie zagadnienia oceny zachowania się podłoża na etapie projektowania nowej budowli pozwoli na uniknięcie podobnych zjawisk w okresie eksploatacji obiektu.

2. Lokalizacja, konstrukcja i warunki geotechniczne

Przykładem posadowienia obiektów na Skarpie Warszawskiej jest analizowany kompleks budynków sakralnych (kościół, dwa budynki plebanii oraz podziemne garaże i przejścia łączące poszczególne budynki). Kompleks budynków zlokalizowany jest w południowej części Warszawy na granicy dzielnic Wilanów i Ursynów, w rejonie ulic Kokosowa i Orszady (rys. 1).

Realizowany kompleks budynków położony jest w strefie krawędziowej wysoczyzny o wysokości 12-15 m, przebiegającej w kierunku N-S (Skarpa Warszawska), zbudowanej z gliny zwałowej interglacjału mazowieckiego. Analizowany odcinek Skarpy nazywany jest „ostańcem”, z uwagi na wydzielenie go wcięciami erozyjnymi od strony północnej i południowej oraz wysunięcie na wschód w stosunku do linii odcinków przylegających.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: eugeniusz_koda@sggw.pl

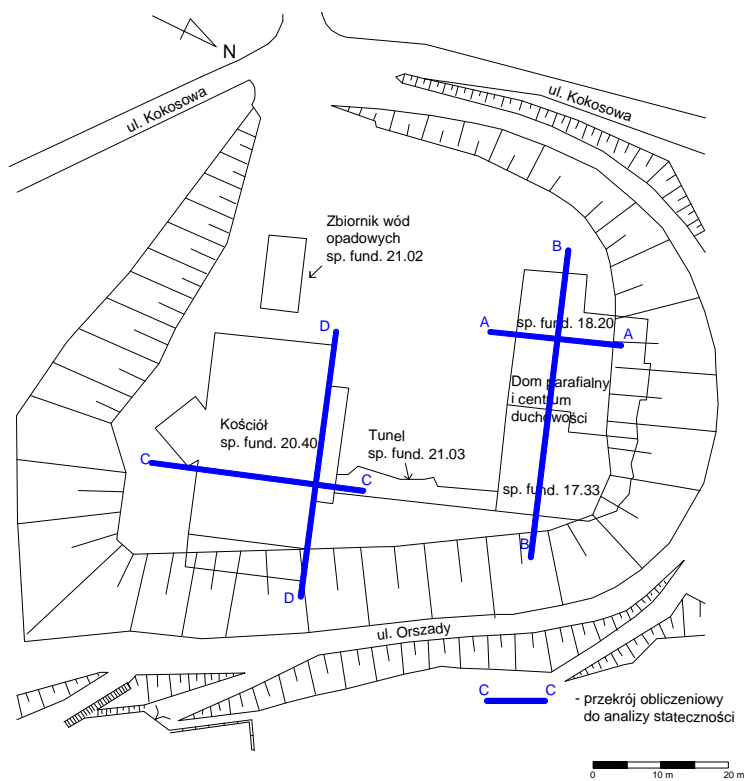
Ustrój konstrukcyjny kościoła i plebanii zaprojektowano w formie szkieletu żelbetowego wylewanego monolitycznie w układzie płytowo-słupowo-ścienne, z usztywnieniem konstrukcji trzonami klatek schodowych i ścian spełniających rolę tarcz. Założono oddzielenie łącznika podziemnego pomiędzy budynkami plebanii i kościoła. Fundamenty pod kościołem zaprojektowano w postaci płyty żelbetowej monolitycznie wylewanej o wysokości 0,4 m, natomiast pod słupami, ścianami nośnymi i trzonem schodowym przewidziano płytę o wysokości 0,8 m. Fundamenty pod budynkami plebanii zaprojektowano w postaci płyty żelbetowej monolitycznie wylewanej o wysokości 0,4 m, z przegłębieniami pod słupami i ścianami nośnymi do wysokości 0,6 m. Płyty żelbetowe wylewane z betonu B37 o stopniu wodoszczelności W8 i stali zbrojeniowej AIIIIN.

W strefie przypowierzchniowej podłoża gruntowego do głębokości około 1 m występują nasypy piaszczysto-gliniaste, a bezpośrednio na Skarpie stwierdzono gruz i zmineralizowane odpady komunalne o miąższości lokalnie przekraczającej 2 m. Pod nasypami, w zakresie głębokości 1,0-4,5 m występują gliny piaszczyste (szare) zlodowacenia Warty z wkładkami fluwiogłajalnych piasków drobnych i średnich. Poniżej, do głębokości około 13 m, zalegają gliny piaszczyste (brązowe) zlodowacenia Odry. Grunty gliniaste podścielają piaski drobne interglacjału mazowieckiego, w obrębie których nawiercono swobodne zwierciadło wody podziemnej na głębokości 13,9-15,0 m. W glinach zwałowych nie nawiercono ustabilizowanego poziomu wody podziemnej, jednakże woda pojawia się w przewarstwiach i soczewkach piaszczystych, o czym świadczy

rudobrazowe przebarwienie gruntu, powstałe na skutek utleniania żelaza dwuwartościowego.

