POLITECHNIKA WROCŁAWSKA
INSTYTUT GEOTECHNIKI I HYDROTECHNIKI

Raport serii PRE nr 4/2002

Na prawach rękopisu

ANALIZA NIEZAWODNOŚCI WYBRANYCH KONSTRUKCJI OPOROWYCH

mgr inż. Jarosław Rybak

Praca Doktorska

Promotor:

dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała
Prof. nadzw. Politechniki Wrocławskiej

Pracę wykonano
na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej
w Zakładzie Fundamentowania Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki

słowa kluczowe:

konstrukcja oporowa,
niezawodność,
normalizacja,
ścianka szczelna,
ściana szczelinowa

Wrocław, czerwiec 2002 r.

SPIS TREŚCI

1. CEL I ZAKRES PRACY 1

1.1. Motywacja 1

1.2. Przedstawienie problemu 2

1.3. Cel pracy 6

1.4. Omówienie zawartości pracy 7

2. DETERMINISTYCZNE METODY OBLICZENIOWE 10

2.1. Przegląd typowych sytuacji projektowych 10

2.1.1. Ściany wspornikowe 10

2.1.2. Ściany jednokrotnie kotwione 11

2.1.3. Ściany wielokrotnie kotwione 12

2.2. Obliczenia oparte na granicznych parciach gruntu 14

2.2.1. Analiza tarcia gruntu o powierzchnię ściany 15

2.2.2. Obliczanie ściany wspornikowej metodą brytyjską 17

2.2.3. Obliczanie ściany wspornikowej metodą amerykanką 21

2.2.4. Obliczanie ściany wspornikowej wg autora 24

2.2.5. Wnioski dotyczące obliczania ścian wspornikowych 30

2.2.6. Obliczanie ściany kotwionej metodą belki nieutwierdzonej 31

2.2.7. Obliczanie ściany kotwionej metodą belki nieutwierdzonej 35

2.2.8. Metody zapewnienia bezpieczeństwa projektowania. Podsumowanie. 36

2.3. Inne metody obliczeniowe 37

2.3.1. Metody granicznego stanu naprężenia 37

2.3.2. Ośrodek winklerowski. Metoda Turabiego i Balli 37

2.3.3. Ośrodek winklerowski. Metoda krzywych P-y 38

2.3.4. Metody obserwacyjne 40

2.4. Analiza sprężysto-plastyczna 42

2.4.1. Wybór modelu ośrodka gruntowego 42

2.4.2. Krótka charakterystyka programu PLAXIS 43

2.4.3. Dyskusja uwarunkowań numerycznych 43

2.5. Przykłady obliczeniowe 45

2.5.1. Wpływ przyjętej metody obliczeniowej 45

2.5.2. Wpływ sztywności ściany 46

2.5.3. Wpływ obciążenia na naziomie 47

2.5.4. Wpływ „przebrania wykopu” 48

3. OGÓLNE METODY OCENY BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI 50

3.1. Wprowadzenie 50
3.2. Dane w obliczeniach geotechnicznych 51
3.3. Stany konstrukcji 53
3.4. Poziomy obliczeń niezawodności 54
3.5. Miary niezawodności 55
3.5.1. Metody FORM i SORM 58
3.6. Teoria niezawodności w obliczaniu ścianek szczelnych 59
3.6.1. Współczynniki wrażliwości 63
3.6.2. Lokalne uśrednienie przestrzenne pola losowego 68
3.6.3. Oszacowanie skali fluktuacji 70

4. WSPORNIKOWE ŚCIANY OPOROWE 74

4.1. Rozpatrywane sytuacje geotechniczne i kryteria stanów granicznych 74
4.2. Weryfikacja UKM 75
4.2.1. Obliczenia sprężysto-plastyczne (MES) 76
4.2.2. Parametry geometryczne i gruntowe do analizy sprężysto-plastycznej 77
4.2.3. Porównanie wyników UKM oraz MES – Dyskusja ograniczeń 77
4.2.4. Zagłębienie ściany D wg MES i UKM 78
4.2.5. Moment zginający wg MES i UKM 80
4.3. Analizy losowe na bazie UKM 82
4.3.1. Losowe warunki graniczne 82
4.3.2. Wyznaczanie wartości współczynników cząstkowych 83
4.4. Przykłady obliczeń dla ścian gładkich 84
4.4.1. Analiza wpływu danych na niezawodność konstrukcji 84
4.5. Przykłady obliczeń dla ścian szorstkich metodą autora 91
4.6. Proponowane wartości współczynników cząstkowych 97
4.7. Podsumowanie wyników 118

5. ŚCIANY OPOROWE KOTWIONE LUB ROZPIERANE 120

5.1. Rozpatrywane sytuacje geotechniczne i metody obliczeniowe 120
5.1.1. Założenia 120
5.1.2. Kryteria stanów granicznych 121
5.1.3. Obliczenia sprężysto-plastyczne (MES) 121
5.2. Zagłębienie poniżej dna wykopu 122
5.2.1. Ściana zagłębiona w piasku drobnym 122
5.2.2. Ściana zagłębiona w pospółce 127

5.3. Siła w zakotwieniu lub w rozporze 132
5.3.1. Wykorzystanie programu COMREL 132
5.3.2. Wykorzystanie metody uproszczonej dla wyznaczania współczynników wpływu 134
5.4. Maksymalny moment zginający 135
5.5. Wpływ losowego poziomu wody gruntowej 136
5.6. Przykłady obliczeń według EUROCODE 7 151

6. WNIOSKI I PODSUMOWANIE 154

6.1. Wnioski 154
6.2. Podsumowanie 157

LITERATURA 158

ZAŁĄCZNIK – Omówienie przykładowego przebiegu obliczeń MES 166

LISTA ODBIORCÓW 184

1. CEL I ZAKRES PRACY

1.1. Motywacja

Niniejsza praca dotyczy podatnych konstrukcji oporowych, jakimi są ścianki szczelne i szczelinowe. Te i inne odkształcalne konstrukcje oporowe, takie jak ściany z pali siecznych i ścianki berlińskie stosowane są najczęściej przy inwestycjach w warunkach miejskich, często w zabytkowej zabudowie, gdzie priorytetowe znaczenie dla inwestorów ma bezpieczeństwo sąsiednich budynków i instalacji podziemnych. Konstrukcje takie, zwłaszcza stalowe ścianki szczelne, były i są masowo stosowane w budownictwie hydrotechnicznym oraz jako tymczasowe lub stałe elementy obudowy głębokich wykopów w terenie, gdzie nie ma istotnych utrudnień ich wykonywania. Postęp technologiczny, wymuszony konkurencją ze strony ścian szczelinowych, pozwolił na wyeliminowanie głównych wad ścianek szczelnych: niekorzystnego oddziaływania na środowisko w trakcie ich wbijania lub wwibrowywania. To głównie dzięki zastosowaniu młotów bezrezonansowych i urządzeń do statycznego wprowadzania w grunt elementów ścianek szczelnych (grodzic), znacznie rozszerzyło się pole zastosowań ścianek szczelnych na inwestycje realizowane w zabudowie miejskiej.

Zastosowania ścianek szczelnych i szczelinowych w warunkach miejskich nakładają jednak szczególnie duże wymagania na wiarygodność metod ich projektowania. Powstaje pytanie, czy i na ile metody obliczeniowe, stosowane od ponad 50 lat, są niezawodne i równocześnie ekonomiczne. Te kwestie zbiegły się w czasie ze spektakularną katastrofą wykopu przy ul. Puławskiej w Warszawie [92], która była szeroko analizowana w polskim środowisku geotechników, brakiem polskich norm na ten temat, a także z głębokimi zmianami w projektowaniu geotechnicznym (nowa norma europejska Eurocode 7). Czynniki te były motywacją do podjęcia tematyki bezpieczeństwa podatnych konstrukcji oporowych.

1.2. Przedstawienie problemu

Obliczanie podatnych konstrukcji oporowych jest zazwyczaj utożsamiane z obliczeniami ścianek szczelnych i sprowadza się do wyznaczenia niezbędnej głębokości wbicia, wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego (tj. doboru odpowiedniego profilu grodzicy stalowej) i obliczenia sił w zakotwieniach lub rozporach, o ile one występują. Obliczanie ścian szczelinowych jest podobne, różniąc się raczej ilościowo, niż jakościowo[1]. Znane i powszechnie stosowane metody obliczania parć na konstrukcje oporowe utwierdzone w gruncie oparte są na bardzo odmiennych założeniach i zazwyczaj dają bardzo rozbieżne wyniki. Przykładowo, w projektowaniu konstrukcji ze ścianek szczelnych metodami tradycyjnymi nie analizuje się zazwyczaj ich deformacji, ani wpływu wykonania wykopu na otoczenie [19]. Lepszy obraz współpracy z ośrodkiem dają metody numeryczne. Już pierwsze programy komputerowe, oparte na rozwiązaniach belek na podporach sprężystych, dały możliwość szacowania poziomych przemieszczeń ścianek. W dalszym etapie, wprowadzenie specjalistycznego oprogramowania geotechnicznego, opartego na Metodzie Elementów Skończonych (MES) i innych (MEB, MRS), pozwoliło na pełną analizę deformacji obudowy wykopu i powierzchni terenu za ścianą oporową. Z różnych powodów nie są to jednak metody powszechnie stosowane w projektowaniu, również dlatego, że zaawansowana procedura obliczeniowa nie daje wyników o wyższym stopniu wiarygodności, niż użyte dane [54].

Odrębną grupę metod wspomagających projektowanie stanowi obecnie tzw. metoda obserwacyjna [5, 8, 48, 62, 63]. Polega ona na stosowaniu raczej prostych rozwiązań i modeli, którym jednak towarzyszy stała, bieżąca korekta założeń projektowych w oparciu o deformacje obserwowane w trakcie realizacji inwestycji. Unika się w ten sposób drastycznych rozbieżności między prognozowanym, a rzeczywistym zachowaniem się konstrukcji. Ta metoda projektowania również nie jest wolna od wad. Ze względu na sytuacje nie przewidziane, utrudnione jest tutaj planowanie i organizacja procesu budowlanego, np. opracowanie rzetelnego harmonogramu rzeczowo-finansowego, że nie wspomnieć o proceduralnych wymogach prawa budowlanego.

---

[1] W niniejszej pracy – w zakresie metod obliczania - konstrukcje te będą w zasadzie utożsamiane

Niezależnie od prostych metod obliczeniowych oraz wyrafinowanych technik numerycznych zgromadzono i publikuje się wyniki pomiarów deformacji spowodowanych głębokimi wykopami [52, 90]. Znaczenie tego rodzaju zestawień jest trudne do przecenienia.

Obszerny przegląd i dyskusję różnych metod projektowania ścianek szczelnych z uwzględnieniem ich podatności opublikowali 30 lat temu Bjerrum, Frimann-Clausen i Duncan [3], przedstawiając historię badań i aktualny stan wiedzy. Sygnalizowali oni duże rozbieżności wartości momentów zginających, obliczanych powszechnie stosowanymi metodami, wynikające z przyjmowania skrajnie różnych założeń projektowych. Badania modelowe wykazały występowanie tzw. przesklepień - koncentracji parć w miejscach kotwienia i poniżej dna wykopu, przy jednoczesnej redukcji parcia na długości ściany, tam gdzie możliwe jest jej ugięcie. Interesujący przegląd metod technologii zabezpieczeń głębokich wykopów oraz przegląd metod obliczeniowych przedstawił Dellatre [23, 24].

Badania modelowe wskazują na redukcję momentu zginającego, który może osiągać nawet tylko 30% wartości obliczanej na podstawie parć granicznych [75, 91].

Dyskusja wpływu sztywności ściany na wyznaczone momenty zginające (i w konsekwencji na koszt zabezpieczenia) zawarta została również w pracach Rowe'a [75, 93], który zajmował się ściankami jednokrotnie kotwionymi. Miarą sztywności ścianki szczelnej jest log(ρ), gdzie parametr $\rho = H^4/EI$ wyrażono w m^3/kN. Jako metodę odniesienia przyjęto tzw. FESM (Free Earth Support Method), gdzie długość wbicia wyznacza się z warunku równowagi momentów sił od granicznego parcia gruntu. Dla podkreślenia wagi problemu, Rowe przedstawił zestawienie wartości maksymalnego momentu zginającego ścianę, wyznaczonego różnymi metodami, oraz związaną z tym redukcję kosztów.

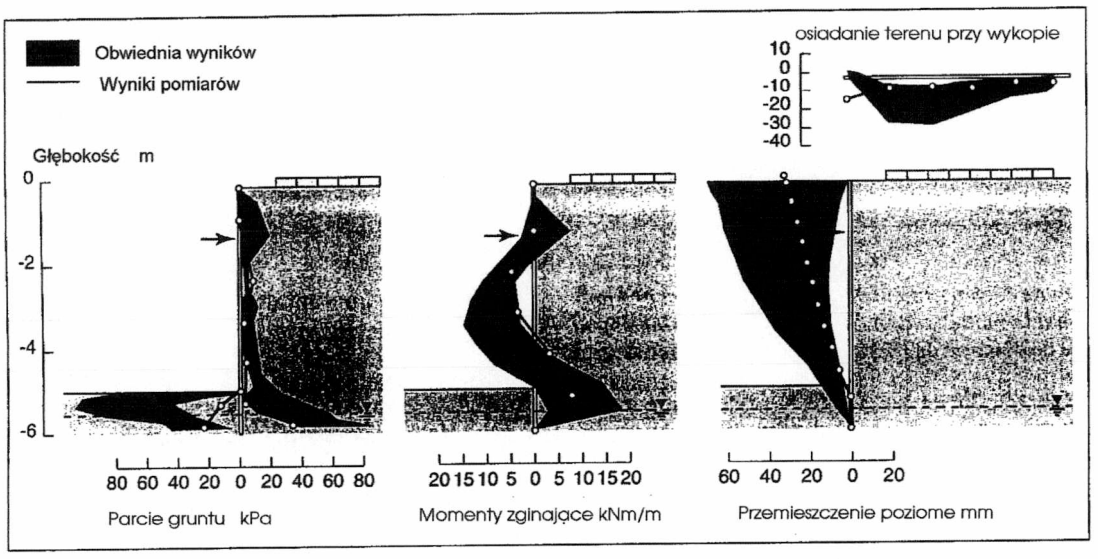
Tab.1.1. Porównanie wartości momentów zginających ścianę oporową wyznaczonych różnymi metodami według Rowe'a [93]

METODA	MOMENT względny	log(ρ)	KOSZT względny
FESM = metoda odniesienia	100%	- - -	100%
Brinch-Hansen (1 przegub)	76%	-0,5	- - -
Terzaghi 1953r.	70%	-0,4	- - -
Belka zastępcza wg Bluma – Norma brytyjska	53%	+0,0	56%
Czebotariow	45%	+0,2	- - -
Rowe (1952r.)	42%	+0,3	40%
Brinch-Hansen (2 przeguby) i norma niemiecka	35%	+0,5	36%
Rowe (1953r.) i norma duńska	30%	+0,7	32%

Należy podkreślić, że możliwej redukcji momentu zginającego może towarzyszyć istotny wzrost siły w zakotwieniu i dlatego - w kategoriach ekonomicznych - należy rozpatrywać je wspólnie.

Co jakiś czas temat powraca, gdy pojawiają się nowe dane, czy nowe możliwości obliczeń, co wcale nie oznacza jednak, że problem jest coraz bliższy rozwiązania.

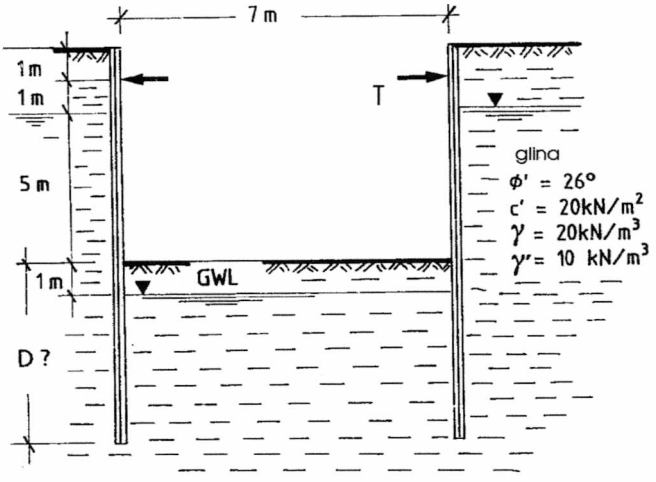
Zespół z Uniwersytetu w Karlsruhe przeprowadził w 1993 roku kompleksowe badania polowe w skali rzeczywistej: wykop w gruncie niespoistym miał głębokość 5,00m i był jednokrotnie rozparty na głębokości 1,25m [55]. Mierzono parcie gruntu, momenty zginające ściankę, przemieszczenia poziome ścianki oraz przemieszczenia powierzchni terenu obok ścianki. Rozesłano ankietę do wiodących instytucji europejskich, specjalizujących się w geotechnice, z zapytaniem o prognozę zmierzonych wartości. Otrzymano 43 odpowiedzi, uzyskane z zastosowaniem różnych metod obliczeniowych. Rozrzut otrzymanych prognoz i wartości zmierzone przedstawia Rys 1.1.



Rys.1.1. Zestawienie wyników prognoz wg [55].

Skala występujących rozbieżności wyników jest zaskakująco duża, ale bynajmniej nie są to dane odosobnione.

W 2000 r. Cherubini z Uniwersytetu w Bari opublikował wyniki podobnej ankiety, tym razem w zakresie metod obliczeń przyjętych w przepisach normowych w wybranych krajach europejskich [15].



Rys. 1.2. Ankieta Cherubiniego – schemat zadania.

Tab.1.2. Zestawienie głębokości wbicia ścianki D oraz wartości siły T otrzymanych na podstawie norm wybranych krajów europejskich

Kraj	F	D	DK	P	UK	NL	IR
D [m]	9,1	5,0	6,8	9,2	7,4	7,0	5,0
T [kN/m]	82	62	239	191	226	207	85

Podsumowanie

Są trzy główne powody dużej rozbieżności wyników obliczeń, prowadzonych za pomocą powszechnie stosowanych metod:

- różne schematy statyczne,
- różne współczynniki parcia gruntu,
- stosowanie różnych jawnych i niejawnych współczynników bezpieczeństwa.

Kluczowe znaczenie dla bezpiecznego projektowania ma analiza wpływu każdego z trzech wymienionych czynników na zachowanie się samej konstrukcji oporowej, a w konsekwencji też na sąsiednie budowle. Jak już wspomniano, metody obliczania i projektowania podatnych konstrukcji oporowych nie są w Polsce objęte żadną obowiązującą normą[2], a projektowanie i zastosowanie tych konstrukcji jest powszechne i dotyczy coraz bardziej odpowiedzialnych miejsc. W przeciwieństwie do fundamentów bezpośrednich, palowych i masywnych murów oporowych, zagadnienia bezpieczeństwa projektowania podatnych konstrukcji oporowych nie są w Polsce przedmiotem wielu publikacji.

1.3. Cel pracy

Podstawowym celem pracy jest wykorzystanie nowoczesnych metod teorii niezawodności konstrukcji do porównania i oceny różnych metod obliczeniowych - tradycyjnych i opartych na programach metody elementów skończonych.

Praca ma wyjaśnić następujące zagadnienia:

- na ile przyjęty model obliczeniowy ściany oporowej i działających na nią parć jest poprawny i jak szacować ewentualne współczynniki korekcyjne metody,
- które dane wprowadzane do obliczeń podatnej ściany oporowej mają decydujący wpływ na bezpieczeństwo konstrukcji i jak uwzględniać w obliczeniach wpływ niepewności tych danych,

---

[2] Polska Norma PN-83/B-03010 „Ściany oporowe" podaje wręcz, że nie dotyczy ścianek szczelnych i szczelinowych

- jakie jest odniesienie wyników analizy niezawodności do propozycji zawartych w normie europejskiej Eurocode EC7.

Celem pracy jest również zaproponowanie szeregu cząstkowych współczynników bezpieczeństwa dla różnych metod obliczeniowych, pozwalających na uzyskanie obiektywnej miary bezpieczeństwa konstrukcji opartej na wartości wskaźnika niezawodności oraz prawdopodobieństwa awarii.

1.4. Omówienie zawartości pracy

Praca została podzielona na trzy części:

- rozdziały 2 i 3 zawierają studia literaturowe opisujące aktualny stan wiedzy wraz z komentarzami autora i stanową wprowadzenie do tematyki prowadzonych badań,
- rozdziały 4 i 5 przedstawiają założenia i wyniki prowadzonych przez autora obliczeń numerycznych,
- rozdział 6 zawiera wnioski z obliczeń wraz z porównaniem i dyskusją wyników cytowanych i stanowiących dorobek oryginalny autora.

W rozdziale 2 przedstawiono przegląd literaturowy stosowanych metod obliczeniowych konstrukcji oporowych [13, 23, 24, 25, 26, 30, 40, 41, 44, 49, 67, 73, 74, 77, 100, 101] oraz wyniki przeprowadzonych analiz porównawczych. Analizie poddano podatne konstrukcje oporowe (wspornikowe, kotwione lub rozpierane), obciążone parciem gruntu rodzimego z obciążonym naziomem. Jest to typową sytuacją przy realizacjach inwestycji w warunkach zabudowy miejskiej. Nie rozważano sytuacji z parciem gruntu zasypowego za ścianką. Celem obliczeń było sprawdzenie i porównanie wrażliwości różnych metod obliczeniowych na zmienne dane wprowadzane do obliczeń projektowych.

Oszacowano także wpływ jakości wykonawstwa na bezpieczeństwo wykopu. Ten czynnik, trudny do ujęcia na etapie projektowania, wydaje się mieć decydujące znaczenie dla bezpieczeństwa, zarówno konstrukcji zabezpieczającej głęboki wykop, jak i obiektów znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie i poddanych wpływom

deformacji podłoża. Do obliczeń numerycznych metodą elementów skończonych - również w następnych rozdziałach pracy - wykorzystano profesjonalny program PLAXIS [94]. Analizowano zagadnienia statyki ciała opisanego modelem sprężysto-plastycznym z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra.

W rozdziale 3 przedstawiono przegląd podstawowych pojęć i metod teorii bezpieczeństwa konstrukcji [28, 51, 60, 68, 82, 85, 95, 96, 97] . Punktem wyjścia jest losowa zmienność parametrów geotechnicznych i danych geometrycznych. Wielkości te traktowane są jako zmienne losowe, z odniesieniem do typowych rozkładów prawdopodobieństwa i parametrów statystycznych spotykanych w literaturze przedmiotu. Podstawową przyczyną losowości parametrów geotechnicznych są przestrzenne niejednorodności ośrodka. Uproszczony opis pola losowego w postaci zmiennej losowej wymaga więc pewnych korekt (głównie współczynnika zmienności) za pomocą tzw. skali fluktuacji.

Miary bezpieczeństwa wprowadza się na kilku tzw. poziomach niezawodności, różniących się stopniem dokładności i ogólności opisu. Wyróżnia się: metodę częściowych współczynników bezpieczeństwa, metodę wskaźnika niezawodności, metodę prawdopodobieństwa awarii oraz bardziej zaawansowane metody wyższych poziomów, które uwzględniają analizę kosztów, zjawiska czasowe, odnowy i inne. W niniejszej pracy uwaga jest skoncentrowana przede wszystkim na metodach niższych poziomów (pierwszym i drugim), które są najwłaściwsze w zastosowaniach do praktyki projektowej. Odniesienia do trzeciego poziomu (metoda prawdopodobieństwa awarii) pojawiają się w kontekście kalibracji częściowych współczynników bezpieczeństwa - zastosowanie wyrafinowanych programów obliczeniowych zapewnia porównywalną jakość wyników otrzymanych na niższych poziomach z wynikami pełnej analizy probabilistycznej.

Rozdział 4 zawiera obliczenia ścian oporowych utwierdzonych w gruncie prowadzone różnymi metodami. Przedstawiono uproszczoną metodę wymiarowania ścian szczelnych – jak również ścian szczelinowych. Rozwiązania dotyczą ścian niekotwionych i niepodpartych, o statycznie wyznaczalnym schemacie wspornikowym. Wyniki porównano z obliczeniami sprężysto-plastycznymi za pomocą metody elementów skończonych. Opracowano również sposób postępowania w przypadku losowych

parametrów gruntu i losowej głębokości wykopu. Zastosowano wskaźnik niezawodności β oraz wyznaczono wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa.

Przedmiotem analizy jest stateczność ogólna oraz wartość momentu zginającego potrzebna do wyboru profilu ściany. Zestawienie wyników pozwala na porównanie metod i dyskusję wpływu danych na niezawodność obliczanej konstrukcji. Rozdział zawiera również propozycje współczynników cząstkowych, pozwalających na projektowanie z określonym zapasem bezpieczeństwa.

Wyniki przykładów wykazały, że - przy uwzględnieniu losowości danych - tradycyjnie stosowana metoda wymiarowania może prowadzić do rozwiązań o stosunkowo małym zapasie bezpieczeństwa. Kontrolne obliczenia przeprowadzono zgodnie z zaleceniami wprowadzanymi w Eurokodach.

W rozdziale 5 przedstawiono obliczenia numeryczne ścian oporowych rozpieranych (kotwionych). Dla wybranych metod obliczeniowych przedstawiono wyniki obliczeń opracowanymi arkuszami kalkulacyjnymi, obejmujące minimalną głębokość wbicia (stateczność ogólną), maksymalny moment zginający potrzebny do wymiarowania oraz wartość siły w zakotwieniu (rozporze).

Zestawiono wyniki otrzymane dla metod tradycyjnych i przeprowadzono ich dyskusję w kontekście bezpieczeństwa projektowania. Uwzględniono elementy projektowania geotechnicznego (stateczność, wymiarowanie obudowy i zakotwień) zgodnie z Eurocodem EC7.

Rozdział 6 przedstawia wnioski z pracy i podsumowanie.

2. DETERMINISTYCZNE METODY OBLICZENIOWE

Niniejszy rozdział przedstawia podstawowe problemy związane z modelowaniem współpracy podatnych konstrukcji oporowych zagłębionych w gruncie. Jego zasadniczym celem jest porównanie założeń modeli obliczeniowych, wyszczególnienie najbardziej istotnych parametrów modeli i zbadanie wynikających stąd konsekwencji dla projektowania.

2.1. Przegląd typowych sytuacji projektowych

Cztery podstawowe czynniki wpływają na zastosowania i parametry ścian oporowych zagłębionych w gruncie: wytrzymałość gruntu, głębokość wykopu, poziom wody gruntowej przed i za ścianą oraz zabudowa przyległego terenu. Obliczenia statyczne konstrukcji oporowej, zabezpieczającej wykop lub uskok terenu, wymagają wyznaczenia parć gruntu oraz hydrostatycznych parć wód gruntowych. Parcie gruntu przyjmuje się najczęściej jako parcie graniczne, ale z licznymi modyfikacjami w zależności od możliwych przemieszczeń ściany [3, 7, 32, 49, 75, 79, 91, 93].

2.1.1. Ściany wspornikowe

Ściany oporowe utwierdzone w gruncie i górą niepodparte miały dotychczas zastosowanie przede wszystkim jako tymczasowe obudowy wykopów o stosunkowo niedużej głębokości i zarazem oddalonych od otaczającej zabudowy. Powodem są stosunkowo duże wartości przemieszczeń, por. [52, 63, 67, 90]:

- poziome przemieszczeniami korony ściany po wykonaniu wykopu są zazwyczaj rzędu 0,25-0,50% głębokości wykopu i podobne są osiadania terenu za ścianą,
- zasięg strefy osiadającej za ścianką może nawet 2÷3 -krotnie przewyższać głębokości wykopu.

Ewentualne obciążenie naziomu istotnie zwiększa podane wartości przemieszczeń.

Również wytrzymałość na zginanie ścian z grodzic stalowych znacznie limitowała głębokość wykopu możliwego do wykonania w takim schemacie.

I wreszcie, konieczność uzyskania utwierdzenia ściany w gruncie wymaga wprowadzenia ściany na dużą głębokość, co powoduje trudności wykonawcze. Wspornikowy schemat pracy ściany oporowej jest jednak często analizowany jako etap pośredni głębienia wykopu - przed założeniem pierwszego rzędu kotew gruntowych, bądź rozpór. W tym przypadku długość ściany poniżej tymczasowego dna wykopu zapewnia praktycznie zawsze bezpieczne utwierdzenie. Obliczenia sprowadzają się więc zazwyczaj do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego ścianę i sprawdzenia wytrzymałości na zginanie.

Mimo wszystko stosowanie ścian oporowych o schemacie wspornikowym ma ostatnio rosnące znaczenie. Wpływa na to obserwowany postęp technologiczny związany z:

- wprowadzeniem do użytku młotów bezrezonansowych i urządzeń do statycznego wciskania grodzic w niemal dowolnych warunkach gruntowych (z ew. wpłukiwaniem lub podwiercaniem),
- użyciem grodzic o dużych wskaźnikach W_x, które pozwalają przenosić duże momenty zginające i znacznie ograniczają przemieszczenia,
- możliwością wykonywania żelbetowych ścian szczelinowych o sztywności znacznie przekraczającej sztywność ścian stalowych i zbrojeniu kształtowanym odpowiednio do obwiedni momentów.

Bardzo szczególnym powodem dla szerszego stosowania ścian wspornikowych są powszechne problemy własnościowe – konieczność uzyskania pozwolenia na wykonanie kotwienia poza obrysem własnej działki, czasem w kolizji z podziemnymi kondygnacjami sąsiedniej zabudowy.

2.1.2. Ściany jednokrotnie kotwione

Konieczność kotwienia ścian oporowych zagłębionych w gruncie wynika, ogólnie rzecz biorąc, ze zwiększonych wymogów bezpieczeństwa, a konkretnie z:

- ograniczenia przemieszczenia terenu za ścianą,

- zapewnienia stateczności przy ograniczonym zagłębieniu,
- zmniejszenia maksymalnego momentu zginającego.

Zastosowanie jednego poziomu kotwienia w górnej części ściany bardzo istotnie zmienia sytuację projektową. W pewnym sensie nawet ją upraszcza (pozornie), bo jest możliwość spełnienia obu równań równowagi statycznej – dla sił poziomych oraz dla momentów sił. O tym, że jest to tylko pozorne uproszczenie świadczą publikacje cytowane już w p.1.2.

W praktyce, alternatywą dla kotwienia są rozparcia wewnątrz wykopu, w tym tzw. metoda stropowa [67]. Stosowanie rozparć ma swoje ograniczenia: rozmiar wykopu, zapewnienie stateczności ściskanych rozpór, trudności we wznoszeniu kondygnacji podziemnych, dodatkowe podpory oraz fundamenty stropów i inne.

Ponieważ ekonomiczne jest projektowanie zakotwień w „dostatecznie dużej" odległości od lica ściany oporowej, więc różnice między zakotwieniem a rozparciem są mniej istotne z punktu widzenia obliczeń statycznych ściany oporowej. W przykładach numerycznych w niniejszej pracy zakotwienia i rozparcia nie będą rozróżniane.

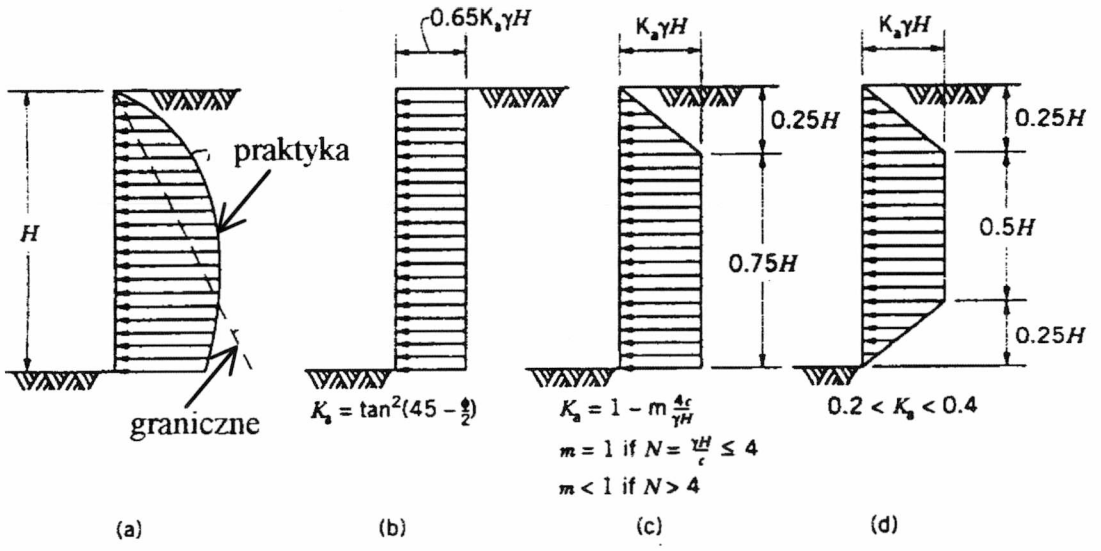
W warunkach zabudowy miejskiej stosowane jest najczęściej kotwienie (rozparcie) ściany na małej głębokości względem otaczającego terenu, co ma zminimalizować odprężenie i osiadanie terenu na etapie poprzedzającym napięcie kotew (rozpór). Jeśli możliwe odprężenie gruntu można zaniedbać, zakotwienie projektuje się na poziomie ok. 1/4-1/3 głębokości wykopu H, zależnie od obciążenia na naziomie, układu warstw w podłożu, poziomu zwierciadła wody itp. [67].

Poszukiwane wielkości (poza poziomem kotwienia), to:
- niezbędne zagłębienie ścianki poniżej dna wykopu,
- siła w rozporze bądź zakotwieniu,
- maksymalny moment zginający ściankę.

2.1.3. Ściany wielokrotnie kotwione

Metody obliczeń ścian wielokrotnie kotwionych lub rozpieranych mają najczęściej charakter półempiryczny. Zauważono bowiem, że przy dużej liczbie podpór parcie

gruntu na ścianę „wyrównuje się", tj. bardziej przypomina rozkład prostokątny, niż trójkątny. Pokazuje to Rys.2.1., zaczerpnięty z pracy [67].



Biblioteka Pol. Wrocł.

Rys. 2.1. Rozkłady parcia gruntu: a) doświadczenie i teoria
b), c), d) schematy obliczeniowe

W przypadku ścian wielokrotnie kotwionych metoda projektowania powinna zapewnić bezpieczeństwo na każdym etapie ich realizacji: od wykonania wykopu pod pierwsze kotwienie (schemat wspornikowy), przez instalację kolejnych poziomów kotwień, po osiągnięcie projektowej głębokości wykopu. W czasie tych etapów wykonawstwa siły wewnętrzne w ścianie i siły w zakotwieniu ulegają zazwyczaj dużym zmianom, a do wymiarowania przyjmowane są ich maksymalne („chwilowe") wartości. Wprowadza to w sumie znaczne rezerwy nośności i bezpieczeństwa.

Tradycyjne metody projektowania [67], oparte na wartościach parć granicznych, nie dają możliwości uwzględnienia deformacji powstałych na każdym etapie [90], ani też możliwego wstępnego naciągu zakotwień. Ze względu na znaczne rozbieżności powstałe przy porównywaniu rozwiązań opartych na teorii parć granicznych z doświadczeniem (Rys.2.1.) opracowano szereg metod empirycznych, zweryfikowanych praktyką projektową i obliczeniami MES, [4, 33, 43, 49, 87].

W przypadku ścian wielokrotnie kotwionych podstawowe znaczenie mają obliczenia reakcji w podporach, momentów podporowych i przęsłowych, ale także obliczenia maksymalnego momentu zginającego poniżej dna wykopu (wyłamanie ściany), por. [47, 74, 102].

Briaud w pracy [6] przedstawił szereg zaleceń projektowych, opracowanych na podstawie badań w skali naturalnej oraz obliczeń za pomocą MES:

- Pierwsze kotwienie należy wykonywać na niewielkiej głębokości, rzędu 1,2÷1,5m poniżej korony ścianki, a przy obciążonym naziomie nawet jeszcze wyżej. Przyjęcie kotwienia poniżej tego poziomu spowodowałoby narastanie znacznych przemieszczeń poziomych, niemożliwych do wyeliminowania na dalszych etapach realizacji.
- Długość wolną cięgna należy projektować tak, aby buława nośna była oddalona od hipotetycznej (coulombowskiej) powierzchni odłamu o co najmniej 1/5 wysokości ściany, ale co najmniej 1,5m. Dalsze zwiększanie długości wolnej nie prowadzi już do istotnego zmniejszenia przemieszczeń ścianki.
- Naciągi kotew mają kluczowe znaczenie dla ograniczenia deformacji ścianki oraz terenu przyległego do niej i należy je uwzględnić na etapie wymiarowania ścianki. Ograniczenie przemieszczenia ścianki prowadzi jednak do wystąpienia parć pośrednich, często nawet dwukrotnie większych od parć czynnych.
- Gdy nie zachodzi konieczność wydłużania ścianki ze względu na stateczność ogólną, czy ryzyko wyparcia gruntu z dna wykopu, zagłębienie ok. 1,5m jest wystarczające. Dalsze przedłużanie ściany nie prowadzi do dalszego istotnego ograniczenia przemieszczeń.

2.2. Obliczenia oparte na granicznych parciach gruntu

Najczęściej stosowane metody obliczeniowe w większym lub mniejszym stopniu wykorzystują graniczne parcia gruntu. Powszechność tego podejścia ma trzy główne przyczyny:

- tradycję i analogię do masywnych ścian oporowych,
- uzależnienie rozwiązań od podstawowego parametru wytrzymałości gruntu, jakim jest kąt tarcia wewnętrznego Φ, oraz od ciężaru gruntu,
- prostotę obliczeń, odpowiednią do wymogów projektowania.

Niżej przedstawiony jest przegląd kilku takich metod, poprzedzony analizą wpływu tarcia gruntu o powierzchnię ściany oporowej.

Metody te mają jeszcze jedną wspólną cechę – dążenie do pogodzenia prostoty ze ścisłością i zgodnością z doświadczeniem.

2.2.1. Analiza tarcia gruntu o powierzchnię ściany

W literaturze jest zgodność, że występowanie tarcia na powierzchni styku gruntu z konstrukcją oporową jest korzystne dla bezpieczeństwa tej konstrukcji, bo powoduje zmniejszenie sił niekorzystnych (parcie) oraz – i to w większym stopniu – zwiększenie sił korzystnych (odpór)[1]. Miarą tarcia na styku gruntu ze ścianą jest kąt δ, który opisuje lokalne odchylenie wektora parcia gruntu od normalnej. Poza bardzo szczególnymi sytuacjami wymuszonej kinematyki ściany i gruntu [27,101], kąt δ przyjmuje wartości nieujemne dla parcia gruntu (odchylenie do góry) oraz wartości niedodatnie dla odporu (odchylenie w dół).

Wartość tarcia zależy od rodzaju gruntu (kąta Φ), szorstkości powierzchni ściany, technologii i warunków wykonania (wylewane w gruncie lub prefabrykowane), warunków nawodnienia, wielkości przemieszczeń konstrukcji oporowej, obecności źródeł drgań i innych czynników. Na podstawie przeglądu literatury można generalnie stwierdzić, że wartości (bezwzględne) kąta δ znajdują się w przedziale $1/3\Phi \leq \delta \leq 2/3\Phi$, nie przekraczając jednak 30°-35°. Typowe pod tym względem jest zestawienie zaczerpnięte z Polskiej Normy [101].

Według normy [101], za ściany idealnie gładkie można uznać ściany metalowe, betonowe pokryte twardymi materiałami izolacyjnymi o dużym stopniu gładkości lub specjalnie wyprawiane. Za ściany betonowe gładkie można przyjąć ściany wykonywane w szalunkach inwentaryzowanych. Ściany wykonane w deskowaniu z tarcicy można uznać za szorstkie. Dla ścian szczelinowych wykonywanych w gruncie Jarominiak [44] zaleca kąt $\delta = \Phi/2$ dla parcia i dla odporu.

---

[1] Z tego powodu zaleca się czasami, aby „dla bezpieczeństwa" pomijać to korzystne zjawisko i traktować powierzchnię ściany jako doskonale gładką. Takie podejście byłoby nie do przyjęcia w niniejszej pracy, której celem jest właśnie przeanalizowanie istniejących zapasów bezpieczeństwa.

Tab.2.1. Zalecane wartości kąta δ tarcia gruntu o ścianę betonową wg [101]

Rodzaj gruntu	Graniczne parcie gruntu			Graniczny odpór gruntu		
	Rodzaj ściany			Rodzaj ściany		
	idealnie gładka	betonowa gładka	betonowa szorstka	idealnie gładka	betonowa gładka	betonowa szorstka
Niespoisty	0	1/2Φ	2/3Φ	0	-1/3Φ	-1/2Φ
Spoisty	0	1/2Φ	2/3Φ	0	-1/3Φ	-2/3Φ

Wartości kąta δ w literaturze angielskojęzycznej, w tym w Eurocode EC7 [102], są z reguły są nieco większe. Według British Steel Piling, por. [44], dla ścian stalowych utwierdzonych w gruncie należy przyjmować dla odporu δ = 20° przy Φ = 30°, a Polska Norma [101] sugerowałaby tutaj wręcz δ = 0°.

Wyraźnie większe wartości kąta δ występowały też w starej normie niemieckiej TGL [98, 99], zwłaszcza dla powierzchni „gładkich", ale towarzyszyło im zastrzeżenie, że są to górne wartości, por. Tab.2.2.

Tab.2.2. Zalecane maksymalne wartości kąta δ tarcia gruntu o ścianę oporową wg [98, 99]

		Beton		Stal	
		gładki	szorstki	gładka	skorodowana
piasek	luźny	0,85Φ	0,90Φ	0,70Φ	0,80Φ
	śr.zag.	0,80Φ	0,80Φ	0,60Φ	0,70Φ
	zag.	0,70Φ	0,70Φ	0,50Φ	0,70Φ
pył		0,80Φ	0,90Φ	0,60Φ	0,80Φ
glina pylasta		0,80Φ	0,90Φ	0,50Φ	0,70Φ
glina		0,80Φ	0,90Φ	0,50Φ	0,60Φ

Warto podkreślić kilka mniej oczywistych faktów.

1. Ściany idealnie gładkie w praktyce nie występują. Pominięcie szorstkości, tj. przyjęcie, że δ = 0°, jest najczęściej tylko uproszczeniem obliczeniowym, które – dla parcia czynnego - nie prowadzi do istotnych różnic wyników. Rozwiązanie Coulomba mało różni się w tym przypadku od ogólniejszego rozwiązania Ponceleta i dokładniejszych metod.

2. Dla odporu różnice te mogą być znacznie większe: rzędu 30% dla dużych kątów Φ i nawet dużo więcej dla niepionowych ścian lub nachylonego naziomu. W tych przypadkach odpór gruntu określa się uwzględniając kąt δ oraz na podstawie skorygowanego rozwiązania Ponceleta [101] lub rozwiązania Sokołowskiego [40].
3. Jak podkreślają Dembicki [25, 26], Hueckel [40] i inne źródła, założenie $\delta = 0^{o}$ może okazać się konieczne nawet w przypadku powierzchni o wyraźnej szorstkości; dotyczy to wystąpienia intensywnych drgań gruntu, który „odbudowuje" swoją strukturę w kierunku stanu spoczynkowego.
4. Ta niekorzystna tendencja zmniejszania się kąta δ na szorstkiej powierzchni może wystąpić również w zagadnieniach parcia w wyniku pojawienia się względnych osiadań ściany – np. na skutek obciążenia ściany szczelinowej po wybudowaniu kondygnacji nadziemnych budynku oraz w warunkach braku odwodnienia.
5. Bezwzględne wartości kąta δ dla odporu mogą być mniejsze niż dla parcia czynnego, bo wymagane są większe przemieszczenia gruntu do ich wystąpienia.

Podobnie jak kąt tarcia δ, korzystny wpływ na bezpieczeństwo ściany ma adhezja gruntu spoistego do powierzchni ściany, wyrażona analogicznie jako pewna część kohezji. Zjawisko to nie jest analizowane w niniejszej pracy, w której przykłady obliczeniowe dotyczą wyłącznie gruntów niespoistych.

