

DEFORMACJE KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO GEOSYNTETYKAMI – PORÓWNANIE WYNIKÓW OBLICZEŃ UZYSKANYCH Z UŻYCIEM RÓŻNYCH METOD

Krystyna Kazimierowicz-Frankowska✉

Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk

STRESZCZENIE

Porównano wyniki obliczeń poziomych deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami uzyskane z użyciem różnych metod. Do ich wykonania zastosowano metody powszechnie znane (FHWA, Geoservice, CTI) oraz rozwiązanie mniej popularne, a polegające na analizie sposobu pracy, w tym potencjalnych mechanizmów zniszczenia, konstrukcji z gruntu zbrojonego (metoda IBW PAN). Dokładność uzyskanych wyników zweryfikowano na podstawie danych eksperymentalnych. Przedstawiono wnioski wynikające z przeprowadzonej analizy oraz omówiono najistotniejsze problemy, które wymagają dalszych badań.

Słowa kluczowe: grunt zbrojony, deformacje, analiza teoretyczna, metody analityczne

WSTĘP

Konstrukcje z gruntu zbrojonego w praktyce inżynierskiej stosuje się już od kilkudziesięciu lat. Do tej pory brak jest jednak wiarygodnych wytycznych dotyczących wyznaczania ich deformacji. Z praktycznego punktu widzenia najistotniejsze jest obliczenie przemieszczeń poziomych ścian czołowych konstrukcji oraz przemieszczeń pionowych koron ich korpusów. Projektanci wykorzystują w tym celu wiedzę uzyskaną w trakcie wcześniejszych realizacji. Polegając na dotychczasowych doświadczeniach zawodowych, próbują określić deformacje konstrukcji z gruntu zbrojonego. Często mają z tym trudności, popełniają błędy i nie są w stanie ocenić dokładności uzyskanych wyników. Przyczyną tych problemów jest brak obowiązujących wytycznych oraz aktualnej literatury w języku polskim dotyczącej zasad projektowania ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Ostatnim dostępnym opracowaniem jest instrukcja ITB (2007) wydana ponad dziesięć lat temu. Nie obej-

muje ona jednak swoim zakresem zasad projektowania konstrukcji, dla których dominującym obciążeniem jest obciążenie od ruchu drogowego i/lub kolejowego, a to w ich przypadku sprawdzenie drugiego stanu granicznego jest szczególnie istotne.

Niniejszy artykuł składa się z dwóch części. W pierwszej dokonano przeglądu metod obliczeniowych, które można zastosować w celu oszacowania poziomych deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego. W drugiej porównano wyniki predykcji poziomych deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego uzyskane z użyciem różnych metod (FHWA, Geoservice, CTI, Jewell-Milligan, Wu, IBW PAN).