Na podstawie przeprowadzonych badań geotechnicznych stwierdzono, że gliny piaszczyste szare (lokalnie piaski gliniaste) są w stanie półzwałowym i twaroplastycznym (stopień plastyczności $I_L < 0,25$). Występujące w tej warstwie przewarstwienia piasków drobnych są w stanie luźnym i średnio zagęszczonym (stopień zagęszczenia $I_D = 0,2-0,4$). Zalegające poniżej głębokości 4,5 m gliny piaszczyste są w stanie półzwałowym i twaroplastycznym (stopień plastyczności $I_L < 0,25$). Podścielające je piaski interglacjału mazowieckiego są w stanie zagęszczonym ($I_D = 0,6-0,8$).

Na podstawie przeprowadzonych badań polowych (w tym sondowania CPT i DMT) i laboratoryjnych, określono wielkości parametrów geotechnicznych dla podstawowych warstw podłoża: głębokość 1,0-4,5 m (Gp, Pg) – $\varphi_u = 33^\circ$ i $c_u = 20$ kPa, głębokość 4,5-14,0 m – $\varphi_u = 25^\circ$ i $c_u = 45$ kPa oraz na głębokości większej od 14,0 m – $\varphi_u = 33^\circ$ (Koda i in., 2005; Koda i in., 2007). Parametry wytrzymałościowe glin zwałowych w stanie naturalnym stwarzają dobre warunki posadowienia, natomiast po nawilżeniu wodą szybko zmieniają swój stan na plastyczny i warunki posadowienia mogą ulec gwałtownemu pogorszeniu, co zaobserwowano podczas realizacji prac fundamentowych. Grunty zawilgocone wodą pochodzącą z opadów atmosferycznych lub wypływającą ze śródglinowych przewarstwień piaszczystych powodowały zmianę stanu glin na plastyczny. Dlatego podczas prac realizacyjnych zdecydowano o zaprojektowaniu stałego drenażu opaskowego projektowanych budynków (Matusiewicz, 2009).



Rys. 1. Rozmieszczenie budynków na Skarpie i przekroje do analizy stateczności

Wysoczyzna morenowa, poprzez strefę przeobrażonej Skarpy, w dolnej jej części kontaktuje się z pradoliną Wisły. Przyległy do dolnej krawędzi Skarpy poziomy akumulacyjny stanowi taras nadzalewowy wyższy, którego powierzchnia zbudowana jest z utworów facji korytovej, wśród których dominują piaski. Lokalnie są one przykryte utworami pochodzącymi z wezbrań rzeki. W strefie tej stwierdzono również lokalne występowanie gruntów organicznych (torfy i namuły) o miąższości nieprzekraczającej 1 m.

3. Analiza stateczności ogólnej Skarpy z uwzględnieniem obciążenia od budynków

Obliczenia współczynnika stateczności ogólnej Skarpy przeprowadzono przy pomocy programu GeoSlope z wykorzystaniem metod równowagi granicznej. Wybrano dwa najczęściej stosowane przypadki obliczeniowe analizy stateczności metodami Bishopa i Morgensterna-Price'a. Obliczenia przeprowadzono dla Skarpy bez obciążenia zewnętrznego i z obciążeniem projektowanymi budynkami. Projektowane obiekty uwzględniono zakładając w obliczeniach obciążenia stałe równomiernie rozłożone na podłożu. Uwzględniono również obciążenia własne płyt fundamentowych i obciążenia powierzchniowe zmienne ($10 \text{ kN/m}^2 \times 1,2$). W przypadku budynków plebanii (Nr 1 i 2) przyjęto obciążenie obliczeniowe $q = 180 \text{ kPa}$, a dla kościoła obciążenie $q = 300 \text{ kPa}$.

Analizę stateczności przeprowadzono w czterech wytypowanych przekrojach obliczeniowych, których lokalizacje przedstawiono na rysunku 1. Dwa z nich (A-A i B-B) zostały wytypowane w podłożu pod projektowanymi dwoma budynkami plebanii (z łącznikiem i garażem podziemnym), a dwa pozostałe (C-C i D-D) w rejonie projektowanego kościoła.