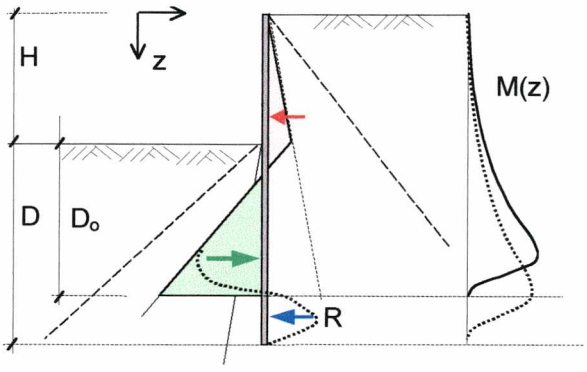
2.2.2. Obliczanie ściany wspornikowej metodą brytyjską

Metoda brytyjska, tzw. UK Method lub po prostu UKM [20], została zaproponowana dla pionowej i gładkiej ściany oporowej, utwierdzonej w jednorodnym gruncie niespoistym. Bazuje ona na parciach granicznych gruntu wg Coulomba.

Na ogół rzeczywiste parcia wypadkowe na ścianę (linia kropkowana na Rys.2.2.) odbiegają od wypadkowych parć granicznych, ale w sposób znaczący tylko w najniższej części ściany[2]. W dolnej części występują różnice w przebiegu momentów zginających, ale nie wpływają one istotnie na maksymalną wartość tego momentu, Rys. 2.2.

---

[2] „parciem wypadkowym" jest różnica jednostkowego parcia granicznego biernego i czynnego wyrażana w kN/m^2 (ang. *net-pressure*)



Rys.2.2 Ilustracja metody brytyjskiej

Wymagane zagłębienie ściany w metodzie brytyjskiej

Podstawowe znaczenie ma głębokość D_o poniżej dna wykopu, na której następuje zerowanie się wypadkowego momentu zginającego od parcia i odporu gruntu. Wartość D_o wyznacza się z równania momentów:

$$M_0 = K_a \cdot \gamma \cdot (H + D_0)^3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} - K_p \cdot \gamma \cdot D_0^3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} = 0$$

czyli

$$k \cdot d_0 = (1 + d_0)^3$$

jeśli przyjąć oznaczenia $D_o/H = d_o$ oraz $k = K_p/K_a > 1$.

Równanie momentów ma elementarne rozwiązanie: $D_o/H = d_0 = \frac{1}{\sqrt[3]{k} - 1}$.

Głębokość $D_o = d_o H$ nie może być jeszcze uznana za dolny koniec ścianki, ponieważ na ogół nie bilansują się siły poziomego parcia gruntu. Przyjmując, że projektowe zagłębienie ścianki będzie większe od wyznaczonego D_o, gwarantującego spełnienie warunku momentów, poszukujemy takiego $D = \kappa\ D_o > D_o$, żeby zrównoważyć siły poziome R. To przedłużenie ścianki wpływa na wykres momentu zginającego, ale nie na jego maksymalną wartość.

W UK Method przyjmuje się, bez wykonywania obliczeń, że $\kappa = 1{,}2$. Wartość tego przedłużenia od D_o do D można zweryfikować na podstawie granicznych parć wypadkowych w najniższej części ścianki.

Wartość niezrównoważonej wypadkowej na górnym odcinku wynosi:

$$R = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (H + D_0)^2 - \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D_0^2 = 0$$

Możliwość przeniesienia tej siły na odcinku poniżej D_o:

$$R = -\frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (H + D_0 + H + D) \cdot (D - D_0) + \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (D_0 + D) \cdot (D - D_0)$$

Stąd otrzymuje się równanie:

$$\kappa^2 \cdot [(K_p - K_a) \cdot d_0^2] + \kappa \cdot [2 \cdot K_p \cdot d_0] + [K_a - 2 \cdot d_0 \cdot (K_p - K_a) \cdot (d_0 + 1)] = 0$$

Współczynnik κ w oryginalnej UK Method jest stały, κ = 1,2. Obliczenia kontrolne wykonane dla szerokiego przedziału wartości kąta Φ wykazały, że wartość tego współczynnika, wymagana przez warunek zmobilizowania poziomej siły granicznej R, wynosi ok.1,12 - jak w tabeli poniżej.

Tab.2.3. Współczynnik statyczny κ dla wypadkowych parć granicznych

Kąt Φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
κ [-]	1,13	1,13	1,13	1,12	1,12	1,11

<u>Wniosek z przeprowadzonych obliczeń:</u> powszechnie stosowana wartość κ = 1,2 jest przyjęta w sposób realistyczny. Występuje pewien zapas bezpieczeństwa (1,2 > 1,12), kompensując uproszczony charakter modelu, a zwłaszcza możliwą niepełną mobilizację odporu granicznego poniżej punktu zerowego momentu; na tym etapie trudno jednak powiedzieć, czy jest to „zapas wystarczający".

<u>Maksymalny moment zginający</u>

Maksymalny moment zginający ściankę znajduje się na głębokości D_m, w punkcie zerowej siły poprzecznej, czyli:

$$\frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (H + D_m)^2 = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (D_m)^2$$

Stąd:

$$\frac{D_m}{H} = d_m = \frac{\sqrt{K_a}}{\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a}} = \frac{1}{\sqrt{k} - 1}$$

Otrzymany wynik $d_m < d_o$ jest niezależny od współczynnika κ a maksymalny moment ma wartość:

$$M_{max} = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot K_a \cdot [(\frac{\sqrt{k}}{\sqrt{k} - 1})^3 - k \cdot (\frac{1}{\sqrt{k} - 1})^3].$$

Przykład liczbowy

Dla głębokości wykopu H = 3 m, γ = 18 kN/m^3 oraz $\Phi = 30^o$ dostaje się:

$K_a = 1/3$, $K_p = 3$ i dalej $d_o = 0{,}926$, więc należy przyjąć $D = 1{,}2 \cdot 0{,}926 \cdot 3 = 3{,}33$ m.

Długość ścianki powinna wynosić co najmniej $L = 3 + 3{,}33 = 6{,}33$ m.

Wprowadzane zapasy bezpieczeństwa w UK Method

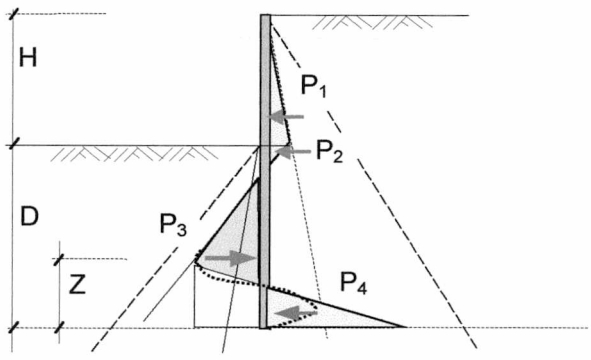
Zapasy bezpieczeństwa, poza przedyskutowanym współczynnikiem κ, uzyskiwane są przez:

- dodatkowe zwiększenie głębokości wbicia D [13, 45, 67],
- redukcję parametrów wytrzymałościowych gruntu [60, 102],
- redukcję współczynnika odporu K_p [20, 50, 67],
- redukcję obciążeń wypadkowych po stronie odporu [20].

Dodatkowym zapasem bezpieczeństwa, niejawnie wprowadzonym, jest pominięcie tarcia o ścianę oporową - o ile takie występuje.

2.2.3. Obliczanie ściany wspornikowej metodą amerykańską

Metoda polega na przybliżeniu wykresu parć wypadkowych wykresem liniowym w postaci łamanej.



Rys.2.3. Ilustracja metody amerykańskiej

Jest to uwspółcześniona wersja metody zaproponowanej przez Kreya, Bowlesa i Kinga [20, 45], cytowana w wielu podręcznikach. Podobnie jak w brytyjskiej metodzie obliczeń, dla pionowej i gładkiej ściany oporowej utwierdzonej w jednorodnym gruncie niespoistym, przyjmuje się parcia graniczne gruntu wg Coulomba i poszukuje się takiego zagłębienia D, dla którego spełnione są warunki równowagi sił poziomych i momentów obracających ścianę. Dwoma niewiadomymi są tutaj zagłębienie ścianki D oraz punkt Z na Rys.2.3, w którym załamuje się wypadkowy wykres parcia.

Powyżej dna wykopu przyjmuje się graniczne parcie czynne, o sile wypadkowej P_1 (kN/m). Niżej, aż do głębokości wyzerowania się parcia wypadkowego, występuje siła P_2, jako różnica granicznego parcia biernego i granicznego parcia czynnego.

Na nieznanej wysokości Z powyżej spodu ścianki wykres o nachyleniu $\gamma\cdot(K_p-K_a)$ załamuje się tak, że na wysokości spodu ścianki wartość parcia jest różnicą granicznego jednostkowego odporu za ścianką i granicznego jednostkowego parcia przed ścianką. Odpowiednie siły wypadkowe wynoszą P_3 i P_4 , Rys.2.3.

Pomija się, jak i w metodzie brytyjskiej, ewentualne poziome siły tarcia występujące pod dolnym końcem ściany. Rzeczywiste parcia wypadkowe na ścianę (linia kropkowana na Rys.2.3) odbiegają nieznacznie od wypadkowych parć granicznych i są lepiej modelowane niż w metodzie brytyjskiej.

Mankamentem metody amerykańskiej jest występująca w praktyce duża zmiana wypadkowego parcia gruntu na stosunkowo krótkim odcinku Z w najniższej części ścianki. Może się zdarzyć, że ta zmiana następuje z głębokością szybciej niż $\gamma\cdot(K_p-K_a)$, co jest mało prawdopodobne - zwłaszcza dla ścianek o niezbyt dużej sztywności na zginanie.

Próbą ominięcia tego kłopotliwego założenia jest metoda półempiryczna Kinga, oparta na badaniach w wirówce [45]. Równania równowagi i pierwsze założenie dotyczące mobilizacji parcia biernego poniżej dna wykopu pozostają w mocy. Nowością jest przyjęte na podstawie badań modelowych założenie o położeniu dolnego punktu zerowych parć wypadkowych w odległości $\varepsilon = 0{,}35D$ powyżej poziomu zagłębienia ściany. Zakłada się występowanie tarcia na powierzchniach ścianki. Analizy MES, dokonane przez Daya [20], dają potwierdzenie poprawności metody Kinga, szczególnie dla stosunkowo dużych wartości K_p/K_a rzędu 200 (współczynniki parć K_p i K_a są tutaj wyznaczone w oparciu o nomogramy Caquota i Kerisela dla ściany szorstkiej). W tym przypadku praca Daya proponuje dalsze uściślenie metody Kinga, polegające na uzależnieniu położenia punktu zerowych parć od współczynnika $k = K_p/K_a$ i proponuje wzór $\varepsilon = D\cdot(0{,}047\cdot\ln k + 0{,}1)$. Równocześnie jednak Day podkreśla, że dla raczej małych wartości współczynnika k, rzędu 10, metoda amerykańska jest wystarczająco dokładna i nie wymaga żadnej modyfikacji poprzez głębokość ε.

Modyfikacje Kinga, Daya i wiele im podobnych są ważnym przyczynkiem do uściślenia procedur obliczeniowych, ale implikują one też nowe wątpliwości. W związku z tym Puller [67] preferuje najprostszą metodę – brytyjską – i zdanie to podziela prawdopodobnie większość projektantów.

W schematach wspornikowych (w gruntach niespoistych) uwzględnienie tarcia na powierzchni ściany jest proste, jeśli kąt tarcia δ jest identyczny po obu stronach ścianki: równowaga sił pionowych wynika wówczas bezpośrednio z równowagi poziomych sił parcia, ponieważ siły te różnią się tylko stałym współczynnikiem $\operatorname{tg}\delta$.

Wymagane zagłębienie ściany w metodzie amerykańskiej

W najprostszym przypadku, dla ściany pogrążonej w gruncie jednorodnym niespoistym i przy nieobciążonym naziomie, można zastosować równania równowagi

$\Sigma P_i = 0$, $\Sigma M(P_i) = 0$ i po prostych przekształceniach otrzymuje się dwa równania na szukane wielkości bezwymiarowe $d = D/H$ oraz $z = Z/H$:

$$d^4 \cdot (k-1)^3 + d^3 \cdot (k-1)^2 (k-3) - d^2 \cdot (k-1)(7k-3) - d \cdot (k-1)(5k-1) - (k-1) \cdot k = 0$$

a następnie

$$z = \frac{d^2 \cdot (k-1) - 2 \cdot d - 1}{(2 \cdot d + 1)(k-1)}$$

gdzie, jak poprzednio, $k = K_p/K_a$.

Maksymalny moment zginający

Maksymalny moment zginający ściankę znajdujemy w punkcie zerowej siły poprzecznej. Można wykazać, że punkt ten znajduje się powyżej miejsca załamania wykresu po stronie odporu. Wynika stąd, że wartość maksymalnego momentu jest identyczna jak w metodzie brytyjskiej.

Przykład liczbowy

Dla głębokości wykopu $H = 3$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3 oraz $\Phi = 30^o$ dostaje się kolejno:

$K_a = 1/3$, $K_p = 3$ i dalej $d = 1{,}004$, $z = 0{,}209$, a więc należy przyjąć

$D = 1{,}004 \cdot 3 \cong 3{,}01$ m. Stąd $L = H + D = 3 + 3{,}01 = 6{,}01$m.

Wprowadzane zapasy bezpieczeństwa

Niezbędny zapas bezpieczeństwa w metodzie amerykańskiej uzyskuje się na jeden z trzech następujących sposobów:

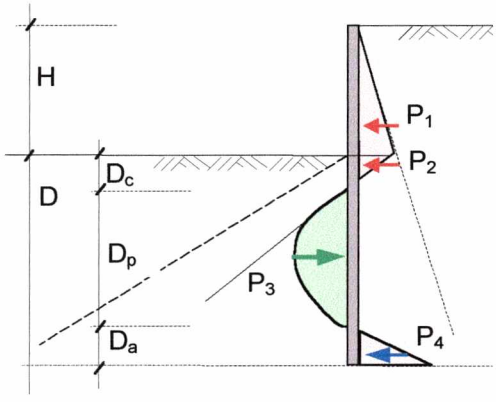
- zwiększenie zagłębienia ścianki o 30% [45] lub o 20-40% [13],
- redukcję współczynnika parć biernych K_p – dzielenie przez 1,6 lub nawet 2,0 [13, 45], ewentualnie zależnie od kąta Φ [50],
- redukcję wytrzymałości gruntu [20, 60].

Dodatkowym zapasem bezpieczeństwa, niejawnie wprowadzonym, jest pominięcie tarcia o ścianę oporową – o ile takie występuje.

2.2.4. Obliczanie ściany wspornikowej wg autora

I Sposób - Przybliżenie wykresu wypadkowych parć parabolą i trójkątem

Analiza wyników licznych badań modelowych i publikowanych w ostatnich latach polemik odnośnie do proponowanych metod obliczania ścian wspornikowych pozwoliła na zaproponowanie prostej metody wyznaczania minimalnego zagłębienia ściany oraz maksymalnego momentu zginającego, Rys.2.4. Kształt wykresu parć odpowiada wynikom uzyskiwanym w badaniach modelowych oraz w analizach MES przy relatywnie dużej sztywności giętnej ściany w stosunku do sztywności podłoża, np. dla ścian szczelinowych.



Rys.2.4. Przybliżenie wykresu wypadkowych parć parabolą i trójkątem

Przyjmuje się następujące założenia:

- powyżej dna wykopu, przyjmuje się graniczne parcie czynne o wypadkowej P_1,
- niżej na odcinku o długości D_c, występuje różnica granicznego parcia biernego i granicznego parcia czynnego – aż do punktu wyzerowania się parcia wypadkowego (siła wypadkowa P_2),
- na odcinku o długości D_p wykres opisany jest parabolą, której graniczne nachylenie na obu końcach wynosi $(K_p - K_a)\cdot\gamma$; na tym odcinku siła wypadkowa parcia gruntu wynosi P_3,
- dla zrównoważenia momentów sił musi wystąpić jeszcze najniższy odcinek z przewagą parcia gruntu po prawej stronie ściany - zakłada się, że jest to rozkład trójkątny o granicznym nachyleniu $(K_p - K_a)\cdot\gamma$ oraz o sile wypadkowej P_4.
- pod dolnym końcem ściany nie występują poziome siły tarcia.

Paraboliczne wygładzenie wykresu odporu lepiej odpowiada pomiarom z badań modelowych, a przy tym na ogół jest mniej korzystne, tj. zwiększa minimalne zagłębienie ściany.

Określenie minimalnego zagłębienia ściany

Z założenia $K_p \cdot \gamma \cdot D_c = K_a \cdot \gamma \cdot (H + D_c)$, więc $d_c = D_c/H = \frac{1}{(k-1)}$.

Zdefiniowane poziome siły wypadkowe mają następujące wartości:

$$P_1 = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2}, \qquad P_2 = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot D_c}{2}$$

$$P_3 = \frac{(k-1) \cdot K_a \cdot \gamma \cdot D_p^{\,2}}{6}, \qquad P_4 = \frac{(k-1) \cdot K_a \cdot \gamma \cdot D_a^{\,2}}{2}$$

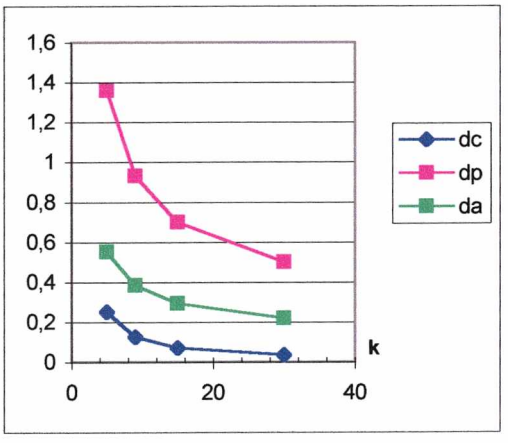
Dwie bezwymiarowe niewiadome $d_p = D_p/H$ oraz $d_a = D_a/H$ wyznacza się z dwóch równań równowagi statycznej. Równanie dla sił poziomych daje :

$$d_a = \sqrt{\frac{d_p^{\,2}}{3} - \frac{k}{(k-1)^2}}$$

a równanie dla momentów względem punktu przyłożenia siły P_3

$$(k-1) \cdot d_a^{\,2} \cdot \left(\frac{d_a}{2} + \frac{2 \cdot d_p}{3}\right) = \left(\frac{d_p}{2} + d_c + \frac{1}{3}\right) + \frac{1}{k-1} \cdot \left(\frac{d_p}{2} + \frac{2 \cdot d_c}{3}\right)$$

Przedstawione na wykresie bezwymiarowe rozwiązania d_c, d_p i d_a w funkcji parametru k pozwalają na określenie wymaganego minimalnego zagłębienia ściany .



Rys.2.5. Trzy składniki głębokości utwierdzenia D (I sposób)

Dla warunków z poprzednich przykładów (p.2.2.2 i p.2.2.3 dla $\Phi = 30^o$, $k = 9$) otrzymuje się: $D = 3{,}00 \cdot (0{,}125 + 0{,}930 + 0{,}384) = 4{,}31\text{m}$. Całkowita długość ściany wynosi wtedy 7,31m, czyli ulega wyraźnemu zwiększeniu. Z drugiej jednak strony, urealnione założenia stwarzają podstawę do znacznego zmniejszenia wymaganych zapasów bezpieczeństwa.

Ten sam przykład, przy założeniu tarcia gruntu o ścianę $\delta = \Phi/2$, daje zróżnicowane wyniki w zależności od metody obliczania współczynników K_p oraz K_a w wyrażeniu $k = K_p/K_a$:

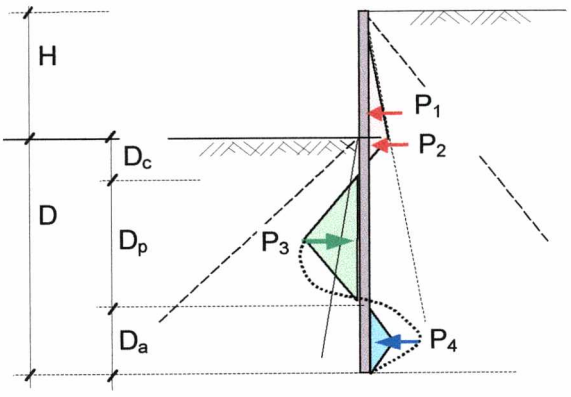
- według Caquot i Kerisela $k = 15{,}4 \Rightarrow D = 3{,}00 \cdot (0{,}069 + 0{,}600 + 0{,}291) = 3{,}15\text{m}$,
- według Ponceleta $k = 16{,}55 \Rightarrow D = 3{,}00 \cdot (0{,}064 + 0{,}670 + 0{,}205) = 3{,}06\text{m}$,
- według Polskiej Normy [101] $k = \eta \cdot 16{,}55 = 0{,}86 \cdot 16{,}55 = 14{,}24 \Rightarrow$ $D = 3{,}00 \cdot (0{,}076 + 0{,}720 + 0{,}303) = 3{,}29\text{m}$.

W przeanalizowanym przykładzie metoda wyznaczenia współczynników parcia ma małe znaczenie, natomiast pominięcie tarcia gruntu o ścianę daje wartość zagłębienia D większą o ok. 30%. Oznacza to wprowadzenie w sposób niejawny znacznego zapasu bezpieczeństwa.

II Sposób - Przybliżenie wykresu wypadkowych parć dwoma trójkątami

Schemat statyczny metody brytyjskiej i metody amerykańskiej dla określenia minimalnego zagłębienia ściany może zostać uściślony, kierując się jedynie przesłankami racjonalnymi. W obu tych schematach, w infinitezymalnym otoczeniu dolnego końca ścianki występuje bowiem bardzo duży gradient naprężeń: na poziomie H+D-0 wypadkowe parcia mają lokalnie dużą wartość, podczas gdy na poziomie H+D+0, na myślowym przedłużeniu ścianki, wypadkowe naprężenia w gruncie powinny być zerowe. Nie jest to możliwe dla ścianek o małej grubości. Przedstawiony niżej II sposób analizuje możliwość usunięcia tej wady modelu.

Dla uproszczenia zakłada się, że na ścianę działają wyłącznie siły poziome, co odpowiada założeniu o gładkości ściany, oraz pomija się ewentualne poziome siły tarcia występujące pod dolnym końcem ściany. Kształt wykresu parć odpowiada wynikom w analizach MES przy relatywnie małej sztywności giętnej ściany w stosunku do modułu podłoża, np. dla ścianek szczelnych [86].



Rys.2.6. Przybliżenie wykresu wypadkowych parć dwoma trójkątami (II sposób)

Przyjmuje się następujące założenia:

- powyżej dna wykopu występuje graniczne parcie o sile wypadkowej P_1,
- niżej, na odcinku o długości D_c, występuje różnica granicznego parcia biernego i granicznego parcia czynnego – aż do punktu wyzerowania się parcia wypadkowego (siła wypadkowa P_2),
- graniczne nachylenie wykresów tj. $(K_p - K_a)\cdot\gamma$, występuje na odcinku o długości D_p; na tym odcinku wypadkowe parcie gruntu ma więc kształt trójkąta równoramiennego o polu P_3,
- dla zrównoważenia momentów sił musi wystąpić jeszcze najniższy odcinek z przewagą parcia gruntu po prawej stronie ściany. Zakłada się, że jest to również trójkąt równoramienny o granicznym nachyleniu $(K_p - K_a)\cdot\gamma$ i wypadkowej P_4.

Przy tych założeniach obserwuje się zwiększenie stabilizującej siły P_3 o 50%, przy równoczesnym dwukrotnym zmniejszeniu stabilizującej siły P_4 . Porównania dotyczą sposobu I i sposobu II.

<u>Określenie minimalnego zagłębienia ściany</u>

Przy identycznych oznaczeniach jak poprzednio otrzymuje się:

$$P_3 = \frac{(k-1)\cdot K_a \cdot \gamma \cdot D_p^{\,2}}{4} \quad , \quad P_4 = \frac{(k-1)\cdot K_a \cdot \gamma \cdot D_a^{\,2}}{4} \; .$$

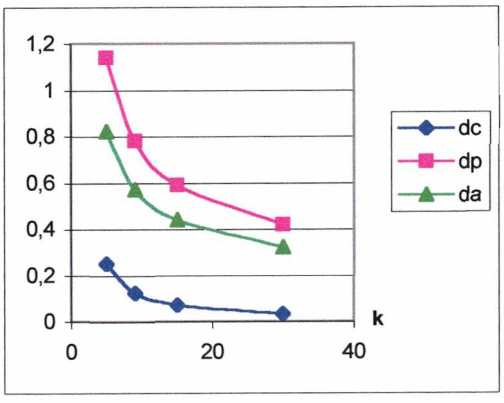
Dwie bezwymiarowe niewiadome $d_p = D_p/H$ oraz $d_a = D_a/H$ wyznacza się z dwóch równań równowagi statycznej. Równanie dla sił poziomych daje :

$$d_a = \sqrt{d_p^{\,2} - \frac{2k}{(k-1)^2}}$$

a równanie dla momentów względem punktu przyłożenia siły P_3

$$d_p = \left[\frac{(k-1)^2}{2\cdot k}\cdot d_p^{\,2} - 1\right]\cdot\left[d_p + \sqrt{d_p^{\,2} + \frac{2\cdot k}{(k-1)^2}}\right] - \frac{2\cdot(k+1)}{3\cdot(k-1)}$$

Przedstawione na wykresie bezwymiarowe rozwiązania d_c, d_p i d_a w funkcji parametru k pozwalają na określenie wymaganego minimalnego zagłębienia ściany .



Rys.2.7. Trzy składniki głębokości utwierdzenia D (II sposób)

Dla H = 3m i dla współczynnika k = 9 (co odpowiada $\Phi = 30°$) otrzymuje się:

$D = 3{,}00\cdot(0{,}125 + 0{,}784 + 0{,}577) = 4{,}46\text{m}$. Całkowita długość ściany wynosi 7,46m.

Ten sam przykład, przy założeniu tarcia gruntu o ścianę $\delta = \Phi/2$, daje zróżnicowane wyniki w zależności od metody obliczania współczynników K_p oraz K_a w wyrażeniu $k = K_p/K_a$:

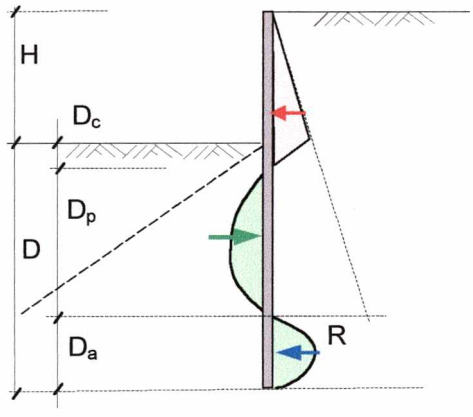
- według Caquot i Kerizela $k = 15{,}4 \Rightarrow D = 3{,}00\cdot(0{,}069 + 0{,}590 + 0{,}491) = 3{,}45\text{m}$,
- według Ponceleta $k = 16{,}55 \Rightarrow D = 3{,}00\cdot(0{,}064 + 0{,}570 + 0{,}483) = 3{,}35\text{m}$,
- według Polskiej Normy [101] $k = \eta\cdot 16{,}55 = 0{,}86\cdot 16{,}55 = 14{,}24 \Rightarrow$
  $D = 3{,}00\cdot(0{,}076 + 0{,}610 + 0{,}495) = 3{,}54\text{m}$.

Uwzględnianie kąta δ w obliczaniu poziomego parcia gruntu i równoczesne pomijanie pionowych składowych sił od parcia gruntu nie stoją ze sobą w sprzeczności. Wynika to z trzech powodów:

- składowe pionowe parcia i odporu gruntu równoważą się, ponieważ równoważą się siły poziome a współczynnik proporcjonalności jest stały i równy $\mathrm{tg}\,\delta$,
- składowe pionowe parcia i odporu gruntu wprowadzają niezrównoważony moment sił, który „działa prostująco", tj. zmniejsza momenty zginające ścianę,
- można oczekiwać, że zmiana momentu zginającego jest niewielka, bo częściowo ją redukuje nierównomierna pionowa reakcja podłoża pod dolnym końcem ściany (dla ściany szczelinowej o znacznej grubości).

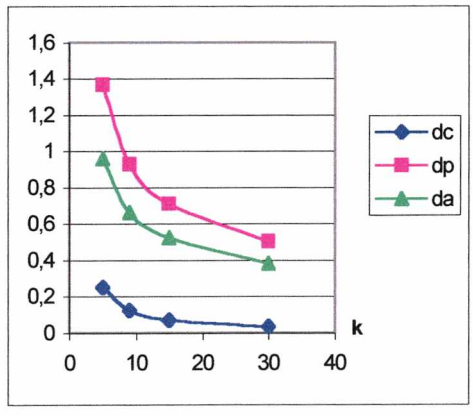
III Sposób - Przybliżenie wykresu wypadkowych parć dwoma parabolami

Dalsze próby dopasowania wykresu parć wypadkowych otrzymywanego dla gruntu jednorodnego do wyników prowadzonych obliczeń numerycznych mogą prowadzić do założenia dwuparabolicznego wykresu parć. Parabole dobierane są tak, że spełnione są wszystkie równania równowagi, a ponadto parcia nigdzie nie przekraczają wartości granicznych. Jest to więc synteza I i II sposobu.



Rys.2.8 Przybliżenie wykresu wypadkowych parć dwoma parabolami

Przeprowadzone obliczenia i opracowane wykresy (Rys.2.9) pozwalają na wyznaczenie głębokości wbicia. Głębokość ta jest nieznaczne większa niż w modelu z trójkątami.



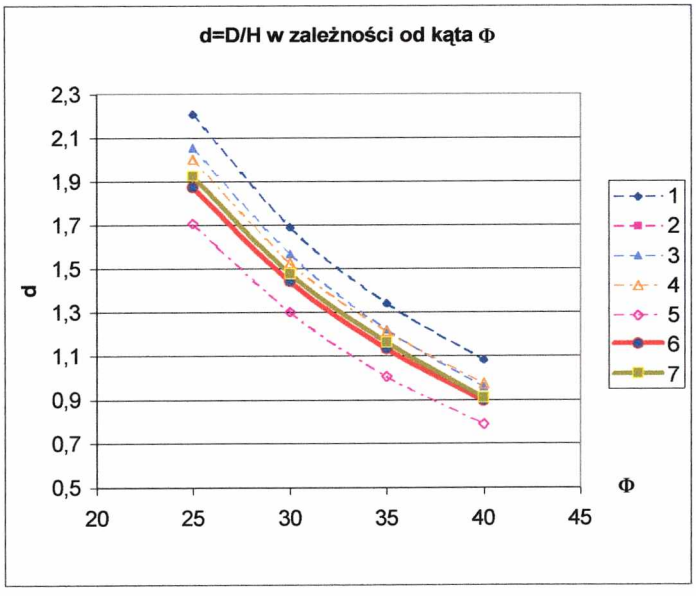
Rys.2.9. Przybliżenie wykresu wypadkowych parć dwoma parabolami (III sposób)

2.2.5. Wnioski dotyczące obliczania ścian wspornikowych

Pozornie bardzo różne schematy obliczeniowe (metody brytyjska i amerykańska), i to nawet mimo różnych sposobów uwzględniania zalecanych współczynników bezpieczeństwa, dają w sumie podobne wyniki. Większość wyników nie odbiega od średniej o więcej niż ±5%, a dwie skrajne o ok. ±10%.

Zestawienie wyników pokazano są na rys.2.10, gdzie przyjęto podane niżej oznaczenia.

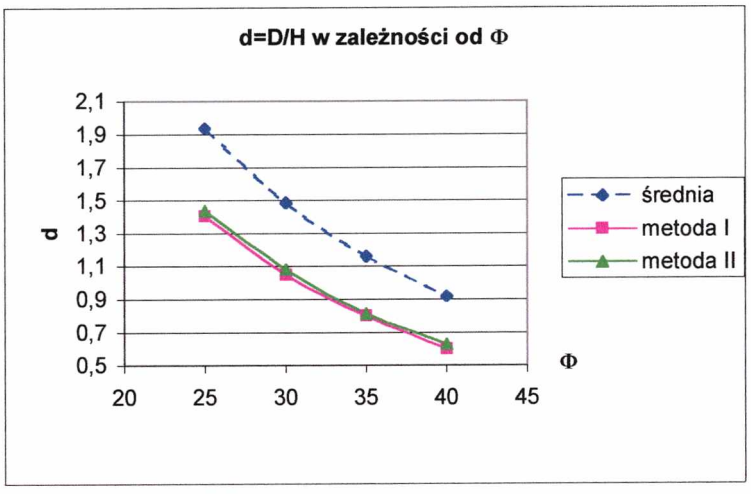
1- Metoda brytyjska: współczynnik odporu K_p redukuje się 1,65÷2,25 razy w zależności od kąta Φ (od 1,65 dla Φ = 25° do 2,25 dla Φ = 40°), [50],
2- Metoda brytyjska: współczynnik odporu K_p oraz współczynnik parcia K_a oblicza się dla zredukowanego kąta tarcia wewnętrznego, biorąc tanΦ/1,25; ten sposób obliczeń jest zgodny z Eurokodem [102],
3- Metoda brytyjska: przyjmuje się długość ściany większą 1,41 razy od wyznaczonej na podstawie obliczeń [13],
4- Metoda amerykańska: współczynnik odporu K_p redukuje się 1,65÷2,25 razy w zależności od kąta tarcia wewnętrznego Φ (od 1,65 dla Φ = 25° do 2,25 dla Φ = 40°),
5- Metoda amerykańska: przyjmuje się długość ściany większą 1,3 razy od wyznaczonej na podstawie obliczeń [20],
6- Metoda autora (I sposób): bez wprowadzania współczynników bezpieczeństwa.
7- Metoda autora (II sposób): bez wprowadzania współczynników bezpieczeństwa.



Rys.2.10 Zestawienie wyników obliczeń z pominięciem tarcia na powierzchni ściany

Dwie propozycje autora, również przy pominięciu tarcia o ścianę, ale oparte na dokładniejszym odwzorowaniu parcia gruntu na powierzchni ściany, dały bardzo zbliżone rezultaty liczbowe, mimo że nie wprowadzają one żadnych jawnych zapasów bezpieczeństwa. Oznacza to, że zapas bezpieczeństwa tradycyjnych metod obliczeniowych „1"-„5" jest niewielki, o ile powierzchnia ściany jest gładka.

W rzeczywistości powierzchnia ta nie jest gładka (p.2.2.1), co wprowadza niejawne zapasy bezpieczeństwa w metodach „1"-„5" i powoduje, że te powszechnie stosowane metody są w sumie bezpieczne. Świadczy o tym Rys.2.11, na którym syntetycznym obrazem metod tradycyjnych „1"-„5" (dla $\delta = 0$) jest ich średnia wartość (linia przerywana), a dwie propozycje autora, uwzględniające wpływ tarcia gruntu o ścianę ($\delta = \Phi/2$), przedstawiono liniami ciągłymi.

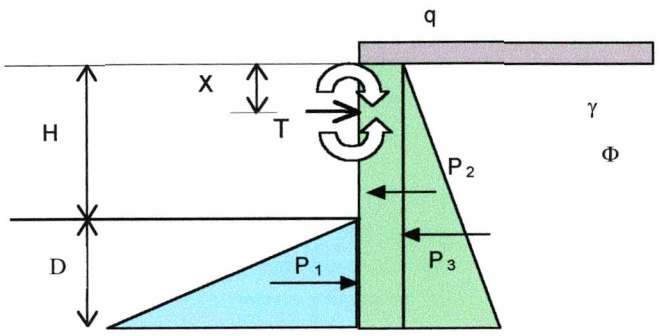


Rys.2.11 Względna głębokość wbicia ściany d = D/H w zależności od kąta tarcia wewnętrznego

Wyspecyfikowanie zapasów bezpieczeństwa jest możliwe za pomocą metody autora (I sposób), przy uwzględnieniu tarcia gruntu o powierzchnię ściany i losowości parametrów zadania. Zagadnienia te są rozwiązane w rozdziale 4.

2.2.6. Obliczanie ściany kotwionej metodą belki nieutwierdzonej

Założenie braku utwierdzenia w gruncie jest do przyjęcia przy stosunkowo małym zagłębieniu ściany w gruncie. Minimalną głębokość zagłębienia wyznacza się z równania równowagi momentów względem punktu zakotwienia lub rozpory (Rys.2.12), przy założeniu parć granicznych.



Rys.2.12. Schemat statyczny dla belki nieutwierdzonej

Ponieważ: $P_1 = \gamma \cdot K_p \cdot \frac{D^2}{2}$, $P_2 = q \cdot K_a \cdot (H + D)$, $P_3 = \gamma \cdot K_a \cdot \frac{(H + D)^2}{2}$

więc warunek momentów:

$$P_1 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot D + H - X\right) + P_2 \cdot \left(\frac{H + D}{2} - X\right) + P_3 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (H + D) - X\right) = 0$$

daje równanie na wymaganą głębokość wbicia ścianki:

$$\gamma \cdot k \cdot \frac{d^2}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot d + 1 - x\right) - \frac{q}{H} \cdot (1 + d) \cdot \left(\frac{1 + d}{2} - x\right) - \gamma \cdot \frac{(1 + d)^2}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (1 + d) - x\right) = 0$$

gdzie γ jest objętościowym ciężarem gruntu, $k = K_p/K_a$, $d = D/H$, $x = X/H$.

Wyznaczona głębokość $D = d \cdot H$ pozwala następnie na obliczenie siły w zakotwieniu T, po zastosowaniu warunku równowagi sił poziomych.

$$k \cdot d^2 - \frac{2q}{\gamma H} \cdot (1 + d) - (1 + d)^2 + \frac{T}{\frac{1}{2} \gamma K_a H^2} = 0$$

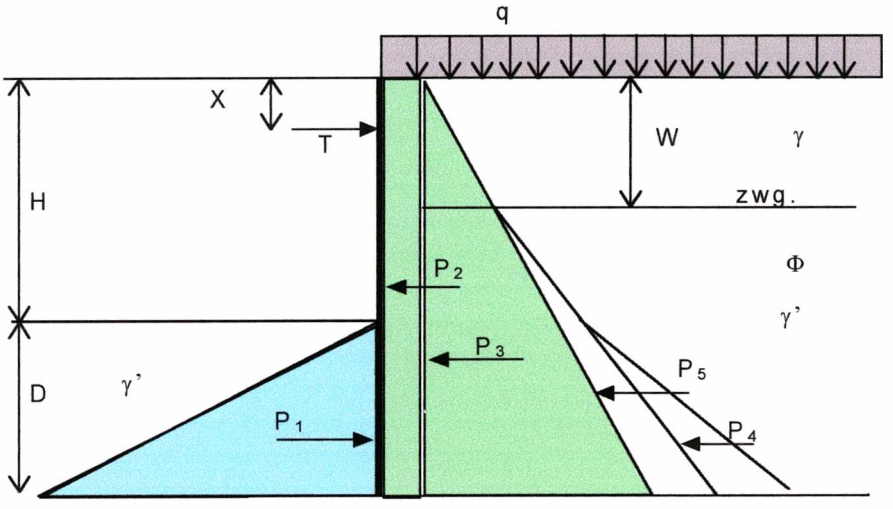
Maksymalny moment zginający wyznaczamy na głębokości, na której wartość siły poprzecznej jest równa zeru.

Obecność wody gruntowej oznacza komplikację zadania i to z dwóch powodów:

- pojawiają się trzy nowe zmienne (dwa poziomy wody po obu stronach ścianki oraz ciężar objętościowy $\gamma' < \gamma$),
- w gruncie niespoistym następuje przypływ wody przy ściance, z czym się wiąże zmiana ciśnienia wody oraz zmiana ciężaru objętościowego (wpływ ciśnienia spływowego).

Drugi z tych elementów jest często pomijany [13, 15, 24], ponieważ zmiana ciśnienia wody i zmiana ciężaru gruntu dają efekty, które się niemal całkowicie redukują. Nie są one uwzględniane w przedstawionych niżej przykładach.

Zwierciadło wody po stronie parcia biernego przyjmuje się jako stałe – równo z poziomem wykopu. Takie założenie jest najczęściej spotykaną sytuacją projektową i oznacza przypadek najbardziej niekorzystny dla oceny stateczności ścianki: wyższy poziom wody daje stabilizujące parcie hydrostatyczne na ścianę, niższy poziom wody pozwala na mobilizację większego odporu (na szkielet gruntowy nie działa wypór wody). Jedyną nową zmienną jest więc poziom zwierciadła wody gruntowej po stronie parcia czynnego.



Rys.2.13. Wpływ zwierciadła wody gruntowej

W porównaniu do Rys.2.12, obecność zwierciadła wody gruntowej wprowadza korekty obciążeń ścianki po obu jej stronach, co pokazano na rys.2.13. Oznacza to wprowadzenie dodatkowych dwóch sił wypadkowych:

$$P_4 = \left((\gamma - \gamma') \cdot K_p - \gamma_w\right) \cdot \frac{D^2}{2}$$

$$P_5 = \left(\gamma_w - (\gamma - \gamma') \cdot K_a\right) \cdot \frac{(H + D - W)^2}{2}$$

i związanych z nimi momentów $M(P_4)$, $M(P_5)$.

Postępując podobnie, jak w przypadku bez zwierciadła wody gruntowej otrzymuje się następujące równanie:

$$\left(\frac{\gamma_w}{\gamma\cdot K_a}+\frac{\gamma'}{\gamma}\cdot k\right)\cdot\frac{d^2}{2}\cdot\left(\frac{2\cdot d}{3}+1-x\right)-\frac{q}{\gamma\cdot H}\cdot(1+d)\cdot\left(\frac{1+d}{2}-x\right)-\frac{(1+d)^2}{2}\cdot\left(\frac{2\cdot(1+d)}{3}-x\right)-$$
$$-\left(\frac{\gamma_w}{\gamma\cdot K_a}+\frac{\gamma'}{\gamma}-1\right)\cdot\frac{(1+d-w)^2}{2}\left(\frac{2\cdot d+2+w}{3}-x\right)=0$$

Wyznaczona głębokość D pozwala następnie na obliczenie siły T w zakotwieniu z warunku równowagi sił poziomych, który ma bezwymiarową formę:

$$\left(\frac{\gamma_w}{\gamma\cdot K_a}+\frac{\gamma'}{\gamma}\cdot k\right)\cdot d^2-\frac{2\cdot q}{\gamma\cdot H}\cdot(1+d)-(1+d)^2-\left(\frac{\gamma_w}{\gamma\cdot K_a}+\frac{\gamma'}{\gamma}-1\right)\cdot(1+d-w)^2+\frac{T}{\frac{1}{2}\gamma\cdot K_a\cdot H^2}=0$$

Opracowano nomogramy, USS Sheet piling manual [100], pozwalające na wyznaczenie minimalnej głębokości zagłębienia ściany poniżej dna wykopu oraz maksymalnego momentu i siły w zakotwieniu w zależności od K_a, γ lub γ' i H.

Statycznie wyznaczalny schemat obliczeniowy i prosta procedura obliczeń nawet w skomplikowanych sytuacjach geotechnicznych (występowanie zwierciadła wody i uwarstwienie podłoża), sprawiają że metoda jest powszechnie polecana [13, 67]. Jednocześnie, ze względu na uproszczony charakter, nie pozwala ona na jednoznaczną identyfikację zapasów bezpieczeństwa. Często prowadzi do znacznego przewymiarowania konstrukcji, ale możliwe jest też niedoszacowanie sił wewnętrznych, co zostanie przedstawione w przykładach w dalszej części pracy.

Ze względu na brak zgodności założeń przyjmowanych do obliczeń z wynikami badań modelowych opracowano szereg metod półempirycznych pozwalających na zmodyfikowanie rozwiązań uzyskanych metodą FESM[3] w zależności od względnej podatności ścianki i podłoża. Najbardziej rozpowszechniona, powszechnie znana i cytowana, wraz z odpowiednimi nomogramami, jest metoda Rowe'a [75]. Polega ona na przyjmowaniu do obliczeń wytrzymałościowych momentów zginających uzyskanych przez redukcję wielkości otrzymanych z rozwiązania tradycyjnego. Korzystanie z metody Rowe'a pozwala na dobór ścianki szczelnej o wskaźniku zginania nawet do 70% mniejszym, niż uzyskany z rozwiązania metodą Bluma. Większość autorów cytujących Rowe'a pomija jednak drugi, równie istotny, wniosek z jego badań - możliwe znaczne

[3] Free Earth Support Method =FESM

(do 80%) zwiększenie siły w zakotwieniu lub rozporze. Jest to wynikiem znacznego wzrostu parć na odcinku ścianki powyżej poziomu zakotwienia, wywołanego deformacją samej ścianki i, co istotne, efektem przesklepienia w poziomie zakotwienia. Rowe podkreśla też przejęcie przez kotwę (rozporę) znacznej części parcia od obciążenia na naziomie, co na terenach zabudowanych może mieć duże znaczenie.