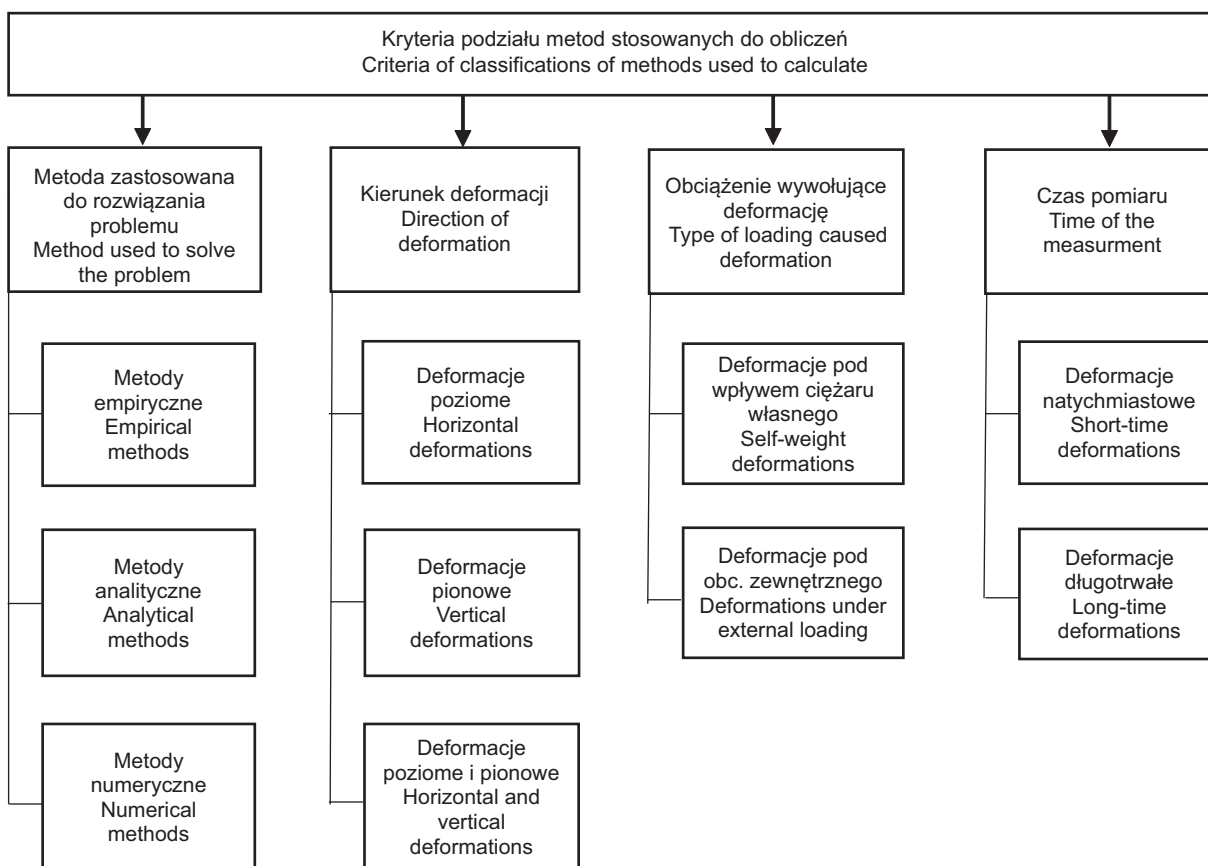
CHARAKTERYSTYKA DOSTĘPNYCH METOD OBLICZENIOWYCH

Problem deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego jest od lat przedmiotem badań wielu naukowców (np. Khosrojerdi, Xiao, Qiu i Nicks, 2017; Wu, Pham

✉krystyna@ibwpan.gda.pl

i Adams, 2013; Bathurst i in., 2009; Kazimierowicz-Frankowska, 2003, 2004, 2005). Metody obliczeniowe stosowane do predykcji odkształceń konstrukcji można podzielić według kilku kryteriów (rys. 1). Najdłuższą historię zastosowań mają rozwiązania empiryczne. Niektóre z nich są nadal stosowane w praktyce inżynierskiej (Jewell, 1988; Jewell i Milligan, 1989). Do zalet tych rozwiązań należy ich prostota. Znając parametry wyjściowe (sztywność zbrojenia, kąt tarcia wewnętrznego gruntu, wartość maksymalnej siły w warstwie zbrojenia przy podstawie konstrukcji oraz jej wysokość) i korzystając z nomogramów, można odczytać wartości maksymalnych przemieszczeń ścian z gruntu zbrojonego. Wadą ich jest ograniczony (do wartości parametrów wyjściowych ujętych w nomogramach i obciążenia od ciężaru własnego) zakres stosowalności.

Drugą grupę metod stanowią rozwiązania analityczne (tab. 1). Ich wykorzystywanie wymaga znajomości podstawowych mechanizmów pracy konstrukcji z gruntu zbrojonego i jej elementów składowych (ściana czołowa, zbrojenie, materiał wypełniający). Większość stosowanych rozwiązań z tej grupy opracowano w latach 90. XX wieku. Bazują one na stanie wiedzy z tamtego okresu i zawierają wiele uproszczeń, które mają wpływ na dokładność uzyskiwanych rezultatów. Ograniczeń tych nie mają metody numeryczne, które można zastosować dla dowolnej geometrii konstrukcji i rozpatrywać reakcję budowli na przyłożenie różnego rodzaju obciążeń. Wykorzystanie metod numerycznych wymaga jednak odpowiedniego poziomu wiedzy matematycznej i umiejętności prawidłowej interpretacji wyników, co może stwarzać problem dla inżyniera. Poszukuje się więc wciąż efektywnych



Rys. 1. Metody wykorzystywane do obliczeń deformacji
Fig. 1. Methods used to calculate the deformations