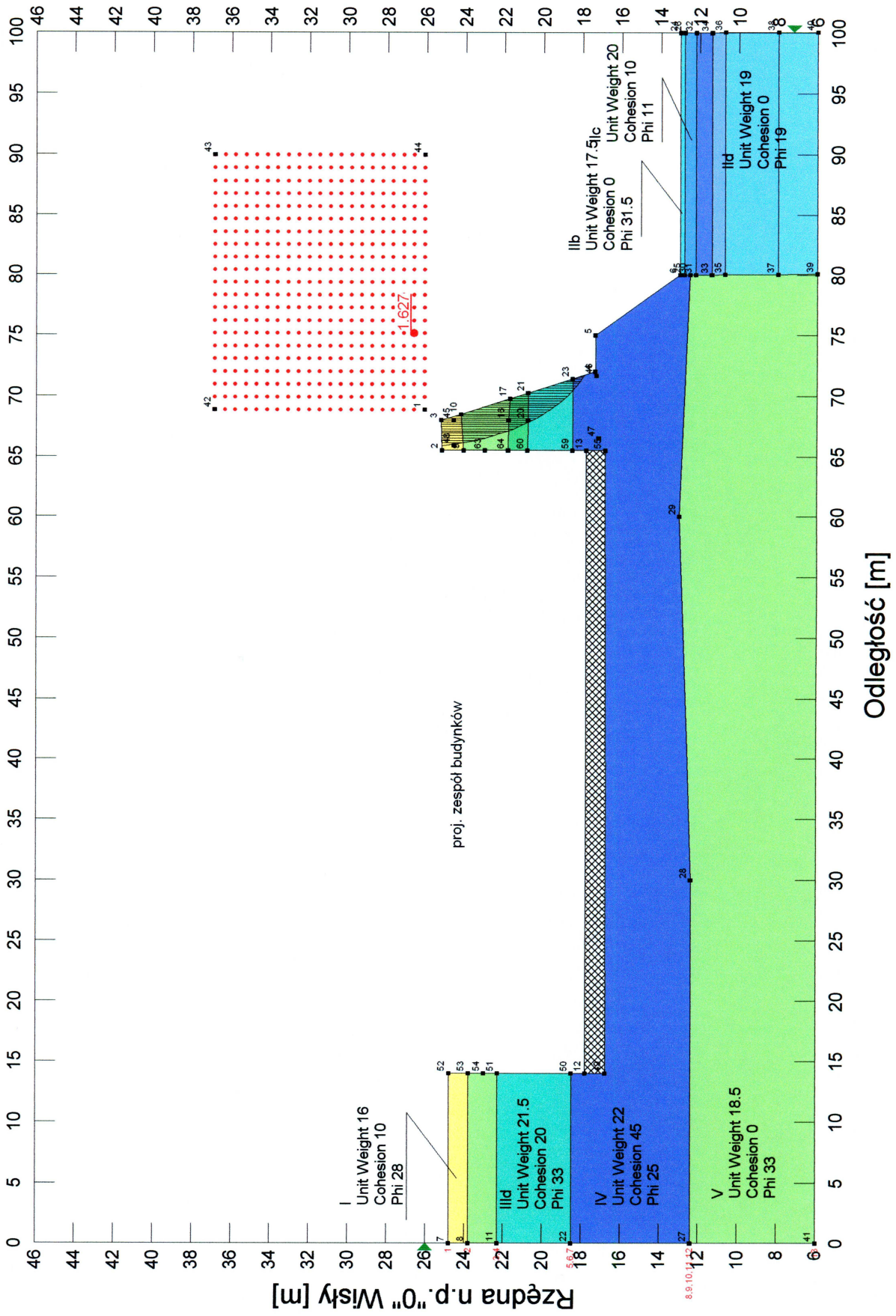
Obliczenia współczynników stateczności przeprowadzono dla dwóch schematów obliczeniowych:

- schemat I – stan naturalny Skarpy, to znaczy bez obciążeń od projektowanych obiektów,
- schemat II – Skarpa obciążona projektowanymi obiektami (rys. 2 i 3).

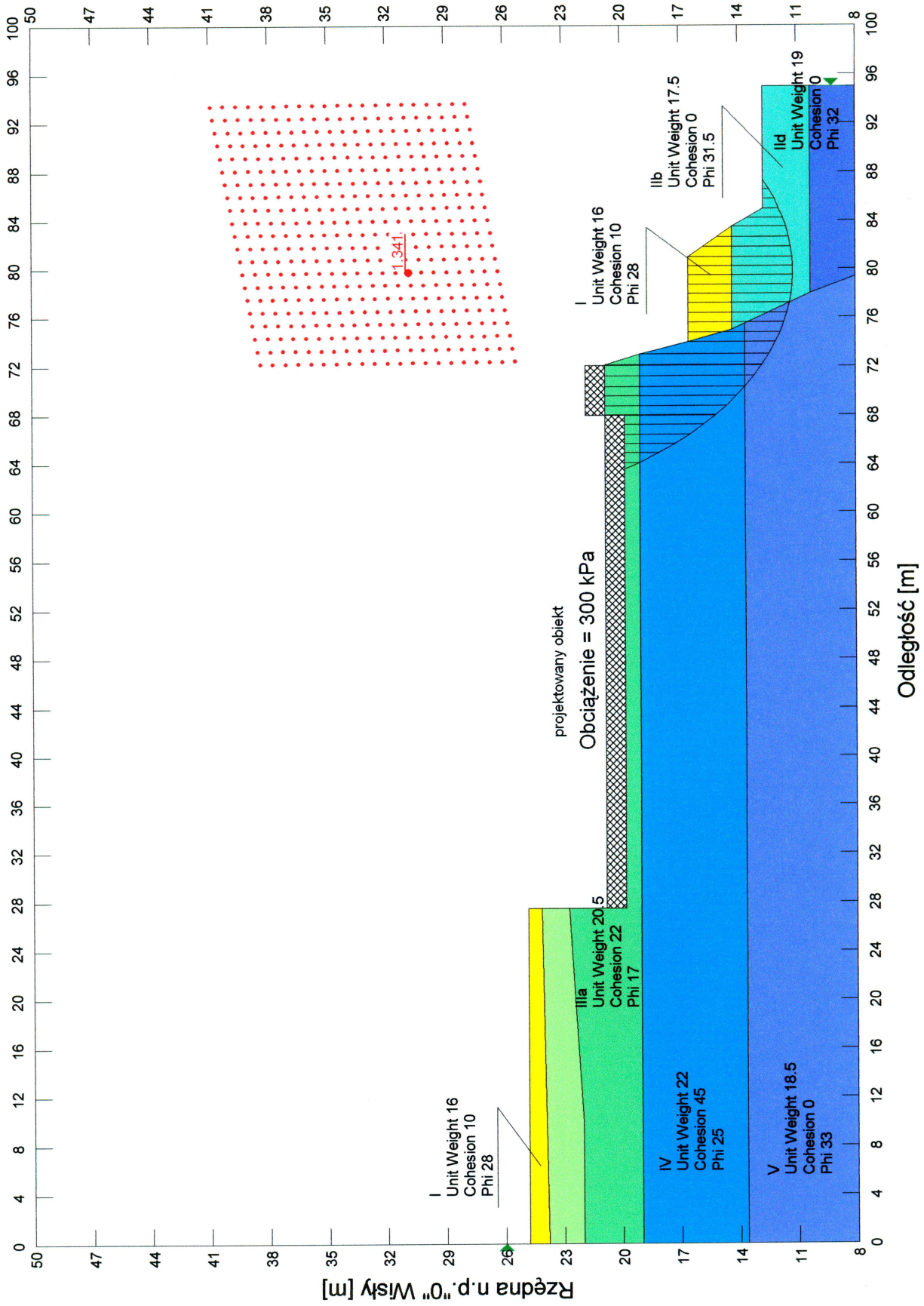
Uzyskane wielkości współczynników stateczności dla Skarpy naturalnej i obciążonej zestawiono w tabeli 1. Wszystkie uzyskane wielkości współczynników są większe od 1,3, dlatego przy przyjętych warunkach gruntowych i obciążeniach od projektowanych obiektów, planowaną inwestycję należy uznać za bezpieczną z uwagi na stateczność Skarpy, pod warunkiem utrzymania naturalnych stanów i parametrów geotechnicznych glin zwałowych. Z uwagi na projektowane obniżenie terenu w środkowej części działki między budynkami (tworzące nieckę) konieczne stało się zaprojektowanie drenażu, chroniącego gliny zwałowe przed zawodnieniem wodami z opadów atmosferycznych i roztopów. Najniższe wielkości współczynników stateczności uzyskano w przekroju D-D (tabela 1), gdzie wielkości współczynników nieznacznie przekroczyły 1,3. Różnice wielkości współczynników stateczności uzyskane dwiema metodami nie przekraczały 0,03, zwykle nieznacznie wyższe wielkości uzyskiwano metodą Morgensterna-Price'a. Przykładowe schematy warunków geotechnicznych i obliczeń stateczności Skarpy z obciążeniami w przekrojach B-B (plebanie) i D-D (kościół) przedstawiono na rysunkach 2 i 3. Wzrost współczynnika stateczności w przekroju B-B po obciążeniu wynika ze zmiany przebiegu krytycznej powierzchni poślizgu po wykonaniu budowli. Powierzchnia o minimalnym współczynniku stateczności przed obciążeniem przebiegała głębiej w korpusie skarpy, natomiast po wykonaniu sztywnej płyty, na której posadowiony jest kościół, powierzchnia o minimalnym współczynniku stateczności przebiega płycej w skarpie (rys. 2). Wielkość współczynnika F obciążonej skarpy jest wyższa o 0,12, w stosunku do wielkości przed obciążeniem.