Metodę pozwalającą na uwzględnienie rzeczywistej sztywności ściany przedstawiono również w pracy [91]. Nie można jednak podchodzić do nich bezkrytycznie. Metoda Rowe'a [75], pozwalająca na uwzględnienie w obliczeniach długości i sztywności ścianki może prowadzić do dobierania profili grodzic, które wyboczą się w trakcie zapuszczania. Zarazem należy zauważyć, że powszechne przewymiarowywanie przekrojów grodzic wcale nie musi prowadzić do istotnego zwiększenia ich bezpieczeństwa, zwłaszcza gdy uwzględniano wpływ podatności na wstępnym etapie obliczeń.

2.2.7. Obliczanie ściany kotwionej metodą belki utwierdzonej

Utwierdzenie w gruncie wymaga znacznego zagłębienia ściany oporowej poniżej dna wykopu.

Metoda Bluma, mimo świadomości projektantów co do przyjętych założeń upraszczających, pozwala dzięki swej prostocie na stosunkowo szybkie i bezpieczne wyznaczenie poszukiwanych wielkości statycznych [23, 24].

Metoda Bluma była wielokrotnie modyfikowana i adaptowana do bardziej złożonych schematów obciążeń i warunków brzegowych. Najczęściej stosowaną wersją tej metody jest tzw. metoda belki zastępczej. Opiera się ona na przyjęciu, że ściana jest sztywna, pionowa i gładka a linia poślizgu w gruncie jest prostą opisaną kryterium Coulomba. Przyjmuje się parcia graniczne czynne i bierne, odpowiednio za i przed ścianką. Zakłada się też, że przy zagłębieniu pozwalającym na pełne utwierdzenie w gruncie w punkcie zerowych parć wypadkowych moment zginający ściankę jest równy zeru (Blum, 1930). Takie założenia pozwalają na zapisanie równań równowagi sił i momentów, a po ich rozwiązaniu (analitycznie lub graficznie) wyznaczenie poszukiwanych wielkości

statycznych. Głębokość wprowadzenia ścianki przyjmuje się przez zwiększenie uzyskanego w obliczeniach zagłębienia poniżej punktu zerowych parć o ok. 20%.

Wyniki uzyskane w badaniach wielkoskalowych Czebotariowa [26] i modelowych [75,91] pozwoliły na pewne modyfikacje rozwiązania klasycznego.

2.2.8. Metody zapewnienia bezpieczeństwa projektowania. Podsumowanie

Choć obliczenia prowadzone metodami opartymi na parciach granicznych prowadzą najczęściej do znacznego przewymiarowania konstrukcji zabezpieczającej wykop, należy (jak w każdej metodzie przybliżonej), zwrócić szczególną uwagę na zapas bezpieczeństwa.

W wielu zaleceniach zapas bezpieczeństwa dla tego schematu uzyskuje się przez redukcję wartości parć biernych bądź parć wypadkowych po stronie odporu.

Gdy nie wprowadza się współczynników bezpieczeństwa dla parć na ścianę można zwiększać wypadkowe oddziaływania (siłę w podporze T i moment zginający M) np. zwiększając je o 35% (Eurocode Case B).

Nomogramy „USS Sheet-piling Design Manual" oparte na podobnych założeniach opracowano przyjmując pełne wartości odporów, jednak wyznaczoną w ten sposób głębokość wbicia powiększono o ok. 40% ($D_d = \sqrt{2} \cdot D$).

W zakończeniu niniejszego przeglądu należy zwrócić uwagę, że większość stosowanych metod opartych na parciach granicznych cechuje się „pozorną dokładnością". Dokładność obliczeń słabo koresponduje ze skalą przyjętych uproszczeń, założeń i wiarygodnością danych.

2.3. Inne metody obliczeniowe

Metody omówione w p.2.2 są ukierunkowane na zastosowania w projektowaniu i cechują się dużą prostotą. Pomiędzy nimi a analizą MES sytuuje się duża grupa metod pośrednich, które uwzględniają dodatkowe czynniki, ale nie są jeszcze pełną analizą sprężysto-plastyczną.

2.3.1. Metody granicznego stanu naprężenia

Zastosowania teorii równowagi granicznej, bazującej na równaniach równowagi naprężeń oraz na warunku stanu granicznego, są omówione m.in. w pracy Kurałowicza i Tejchmana [49]. Wyniki są przekonujące głównie w przypadku ścian o dużej sztywności. Uwzględnienie podatności ściany okazuje się trudne, bo teoria równowagi granicznej nie określa przemieszczeń ośrodka, zakładając, że przemieszczenia te są „dostatecznie duże". Uwzględnianie podatności ściany następuje więc w pewien sposób pośredni: na podstawie obserwacji zachowania się modeli (w konkretnych przypadkach sztywności ścianki), stopnia swobody (więzy, kotwy) i dla konkretnych wymiarów zbierane są informacje o położeniu linii poślizgu oraz obszarów plastycznych w stanie granicznym. To z kolei jest podstawą do budowania schematów obliczeniowych najbardziej odpowiednich w danej sytuacji, por. Izbicki [42] i Rowe [80].

Pewne elementy rozwiązań teorii równowagi granicznej (współczynniki parcia i odporu) znalazły zastosowanie do budowy prostszych modeli obliczeniowych. W sumie jednak rozwiązania tej teorii są rzadko stosowane w projektowaniu podatnych konstrukcji oporowych współpracujących z gruntem.

2.3.2. Ośrodek winklerowski. Model Turabiego i Balli

Przybliżony charakter metod opartych na parciach granicznych, wynikający z przyjmowanych uproszczeń modelowych, oraz brak możliwości oszacowania przemieszczeń sprawiają, że znaczną popularność zdobyły metody traktujące ścianę oporową jako belkę na sprężystych podporach. Pozwalają one na jednoczesne spełnienie

warunków równowagi sił pionowych, poziomych i momentów oraz oszacowanie przemieszczeń poziomych belki. Zarazem pozwalają one na pełniejszy opis współpracy podatnej konstrukcji oporowej, uzależniając wyniki obliczeń od sztywności ścianki i odkształcalności podłoża.

Proste programy komputerowe umożliwiają wyznaczenie momentów zginających ściankę, sił poprzecznych, ewentualnie też sił osiowych, a także przemieszczeń ścianki, zależnych również od założonych sił w zakotwieniach (możliwość uwzględnienia w obliczeniach wstępnego naciągu). Z reguły metody z tej grupy wywodzą się od modelu Winklera i nie wszystkie niedostatki tego modelu udaje się wyeliminować: modele nie obejmują osiadań gruntów otaczających ściankę, ani tym bardziej przestrzennych efektów przesklepień. Współczynnik podłoża jest równie kontrowersyjny, jak w przypadku osiadań fundamentów, chociaż bywa uzależniany od głębokości poniżej poziomu terenu, a nawet od poziomu naprężeń – z „uplastycznieniem elementu" włącznie.

Przykładem modelu z tej grupy jest model Turabiego i Balli [83, 84]. Do obliczeń przyjmuje się, oprócz danych gruntowych i obciążeń na naziomie, również cechy geometryczne ścianki: jej długość (głębokość wbicia), poziom kotwienia i sztywność giętną.

Istotny wpływ na rozwiązanie ma również przyjęte „a priori" przemieszczenie punktu zamocowania kotwy (rozpory). Przyjęta rosnąca liniowo z głębokością sztywność sprężystych podpór daje efekt wyraźnego zmniejszenia parć w górnym odcinku ścianki, a co za tym idzie redukcje siły w zakotwieniu. Procedura obliczeniowa pozwala na analizowanie przypadków z parciem gruntu warstwowanego. Dla najprostszych sytuacji geotechnicznych opracowano nomogramy, ale w sumie model ten nie wytrzymuje dziś konkurencji z najprostszymi programami do analizy statycznej belek z uwzględnieniem podatności podpór.

2.3.3. Ośrodek winklerowski. Metoda krzywych P-y

Metoda ta – właściwie nie tylko krzywych P-y, ale też F-w, i Q-w, polega na zamodelowaniu ściany jako pionowej belki obciążonej poziomo i pionowo, ale z

reakcjami podłoża nieliniowo zależnymi od przemieszczenia ścianki na rozpatrywanej głębokości *z*. Podstawą tej metody jest empiryczna zależność obciążenie–przemieszczenie dla obciążeń poziomych (P-y), jak też dla obciążeń pionowych na pobocznicy (F-w) i w podstawie ściany (Q-w). Szczegóły zawierają prace Briauda [5, 6], a z polskiej literatury – Gwizdały [35].

Praca [5] podaje bardzo szczegółowe rekomendacje dla opisu zależności P-y, F-w, Q-w oparte na wyznaczonych granicznych wartościach parć i odporów występujących przy odpowiadających im przemieszczeniach.

Rozróżnia się krzywe P-y dla gruntu i krzywe P-y dla zakotwienia.

Równania różniczkowe równowagi dla sił poziomych i pionowych mają postać [5]:

$$EI\frac{d^4y(z)}{dz^4} + Q\cdot\frac{d^2y(z)}{dz^2} - P(y(z),z) = 0$$

$$EA\frac{d^2w(z)}{dz^2} + F(w(z),z) = 0$$

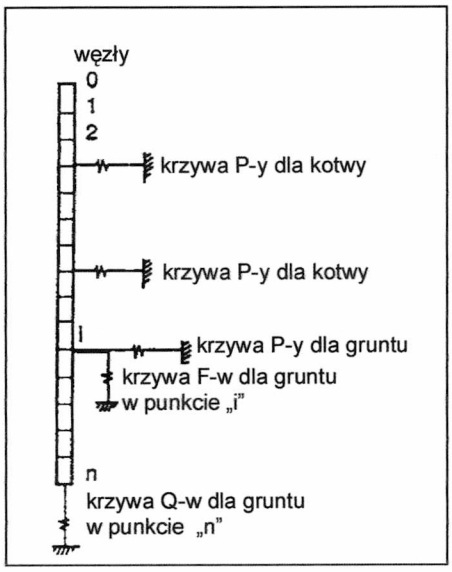
gdzie:

$Q = EA\cdot dw(z)/dz$ jest siłą osiową,

$y(z)$ – szukanym przemieszczeniem poziomym na głębokości *z*,

$w(z)$ – szukanym przemieszczeniem pionowym na głębokości *z*.

Powyższy układ równań różniczkowych zwyczajnych rozwiązuje się za pomocą metody różnic skończonych, po dyskretyzacji belki na *n* segmentów obliczeniowych, por. Rys.2.13, i przy uwzględnieniu warunków brzegowych. Nieliniowość równań wymaga zastosowania procedur iteracyjnych. Problemem o praktycznym znaczeniu jest wybór szerokości obliczanego elementu. Briaud [5] podaje, że dla ścian szczelinowych należy przyjmować poziomą odległość pomiędzy kotwami, a dla pali obudowy berlińskiej - ich rozstaw.



Rys.2.13. Ilustracja metody P-y

Rozwiązanie zadania jako belki pozwala na wyznaczenie sił potrzebnych do wymiarowania i oszacowanie przemieszczeń poziomych, nie daje jednak żadnych informacji na temat stateczności ogólnej przy założonej długości ściany. Wymaga zatem dodatkowej analizy w tym zakresie.

Metoda ta jest postępem w stosunku do typowych ośrodków winklerowskich, ponieważ uzależnia (nieliniowo) parcie i odpór gruntu od lokalnego przemieszczenia ścianki. Wiąże jednak parcia graniczne z pionowymi naprężeniami pierwotnymi w gruncie, tj. właściwie z poziomem terenu i poziomem dna wykopu. Nie może więc uwzględniać lokalnych przesklepień w otoczeniu zakotwienia.

2.3.4. Metody obserwacyjne

Jest to podejście bardzo rozpowszechnione w projektowaniu i realizacji budów w wielu krajach Europy Zachodniej [8, 12, 48, 62, 63]. Szczególną uwagę zwraca się na wartości parametrów modelu, stosując przede wszystkim modele dobrze sprawdzone w praktyce – nie zawsze o maksymalnej wierności modelowania zachowania się konstrukcji i gruntu. Znamienną cechą tych metod jest dynamiczna korekta danych (analiza odwrotna), na podstawie obserwacji i pomiarów z etapów wykonywania konstrukcji.

Współczesne trendy w normalizacji prowadzą obecnie do konieczności sprawdzenia warunków użytkowania na równi ze standardowo sprawdzanym stanem granicznym

nośności. Dlatego idea metody obserwacyjnej opiera się na pomiarach i analizie szeregu przemieszczeń poziomych i pionowych. Mierzy się:

- przemieszczenie ściany w względem kotwienia ,
- przemieszczenie ściany w poziomie kotwienia ,
- przemieszczenia korony ,
- przemieszczenia podstawy ,

Ograniczenie tych przemieszczeń ma zazwyczaj kluczowe znaczenie dla bezpieczeństwa instalacji przebiegających w bezpośrednim sąsiedztwie. Dla budynków i innych budowli będących w zasięgu wpływu wykonywanego wykopu mierzy się ponadto:

- średnie osiadanie ,
- różnicę osiadań, i wynikające z niej przechylenie,
- średnie przemieszczenie poziome i różnicę przemieszczeń.

Wyniki monitoringu i pomiarów pozwalają na bieżącą weryfikację założeń projektowych, niezależnie od metody jaką stosowano w obliczeniach. Choć program kosztownych badań powoduje pewne komplikacje organizacyjne i obciąża finansowo inwestora, to zyski płynące z uniknięcia zagrożeń awariami, ewentualnymi przestojami i kosztami roszczeń są nie do przecenienia.

Przykładowo, w pracy [55] przedstawiono rezultaty obliczeń prowadzonych za pomocą programu MES, ale autorzy przeprowadzili analizę deformacji na podstawie danych do projektu i następnie na podstawie danych uzyskiwanych z analizy odwrotnej. Różnice nie były znaczące, co potwierdziło trafność pierwotnych założeń. Prowadzone pomiary pozwoliły jednak na ocenę szeregu trudnych do zamodelowania wpływów, takich jak technologia wykonania ściany szczelinowej, czy podpalowanie sąsiednich obiektów (jet-grouting). Metoda obserwacyjna ma dużą wartość pomocniczą przy realizacji dużych projektów gdzie, niezależnie od stosowanej metody projektowej, dostarcza danych potwierdzających (lub nie) poprawność założeń projektowych. Jednocześnie, stosowanie metody obserwacyjnej wprowadza trudności w przygotowaniu harmonogramu rzeczowo finansowego inwestycji. Bieżąca korekta założeń projektowych może wprowadzać szereg konfliktów na linii projektant – wykonawca – inwestor (płatnik).

2.4. Analiza sprężysto-plastyczna

Począwszy od lat 70-tych opracowano szereg programów komputerowych opartych na metodzie elementów skończonych. Umożliwiają one prowadzenie analiz statycznych z uwzględnieniem historii obciążenia i, co najważniejsze, prognozowanie deformacji (przemieszczenia przed i za ścianką, ugięcia elementów obudowy, osiadania obiektów posadowionych w sąsiedztwie wykonywanego wykopu). Przegląd literatury dotyczącej tych zagadnień obejmuje pozycje [6, 22, 27, 41, 46, 55, 56, 57, 76, 78].

Przeprowadzone przez autorów analizy dają siły w zakotwieniu (rozporach) znacznie odbiegające od wyznaczonych metodami inżynierskimi i zbliżone do wyników uzyskiwanych w wielkoskalowych badaniach polowych prowadzonych przez Czebotariowa w latach czterdziestych.

Programy metody elementów skończonych mają szczególną wartość zwłaszcza gdy dają możliwość modelowania elementów stykowych (interface element) na kontakcie konstrukcji oporowej z masywem gruntowym.

2.4.1. Wybór modelu ośrodka gruntowego

Podstawowym problemem, którego rozstrzygnięcie warunkuje uzyskanie poprawnych rozwiązań programami MES, jest wybór modelu ośrodka gruntowego. Wyniki przedstawionej wcześniej ankiety przeprowadzonej przez Uniwersytet w Karlsruhe (por Rys. 1.1 na str. 5) pokazują, że niedoskonałość opisu modelu może prowadzić do znacznych niedokładności, związanych najczęściej z przeszacowaniem deformacji. Najczęściej stosowany, bo mający bezpośrednie odniesienie do tradycyjnych metod projektowych, model Coulomba-Mohra prowadzi do zaniedbania spójności pozornej związanej z wilgotnością niespoistego. Bardziej adekwatne modele (hypoplastyczność [35] są stopniowo wprowadzane, nie znajdują jednak szerszego zastosowania w praktyce projektowej.

W niniejszej pracy wszystkie obliczenia MES prowadzone są dla podłoża zbudowanego z gruntów niespoistych, normalnie konsolidowanych. Dla łatwości porównania z

metodami tradycyjnymi wybrano model Coulomba-Mohra, który dla takich gruntów jest adekwatny. Dla zapewnienia lepszej stabilności numerycznej procedur wprowadzono dla gruntów niespoistych spójność o wartości c = 1 kPa. Może to zarazem odzwierciedlać minimalny wpływ spójności pozornej.

Rozważano również prowadzenie obliczeń kontrolnych z zastosowaniem modelu Druckera-Pragera jednak dla rozważanych zadań nie wnosi to nic nowego [76].

W biuletynie PLAXIS z marca 2001 Vermeer [86] prowadzi obliczenia ścianek szczelnych w piaskach z zastosowaniem modelu sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem. Wyniki i wnioski z obliczeń nie odbiegają od uzyskanych modelem Coulomba-Mohra.

2.4.2. Krótka charakterystyka programu PLAXIS

Wszystkie obliczenia MES, przeprowadzone na potrzeby tej pracy, wykonano za pomocą programu metody elementów skończonych PLAXIS [94].

Program jest opracowany dla zastosowań geotechnicznych, ma bogatą weryfikację i jest powszechnie stosowany przez biura projektów oraz firmy wykonawcze (ponad 2000 komercyjnych użytkowników).

2.4.3. Dyskusja uwarunkowań numerycznych

Przyjęto aalecenia Briauda [6] dla modelowania ściany dwukrotnie kotwionej o wysokości 7,50m.

- D_b – odległość krawędzi dolnej od warstwy nieodkształcalnej ma małe znaczenie dla przemieszczeń poziomych.
- W_e – odległość krawędzi bocznej od strony wykopu $W_e = 3 \cdot D_b$, dla zadania płaskiego lecz może być mniejsze gdy wykop jest węższy.
- B_e – odległość krawędzi bocznej od strony naziomu $B_e = 3 \cdot (D_b + H)$ dla wyeliminowania wpływu krawędzi na wartości przemieszczeń poziomych.

Zgodnie z zaleceniami Briauda siatki modelowanych zadań budowano tak, aby wpływ brzegów na przemieszczenia poziome (i w konsekwencji na parcia i siły przekrojowe) był zaniedbywalny. Ponieważ wyniki obliczeń MES były odnoszone do obliczeń ścianek

traktowanych jak zadanie płaskie zapewniono odpowiednią odległość ściany od krawędzi wewnątrz wykopu – odpowiednie zagęszczenie elementów, granice zadania,

Elementy płytowe – ścianki modelowane są jako elementy o przekroju prostokątnym o parametrach EI oraz EA, wyznaczonych jak dla profili grodzic stalowych lub, ściany szczelinowej (znacznie sztywniejszej). Program PLAXIS jest mało wrażliwy na zmianę siatki MES, co sprawdzono zmieniając rozmieszczenie elementów zadań oraz zagęszczając elementy w miejscach przewidywanych znacznych deformacji.

Program zaleca stosowanie kąta dylatacji $\psi = \Phi - 30°$ dla gruntów niespoistych co oznacza przyjęcie niestowarzyszonego prawa plastycznego płynięcia. Koresponduje to z pracą Scheele [76], który zaleca w obliczeniach wspornikowych ścian oporowych prowadzonych modelem Druckera-Pragera przyjmowanie stałej wartości $\psi = ½ \beta$. Dla gruntu o kącie tarcia wewnętrznego $\Phi = 32°$ oznacza to przyjęcie $\psi = 13°$. Jednocześnie podaje, że przyjęcie $\psi = 0°$, a więc założenie o stałej objętości, powoduje wyznaczenie porównywalnych (nieznacznie mniejszych) deformacji. W zadaniach obliczanych programem PLAXIS zmiana kąta dylatacji z $\psi = 10°$ do $\psi = 2°$ (zalecenia programu - $\psi = \Phi - 30°$) powoduje małą (2%) zmianę wielkości deformacji.

Dla wytestowania poprawności prowadzonych obliczeń w zakresie deformacji zweryfikowano je własnymi badaniami polowymi na budowie kondygnacji podziemnej hotelu we Wrocławiu. Porównano wyniki uzyskanych przemieszczeń poziomych ściany zamodelowanej w MES (wartości Φ i E_0 wyznaczone z zależności korelacyjnych) z pomierzonymi przemieszczeniami ściany z pali siecznych. Pomiary przemieszczeń poziomych głowic pali wykonano geodezyjną metodą domiaru do stałej prostej.

Dla ściany wspornikowej różnica z uzyskanych przemieszczeniach poziomych nie przekroczyła 10% a dla odcinka ściany rozpartej od wewnątrz wykopu 15%.

Oznacza to, że dla ścian o stosunkowo dużej sztywności poprawny był zarówno przyjęty model podłoża jak i procedura obliczeniowa wewnątrz programu.

Siatka zadania zbudowana jest z elementów trójkątnych o 6 punktach obliczeniowych, podłoże opisane jest modelem Coulomba-Mohra. Ze względu na wymagania programu ($c>0$) przyjęto dla analizowanych gruntów spójność $c = 1$ kPa i kąt dylatacji $\psi = 2°$.

2.5. Przykłady obliczeniowe

Rys.2.10 i Rys.2.11 przedstawiały ilościowe różnice pomiędzy różnymi metodami obliczeniowymi na przykładzie minimalnej głębokości zagłębienia ściany wspornikowej. W przypadku ścian jednokrotnie kotwionych różnice te są z reguły znacznie większe, zwłaszcza w ocenie sił do wymiarowania ścianki. Skalę problemu pokazują przedstawione niżej przykłady.

2.5.1. Wpływ przyjętej metody obliczeniowej

Rozpatruje się wykop o głębokości 8 m, zwierciadło wody gruntowej w poziomie dna wykopu, gruntem jest jednorodny piasek średni: γ = 18,5 kN/m^3, γ' = 10,2 kN/m^3, Φ = 30°. Pozostałe dane na podstawie zależności korelacyjnych. Poziom kotwienia przyjęto 2 m poniżej pierwotnego poziomu terenu.

Podstawą do studiów porównawczych jest sześć wymienionych niżej metod.

1. Nomogramy amerykańskie „USS Sheet-piling Design Manual" dla ścianki 1-krotnie kotwionej [100],
2. Metoda belki nieutwierdzonej, zwana FESM (Free Earth Support Method) [13],
3. Metoda Rowe'a z uwzględnieniem podatności ścianki [13, 75],
4. Metoda Turabiego i Balli, z uwzględnieniem podatności ścianki, ale bez uwzględnienia wpływu przesuwu w poziomie zakotwienia [83, 84],
5. Analiza sprężysto-plastyczna - program MES dla modelu Coulomba-Mohra przy uwzględnieniu rzeczywistej sztywności ścianki i realnej podatności zakotwienia.

Przedmiotem porównań są: wymagana (lub przyjęta) głębokość D wbicia ścianki poniżej dna wykopu, reakcja T w rozporze (zakotwieniu) oraz największy moment zginający ściankę poniżej poziomu zakotwienia M_{max}. Spośród wyników przedstawionych w Tab.2.4. podkreślenia wymaga szczególnie duża różnica otrzymana dla metod tradycyjnych (1, 2) - opartych na założeniu nieskończonej sztywności ścianki i podatnego zakotwienia - i dla metod uwzględniających podatność gruntu lub konstrukcji (3, 4, 5).

Otrzymane wyniki, zwłaszcza w kontekście analizy sprężysto-plastycznej MES, potwierdzają zalecenie Rowe'a [93], żeby dla najczęściej spotykanych wartości parametru $\rho = \log(H^4/EI) = -0{,}5 \div +1{,}3$ (w układzie SI, gdy H[m], EI[kNm^2/m]) stosować 35-70% redukcję momentów zginających ściankę - względem M_{max} otrzymywanego dla schematu sztywnej ścianki nieutwierdzonej w gruncie (FESM).

Tabela 2.4. Porównanie najbardziej reprezentatywnych metod obliczeniowych

	Metoda obliczeń:	D [m]	T [kN/m]	M_{max} [kNm/m]
1	nomogramy USS	(1,2÷1,5)·4,56	134	366
2	FESM	1,41·4,55	140	350
3	Rowe'a	1,41·4,55	140	180
4	Turabiego i Balli	5,00	207	309
5	MES	5,00	194	73

2.5.2. Wpływ sztywności ściany

Kolejnym etapem sprawdzenia wpływu poszczególnych parametrów na wyniki projektowe jest różnicowanie sztywności ścianki na zginanie. Największe możliwości daje tutaj metoda elementów skończonych (symbol 5), którą porównano z metodami tradycyjnymi (1,2,3,4).

Tabela 2.5. Porównanie najbardziej reprezentatywnych metod obliczeniowych

	Wyniki :	D [m]	T [kN/m]	M_{max} [kNm/m]
1	nomogramy USS	3,12×1,3=4,06	65	134
2	FESM	3,25×1,41=4,58	74	141
3	Rowe'a	4,00	74	70
4	Turabiego i Balli	4,00	105	96
5A	Plaxis EI = 17400 kNm^2/m	4,00	83	33
5B	Plaxis EI = 30400 kNm^2/m	4,00	76	38
5C	Plaxis EI = 47600 kNm^2/m	4,00	73	44
5D	Plaxis EI = 81200 kNm^2/m	4,00	70	52
5E	Plaxis EI = 10^6 kNm^2/m	4,00	78	155

Rozpatruje się wykop o głębokości 6 m, zwierciadło wody gruntowej w poziomie dna wykopu, gruntem jest jednorodny piasek drobny, γ = 17,5kN/m^3, γ' = 9,6kN/m^3, Φ = 30,7°. Poziom kotwienia przyjęto 1,5m poniżej pierwotnego poziomu terenu.

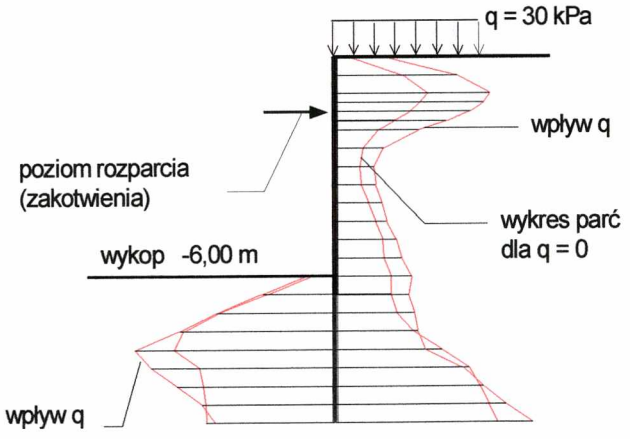
Na podstawie wyników obliczeń MES można przedstawić następujące wnioski natury jakościowej:

- duża sztywność ściany EI pozwala osiągnąć wyniki praktycznie identyczne z otrzymanymi metodą FESM, a za ścianą otrzymuje się klin odłamu, jak w rozwiązaniu klasycznym Coulomba,
- konstrukcje podatne uginają się tak, że następuje redystrybucja parć w kierunku zakotwienia, a to z kolei prowadzi do zwiększenia siły w zakotwieniu (rozporze),
- możliwość nieznacznego nawet przemieszczenia masywu gruntu przed i za ścianą, z występującym w konsekwencji efektem przesklepienia, prowadzi do zmniejszenia parć działających na ściankę w miejscu ugięcia,
- zmiana podatności ściany w małym stopniu wpływa na wartość siły wypadkowej parć od ciężaru gruntu, ale istotnie wpływa na położenie tej siły.

Dla dziesięciometrowego wykopu w piaskach (jeden poziom kotwienia na głębokości 2,50m) podobne wnioski uzyskał Vermeer [86], prowadząc obliczenia porównawcze dla ścian szczelnych i szczelinowych, ale stosując dla gruntu model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem.

2.5.3. Wpływ obciążenia na naziomie

Naziom ścianki jest równomiernie obciążony, q = 30 kN/m^2. Za pomocą analizy sprężysto-plastycznej rozpatrzono wpływ tego obciążenia na parcia jednostkowe działające na podatną ściankę. Wszystkie dane przyjęto jak w p.2.6.2.



Rys.2.14. Rozkład przyrostu parcia i odporu gruntu.

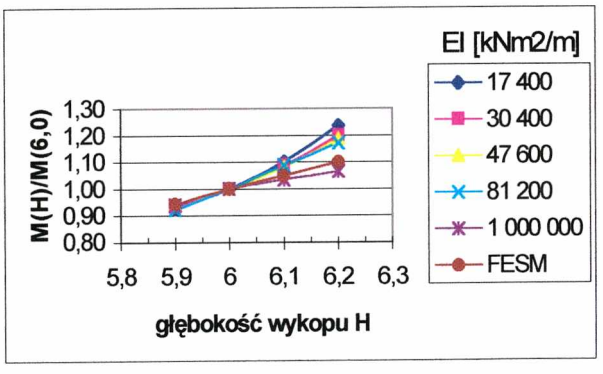
Przyrost parcia gruntu na ścianę nie jest równomierny. Wprawdzie wypadkowy przyrost parć E_q[kN/m] jest zgodny z tym, który wyznaczyłoby się tradycyjnie jako $E_{aq} = q \cdot K_{aq} \cdot H$, jednak rozkład przyrostu parcia na wysokości ściany wykazuje znaczną koncentrację w miejscu zakotwienia oraz redukcję w miejscach ugięcia ścianki. W wyniku tego, dodatkowe obciążenie na naziomie daje istotny wzrost siły w zakotwieniu, a ponadto - poprzez wymuszenie przemieszczenia ścianki - zwiększa odpór poniżej dna wykopu (Rys.2.14.). Należy podkreślić, że obciążenie na naziomie jest, w pewnym sensie, równoważne zwiększeniu głębokości wykopu i zmienia relatywną głębokość kotwienia.

2.5.4. Wpływ „przebrania wykopu"

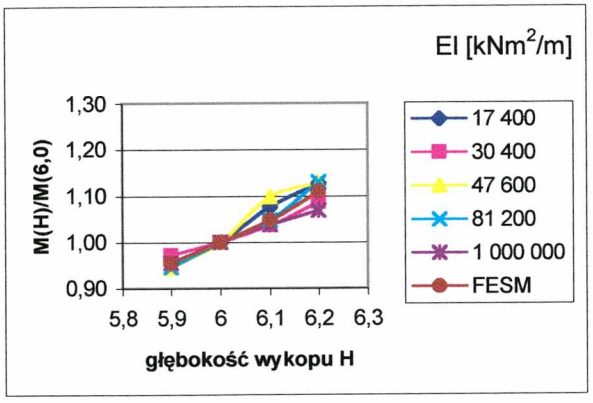
Przy wyborze metody obliczeniowej analizy konstrukcji oporowych bardzo istotne znaczenie ma jej wrażliwość na ewentualną, nawet nieznaczną, zmianę schematu statycznego, szczególnie że roboty ziemne prowadzone są zazwyczaj z małą dokładnością. Przeanalizowano wpływ „przebrania wykopu" na wielkości momentu zginającego ściankę i siły w zakotwieniu. Obliczenia prowadzono metodą elementów skończonych. Dla porównania przeprowadzono serię obliczeń ukazujących jak nieznaczna zmiana głębokości wykopu wpływa na rozwiązanie metodą tradycyjną.

Dane do przykładu: grunt jednorodny (piasek lub żwir), zwierciadło wody gruntowej w poziomie dna wykopu, poziom kotwienia 1,5 m poniżej terenu, obciążenie na naziomie $q = 30$ kN/m^2, poziom dna wykopu jest zmienny, podobnie jak dobrana sztywność ścianki (dane jak dla profili Larsena).

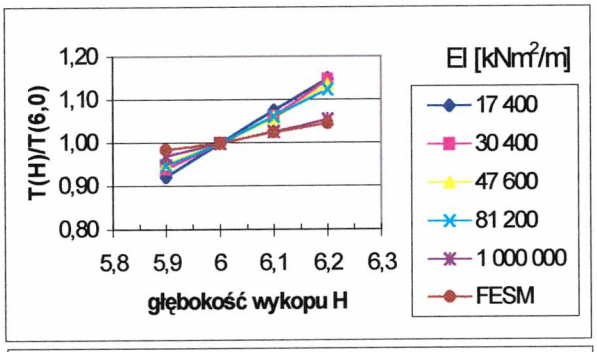
Wyniki dla piasku (Φ=30,7°, γ=17,5 kN/m^3, γ'=9,6 kN/m^3) przedstawiono na Rys.2.15., i Rys.2.17. Wyniki dla żwiru (Φ=38,5°, γ=19,0 kN/m^3, γ'=10,2kN/m^3) przedstawiono na Rys.2.16. i Rys.2.18. W obu przypadkach podstawą do porównań są wyniki dla projektowanej głębokości wykopu H = 6m.



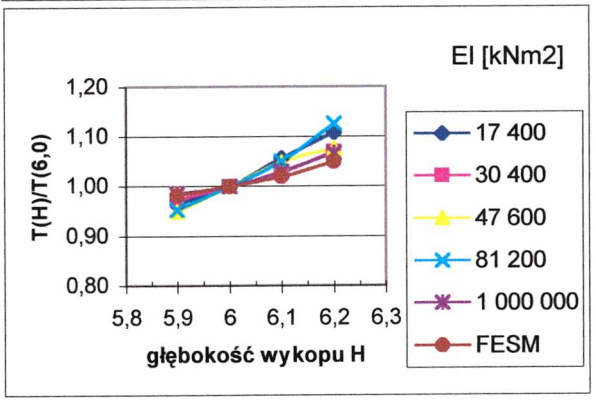
Rys. 2.15. Względna zmiana wartości maksymalnego momentu zginającego przy przebraniu wykopu w piasku.



Rys. 2.16. Względna zmiana wartości maksymalnego momentu zginającego przy przebraniu wykopu w żwirze



Rys. 2.17. Względna zmiana wartości siły w zakotwieniu przy przebraniu wykopu w piasku



Rys. 2.18. Względna zmiana wartości siły w zakotwieniu przy przebraniu wykopu w żwirze

Przebranie o 20 cm 6-metrowego wykopu w piasku drobnym (tj. o ok. 3%) może prowadzić zatem do wzrostu siły w zakotwieniu o ok.16%, natomiast momentu zginającego nawet o 25%. Dla żwiru, jako przykładu gruntu bardzo mocnego, jest to ok. 12% - zarówno dla wartości siły, jak i momentu. Wniosek ten dotyczy zamodelowanej rzeczywistej sztywności ścianki i obliczeń za pomocą MES.

Przeprowadzenie tych samych obliczeń metodą tradycyjną (FESM) pokazuje znacznie mniejszą wrażliwość na zmianę głębokości wykopu, co może być niebezpieczne. Jeśli ścianki są obliczane z uwzględnieniem ich realnej sztywności (MES, metoda Rowe'a i in.) oraz gdy sztywność ta jest niewielka, to wynik obliczeń może prowadzić do niedocenienia zagrożenia związanego z nieplanowanym przegłębieniem. Czynnik przebrania wykopu powinien więc być uwzględniany w obliczeniach niezawodności.

3. OGÓLNE METODY OCENY BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI

3.1. Wprowadzenie

Szerokie spektrum problemów związanych z projektowaniem geotechnicznym w warunkach znacznej zmienności danych wprowadzanych do obliczeń może być rozwiązywanych metodami obserwacyjnymi rozwiniętymi przez Terzaghiego i Pecka [62]. Takie podejście może być jednak stosowane jedynie, gdy możliwa jest bieżąca rewizja rozwiązań projektowych w oparciu o obserwowane zachowanie konstrukcji. Gdy obserwowany mechanizm awarii może wystąpić w momencie uniemożliwiającym dokonywanie zmian zachodzi konieczność oszacowania ryzyka zawodności. Jakkolwiek od wielu lat dostępne są techniki obiektywnego szacowania niezawodności konstrukcji i znane są potencjalne korzyści z ich wprowadzenia, to do rzadkości należą przykłady ich praktycznych zastosowań [88, 89]. Wynika to zwłaszcza z odmiennego od tradycyjnego sposobu przygotowywania danych (opis podstawowych zmiennych losowych) oraz skąpej weryfikacji, odstręczającej projektantów stosujących z powodzeniem metody tradycyjne. Przykłady projektowania geotechnicznego opartego na analizie niezawodnościowej podają np. [1, 2, 9, 10, 15, 21, 29, 35, 38, 39, 66, 68, 69, 70, 71, 72, 88, 89]. Na uwagę zasługuje zwłaszcza praca [18], w której autorzy w syntetyczny sposób, na przykładzie analizy stateczności skarpy, przedstawili metodologię szacowania niezawodności, począwszy od opracowania danych do obliczeń - po wnikliwą analizę sensu wyznaczonego prawdopodobieństwa awarii.

Dążeniem autorów prac propagujących stosowanie metod teorii niezawodności w projektowaniu geotechnicznym jest zawsze uzyskanie miary bezpieczeństwa bardziej obiektywnej i optymalnej [15, 29, 80]. Ze względu na znaczną rozbieżność sposobów szacowania prawdopodobieństwa awarii uzyskane wyniki są jednak często równie nieporównywalne, jak przyjmowane na podstawie praktyki globalne współczynniki bezpieczeństwa. Bardzo prostą metodę podaje Duncan [29] na przykładach sprawdzania

na przesuw kątowego muru oporowego i stateczności skarpy. Co charakterystyczne, dyskusja do tej pracy [29] przekroczyła trzykrotnie jej objętość. Szerzej niezawodność muru oporowego z wykorzystaniem różnych hipotez o typie rozkładu prawdopodobieństwa dla kąta Φ rozwiązywali np. Bielski i Tejchman [2]. Podejmowane są również próby obliczania prawdopodobieństwa awarii z zastosowaniem symulacji Monte Carlo lub programami opartymi na stochastycznej metodzie elementów skończonych. Jednak ze względu na ograniczony zasięg nie mają one dużych szans na szersze stosowanie.

Projektowanie i wymiarowanie ścian oporowych zagłębionych w gruncie i ich zakotwień wymaga przyjęcia adekwatnego modelu obliczeniowego i właściwego oszacowania danych wprowadzanych do obliczeń. Wartości parć działających na konstrukcję oporową zależą zwłaszcza od cech fizycznych i wytrzymałościowych gruntu takich jak: kąt tarcia wewnętrznego, spójność, ciężar objętościowy gruntu, czy ewentualny wskaźnik konsolidacji (OCR). W poprzednim rozdziale pokazano, że decydującym czynnikiem warunkującym bezpieczeństwo konstrukcji oporowej może być również nieprzewidziana w obliczeniach zmiana schematu statycznego spowodowana np. przegłębieniem wykopu bądź rozmyciem dna. Wartość i sposób obciążenia naziomu (uwzględniane np. jako zwiększona wysokość uskoku terenu) wpływają również na wartości parć.

3.2. Dane w obliczeniach geotechnicznych

Losowy charakter cech gruntu wymaga, przy zastosowaniu metod statystycznych w ocenie bezpieczeństwa, potraktowania ośrodka gruntowego jako przestrzennego pola losowego. Przy znajomości obszernego zbioru wyników badań polowych można określić dla cech gruntu miary zbiorowości: wartości średnie, wartości ekstremalne, wartości rozrzutu, wartości korelacji itd.

Metodologia określania miar zbiorowości dla parametrów geotechnicznych jest szeroko opisana w literaturze [14, 16, 29, 61, 64, 65]. Pewną trudność w dalszym ich stosowaniu stanowi różne definiowanie takich pojęć jak: wartość średnia, wartość najbardziej prawdopodobna, wartość charakterystyczna, czy wartość wyprowadzona [11].

Również określenie typu rozkładu prawdopodobieństwa cechy gruntu przy zazwyczaj skąpej liczbie próbek obarczone jest możliwością dużego błędu.

Generalnie można przyjmować, że parametry geotechniczne mają rozkład lognormalny lub normalny (ew. „obcięty" normalny, aby zapewnić zawsze nieujemne wartości cech gruntu). W pracach [2, 29] analizowano wpływ przyjętego typu rozkładu na obliczenia niezawodności. Co charakterystyczne – hipoteza o typie rozkładu jest zazwyczaj znacznie mniej istotna od dokładności oszacowania miar zbiorowości. W pracy [29] można znaleźć przykład, jak przyjęcie rozkładu lognormalnego dla współczynnika bezpieczeństwa prowadzi do wniosków niezgodnych z intuicją: współczynnik bezpieczeństwa (w postaci ilorazowej) równy F= 1,10 (przy współczynniku zmienności V_F=50%) daje prawdopodobieństwo awarii większe od 50%. Generalnie jednak ten problem dotyczy przypadków, które nie mają zastosowania w praktyce projektowej.

Tabela 3.1. Współczynniki zmienności dla cech gruntu według [11].

X_i	X_{mi} (średnia)	V_{Xi}	Badania
c_u	< 50 kPa	0,26 – 0,82	Kulhavy (1991); Cherubini (1992)
	50-150 kPa	0,19 – 0,66	
	150-300 kPa	0,19 – 0,53	
	> 300 kPa	0,13 – 0,41	
	bez podziału	0,12 – 0,85	Hammitt (1966); Grolimund i Recordon (1972); Alonso (1976); Fredlund i Dahlman (1977); Cassan (1979); Baghery (1980); Kulhavy (1992); Cherubini (1993); Meyerhof (1993, 1995)
		0,34	Becker (1996)
ϕ'	< 30°	0,03 – 0,15	Kulhavy (1991); Cherubini (1992)
	30 - 40°	0,10 – 0,22	
	bez podziału	0,05 – 0,25	Shultze (1972); Singh (1972); Harr (1977); Baghery (1980); Kulhavy (1992); Manoliu i Marcu (1993); Cherubini (1993); Meyerhof (1993, 1995)
		0,13	Becker (1996)
$\tan\phi'$		0,07 – 0,15	Lumb (1966); Shultze (1972); Alonso (1976); Kulhavy (1991)

Publikowane w literaturze współczynniki zmienności dla cech gruntu zestawili Cardoso i Fernandes [11].

Lancelotta [50] podaje współczynniki zmienności dla gruntów niespoistych rzędu 5-15% (rekomenduje 10%) dla kąta tarcia wewnętrznego i 1-10% (rekomenduje 3%) dla ciężaru objętościowego. Grunty spoiste wykazują większe współczynniki zmienności rzędu 10-55%, zwłaszcza dla spójności.

Należy zwrócić uwagę na wprowadzone przez Kulhavego i Cherubiniego rozróżnienie – większe współczynniki zmienności przypisuje się gruntom o większym kącie tarcia wewnętrznego, co stoi w sprzeczności z przyjętą w EC-7 procedurą wyznaczania wartości obliczeniowych.

3.3. Stany konstrukcji

W celu wykorzystania w obliczeniach geotechnicznych wyników badań opracowanych na podstawie statystyki, można na podstawie modeli niezawodnościowych określić prawdopodobieństwo spełnienia lub niespełnienia określonego kryterium bezpieczeństwa. Bezpieczeństwo będziemy definiować jako prawdopodobieństwo niespełnienia warunku stanu granicznego nośności lub użytkowania oraz korespondujący z nim wskaźnik niezawodności.

Stan konstrukcji może się zmieniać w sposób mniej lub bardziej ciągły - od stanu nienaruszonego, aż do katastrofy. Stan ten zależy od oddziaływań na konstrukcję, wytrzymałości materiału, błędów wykonawczych i innych wielkości zmiennych. Możliwe stany konstrukcji są procesami stochastycznymi w czasie i fizycznej przestrzeni $Z(t,x,y,z)$. W przestrzeni możliwych stanów osiągnięcie wytrzymałości konstrukcji modeluje się jako pewną powierzchnię graniczną. Jeżeli wytrzymałość jest losowa, to położenie powierzchni granicznej także jest losowe. Podstawowe (istotne dla bezpieczeństwa) wielkości zmienne reprezentowane są przez zmienne losowe Z_1, Z_2, ..., Z_n, stanowiące wektor losowy o określonym rozkładzie prawdopodobieństwa.

Brzeg pomiędzy stanami bezpiecznymi S_i i stanami awaryjnymi F_i w przestrzeni stanów „z" stanowi zbiór wartości granicznych. Można określić taką ciągłą funkcję stanów granicznych, dla której $g(z_i)= 0$ na powierzchni brzegowej. Jeżeli powierzchnię graniczną oznaczymy jako L_z, to:

$$g(z_i)>0, \quad z_i \in S$$

$$g(z_i)=0, \quad z_i \in L_z$$

$$g(z_i)<0, \quad z_i \in F$$

Funkcję g nazywa się funkcją stanu granicznego, zaś hiperpowierzchnię g(z) powierzchnią stanu granicznego.