Tabela 1. Metody analityczne najczęściej stosowane do obliczeń

Table 1. Analytical methods commonly used to calculations

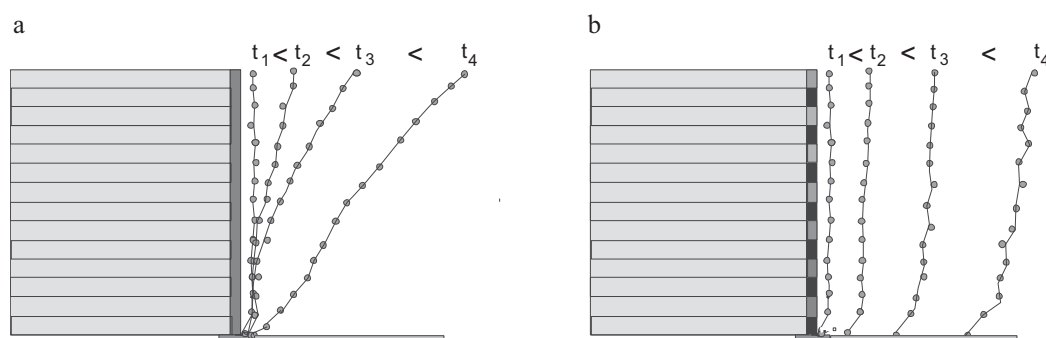
| Nazwa metody i źródło Name of method and reference | Podstawowe wzory – Basic equations | Krótką charakterystyka Short characteristics | Założenia – Assumptions |
|---|--|--|---|
| FHWA – Christopher i in. (1990) | $\delta_R = 11,81 \left(\frac{L}{H}\right)^4 - 42,25 \left(\frac{L}{H}\right)^3 + 57,16 \left(\frac{L}{H}\right)^2 - 35,45 \left(\frac{L}{H}\right) + 9,471$ $\delta_{\max} = \frac{\delta_R H}{75} \text{ (zbrojenie odkształcalne) (extensible reinforcement)}$ $\delta_{\max} = \frac{\delta_R H}{250} \text{ (zbrojenie nieodkształcalne) (inextensible reinforcement)}$ | δ_R – współczynnik deformacji δ_R – deformation coefficient δ_{\max} – maks. poziome deformacje δ_{\max} – max lateral deformation L – długość zbrojenia L – reinforcement length H – wysokość ściany z gruntu zbrojonego H – height of the RS wall | wartość L/H jest w zakresie 0,3–1,175 value of L/H is in the range 0.3–1.175 konstrukcja posadowiona na sztywnym podłożu RS structure is placed on rigid foundation każde dodatkowe obciążenie konstrukcji o 19,15 kPa powoduje wzrost deformacji konstrukcji o około 25% each additional 19.15 kPa of surcharge load increases deformation by approximate 25% |
| CTI – Wu (1994) | $\delta_{\max} = \varepsilon_d \left(\frac{H}{1,25}\right)$ | H – wysokość ściany z gruntu zbrojonego H – height of the RS wall ε_d – maks. odkształcenie zbrojenia ε_d – strain limit | maks. odkształcenie konstrukcji 1–3% dla stałych konstrukcji oraz do 10% dla ścian tymczasowych the strain limit is 1–3% for permanent walls and up to 10% for temporary walls $H < 6.1$ m |
| Geoservice – Giroud (1989) | $\delta_h = \frac{\varepsilon_d L}{2}$ | δ_h – deformacje poziome konstrukcji δ_h – lateral deformation of RS ε_d – maks. odkształcenie zbrojenia ε_d – strain limit of reinforcement | jeżeli odkształcalność zbrojenia nie jest znana, należy założyć, że jest ona mniejsza niż 10% if the reinforcement strain is unknown it should be assumed that the strain limit is less than 10% |
| Wu – Wu i in. (2013) | $\Delta_h = \left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{P_{rm}}{K_{reinf}}\right) (H - z_i) \cdot \left[\tan\left(45^\circ - \frac{\psi}{2}\right) + \tan\left(90^\circ - \phi_{ds}\right) \right]$ | Δ_h – deformacje konstrukcji Δ_h – deformations of structure P_{rm} – maks. siła w warstwie zbrojenia P_{rm} – max force in reinforced layer ψ – kąt dylatacji gruntu ψ – dilatation angle of soil | ściana czołowa konstrukcji jest podatna the flexible facing is assumed |
| Adams – Adams, Lillis, Wu i Ketchart (2010) | $D_L = \frac{2b_{q,vol} D_v}{H}$ $\varepsilon_L = \frac{D_L}{b_{q,vol}} = \frac{2D_v}{H} = 2\varepsilon_v$ | D_L i D_v – poziome i pionowe deformacje D_L and D_v – lateral and vertical deformation ε_L i ε_v – poziome i pionowe odkształcenia ε_L and ε_v – lateral and vertical strains | deformacje poziome gruntu i zbrojenia są takie same the soil and the reinforcement deform laterally together |

metod analitycznych (łatwiejszych w stosowaniu niż rozwiązania numeryczne), których zastosowanie umożliwi prawidłową predykcję deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego.

DOTYCHCZASOWE REKOMENDACJE I ZALECENIA

Wyniki badań doświadczalnych i obliczeń teoretycznych wskazują, że charakter deformacji poziomych ścian z gruntu zbrojonego jest zbliżony do pokazanego na rysunku 2 (Kazimierowicz-Frankowska, 2003;

Bathurst, Miyata i Allen, 2010). Zależy on m.in. od rodzaju i wielkości działającego obciążenia, rodzaju ścian czołowych oraz czasu, po którym deformacje mierzone. W literaturze można znaleźć różne zalecenia dotyczące maksymalnych wartości, których deformacje poziome konstrukcji z gruntu zbrojonego nie powinny przekroczyć (tab. 2). Istnieją istotne różnice w wartościach dopuszczalnych deformacji konstrukcji określonych przez różne ośrodki, np. opracowane w USA zalecenia (WSDOT, 2005) są w miarę szczegółowe i obejmują zróżnicowane wymagania opracowane dla konstrukcji o różnych



Rys. 2. Deformacje poziome ścian czołowych konstrukcji z gruntu zbrojonego: ściana czołowa wykonana z jednego betonowego elementu (a); ściana czołowa zbudowana z wielu segmentów (b)

Fig. 2. Horizontal deformations on surface of the typical reinforced soil walls: concrete panel wall (a); segmental wall (b)

Tabela 2. Zalecenia dotyczące wyznaczania maksymalnych poziomych deformacji ścian czołowych