Tab. 1. Wyniki obliczeń stateczności Skarpy w rejonie projektowanych budynków sakralnych

Przekrój	Wariant obliczeniowy	Współczynnik stateczności F	
		Metoda Bishopa	Metoda Morgensterna-Price'a
A-A	skarpa naturalna	2,18	2,16
	$q = 180 \text{ kPa}$	1,73	1,76
B-B	skarpa naturalna	1,51	1,53
	$q = 180 \text{ kPa}$	1,63	1,65
C-C	skarpa naturalna	2,34	2,36
	$q = 300 \text{ kPa}$	1,81	1,83
D-D	skarpa naturalna	1,61	1,62
	$q = 300 \text{ kPa}$	1,34	1,36



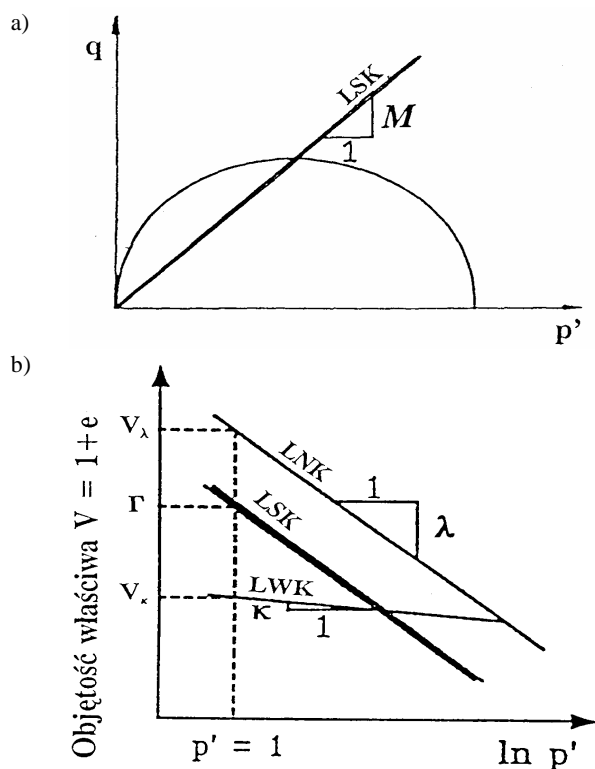
Rys. 2. Warunki geotechniczne podłoża i schemat analizy stateczności skarpy obciążonej budynkami plebani w przekroju B-B (metoda Bishopa)



Rys. 3. Warunki geotechniczne podłoża i schemat analizy stateczności Skarpy obciążonej budynkiem projektowanego kościoła w przekroju D-D