Niezawodność p_R określa się jako prawdopodobieństwo, że punkt z_i w przestrzeni z będzie należeć do zbioru S, zaś $p_F = 1 - p_R$ jest prawdopodobieństwem awarii.

Termin „awaria" – a tym bardziej „katastrofa" – nie powinny być rozumiane zbyt dosłownie. Oznaczają one niespełnienie pewnego umownego warunku obliczeniowego, w tym również dla przemieszczeń (stan graniczny użytkowania).

3.4. Poziomy obliczeń niezawodności

W zależności od stosowanych miar metody niezawodności dzielą się na poziomy (rzędy):

1. Metody pierwszego rzędu (level I methods) – wykorzystują pojedynczą „charakterystyczną" wartość każdego niestałego parametru; przykładem metody są współczynniki obciążenia lub materiałowe.
2. Metody drugiego rzędu (level II methods) – wykorzystują dwa pierwsze momenty każdego losowego parametru (wartość średnia i wariancja) w powiązaniu z korelacją między parametrami (zazwyczaj kowariancja). Przykładem tej metody jest metoda wskaźnika niezawodności stosowana w niniejszej pracy. Obliczenia nie wymagają znajomości rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych, co jest o tyle istotne, że wobec skromnej informacji statystycznej wybór typu rozkładu może być obciążony znaczącym błędem.
3. Metody trzeciego rzędu (level III methods) – miarą niezawodności jest prawdopodobieństwo awarii p_f, i dlatego wymagają one znajomości rozkładów łącznych wszystkich wektorów losowych.

4. Metody wyższych rzędów (level IV methods) – są wykorzystywane do określenia niezawodności konstrukcji pod względem ekonomicznym, rozważając wydatki i zyski, utrzymanie, remont, konsekwencje zniszczenia, wartość społeczną; takimi konstrukcjami mogą być pojedyncze obiekty m.in. wiadukty autostradowe, wieże transmisyjne, elektrownie nuklearne.

Szczegóły zawierają prace [51, 58, 59, 68].

3.5. Miary niezawodności

Tradycyjnym deterministycznym oszacowaniem niezawodności jest określenie marginesu (zapasu) bezpieczeństwa SM jako funkcji granicznej: $SM = R - S$, gdzie:

R – wytrzymałość (opór stawiany oddziaływaniom na konstrukcję)

S – obciążenie działające na konstrukcję.

Warunek bezpieczeństwa ma tutaj postać $SM = g(r, s) = r - s$, a ogólnie: $SM = g(Z_i)$

Innym tradycyjnym podejściem jest oszacowanie współczynnika bezpieczeństwa $F=R/S$ (wtedy $g(Z_i) = F(Z_i)-1$).

Takie określenie niezawodności umożliwia tylko stwierdzenie, czy konstrukcja jest w stanie bezpiecznym, czy uległa umownej awarii. Nie określa jednak, w jakim stopniu jest bezpieczna, ani nie pozwala na porównanie stopnia bezpieczeństwa różnych konstrukcji. Wartość zapasu bezpieczeństwa zależy od sposobu opisu modelu, a nawet od wyboru jednostek. Szereg przykładów ilustrujących niejednoznaczności powyższej metody w odniesieniu do projektowania konstrukcji oporowych podają Smith [80] i Cherubini [15].

Bezwymiarowy wskaźnik niezawodności (*reliability index*) wprowadzono dla bardziej obiektywnego określenia stopnia bezpieczeństwa ustroju. Opracowano szereg metod określania tego wskaźnika w zależności od posiadanych danych wejściowych, m.in. rodzaju i trudności w ustalaniu funkcji stanu granicznego konstrukcji.

Ideą metody określania wskaźnika niezawodności jest przedstawienie wszystkich zmiennych mających wpływ na niezawodność konstrukcji za pomocą wartości oczekiwanych (pierwszy moment) oraz kowariancji (drugi moment) wprowadzanych

parametrów (zmiennych losowych Z_i). Obliczenia tej metody są „bezrozkładowe", to znaczy nie wymagają hipotez o typie rozkładu prawdopodobieństw.

Według Cornella wskaźnik niezawodności przyjmuje postać:

$$\beta_C = \frac{E[R] - E[S]}{\sqrt{Var[R] + Var[S]}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Wskaźnik w tej postaci można wprowadzić jeżeli R i S są niezależne, M = R - S oraz gdy powierzchnia graniczna jest płaszczyzną, czyli ma formę liniową

$$g(z_i) = a_0 + \sum_{i=1}^{n} a_i \cdot z_i \, .$$

Gdy funkcja $g(z_i)$ jest nieliniowa, wg Rżanicyna rozwija się ją w szereg Taylora w otoczeniu punktu wartości oczekiwanej z i zachowuje się tylko człony liniowe. Wskaźnik niezawodności β oblicza się jak w przypadku liniowym. Margines bezpieczeństwa ma wtedy postać:

$$M_{FO} = g(z) + \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial g}{\partial z_i}(z)(Z_i - z_i)$$

W przypadku wielowymiarowym Hasofer i Lind [37] zaproponowali niejednorodne liniowe odwzorowanie zmiennych losowych $z = (z_i)$ na zestandaryzowane, nieskorelowane zmienne $X=(X_i)$:

$$X=A(Z-E[Z])$$

gdzie A jest pewną macierzą ortogonalną. Macierz A jest tak dobrana, że nowe zmienne losowe $X_1, X_2, \ldots, X_n$ są standardowymi, nieskorelowanymi zmiennymi losowymi.

Dzięki temu punkt wartości oczekiwanej w przestrzeni *z* jest odwzorowany jako początek układu współrzędnych w przestrzeni x, powierzchnia graniczna L_Z jako powierzchnia graniczna L_X. Odległość od powierzchni granicznej L_X może być mierzona przez funkcję wskaźnika niezawodności

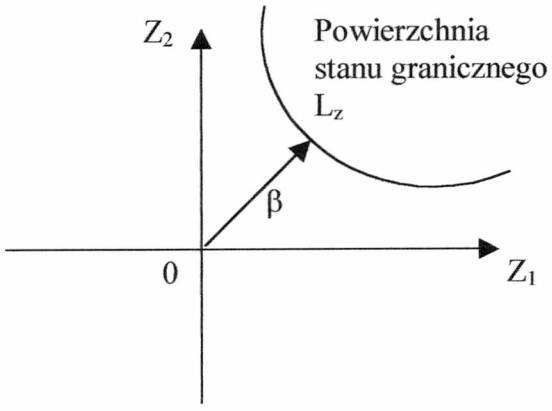
$$\beta(x) = (x^T x)^{1/2}, \quad x \in L_X$$

oraz równorzędnie

$$\beta(z) = [(z-E[Z])^T C_z^{-1} (z-E[Z])]^{1/2}, \; z \in L_Z$$

Wskaźnik niezawodności Hasofera-Linda definiuje się jako najmniejszą odległość punktu na powierzchni granicznej od początku układu współrzędnych (Rys. 3.2.), gdzie punkt 0 reprezentuje wektor wartości oczekiwanych

$$\beta_{HL} = \min \beta(z), \quad z \in L_Z$$



Rys. 3.2.. Graficzna ilustracja wskaźnika niezawodności β_{HL}.

W celu ustalenia punktu obliczeniowego x^* stosuje się zazwyczaj metody numeryczne. W szczególnym przypadku, kiedy powierzchnia graniczna jest płaszczyzną (hiperpłaszczyzną), indeks β_{HL} jest zgodny ze wskaźnikiem Cornella β_C.

Mimo dobrych wyników otrzymywanych na podstawie metody Hasofera-Linda, nie wszystkie przypadki mogą być przez nią rozpatrzone. Ma to miejsce np. gdy promień krzywizny powierzchni granicznej jest bliski wartości β_{HL}. Innym przypadkiem, którego nie można odzwierciedlić w obliczeniach β_{HL}, jest posiadanie przez funkcję wskaźnika niezawodności kilka lokalnych minimów. Dlatego przy korzystaniu z metody iteracji wymagane jest przeprowadzenie kilku obliczeń w celu określenia lokalnych wskaźników niezawodności β_1, β_2, ..., β_n. Wskaźnik niezawodności Hasofera-Linda wynosi: $\beta_{HL} = \min\{\beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_n\}$. W praktycznych obliczeniach niezawodności konstrukcji oporowych powierzchnia graniczna jest gładka i ma małą krzywiznę, a zatem pozwala na stosowanie metody Hasofera-Linda.

Koncepcja ta łatwo uogólnia się łączną analizę kilku kryteriów stanów granicznych $f_i(Z) = 0$ (tzw. multi-mode failure), gdzie np. w przypadku dwu kryteriów według Hasofera i Linda, por. [37], miarą bezpieczeństwa jest odległość β powierzchni granicznych od środka układu współrzędnych $(z_1,z_2)=(0,0)$ w abstrakcyjnej przestrzeni zmiennych (Z_1,Z_2).

Metoda te ma swoje wady: przy kilku funkcjach stanu granicznego f_i może być kilka punktów obliczeniowych w jednakowej odległości od początku układu współrzędnych, a niewielka zmiana wartości parametrów statystycznych może powodować bifurkacyjny przeskok pomiędzy tymi punktami obliczeniowymi na różnych krzywych f_i.

Dla celów praktycznych wygodne jest zastosowanie uproszczonej, oddzielnej analizy dla każdego warunku granicznego f_i, co odpowiada praktyce projektowej osobnego sprawdzania różnych kryteriów stanu granicznego – na ogół z różnymi cząstkowymi współczynnikami bezpieczeństwa dla tych samych podstawowych zmiennych losowych.

Istnieją również uogólnienia koncepcji Hasofera-Linda, gdzie miarą bezpieczeństwa jest pewna uśredniona (całkowo) odległość od obszaru S, a nie od krzywej granicznej L_z [28]. Zapewnia to lepszą stabilność numeryczną, ale znacznie komplikuje algorytmy obliczeniowe.

3.5.1. Metody FORM i SORM

FORM i SORM należą do metod trzeciego poziomu określania niezawodności konstrukcji. Metody te mogą być wykorzystane, jeżeli znane są zarówno rozkłady zmiennych losowych Z_i, jak i powierzchnia graniczna dzieląca przestrzeń Z na obszary bezpieczne i awaryjne. Miarą niezawodności jest prawdopodobieństwo awarii (zawodności, niespełnienia określonego kryterium granicznego)

$$p_F = 1 - p_R = \int_F f_z(z)dz$$

gdzie:

$f_z(z)$ – łączna funkcja gęstości prawdopodobieństwa wektora losowego *Z*

p_R – prawdopodobieństwo niezawodności.

Dla prostych przypadków, gdy występujące w zadaniu zmienne losowe są opisane niezależnymi rozkładami normalnymi, a powierzchnia graniczna jest hiperpłaszczyzną, prawdopodobieństwo awarii wynosi

$$p_F = \Phi^{-1}(-\beta_C)$$

gdzie:

Φ - dystrybuanta standardowego jednowymiarowego rozkładu normalnego

β_C - wskaźnik niezawodności Cornella

W przypadku, gdy zmienne losowe nie są opisane rozkładami normalnymi, istnieje potrzeba transformacji wektora zmiennych losowych na wektor zmiennych losowych opisanych rozkładem normalnym standaryzowanym

$$T: Z=(Z_1, Z_2, \ldots, Z_n) \rightarrow U=(U_1, U_2, \ldots, U_n)$$

Transformacja wspomniana wyżej jest prosta, gdy zmienne losowe są niezależne. Jeżeli zmienne losowe nie są niezależne, można zastosować transformację Rosenblatta, co jest na ogół trudne w praktycznym stosowaniu, ponieważ wymaga znajomości warunkowych rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych [28].

Po wyznaczeniu odległości β powierzchni granicznej od początku układu współrzędnych w odwzorowanej przestrzeni u, określa się prawdopodobieństwo awarii poprzez aproksymację pierwszego rzędu $\Phi(-\beta)$, która odpowiada linearyzacji powierzchni granicznej. Punkt minimalizujący funkcję graniczną opisaną w przestrzeni u jako: $g(z)=g(T^{-1}(u))=g_u(u)$ jest „punktem obliczeniowym" u^*. Metoda oparta na tej procedurze jest znana jako metoda FORM (first – order reliability method). Metoda, która wykorzystuje do aproksymacji powierzchni granicznej funkcję kwadratową zamiast liniowej, została nazwana metodą SORM (second – order reliability method). W prowadzonych analizach niezawodności konstrukcji oporowych i ich zakotwień zaobserwowano znikome różnice w wartościach wyznaczonych wskaźników niezawodności w zależności od stosowanej metody FORM lub SORM.

3.6. Teoria niezawodności w obliczaniu ścianek szczelnych

Wartość odległości β dla konstrukcji istniejących jest obliczana na podstawie przedstawionej wyżej analizy i liczba ta służy ocenie bezpieczeństwa *post factum*. W przypadku konstrukcji projektowanych kolejność jest zazwyczaj odwrotna: wartość β jest przyjmowana *a priori* i do tak przyjętego bezpieczeństwa dobiera się odpowiednie parametry konstrukcji.

Postulowana wartość β zależy od:

- konsekwencji przekroczenia stanu granicznego („zniszczenia konstrukcji") – zagrożenia życia, kosztu napraw bądź odtworzenia, czasu wyłączenia konstrukcji z eksploatacji.
- stopnia sygnalizowania przez konstrukcję zbliżania się do stanu granicznego,
- wiarygodności kryterium stanu granicznego dla modelu deterministycznego,
- wiarygodności oszacowanych parametrów statystycznych.

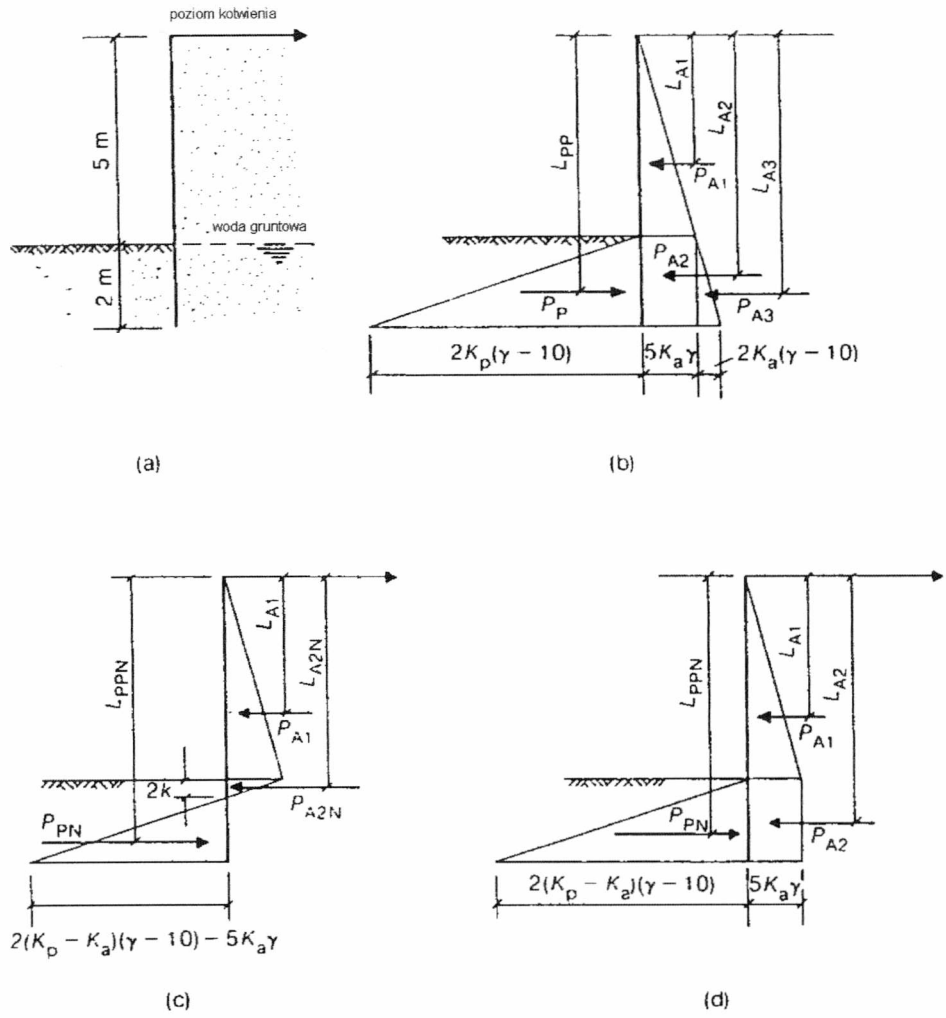
Wstępne studium ukazujące możliwości zastosowania metod teorii niezawodności do projektowania ścianek szczelnych opublikował w 1985 r. Smith [80]. W przedstawionych przykładach obliczeń prowadzonych metodą FESM pokazał, jak przyjęcie różnych schematów oceny niezawodności prowadzi do wyznaczenia różnych współczynników bezpieczeństwa (Rys. 3.3.).

Należy podkreślić, że wszystkie przeanalizowane schematy oceny niezawodności wykazują ten sam, liniowy wykres parcia gruntu na ścianę, czyli dotyczą tej samej sytuacji.

Smith przedstawił dwa przykłady: w jednym z nich rozpatruje ścianę kotwioną w poziomie terenu, pogrążoną w gruncie niespoistym na 2,0 m poniżej dna pięciometrowego wykopu.

Współczynnik bezpieczeństwa jest ilorazem momentów sił działających na ściankę względem miejsca kotwienia. $F=M_u/M_o$ gdzie: M_u jest momentem utrzymującym a M_o momentem obracającym ścianę. Wartości tak określonych współczynników bezpieczeństwa wynosiły $F_b=1,77$ dla schematu b) na Rys. 3.3. i odpowiednio $F_c=2,81$; i $F_d=1,82$ w pozostałych schematach. Przy zastosowaniu metody polegającej na poszukiwaniu wartości granicznej kąta tarcia wewnętrznego gruntu w momencie osiągnięcia stanu granicznego Smith otrzymał $F_3=\tan 35°/\tan 30°=1,21$.

Jednocześnie, dla każdego zastosowanego sposobu przedstawienia oddziaływań na ściankę, Smith wyznaczył wskaźnik niezawodności β zdefiniowany jako $\beta=\mu_z/\sigma_z$, gdzie $Z = R - S$ (według Cornella). Dla wszystkich schematów wynosił on $\beta=3,131$.



Rys. 3.3. Możliwe różne sposoby przedstawienia tych samych oddziaływań prowadzące do wyznaczenia różnych współczynników bezpieczeństwa

Założony algorytm iteracyjny pozwalał na prowadzenie obliczeń jedynie przy założeniu niezależności zmiennych losowych, co było jego istotnym mankamentem.

Wyniki przeprowadzonej przez Smitha, dla innego przykładu, analizy Monte Carlo pozwoliły na ocenę wpływu przyjętego założenia o niezależności zmiennych. Jakkolwiek autor nie podał korelacji między parametrami, to uzyskany wskaźnik niezawodności równy β=3,799 (bez korelacji β=4,066) pokazuje, że nie należy tego czynnika lekceważyć. Należy zauważyć, że w tym przypadku zmiana wskaźnika niezawodności β o 7% oznacza ponad trzykrotny wzrost prawdopodobieństwa awarii.

Smith zasugerował, że jeden – precyzyjnie zdefiniowany i niezależny od sposobu przedstawienia parć – wskaźnik niezawodności β jest „bardziej naturalną" miarą bezpieczeństwa, niż szereg globalnych współczynników bezpieczeństwa zależnych od

przyjmowanego schematu obliczeniowego. Jednocześnie, wyznaczenie wskaźników wrażliwości dla wszystkich zmiennych losowych pozwala na dobór wartości wskaźnika niezawodności i optymalne projektowanie dla wymaganego poziomu bezpieczeństwa.

Praca wywołała szeroki oddźwięk [80]. Bolton podkreślił, że globalne współczynniki bezpieczeństwa, jakkolwiek można je różnie definiować, nie mają jedynie za zadanie zabezpieczenie konstrukcji przed awarią. Dodatkową funkcją globalnego współczynnika bezpieczeństwa jest ograniczenie naprężeń w podłożu do wartości, których zmobilizowanie nie wymaga znacznych deformacji. Jest to szczególnie istotne w przypadku konstrukcji oporowych. Podstawową przesłanką ograniczającą stosowanie wskaźnika niezawodności β wydawała się być ograniczona liczba zmiennych wprowadzanych do obliczeń. W szczególności nie analizowano takich czynników jak:

- zmiana poziomu wody gruntowej (przed lub za ścianą),
- zmniejszenie głębokości zapuszczenia ściany spowodowane podmyciem lub przypadkowym przegłębieniem wykopu,
- wystąpienie obciążenia na naziomie, co jest równoważne zwiększeniu wysokości uskoku terenu.

Orr [80] przedstawił odmienne określenie mechanizmu zniszczenia (kinematyczne), powodujące wyznaczenie odmiennych wartości wskaźnika niezawodności. Podkreślił również znaczenie uwzględnienia wzajemnej korelacji współczynników parcia za i przed ścianą. Przyjęcie K_a i K_p jako niezależnych zmiennych losowych może powodować niebezpieczne zawyżenie wskaźnika niezawodności. Możliwość uznaniowego pomijania bądź uwzględniania czynników losowych i ich wzajemnej korelacji wymaga jednakowej uwagi przy określaniu wskaźnika niezawodności, jak i tradycyjnych globalnych współczynników bezpieczeństwa. Orr pokazał, że metody probabilistyczne pozwalają na poprawne wyznaczenie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa oraz, że w projektowaniu konstrukcji oporowych poddanych zarówno parciom jak i odporowi gruntu dopuszczalne jest pomijanie losowości ciężaru gruntu.

Ramachandran [80] podkreślił znaczenie właściwego wyboru algorytmu iteracyjnego, sugerując stosowanie algorytmu Hasofera i Linda. Algorytm Hasofera i Linda pozwala na uwzględnianie wzajemnej korelacji zmiennych w sposób łatwiejszy i znacznie efektywniejszy niż stosowanie symulacji Monte Carlo. Ramachandran pokazał jak

ujemna korelacja K_a i K_p prowadzi w przykładzie Smitha do wyznaczenia prawdopodobieństwa awarii większego o rząd wielkości (0,0072 wobec 0,000872 u Smitha). Jednocześnie zasugerował (podobnie jak Orr) przyjmowanie do obliczeń zmiennej losowej w postaci kąta tarcia wewnętrznego i wynikających z niego współczynników parcia i odporu. Jakkolwiek sama propozycja, aby współczynniki parcia i odporu przyjmować według Ponceleta (z czego Ramachandran się w kolejnej pracy [71] wycofał) może budzić spore wątpliwości (nieracjonalnie duże wartości współczynników odporu przy przyjęciu dużej szorstkości ściany), to przeniesienie uwagi na jedną zmienną - kąt tarcia wewnętrznego - ma istotne walory praktyczne, takie jak możliwość zaproponowania jednej wartości współczynnika cząstkowego.

Kolejna, obszerniejsza praca Ramachandrana z 1988 r. [71] potwierdziła możliwość stosowania rozkładu normalnego dla kąta tarcia wewnętrznego gruntu w obliczeniach niezawodności ścian szczelnych. Podobne wyniki uzyskiwali Tejchman i Bielski w analizie niezawodności ścian oporowych [2]. Również norma ISO [103] zaleca stosownie tych rozkładów w opisie zmiennych podstawowych. Kolejny raz wykazano, że niedopuszczalne jest traktowanie parć i odporów jak niezależnych zmiennych losowych.

3.6.1. Współczynniki wrażliwości.

Znajomość wrażliwości wskaźnika niezawodności na zmienność danego parametru losowego może przynosić wiele istotnych informacji. Pozwala np. na poprawne zdefiniowanie podstawowych zmiennych losowych do obliczeń (eliminację z obliczeń zmiennych, których losowość jest nieistotna z punktu widzenia bezpieczeństwa) i pozwala skoncentrować uwagę projektanta na ich lepszym opisie.

Jeśli $\tau=(\tau_k)$ oznacza zbiór stałych parametrów i $p_F(\tau)=\int_V f_x(x/\tau)dx$, to wrażliwość prawdopodobieństwa awarii ze względu na parametr τ_k definiujemy jako $\alpha_{\tau_k}=\frac{\partial p_F(\tau)}{\partial \tau_k}$.

Współczynnik α jest ogólnym sformułowaniem wrażliwości danego parametru. Współczynnik ten może być interpretowany również jako cosinus kierunkowy wektora wyznaczonego przez odległość punktu 0 od powierzchni stanu granicznego, Rys. 3.2.

Kiedy nie można w prosty sposób zdefiniować funkcji opisującej powierzchnię stanu granicznego, a zarazem podstawowe zmienne losowe są niezależne (co w projektowaniu konstrukcji oporowej jest najczęściej prawdą), to analizę wrażliwości prowadzić można na bazie metody Duncana [20] w następujący sposób:

- wyznaczyć wartość poszukiwaną (np. współczynnik bezpieczeństwa F lub zapas bezpieczeństwa SM) dla wartości średnich $\overline{X}_k$ wszystkich losowych danych wprowadzanych do obliczeń,
- wyznaczyć wartość poszukiwaną (np. F) podstawiając za kolejne zmienne wartości $\overline{X} \pm \sigma_x$ (w sumie 2×N obliczeń gdy liczba zmiennych wynosi N), $\overline{X}$ jest wartością średnią zmiennej losowej a σ_X odchyleniem standardowym.
- określić zmianę wartości poszukiwanej w zależności od zmian poszczególnych parametrów np. $\Delta F_k = F(\overline{X}_k + \sigma_{Xk}, \overline{X}_i) - F(\overline{X}_k - \sigma_{Xk}, \overline{X}_i)$
- obliczyć odchylenie wartości poszukiwanej ze wzoru:

$$\sigma_F = \sqrt{\sum \left(\frac{\Delta F_k}{2} \right)^2} \quad \text{i współczynnik } V_F = \frac{\sigma_F}{F(\overline{X})}$$

- oszacowanie wartości średniej poszukiwanej wartości oraz oszacowanie jej odchylenia standardowego pozwala (gdy jest to np. F lub SM) na oszacowanie wskaźnika niezawodności odpowiednio ze wzorów:

$$\beta(F) = \frac{\ln\left(\frac{F(\overline{X})}{\sqrt{1 - V^2}} \right)}{\sqrt{\ln(1 + V^2)}} \qquad \beta(SM) = \frac{SM(\overline{X})}{\sigma_{SM}}$$

Otrzymane wartości wskaźnika niezawodności są oczywiście zależne od przyjętej hipotezy o typie rozkładu F lub SM, pozwalają jednak na oszacowanie bezpieczeństwa w sposób bardziej obiektywny niż na podstawie wartości F lub SM.

Można zauważyć, że wykonane obliczenia pozwalają ponadto obliczyć w sposób uproszczony parametr definiujący wrażliwość wyznaczanej wartości (np. współczynnika bezpieczeństwa lub zapasu bezpieczeństwa) na zmienność k-tej zmiennej podstawowej

$$\alpha_{Fk} = \frac{\Delta F_k}{2 \cdot \sigma_F} \qquad \alpha_{SMk} = \frac{\Delta SM_k}{2 \cdot \sigma_{SM}}$$

Tak zaproponowane współczynniki wrażliwości mają własności $\sum \alpha_{Fk}^2 = 1$ i $\sum \alpha_{SMk}^2 = 1$, jednocześnie dla prostych sytuacji geotechnicznych można pokazać, że nie zależą one istotnie od sposobu ich wyznaczania (dla F lub SM). W kolejnych rozdziałach pracy zostaną przedstawione przykłady obliczeń wyżej zdefiniowanych współczynników wrażliwości i ich porównanie z wartościami wyznaczonymi według propozycji Hasofera i Linda (specjalistycznym programem COMREL).

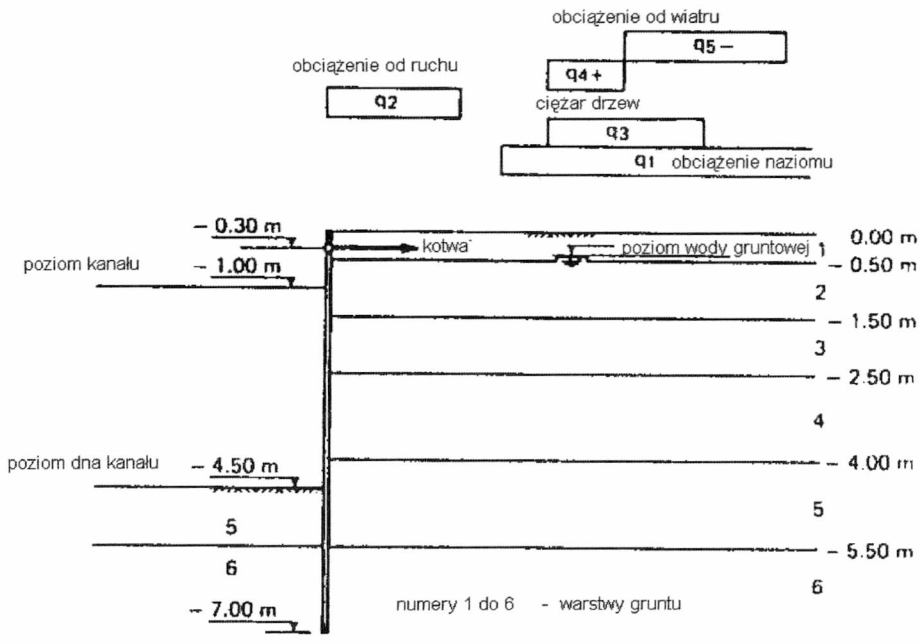
Odmienne sformułowanie współczynników wrażliwości podaje Lancelotta [50]. Jeżeli warunek stanu granicznego zapisany jest w postaci $\gamma_R \cdot E(R) - \gamma_S \cdot E(S) = 0$ to można wprowadzić współczynniki wrażliwości:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{i} \quad \alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

i udowodnić, że współczynniki cząstkowe wynoszą:

$$\gamma_R = 1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot v_R \quad \text{i} \quad \gamma_S = 1 + \alpha_S \cdot \beta \cdot v_S$$

Bardzo istotny wkład w badania nad możliwości zastosowania metod teorii niezawodności do projektowania ścian szczelnych zawierała praca De Quelerija [21] z 1989 r. Na prostym przykładzie nabrzeża (Rys. 3.4.) pokazano możliwość uwzględnienia w obliczeniach wskaźnika niezawodności wpływ wielu zmiennych.



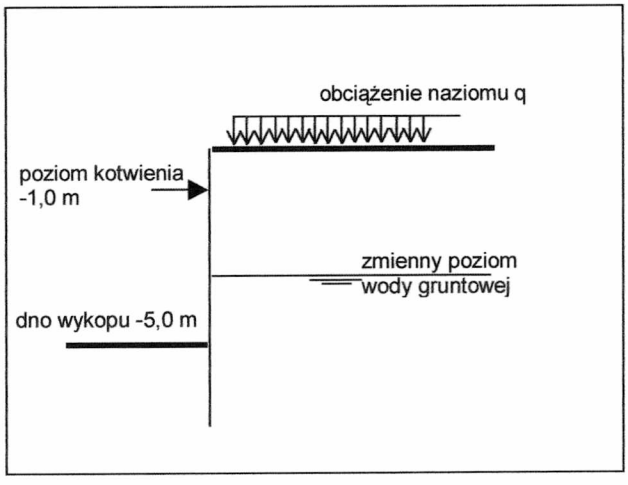
Rys. 3.4. Przykład DeQuelerija – niezawodność nabrzeża [21].

Obok parametrów gruntu i pionowych obciążeń na naziomie rozpatrzono wpływ czynników geometrycznych, takich jak:

- poziom wody w kanale,
- poziom wody w gruncie za ścianą,
- rozmycie dna kanału.

Jedynymi stałymi parametrami obliczeń były długość wprowadzanych ścianek szczelnych i poziom kotwienia. Wyznaczenie współczynników wrażliwości dla analizowanego modelu pozwoliło na ustalenie, które z nich należy traktować jako podstawowe zmienne losowe. Oszacowano ponadto zmiany współczynników wrażliwości i samego wskaźnika niezawodności przy nieznacznych zmianach samego modelu (np. po usunięciu drzew na nabrzeżu, przy przedłużeniu ściany lub wzmocnieniu parametrów gruntu w podłożu). Przeprowadzono następnie studium parametryczne dla uzyskania wartości współczynników cząstkowych dla kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Zaobserwowano, że obok tych zmiennych, praktycznie każdy analizowany model wykazuje wysoką wrażliwość na przegłębienie wykopu (kanału) i zarazem bardzo małą wrażliwość na ciężar objętościowy gruntu. Mankamentem pracy było pominięcie we wnioskach możliwości postulowania współczynników cząstkowych dla schematu statycznego.

Wątpliwości Boltona [80], dotyczące braku dostatecznej weryfikacji metod teorii niezawodności w odniesieniu do prognozowanych deformacji, potwierdza częściowo praca Porsviga i Thorsena [66]. W pracy analizowano wpływ podniesienia zwierciadła wody gruntowej za ścianką szczelną na niezawodność zakotwienia (zmianę wskaźnika niezawodności β).



Rys. 3.5. Przykład Porsviga i Thorsena [66]

W przedstawionym przykładzie pokazano, że standardowa duńska procedura projektowa (współczynniki cząstkowe dla q, Φ i c oraz siły w zakotwieniu), przy obserwowanych typowych wartościach zmienności parametrów losowych, pozwala na zaprojektowanie zakotwienia o wskaźniku niezawodności np. równym 5,32. Jednocześnie możliwa zmiana poziomu wody gruntowej (przyjmowanego w obliczeniach jako wartość niezmienna) może prowadzić do obniżenia wskaźnika niezawodności do np. 3,52. Jakkolwiek nie musi to prowadzić do awarii, to jednak oszacowane dla takiej sytuacji przemieszczenia poziomu kotwienia mogą być niedopuszczalne dla np. otaczającej zabudowy. W pracy oszacowano również, jaki wpływ na wartości przemieszczeń w poziomie zakotwienia miałoby projektowanie zakotwienia na wskaźnik niezawodności równy β=4,2 ; który odpowiada postulowanemu prawdopodobieństwu awarii zakotwienia równemu 10^{-5}. Obliczenia wykazały, że zmiana metody obliczeń prowadziłaby do wzrostu przemieszczeń o ok. 70%. Taki wynik wskazuje na konieczność weryfikacji metod teorii niezawodności również pod kątem możliwych deformacji.

Wspólną cechą przedstawionych wyżej prac, niezależnie od pewnych różnic w metodologii podejścia do problemu, jest operowanie na ograniczonej liczbie, niekoniecznie tych samych, podstawowych zmiennych losowych. Prowadzi to do znacznego rozrzutu otrzymywanych wartości wskaźnika niezawodności β.

Według Meyerhofa [58, 59], gdy ograniczenia nie są bardzo restrykcyjne, uzasadniona wydaje się propozycja: β = 2,0 (p_f = 0,02) dla wymaganego „przeciętnego" poziomu bezpieczeństwa, β = 3,0 (p_f = 0,001) dla „podwyższonego" poziomu bezpieczeństwa.

Dla gaussowskich zmiennych losowych i liniowej funkcji stanu granicznego odpowiada to umownemu prawdopodobieństwu awarii p_f jak wyżej[1].

I tak zagłębienie gwarantujące wskaźnik niezawodności β = 3,0 można uznać za całkowicie bezpieczne, a zarazem wartość β = 3,52 określona dla wytrzymałości zakotwienia jest wartością w wielu przypadkach niedopuszczalną ze względu na występujące znaczne przemieszczenia poziome. Taka rozbieżności interpretacji wydaje się potwierdzać zastrzeżenia Boltona [80.], który podkreślał fakt dostatecznej kalibracji i

---

[1] w przestrzeni n-wymiarowej, n >2, rolę linii prostej pełni hiperpłaszczyzna

weryfikacji metod tradycyjnych, opartych na globalnych współczynnikach bezpieczeństwa, również w zakresie analizy deformacji. Nie dyskwalifikuje to oczywiście metod niezawodnościowych, wymaga jednak świadomości projektantów, co do możliwych przemieszczeń związanych z projektowaniem na określony poziom bezpieczeństwa.

Podsumowując: W obliczeniach niezawodności szczególnie trudno jest uwzględnić przemieszczenia ścianki i przyległego terenu. Nie wynika to z ograniczeń matematycznych (funkcja g może być związana ze stanem granicznym użytkowania), ale z samym modelem fizycznym, który operuje tylko obciążeniami.

Uwzględnienie losowości danych w analizie sprężysto-plastycznej, pozwalającej na oszacowanie deformacji jest trudne i wymaga bądź stosowania wyrafinowanych technik (stochastyczna MES) bądź poszukiwania tzw. powierzchni odpowiedzi modelu (response surface) np. z wykorzystaniem sieci neuronowych. Inne przykłady analiz niezawodności konstrukcji oporowych zawierają prace [17, 81].

W pracach [10,68] sygnalizowano, że wskaźniki niezawodności dla posadowienia bezpośredniego (ław i stóp fundamentowych) przy wykorzystaniu normowego warunku stanu granicznego nośności są stosunkowo niskie w porównaniu z innymi konstrukcjami budowlanymi (konstrukcje stalowe, czy żelbetowe). Również podkreślano często, że otrzymywane przez niektórych autorów wysokie wskaźniki bezpieczeństwa wynikają jedynie z zaniedbania szeregu zmiennych czynników.

Obie uwagi są prawdziwe, ale jest jeszcze trzeci bardzo istotny czynnik: większe wartości wskaźników niezawodności (porównywalne ze wskaźnikami innych konstrukcji budowlanych) osiąga się stosując lokalne uśrednienie przestrzenne dla parametrów geotechnicznych wykorzystywanych w obliczeniach.

3.6.2. Lokalne uśrednienie przestrzenne pola losowego

Załóżmy, że parametr gruntu X opisany jest przez jednorodne pole losowe X(x,y,z), o funkcji kowariancji $R(\Delta x,\Delta y,\Delta z) = \sigma^2 \cdot \rho(\Delta x,\Delta y,\Delta z)$, gdzie σ^2 jest wariancją pola X, zaś ρ jego funkcją korelacji. Lokalne uśrednienie przestrzenne, zaproponowane przez

Vanmarcke'a [85], polega na wprowadzeniu nowego pola (tzw. pola ruchomej średniej) określonego jako $X_V = \frac{1}{V}\iiint_V X(x,y,z)dxdydz$

Dzięki własności jednorodności pole losowe X_V ma taką samą wartość oczekiwaną jak X, ale zmienia się jego wariancja, którą można zapisać w postaci: $VAR[X_V] = \sigma_V^2 = \gamma(V)\sigma^2$.

Wzór ten definiuje funkcję $\gamma(V) < 1$, tzw. funkcję redukcji wariancji, określającą zmniejszanie się wariancji punktowej σ^2 po zastosowaniu lokalnego uśrednienia przestrzennego w objętości V. W dalszej części pracy rozważania będą ograniczone do przypadku jednowymiarowego, czyli do funkcji losowej jednej zmiennej. Zmienna ta będzie identyfikowana z głębokością mierzoną w stosunku do poziomu terenu. Można bowiem pokazać, że lokalne uśrednienie względem głębokości ma największy wpływ na wskaźniki niezawodności i prawdopodobieństwa awarii w przypadku konstrukcji oporowych. Wynika to zarówno z genezy gruntu (sedymentacja), jak i analizowanych przypadków utraty stateczności (Fellenius, Coulomb). Analogicznie w przypadku np. osiadań fundamentów, czy sił w fundamentach na podporach o losowej podatności, model obliczeniowy „tłumi losowość" zmiennych wprowadzanych do obliczeń.

Funkcję redukcji wariancji można powiązać z funkcją korelacji ρ następującą zależnością $\gamma(T) = \frac{2}{T}\int_0^T \left(1 - \frac{\Delta z}{T}\right)\rho(\Delta z)d\Delta z$, [85] przy czym T jest tu jednowymiarowym obszarem (przedziałem) lokalnego uśrednienia. Dla praktycznych zastosowań, w których niezbędne jest nadanie związkom korelacyjnym konkretnej postaci wraz z identyfikacją ich parametrów, wygodnie jest posłużyć się tzw. skalą fluktuacji, zwaną też promieniem korelacji. Parametr ten można interpretować jako wielkość obszaru, w którym korelacja wzajemna jest istotna. Wyraża się on następującym wzorem:

$$\theta = \frac{2}{\sigma^2}\int_0^\infty R(\Delta z)d\Delta z = 2\int_0^\infty \rho(\Delta z)d\Delta z$$

Można pokazać, że skala fluktuacji może być wyznaczona jako następująca granica: $\theta = \lim_{T\to\infty} T\gamma(T)$, lub $\gamma(T) = \theta/T$, $T \to \infty$ o ile granica ta istnieje.

Funkcja redukcji wariancji oraz skala fluktuacji są ściśle związane z funkcją kowariancji R lub funkcją korelacyjną ρ rozpatrywanego pola losowego. Funkcje te muszą być przyjęte arbitralnie, a jedynym wymogiem natury matematycznej jest ich dodatnia określoność. Natomiast występujące w nich parametry muszą być estymowane na podstawie badań eksperymentalnych danego parametru. Często stosuje się stacjonarne pola losowe (także do opisu parametrów podłoża) z funkcją kowariancji postaci: $R(\Delta z) = \sigma^2 \exp[-a(\Delta z)^2]$, gdzie a jest parametrem, który musi być znaleziony drogą doświadczalną. W tym przypadku skala fluktuacji $\theta = \sqrt{\frac{\pi}{a}}$ oraz funkcja redukcji wariancji $\gamma_1(T) = \frac{\sqrt{\pi a}T \cdot \mathrm{erf}(\sqrt{a}T) - 1 + \exp(-aT^2)}{aT^2}$

gdzie: $\mathrm{erf}(t) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^t e^{-x^2} dx$

W praktyce stosuje się najczęściej uproszczony kształt funkcji redukcji wariancji:

$$\gamma_2(T) = \begin{cases} 1 & \text{dla } T < \theta \\ \frac{\theta}{T} & \text{dla } T \geq \theta \end{cases}$$

albo

$$\gamma_3(T) = \begin{cases} 1 & \text{dla } T < \theta/2 \\ \frac{\theta}{T}\left(1 - \frac{\theta}{4T}\right) & \text{dla } T \geq \theta/2 \end{cases}$$

3.6.3. Oszacowanie skali fluktuacji

Funkcję korelacji, funkcję redukcji wariancji i skalę fluktuacji można oszacować na przykład na podstawie badań sondą stożkową CPT lub sondą dynamiczną.

Wartości skali fluktuacji, jako ogólnego parametru zmienności podłoża, są szacowane różnie, lecz generalnie nie odbiegają znacznie od 1,0 m, np.: Vanmarcke- 1,20 m, Wu - 0,79 m, Matsuo, Asaoka - 1,25 m, Alonso, Krizek - 1,0 m, Gao, Li - 0,6-1,2 m. Podane wartości opisują autokorelację parametrów podłoża w kierunku pionowym. W kierunku poziomym skala fluktuacji jest szacowana na kilkadziesiąt metrów [18] i ze względu na

wymiar pola losowego analizowanego w typowych problemach geotechnicznych może być ignorowana (funkcja redukcji wariancji bliska jest jedności).

W przypadku konstrukcji oporowych poddanych parciom gruntu, który można potraktować jak jednorodne pole losowe bez zdeterminowanych powierzchni poślizgu obszar lokalnego uśrednienia T można przyjmować równy wysokości ściany, bądź długości coulombowskiego klina odłamu. Przykładowo dla ściany o wysokości 10 m przy założonej skali fluktuacji 0,80 m (źródła podają 0,5 m do 2,0 m) otrzymuje się wartości funkcji redukcji wariancji według podanych wyżej propozycji równe odpowiednio: $\gamma_1 = 0{,}077$ lub $\gamma_2 = 0{,}078$ lub $\gamma_3 = 0{,}080$. Oznacza to redukcję odchylenia standardowego kąta Φ z wartości σ do wartości poniżej $0{,}3 \cdot \sigma$.

Dla ściany o wysokości 5 m redukcja odchylenia standardowego kąta Φ wynosi ok. 60%: z wartości σ do wartości poniżej $0{,}4 \cdot \sigma$.