Table 2. Guidelines for anticipated maximum horizontal facing deformations

| Źródło Reference | Rodzaj ściany z gruntu zbrojonego Wall type | Maksymalne poziome przemieszczenia Maximum horizontal displacements | |
|----------------------------|--|--|-----------------------|
| | | wartość – value [mm] | $\Delta x/H$ |
| NCMA (2009) | segmentowe ściany oporowe segmental walls | nie podano no data | 3,5% 3.5% |
| | | | |
| FHWA (2008); AASHTO (2009) | wszystkie rodzaje ścian all walls | nie podano no data | 0,9%–4% 0.9–4% |
| | | | |
| EN 14475 (2006) | ściany z licem z bloczków betonowych concrete panel walls | 25 mm | nie podano no data |
| | segmentowe ściany oporowe segmental wall | 50 mm | nie podano no data |
| | ściany z licem z siatek stalowych i gabionów welded wire and gabion faces | 100 mm | nie podano no data |

Tabela 2 – cd. / **Table 2** – cont.

| Źródło Reference | Rodzaj ściany z gruntu zbrojonego Wall type | Maksymalne poziome przemieszczenia Maximum horizontal displacements | |
|-------------------------------------|---|--|--|
| | | wartość – value [mm] | $\Delta x/H$ |
| WSDOT (2005) | lico z siatek stalowych – welded wire | nie podano no data | 1,3% na 3 m 1.3% in 3 m |
| | lico z bloczków betonowych concrete panel walls | nie podano no data | 0,4% na 3 m 0.4% in 3 m |
| | lico zawinięte – konstrukcja stała wrapped face – permanent | nie podano no data | 1,7% na 3 m 1.7% in 3 m |
| | lico zawinięte – konstrukcja tymczasowa wrapped face – temporary | nie podano no data | 2,5% na 3 m 2.5% in 3 m |
| NGG (2005) | wszystkie rodzaje ścian all walls | nie podano no data | 0,1–0,3% 0.1–0.3% |
| PWRC (2000) | wszystkie rodzaje ścian all walls | 300 mm | 3% |
| BS8006 (1995), Geoguide 6 (2002) | wszystkie rodzaje ścian all walls | nie podano no data | 0,5% 0.5% |
| Bathurst, Simac i Sandri (1995) | segmentowe ściany oporowe segmental walls | nie podano no data | 1% dla $H < 8$ m 1% for $H < 8$ m 1,5% dla $H > 8$ m 1.5% for $H > 8$ m |

rodzajach ścian czołowych. Wytyczne japońskie (PWRC, 2000) sformułowano natomiast bardzo ogólnie i najmniej restrykcyjne (przewidują największe dopuszczalne deformacje konstrukcji).

METODA IBW PAN

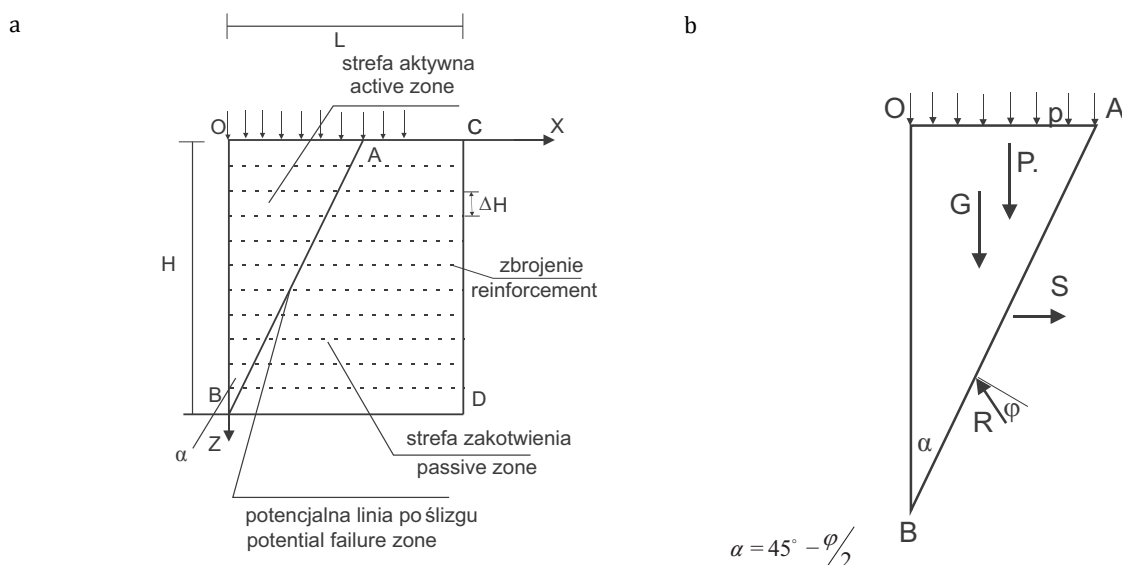
Opracowana w IBW PAN metoda analizy odkształceń konstrukcji z gruntu zbrojonego (Sawicki, 2000) jest odpowiedzią na potrzebę poszukiwania efektywnych analitycznych metod umożliwiających predykcję deformacji konstrukcji. Pozytywną weryfikację metody stanowiły wyniki laboratoryjnych badań w zmniejszonej skali (Kazimierowicz-Frankowska, 2003; Kulczykowski, 2013).