4. Numeryczna analiza stanu naprężenia i odkształcenia podłoża pod kościołem i budynkami plebanii

Istotne znaczenie dla bezpieczeństwa budowli posadowionej w strefie krawędziowej Skarpy mają odkształcenia podłoża, szczególnie przemieszczenia poziome w sąsiedztwie skarpy oraz rozkład naprężeń (Wysokiński, 1991). Obliczenia przemieszczeń podłoża i rozkładu naprężeń w podłożu pod obciążeniem projektowanymi budynkami przeprowadzono za pomocą metody elementów skończonych z zastosowaniem programu numerycznego SAGE-CRISP (Britto i Gunn, 1987), opartego na sprężysto-plastycznym modelu gruntu ze wzmocnieniem, typu zmodyfikowany model Cam-Clay. Przyjęta w zastosowanym modelu obwiednia plastyczności ma kształt elipsy, której oś wielka określana jest przez naprężenie prekonsolidacji σ'_p , natomiast połowa osi małej elipsy wyznaczona jest punktem przecięcia obwiedni plastyczności z linią stanu krytycznego (Duncan i Wright, 2005), co pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Charakterystyki modelu Cam-Clay na płaszczyźnie: a) q - p' , b) V - $\ln p'$

Parametrami modelu Cam-Clay, niezbędnymi do określenia kształtu obwiedni plastyczności, zmian objętości właściwej oraz sprężystego i plastycznego zachowania się gruntu, są: λ (nachylenie linii konsolidacji przy obciążeniu, na płaszczyźnie V - $\ln p'$), κ (nachylenie linii odprężenia na płaszczyźnie V - $\ln p'$), G (moduł odkształcenia postaciowego) lub ν (współczynnik Poissona), Γ (objętość właściwa na linii stanu krytycznego na płaszczyźnie V - $\ln p'$, gdy $p' = 1$), M (nachylenie linii stanu krytycznego na płaszczyźnie q - p'), σ'_p (naprężenie prekonsolidacji), gdzie:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (1)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (2)$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (3)$$

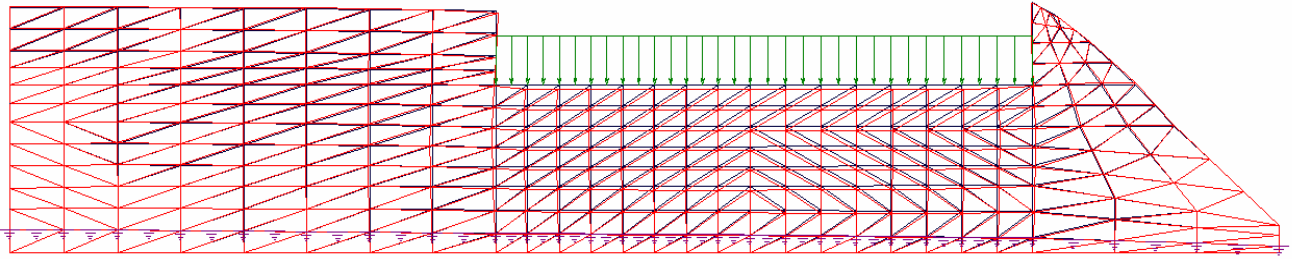
Do obliczeń numerycznych wykorzystano wartości parametrów wyznaczone dla warstw geotechnicznych z dokumentacji opracowanych przez Katedrę Geoinżynierii SGGW (Koda i in., 2005; Koda i in., 2007). Parametry geotechniczne wykorzystane w obliczeniach stanu naprężenia i odkształcenia opartego na sprężysto-plastycznym modelu gruntu ze wzmocnieniem typu zmodyfikowany Cam-Clay zamieszczono w tabeli 2.

Obliczenia przeprowadzono dla wycinka płaszczyzn o wymiarach: kościół (długość – 82,3 m i szerokość – 15,5 m), plebanie (długość z łącznikiem – 70,5 m i szerokość – 12,7 m).

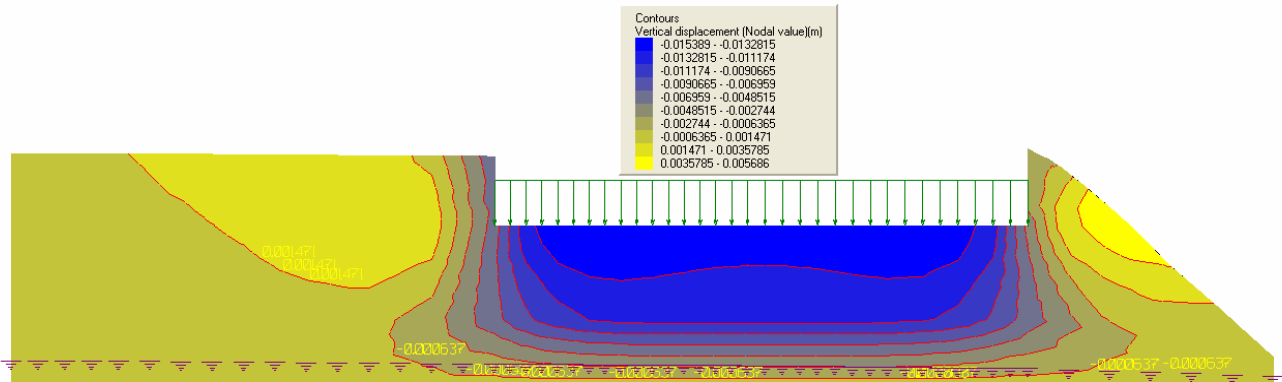
Obliczenia stanu naprężenia i odkształcenia wykonano poprzez przyłożenie obciążeń realizowanych w dniu wykopu, zarówno dla budowanego kościoła, jak i plebanii. Przyjęto obciążenia $q = 300$ kPa dla kościoła, oraz $q = 180$ kPa dla budynków plebanii. Schemat obliczeniowy wycinka Skarpy z podziałem na elementy skończone oraz z przyjętymi warunkami brzegowymi pokazano na rysunku 5 – podłożo kościoła i na rysunku 9 – podłożo budynków plebanii. Uzyskane z obliczeń odkształcenia elementów siatki oraz izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań), przemieszczeń poziomych i rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu kościoła przedstawiono odpowiednio na rysunkach 5, 6, 7 i 8, natomiast obliczone rozkłady tych wielkości (izolinie) w podłożu budynków plebanii odpowiednio na rysunkach 9, 10, 11 i 12. Maksymalne przemieszczenie pionowe (osiadanie) uzyskane z obliczeń wynosiło odpowiednio, $\Delta s = 20,0$ mm dla kościoła (rys. 6) oraz $\Delta s = 6,9$ mm dla budynku plebanii zlokalizowanego bliżej Skarpy (rys. 10).