W praktyce obliczenia z uwzględnieniem skali fluktuacji prowadzone są głównie w odniesieniu do stateczności skarp i zboczy [18], gdzie wymiar przedziału lokalnego uśrednienia jest duży (np. powierzchnia kołowych linii poślizgu). Uwzględniając redukcję wariancji należy też pamiętać o możliwym występowaniu osłabionych powierzchni poślizgu. Należy zauważyć, że wpływ redukcji wariancji maleje wraz z wymiarem przedziału lokalnego uśrednienia (zsuwy powierzchniowe). Stosunkowo nieliczne są prace, w których analizowany jest wpływ skali fluktuacji na niezawodność fundamentów bezpośrednich. Wynika to głównie z mniej istotnego niż w przypadku zagadnień stateczności skarp, czy parć na konstrukcje oporową, wpływu redukcji wariancji [18].

Problem lokalnego uśrednienia przestrzennego parametrów geotechnicznych w odniesieniu do projektowania pogrążonych w gruncie konstrukcji oporowych ze ścianek szczelnych przedstawił Cherubini w obszernej pracy prezentującej różne metody obliczeniowe oraz dyskusję stosowanych współczynników bezpieczeństwa [15]. Praca ta zawiera również przykład oszacowania bezpieczeństwa konstrukcji w oparciu o metody teorii niezawodności. Obliczenia prowadzone dla zaledwie jednego parametru losowego (kąta tarcia wewnętrznego) nie miały waloru pełnej analizy probabilistycznej, pozwoliły

jednak na wykazanie istotnego wpływu skali fluktuacji podłoża na szacowane bezpieczeństwo konstrukcji.

Cherubini [15] zakładał skalę fluktuacji (pionową) równą $\theta_{\Phi V}$=0,5 m lub $\theta_{\Phi V}$=1,0 m, współczynniki zmienności równe 10% i 20% oraz dwie, skorelowane z kątem tarcia wewnętrznego gruntu niespoistego wartości kata tarcia o ścianę oporową równe $\delta=\Phi/2$ i $\delta=\Phi$. Współczynniki parcia przyjmowane według tablic Caquot i Kerisela aproksymowano funkcjami wymiernymi. Funkcję redukcji wariancji przyjęto jak przedstawiona wyżej $\gamma_3(T)$.

Wyniki obliczeń prowadzonych z wykorzystaniem programu COMREL [104] pozwoliły na wykazanie szeregu intuicyjnie wyczuwalnych prawidłowości. Wysokie wartości (zmieniających się prawie liniowo z głębokością) globalnych współczynników bezpieczeństwa F i wskaźników niezawodności β uzyskiwano dla:

- większych wartości średnich Φ
- większego tarcia gruntu o ścianę,
- mniejszych współczynników zmienności dla Φ
- mniejszych wartości skali fluktuacji.

Bliższa analiza otrzymanych rezultatów pozwala ponadto na wyciągnięcie dodatkowego wniosku, mającego istotne implikacje w praktyce projektowej. Mniejsze wartości skali fluktuacji (0,50 m) przy większym współczynniku zmienności kata tarcia wewnętrznego gruntu (20%) dają porównywalne wartości wskaźnika niezawodności jak obliczenia prowadzone dla skali fluktuacji równej 1,0 m przy mniejszej zmienności (10%) kata Φ. Wynika to bezpośrednio z postaci funkcji redukcji wariancji. Można zauważyć, że w pewnych sytuacjach wydzielanie warstw o małej miąższości i małej zmienności parametrów geotechnicznych nie prowadzi do istotnego podniesienia niezawodności projektowania jako, że przy stałej wartości skali fluktuacji i malejącym wymiarze pola losowego wartość funkcji redukcji wariancji zbiega do jedności. Równocześnie przyjęcie warstwy o większej miąższości i większej zmienności parametrów pozwala, przy uwzględnieniu redukcji tejże wariancji na uzyskanie porównywalnego wskaźnika niezawodności.

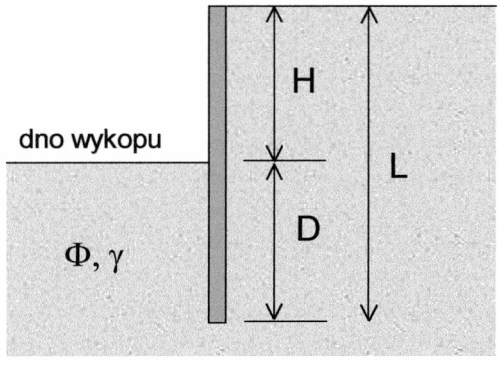
Cherubini [15], podobnie Smith [80], wykazał na prostym przykładzie, że analiza niezawodnościowa z uwzględnieniem skali fluktuacji jest możliwa. Jednocześnie ograniczenie obliczeń do jednej zmiennej losowej (wykorzystywany program COMREL pozwala na wprowadzenie każdej danej do obliczeń w postaci zmiennej o określonym rozkładzie) sprawiło, że aktualne są wszelkie zastrzeżenia, jakie wnoszono do pracy Smitha. Dotyczy to zwłaszcza niejednoznaczności wyznaczonego tak wskaźnika niezawodności, który byłby znacznie niższy, gdyby uwzględniono takie losowe wpływy, jak losowa głębokość wykopu, czy możliwość wystąpienia obciążenia na naziomie. Rozwinięcie obliczeń z wykorzystaniem szerszego zakresu zmiennych podstawowych będzie tematem kolejnych rozdziałów niniejszej pracy.

4. WSPORNIKOWE ŚCIANY OPOROWE

4.1. Rozpatrywane sytuacje geotechniczne i kryteria stanów granicznych

Rozpatrzono następujące sytuacje geotechniczne:

- dla ściany o ustalonym zagłębieniu D poniżej dna wykopu przyjmuje się zmienne wysokości uskoku terenu H, co może być też rozumiane jako losowe obciążenie naziomu,
- dla ściany o stałej długości L = D + H analizuje się wpływ możliwego przegłębienia wykopu (losowa głębokość wykopu H)
- dla ściany o losowym zagłębieniu D analizuje się wpływ losowej wartości wysokości uskoku terenu H,
- dla ściany o losowej długości L = D + H analizuje się wpływ przegłębienia wykopu,
- dodatkowo, we wszystkich zadaniach uwzględnia się losowość współczynnika parcia gruntu lub losowość kąta tarcia wewnętrznego.



Rys. 4.0. Schemat zadania przyjmowany do analiz

Zagadnienia rozwiązane w rozdziale 4 mają na celu wyspecyfikowanie zapasów bezpieczeństwa w projektowaniu ścian niekotwionych przy jawnym uwzględnieniu tarcia gruntu o powierzchnię ściany i uwzględnieniu losowości parametrów zadania. Wykazana również zostanie możliwość stosowania metod teorii niezawodności dla

konstrukcji, których rzeczywista praca jest odmienna od przyjmowanych powszechnie schematów obliczeniowych (ściany o relatywnie małej sztywności). Jest to możliwe za pomocą metody zaproponowanej przez autora w rozdziale 2.

Celem wstępnych obliczeń jest

- weryfikacja tzw. UK Method (UKM) dla niepodpartych i niekotwionych ścian szczelinowych o wspornikowym schemacie statycznym,
- uogólnienie metody na przypadek parametrów losowych, w tym:
  - kalibracja cząstkowych współczynników bezpieczeństwa metodami ścisłymi według algorytmu Hasofera i Linda,
  - sprawdzenie kalibracji programem do analizy losowej COMREL [104],
  - porównanie wyników z obliczeniami wskaźnika niezawodności i współczynników wpływu według propozycji Duncana [29].

Następnie można przeprowadzić uogólnienie metod zaproponowanych przez autora na przypadek podstawowych zmiennych losowych – kąta tarcia wewnętrznego, przegłębienia wykopu i długości ściany, wraz z obliczeniami wskaźnika niezawodności i współczynników wpływu według propozycji autora na bazie zaproponowanej przez Duncana metody wyznaczania wskaźnika niezawodności.

4.2. Weryfikacja UKM

Użyta w pracy deterministyczna metoda UKM służy do określania:

- niezbędnej długości ścianki (głębokość wbicia D poniżej dna wykopu) lub maksymalnej możliwej głębokości wykopu przy założonym D,
- maksymalnego momentu zginającego ściankę M_{max}.

Weryfikacja UKM polega na przeprowadzeniu kontrolnych obliczeń za pomocą analizy sprężysto-plastycznej programem PLAXIS v.7.11. Uzyskane wyniki mogą mieć zastosowanie do projektowania wspornikowych ścian szczelinowych lub ścian kotwionych – na etapie przed wykonaniem pierwszego rzędu kotwi lub rozpór. Przedstawiona metoda postępowania może być również (po wprowadzeniu nieznacznych

korekt modelu) zastosowana do stalowych ścianek szczelnych, które na ogół mają inną sztywność.

Wstępnie analizuje się przypadek deterministyczny – bez uwzględniania losowości parametrów i wymaganego zapasu bezpieczeństwa – oraz przypadek losowy. Obliczenia obejmują określenie kinematyki ścianki w czasie odkopywania i po osiągnięciu dna wykopu. Zasadniczą częścią obliczeń jest wyznaczenie wymaganej minimalnej głębokości zagłębienia D_{min} ściany w gruncie oraz momentu zginającego M_{max}.

4.2.1. Obliczenia sprężysto-plastyczne (MES)

Obliczenia prowadzi się w warunkach płaskiego stanu przemieszczenia dla modelowanego odkopywania ścianki. W zasięgu oddziaływania ścianki nie występuje poziom wody gruntowej.

Wstępnym etapem jest konsolidacja gruntu ciężarem własnym w warunkach stałego współczynnika rozporu bocznego K_o. Następnie usuwane są kolejno elementy skończone – warstwami o grubości 50 cm – co modeluje wykonywanie wykopu z jednej strony ścianki, por rys. 3.1÷3.4 w załączniku na końcu pracy. Obliczenia sprężysto-plastyczne przeprowadzane są na bazie tradycyjnego modelu Coulomba-Mohra o niestowarzyszonym prawie plastycznego płynięcia. Można zaproponować dwa sposoby postępowania w celu oceny stateczności ściany.

I sposób: dla ustalonej długości ścianki L, i po jej „odkopaniu" na konkretną głębokość H, zagłębienie ściany wynosi D = L – H. Następnie zmniejsza się stopniowo wartość kąta tarcia wewnętrznego Φ - aż do utraty stateczności dla pewnego Φ_{min}. Dla tak wzbudzonego stanu granicznego podłoża wyznacza się wartość Φ_{min} jako funkcję wartości D oraz H.

II sposób: ustala się kąt tarcia wewnętrznego Φ i całkowitą długość ścianki L, po czym należy „odkopywać" ściankę - aż do utraty stateczności dla pewnego H_{max}.

Stąd wyznacza się też wartość $D = L - H_{max}$, jako funkcję wartości kąta Φ.

W dalszych obliczeniach zastosowano sposób I, który pozwala lepiej uchwycić moment utraty stateczności ściany i podłoża oraz nie wymaga zmiany siatki MES.

4.2.2. Parametry geometryczne i gruntowe do analizy sprężysto-plastycznej

Grunty odpowiadają piaskom średnim, średnio zagęszczonym, mało wilgotnym: $\gamma = 18$ kN/m^3, $\Phi = 30^o$. Rozpatrywana wysokość ściany: L = 8,0m. Głębokość wykopu H: do 4,0 m (wariantowo do 5,0 m dla $\Phi = 42^o$). Łączny obszar dyskretyzacji MES 32 m × 14 m, przed ścianką od strony wykopu 18 m × 14 m, za ścianką 14 m × 14 m. Parametry i dane, które są konieczne w analizie sprężysto-plastycznej (a nie występują w modelu UK Method) przyjęto jako typowe – najbardziej prawdopodobne w analizowanych warunkach gruntowych. Są to następujące dane: spójność c =1 kPa ≈ 0 , $K_o = 0{,}50$, E = 50 MPa, $\nu = 0{,}30$, kąt dylatacji w niestowarzyszonym prawie plastycznego płynięcia $\psi = 0^o$, modelowana szorstkość powierzchni ściany $R_{int} \times tg\Phi$ (element kontaktowy $R_{int} = 0{,}1$), sztywność ścianki odpowiada betonowej ścianie szczelinowej o grubości 0,40m (B-20): EA = $1{,}08.10^7$ kN/m, EI = $1{,}44.10^5$ kNm^2/m .

Rysunki przedstawiające przykładowy przebieg obliczeń MES przedstawiono w załączniku na końcu pracy.

4.2.3. Porównanie wyników UKM oraz MES - Dyskusja ograniczeń

Porównanie bardzo uproszczonej, statycznie wyznaczalnej, UKM z bardziej realistycznymi obliczeniami za pomocą modelu sprężysto-plastycznego nie jest zadaniem prostym i może mieć jedynie dosyć umowny charakter.

Dzieje się tak głównie z następujących powodów.

Przyjęta procedura „osiągania stanu granicznego FS ≈ 1,0" wg sposobu I bazuje na rozwiązaniu numerycznym dla statecznego wykopu w gruncie o większym kącie tarcia wewnętrznego Φ . Po „dokonaniu wykopu", kąt Φ jest następnie fikcyjnie zmniejszany, co oznacza dosyć specyficzną trajektorię wymuszenia.

Dosyć trudne jest modelowanie zachowania się ściany o gładkiej powierzchni. Dla poprawy numerycznej zbieżności rozwiązań PLAXIS-a zaleca się [94] fikcyjne wartości c = 1 kPa > 0 w gruncie oraz $R_{int} = 0{,}1$ w elementach kontaktowych na powierzchni ściany (współczynnik tarcia gruntu o ścianę równy 0,1 × $tg\Phi$). W rzeczywistych sytuacjach projektowych wartości te są z reguły dużo większe, co nie stanowi

ograniczenia metody numerycznej. Takie dane – w małym stopniu, ale jednak – zaniżają wartości parcia i zawyżają wartości odporu gruntu w stosunku do rozwiązania Coulomba.

Dla celów porównań z UKM, gdzie zawsze c = 0, R_{int} = 0, należało więc przyjąć zwiększone wartości $\Phi^* > \Phi$, które dają najbardziej zbliżone wartości parć i odporów. To zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego w analizowanych przykładach wynosiło $1 \div 2^o$ dla kątów Φ mniejszych od 20° oraz ok. $2 \div 4^o$ dla większych kątów – sumie ok. 10%. Określono je na podstawie przyrównania numerycznie wyznaczonego parcia gruntu na poziomie dna wykopu z parciem czynnym Coulomba gruntu idealnie niespoistego na tym samym poziomie.

Grubość ściany s = 0,4m wpływa na występujące poziome obciążenia ściany, bo pod podstawą ściany pojawia się pozioma i pionowa reakcja podłoża - tak jak jest w rzeczywistości. Fikcyjne zmniejszenie grubości ściany s na przykład do 0,04m nie dało zadowalających rezultatów. Spowodowało natomiast nierealnie duże osiadania tej ściany i związane z tym uplastycznienie podłoża pod dolnym końcem ściany.

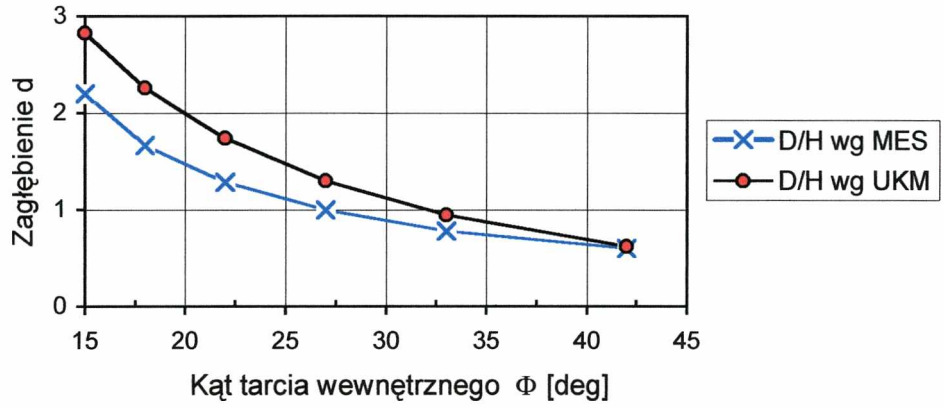
4.2.4. Zagłębienie ściany D wg MES i UKM

Wersja bez korekty kąta tarcia wewnętrznego

Oszacowania wymaganego minimalnego zagłębienia ściany poniżej dna wykopu można dokonać za pomocą wzoru D = d·H , zakładając konkretną projektowaną głębokość wykopu H. W wyniku obliczeń otrzymano następujące wartości bezwymiarowego współczynnika d, odpowiadające stanowi granicznemu gruntu wokół ściany (Tab.4.1., Rys.4.1).

Tab.4.1. Minimalne bezwymiarowe zagłębienie d = D/H ściany dla nie skorygowanych kątów tarcia wewnętrznego Φ

Kąt tarcia wewnętrznego Φ	15°	18°	22°	27°	33°	42°
Wg MES: d = D/H	2,20	1,67	1,29	1,00	0,78	0,60
Wg UKM: $d = D/H = \kappa D_o/H = 1{,}2\, d_o$	2,83	2,26	1,74	1,30	0,95	0,62



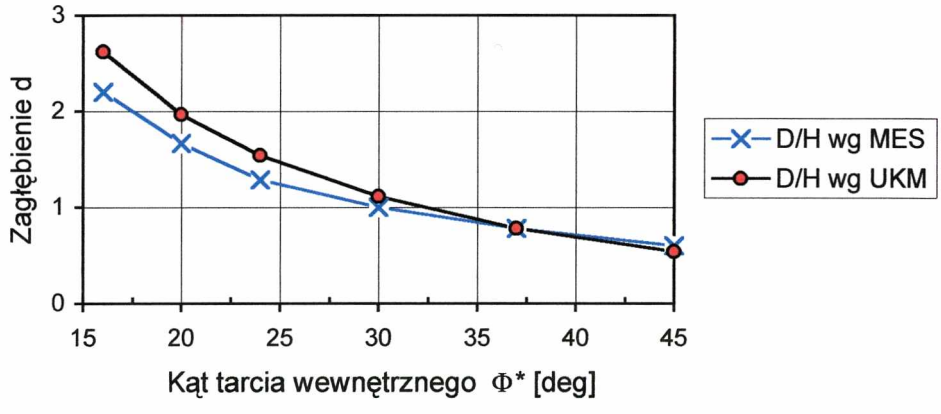
Rys.4.1. Zależność d(Φ) wg MES i UKM dla κ = 1,2

Wersja z korektą kąta tarcia wewnętrznego

Oszacowania wymaganego minimalnego zagłębienia ściany poniżej dna wykopu można dokonać za pomocą wzoru $D = d \cdot H$, zakładając konkretną projektowaną głębokość wykopu H i zwiększając kąt Φ do wartości Φ*. W wyniku obliczeń otrzymano następujące wartości współczynnika d, odpowiadające stanowi granicznemu gruntu wokół ściany (Tab.4.2., Rys.4.2.).

Tab.4.2. Minimalne bezwymiarowe zagłębienie d = D/H ściany dla skorygowanych kątów tarcia wewnętrznego Φ* > Φ

Kąt tarcia wewnętrznego Φ*	16°	20°	24°	30°	37°	45°
Wg MES: d = D/H	2,20	1,67	1,29	1,00	0,78	0,60
Wg UKM: $d = D/H = \kappa D_o/H = 1{,}2\,\delta_o$	2,62	1,97	1,54	1,11	0,78	0,54



Rys.4.2. Zależność d(Φ*) wg MES i UKM dla κ = 1,2

Uwaga : Ostatnie dwie kolumny w obu tabelach pochodzą z innego cyklu obliczeń, w którym zwiększono kąt Φ w danych MES z 30° do 42° , obszar dyskretyzacji MES rozszerzono o 1m w lewo od ściany, 1m w prawo i 1m w dół. Dla tych danych „odkopanie ściany" było możliwe do maksymalnej głębokości H = 5,0m; minimalne zagłębienie wynosiło wówczas D = L – H = 8,0 – 5,0 = 3,0m.

Na podstawie wykonanych na tym etapie deterministycznych obliczeń można stwierdzić, że w przedziale wartości kąta tarcia wewnętrznego $30^o \div 40^o$ metoda UK jest wystarczająco dokładna. Ponadto jest bezpieczna, tj. żąda większej niż MES głębokości zagłębienia ściany w podłoże, zwłaszcza dla ścian szorstkich.

4.2.5. Moment zginający wg MES i UKM

Bezwymiarowy współczynnik μ wg metody UK, por. [20], zależy tylko od kąta tarcia wewnętrznego Φ i wynosi:

$$\mu = \frac{M_{max}}{\frac{\gamma}{6} H^3} = \frac{K_a}{(1-K_a)^2}$$

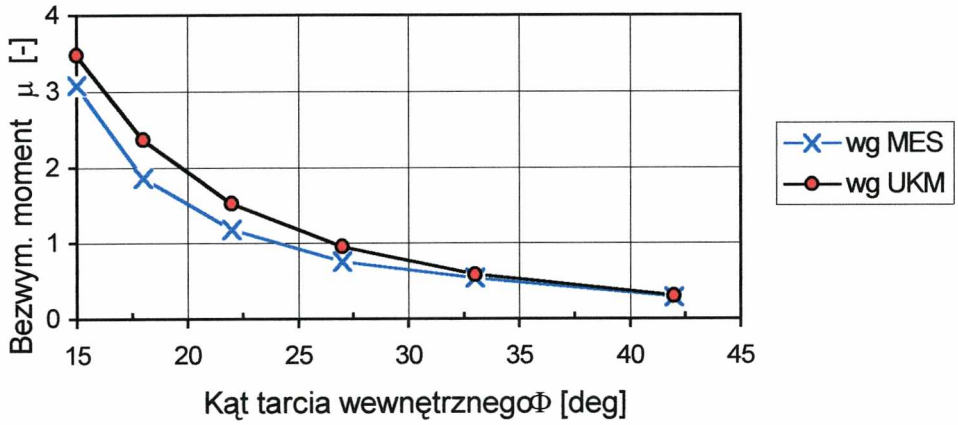
W przeprowadzonej analizie parametrycznej MES głębokość wykopu H była zmienna, a zagłębienie ściany poniżej dna wykopu określano jak „d" w poprzednim punkcie - aż do osiągnięcia stanu granicznego (FS → 1). Momenty M_{max} z MES dotyczą więc minimalnego (granicznego) zagłębienia ściany. Porównanie bezwymiarowych maksymalnych momentów zginających μ przeprowadzono analogicznie jak w p.4.2.4.

Odpowiednie wyniki przedstawiono w Tab.4.3, Rys.4.3. oraz Tab.4.4., Rys.4.4.

Wniosek na temat bezpieczeństwa UKM w kontekście analizy współczynnika μ jest podobny, jak w kontekście analizy współczynnika d.

Tab.4.3. Maksymalne bezwymiarowe momenty zginające μ w stanie granicznym dla nieskorygowanych kątów tarcia wewnętrznego Φ

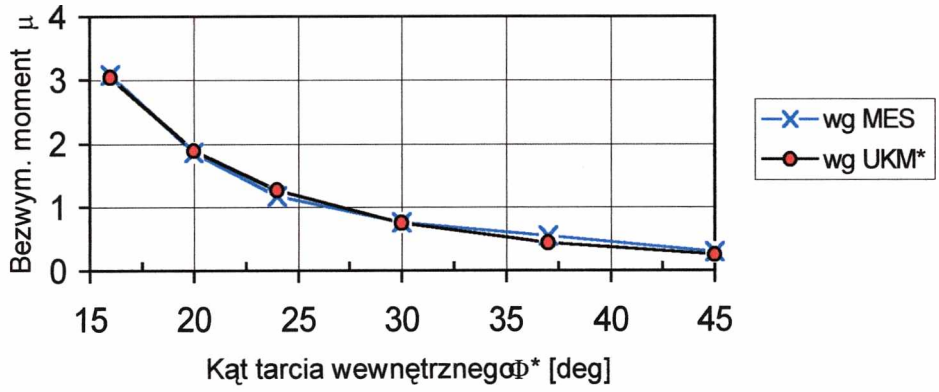
Kąt tarcia wewnętrznego Φ	15°	18°	22°	27°	33°	42°
Wg MES na podstawie M_{max}	3,08	1,86	1,18	0,76	0,54	0,29
Wg UKM dla $\mu = K_a/(1-K_a)^2$	3,48	2,37	1,53	0,96	0,59	0,31



Rys.4.3. Zależność $\mu(\Phi)$ wg MES i UKM dla $\kappa = 1{,}2$

Tab.4.4. Maksymalne bezwymiarowe momenty zginające μ w stanie granicznym dla skorygowanych kątów tarcia wewnętrznego $\Phi^* > \Phi$

Kąt tarcia wewnętrznego Φ^*	16°	20°	24°	30°	37°	45°
Wg MES na podstawie M_{max}	3,08	1,86	1,18	0,76	0,54	0,29
Wg UKM dla $\mu = K_a/(1-K_a)^2$	3,04	1,89	1,26	0,75	0,44	0,25



Rys.4.4. Zależność $\mu(\Phi^*)$ wg MES i UKM dla $\kappa = 1{,}2$

Deterministyczna UKM jest bezpieczna w określaniu minimalnego wymaganego zagłębienia ściany poniżej dna wykopu; zapas zagłębienia w warunkach modelowych bliskich rzeczywistości (sprężysto-plastyczność, niewielkie tarcie na powierzchni ściany lub w jej podstawie itp.) można szacować na co najmniej kilkanaście procent. Zarazem, zapas tego rzędu jest niewystarczający, jeśli uwzględnić powszechnie stosowany zakres losowej zmienności parametrów modelu. Losowość danych rzędu 10% może mieć wpływ na wielkości projektowane rzędu 20-30% i więcej.

4.3. Analizy losowe na bazie UKM

Wyniki omówione w poprzednim punkcie zawierają niejawnie wprowadzony zapas bezpieczeństwa[1]. Analiza losowa na tzw. drugim poziomie obliczeń niezawodności (Level 2, por.[28]) pozwala określić bezpieczeństwo w sposób bardziej obiektywny.

4.3.1. Losowe warunki graniczne

Analizuje się dwa kryteria stanu granicznego:

1) stateczność zewnętrzną: $D \geq D_{min} = \kappa \cdot d_o \cdot H$

czyli bezpieczne zagłębienie ściany (lub długość grodzicy $L \geq L_{min} = H + D_{min}$),

2) stateczność wewnętrzną: $M \leq M_{max} = \mu \cdot \gamma \cdot H^3/6 \leq M_{max}$

czyli nie przekroczoną wytrzymałość na zginanie przekroju poprzecznego.

Oba kryteria stanu granicznego stają się warunkami stanu granicznego, jeśli znaki nierówności zastąpić znakami równości.

Każda z wielkości wchodzących do powyższych wzorów jest losowa: ciężar objętościowy gruntu γ, kąt tarcia wewnętrznego gruntu Φ, głębokość wykopu H, zagłębienie ściany D poniżej dna wykopu, przygotowana długość grodzic lub wykonana głębokość ściany L, czy wytrzymałość ściany na zginanie R.

Spośród wymienionych największe znaczenie mają:

- głębokość wykonanego wykopu H – w tym losowe „przebranie" oraz ewentualne losowe obciążenie na naziomie ściany oporowej (wysokość zastępcza); dużą rolę tej zmiennej losowej podkreśla między innymi Orr [60] oraz norma EC7 [102],
- wytrzymałość gruntu – przyjęto losowy współczynnik czynnego parcia coulombowskiego K_a (można też przyjąć losowy kąt Φ lub wartość tgΦ).

---

[1] W oryginalnej UKM stosowany jest współczynnik statyczny $\kappa = 1{,}2 > 1{,}11 \div 1{,}13 = \kappa_{min}$ ale parcia i odpory obliczane jak dla ściany idealnie gładkiej, co przyjęto również w niniejszej pracy

Obie zmienne losowe są z założenia niezależne, o wartościach oczekiwanych $\overline{H}, \overline{K}_a$ oraz odchyleniach standardowych σ_H, σ_{K_a}. Dla obliczeń na poziomie 2 typ rozkładu nie jest potrzebny (distribution-free), chociaż najprostszą interpretację metoda ta ma w przypadku zmiennych losowych gaussowskich.

Jeśli wprowadzić dwie niezależne, standardowe zmienne losowe (gaussowskie) Z_1 oraz Z_2, wtedy: $H = \overline{H} + \sigma_H \cdot Z_1$, $K_a = \overline{K}_a + \sigma_{K_a} \cdot Z_2$, a dwa warunki stanu granicznego mają ogólną postać: $f_1(Z_1,Z_2) = 0$, $f_2(Z_1,Z_2) = 0$.

4.3.2. Wyznaczanie wartości współczynników cząstkowych

Według Hasofera i Linda, por. [37], miarą bezpieczeństwa jest odległość β powierzchni granicznych $f_i(Z_1,Z_2) = 0$ od środka układu współrzędnych $(z_1,z_2)=(0,0)$ w abstrakcyjnej przestrzeni zmiennych (Z_1,Z_2). Punkt (z_1^D, z_2^D) na powierzchni stanów granicznych, który realizuje to minimum odległości, nazywa się punktem obliczeniowym. Jeśli (α_1, α_2) jest jednostkowym wektorem wodzącym tego punktu, to

$$z_1^D = \alpha_1 \beta, \quad z_2^D = \alpha_2 \beta, \quad \text{gdzie } \beta = \sqrt{\left(z_1^D\right)^2 + \left(z_2^D\right)^2}.$$

Poszukiwane składowe α_i nazywa się współczynnikami wrażliwości. Pozwalają one na wyznaczenie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa. W następujący sposób wyznaczają one obliczeniowe wartości parametrów:

$$H^D = \overline{H} + \sigma_h z_1^D = \overline{H} \cdot [1 + \beta \nu_H \alpha_1] = H^n \gamma_h$$

$$K_a^D = \overline{K}_a + \sigma_{K_a} z_2^D = \overline{K}_a \cdot [1 + \beta \nu_{K_a} \alpha_2] = K_a^n \gamma_{K_a}$$

gdzie ν są znanymi współczynnikami zmienności, natomiast γ_m są współczynnikami materiałowymi. W tym zapisie wygodnie jest utożsamiać wartości charakterystyczne parametrów z wartościami oczekiwanymi rozkładu[2].

---

[2] wartości charakterystyczne, przyjmowane jako średnią z populacji lub kwantyl, omawia np. Orr [61]

Metoda te ma swoje wady. Przykładowo - zwłaszcza przy kilku funkcjach stanu granicznego f_i (multimode failure) - może być kilka punktów obliczeniowych w jednakowej odległości od początku układu współrzędnych, a niewielka zmiana wartości parametrów statystycznych może powodować bifurkacyjny przeskok pomiędzy tymi punktami obliczeniowymi na różnych krzywych f_i.

Dla celów praktycznych wygodne jest zastosowanie uproszczonej, oddzielnej analizy dla każdego warunku granicznego f_i, co odpowiada praktyce projektowej osobnego sprawdzania różnych kryteriów stanu granicznego – na ogół z różnymi cząstkowymi współczynnikami bezpieczeństwa tych samych parametrów. Dla gaussowskich zmiennych losowych i liniowej funkcji stanu granicznego odpowiada to umownemu prawdopodobieństwu awarii p_f jak wyżej[3].

4.4. Przykłady obliczeń dla ścian gładkich

4.4.1. Analiza wpływu danych na niezawodność konstrukcji

Przykład 1: Deterministyczna UKM

Należy określić wymagane zagłębienie D_{min} ściany oraz jej wymaganą wytrzymałość na zginanie M_{max} bez uwzględniania losowości parametrów.

Dane: $H = 3{,}0$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3, $\Phi = 30^o \Rightarrow K_a = 1/3$.

Obliczenia: $d_o = 0{,}926$, $\mu = 0{,}75$ i dalej $D_{min} = \kappa \cdot d_o \cdot H = 1{,}2 \times 0{,}926 \times 3{,}0 = 3{,}33$ m.

Wyniki:

Wymagane zagłębienie D ścianki wynosi $D_{min} = 3{,}33$ m ($L_{min} = H + D_{min} = 6{,}33$ m).

Wymagana wytrzymałość wynosi $M_{max} = 0{,}75 \times 18 \times 3^3 / 6 = 60{,}75$ kNm/m.

---

[3] w przestrzeni n-wymiarowej, n >2, rolę linii prostej pełni hiperpłaszczyzna

Przykład 2: Sprawdzenie bezpieczeństwa na bazie UKM

Należy określić wskaźniki niezawodności β_d oraz β_M dla istniejącej ściany o zagłębieniu D=5 m i wytrzymałości jej przekroju na zginanie M=150 kNm/m. Uwzględnić losowość wysokości uskoku terenu H oraz współczynnika parcia gruntu K_a. W obliczeniach prowadzonych dla ścian gładkich wygodnie jest przyjmować współczynnik parcia jako podstawową zmienną losową (upraszcza to postać funkcji powierzchni stanu granicznego) gdy uwzględnia się tarcie gruntu o ścianę jako podstawową zmienną losową przyjmuje się Φ lub $\tan\Phi$.

Dane deterministyczne: $\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$, $D = 5{,}0$ m, $M_{max} = 150$ kNm/m.

Parametry losowe: $\overline{H} = 3{,}0$ m, $\sigma_H = 0{,}3$ m, $v_H = 10\%$

$\overline{K}_a = 1/3$, $\sigma_{K_a} = 1/30$, $v_{K_a} = 10\%$.

Oznaczenia: $Z_1 = (H - \overline{H})/\sigma_H$, więc $H = \overline{H}\cdot(1 + v_H \cdot Z_1)$

$Z_2 = (K_a - \overline{K}_a)/\sigma_{K_a}$, więc $K_a = \overline{K}_a \cdot (1 + v_{K_a} \cdot Z_2)$.

Obliczenia dla zagłębienia D:

Warunek stanu granicznego $D = \kappa \cdot d_o \cdot H$ w nowych zmiennych standaryzowanych Z_i ma postać:

$$D = \frac{\kappa \cdot \overline{H} \cdot (1+v_H \cdot Z_1)}{(\overline{K}_a)^{-2/3} \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)^{-2/3} - 1},$$

stąd

$$Z_1 = \frac{1}{v_H}\left\{\frac{D \cdot \left[(\overline{K}_a)^{-2/3} \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)^{-2/3} - 1\right]}{\kappa \cdot \overline{H}} - 1\right\}.$$

Wykres tej funkcji stanu granicznego $Z_1 = f_1(Z_2)$ dla analizowanych danych przedstawiono w dalszej części przykładu. Należy podkreślić, że wykres ten cechuje się bardzo małą nieliniowością.

Obliczenia dla wytrzymałości na zginanie M:

Warunek stanu granicznego $M = \mu \cdot \gamma \cdot H^3 / 6$ w nowych zmiennych standaryzowanych Z_i ma postać:

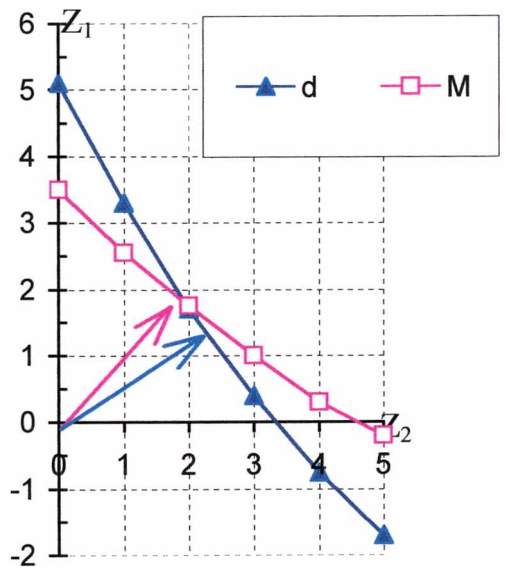
$$M = \frac{\overline{K}_a \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)}{\left[1-\overline{K}_a \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)\right]^2} \frac{\gamma \cdot \overline{H}^3 \cdot (1+v_H \cdot Z_1)^3}{6},$$

stąd

$$Z_1 = \frac{1}{v_H} \left\{ \sqrt[3]{\frac{6 \cdot M}{\gamma \cdot \overline{H}^3} \frac{\left[1-\overline{K}_a \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)\right]^2}{\overline{K}_a \cdot (1+v_{K_a} \cdot Z_2)}} - 1 \right\}.$$

Wykres tej funkcji stanu granicznego $Z_1 = f_2(Z_2)$ dla analizowanych danych przedstawiono obok. Wykres cechuje się również bardzo małą nieliniowością.

Wyniki: Odczytane z wykresów wskaźniki niezawodności są następujące.



Dla zagłębienia D:

$\beta_d = 2{,}5$

$z_1^D = 1{,}4$, $\alpha_H = 0{,}56$

$z_2^D = 2{,}1$, $\alpha_{Ka} = 0{,}84$.

Dla wytrzymałości M:

$\beta_M = 2{,}5$

$z_1^M = 1{,}9$, $\alpha_H = 0{,}76$,

$z_2^M = 1{,}6$, $\alpha_{Ka} = 0{,}64$.

Rys.4.5. Funkcje stanu granicznego dla zagłębienia D oraz momentu M

Obliczenia prowadzone przy identycznych założeniach z wykorzystaniem programu COMREL i z uwzględnieniem typu rozkładu podstawowych zmiennych losowych, dają dla gaussowskich zmiennych losowych H i K_a, następujące wyniki:

Dla zagłębienia D:

$\beta_D = 2{,}61$ (2,63)

$\alpha_H = 0{,}58$ $z_1^D = 1{,}51$

$\alpha_{Ka} = 0{,}81$ $z_2^D = 2{,}11$

Dla wytrzymałości M:

$\beta_M = 2{,}69$ (2,71)

$\alpha_H = 0{,}79$

$\alpha_{Ka} = 0{,}62$

Wskaźniki niezawodności wyznaczono metodą FORM, wartości w nawiasach - metodą SORM. Małe różnice w podanych wartościach świadczą o małej nieliniowości powierzchni stanu granicznego.

Należy zauważyć, że w analizowanej metodzie określania M_{max} można uwzględnić losowy ciężar objętościowy gruntu γ. Przy założonym 5% współczynniku zmienności ciężaru gruntu i pozostałych danych jak w przykładzie powyżej otrzymuje się następujące wskaźniki niezawodności dla M_{max}:

$\beta_M = 2{,}66\ (2{,}68)$ $\alpha_H = 0{,}78$ $\alpha_{Ka} = 0{,}61$ $\alpha_\gamma = 0{,}15$

Uzyskane wyniki są zgodne z intuicją: mniejszy współczynnik zmienności daje mniejszą wagę ważności danego parametru, ponadto moment zginający wspornik rośnie z 3 potęgą H i tylko liniowo z ciężarem gruntu.

Obliczenia prowadzone przy identycznych założeniach według propozycji Duncana, wymagające stosowania jedynie arkusza kalkulacyjnego pozwalającego na prowadzenie powtarzalnych obliczeń statycznych dają, przy założeniu, że rozkład współczynnika bezpieczeństwa jest lognormalny, zbliżone wartości wskaźnika niezawodności. Współczynnik bezpieczeństwa definiowany jest odpowiednio dla D i M jako:

$F_D = D_o/D$ gdzie D_o i D są głębokościami projektową i wynikającą z obliczeń,

$F_M = M_o/M$ gdzie M_o jest wytrzymałością na zginanie a M jest momentem wynikającym z obliczeń.

Dla zagłębienia D:	Dla wytrzymałości M:
$\beta_D = 2{,}41$	$\beta_M = 2{,}34$
$\alpha_H = 0{,}62$	$\alpha_H = 0{,}84$
$\alpha_{Ka} = 0{,}79$	$\alpha_{Ka} = 0{,}55$

Należy zauważyć, że wartości współczynników wpływu z metody uproszczonej są również bardzo zbliżone do wyznaczonych metodą dokładną.

Jeżeli za miarę bezpieczeństwa przyjąć nie współczynnik bezpieczeństwa F (safety factor) lecz zapas bezpieczeństwa SM (safety margin) w postaci różnicy:

$SM_D = D_o - D$ gdzie D_o i D są kolejno głębokościami jak wyżej,

$SM_M = M_o - M$ gdzie M_o i M są wytrzymałościami jak wyżej,

to otrzymuje się następujące rozwiązania:

Dla zagłębienia D:	Dla wytrzymałości M:
$\beta_D = 3{,}06$	$\beta_M = 4{,}05$
$\alpha_H = 0{,}61$	$\alpha_H = 0{,}83$
$\alpha_{Ka} = 0{,}79$	$\alpha_{Ka} = 0{,}56$

Należy zauważyć, że częściej spotykaną sytuacją projektową jest założenie o stałej długości ściany L = D + H. Wtedy zwiększenie wysokości uskoku terenu H tj. przegłębienie wykopu, powoduje automatycznie spadek głębokości utwierdzenia D. Dla takiej sytuacji – znacznie bardziej niebezpiecznej od przedstawionej powyżej otrzymuje się odpowiednio dla zagłębienia D:

według algorytmu Hasofera-Linda:	według propozycji Duncana dla F (SM):	
$\beta_D = 2{,}02$	$\beta_D = 1{,}88$	(2,18)
$\alpha_H = 0{,}78$	$\alpha_H = 0{,}78$	(0,83)
$\alpha_{Ka} = 0{,}63$	$\alpha_{Ka} = 0{,}62$	(0,56)

Obok spadku wskaźnika niezawodności β można zaobserwować istotne przesunięcie wag α_i wprowadzanych do obliczeń zmiennych podstawowych. Obliczenia metodą Hasofera i Linda wykonano za pomocą specjalistycznego programu COMREL, a metodą uproszczoną Duncana za pomocą standardowego programu EXCEL.

Przykład 3: Pełna analiza losowa na bazie UKM

Należy określić wymagane średnie (charakterystyczne) zagłębienie $\overline{D}$ dla nowoprojektowanej ściany o zakładanym wskaźniku niezawodności $\beta = 2{,}0$.

Uwzględnić losowość wszystkich parametrów: uskoku terenu H, współczynnika parcia K_a i zagłębienia D.

Dane deterministyczne: $\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$.

Zasadnicze parametry losowe: $\overline{H} = 3{,}0\ \mathrm{m}$, $\sigma_H = 0{,}3\ \mathrm{m}$, $v_H = 10\%$

$\overline{K}_a = 1/3$, $\sigma_{K_a} = 1/30$, $v_{K_a} = 10\%$.

Uzupełniające parametry losowe: $\overline{D} = ?$, $v_D = 5\%$ (niedokładności wykonawcze),

$$\beta = 2{,}0 .$$

Oznaczenia:

$$Z_1 = (H - \overline{H}) / \sigma_h, \quad \text{więc } H = \overline{H} \cdot (1 + v_H \cdot Z_1)$$

$$Z_2 = (K_a - \overline{K}_a) / \sigma_{K_a}, \quad \text{więc } K_a = \overline{K}_a \cdot (1 + v_{K_a} \cdot Z_2)$$

$$Z_3 = (D - \overline{D}) / \sigma_d, \quad \text{więc } D = \overline{D} \cdot (1 + v_D \cdot Z_3)$$

Obliczenia dla zagłębienia D:

Warunek stanu granicznego $D = \kappa \cdot d_o \cdot H$ w nowych zmiennych Z_i ma następującą postać $f_1(Z_1,Z_2,Z_3) = 0$:

$$\overline{D} \cdot (1 + v_D \cdot Z_3) \cdot [(\overline{K_a})^{-2/3} \cdot (1 + v_{K_a} \cdot Z_2)^{-2/3} - 1] - \kappa \cdot \overline{H} \cdot (1 + v_H \cdot Z_1) = 0 ,$$

stąd

$$\overline{D} \cdot (1 + v_D \cdot Z_3) \cdot [(\overline{K_a})^{-2/3} \cdot (1 + v_{K_a} \cdot Z_2)^{-2/3} - 1] - \kappa \cdot \overline{H} \cdot (1 + v_H \cdot Z_1) = f_1(Z_1,Z_2,Z_3) = 0 .$$

W punkcie obliczeniowym $(Z_i) = (z_i^D) = \beta \cdot (\alpha_i)$ daje to wyrażenie:

$$\overline{D} = \frac{1}{(1 + v_D \cdot \beta \cdot \alpha_3)} \cdot \frac{\kappa \cdot \overline{H} \cdot (1 + v_H \cdot \beta \cdot \alpha_1)}{\left[(\overline{K_a})^{-2/3} \cdot (1 + v_{K_a} \cdot \beta \cdot \alpha_2)^{-2/3} - 1\right]}$$

Cztery niewiadome $\overline{D}$, α_1, α_2, α_3 wyznacza się z układu czterech równań nieliniowych; oprócz podanego wyżej, są to trzy równania na współrzędne gradientowe:

$$\alpha_i = -\frac{\dfrac{\partial f_1}{\partial Z_i}(\beta \cdot (\alpha_i))}{\sqrt{\sum_i \left[\dfrac{\partial f_1}{\partial Z_i}(\beta \cdot (\alpha_i))\right]^2}} , \quad i = 1,2,3.$$

Układ równań można rozwiązać sposobem iteracyjnym,

1. Zestaw danych $\overline{D}$, α_1, α_2, α_3 podstawia się do prawej strony równań,

2. Wyniki $\overline{D}$, α_1, α_2, α_3 otrzymane po lewej stronie służą do następnej iteracji.

Szczegóły przebiegu obliczeń pokazano w Tab.4.5.