W trakcie jej opracowywania przyjęto następujące założenia (rys. 3):

- Analizuje się deformacje konstrukcji o wysokości H wykonanej z gruntu niespoistego o ciężarze objętościowym γ i kącie tarcia wewnętrznego φ . Grunt

traktuje się jako ośrodek sztywno-plastyczny opisany warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra.

- Zbrojenie o długości L ułożone jest w warstwach o równym rozstawie pionowym ΔH . Zbrojenie jest materiałem sprężysto-plastycznym o module sprężystości E i wytrzymałości na rozciąganie R .
- Grunt pracuje wyłącznie na ściskanie, a zbrojenie przenosi wyłącznie naprężenia rozciągające w kierunku ułożenia.
- Tarcie między gruntem i zbrojeniem scharakteryzowane jest przez współczynnik tarcia μ .
- Potencjalne zniszczenie konstrukcji polega na poślizgu sztywnego klina odłamu OAB (rys. 3) po linii poślizgu AB. W konstrukcji wyróżnia się dwie strefy: trójkątną strefę aktywną (OAB) oraz leżącą poza nią strefę bierną (strefa ACDB na rys. 3).
- W stanie granicznym następuje jednoczesne uplastycznienie gruntu i zbrojenia (w strefie aktywnej) lub/i wyciąganie zbrojenia z warstw sztywnego gruntu (strefa bierna).



Rys. 3. Model konstrukcji z gruntu zbrojonego (a); równowaga graniczna w klinie odłamu (b)

Fig. 3. Scheme of reinforced soil wall (a); equilibrium of potential failure wedge (b)

Przemieszczenia poziome ściany czołowej konstrukcji (u_x) są sumą dwóch składowych:

$$u_x = u_{act} + u_{pass} \quad (1)$$

gdzie: u_{act} – przemieszczenie wynikające z odkształceń zbrojenia w strefie aktywnej;

u_{pass} – przemieszczenia będące efektem odkształceń zbrojenia w strefie zakotwienia.

Poziome przemieszczenia ściany czołowej występujące na skutek sprężystych deformacji zbrojenia w strefie aktywnej oblicza się z zależności:

$$u_{act} = \int_0^{x^*} \varepsilon_{act} dx \quad (2)$$

gdzie: ε_{act} – odkształcenia w strefie aktywnej ($\varepsilon_{act} = F/E$); $F = A_r \sigma_x^r$ – siła rozciągająca w zbrojeniu; $E = A_r E_r$ – sztywność zbrojenia; A_r – powierzchnia przekroju poprzecznego elementu zbrojenia; x^* – długość zbrojenia w strefie aktywnej $x^* = (H-z)\tan \alpha$.

Odształcenia zbrojenia w strefie zakotwienia oblicza się, rozpatrując układ sił działających na element zbrojenia (rys. 4). Reakcję gruntu uwzględnia się w postaci naprężeń stycznych τ działających na poziome powierzchnie elementu, którego stan równowagi opisano równaniem (Sawicki, 2000; Kazimierowicz-Frankowska, 2003):

$$\frac{dF}{dx} = -2B\tau \quad (3)$$

gdzie: F – siła rozciągająca w zbrojeniu;
 B – szerokość.

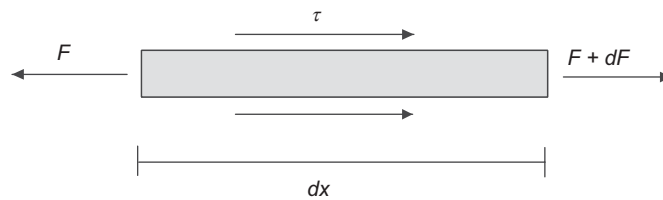
Odształcenie zbrojenia wyznacza się z zależności:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad (4)$$

gdzie: u – przemieszczenie zbrojenia. Przyjmuje się liniowy związek między naprężeniem stycznym i przemieszczeniem u :

$$\tau = -Gu \quad (5)$$

gdzie: G – współczynnik, którego wartość wyznacza się eksperymentalnie.



Rys. 4. Siły oddziaływujące na element zbrojenia o długości dx
Fig. 4. Forces acting on the reinforcement element

W przypadku zbrojenia sprężystego, zgodnie z prawem Hooke’a, zachodzi związek:

$$F = E\varepsilon \quad (6)$$

gdzie: E – sztywność zbrojenia.

Z zależności (3)–(6) można otrzymać:

$$\frac{d^2F}{dx^2} - \beta^2 F = 0 \quad (7)$$

gdzie: $\beta = \sqrt{\frac{2BG}{E}}$.

Rozwiązaniem równania (8) jest funkcja:

$$F = C_1 e^{-\beta x} + C_2 e^{\beta x} \quad (8)$$

gdzie: C_1 i C_2 – stałe.