Tab. 2. Parametry geotechniczne wykorzystane w obliczeniach stanu naprężenia i odkształcenia

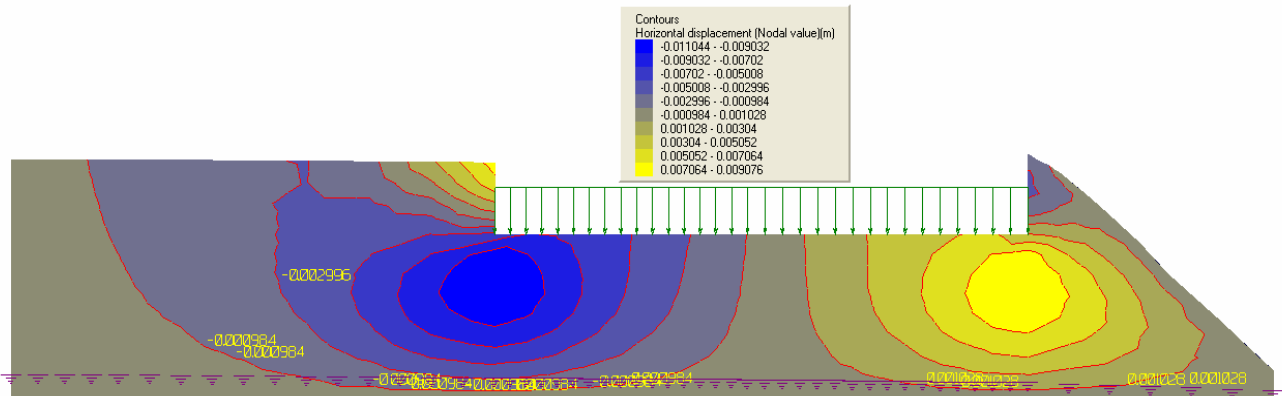
κ	λ	$\Gamma - 1$	M	ν	γ [kN/m ³]	$k_x = k_y$ [m/s]
0,005	0,009	0,38	1,20	0,25	22,0	10 ⁻⁸



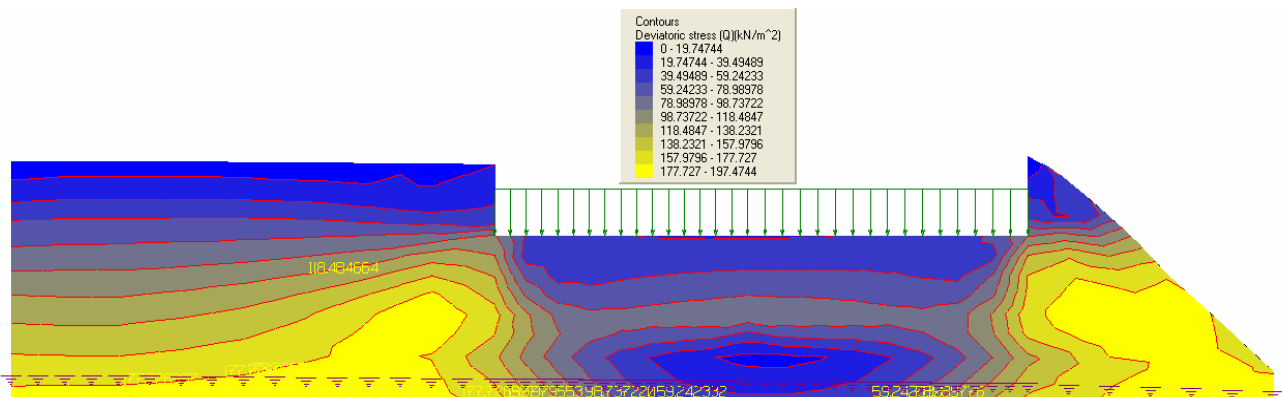
Rys. 5. Odształcenie elementów siatki w podłożu projektowanego kościoła