Tab.4.5. Zbieżność przykładowego procesu iteracji

	I	II	III	IV	**V**
$\overline{D}$ [m]	5,0	3,6	4,6	4,6	**4,6**
α_1 [-]	+0,75	+0,61	+0,55	+0,56	**+0,56**
α_2 [-]	+0,47	+0,70	+0,77	+0,77	**+0,77**
α_3 [-]	-0,47	-0,37	-0,32	-0,31	**-0,31**

Wynik: średnie zagłębienie ściany powinno wynosić nie mniej niż 4,6m.

Obliczenia kontrolne przeprowadzone algorytmem Hasofera i Linda pozwoliły na potwierdzenie poprawności prowadzonej iteracji – otrzymano odpowiednio:

$\beta = 2{,}018$ dla metody FORM $\beta = 2{,}03$ dla metody SORM

oraz $\overline{D} = 4{,}65$ $\alpha_1 = 0{,}560$ $\alpha_2 = 0{,}764$ $\alpha_3 = 0{,}322$

Potwierdza to małą nieliniowość powierzchni stanu granicznego. Obliczenia prowadzone według propozycji Duncana dają wyniki bardzo podobne –

dla $\beta = 1{,}99$ $\overline{D} = 4{,}75$ $\alpha_1 = 0{,}59$ $\alpha_2 = 0{,}75$ $\alpha_3 = 0{,}29$ dla F

dla $\beta = 2{,}01$ $\overline{D} = 4{,}52$ $\alpha_1 = 0{,}57$ $\alpha_2 = 0{,}73$ $\alpha_3 = 0{,}38$ dla SM

Ponownie należy podkreślić, że jeżeli przyjmiemy zmienne L = D + H, to wskaźniki niezawodności wyznaczone każdą metodą będą istotnie mniejsze a wśród danych do obliczeń najistotniejsza okaże się być rzeczywista głębokość wykopu. Ma to o tyle istotne znaczenie. Potwierdza to obserwacje z Rozdziału 2 odnośnie wpływu danych na projektowanie.

Przykład 4: Zastosowanie wyników kalibracji

Należy rozstrzygnąć, czy w warunkach danych z Przykładu 3, i na podwyższonym poziomie bezpieczeństwa β_D=3,0, możliwe jest wykonanie wykopu o średniej głębokości $\overline{H}$= 2,6m i średnim zagłębieniu $\overline{D}$ = 3,9m.

Wartości obliczeniowe wynoszą odpowiednio:

$$H^D = \overline{H} \cdot (1 + v_H \cdot \beta \cdot \alpha_1) = 2{,}6 \times [1 + 0{,}10 \times 3 \times \mathbf{0{,}56}] = 2{,}6 \times 1{,}168 = 3{,}03\text{m},$$

$$K_a^D = \overline{K}_a \cdot (1 + v_{K_a} \cdot \beta \cdot \alpha_2) = 1/3 \times [1 + 0{,}10 \times 3 \times \mathbf{0{,}77}] = 1/3 \times 1{,}231 = 0{,}41,$$

$$D^D = \overline{D} \cdot (1 + v_D \cdot \beta \cdot \alpha_3) = 3{,}9 \times [1 + 0{,}05 \times 3 \times (\mathbf{-0{,}31})] = 3{,}9 \times 0{,}954 = 3{,}72\text{m}.$$

Wynik: nie jest to możliwe, ponieważ

$$D^D = 3{,}72\text{m} < 4{,}48\text{m} = 1{,}2 \times 1{,}232 \times 3{,}03\text{m} = \kappa \cdot d_o(K_a^D) \cdot H^D.$$

Wskaźnik niezawodności według algorytmu Hasofera i Linda wynosi β_D=1,81 a według propozycji Duncana wyniósłby w tym przypadku β_D= 1,68 lub β_D= 1,98 (gdy analizuje się warunek odpowiednio w postaci F = 1 lub SM = 0).

4.5. Przykłady obliczeń dla ścian szorstkich metodą autora

Przykład 5: Sprawdzenie bezpieczeństwa ściany w oparciu o metodę przybliżającą wykres parć do wyników badań modelowych (metoda autora z Rozdz. 2 – adekwatna w odniesieniu do ścian podatnych)

Należy określić wskaźnik niezawodności β_D dla istniejącej ściany o gwarantowanym zagłębieniu D=5 m, uwzględniając losowość wysokości uskoku terenu H oraz kąta tarcia wewnętrznego gruntu Φ.

Dane deterministyczne: $\gamma = 18$ kN/m^3, D = 5,0 m,

Parametry losowe: $\overline{H} = 3{,}0$ m, $\sigma_H = 0{,}3$ m, $v_H = 10\%$

$\overline{\Phi} = 30°$, $\sigma_\Phi = 3°$, $v_\Phi = 10\%$.

Obliczenia dla kąta tarcia gruntu o ścianę $\delta = \Phi/2$ oraz $\delta = \Phi$:

Wyznaczoną w Rozdziale 2 (str. 25) zależność D(H,k) gdzie $k=k(\Phi,\delta)=K_p/K_a$ można w otoczeniu wartości średniej Φ aproksymować funkcją o dwóch rozdzielonych zmiennych. D=H·f(k). Dla potrzeb przykładowych obliczeń otrzymano:

$$D = H \cdot 3{,}5871 \cdot k^{-0{,}5872}$$

gdzie: K_p wyznaczono na podstawie tablic Caquot i Kerisela - interpolacja wielomianem, patrz Ramachnandran, Cherubini [71, 15].

K_a obliczono ze wzoru Ponceleta.

Dla $\delta = \Phi/2$:

$$K_p = -647{,}2\Phi^5 + 1621{,}7\Phi^4 - 1509{,}7\Phi^3 + 684{,}17\Phi^2 - 145{,}23\Phi + 13{,}378$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi)}{\cos(\Phi/2)} \cdot \frac{1}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(1{,}5\Phi)\cdot\sin(\Phi)}{\cos(\Phi/2)}}\right)^2}$$

Dla $\delta = \Phi$:

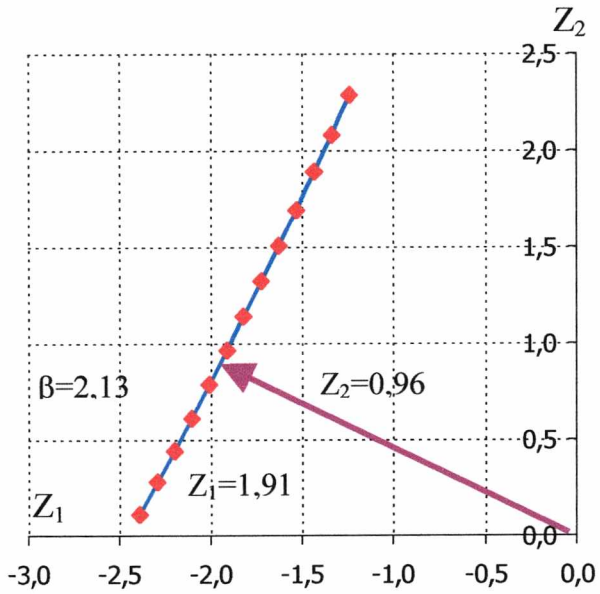
$$K_p = 4969{,}6\Phi^6 - 13224\Phi^5 + 14764\Phi^4 - 8689{,}9\Phi^3 +$$
$$+ 2848{,}6\Phi^2 - 484{,}83\Phi + 35{,}12$$

$$K_a = \frac{\cos(\Phi)}{\left(1 + \sqrt{2}\cdot\sin(\Phi)\right)^2}$$

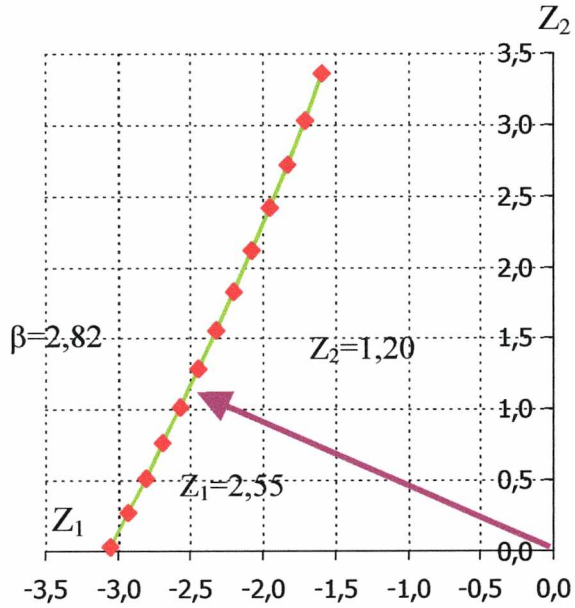
Warunek stanu granicznego zapisano w postaci podprogramu dla programu COMREL i wykonano obliczenia przyjmując, że wszystkie rozkłady podstawowych zmiennych losowych są normalne. Wskaźniki niezawodności dla zagłębienia są następujące.

Dla $\delta = \Phi/2$:	Dla $\delta = \Phi$:
$\beta_D = 2{,}15$	$\beta_D = 2{,}87$
$\alpha_H = 0{,}474$	$\alpha_H = 0{,}426$
$\alpha_\Phi = -0{,}881$.	$\alpha_\Phi = -0{,}905$.

Dla zobrazowania kształtu powierzchni granicznej (dla $\delta = \Phi/2$) w nowych zmiennych $Z_1(\Phi)$ i $Z_2(H)$ obliczenia przeprowadzono analogicznie jak w p.4.5. Funkcja postaci $Z_2 = f_1(Z_1)$ jest praktycznie liniowa, niezależnie od tarcia na powierzchni ściany (wcześniej na Rys. 4.5 pokazano powierzchnie dla ściany gładkiej).



Rys. 4.6. Powierzchnia graniczna dla $\delta = \Phi/2$



Rys. 4.7. Powierzchnia graniczna dla ściany o $\delta = \Phi$

Odczytane z wykresów wskaźniki niezawodności i wartości współczynników wpływu wynoszą dla zagłębienia D:

Dla $\delta = \Phi/2$:

$\beta_D = 2{,}13$

$z_2^D = 0{,}96$, $\alpha_H = 0{,}451$

$z_1^D = -1{,}91$, $\alpha_\Phi = -0{,}896$.

Dla $\delta = \Phi$:

$\beta_D = 2{,}82$

$z_2^D = 1{,}20$, $\alpha_H = 0{,}425$

$z_1^D = -2{,}55$, $\alpha_\Phi = -0{,}904$.

Obliczenia prowadzone dla identycznych danych według propozycji Duncana, (stosowano własny arkusz kalkulacyjny), dają przy założeniu, że rozkład współczynnika bezpieczeństwa jest lognormalny następujące wyniki wskaźników niezawodności i współczynników wrażliwości:

Dla $\delta = \Phi/2$:

$\beta_D = 1{,}91$ (2,52)

$\alpha_H = 0{,}47$ (0,47)

$\alpha_\Phi = -0{,}88$ (0,88).

Dla $\delta = \Phi$:

$\beta_D = 2{,}57$ (3,75)

$\alpha_H = 0{,}42$ (0,42)

$\alpha_\Phi = -0{,}91$ (-0,91)

Współczynnik bezpieczeństwa definiowany jest jako: $F_D = D_o/D$ gdzie D_o i D są głębokościami projektową i wynikającą z obliczeń. W nawiasie podano wyniki uzyskane przy założeniu rozkładu normalnego dla zapasu bezpieczeństwa $SM = D_o - D$.

W częściej spotykanej sytuacji projektowej, należy przeanalizować przypadek stałej długości ściany L = D + H. Zwiększenie wysokości uskoku terenu H – przegłębienie wykopu, powoduje wówczas spadek głębokości utwierdzenia D.

- Dla zagłębienia D według algorytmu Hasofera i Linda:

Dla $\delta = \Phi/2$:	Dla $\delta = \Phi$:
$\beta_D = 1{,}802$	$\beta_D = 2{,}48$
$\alpha_H = 0{,}667$	$\alpha_H = 0{,}620$
$\alpha_\Phi = -0{,}745$	$\alpha_\Phi = -0{,}784$

- Dla zagłębienia D według propozycji Duncana: (w nawiasach podano wyniki dla SM.)

Dla $\delta = \Phi/2$:		Dla $\delta = \Phi$:	
$\beta_D = 1{,}62$	(1,99)	$\beta_D = 2{,}25$	(2,93)
$\alpha_H = 0{,}65$	(0,72)	$\alpha_H = 0{,}60$	(0,70)
$\alpha_\Phi = -0{,}76$	(-0,70)	$\alpha_\Phi = -0{,}80$	(-0,71)

Obok spadku wskaźnika niezawodności można znów zaobserwować przesunięcie wag wprowadzanych do obliczeń zmiennych podstawowych – rośnie znaczenie rzeczywistej głębokości wykopu.

Przykład 6: Analiza losowa w sytuacji z losową długością ścianki

Należy określić średnie (charakterystyczne) zagłębienie $\overline{D}$ wymagane dla nowo-projektowanej ściany o zakładanym wskaźniku niezawodności $\beta = 2{,}0$.

Uwzględnić losowość następujących parametrów: uskoku terenu H, kąta tarcia wewnętrznego gruntu Φ i zagłębienia D (ew. długości ściany L).

Dane deterministyczne: $\gamma = 18\ kN/m^3$.

Podstawowe parametry losowe: $\overline{H} = 3{,}0\ m$, $\sigma_H = 0{,}3\ m$, $v_H = 10\%$

$\overline{\Phi} = 30°$, $\sigma_\Phi = 3°$, $v_\Phi = 10\%$

$\overline{D} = ?$, $\nu_D = 5\%$ (niedokładności wykonawcze),

Wymagany wskaźnik niezawodności: $\beta = 2{,}0$

Postać funkcji opisującej warunek stanu granicznego jest identyczna jak w poprzednim przykładzie. Obliczenia komplikuje jedynie wprowadzenie dodatkowej zmiennej D.

Obliczenia przeprowadzone programem COMREL dały następujące wyniki:

oraz $\delta = \Phi$:

dla $\delta = \Phi/2$	$\overline{D} = 4{,}95$	dla $\delta = \Phi$	$\overline{D} = 4{,}20$
$\alpha_\Phi = -0{,}850$		$\alpha_\Phi = -0{,}879$	
$\alpha_H = 0{,}459$		$\alpha_H = 0{,}417$	
$\alpha_D = -0{,}258$		$\alpha_D = -0{,}231$	

Dla wyznaczonych głębokości D, wskaźniki niezawodności dla metody FORM i SORM są praktycznie identyczne co potwierdza małą nieliniowość powierzchni stanu granicznego. Średnie zagłębienie ściany zależy oczywiście od przyjętych parć (szorstkość ściany). Należy podkreślić dużą stabilność modelu, czyli małe zmiany wielkości współczynników wpływu. Przekłada się to na minimalne (rzędu 1%) różnice w wartościach współczynników cząstkowych pozwalających na projektowanie na określony poziom bezpieczeństwa.

Obliczenia prowadzone według propozycji Duncana również dla $\beta = 2{,}00$ dają wyniki bardzo podobne. W nawiasach podano wyniki dla SM.

$\overline{D} = 5{,}15$	(4,73)	$\overline{D} = 4{,}43$	(3,98)
$\alpha_\Phi = -0{,}86$	(-0,83)	$\alpha_\Phi = -0{,}88$	(-0,86)
$\alpha_H = 0{,}46$	(0,45)	$\alpha_H = 0{,}41$	(0,40)
$\alpha_D = -0{,}23$	(-0,32)	$\alpha_D = -0{,}23$	(-0,30)

Wartości współczynnika wpływu dla zagłębienia α_D różnią się znacznie w zależności od sposobu prowadzenia obliczeń, to znaczy przyjętej hipotezy o kształcie rozkładu współczynnika bezpieczeństwa i zapasu bezpieczeństwa. Jeżeli jednak porównać wartości współczynników cząstkowych γ_D wyprowadzonych dla obydwu przypadków ze wzoru $\gamma_D = [1 + \beta \cdot \nu_D \cdot \alpha_D]$, to różnica nie przekroczy 1% na skutek małej zmienności D,

Ponownie należy podkreślić, że jeżeli przyjmiemy zmienną losową L = D + H to wskaźniki niezawodności wyznaczone każdą metodą będą istotnie mniejsze, a wśród danych do obliczeń rośnie rola zagłębienia wykopu.

Gdyby zamiast zagłębienia D pytać się o długość ścianki L = H + D, to przy wymaganym wskaźniku bezpieczeństwa równym β=2,00 i 5% zmienności L dostaje się z obliczeń przeprowadzonych programem COMREL następujące wyniki

dla $\delta = \Phi/2$	dla $\delta = \Phi$
$\bar{L} = 8{,}40$	$\bar{L} = 7{,}60$
$\alpha_\Phi = -0{,}696$	$\alpha_\Phi = -0{,}721$
$\alpha_H = 0{,}620$	$\alpha_H = 0{,}599$
$\alpha_D = -0{,}362$	$\alpha_D = -0{,}347$

Obliczenia prowadzone według propozycji Duncana dla β = 2,00 dają wyniki tylko nieznacznie różniące się. W nawiasach podano wyniki dla SM.

$\bar{L} = 8{,}57$	(8,20)	$\bar{L} = 7{,}81$	(7,42)
$\alpha_\Phi = -0{,}74$	(-0,65)	$\alpha_\Phi = -0{,}77$	(-0,64)
$\alpha_H = 0{,}61$	(0,63)	$\alpha_H = 0{,}58$	(0,64)
$\alpha_L = -0{,}30$	(-0,42)	$\alpha_L = -0{,}29$	(-0,42)

Ostatnie przykłady są nie do końca porównywalne bowiem 5% współczynnik zmienności dla L - to większa zmienność, niż te same 5% dla D. Znajduje to odzwierciedlenie w większych niż dla D współczynnikach wpływu.

Należy podkreślić, że w obliczeniach prowadzonych programem COMREL (lub algorytmem Hasofera i Linda) nie ma znaczenia sposób definicji powierzchni granicznej (safety factor F lub safety margin SM) i otrzymuje się identyczne wartości wskaźników niezawodności i współczynników wpływu.

4.6. Proponowane wartości współczynników cząstkowych

O poprawności projektowania konstrukcji na wymagany poziom bezpieczeństwa decyduje właściwe określenie współczynników zmienności danych wprowadzanych do obliczeń i poprawne wyznaczenie współczynników wpływu.

W większości przypadków projektowych podstawowym problemem jaki staje przed projektantem chcącym wykonać analizę bezpieczeństwa metodami teorii niezawodności jest zdefiniowanie powierzchni stanu granicznego. Jeżeli taką powierzchnię można opisać wzorem, to następnie wyznaczenie współczynników wpływu α_i można prowadzić bądź iteracyjnie (algorytm Hasofera i Linda), bądź wykorzystując gotowe specjalistyczne programy (np. COMREL – algorytm zaproponowany przez Rackhwitza). Te drugie posiadają wbudowane moduły umożliwiające uwzględnienie typów rozkładów podstawowych zmiennych losowych wprowadzanych do obliczeń, jak i korelacji pomiędzy tymi zmiennymi.

Gdy nie jest możliwe zapisanie powierzchni stanu granicznego jednym wzorem, a jedynie określenie szeregu punktów na jej powierzchni, prowadzi się poszukiwanie tzw. powierzchni odpowiedzi modelu (response surface). Wyznaczenie powierzchni odpowiedzi w otoczeniu punktu odpowiadającego wartościom średnim zmiennych wprowadzanych do obliczeń nie jest trudne gdy liczba zmiennych nie jest duża. Przy większej liczbie podstawowych zmiennych losowych racjonalne wydaje się być stosowanie procedury zaproponowanej przez Rosenbluetha i uproszczonej przez Haara [36] lub propozycji Duncana [29]. W wersji zaproponowanej przez Duncana nie ma ona waloru pełnej analizy losowej, nie pozwala na uwzględnienie typów rozkładów zmiennych losowych, ani ich wzajemnej korelacji, ale w przypadku projektowania konstrukcji oporowych pozwala na w miarę precyzyjne wyznaczenie współczynników wpływu (α_i). Metoda Duncana wykazuje dużą stabilność współczynników wpływu ze względu na prosty kształt powierzchni granicznej (płaszczyzna).

Warto podkreślić, że wartości współczynników cząstkowych zależą od kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Uzyskane wyniki stoją więc sprzeczności z zaleceniami EC7, gdzie podaje się jedną (stałą) wartość współczynnika redukcyjnego dla tangensa kąta

tarcia wewnętrznego równą 1,25. Skutkuje to zmniejszeniem bezpieczeństwa dla konstrukcji oporowych projektowanych na parcia gruntów o dużym kącie tarcia wewnętrznego Φ, zwłaszcza, że współczynniki zmienności rosną wraz z Φ. Przedstawia to tabela 4.6. dla ściany szorstkiej.

Tab. 4.6. Wartości obliczeniowe dla założonych współczynników zmienności $\nu_H = 0{,}1$ i $\nu_\Phi = 0{,}1$:

Wartość średnia Φ	20°	25°	30°	35°	40°
Wartość obliczeniowa wg EC7	16,2	20,5	24,8	29,3	33,9
Wartość obliczeniowa dla β=2,5	16,8	20,8	24,6	28,4	32,0

Jednocześnie, przy tak założonych współczynnikach zmienności, wartości obliczeniowe dla H powinny przekraczać założoną w EC7 [102] wartość 1,1·H.

Przykład 7: Porównanie współczynników cząstkowych wyznaczanych metodą uproszczoną i metodą ścisłą.

W zmieszczonych poniżej tabelach przedstawiono wartości współczynników cząstkowych dla zaproponowanej przez autora metody obliczania konstrukcji oporowych ze ścianami o powierzchniach szorstkich, w zakresie zmienności kąta tarcia wewnętrznego od 20° do 40°.

W tabelach zestawiono wartości współczynników cząstkowych wyznaczonych dla różnych sytuacji projektowych, wyznaczone zaproponowaną metodą uproszczoną i według algorytmu Hasofera i Linda, dla wybranych poziomów bezpieczeństwa β=2,0 , β=2,5 i β=3,0 w zależności od kąta tarcia wewnętrznego.

Uwzględniono sugerowane w literaturze współczynniki zmienności podstawowych zmiennych losowych.

Współczynniki cząstkowe dla kąta tarcia wewnętrznego Φ

Tabela 4.7. Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=2,0$

$\delta = \Phi/2$

	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84
niezależne D i H	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81
zmienne L=H+D	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,88	0,87	0,86	0,85	0,85

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$

	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84
niezależne D i H	0,85	0,83	0,82	0,82	0,81	0,85	0,84	0,82	0,82	0,81
zmienne L=H+D	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,87	0,87	0,86	0,85	0,85

Tabela 4.8. Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=2,5$

$\delta = \Phi/2$

	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,84	0,82	0,80	0,79	0,79	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79
niezależne D i H	0,82	0,80	0,78	0,78	0,77	0,82	0,80	0,79	0,78	0,77
zmienne L=H+D	0,85	0,83	0,81	0,80	0,80	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$

	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,84	0,82	0,8	0,79	0,78	0,83	0,82	0,80	0,80	0,79
niezależne D i H	0,81	0,8	0,78	0,77	0,76	0,81	0,80	0,78	0,77	0,77
zmienne L=H+D	0,84	0,82	0,8	0,79	0,78	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80

Tabela 4.9. Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=3,0$

$\delta = \Phi/2$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,80	0,78	0,76	0,75	0,74	0,80	0,79	0,77	0,76	0,75
niezależne D i H	0,78	0,76	0,74	0,73	0,72	0,79	0,77	0,74	0,73	0,72
zmienne L=H+D	0,82	0,8	0,77	0,76	0,75	0,82	0,80	0,78	0,77	0,76

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	0,80	0,77	0,75	0,74	0,73	0,79	0,78	0,76	0,76	0,75
niezależne D i H	0,77	0,75	0,73	0,73	0,72	0,78	0,76	0,74	0,73	0,72
zmienne L=H+D	0,81	0,78	0,76	0,75	0,73	0,81	0,79	0,78	0,77	0,76

Współczynniki cząstkowe dla wysokości uskoku terenu H

Tabela 4.10 Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=2,0$

$\delta = \Phi/2$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,15	1,14	1,13	1,12	1,11	1,15	1,14	1,13	1,13	1,12
niezależne D i H	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,12	1,11	1,09	1,08	1,07
zmienne L=H+D	1,14	1,13	1,12	1,11	1,11	1,14	1,13	1,12	1,12	1,11

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,15	1,14	1,13	1,11	1,10	1,15	1,14	1,13	1,12	1,12
niezależne D i H	1,12	1,10	1,08	1,07	1,05	1,11	1,10	1,08	1,07	1,06
zmienne L=H+D	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,13	1,13	1,12	1,12	1,11

Tabela 4.11. Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=2,5$

$\delta = \Phi/2$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,19	1,18	1,15	1,14	1,14	1,19	1,17	1,16	1,15	1,14
niezależne D i H	1,16	1,14	1,12	1,1	1,08	1,15	1,13	1,11	1,10	1,08
zmienne L=H+D	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,17	1,16	1,15	1,14	1,13

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,19	1,17	1,15	1,13	1,11	1,18	1,17	1,15	1,15	1,14
niezależne D i H	1,15	1,12	1,1	1,08	1,06	1,14	1,12	1,10	1,09	1,08
zmienne L=H+D	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,17	1,16	1,15	1,14	1,13

Tabela 4.12. Współczynniki zmienności $\nu_H = 0,1$ $\nu_\Phi = 0,1$ $\nu_D = 0,05$
Wskaźnik niezawodności $\beta=3,0$

$\delta = \Phi/2$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,23	1,2	1,18	1,18	1,18	1,23	1,21	1,19	1,18	1,17
niezależne D i H	1,20	1,17	1,14	1,13	1,10	1,18	1,16	1,13	1,12	1,10
zmienne L=H+D	1,21	1,19	1,17	1,15	1,15	1,20	1,19	1,18	1,17	1,16

Metoda uproszczona Algorytm Hasofera i Linda

$\delta = \Phi$	kąt Φ					kąt Φ				
	20°	25°	30°	35°	40°	20°	25°	30°	35°	40°
stałe L= H+D	1,22	1,20	1,17	1,15	1,13	1,22	1,20	1,18	1,17	1,16
niezależne D i H	1,18	1,16	1,12	1,10	1,08	1,17	1,15	1,12	1,11	1,09
zmienne L=H+D	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,20	1,18	1,17	1,16	1,15

Należy podkreślić bardzo dużą zgodność wartości wyznaczonych współczynników cząstkowych dla metody dokładnej i uproszczonej. Dla zilustrowania dużej zgodności współczynników wpływu wyznaczonych metodą uproszczoną z wyznaczonymi według algorytmu H-L (programem COMREL) przeanalizowano ich wartości dla zmieniających się współczynników zmienności podstawowych zmiennych losowych H i Φ. W części przykładów uwzględniono możliwą losowość zagłębienia D.

Przykład 8. Mniejsza od zakładanej wcześniej zmienność głębokości H.

Przedstawione poniżej tabele podają wartości współczynników cząstkowych wyznaczonych dla założonych współczynników zmienności danych wprowadzanych do obliczeń: $\nu_H = 0{,}05$ $\nu_\Phi = 0{,}1$ $\nu_D = 0{,}05$.

Tabela 4.13. Współczynniki γH dla podanych wskaźników niezawodności

	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	1,048	1,043	1,038	1,034	1,030
	H-L	1,044	1,041	1,037	1,035	1,033
β=2,5	Duncan	1,058	1,050	1,043	1,039	1,035
	H-L	1,056	1,051	1,046	1,043	1,041
β=3,0	Duncan	1,070	1,061	1,053	1,045	1,038
	H-L	1,068	1,061	1,054	1,050	1,047

Tabela 4.14. Współczynniki γ_Φ dla podanych wskaźników niezawodności

	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	0,838	0,829	0,820	0,816	0,813
	H-L	0,849	0,841	0,833	0,829	0,824
β=2,5	Duncan	0,795	0,785	0,775	0,773	0,770
	H-L	0,815	0,803	0,790	0,785	0,780
β=3,0	Duncan	0,745	0,736	0,728	0,723	0,718
	H-L	0,783	0,765	0,747	0,740	0,734

Wniosek:

Należy zauważyć, że wartości współczynników cząstkowych wyznaczanych dla $\delta = \Phi/2$ i $\delta = \Phi$ (patrz tabele 4.7 do 4.12) są praktycznie identyczne Dla ograniczenia ilości prezentowanych wyników w tabelach prezentowane są zatem wartości uśrednione dla $\delta = \Phi/2$ i $\delta = \Phi$. Należy podkreślić, że z punktu widzenia projektowania pojawiające się różnice w wartościach wyznaczonych metodą uproszczoną (Duncan) i metodą dokładną programem COMREL (H-L) są praktycznie nieistotne.

Przykład 9. Zredukowana wariancja kąta tarcia wewnętrznego Φ (wpływ skali fluktuacji).

Dla ścian w gruncie jednorodnym o określonej zmienności parametrów wytrzymałościowych można uwzględnić wpływ lokalnego uśrednienia pola losowego. Dla promienia korelacji pionowej rzędu 1 m i wysokości ściany poniżej dna wykopu rzędu 5 m (odcinek decydujący o utwierdzeniu ściany) zredukowana wariancja może wynosić ok. 20 % wartości wyznaczonej a współczynnik zmienności połowę wartości wyznaczonej ($\sqrt{0{,}2} = 0{,}45$). Przyjęcie mniejszej zmienności Φ skutkuje istotną zmianą wag danych wprowadzanych do obliczeń i zmianą współczynników cząstkowych. Poniżej przedstawiono tabele współczynników cząstkowych dla H i Φ przy następujących współczynnikach zmienności tych danych:

$\nu_H = 0{,}10 \qquad \nu_\Phi = 0{,}05 \qquad \nu_D = 0{,}05.$

Tabela 4.15. Współczynniki γ_H dla podanych wskaźników niezawodności

	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	1,170	1,170	1,170	1,163	1,155
	H-L	1,158	1,155	1,153	1,152	1,150
β=2,5	Duncan	1,220	1,215	1,210	1,200	1,190
	H-L	1,191	1,189	1,187	1,186	1,185
β=3,0	Duncan	1,260	1,253	1,245	1,235	1,225
	H-L	1,222	1,222	1,221	1,219	1,217

Tabela 4.16. Współczynniki γ_Φ dla podanych wskaźników niezawodności

	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	0,963	0,957	0,951	0,948	0,944
	H-L	0,963	0,959	0,955	0,954	0,953
β=2,5	Duncan	0,953	0,944	0,936	0,932	0,928
	H-L	0,954	0,948	0,942	0,941	0,940
β=3,0	Duncan	0,943	0,933	0,924	0,916	0,908
	H-L	0,945	0,937	0,929	0,927	0,925

Wniosek:

Z punktu widzenia projektowania pojawiające się różnice w wartościach wyznaczonych metodą uproszczoną (Duncan) i metodą dokładną programem COMREL (H-L) są praktycznie nieistotne.

Przykład 10. Zredukowana wariancja kąta tarcia wewnętrznego Φ i mała zmienność głębokości H.

Przyjęcie małych współczynników zmienności dla danych wprowadzanych do obliczeń: $\nu_H = 0{,}05$ $\nu_\Phi = 0{,}05$ $\nu_D = 0{,}05$ prowadzi do wyznaczenia następujących wartości współczynników cząstkowych:

Tabela 4.17 Współczynniki γ_H dla podanych wskaźników niezawodności

	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	1,070	1,066	1,063	1,061	1,060
	H-L	1,058	1,056	1,054	1,053	1,053
β=2,5	Duncan	1,085	1,080	1,075	1,071	1,068
	H-L	1,071	1,069	1,066	1,066	1,065
β=3,0	Duncan	1,098	1,093	1,088	1,084	1,080
	H-L	1,084	1,081	1,078	1,077	1,076

Tabela 4.18 Współczynniki γ_Φ dla podanych wskaźników niezawodności

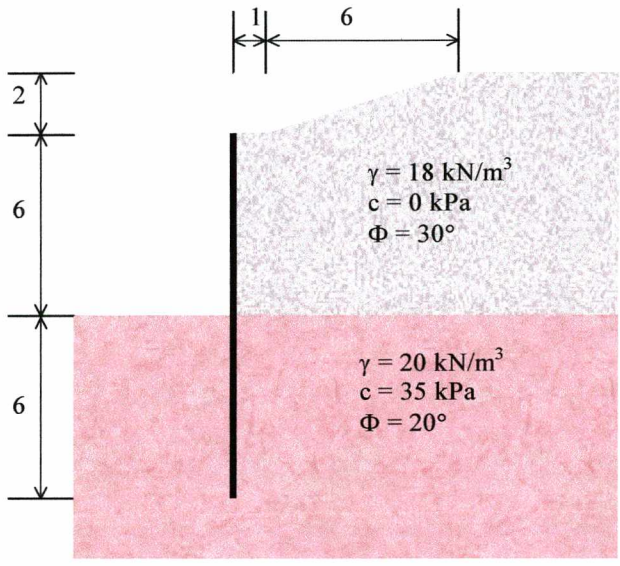
	kąt Φ=	20°	25°	30°	35°	40°
β=2,0	Duncan	0,943	0,938	0,933	0,928	0,923
	H-L	0,951	0,946	0,941	0,940	0,939
β=2,5	Duncan	0,928	0,921	0,915	0,910	0,905
	H-L	0,938	0,932	0,927	0,925	0,923
β=3,0	Duncan	0,920	0,908	0,895	0,891	0,888
	H-L	0,936	0,924	0,912	0,910	0,907

Ze względu na sygnalizowane w [29] istotne różnice w wartościach prawdopodobieństwa awarii w zależności od przyjętej hipotezy o kształcie rozkładu współczynnika bezpieczeństwa lub marginesu bezpieczeństwa, szacowanie wskaźnika niezawodności bądź prawdopodobieństwa awarii metodą uproszczoną Duncana może prowadzić do rozbieżności w ocenie bezpieczeństwa. Przystępną alternatywę stanowi procedura uproszczonej metody PEM (point estiate method) Rosenbluetha np. w wersji uproszczonej przez Harra [36].

W sytuacji, gdy wybór wartości obliczeniowych danych wprowadzanych do obliczeń leży w gestii projektanta, stosowanie zaproponowanej metody uproszczonej pozwala na szybkie przeprowadzenie analizy wrażliwości i ustalenie wartości obliczeniowych na wymaganym poziomie bezpieczeństwa.

Przedstawione poniżej przykłady stanowią dobrą ilustrację możliwości wykorzystania zaproponowanej procedury obliczeniowej do szacowania bezpieczeństwa na etapie projektowania (gdy kryterium jest np. przemieszczenie ściany w kierunku wykopu) lub w ocenie sytuacji awaryjnej (gdy na podstawie obliczeń statycznych spełnione są kryteria bezpieczeństwa a mimo to dochodzi do awarii).

Przykład 11. Zabezpieczenie uskoku terenu – podcięcie skarpy.



Rysunek 4.8. Schemat zadania

Dane deterministyczne:

piasek $\gamma = 18\ kN/m^3$

glina $\gamma = 20\ kN/m^3$

grodzica $L = 12\ m$

$M = 568\ kNm/m$

Parametry losowe:

uskok terenu $\sigma_H = 0{,}25\ m$, $\nu_H = 4{,}17\%$

piasek $\sigma_\Phi = 3°$, $\nu_\Phi = 10\%$

glina $\sigma_c = 3{,}5\ kPa$, $\nu_c = 10\%$

$\sigma_\Phi = 2°$, $\nu_\Phi = 10\%$

Do obliczeń wykorzystano program SCIANKA oparty na klasycznej teorii parć granicznych, pozwalający na uwzględnienie tarcia gruntu o powierzchnię ściany oporowej. Wykonuje się 7 cykli obliczeń (3 zmienne losowe po 2 wartości oraz obliczenia dla wartości średnich).

W tabeli przedstawiono wyniki obliczeń wymaganej długości ścianki pozwalające na przeprowadzenie analizy wrażliwości (na podstawie propozycji Duncana).

Tabela 4.19 Przykład 11. Wyniki obliczeń potrzebnej długości ścianki

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Długość ściany [m]	**10,25**	**9,80**	**10,65**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Długość ściany [m]	**10,25**	**10,50**	**9,95**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Długość ściany [m]	**10,25**	**10,85**	**9,75**

Prowadzone obliczenia pozwalają na zastosowanie dwóch możliwych hipotez o typie rozkładu: dla marginesu bezpieczeństwa – rozkład normalny a dla współczynnika bezpieczeństwa – rozkład lognormalny.

$\Delta_{SM}(H) = -0{,}43$ m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}57$ $SM(L) = 1{,}75$ m

$\Delta_{SM}(I_D) = 0{,}28$ m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}37$ $\sigma_{SM}(L) = 0{,}75$ m

$\Delta_{SM}(I_L) = 0{,}55$ m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}74$ $\beta(L) = 2{,}34$

W tabeli poniżej przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa definiowanych jako stosunek długości wykonanej L do długości obliczonej L_0.

Tabela 4.20. Przykład 11. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla długości ściany

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
F = długość wykonana / obliczona	**1,171**	**1,224**	**1,127**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
F = długość wykonana / obliczona	**1,171**	**1,143**	**1,206**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = długość wykonana / obliczona	**1,171**	**1,106**	**1,231**

Obliczenia przeprowadzone zgodnie z propozycją Duncana - dla współczynnika bezpieczeństwa F przyjęto rozkład lognormalny.

$\Delta_F(H) = 0{,}05$ $\alpha_F(H) = 0{,}57$ $F(L) = 1{,}17$

$\Delta_F(I_D) = -0{,}03$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}37$ $\sigma_F(L) = 0{,}09$ $\nu_F(L) = 0{,}07$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}06$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}74$ $\beta_{LN}(L) = 2{,}13$

Obok minimalnej głębokości zapewniającej bezpieczne utwierdzenie ściany poniżej dna wykopu można również analizować poziom bezpieczeństwa ze względu na zginanie ściany. W tabeli poniżej przedstawiono wartości maksymalnych momentów zginających ściankę wyznaczone dla wartości średnich i przy założonej zmienności danych..

Tabela 4.21 Przykład 11. Wyniki obliczeń maksymalnego momentu zginającego ścianę

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Moment maksymalny [kNm/m]	**377,55**	**336,93**	**419,81**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Moment maksymalny [kNm/m]	**377,55**	**435,19**	**326,95**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Moment maksymalny [kNm/m]	**377,55**	**409,70**	**354,79**

Prowadzone obliczenia pozwalają ponownie na zastosowanie dwóch możliwych hipotez o typach rozkładu. Dla zapasu (marginesu) bezpieczeństwa SM przyjmuje się rozkład normalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_{SM}(H) = -41{,}44$ kNm/m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}56$ SM(M) = 190,45 kNm/m

$\Delta_{SM}(I_D) = 54{,}12$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}74$ $\sigma_{SM}(M) = 73{,}49$ kNm/m

$\Delta_{SM}(I_L) = 27{,}45$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}37$ $\beta(M) = 2{,}59$

W tabeli poniżej przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa F.

Tabela 4.22. Przykład 11. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla momentu zginającego

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,504**	**1,686**	**1,353**
Stan gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,504**	**1,305**	**1,717**
Stan gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,504**	**1,386**	**1,601**

Dla współczynnika bezpieczeństwa F przyjęto rozkład lognormalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_F(H) = 0{,}17$ $\alpha_F(H) = 0{,}57$ F(M) = 1,50

$\Delta_F(I_D) = -0{,}22$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}74$ $\sigma_F(M) = 0{,}29$ $\nu_F(M) = 0{,}07$

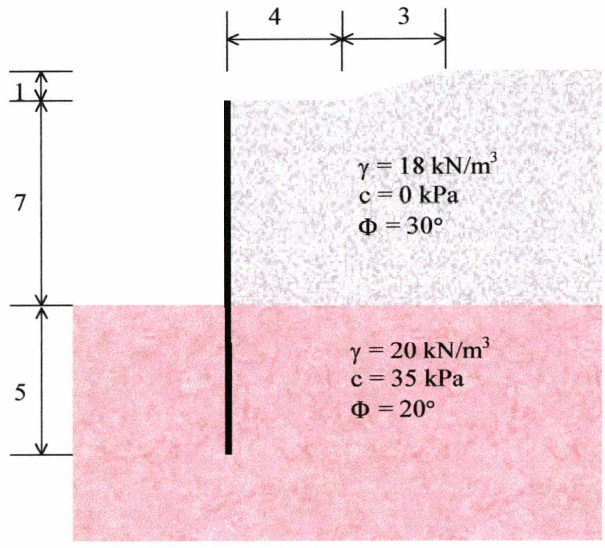
$\Delta_F(I_L) = -0{,}11$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}37$ $\beta_{LN}(M) = 2{,}02$

Wnioski:

- Zaprojektowana ściana jest bezpieczna wskaźniki niezawodności zarówno dla jej długości jak i ze względu na zginanie, niezależnie od sposobu ich wyznaczania, wynoszą ponad 2.
- Wyznaczone współczynniki wrażliwości α_i są identyczne niezależnie od sposobu prowadzenia obliczeń. Pozwala to na łatwe wyznaczenie wartości obliczeniowych dla poziomu bezpieczeństwa założonego przez projektanta.

Przykład 12. Możliwe skutki błędów wykonawczych – analiza losowa.

Przedmiotem analizy jest bezpieczeństwo ściany oporowej, która nie została wprowadzona na projektowaną głębokość 6 m w grunty spoiste, a tylko na głębokość D = 5 m. Dodatkowo przestrzeń za ścianką wypełniona została na wysokości 1 m gruntem z wykopu. Wysokość uskoku terenu wynosi zatem 7, 0 m.



Rysunek 4.9. Wykonana ściana

Dane deterministyczne:

piasek $\gamma = 18\ kN/m^3$

glina $\gamma = 20\ kN/m^3$

grodzica L = 12 m,

M=568 kNm/m

Parametry losowe:

uskok terenu $\sigma_H = 0{,}25$ m, $\nu_H = 3{,}57\%$

piasek $\sigma_\Phi = 3°$, $\nu_\Phi = 10\%$

glina $\sigma_c = 3{,}5$ kPa, $\nu_c = 10\%$

$\sigma_\Phi = 2°$, $\nu_\Phi = 10\%$

Wykonuje się 7 cykli obliczeń (3 zmienne losowe po 2 wartości oraz obliczenia dla wartości średnich). W tabeli przedstawiono wyniki obliczeń wymaganej długości ścianki dla wartości średnich założonych danych i przy uwzględnieniu ich losowości. Zmienne traktowane są jako niezależne.

Tabela 4.23. Przykład 12. Wyniki obliczeń minimalnej długości ściany.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Długość ściany [m]	**11,70**	**11,25**	**12,15**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Długość ściany [m]	**11,70**	**11,40**	**12,00**
Wytzrymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Długość ściany [m]	**11,70**	**11,20**	**12,35**

$\Delta_{SM}(H) = -0{,}45$ m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}57$ SM(L) = 0,30 m

$\Delta_{SM}(I_D) = 0{,}30$ m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}38$ $\sigma_{SM}(L) = 0{,}79$ m

$\Delta_{SM}(I_L) = 0{,}58$ m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}73$ $\beta(L) = 0{,}38$

W tabeli poniżej przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa F (analiza zagłębienia D). Są one bliskie jedności – konstrukcja znajduje się w stanie równowagi chwiejnej.