Najprostszym przypadkiem, do którego można zastosować przedstawioną powyżej metodykę obliczeń, jest konstrukcja obciążona wyłącznie ciężarem własnym. Maksymalne odkształcenia poziome takiej budowli można wyznaczyć dla dwóch założonych wariantów jej pracy:

- pełne zakotwienie zbrojenia (przemieszczenia konstrukcji występują wyłącznie w strefie aktywnej):

$$u_{act} = \omega \gamma z (H - z) = -\omega \gamma (z^2 - Hz) \quad (9)$$

gdzie: $\omega = \frac{\tan^3 \alpha}{E} \Delta H$;

- następuje wyciąganie zbrojenia ze strefy zakotwienia (przemieszczenia konstrukcji są sumą dwóch składowych: deformacji w strefie aktywnej (u_{act}) i w strefie zakotwienia (u_{pass}), których wartości oblicza się z zależności:

$$u_{act} = \frac{\omega \gamma \Delta H \tan \alpha}{E} \left[H(L - H \tan \alpha)z - (L - 2H \tan \alpha)z^2 - z^3 \tan \alpha \right] \quad (10)$$

oraz

$$u_{pass} = \frac{\sigma_r (1 + e^{-2\beta l})}{\beta E (1 - e^{-2\beta l})} \Delta H \quad (11)$$

gdzie: $\sigma_r = \omega [\gamma(L - h \tan \alpha)z + \gamma z^2 \tan \alpha]$;
 l – długość zbrojenia w strefie biernej.

Analizując przemieszczenia poziome konstrukcji występujące pod wpływem obciążenia zewnętrznego rozłożonego na jej koronie, również rozpatruje się dwa warianty:

- przypadek pełnego zakotwienia zbrojenia, gdy przemieszczenia konstrukcji wynoszą:

$$u_{act} = \frac{\Delta H \tan^3 \alpha}{E} (p + \gamma z) = -\omega [\gamma z^2 + (p - \gamma H)z - pH] \quad (12)$$

- przypadek, gdy uwzględnia się wyciąganie zbrojenia ze strefy zakotwienia. Poziome przemieszczenia konstrukcji są sumą dwóch składowych:

$$u_{act} = \frac{\omega \Delta H \tan \alpha}{E} \left\{ \begin{array}{l} p H (L - H \tan \alpha) + [p (2 H \tan \alpha - L) + \gamma H (L - H \tan \alpha)] z - \\ [p \tan \alpha + \gamma (L - 2 H \tan \alpha)] z^2 - z^3 \gamma \tan \alpha \end{array} \right\} \quad (13)$$

oraz

$$u_{pass} = \frac{\sigma_r (1 + e^{-2\beta l})}{\beta E (1 - e^{-2\beta l})} \Delta H \quad (14)$$

WYNIKI

Scharakteryzowane w poprzednich rozdziałach metody obliczeniowe deformacji poziomych konstrukcji z gruntu zbrojonego zastosowano do predykcji

maksymalnych odkształceń rzeczywistych budowli. Wykorzystano w tym celu dane eksperymentalne (tab. 3). Zestawienie uzyskanych wyników zamieszczono w tabeli 4. Stwierdzono, że dokładność otrzymanych predykcji znacznie się różni w zależności od

Tabela 3. Dane eksperymentalne wykorzystane do weryfikacji metod obliczeniowych

Table 3. Experimental data used to verification of calculation methods

| Źródło Reference | Wysokość konstrukcji Wall height [m] | Rodzaj zbrojenia Reinforcement type | Podstawowe dane – Basic data | | | | |
|---|---|---|---|--|--|--|---|
| | | | Długość i pionowy odstęp zbrojenia Length and vertical spacing of reinforcement [m] | Doraźna wytrzymałość na rozciąganie zbrojenia Ultimate short- term tensile strength of reinforcement [kN·m ⁻¹] | Moduł sprężystości zbrojenia Stiffness of reinforcement [kN·m ⁻²] | Kąt tarcia wewnętrznego gruntu Friction angle of soil [°] | Ciężar objętościowy gruntu Unit weight of soil [kN·m ⁻²] |
| 1. Hatami i Bathurst (2005) – ściana nr 1 Wall no 1 | 3,6 | Geosiatka polipro- pylenowa Polypropylene geogrid | 2,5 0,6 | 20,4 | 476 | 40 | 16,8 |
| 2. Bueno, Benjamin i Zornberg (2005) | 4,0 | Geowłóknina polestrowa Poliester nonvo- wen geotextile | 3,0 0,4 | 13,0 | 13,0 | 32 | 18,0 |
| 3. Hatami i Bathurst (2006) – ściana nr 5 Wall no 5 | 3,6 | Geosiatka poliestrowa Polyester geogrid | 2,5 0,6 | 17,5 | 153 | 40 | 16,8 |
| 4. Benjamin, Bueno i Zornberg (2007) | 4,0 | Geowłóknina polestrowa Poliester nonvo- wen geotextile | 3,0 0,4 | 14,3 | 13,0 | 33 | 18,0 |
| 5. Bathurst i in. (2009) – ściana nr 2 Wall no 2 | 3,6 | Geosiatka polipro- pylenowa Polypropylene geogrid | 2,5 0,6 | 10,2 | 238 | 40 | 16,8 |