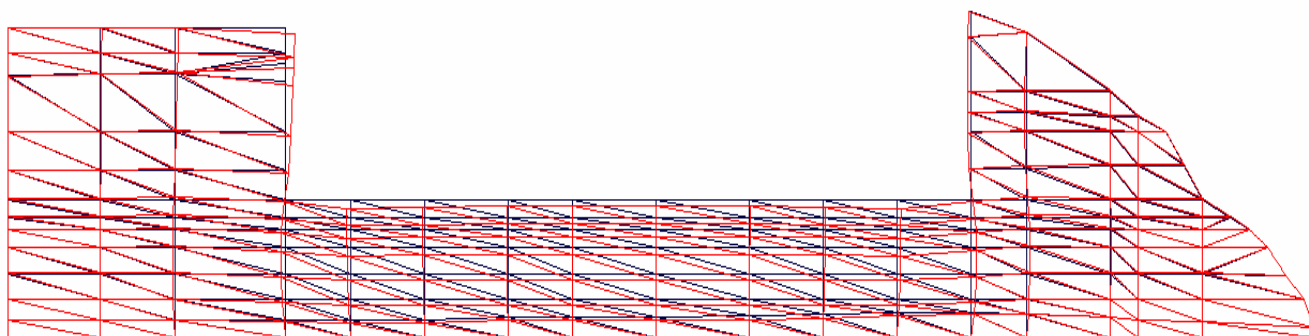
Rys. 6. Izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań) w podłożu kościoła



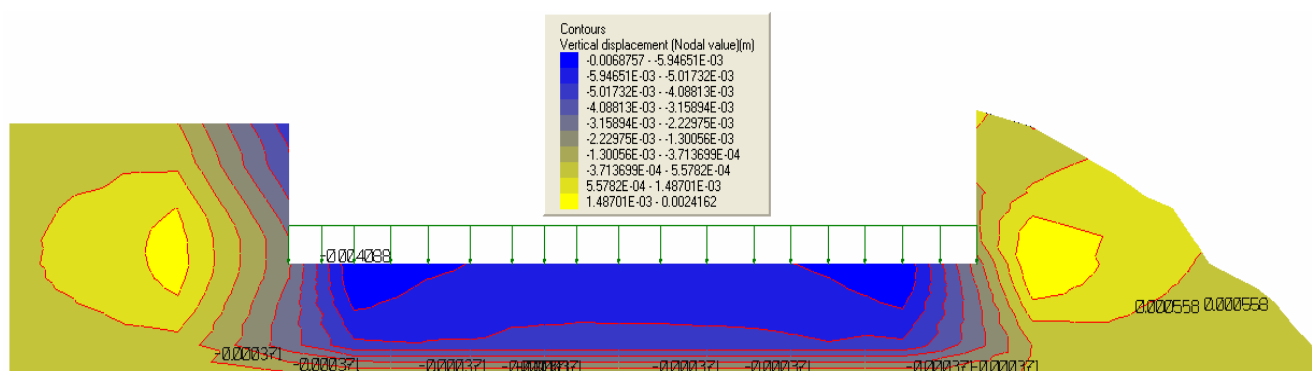
Rys. 7. Izolinie przemieszczeń poziomych w podłożu kościoła



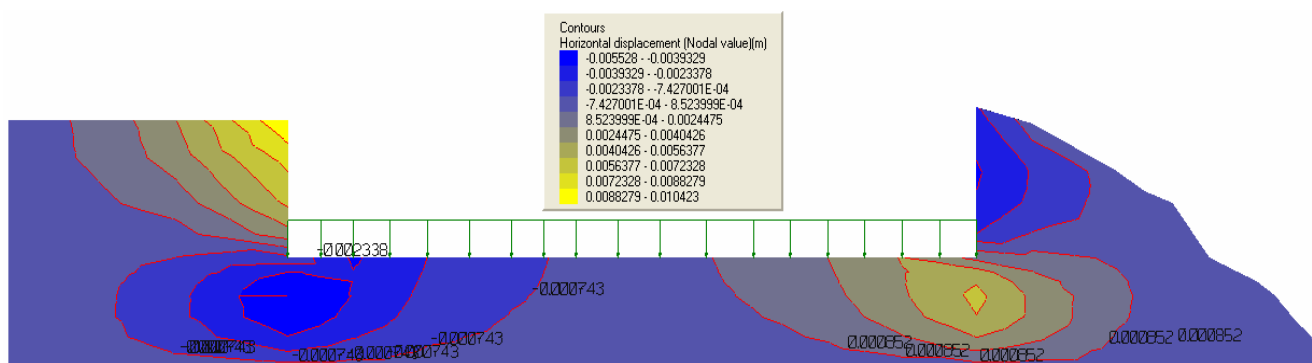
Rys. 8. Izolinie rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu kościoła



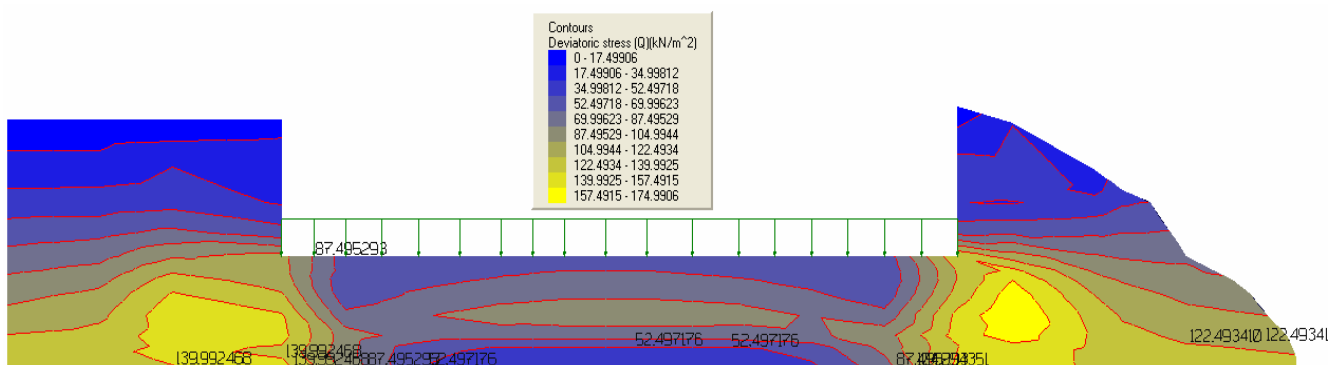
Rys. 9. Odształcenie elementów siatki w podłożu budynkami plebani