Tabela 4.24 Przykład 12. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla długości ściany.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
F = długość wykonana / obliczona	**1,026**	**1,067**	**0,988**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
F = długość wykonana / obliczona	**1,026**	**1,053**	**1,000**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = długość wykonana / obliczona	**1,026**	**1,071**	**0,972**

$\Delta_F(H) = 0{,}04$ $\alpha_F(H) = 0{,}57$ F(L) = 1,03

$\Delta_F(I_D) = -0{,}03$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}38$ $\sigma_F(L) = 0{,}07$ $\nu_F(L) = 0{,}07$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}05$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}72$ $\beta_{LN}(L) = 0{,}34$

Analogiczne jak w poprzednim przykładzie analiza prowadzona dla zginania ściany daje następujące wyniki w odniesieniu do zapasu bezpieczeństwa i współczynnika bezpieczeństwa:

Tabela 4.25 Przykład 12. Wyniki obliczeń momentu zginającego ścianę.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Moment maksymalny [kNm/m]	**493,63**	**447,79**	**541,81**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Moment maksymalny [kNm/m]	**493,63**	**569,10**	**428,16**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Moment maksymalny [kNm/m]	**493,63**	**529,86**	**466,725**

$\Delta_{SM}(H) = -47{,}01$ kNm/m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}52$ SM(M) = 74,37 kNm/m

$\Delta_{SM}(I_D) = 70{,}47$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}78$ $\sigma_{SM}(M) = 90{,}40$ kNm/m

$\Delta_{SM}(I_L) = 31{,}57$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}35$ $\beta(M) = 0{,}82$

W tabeli poniżej przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa (analiza zginania).

Tabela 4.26 Przykład 12. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla momentu zginającego.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00 m	5,75 m	6,25 m
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,151**	**1,268**	**1,048**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,151**	**0,998**	**1,327**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,151**	**1,072**	**1,217**

$\Delta_F(H) = 0{,}11$ $\alpha_F(H) = 0{,}52$ F(M) = 1,15

$\Delta_F(I_D) = -0{,}16$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}78$ $\sigma_F(M) = 0{,}21$ $\nu_F(M) = 0{,}18$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}07$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}34$ $\beta_{LN}(M) = 0{,}68$

Wniosek:

- Ściana nie jest bezpieczna - wskaźniki niezawodności, zarówno dla jej długości jak i ze względu na zginanie, są mniejsze od 1,0 a prawdopodobieństwa awarii dochodzą do 40%.

Uwaga:

- Ściana, która była przedmiotem analizy, wykonana w terenie w sposób nieodpowiedzialny, rzeczywiście uległa awarii. Wystąpiło znaczne przechylenie i ściana wymagała dodatkowego podparcia, zabezpieczającego przed zawaleniem.

Chcąc, korzystając z wyników powyższych analiz, określić długość ścianki zapewniającą wskaźnik niezawodności β=2,5 dla jej zagłębienia przyjęto:

wysokość uskoku terenu $H = 7{,}0 \cdot (1 + 2{,}5 \cdot 0{,}0357 \cdot 0{,}57) = 7{,}356$ m

piasek $\Phi = 30°\cdot(1-2{,}5\cdot 0{,}10\cdot 0{,}38) = 27{,}15°$

glina $c = 35°\cdot(1-2{,}5\cdot 0{,}10\cdot 0{,}73) = 28{,}61$ kPa

$\Phi = 20°\cdot(1-2{,}5\cdot 0{,}10\cdot 0{,}73) = 16{,}35°$

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że niezbędna wysokość ściany musiałaby wynieść 14,3 m, a nie 12,0 m jak wykonano.

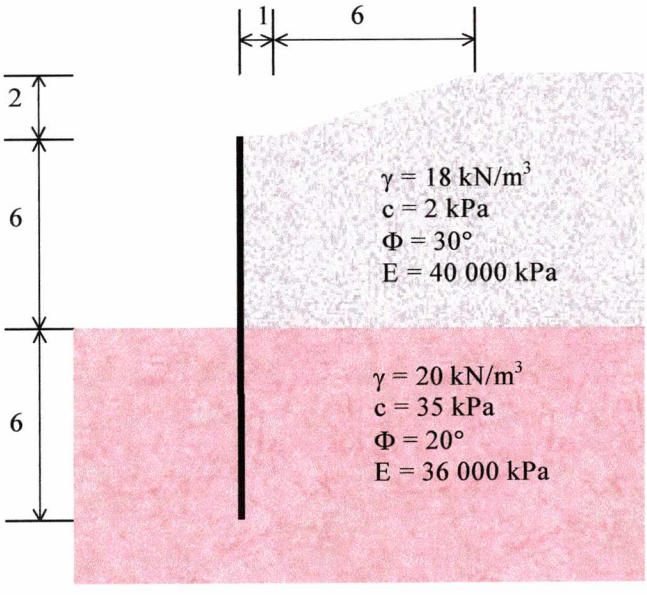
Przykład 13 Zastosowanie proponowanej metody dla szacowania niezawodności w odniesieniu do stanu granicznego użytkowalności.

W przykładzie przeanalizowano sytuację z Przykładu 11 w odniesieniu do przemieszczenia poziomego korony ściany oporowej. Analizowana ściana oporowa o schemacie górą niepodpartym z reguły doznaje znacznych przemieszczeń poziomych. W przedstawionym przykładzie założono, że maksymalnym dopuszczalnym przemieszczeniem poziomym jest 20 cm – przekroczenie tej wartości oznacza niespełnienie SGU.

Dane deterministyczne:

piasek	$\gamma = 18$ kN/m^3,	E = 40 000 kPa
glina	$\gamma = 20$ kN/m^3,	E = 36 000 kPa
grodzica	L = 12 m,	EI=55104 kNm^2/m

Dopuszczalne przemieszczenie poziome korony ściany $u_X = 0{,}2$ m



Podstawowe parametry losowe:

uskok terenu $\overline{H} = 6{,}0$ m lub $\overline{H} = 7{,}0$ m,

$\sigma_H = 0{,}25$ m

piasek $\overline{\Phi} = 30°$, $\sigma_\Phi = 3°$,

$\overline{c} = 2$ kPa,

glina $\overline{c} = 35$ kPa, $\sigma_c = 3{,}5$ kPa,

$\overline{\Phi} = 20°$, $\sigma_\Phi = 2°$.

Rysunek 4.10. Schemat do obliczeń MES

Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem programu metody elementów skończonych PLAXIS. Ze względu na wymagania programu przyjęto spójność w piasku (2 kPa), co może odpowiadać realnie obserwowanej spójności pozornej związanej z wilgotnością gruntu. Obok przemieszczenia poziomego korony ściany oporowej rejestrowano wartości maksymalnych momentów zginających ściankę. Obliczane momenty były istotnie mniejsze od wyznaczonych wcześniej w oparciu o teorię parć, co potwierdza, że tradycyjne modele obliczeniowe, nie są dokładne: nie pozwalają na uwzględnienie możliwości deformacji ściany - wpływu sztywności ani na uwzględnienie prostującego ścianę wpływu tarcia gruntu na jej powierzchni.

W tabeli przedstawiono wyniki obliczeń przemieszczenia poziomego korony ścianki u_{x0} pozwalające na przeprowadzenie analizy wrażliwości.

Tabela 4.27 Przykład 13. Wyniki obliczeń przemieszczenia korony ściany oporowej u_{x0}.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**11,0**	**9,90**	**13,0**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**11,0**	**13,0**	**8,60**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**11,0**	**11,5**	**9,70**

Obliczenia pozwalają ponownie na zastosowanie dwóch możliwych hipotez o typie rozkładu: dla marginesu bezpieczeństwa SM– rozkład normalny a dla współczynnika bezpieczeństwa F– rozkład lognormalny.

$\Delta_{SM}(H) = 1{,}55$ cm $\quad \alpha_{SM}(H) = 0{,}55 \quad SM(u_x) = 9{,}0$ cm

$\Delta_{SM}(I_D) = -2{,}20$ cm $\quad \alpha_{SM}(I_D) = -0{,}78 \quad \sigma_{SM}(u_x) = 2{,}84$ cm

$\Delta_{SM}(I_L) = -0{,}90$ cm $\quad \alpha_{SM}(I_L) = -0{,}32 \quad \beta(u_x) = 3{,}17$

W tabeli poniżej przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa definiowanych jako stosunek przemieszczenia dopuszczalnego $u_x = 0{,}20$ m do wartości obliczonej u_{x0}.

Tabela 4.28 Przykład 13. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla przemieszczenia ściany.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
$F = u_x / u_{x0}$	**1,818**	**2,020**	**1,538**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30	27	33
$F = u_x / u_{x0}$	**1,818**	**1,538**	**2,326**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
$F = u_x / u_{x0}$	**1,818**	**1,739**	**2,062**

Obliczenia przeprowadzone zgodnie z propozycją Duncana - dla współczynnika bezpieczeństwa F przyjęto rozkład lognormalny.

$\Delta_F(H) = 0{,}24$ $\alpha_F(H) = 0{,}49$ $F(u_x) = 1{,}82$

$\Delta_F(I_D) = -0{,}39$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}81$ $\sigma_F(u_x) = 0{,}49$ $\nu_F(u_x) = 0{,}27$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}16$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}33$ $\beta_{LN}(u_x) = 2{,}13$

Obok minimalnej głębokości zapewniającej bezpieczne utwierdzenie ściany poniżej dna wykopu można również analizować poziom bezpieczeństwa ze względu na zginanie ściany. W tabeli przedstawiono wartości maksymalnych momentów zginających ściankę wyznaczone dla wartości średnich i przy założonej zmienności danych do obliczeń.

Tabela 4.29 Przykład 13. Wyniki obliczeń momentu zginającego ścianę oporową.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Moment maksymalny [kNm/m]	**196,0**	**181,0**	**211,0**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Moment maksymalny [kNm/m]	**196,0**	**223,0**	**159,0**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Moment maksymalny [kNm/m]	**196,0**	**210,0**	**183,0**

Uzyskane wyniki odniesiono do wartości charakterystycznej wytrzymałości na zginanie określonej jako 1,50·M gdzie M jest wartością maksymalnego momentu uzyskanego dla wartości średnich danych wprowadzanych do obliczeń, tj. M = 196 kNm/m.

Prowadzone obliczenia pozwalają ponownie na zastosowanie dwóch możliwych hipotez o typach rozkładu. Dla marginesu bezpieczeństwa SM przyjmuje się rozkład normalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_{SM}(H) = -15{,}0$ kNm/m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}40$ SM(M) = 98,00 kNm/m

$\Delta_{SM}(I_D) = 32{,}0$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}85$ $\sigma_{SM}(M) = 37{,}83$ kNm/m

$\Delta_{SM}(I_L) = 13{,}5$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}36$ $\beta(M) = 2{,}59$

W tabeli poniżej przedstawiono wartości obliczonych współczynników bezpieczeństwa

Tabela 4.30 Przykład 13. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla momentu zginającego.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,500**	**1,624**	**1,393**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,500**	**1,318**	**1,849**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,500**	**1,400**	**1,607**

Dla współczynnika bezpieczeństwa przyjęto rozkład lognormalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_F(H) = 0{,}12$ $\alpha_F(H) = 0{,}38$ F(M) = 1,50

$\Delta_F(I_D) = -0{,}27$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}86$ $\sigma_F(M) = 0{,}31$ $\nu_F(M) = 0{,}20$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}10$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}34$ $\beta_{LN}(M) = 1{,}90$

Wnioski:

- Zaprojektowana ściana jest bezpieczna a wskaźniki niezawodności zarówno dla jej przemieszczenia jak i ze względu na zginanie są satysfakcjonujące.
- Wyznaczone współczynniki wrażliwości α_i są bardzo zbliżone niezależnie od sposobu prowadzenia obliczeń. Pozwala to na łatwe wyznaczenie wartości obliczeniowych (współczynników cząstkowych) dla poziomu bezpieczeństwa założonego przez projektanta.

Dla sytuacji, w której ścianka nie zostaje wprowadzona na wymaganą głębokość poniżej dna wykopu, a przestrzeń za „niedobitą" ścianką zostaje wypełniona gruntem z wykopu, można oszacować podobnie jak w poprzednich przykładach prawdopodobieństwo przekroczenia wartości przemieszczeń określonych jako dopuszczalne oraz prawdopodobieństwo przekroczenia nośności ściany na zginanie. Wykonuje się 7 cykli obliczeń (3 zmienne losowe po 2 wartości oraz obliczenia dla wartości średnich). W tabeli przedstawiono wyniki obliczeń wymaganej długości ścianki dla wartości średnich założonych danych i przy uwzględnieniu ich losowości (zmienne losowe traktowane są jako niezależne).

Tabela 4.31 Przykład 13. Wyniki obliczeń przemieszczenia korony ściany oporowej.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**18,90**	**18,10**	**22,70**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**18,90**	**23,30**	**15,80**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Przemieszczenie korony ściany [cm]	**18,90**	**21,30**	**18,10**

$\Delta_{SM}(H) = 2{,}30$ cm $\quad \alpha_{SM}(H) = 0{,}49 \quad SM(u_x) = 1{,}1$ cm

$\Delta_{SM}(I_D) = -3{,}75$ cm $\quad \alpha_{SM}(I_D) = -0{,}80 \quad \sigma_{SM}(u_x) = 4{,}68$ cm

$\Delta_{SM}(I_L) = -1{,}60$ cm $\quad \alpha_{SM}(I_L) = -0{,}34 \quad \beta(u_x) = 0{,}23$

W tabeli przedstawiono wyznaczone współczynniki bezpieczeństwa definiowane jako stosunek założonego przemieszczenia dopuszczalnego u_x do wartości obliczonej u_{x0}.

Tabela 4.32 Przykład 13. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla przemieszczenia ściany.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
$F = u_x / u_{x0}$	**1,058**	**1,105**	**0,881**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30°	27°	33°
$F = u_x / u_{x0}$	**1,058**	**0,858**	**1,266**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
$F = u_x / u_{x0}$	**1,058**	**0,939**	**1,105**

Obliczenia przeprowadzone zgodnie z propozycją Duncana - dla współczynnika bezpieczeństwa F przyjęto rozkład lognormalny.

$\Delta_F(H) = 0{,}11$ $\alpha_F(H) = 0{,}45$ $F(u_x) = 1{,}06$

$\Delta_F(I_D) = -0{,}20$ $\alpha_F(I_D) = -0{,}83$ $\sigma_F(u_x) = 0{,}25$ $\nu_F(u_x) = 0{,}23$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}08$ $\alpha_F(I_L) = -0{,}34$ $\beta_{LN}(u_x) = 0{,}13$

Obok przemieszczenia poziomego korony ściany można również analizować poziom bezpieczeństwa ze względu na zginanie ściany. W tabeli poniżej przedstawiono wartości maksymalnych momentów zginających ściankę wyznaczone dla wartości średnich i przy założonej zmienności danych do obliczeń.

Tabela 4.33 Przykład 13. Wyniki obliczeń momentu zginającego ścianę oporową.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
Moment maksymalny [kNm/m]	**280,0**	**277,0**	**316,0**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30	27	33
Moment maksymalny [kNm/m]	**280,0**	**323,0**	**244,0**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
Moment maksymalny [kNm/m]	**280,0**	**290,0**	**270,0**

Prowadzone obliczenia pozwalają ponownie na zastosowanie dwóch możliwych hipotez o typach rozkładu. Dla zapasu (marginesu) bezpieczeństwa SM przyjmuje się rozkład normalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_{SM}(H) = -19{,}5$ kNm/m $\alpha_{SM}(H) = 0{,}43$ $SM(M) = 14{,}00$ kNm/m

$\Delta_{SM}(I_D) = 39{,}5$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_D) = -0{,}87$ $\sigma_{SM}(M) = 45{,}17$ kNm/m

$\Delta_{SM}(I_L) = 10{,}0$ kNm/m $\alpha_{SM}(I_L) = -0{,}22$ $\beta(M) = 0{,}31$

W zamieszczonej niżej tabeli przedstawiono wyniki obliczonych współczynników bezpieczeństwa F dla momentu zginającego w sytuacji „awaryjnej" – gdy ściana nie została wprowadzona na wymaganą głębokość.

Tabela 4.34 Przykład 13. Wyniki obliczeń współczynnika bezpieczeństwa dla momentu zginającego.

zmienna	$\overline{X}$	$\overline{X} - \sigma_x$	$\overline{X} + \sigma_x$
Głębokość wykopu [m]	6,00	5,75	6,25
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,050**	**1,061**	**0,930**
Wytrzymałość gruntu niespoistego Φ	30	27	33
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,050**	**0,910**	**1,205**
Wytrzymałość gruntu spoistego Φ (c)	20° (35 kPa)	18° (31,5 kPa)	22° (38,5 kPa)
F = moment dopuszczalny / obliczony	**1,050**	**1,014**	**1,089**

Dla współczynnika bezpieczeństwa F przyjęto rozkład lognormalny o parametrach podanych poniżej.

$\Delta_F(H) = 0{,}07$ $\alpha_F(H) = 0{,}40$ $F(M) = 1{,}05$

$\Delta_F(I_D) = -0{,}15$ $\alpha_F(H) = -0{,}89$ $\sigma_F(M) = 0{,}17$ $\nu_F(M) = 0{,}16$

$\Delta_F(I_L) = -0{,}04$ $\alpha_F(H) = -0{,}23$ $\beta_{LN}(M) = 0{,}23$

Wniosek:

- Ściana nie jest bezpieczna - wskaźniki niezawodności zarówno dla dopuszczalnego przemieszczenia korony jak i ze względu na zginanie, dla zapasu bezpieczeństwa i współczynnika bezpieczeństwa, są znacznie mniejsze od 1,0 a prawdopodobieństwa awarii dochodzą do 45%.

4.7. Podsumowanie wyników

Prowadzone obliczenia wykazały przydatność zaproponowanej przez Duncana uproszczonej metody szacowania wskaźnika niezawodności w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji oporowej utwierdzonej w gruncie. Wykazano ponadto, że dla funkcji opisujących analizowane stany graniczne (nośności i użytkowalności) zaproponowana metodę można rozwinąć w celu wyznaczenia wartości współczynników cząstkowych w danej sytuacji geotechnicznej. Zaproponowane rozwinięcie pozwala na łatwe i wystarczająco dokładne (w odniesieniu do obliczeń prowadzonych algorytmem Hasofera

i Linda) oszacowanie współczynników cząstkowych, również gdy nie można w prosty sposób zapisać warunku stanu granicznego.

Metoda punktu obliczeniowego Hasofera-Linda nie znalazła należytego zastosowania w przygotowywanej normie EC7-Projektowanie Geotechniczne, chociaż jest przez nią dopuszczana do stosowania. Przedstawione przykłady prostej analizy bezpieczeństwa pokazują, że użyteczność tej metody jest duża, o ile można zdefiniować powierzchnię stanu granicznego. Wyprowadzone warunki stanu granicznego dla konstrukcji oporowych cechują się małą nieliniowością, co zapewnia szybką zbieżność metod poszukiwania rozwiązania.

Zaprezentowana przez autora uproszczona metoda obliczeń, oparta na propozycji Duncana, daje się łatwo uogólnić na większą liczbę parametrów losowych, pod warunkiem, że są one niezależne. W sytuacji, gdy parametry losowe są skorelowane, można wprowadzić parametry wiodące np. I_L i I_D co może prowadzić jednak do pogorszenia dokładności obliczeń. Można również wprowadzić nowe współrzędne uogólnione, w których nie wystąpi skorelowanie zmiennych losowych (diagonalizacja macierzy kowariancji) [36].

5. ŚCIANY OPOROWE KOTWIONE LUB ROZPIERANE

Do analizy wybrano najprostsze i najczęściej cytowane w literaturze metody obliczeniowe oparte na schemacie przegubowego zamocowania ściany kotwionej w gruncie. Przyjęto stosowane często założenie o gładkości ściany oporowej, które wpływa na wyniki obliczeń, może jednak przy zastosowanej procedurze obliczeniowej zostać zastąpione założeniem dowolnej szorstkości ściany.

5.1. Rozpatrywane sytuacje geotechniczne i metody obliczeniowe

5.1.1. Założenia

Rozpatruje się ścianę podtrzymującą uskok terenu o wysokości 6,0 m, zagłębioną w gruncie niespoistym o kącie tarcia wewnętrznego Φ=30°, Φ=34° i Φ=38° (co odpowiada kolejno piaskom drobnym, piaskom średnim i pospółkom).

Wstępnie, dla uproszczenia obliczeń przyjęto, że w obrębie długości ściany nie występuje zwierciadło wody gruntowej. Występowanie wody gruntowej nie zmienia znacząco algorytmu obliczeń, wprowadza jednak dodatkową zmienną losową (poziom zwierciadła wody gruntowej - zwg.). Przypadek ze zmiennym poziomem zwg. za ścianką rozpatrzono dla zobrazowania wpływu rosnącej liczby zmiennych na wartości współczynników wpływu α_i.

Analizowana ściana obliczana jest jako kotwiona. Ściany kotwione i rozpierane nie są rozróżniane. Analizowano różne poziomy zakotwienia oraz możliwe występowanie obciążenia naziomu w wartościach zbliżonych do typowych propozycji normowych.

W obliczeniach dla ścian gładkich analizowano następujące propozycje:

- FESM – Free Earth Support Method według propozycji z [13] z globalnym współczynnikiem bezpieczeństwa dla zagłębienia D równym F=1,41.

- Metodę opartą na parciach granicznych, gdzie odpór gruntu na długości zagłębienia ściany redukowany jest współczynnikiem równym 1,50 a zagłębienie poniżej punktu zerowych parć powiększa się dodatkowo o 20%.
- Metodę opartą na parciach granicznych, gdzie odpory redukuje się współczynnikiem zależnym od wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu (tutaj dla Φ=30° F=1,80 a dla Φ=38° F=2,15) wg. [50].

Dla wymienionych wyżej metod sporządzono własne arkusze kalkulacyjne w programie EXCEL pozwalające na wyznaczenie poszukiwanych wielkości: zagłębienia D, wartości siły w zakotwieniu T i maksymalnego momentu zginającego ścianę M_{max}.

5.1.2. Kryteria stanów granicznych

Projektowana ściana musi spełniać następujące warunki:

- zagłębienie ściany musi zapewnić stateczność ogólną (zagłębienie wyznaczane jest najczęściej z warunku równowagi momentów sił obliczanych względem poziomu zakotwienia ściany przy założeniu występowania parć granicznych przed i za ścianą),
- obliczeniowa wartość siły w zakotwieniu (rozporze) wyznaczona w obliczeniach statycznych nie może przekroczyć nośności kotwy (rozpory),
- maksymalny moment zginający wyznaczony w obliczeniach statycznych nie może przekroczyć wartości wytrzymałości ściany (stalowej szczelnej lub szczelinowej) na zginanie.

5.1.3. Obliczenia sprężysto-plastyczne (MES)

Ocena bezpieczeństwa konstrukcji zaprojektowanej z wykorzystaniem obliczeń sprężysto-plastycznych w Metodzie Elementów Skończonych jest o tyle trudna, że wymaga stosowania bądź programów pozwalających na uwzględnienie losowości parametrów wchodzących do obliczeń (kształt, parametry wytrzymałościowe) bądź poszukiwania powierzchni odpowiedzi modelu na zmieniające się dane do obliczeń (tzw. response surface - RS). Odrębnym problemem są wzmiankowane wcześniej błędy modelu, błędy dyskretyzacji (wyniki zależne od przyjętej siatki MES), błędy obliczeń wynikające z tolerancji i błędy konwergencji [57]. Poszukiwanie powierzchni wpływu

(RS) wymaga najczęściej stosowania technik teorii aproksymacji lub sieci neuronowych, co wymaga z kolei zgromadzenia olbrzymiej liczby danych (wyników z MES) i jest bardzo trudne dla standardowych programów MES, w których nie ma możliwości wprowadzania zmiennych parametrów do obliczeń.

W pracy zastosowano podejście odmienne, pozwalające przy zapewnionej odpowiedniej zgodności z modelem MES i z doświadczeniem, na zaprogramowanie prostych procedur obliczeniowych dla minimalnego zagłębienia D, wartości siły w zakotwieniu T i maksymalnego momentu zginającego M_{max}. Zaobserwowano, że przy założonej, dużej sztywności ściany w stosunku do modułu podłoża, wykres parć działających na ścianę wyznaczony w MES (jak i w badaniach modelowych i polowych) jest praktycznie tożsamy z wykresem teoretycznym wyznaczonym na podstawie parć granicznych. Potwierdzenie tej obserwacji znaleźć można np. w [86].

Przyjęto zatem założenie, że parcia na ścianę wyznaczone w oparciu o klasyczną teorię parć granicznych mogą poprawnie „symulować" rzeczywistość. Pozwoliło to na stworzenie modelu matematycznego, łatwego do zaprogramowania i pozwalającego na analizę losową z uwzględnieniem danych w postaci zmiennych losowych.

5.2. Zagłębienie poniżej dna wykopu

Celem prowadzonych obliczeń było określenie poziomu bezpieczeństwa dla zagłębienia ściany oporowej poniżej projektowanego dla wykopu dla wybranych deterministycznych metod obliczeniowych i schematu statycznego zakładającego przegubowe podparcie w gruncie.

5.2.1. Ściana zagłębiona w piasku drobnym.

Jako wartości stałe wprowadzano do obliczeń:

- poziom zakotwienia (przyjmowano 0,0 lub 1,5 m = 0,25·H),
- obciążenie naziomu q = 0 dla przykładu z nieobciążonym naziomem.

Wartości średnie parametrów wprowadzonych do obliczeń wynosiły

- dla kąta tarcia wewnętrznego $\overline{\Phi} = 30°$,
- dla ciężaru objętościowego $\overline{\gamma} = 18$ kN/m^3,
- dla głębokości wykonanego wykopu $\overline{H} = 6{,}00$ m,
- dla obciążenia naziomu $\overline{q} = 20$ kPa.

W obliczeniach uwzględniono możliwą zmienność losową:

- kąta tarcia wewnętrznego Φ przyjętą na poziomie 10% (ν_Φ=0,10),
- ciężaru objętościowego przyjętą na poziomie 5% (ν_γ=0,05),
- głębokości wykonanego wykopu H przyjętą na poziomie 5% (ν_H=0,05),
- obciążenia naziomu q przyjętą na poziomie 20% (ν_q=0,20).

Zastosowany program COMREL do obliczeń niezawodnościowych pozwalający na wyznaczenie wskaźnika niezawodności według Hasofera i Linda metodą FORM lub SORM oparty na algorytmie Rackwitza pozwala na wprowadzanie zmiennych losowych opisywanych wybranymi typami rozkładów o określonych wyżej parametrach. Na podstawie wskazań literaturowych przyjęto:

- dla kąta tarcia wewnętrznego Φ - rozkład normalny,
- dla głębokości wykonanego wykopu H – rozkład normalny,
- dla obciążenia naziomu q – rozkład beta.

W poprzednim rozdziale pokazano, że metoda wskaźnika niezawodności β pozwala również na prowadzenie obliczeń z pominięciem określania typów rozkładów a jedynie w oparciu o znajomość dwu pierwszych momentów statystycznych.

Wartości wskaźnika niezawodności β i wartości współczynników wpływu (cosinusów kierunkowych) α_i wyznaczono przy zastosowaniu programu COMREL na bazie własnych programów napisanych w języku FORTRAN.

Niezawodność zagłębienia poniżej dna wykopu D.

W tabeli 5.1. przedstawiono wartości minimalnego zagłębienia D wyznaczone wybranymi metodami oraz odpowiadające im wskaźniki niezawodności β i wartości współczynników globalnych dla D i współczynnika odporu granicznego K_p.

Tab. 5.1. Porównanie wskaźników niezawodności dla różnych metod zapewnienia bezpieczeństwa.

Model	Wyznaczone D [m] zapewniające stateczność	Stosowane współczynniki globalne	Wskaźnik niezawodności β
FESM Cernica [13]	9,54	F_D=1,41	1,42
FESM Puller [67]	9,91	F_{Kp}=1,50 F_x=1,20	1,87
Fleming [50]	10,11	$F_{Kp}(30°)$=1,80	2,09

Uzyskane wyniki pokazują, że stosowane metody obliczeniowe oparte na współczynnikach globalnych, wobec możliwej dużej zmienności Φ, H i q dają stosunkowo małe wskaźniki niezawodności β Ponieważ nie obserwuje się powszechnie awarii konstrukcji zaprojektowanych tymi metodami można stwierdzić, że testowane wyżej metody zawierają ukryte zapasy bezpieczeństwa, zwłaszcza założenie o braku tarcia na powierzchni ściany (potwierdza to obserwacje zawarte w rozdziale 2).

Dla analizowanej metody FESM, w sytuacji gdy powierzchnia ściany jest rzeczywiście gładka, zaproponowano dwa sposoby uzyskania wymaganego poziomu bezpieczeństwa:

- przez odpowiedni dobór współczynników globalnych F(β),
- przez dobór współczynników cząstkowych $\gamma_i=1+\nu_i\cdot\beta\cdot\alpha_i$

Sposób pierwszy polega na takim doborze współczynników globalnych, aby uzyskana długość D zapewniała w analizie losowej odpowiedni wskaźnik bezpieczeństwa.

Sposób drugi pozwala na wyznaczenie ostatecznej długości D z pominięciem globalnego współczynnika bezpieczeństwa. Wyznaczenie współczynników cząstkowych w postaci $\gamma_i=1+\nu_i\cdot\beta\cdot\alpha_i$ daje, wobec stwierdzonej stosunkowo dużej stabilności współczynników wpływu α_i, możliwość modyfikacji wartości obliczeniowych nie tylko w zależności od pożądanego poziomu bezpieczeństwa, ale i stwierdzonej zmienności parametrów losowych.

Przykłady obliczeń MODEL FESM

W przeanalizowanych niżej przykładach przyjmuje się ciężar objętościowy gruntu γ = 18 kN/m^3, oraz wartości średnie wynoszące dla kąta tarcia wewnętrznego $\overline{\Phi}$ = 30°, dla głębokości wykonanego wykopu $\overline{H}$ = 6,00 m. Obliczenia prowadzone programem COMREL pozwalają na wyznaczenie współczynników wpływu w sposób ścisły

(wartości α_{H-L}) i następnie stosownych współczynników cząstkowych γ. Jednocześnie, dla porównania, zamieszczono w tabelach wartości współczynników wpływu wyznaczonych w sposób uproszczony $\alpha_{(met.\ upr.)}$ tj. za pomocą zmodyfikowanej metody Duncana.

Przykład 1 Wykop z obciążonym naziomem, zakotwienie na ¼ głębokości.

Tabela 5.2. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi=1+\nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q=1+\nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H=1+\nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2,0	10,00	1,6	0,83	1,04	1,045
2,5	10,50	1,8	0,79	1,05	1,056
3,0	11,00	2,0	0,75	1,06	1,067
			Φ	q	H
		ν	10%	20%	5%
		α_{H-L}	-0,84	0,10	0,54
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,74	0,08	0,67

Sprawdzenie :

Obliczenia przeprowadzone z uwzględnieniem współczynników cząstkowych przy pominięciu współczynnika globalnego dla $\beta = 2$ dają ostatecznie H + D =10 m (odpowiednio 9,98 m dla współczynników cząstkowych wyznaczonych według propozycji Hasofera i Linda oraz 9,96 m według propozycji autora).

Współczynniki wpływu wyznaczone dla powyższego przykładu według proponowanej metody uproszczonej wynosiły odpowiednio:

- $\alpha_\Phi = -0{,}74$ dla kąta tarcia wewnętrznego
- $\alpha_q = 0{,}08$ dla obciążenia na naziomie
- $\alpha_H = 0{,}67$ dla wysokości uskoku terenu

i były nieznacznie różne od tych wyznaczonych według propozycji Hasofera i Linda co jednak nie ma istotnego znaczenia dla wyznaczonej długości ściany.

Przykład 2 Dane jak w przykładzie 1, ale bez obciążenia na naziomie (q = 0 kPa).

Tabela 5.3. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2	9,60	1,6	0,84	-	1,060
2,5	10,00	1,8	0,80	-	1,075
3,0	10,50	2,0	0,76	-	1,09
			Φ	q	H
		ν	10%	0%	5%
		$\alpha_{H\text{-}L}$	-0,80	-	0,60
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,70		0,72

Sprawdzenie:

Obliczenia przeprowadzone z uwzględnieniem współczynników cząstkowych przy pominięciu współczynnika globalnego dla dla $\beta = 2$ dają ostatecznie H + D = 9,6 m

Przykład 3. Wykop z obciążonym naziomem, zakotwienie w poziomie terenu

Tabela 5.4. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2	10,30	1,57	0,82	1,04	1,04
2,5	10,75	1,75	0,78	1,05	1,05
3,0	11,30	1,95	0,73	1,06	1,06
			Φ	q	H
		ν	10%	20%	5%
		$\alpha_{H\text{-}L}$	-0,89	0,10	0,43
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,76	0,10	0,64

Przykład 4. Dane jak w przykładzie 3, ale bez obciążenia na naziomie (q = 0 kPa).

Tabela 5.5. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2	9,80	1,60	0,832	-	1,055
2,5	10,20	1,75	0,79	-	1,067
3,0	10,70	1,95	0,75	-	1,081
			Φ	q	H
		ν	10%	0%	5%
		$\alpha_{H\text{-}L}$	-0,80	-	0,60
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,72	-	0,69

Wnioski:

Otrzymane wyniki pokazują, że prowadząc obliczenia najprostszym modelem można stosować współczynniki globalne na D w wartościach 1,60, 1,80 i 2,00 dla wymaganych wskaźników niezawodności β odpowiednio 2,0; 2,5 i 3,0.

Takie rozwiązanie ma wszakże tą wadę, że jest poprawne jedynie dla ustalonych typowych współczynników zmienności podanych w przykładach. Metodą lepszą wydaje się być stosowanie współczynników cząstkowych, które przy innych niż w przykładach współczynników zmienności i stosunkowo stabilnych współczynnikach wpływu α_i dla badanego modelu pozwalają na wprowadzanie dowolnego wymaganego poziomu bezpieczeństwa. Wartości współczynników cząstkowych można łatwo wyznaczać na podstawie propozycji autora - również uwzględniając wpływ przestrzennego uśrednienia pola losowego poprzez redukcję odchylenia standardowego dla parametrów geotechnicznych.

5.2.2. Ściana zagłębiona w pospółce.

Dla przeanalizowania możliwości stosowania metody wskaźnika niezawodności dla różnych gruntów niespoistych przeprowadzono obliczenia dla gruntu o większym niż poprzednio kącie tarcia wewnętrznego.

Jako wartości stałe wprowadzano do obliczeń:

- poziom zakotwienia (przyjmowano 0,0 lub 1,5 m = 0,25·H),
- obciążenie naziomu q=0 gdy analizowano przykład z nieobciążonym naziomem.

Wartości średnie parametrów wprowadzonych do obliczeń wynosiły

- dla kąta tarcia wewnętrznego $\overline{\Phi}$=38°,
- dla ciężaru objętościowego gruntu $\overline{\gamma}$=19 kN/m^3 (pospółka)
- dla głębokości wykonanego wykopu $\overline{H}$=6,00 m.,
- dla obciążenia naziomu $\overline{q}$=20 kPa

W obliczeniach uwzględniono możliwą zmienność losową:

- kąta tarcia wewnętrznego Φ przyjętą na poziomie 10% (ν_Φ=0,10) - rzeczywisty współczynnik zmienności dla gruntu o większym Φ może być większy, jednak przyjęto wartość umożliwiającą porównanie przykładów,
- ciężaru objętościowego gruntu γ przyjętą na poziomie 5%, (ν_H=0,05), uwzględniono dodatkowo sygnalizowaną w literaturze dodatnią korelację Φ i γ.
- głębokości wykonanego wykopu H przyjętą na poziomie 5%, (ν_H=0,05),
- obciążenia naziomu q przyjętą na poziomie 20%, (ν_q=0,20).

Typy rozkładów podstawowych zmiennych losowych przyjęto identyczne jak w poprzednim przykładzie.

Wartości wskaźnika niezawodności β i wartości współczynników wpływu α_i wyznaczono przy zastosowaniu programu COMREL na bazie własnych programów napisanych w języku FORTRAN.

Niezawodność zagłębienia D poniżej dna wykopu.

W tabeli przedstawiono wartości minimalnego zagłębienia D wyznaczone wybranymi metodami oraz odpowiadające im wskaźniki niezawodności β i wartości współczynników globalnych dla D i współczynnika odporu granicznego K_p.

Tabela 5.6. Określenie wskaźników niezawodności dla stosowanych metod .

Model	Wyznaczone D [m] zapewniające statecznoćc	Stosowane współczynniki globalne	Wskaźnik niezawodności β
Cernica [13]	8,18	F_D=1,41	1,07
Puller [67]	8,32	F_{Kp}=1,50 F_x=1,20	1,37
Fleming [50]	8,68	$F_{Kp}(38°)$=2,15	1,886

Uzyskane wyniki pokazują, że stosowane metody obliczeniowe oparte na współczynnikach globalnych, wobec założonej w obliczeniach (możliwej w praktyce) zmienności Φ, H i q dają stosunkowo małe wskaźniki niezawodności. Co znamienne – metody deterministyczne dają znacznie mniejsze wskaźniki niezawodności dla ścian w gruncie o większym Φ. Jedynie metoda Fleminga – nakazująca stosowanie współczynników bezpieczeństwa zależnych od Φ daje porównywalne wskaźniki bezpieczeństwa dla różnych kątów tarcia wewnętrznego.

Dla analizowanych metod nr 1, 2 i 3 zaproponowano, podobnie jak rozpatrywanym poprzednio przykładzie z piaskiem drobnym, dwa sposoby uzyskania wymaganego poziomu bezpieczeństwa:

- przez odpowiedni dobór współczynników globalnych $F(\beta)$,
- przez dobór współczynników cząstkowych $\gamma_i=1+\nu_i\cdot\beta\cdot\alpha_i$

Przykłady obliczeń MODEL FESM

W przeanalizowanych niżej przykładach przyjmuje się ciężar objętościowy gruntu γ = 19 kN/m^3, oraz wartości średnie wynoszące dla kąta tarcia wewnętrznego $\overline{\Phi}$ = 38°, dla głębokości wykonanego wykopu $\overline{H}$=6,00 m. Obliczenia prowadzone specjalistycznym programem COMREL pozwalają na wyznaczenie współczynników wpływu w sposób ścisły (wartosci $\alpha_{H\text{-}L}$) i następnie stosownych współczynników cząstkowych γ. Jednocześnie, dla porównania, zamieszczono w tabelach wartości współczynników wpływu wyznaczonych w sposób uproszczony $\alpha_{(met.\ upr.)}$.

Przykład 5. Wykop z obciążonym naziomem, zakotwienie na ¼ głębokości.

Tabela 5.7. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu $q = 20$ kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2,0	8,72	1,78	0,84	1,028	1,060
2,5	9,08	2,00	0,80	1,035	1,075
3,0	9,47	2,26	0,76	1,042	1,090
			Φ	q	H
		ν	10%	20%	5%
		$\alpha_{H\text{-}L}$	-0,80	0,07	0,60
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,68	0,05	0,73

Większe niż w przypadku piasku współczynniki bezpieczeństwa wymagane dla uzyskania porównywalnego poziomu bezpieczeństwa potwierdzają, że dla gruntów mocniejszych należy stosować bardziej konserwatywne wartości współczynników bezpieczeństwa, co realizowane jest np. w propozycji Fleminga [50].

Sprawdzenie:

Obliczenia sprawdzające dla $\beta = 3{,}0$ przeprowadzone z uwzględnieniem współczynników cząstkowych wyznaczonych powyżej, przy pominięciu współczynnika globalnego, dają ostatecznie $H + D = 9{,}47$ m. Podstawienie wartości obliczeniowych uzyskanych na podstawie współczynników wpływu wyznaczonych metodą autora daje wynik $L = H + D = 9{,}42$ m. Analogiczne obliczenia przeprowadzone dla współczynników cząstkowych zaproponowanych w EC7 dają wynik $L = H + D = 9{,}17$ m. Natomiast dla $\beta = 2{,}50$ wszystkie 3 metody dają niemal identyczne wyniki.

Generalnie można zaobserwować, że zaproponowana metoda uproszczona wyznaczania współczynników cząstkowych daje największą zgodność z procedurą opartą na pełnej analizie probabilistycznej w zakresie katów tarcia wewnętrznego 30° do 40°. Długość ściany wyznaczana jest wtedy z dokładności rzędu 1÷2%. Przy dużych kątach tarcia wewnętrznego (ponad 40°) niedokładność wyznaczania L ściany może wynosić rzędu 3÷4% co w przełożeniu na wskaźnik niezawodności daje nieistotne różnice.

Przykład 6. Dane jak w przykładzie 5, ale bez obciążenia na naziomie (q = 0 kPa).

Tabela 5.8. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2,0	8,45	1,75	0,85	-	1,066
2,5	8,87	2,03	0,81	-	1,082
3,0	9,20	2,28	0,77	-	1,099
			Φ	q	H
		ν	10%	0%	5%
		α_{H-L}	-0,75	-	0,66
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,64	-	0,77

Przykład 7. Wykop z obciążonym naziomem, zakotwienie w poziomie terenu.

Tabela 5.9. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2,0	9,00	1,76	0,83	1,032	1,052
2,5	9,35	1,97	0,79	1,040	1,065
3,0	9,69	2,17	0,75	1,048	1,078
			Φ	q	H
		ν	10%	20%	5%
		α_{H-L}	-0,85	0,08	0,52
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,71	0,07	0,70

Przykład 8. Dane jak w przykładzie 7, ale bez obciążenia na naziomie (q = 0 kPa).

Tabela 5.10. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}0 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

Wskaźnik niezawodn. β	Długość ściany L	Globalny wsp. bezp. F_D	$\gamma_\Phi = 1 + \nu_\Phi \cdot \beta \cdot \alpha_\Phi$	$\gamma_q = 1 + \nu_q \cdot \beta \cdot \alpha_q$	$\gamma_H = 1 + \nu_H \cdot \beta \cdot \alpha_H$
2,0	8,66	1,76	0,84	-	1,062
2,5	9,01	2,00	0,81	-	1,077
3,0	9,36	2,22	0,77	-	1,093
			Φ	q	H
		ν	10%	0%	5%
		α_{H-L}	-0,78	-	0,62
		$\alpha_{(met.\ upr.)}$	-0,66	-	0,75

Otrzymane wyniki pokazują, że prowadząc obliczenia najprostszym modelem można stosować współczynniki globalne na D w wartościach 1,80, 2,00 i 2,20 dla wymaganych wskaźników niezawodności β odpowiednio 2,0; 2,5 i 3,0. Takie rozwiązanie jest jednak poprawne jedynie dla ustalonych typowych współczynników zmienności podanych w przykładach. Założenie mniejszej zmienności kąta tarcia wewnętrznego (uwzględnienie skali fluktuacji) prowadzi - podobnie jak w przykładzie z piaskiem drobnym - do zmniejszenia wartości współczynników globalnych a zarazem zmiany wag poszczególnych danych w obliczeniach (współczynników wpływu α_i).

Metodą lepszą wydaje się być stosowanie współczynników cząstkowych, które pozwalają na wprowadzanie dowolnego wymaganego poziomu bezpieczeństwa przy innych niż w przykładach współczynnikach zmienności podstawowych zmiennych losowych. Wartości współczynników wpływu w każdej założonej sytuacji można również wyznaczać według algorytmu Hasofera i Linda (jak wyżej) lub, gdy nie ma się możliwości skorzystania z gotowych programów niezawodnościowych, według propozycji metody uproszczonej.

5.3. Siła w zakotwieniu lub w rozporze

5.3.1. Wykorzystanie programu COMREL

Analiza niezawodności wyznaczania sił w zakotwieniach i rozporach wymaga poczynienia pewnych uwag odnośnie do modeli przyjmowanych w obliczeniach.

Wyznaczanie długości ściany poniżej dna wykopu, tak aby zapewniony był odpowiedni poziom bezpieczeństwa, prowadzi najczęściej (praktycznie zawsze) do przyjmowania długości spełniających warunek utwierdzenia - jak w uproszczonej metodzie Bluma (metodzie belki zastępczej). Oznacza to, że jakkolwiek obliczamy wartość siły w zakotwieniu zakładając przegubowe zamocowanie ściany w gruncie poniżej dna wykopu, to realnie występuje utwierdzenie, co znajduje odzwierciedlenie w wynikach z doświadczeń i obliczeń w MES.

Zarazem przyjęcie sposobu wyznaczania wartości siły T zgodnie z założonym modelem FESM (bilans sił poziomych) powoduje, że po podstawieniu wartości średnich parametrów geotechnicznych i danych geometrycznych jej wartość jest ujemna. Wynika to założonej – nierealistycznej mobilizacji odporów na całej długości ścianki poniżej dna wykopu.

W obliczeniach wskaźnika niezawodności dla wyznaczania siły T wybranymi wcześniej metodami porównywano zatem siły wyznaczone w obliczeniach arkuszami EXCEL z założonym modelem uwzględniającym rzeczywistą długość ścianki.

W tabeli przedstawiono wartości siły T w poziomie rozparcia (kotwienia) wyznaczone wybranymi metodami, odpowiadające im wskaźniki niezawodności β oraz wartości współczynników wpływu dla zdefiniowanych wcześniej możliwych współczynników zmienności określonych dla Φ, H i q. Rzeczywista wartość siły T dla wartości średnich Φ, H i q wyniosła 86,18 kN/m dla ściany sztywnej i 120,65 kN/m dla ściany wiotkiej.