Tabela 4. Porównanie wartości maksymalnych przemieszczeń poziomych ścian z gruntu zbrojonego otrzymanych eksperymentalnie oraz obliczonych z użyciem różnych metod

Table 4. Comparison of maximum horizontal deformations obtained

| Analizowany przypadek Reference | Wyniki eksperymentu Experimental results | Wyniki obliczeń – Results of calculations [mm] | | | | | | Uwagi – Notes |
|------------------------------------|---|--|-------------|------|-----------------|-------|---------|--|
| | | FHWA | Geo-service | CTI | Jewell-Milligan | Wu | IBW PAN | |
| 1 | 9,3 | 68,0 | – | – | 30,8 | 7,3 | 16,1 | obciążenie zewnętrzne $p = 30$ kPa under external loading $p = 30$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 50$ kPa under external loading $p = 50$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 70$ kPa under external loading $p = 70$ kPa |
| | 13,5 | 80,8 | – | – | 37,6 | 17,0 | 22,4 | |
| | 31,4 | 93,5 | – | – | 44,4 | 30,6 | 28,9 | |
| 2 | 15,7 | 50,6 | 9,6 | 20,5 | 164,9 | 158,4 | 20,9 | bezpośrednio po wybudowaniu at the end of construction |
| 3 | 10,5 | 68,0 | – | – | 96,0 | 22,8 | 22,4 | obciążenie zewnętrzne $p = 30$ kPa under external loading $p = 30$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 50$ kPa under external loading $p = 50$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 70$ kPa under external loading $p = 70$ kPa |
| | 20,3 | 80,8 | – | – | 117,2 | 52,7 | 53,0 | |
| | 29,6 | 93,5 | – | – | 138,4 | 95,4 | 95,1 | |
| 4 | 12,2 | 50,6 | 16,4 | 20,5 | 200,6 | 177,6 | 21,0 | bezpośrednio po wybudowaniu at the end of construction |
| 5 | 7,9 | 8,4 | 12,3 | 23,8 | 41,2 | 8,6 | 10,4 | bezpośrednio po wybudowaniu at the end of construction obciążenie zewnętrzne $p = 30$ kPa under external loading $p = 30$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 50$ kPa under external loading $p = 50$ kPa obciążenie zewnętrzne $p = 70$ kPa under external loading $p = 70$ kPa |
| | 12,0 | 68,0 | – | – | 61,6 | 14,6 | 31,1 | |
| | 35,0 | 80,8 | – | – | 75,2 | 34,0 | 44,9 | |
| | 58,4 | 93,5 | – | – | 88,8 | 61,2 | 58,7 | |

doboru metody obliczeniowej. Najbardziej zawyżone wartości deformacji (w stosunku do wyników eksperymentalnych) uzyskano, wykorzystując metodę nomogramów zaproponowaną przez Jewella-Milligana (średnio: ponad 4-krotnie większe od wartości rzeczywistych). Stosunkowo duże różnice między wynikami pomiarów terenowych i predykcji teoretycznych uzyskano również w przypadku zastosowania metody FHWA (zawyżenie rzeczywistych wyników w granicach od 1,5 raza do 9 razy). Największą dokładność predykcji uzyskano, stosując do obliczeń metody: CTI, Geoservice i IBW PAN. Średni błąd nie przekraczał 60% (CTI), 40% (Geoservice), 60% (IBW PAN).

WNIOSKI

Do tej pory nie opracowano wytycznych projektowych dotyczących sposobu obliczania deformacji konstrukcji z gruntu zbrojonego. Nie określono maksymalnych wartości przemieszczeń/odkształceń, które nie powinny być przekroczone w trakcie użytkowania takich budowli. Zalecenia prezentowane na ten temat w literaturze (tab. 2) nie są spójne. Proste metody predykcji deformacji konstrukcji (oparte na opracowanych przez Jewella-Milligana nomogramach) dają znacznie zawyżone wyniki obliczeń. Metody numeryczne wciąż stanowią barierę dla wielu inżynierów. Tak więc zasadne wydaje się poszukiwanie i

rozwijanie rozwiązań analitycznych, które wykorzystując w miarę prosty aparat matematyczny, umożliwiają uzyskanie wyników obliczeń zbliżonych do rezultatów badań eksperymentalnych. Ważne jest, aby podstawą tych rozwiązań był bieżący stan wiedzy dotyczącej konstrukcji z gruntu zbrojonego. Propozycją spełniającą te warunki może być metoda opracowana w IBW PAN. W niniejszym artykule zastosowano ją do obliczeń maksymalnych deformacji poziomych konstrukcji z gruntu zbrojonego. Metoda ta ma jednak szersze możliwości. Można ją wykorzystać zarówno do obliczeń poziomych, jak i pionowych deformacji konstrukcji. Przy jej wykorzystaniu uzyskuje się także ich rozkład wzdłuż wysokości konstrukcji.