Rys. 10. Izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań) w podłożu budynków plebani



Rys. 11. Izolinie przemieszczeń poziomych w podłożu budynków plebani



Rys. 12. Izolinie rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu budynków plebani

Większe wielkości przemieszczeń poziomych odnotowano przy krawędziach fundamentów znajdujących się w sąsiedztwie Skarpy. Największe wartości naprężeń uzyskano w strefie krawędzi fundamentów (rys. 8 i 12). Uzyskane z obliczeń wyniki wykorzystano przy projektowaniu posadowienia obiektów oraz w projekcie zabezpieczenia Skarpy. Przy lokalizacji budynku w sąsiedztwie Skarpy, zabezpieczenia takie są konieczne dla bezpiecznej jego eksploatacji (Wysokiński, 2011; Koda i Osiński, 2011 i 2012). Zaprojektowano konstrukcje oporowe w środkowej części Skarpy oraz system drenazowy wokół poszczególnych obiektów.

5. Podsumowanie

Wszystkie uzyskane wartości współczynników stateczności są wyższe od 1,3, dlatego przy przyjętych warunkach gruntowych i obciążeniach od projektowanych obiektów, planowaną inwestycję należy uznać za bezpieczną z uwagi na stateczność Skarpy, pod warunkiem zachowania naturalnego stanu i wielkości parametrów geotechnicznych gruntów spoistych. Zabezpieczenie w tym zakresie ma stanowić drenaż opaskowy wokół projektowanych budynków.

Z obliczeń numerycznych stanu naprężenie-odkształcenie uzyskano maksymalne przemieszczenie pionowe (osiadania) $\Delta s = 20,0$ mm dla kościoła oraz $\Delta s = 6,9$ mm dla plebanii. Osiadania powyższe nie powinny powodować odkształceń szkodliwych w konstrukcji projektowanych budynków. Istotne znaczenie dla bezpieczeństwa konstrukcji mogą mieć przemieszczenia poziome, szczególnie w rejonie krawędzi fundamentu zlokalizowanej bliżej Skarpy. W środkowej części Skarpy zalecono wykonanie konstrukcji oporowych, stanowiących dodatkowo elementy przeciwozryjnego zabezpieczenia powierzchni Skarpy.

Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis. London.
- Britto A. M., Gunn M. J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Ltd., Chichester, England Brocks.
- Duncan M. J., Wright S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley and Sons. London.
- Kaczyński R., Bąkowska A., Kielbasiński K. (2008). *Analiza stateczności zbocza w rejonie kościoła św. Katarzyny*

w Warszawie z uwzględnieniem obciążeń dynamicznych. *Acta Scientiarum Polonorum – Architektura*. Vol. 7, No. 1, 27-38.

- Koda E. i in. (2005). Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla planowanej budowy kościoła p.w. Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ul. Kokosowej/Roszady w Warszawie. *Katedra Geoinżynierii SGGW*. Warszawa.
- Koda E., Bąkowski J., Rabarijoely S. (2007). Dokumentacja geotechniczna dla oceny warunków posadowienia projektowanej plebanii i kościoła p.w. Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ul. Kokosowej/Orszady w Warszawie. *Katedra Geoinżynierii SGGW*. Warszawa.
- Koda E., Osiński P. (2011). Slope erosion control with the use of fly-ash and sewage sludge. *Annals of Warsaw University of Life Sciences - Land Reclamation*. Vol. 43, No. 2, 101-111.
- Koda E., Osiński P. (2012). Improvement of slope stability as a result of combining diverse reinforcement methods. *Acta Scientiarum Polonorum – Architektura*. Vol. 11, No. 1, 3-14.
- Matusiewicz W. (2009). Odwodnienie budowli posadowionej na gruntach spoistych w rejonie skarpy wiślanej. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*. Rocznik XVIII, Zeszyt 1 (43), 49-60.
- Wysokiński L. (1991). Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy. *Institut Techniki Budowlanej*. Instrukcja 304. Warszawa.
- Wysokiński L. (red.). (1999). *Warszawska Skarpa Śródmiejska*. *Institut Techniki Budowlanej*. Warszawa.
- Wysokiński L. (2011). Ocena stateczności skarp i zboczy. *Zasady wyboru zabezpieczeń*. Instrukcja. *Institut Techniki Budowlanej*. Instrukcja Nr 424/2011. Warszawa

NUMERICAL ASSESSMENT OF STABILITY AND FOUNDATION CONDITIONS OF A CHURCH LOCATED ON THE EDGE OF "SKARPA WARSZAWSKA"

Abstract: The paper presents computations of designed structures' foundation located within an edge zone of "Skarpa Warszawska", the highland's slope consisting of varved clays and sands. The numerical analyses were based on geological and geotechnical investigation results, as well as archive documentation was analyzed. Methods employed during numerical computation of factor of safety consisted of classic procedures based on the limit equilibrium theory (GeoSlope software), however deformation calculations and stress distribution in the subsoil of designed structures, were conducted with a use of modified Cam-Clay model (SAGE-CRISP software). The computations results allowed introducing changes to a design of structure's foundation, reinforcement of slope and drainage system of structures.