PIŚMIENNICTWO

- Adams, M. T., Lillis, C. P., Wu, J. T. H. i Ketchart, K. (2002). Vegas Mini Pier experiment and postulate of zero volume change. *Proceedings of 7th International Conference Geosynthetics, Swets and Zeitinger* (strony 389–394). Holandia.
- AASHTO (2009). *Interim LRFD Bridge Design Specifications*. 4th ed. Washington DC.
- Bathurst, R. J., Simac, M. R. i Sandri, D. (1995). Lessons learned from the construction performance of a 14m high segmental retaining wall. *Proceedings of Geosynthetics: Lessons Learned from Failures*. Nashville TN.
- Bathurst, R. J., Nernheim, A., Walters, D. L., Allen, T. M., Burgess, P. i Saunders, D. D. (2009). Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 16(1), 43–59.
- Bathurst, R. J., Miyata, Y. i Allen, T. M. (2010). Invited keynote paper: Facing displacements in geosynthetic reinforced soil walls. *Earth Retention Conference 3*. ASCE Geo-Institute.
- Benjamin, C. V. S., Bueno, B. S. i Zornberg, J. G. (2007). Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynthetics International*, 14(2), 100–118.
- BS8006 (1995). Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soil and Other Fills.
- Bueno, B. S., Benjamin, C. V. S. i Zornberg, J. G. (2005). Field performance of a full-scale retaining wall reinforced with nonwoven geotextiles. *W Slopes and retaining structures under seismic and static conditions* (strony 2617–2625). ASCE. Reston, VA: 2617–2625.
- Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Mitchell, J. K., Schlosser, F. i Dunncliff, J. (1990). *Reinforced soil structures: Design and construction guidelines*. Raport FHWA-RD 89-043. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- EN 14475 (2006). Execution of special geotechnical works. Reinforced fill.
- Geoguide 6 (2002). *Guide to Reinforced Fill Structure and Slope Design*. Hong Kong: Geotechnical Engineering Office.
- Giroud, J. P. (1989). *Geotextile engineering workshop-design examples*. Raport FHWA-HI-89-002. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Hatami, K. i Bathurst, R. J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1066–1085.
- Hatami, K. i Bathurst, R. J. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 673–684.
- ITB (2007). *Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami*. Instrukcja 429. Warszawa.
- Jewell, R. A. (1988). *Reinforced soil wall analysis and behavior. The application of polymeric reinforcement in soil retaining structures*. Amsterdam: Kluwer.
- Jewell, R. A. i Milligan, G. W. E. (1989). Deformation calculation for reinforced soil walls. *Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (strony 1259–1262).
- Kazimierowicz-Frankowska, K. (2003). Deformation of model RS retaining walls due to creep and reinforcement pull-out. *Geosynthetics International*, 10(5), 153–164.
- Kazimierowicz-Frankowska, K. (2004). Experimental study on pre-failure behavior of reinforced wall. *Proceedings of 3rd European Geosynthetics Conference* (strony 707–710). Munich.
- Kazimierowicz-Frankowska, K. (2005). A case study of geosynthetic reinforced wall with wrap-around facing. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(1), 107–115.
- Khosrojerdi, M., Xiao, M., Qiu, T. i Nicks, J. (2017). Evaluation of prediction methods for lateral deformation of GRS walls and abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(2), 06016022.
- Kulczykowski, M. (2013). *Deformacje konstrukcji z gruntu zbrojonego*. Raport. Gdańsk: IBW PAN.
- NCMA (2009). *Design Manual for Segmental Retaining*

- Walls* (3rd ed.). National Concrete Masonry Association.
- NGG (2005). *Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills*. Nordic Geosynthetic Group. Oslo: Nordic Geotechnical Societies, Nordic Industrial Fund.
- PWRC (2000). *Design and Construction Manual of Geosynthetics Reinforced Soil*. Japan: Public Works Research Center.
- Sawicki, A. (2000). *Mechanics of reinforced soil*. Rotterdam–Brookfield: A.A. Balkema.
- WSDOT (2006). *Geotechnical Design Manual, M 46-03*. Chapter 15. *Abutments, retaining walls, and reinforced slopes*. Washington DC: Washington State Department of Transportation.
- Wu, J.T. (1994). *Design and construction of low cost retaining walls: The next generation in technology*. Report No. CTI-UCD-1-94. Colorado: Colorado Transportation Institute.
- Wu, J.T., Pham, T.Q. i Adams, M.T. (2013). *Composite behaviour of geosynthetic reinforced soil mass*. Raport FHWA-HRT-10-077. McLean, VA: Federal Highway Administration.

DEFORMATIONS OF GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL STRUCTURES – COMPARISON OF RESULTS OBTAINED BY USING DIFFERENT METHODS

ABSTRACT

Comparison of calculation results of horizontal deformation of geosynthetic reinforced walls obtained by using different theoretical methods is presented. The selected approaches to solve the problem obtain both the obviously known analytical methods (FHWA, Geoservice and CTI) and solution which is currently not very popular, however based on mechanics of GRS, especially on identification of their potential failures (IBW PAN method) were used. The accuracy of obtained results was verified on the basis of experimental investigations. Main conclusions and important problems which need further investigations are presented.

Key words: reinforced soil, deformation, theoretical analysis, analytical methods