Tabela 5.11. Wskaźniki bezpieczeństwa dla wybranych metod obliczeń

	FESM Cernica				Puller				Fleming			
q	20	0	20	0	20	0	20	0	20	0	20	0
h_T	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	0	0
T	104,0	68,22	84,83	55,37	114,1	75,45	95,51	63,45	150,9	100,7	127,9	85,21
Ściana teoretycznie nieskończenie sztywna												
MES	86,18	55,98	66,92	43,21	86,18	55,98	66,92	43,21	86,18	55,98	66,92	43,21
β	**2,30**	**2,45**	**2,52**	**2,61**	**2,73**	**2,87**	**2,99**	**3,17**	**3,89**	**4,07**	**4,18**	**4,39**
Ściana o realnej sztywności												
MES	120,6	78,37	93,68	60,49	120,6	78,37	93,68	60,49	120,6	78,37	93,68	60,49
β'	**0,98**	**1,04**	**1,16**	**1,23**	**1,36**	**1,46**	**1,64**	**1,78**	**2,50**	**2,67**	**2,81**	**2,99**

β - Wskaźnik niezawodności dla ściany teoretycznie nieskończenie sztywnej,

β' - Wskaźnik niezawodności dla ściany o realnej sztywności.

W obliczeniach stanu granicznego uwzględniono, że rzeczywiste wartości wytrzymałości rozpór bądź zakotwień będą większe od wyznaczonych w obliczeniach.

Przyjęto za Eurocode 7 że wartość charakterystyczna nośności T jest o ok. 50% większa od obliczeniowej (przepisy duńskie mówią o 60% [66]). Przyjęto ponadto możliwy 20% współczynnik zmienności dla nośności T. W Eurocode 7 przyjmuje się ponadto, że wartość charakterystyczna zależy od liczby przeprowadzanych próbnych obciążeń kotew oraz średniej i minimalnej nośności kotwy.

Przedstawione wyniki pokazują, że obliczenia wybranymi metodami są bezpieczne, pod warunkiem wszakże, że uwzględnia się podatność ścianki i możliwe przesklepienia gruntu za ścianą. Wymaganą nośność rozpory (kotwy) zwiększa się wtedy proporcjonalnie do wzrostu siły co pozwala przyjmować uzyskane wskaźniki niezawodności jak dla ściany sztywnej.

5.3.2. Wykorzystanie metody uproszczonej dla wyznaczenia współczynników wpływu.

Metoda uproszczona nie wymaga znajomości powierzchni granicznej.

Obliczenia współczynników wpływu dla siły w zakotwieniu prowadzone metodą uproszczoną równolegle do obliczeń współczynników wpływu w punkcie 5.2. pozwalają wykonać tabele wyników dla piasku drobnego i pospółki:

Tabela 5.12. Obliczenia dla piasku drobnego – cztery sytuacje jak w p.5.2.

			Φ	q	H
z_T [m]	q [kPa]	ν =	10%	20% lub 0%	5%
1,50	20	α_T =	-0,86	0,37	0,36
1,50	0	α_T =	-0,89	-	0,45
0	20	α_T =	-0,86	0,33	0,38
0	0	α_T =	-0,89	-	0,47

Tabela 5.13. Obliczenia dla pospółki – cztery sytuacje jak w p.5.2.

			Φ	q	H
z_T [m]	q [kPa]	ν =	10%	20% lub 0%	5%
1,50	20	α_T =	-0,90	0,32	0,31
1,50	0	α_T =	-0,93	-	0,37
0	20	α_T =	-0,90	0,29	0,34
0	0	α_T =	-0,92	-	0,39

Wnioski:

- Należy zauważyć, że z punktu widzenia bezpieczeństwa zakotwienia najważniejszym czynnikiem wydaje się być kąt tarcia wewnętrznego gruntu.
- W porównaniu do współczynników wpływu dla wyznaczania D rośnie również rola obciążenia na naziomie a maleje znaczenie losowej głębokości wykopu.

5.4. Maksymalny moment zginający

W przypadku maksymalnego momentu zginającego M_{max} nieuwzględnienie w obliczeniach rzeczywistej sztywności ścianki może jedynie prowadzić do zwiększenia bezpieczeństwa. Jest więc odwrotnie niż w przypadku siły T. Poniżej przedstawiono zatem wyniki obliczeń współczynników wpływu obliczonych przy założeniu, że ściana oporowa jest sztywna w stosunku do „sztywności" gruntu opisanej np. modułem E. Obliczenia współczynników wpływu dla momentu zginającego ściankę prowadzone metodą uproszczoną równolegle do obliczeń współczynników wpływu w punkcie 5.4. pozwalają wykonać tabele wyników dla piasku drobnego i pospółki:

Tabela 5.14. Obliczenia dla piasku drobnego – cztery sytuacje jak w p.5.2.

			Φ	q	H
z_T [m]	q [kPa]	ν =	10%	20% lub 0%	5%
1,50	20	α_M =	-0,80	0,22	0,56
1,50	0	α_M =	-0,80	-	0,60
0	20	α_M =	-0,84	0,22	0,50
0	0	α_M =	-0,83	-	0,56

Tabela 5.15. Obliczenia dla pospółki – cztery sytuacje jak w p.5.2.

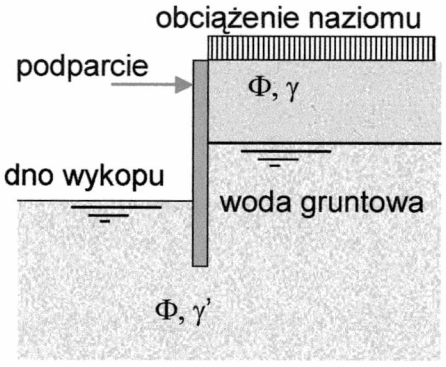
			Φ	q	H
z_T [m]	q [kPa]	ν	10%	20% lub 0%	5%
1,50	20	α_M =	-0,83	0,21	0,52
1,50	0	α_M =	-0,84	-	0,55
0	20	α_M =	-0,86	0,20	0,46
0	0	α_M =	-0,83	-	0,56

Wnioski:

- Należy zauważyć, że podobnie jak w analizie siły T najważniejszym czynnikiem jest kąt tarcia wewnętrznego gruntu (przy założonej dużej jego zmienności).
- W porównaniu do współczynników wpływu dla wyznaczania T maleje rola losowego obciążenia na naziomie ale rośnie znaczenie głębokości wykopu.

5.5. Wpływ losowego poziomu wody gruntowej

Prowadzone w rozdziale 5 obliczenia prowadzone przy założonej gładkiej powierzchni ściany prowadzą do bardzo niskich wskaźników bezpieczeństwa – niezależnie od stosowanej metody. Wynika to z założonej znacznej zmienności podstawowych zmiennych losowych, zaniedbania tarcia gruntu o powierzchnię ściany oporowej i trudnych do uwzględnienia redystrybucji oddziaływań na podatną konstrukcję oporową. Przystępując do analizy bardziej złożonych przypadków, z uwzględnieniem losowości poziomu wody za ścianą, wprowadzono do obliczeń współczynniki parć normalnych do ściany wyznaczone z uwzględnieniem jej szorstkości. Współczynniki parcia przyjęto aproksymowane wielomianem, jak w rozdziale 4 (z tablic Caquot i Kerisela wg [25]).



Rys. 5.1. Schemat do obliczeń z uwzględnieniem z.w.g.

Analiza wpływu zróżnicowanego poziomu wody gruntowej przed i za ścianką wymaga poczynienia pewnych założeń upraszczających:

- nie analizuje się przepływu wody pod ścianką i jego wpływu na zmianę parć,
- zakłada się stały poziom wody w poziomie dna wykopu. Jest to sytuacja najbardziej niekorzystna – poziom wyższy daje korzystne parcie hydrostatyczne po stronie odporów, poziom niższy pozwala na mobilizację większych odporów gruntu.

Schemat do obliczeń jest analogiczny z przedstawionym w rozdziale 2.

W tabelach zestawiono wyniki obliczeń współczynników wpływu dla obliczania współczynników cząstkowych dla następujących przypadków:

- 3 grunty – piasek drobny, piasek średni i pospółka,
- 2 położenia poziomów kotwienia – w poziomie terenu i w ¼ głębokości wykopu,
- 2 warianty obciążenia na naziomie – zmienne o średniej 20 kPa i z naziomem nieobciążonym q = const. = 0
- 2 możliwe współczynniki zmienności kąta tarcia wewnętrznego – 5% i 10%
- 2 możliwe warianty szorstkości ściany oporowej $\delta = \Phi/2$ i $\delta = \Phi$
- 2 sposoby wyznaczania współczynników wrażliwości – dla F i SM - należy podkreślić, że dają praktycznie identyczne wyniki współczynników wpływu (czego nie można powiedzieć w przypadku wskaźników niezawodności).

Dla oszacowania wskaźników niezawodności przyjęto że:

- wykonane zagłębienie ściany jest o ok. 41% większe od wyznaczonego dla wartości średnich danych wprowadzanych do obliczeń, (por. F_D=1,41)
- wytrzymałość ściany na zginanie jest o ok. 50% większa od obliczonej,
- wytrzymałość zakotwienia jest o ok. 50% większa od obliczonej.

Poziom wody gruntowej za ścianą przyjęto na głębokości 4,5 m z odchyleniem standardowym 0,45 m. Współczynnik zmienności wynosi ν_w = 10%.

W tabelach 5.17 do 5.63 przyjęto następujące oznaczenia:

β_N - wskaźnik niezawodności obliczany w oparciu o hipotezę, że zapas bezpieczeństwa SM jest zmienną losową o rozkładzie normalnym,

β_{LN} - wskaźnik niezawodności obliczany w oparciu o hipotezę, że współczynnik bezpieczeństwa F jest zmienną losową o rozkładzie lognormalnym,

Przykład 9. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ zagłębiona w piasku drobnym, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,05$).

Wartości współczynników wpływu α dla założonych współczynników zmienności gdy zakotwienie jest w ¼ wysokości ściany a na naziomie jest obciążenie równe 20 kPa.

Tabela 5.16. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D [m]	M [kNm/m]	T [kN/m]		D [m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
	β_N=	2,03	1,75	2,98	β_{LN}=	1,58	1,30	2,34
	p_f=	0,0214	0,0403	0,0015	p_f=	0,0568	0,0966	0,0096
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,41	0,58	α_q =	0,04	0,41	0,58
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,54	-0,55	-0,62	α_Φ =	-0,53	-0,55	-0,62
v_H = 5%	α_H =	0,81	0,66	0,48	α_H =	0,82	0,66	0,48
v_w = 10%	α_w =	-0,22	-0,31	-0,23	α_w =	-0,22	-0,30	-0,23

Wnioski:

- Różnice w wartościach współczynników wpływu α_i potwierdzają, że nie można stosować jednego kompletu współczynników cząstkowych dla wyznaczania wszystkich niewiadomych D, T i M, w projektowaniu ściany.
- Należy podkreślić, że otrzymane wartości współczynników wpływu α i w konsekwencji współczynników cząstkowych γ są praktycznie identyczne niezależnie od sposobu ich wyznaczania (dla F bądź SM).
- Występują duże rozbieżności w wartościach wskaźnika niezawodności zależnie od przyjętej hipotezy o typie rozkładu współczynnika bezpieczeństwa F lub zapasu bezpieczeństwa SM.
- Te same prawidłowości można zaobserwować w kilkudziesięciu kolejnych tabelach, gdzie zmieniane są wartości parametrów zadania.

Poniższa tabela podaje analogiczne wyniki przy założeniu zakotwienia w poziomie terenu

Tabela 5.17. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	2,12	2,02	2,74	β_{LN}=	1,67	1,54	2,15
	p_f=	0,0170	0,0217	0,0030	p_f=	0,0476	0,0617	0,0159
ν_q = 20%	α_q =	0,06	0,46	0,57	α_q =	0,06	0,47	0,57
ν_Φ = 5%	α_Φ =	-0,57	-0,53	-0,58	α_Φ =	-0,56	-0,53	-0,57
ν_H = 5%	α_H =	0,79	0,64	0,53	α_H =	0,80	0,64	0,53
ν_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,31	-0,25	α_w =	-0,21	-0,30	-0,25

Tabela 5.18. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,97	2,72	3,68	β_{LN}=	1,54	2,09	2,90
	p_f=	0,0245	0,0033	0,0001	p_f=	0,0624	0,0185	0,0019
ν_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
ν_Φ = 5%	α_Φ =	-0,54	-0,56	-0,66	α_Φ =	-0,53	-0,55	-0,66
ν_H = 5%	α_H =	0,80	0,82	0,74	α_H =	0,81	0,83	0,75
ν_w = 10%	α_w =	-0,25	-0,10	-0,09	α_w =	-0,25	-0,10	-0,09

Tabela 5.19. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,90	2,33	4,17	β_{LN}=	1,47	1,83	3,37
	p_f=	0,0285	0,0098	0,0000	p_f=	0,0707	0,0339	0,0004
ν_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
ν_Φ = 5%	α_Φ =	-0,53	-0,48	-0,68	α_Φ =	-0,52	-0,47	-0,68
ν_H = 5%	α_H =	0,81	0,88	0,73	α_H =	0,81	0,88	0,74
ν_w = 10%	α_w =	-0,27	0,00	0,00	α_w =	-0,26	0,00	0,00

Przykład 10. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w piasku drobnym, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,05$).

Tabela 5.20. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,75	1,84	3,04	β_{LN}=	1,34	1,35	2,37
	p_f=	0,0399	0,0331	0,0012	p_f=	0,0903	0,0889	0,0089
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,39	0,57	α_q =	0,04	0,40	0,57
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,54	-0,55	-0,64	α_Φ =	-0,53	-0,54	-0,64
v_H = 5%	α_H =	0,81	0,67	0,47	α_H =	0,82	0,68	0,47
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,31	-0,21	α_w =	-0,21	-0,29	-0,21

Tabela 5.21. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,84	2,16	2,84	β_{LN}=	1,41	1,68	2,25
	p_f=	0,0331	0,0153	0,0023	p_f=	0,0788	0,0461	0,0123
v_q = 20%	α_q =	0,06	0,45	0,56	α_q =	0,06	0,45	0,56
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,56	-0,59	-0,64	α_Φ =	-0,55	-0,59	-0,64
v_H = 5%	α_H =	0,80	0,62	0,49	α_H =	0,81	0,63	0,50
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,25	-0,20	α_w =	-0,20	-0,24	-0,20

Tabela 5.22. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,72	2,85	3,75	β_{LN}=	1,30	2,27	3,01
	p_f=	0,0430	0,0022	0,0001	p_f=	0,0966	0,0116	0,0013
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,53	-0,62	-0,73	α_Φ =	-0,51	-0,62	-0,73
v_H = 5%	α_H =	0,82	0,78	0,68	α_H =	0,83	0,78	0,68
v_w = 10%	α_w =	-0,24	-0,04	-0,04	α_w =	-0,23	-0,04	-0,03

Tabela 5.23. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,66	2,29	3,79	β_{LN}=	1,25	1,69	2,96
	p_f=	0,0484	0,0110	0,0001	p_f=	0,1050	0,0459	0,0016
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,50	-0,66	-0,82	α_Φ =	-0,49	-0,67	-0,82
v_H = 5%	α_H =	0,82	0,74	0,57	α_H =	0,84	0,74	0,57
v_w = 10%	α_w =	-0,26	0,09	0,07	α_w =	-0,25	0,08	0,06

Przykład 11. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ wykonana w piasku drobnym, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,10$).

Tabela 5.24. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

	D	M	T		D	M	T
β_N=	1,46	1,29	2,06	β_{LN}=	1,10	0,90	1,58
p_f=	0,0719	0,0991	0,0198	p_f=	0,1364	0,1848	0,0574

v_q = 20%	α_q =	0,03	0,30	0,40	α_q =	0,03	0,31	0,40
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,80	-0,79	-0,84	α_Φ =	-0,79	-0,79	-0,84
v_H = 5%	α_H =	0,58	0,49	0,34	α_H =	0,59	0,49	0,34
v_w = 10%	α_w =	-0,16	-0,23	-0,16	α_w =	-0,16	-0,22	-0,16

Tabela 5.25. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

	D	M	T		D	M	T
β_N=	1,51	1,44	1,90	β_{LN}=	1,14	1,05	1,44
p_f=	0,0659	0,0747	0,0289	p_f=	0,1274	0,1479	0,0747

v_q = 20%	α_q =	0,04	0,33	0,39	α_q =	0,04	0,34	0,40
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,81	-0,80	-0,83	α_Φ =	-0,81	-0,79	-0,82
v_H = 5%	α_H =	0,56	0,46	0,36	α_H =	0,57	0,46	0,37
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,22	-0,18	α_w =	-0,15	-0,22	-0,18

Tabela 5.26. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

	D	M	T		D	M	T
β_N=	1,44	1,95	2,41	β_{LN}=	1,08	1,42	1,83
p_f=	0,0756	0,0258	0,0079	p_f=	0,1409	0,0777	0,0340

v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,79	-0,81	-0,87	α_Φ =	-0,78	-0,81	-0,87
v_H = 5%	α_H =	0,59	0,59	0,49	α_H =	0,60	0,58	0,48
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,07	-0,06	α_w =	-0,18	-0,07	-0,06

Tabela 5.27. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

	D	M	T		D	M	T
β_N=	1,41	1,70	2,58	β_{LN}=	1,05	1,26	2,01
p_f=	0,0797	0,0445	0,0050	p_f=	0,1480	0,1040	0,0224

v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,78	-0,77	-0,89	α_Φ =	-0,77	-0,77	-0,89
v_H = 5%	α_H =	0,60	0,64	0,45	α_H =	0,61	0,64	0,45
v_w = 10%	α_w =	-0,20	0,00	0,00	α_w =	-0,20	0,00	0,00

Przykład 12. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w piasku drobnym, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ (v_Φ= 0,10).

Tabela 5.28. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,28	1,27	1,97	β_{LN}=	0,93	0,86	1,48
	p_f=	0,1004	0,1013	0,0246	p_f=	0,1757	0,1952	0,0696
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,27	0,37	α_q =	0,03	0,28	0,37
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,79	-0,81	-0,87	α_Φ =	-0,78	-0,81	-0,87
v_H = 5%	α_H =	0,59	0,47	0,30	α_H =	0,61	0,47	0,30
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,21	-0,14	α_w =	-0,15	-0,20	-0,13

Tabela 5.29. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,32	1,39	1,78	β_{LN}=	0,97	1,01	1,35
	p_f=	0,0927	0,0822	0,0371	p_f=	0,1657	0,1572	0,0887
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,29	0,35	α_q =	0,04	0,29	0,35
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,80	-0,86	-0,88	α_Φ =	-0,79	-0,85	-0,87
v_H = 5%	α_H =	0,58	0,40	0,31	α_H =	0,59	0,40	0,31
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,16	-0,13	α_w =	-0,15	-0,16	-0,12

Tabela 5.30. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,27	1,78	2,16	β_{LN}=	0,91	1,38	1,70
	p_f=	0,1025	0,0376	0,0154	p_f=	0,1805	0,0842	0,0450
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,78	-0,87	-0,92	α_Φ =	-0,77	-0,87	-0,92
v_H = 5%	α_H =	0,60	0,49	0,39	α_H =	0,62	0,50	0,40
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,03	-0,02	α_w =	-0,17	-0,02	-0,02

Tabela 5.31. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,23	1,68	2,38	β_{LN}=	0,88	1,22	1,83
	p_f=	0,1086	0,0460	0,0086	p_f=	0,1881	0,1121	0,0338
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,77	-0,84	-0,93	α_Φ =	-0,75	-0,83	-0,93
v_H = 5%	α_H =	0,61	0,55	0,36	α_H =	0,63	0,56	0,36
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,06	-0,04	α_w =	-0,19	-0,06	-0,04

Przykład 13. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ wykonana w piasku średnim, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,05$).

Tabela 5.32. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,70	1,75	2,97	β_{LN}=	1,29	1,29	2,32
	p_f=	0,0447	0,0404	0,0015	p_f=	0,0993	0,0984	0,0100
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,40	0,56	α_q =	0,03	0,40	0,56
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,53	-0,54	-0,64	α_Φ =	-0,51	-0,55	-0,64
v_H = 5%	α_H =	0,82	0,69	0,48	α_H =	0,83	0,68	0,48
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,28	-0,20	α_w =	-0,20	-0,28	-0,20

Tabela 5.33. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,80	1,97	2,67	β_{LN}=	1,38	1,51	2,09
	p_f=	0,0362	0,0242	0,0038	p_f=	0,0843	0,0652	0,0182
v_q = 20%	α_q =	0,05	0,42	0,53	α_q =	0,05	0,43	0,54
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,55	-0,56	-0,61	α_Φ =	-0,54	-0,55	-0,61
v_H = 5%	α_H =	0,81	0,66	0,54	α_H =	0,82	0,66	0,54
v_w = 10%	α_w =	-0,20	-0,28	-0,23	α_w =	-0,20	-0,27	-0,22

Tabela 5.34. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,66	2,64	3,50	β_{LN}=	1,25	2,02	2,76
	p_f=	0,0482	0,0042	0,0002	p_f=	0,1048	0,0218	0,0029
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,52	-0,64	-0,74	α_Φ =	-0,50	-0,62	-0,73
v_H = 5%	α_H =	0,82	0,77	0,68	α_H =	0,83	0,79	0,69
v_w = 10%	α_w =	-0,24	-0,01	-0,01	α_w =	-0,23	-0,01	-0,01

Tabela 5.35. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,60	2,34	4,03	β_{LN}=	1,19	1,80	3,19
	p_f=	0,0551	0,0095	0,0000	p_f=	0,1170	0,0359	0,0007
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,50	-0,53	-0,74	α_Φ =	-0,49	-0,55	-0,75
v_H = 5%	α_H =	0,83	0,83	0,66	α_H =	0,84	0,82	0,65
v_w = 10%	α_w =	-0,26	-0,16	-0,12	α_w =	-0,25	-0,15	-0,12

Przykład 14. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w piasku średnim, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ (v_Φ= 0,05).

Tabela 5.36. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,44	1,77	2,95	β_{LN}=	1,04	1,32	2,32
	p_f=	0,0743	0,0381	0,0016	p_f=	0,1490	0,0928	0,0102
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,31	0,50	α_q =	0,04	0,31	0,51
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,50	-0,58	-0,70	α_Φ =	-0,48	-0,58	-0,71
v_H = 5%	α_H =	0,84	0,72	0,48	α_H =	0,85	0,72	0,48
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,22	-0,14	α_w =	-0,20	-0,20	-0,14

Tabela 5.37. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,52	2,07	2,67	β_{LN}=	1,11	1,59	2,09
	p_f=	0,0648	0,0190	0,0038	p_f=	0,1333	0,0556	0,0181
v_q = 20%	α_q =	0,05	0,40	0,50	α_q =	0,04	0,39	0,49
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,52	-0,69	-0,72	α_Φ =	-0,50	-0,69	-0,73
v_H = 5%	α_H =	0,83	0,57	0,44	α_H =	0,85	0,57	0,44
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,21	-0,16	α_w =	-0,19	-0,21	-0,16

Tabela 5.38. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,42	2,46	3,24	β_{LN}=	1,01	2,04	2,66
	p_f=	0,0783	0,0070	0,0006	p_f=	0,1570	0,0209	0,0039
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,49	-0,67	-0,78	α_Φ =	-0,47	-0,69	-0,79
v_H = 5%	α_H =	0,84	0,72	0,61	α_H =	0,86	0,71	0,61
v_w = 10%	α_w =	-0,23	-0,16	-0,13	α_w =	-0,22	-0,14	-0,13

Tabela 5.39. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,36	2,40	3,88	β_{LN}=	0,95	1,86	3,08
	p_f=	0,0875	0,0082	0,0001	p_f=	0,1701	0,0311	0,0010
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,48	-0,57	-0,80	α_Φ =	-0,45	-0,59	-0,81
v_H = 5%	α_H =	0,85	0,79	0,58	α_H =	0,86	0,79	0,57
v_w = 10%	α_w =	-0,24	-0,21	-0,15	α_w =	-0,23	-0,19	-0,15

Przykład 15. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ wykonana w piasku średnim, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,10$).

Tabela 5.40. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,25	1,28	2,00	β_{LN}=	0,90	0,89	1,53
	p_f=	0,1062	0,1002	0,0228	p_f=	0,1847	0,1855	0,0635
v_q = 20%	α_q =	0,02	0,29	0,38	α_q =	0,02	0,29	0,38
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,78	-0,79	-0,86	α_Φ =	-0,77	-0,78	-0,85
v_H = 5%	α_H =	0,60	0,50	0,33	α_H =	0,62	0,51	0,33
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,21	-0,14	α_w =	-0,15	-0,21	-0,13

Tabela 5.41. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,30	1,39	1,80	β_{LN}=	0,94	1,02	1,38
	p_f=	0,0974	0,0830	0,0362	p_f=	0,1729	0,1531	0,0842
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,30	0,36	α_q =	0,04	0,31	0,37
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,80	-0,81	-0,85	α_Φ =	-0,79	-0,80	-0,84
v_H = 5%	α_H =	0,58	0,46	0,37	α_H =	0,59	0,48	0,37
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,20	-0,15	α_w =	-0,14	-0,19	-0,15

Tabela 5.42. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,23	1,82	2,21	β_{LN}=	0,89	1,33	1,67
	p_f=	0,1085	0,0345	0,0136	p_f=	0,1875	0,0921	0,0470
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,77	-0,85	-0,90	α_Φ =	-0,76	-0,84	-0,90
v_H = 5%	α_H =	0,61	0,53	0,43	α_H =	0,63	0,54	0,43
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,01	-0,01	α_w =	-0,18	-0,01	-0,01

Tabela 5.43. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,21	1,54	2,27	β_{LN}=	0,86	1,09	1,72
	p_f=	0,1132	0,0614	0,0116	p_f=	0,1947	0,1382	0,0427
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,76	-0,83	-0,93	α_Φ =	-0,74	-0,84	-0,93
v_H = 5%	α_H =	0,62	0,55	0,37	α_H =	0,65	0,53	0,36
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,10	-0,07	α_w =	-0,19	-0,10	-0,07

Przykład 16. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w piasku średnim, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ (v_Φ= 0,10).

Tabela 5.44. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,08	1,22	1,84	β_{LN}=	0,73	0,83	1,38
	p_f=	0,1394	0,1119	0,0328	p_f=	0,2328	0,2031	0,0835
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,21	0,31	α_q =	0,03	0,22	0,32
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,76	-0,83	-0,90	α_Φ =	-0,74	-0,83	-0,90
v_H = 5%	α_H =	0,63	0,49	0,30	α_H =	0,65	0,50	0,30
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,15	-0,09	α_w =	-0,15	-0,14	-0,09

Tabela 5.45. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,12	1,36	1,70	β_{LN}=	0,76	1,02	1,30
	p_f=	0,1320	0,0864	0,0448	p_f=	0,2234	0,1539	0,0968
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,26	0,32	α_q =	0,03	0,27	0,32
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,78	-0,88	-0,90	α_Φ =	-0,76	-0,87	-0,90
v_H = 5%	α_H =	0,61	0,38	0,28	α_H =	0,63	0,39	0,29
v_w = 10%	α_w =	-0,14	-0,14	-0,10	α_w =	-0,14	-0,14	-0,11

Tabela 5.46. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,07	1,56	1,88	β_{LN}=	0,71	1,26	1,52
	p_f=	0,1412	0,0599	0,0298	p_f=	0,2381	0,1039	0,0646
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,75	-0,88	-0,93	α_Φ =	-0,73	-0,88	-0,93
v_H = 5%	α_H =	0,64	0,46	0,36	α_H =	0,66	0,46	0,36
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,10	-0,08	α_w =	-0,17	-0,09	-0,07

Tabela 5.47. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,04	1,51	2,09	β_{LN}=	0,69	1,12	1,61
	p_f=	0,1480	0,0659	0,0185	p_f=	0,2463	0,1321	0,0542
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	q 20%	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,74	-0,86	-0,95	Φ 10%	-0,72	-0,86	-0,95
v_H = 5%	α_H =	0,65	0,50	0,31	H 5%	0,67	0,50	0,31
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,13	-0,08	woda 10%	-0,18	-0,12	-0,08

Przykład 17. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ wykonana w pospółce, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,05$).

Tabela 5.48. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,42	1,91	3,10	β_{LN}=	1,02	1,46	2,46
	p_f=	0,0772	0,0282	0,0010	p_f=	0,1543	0,0724	0,0070
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,31	0,51	α_q =	0,04	0,31	0,52
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,47	-0,62	-0,72	α_Φ =	-0,45	-0,61	-0,72
v_H = 5%	α_H =	0,85	0,70	0,45	α_H =	0,87	0,71	0,45
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,18	-0,12	α_w =	-0,20	-0,17	-0,11

Tabela 5.49. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,50	1,24	2,94	β_{LN}=	1,10	-0,56	2,28
	p_f=	0,0674	0,1077	0,0016	p_f=	0,1363	0,7118	0,0114
v_q = 20%	α_q =	0,05	0,21	0,52	α_q =	0,05	0,03	0,52
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,50	-0,34	-0,69	α_Φ =	-0,48	-0,04	-0,68
v_H = 5%	α_H =	0,84	-0,91	0,49	α_H =	0,85	-1,00	0,49
v_w = 10%	α_w =	-0,20	-0,10	-0,14	α_w =	-0,19	-0,01	-0,14

Tabela 5.50. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,40	2,72	3,60	β_{LN}=	1,00	2,17	2,90
	p_f=	0,0802	0,0032	0,0002	p_f=	0,1589	0,0150	0,0019
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,47	-0,59	-0,72	α_Φ =	-0,45	-0,59	-0,72
v_H = 5%	α_H =	0,85	0,79	0,68	α_H =	0,87	0,80	0,68
v_w = 10%	α_w =	-0,23	-0,13	-0,11	α_w =	-0,22	-0,12	-0,11

Tabela 5.47. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,35	2,18	3,53	β_{LN}=	0,95	1,57	2,72
	p_f=	0,0880	0,0146	0,0002	p_f=	0,1701	0,0582	0,0032
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,45	-0,69	-0,85	α_Φ =	-0,42	-0,70	-0,85
v_H = 5%	α_H =	0,86	0,70	0,52	α_H =	0,88	0,70	0,52
v_w = 10%	α_w =	-0,24	-0,15	-0,11	α_w =	-0,23	-0,14	-0,11

Przykład 18. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w pospółce, mała zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,05$).

Tabela 5.52. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,15	1,76	2,76	β_{LN}=	0,74	1,24	2,12
	p_f=	0,1254	0,0389	0,0029	p_f=	0,2287	0,1079	0,0169
v_q = 20%	α_q =	0,02	0,37	0,51	α_q =	0,02	0,35	0,51
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,46	-0,66	-0,76	α_Φ =	-0,43	-0,67	-0,77
v_H = 5%	α_H =	0,87	0,64	0,39	α_H =	0,89	0,64	0,39
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,16	-0,09	α_w =	-0,18	-0,14	-0,09

Tabela 5.53. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,21	2,18	2,74	β_{LN}=	0,81	1,70	2,16
	p_f=	0,1129	0,0146	0,0031	p_f=	0,2104	0,0447	0,0154
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,33	0,45	α_q =	0,04	0,33	0,45
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,49	-0,68	-0,75	α_Φ =	-0,46	-0,68	-0,74
v_H = 5%	α_H =	0,85	0,63	0,47	α_H =	0,87	0,63	0,47
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,17	-0,13	α_w =	-0,16	-0,17	-0,13

Tabela 5.54. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,14	2,36	3,12	β_{LN}=	0,71	2,06	2,65
	p_f=	0,1281	0,0091	0,0009	p_f=	0,2375	0,0198	0,0040
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,46	-0,64	-0,78	α_Φ =	-0,42	-0,65	-0,78
v_H = 5%	α_H =	0,86	0,72	0,59	α_H =	0,88	0,71	0,58
v_w = 10%	α_w =	-0,21	-0,27	-0,22	α_w =	-0,19	-0,27	-0,22

Tabela 5.55. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,09	2,11	3,31	β_{LN}=	0,67	1,75	2,72
	p_f=	0,1377	0,0174	0,0005	p_f=	0,2514	0,0403	0,0032
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 5%	α_Φ =	-0,44	-0,69	-0,87	α_Φ =	-0,40	-0,68	-0,87
v_H = 5%	α_H =	0,87	0,64	0,44	α_H =	0,89	0,68	0,46
v_w = 10%	α_w =	-0,22	-0,33	-0,22	α_w =	-0,20	-0,28	-0,20

Przykład 19. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi/2$ wykonana w pospółce, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ ($v_\Phi = 0,10$).

Tabela 5.56. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,09	1,29	1,92	β_{LN}=	0,75	0,92	1,47
	p_f=	0,1369	0,0992	0,0271	p_f=	0,2274	0,1791	0,0706
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,21	0,32	α_q =	0,03	0,21	0,32
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,74	-0,85	-0,90	α_Φ =	-0,71	-0,84	-0,90
v_H = 5%	α_H =	0,66	0,47	0,28	α_H =	0,69	0,48	0,28
v_w = 10%	α_w =	-0,16	-0,12	-0,07	α_w =	-0,16	-0,12	-0,07

Tabela 5.58. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,13	1,47	1,81	β_{LN}=	0,79	1,05	1,35
	p_f=	0,1293	0,0710	0,0354	p_f=	0,2146	0,1457	0,0883
v_q = 20%	α_q =	0,04	0,25	0,32	α_q =	0,04	0,27	0,33
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,76	-0,87	-0,89	α_Φ =	-0,73	-0,86	-0,89
v_H = 5%	α_H =	0,64	0,40	0,30	α_H =	0,66	0,41	0,31
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,11	-0,09	α_w =	-0,15	-0,11	-0,08

Tabela 5.58. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,00 \cdot H = 0,00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,09	1,56	1,90	β_{LN}=	0,74	1,12	1,42
	p_f=	0,1374	0,0594	0,0287	p_f=	0,2282	0,1306	0,0774
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,73	-0,89	-0,93	α_Φ =	-0,70	-0,89	-0,93
v_H = 5%	α_H =	0,66	0,46	0,36	α_H =	0,69	0,45	0,35
v_w = 10%	α_w =	-0,18	-0,07	-0,06	α_w =	-0,17	-0,07	-0,06

Tabela 5.59. Poziom zakotwienia $Z_T = 0,25 \cdot H = 1,50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	1,06	1,51	2,10	β_{LN}=	0,72	0,98	1,53
	p_f=	0,1446	0,0651	0,0177	p_f=	0,2369	0,1643	0,0633
v_q = 0%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,71	-0,87	-0,95	α_Φ =	-0,68	-0,88	-0,95
v_H = 5%	α_H =	0,68	0,49	0,31	α_H =	0,71	0,47	0,30
v_w = 10%	α_w =	-0,19	-0,11	-0,07	α_w =	-0,18	0,09	-0,06

Przykład 20. Ściana o powierzchni szorstkiej $\delta = \Phi$ wykonana w pospólce, duża zmienność kąta tarcia wewnętrznego Φ (v_Φ= 0,10).

Tabela 5.60. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	0,89	1,14	1,66	β_{LN}=	0,52	0,71	1,20
	p_f=	0,1859	0,1262	0,0487	p_f=	0,3007	0,2385	0,1160
v_q = 20%	α_q =	0,02	0,24	0,31	α_q =	0,02	0,23	0,30
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,72	-0,87	-0,92	α_Φ =	-0,70	-0,87	-0,92
v_H = 5%	α_H =	0,67	0,41	0,23	α_H =	0,70	0,42	0,23
v_w = 10%	α_w =	-0,15	-0,10	-0,06	α_w =	-0,14	-0,09	-0,05

Tabela 5.61. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 20 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	0,92	1,29	1,58	β_{LN}=	0,55	0,95	1,19
	p_f=	0,1776	0,0979	0,0576	p_f=	0,2905	0,1705	0,1177
v_q = 20%	α_q =	0,03	0,19	0,26	α_q =	0,03	0,20	0,26
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,75	-0,90	-0,92	α_Φ =	-0,73	-0,89	-0,92
v_H = 5%	α_H =	0,65	0,37	0,27	α_H =	0,67	0,39	0,28
v_w = 10%	α_w =	-0,13	-0,10	-0,08	α_w =	-0,13	-0,11	-0,08

Tabela 5.62. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}00 \cdot H = 0{,}00$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	0,89	1,23	1,52	β_{LN}=	0,51	0,92	1,17
	p_f=	0,1855	0,1098	0,0639	p_f=	0,3049	0,1787	0,1220
v_q = 20%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,71	-0,92	-0,95	α_Φ =	-0,68	-0,92	-0,96
v_H = 5%	α_H =	0,68	0,37	0,29	α_H =	0,71	0,36	0,28
v_w = 10%	α_w =	-0,16	-0,14	-0,11	α_w =	-0,15	-0,13	-0,10

Tabela 5.63. Poziom zakotwienia $Z_T = 0{,}25 \cdot H = 1{,}50$ m. Obciążenie naziomu q = 0 kPa.

		D	M	T		D	M	T
	β_N=	0,87	1,34	1,82	β_{LN}=	0,48	1,04	1,42
	p_f=	0,1935	0,0901	0,0345	p_f=	0,3162	0,1492	0,0783
v_q = 20%	α_q =	0,00	0,00	0,00	α_q =	0,00	0,00	0,00
v_Φ = 10%	α_Φ =	-0,70	-0,89	-0,96	α_Φ =	-0,67	-0,88	-0,96
v_H = 5%	α_H =	0,69	0,41	0,24	α_H =	0,72	0,43	0,25
v_w = 10%	α_w =	-0,17	-0,21	-0,12	α_w =	-0,16	-0,18	-0,11

5.6. Przykłady obliczeń według EUROCODE 7

Celem porównawczych obliczeń było określenie poziomu bezpieczeństwa dla zagłębienia ściany oporowej D poniżej projektowanego dna wykopu za pomocą metod obliczeniowych zaproponowanych w Eurocode 7. Przeanalizowano zadania o identycznym schemacie statycznym i obciążeniach jak w rozdziale 5.4. dla piasku drobnego o Φ=30° oraz pospółki o Φ=38°

Jako wartości stałe wprowadzano do obliczeń:

- poziom zakotwienia (przyjmowano 0,00 lub 1,50 m = 0,25H).
- obciążenie naziomu q=0 , gdy analizowano przykład z nieobciążonym naziomem.

Wartości średnie parametrów wprowadzonych do obliczeń wynosiły

- dla kąta tarcia wewnętrznego $\overline{\Phi}$=30° (piasek drobny) lub $\overline{\Phi}$=38° (pospółka),
- dla ciężaru objętościowego gruntu $\overline{\gamma}$=18 kN/m^3 (piasek drobny) lub $\overline{\gamma}$=19 kN/m^3 (pospółka)
- dla głębokości wykonanego wykopu $\overline{H}$=6,00 m,
- dla obciążenia naziomu $\overline{q}$=20 kPa.

W obliczeniach uwzględniono identyczne wspólczynniki zmienności jak w przykładach w punkcie 5.4. tj.: ν_Φ=10%, ν_γ=5%, ν_H=5%, ν_q=20%. Typy rozkładów prawdopodobieństwa przyjęto identycznie jak w poprzednich przykładach.

Wartości wskaźnika niezawodności β i wartości współczynników wpływu (cosinusów kierunkowych) α_i wyznaczono przy zastosowaniu programu COMREL na bazie własnych programów napisanych w języku FORTRAN.

Eurocode 7 [102, 60] wymaga wykonania obliczeń dla dwóch sytuacji projektowych:

- Case B – stosowanie współczynników cząstkowych dla oddziaływań na konstrukcję,

- Case C - stosowanie współczynników cząstkowych dla parametrów materiałowych.

Wyniki otrzymane za pomocą metod EC7 były danymi do obliczeń testujących za pomocą programu COMREL (wersja SORM).

W tabeli przedstawiono wartości minimalnego zagłębienia D zapewniającego stateczność wyznaczone wybranymi metodami i odpowiadające im wskaźniki niezawodności β.

Tabela 5.64. Wskaźniki niezawodności uzyskane dla obliczeń prowadzonych wg Eurocode 7.

				Piasek drobny		Pospółka	
Model	Współczynniki globalne i cząstkowe.	q [kPa]	α_H [-]	D [m]	Wskaźnik niezawodności β (SORM)	D [m]	Wskaźnik niezawodności β (SORM)
Case B	F_D=1,00	20	0,25	3,21	0,990	2,14	0,986
	H = H + Δ	20	0	3,51	1,061	2,38	1,123
	γ_q=1,5/1,35	0	0,25	2,88	1,002	1,96	1,078
		0	0	3,10	1,063	2,14	1,158
Case C	F_D=1,00	20	0,25	4,37	2,360	2,91	2,213
	H = H + Δ	20	0	4,76	2,479	3,23	2,346
	$\gamma_{tg\Phi}$=1,25	0	0,25	3,81	2,267	2,60	2,146
	γ_q=1,30	0	0	4,09	2,354	2,82	2,255

Δ - oznacza obliczeniowe przegłębienie wykopu według EC7 (tutaj Δ = 0,45 m)

Uzyskane wyniki pokazują, że stosowanie sytuacji projektowej B dla obliczania minimalnego zagłębienia ścianki jest niecelowe, bo otrzymuje się niebezpiecznie małe zagłębienie ścianki poniżej dna wykopu. Dzieje się tak ponieważ sprawdzany jest warunek równowagi momentów względem poziomu kotwienia. Obie strony równania momentów mnożone są przez 1,35 i jedyny zapas bezpieczeństwa wynika z założonego możliwego przegłębienia wykopu Δ i wzrostu obciążenia na naziomie.

Wnioski:

- Zaproponowana w Eurocode 7 sytuacja projektowa C daje racjonalne i „stabilne" wskaźniki niezawodności β rzędu 2,30. Uwzględnienie skali fluktuacji dla parametrów gruntu prowadzi do podniesienia szacowanego poziomu bezpieczeństwa.
- Przeprowadzone obliczenia potwierdzają, że przyjęta w EC7 wartość $\gamma_{tg\Phi}$=1,25 (stała dla wszelkich problemów geotechnicznych) jest bezpieczna w odniesieniu do projektowania konstrukcji oporowych w gruntach niespoistych. Przedstawione

w tabeli 5.64. wartości wskaźnika niezawodności potwierdzają też jednak zarazem obserwacje z rozdziału 4, że bezpieczeństwo obliczeń według Eurocode 7 maleje wraz ze wzrostem przyjmowanego do obliczeń kąta tarcia wewnętrznego.

- Prawdopodobnie celowe byłoby stosowanie zróżnicowanych wartości współczynników cząstkowych, np. $\gamma_{tg\Phi}$=1,25 dla kątów tarcia wewnętrznego rzędu 30°÷35° oraz $\gamma_{tg\Phi}$=1,30 dla większych kątów Φ.

6. WNIOSKI I PODSUMOWANIE

Eurocode 7 wprowadza do projektowania wszystkich zagadnień geotechnicznych metodę stanów granicznych powiązaną z odpowiednim doborem współczynników cząstkowych. W Polsce od wielu lat funkcjonują normy projektowania posadowień oparte na metodzie stanów granicznych z odpowiednimi współczynnikami cząstkowymi (materiałowymi) dla parametrów geotechnicznych. Zasadniczo wymogi EC7 nie są więc nowością. Jednak wyjątkowo obliczanie parć gruntu i projektowanie konstrukcji oporowych opiera się, jak dotychczas, na wartościach charakterystycznych. Polska Norma [101] wprowadza co prawda współczynniki pozwalające na otrzymanie wartości obliczeniowych parć gruntu, ale ma ona zastosowanie jedynie do projektowania murów oporowych.

Niniejsza rozprawa pokazuje sposób postępowania przy stosowaniu obliczeń za pomocą cząstkowych współczynników bezpieczeństwa oraz podaje metodę wyznaczania wartości tych współczynników na wymagany poziom bezpieczeństwa.

6.1. Wnioski

1. Tradycyjne podejście do projektowania ścianek szczelnych, nie objęte żadną obowiązującą normą, daje mało czytelny obraz obliczeń statycznych i skali czynionych uproszczeń. Powodem jest zmiana wielkości fizycznych – bardziej lub mniej subiektywna:
   - redukcja odporów gruntu,
   - pomijanie tarcia na styku ścianki z gruntem,
   - zwiększanie głębokości wbicia ścianki,
   - przyjmowanie siły w zakotwieniu o wartości zawyżonej w stosunku do otrzymanej z obliczeń.

W pracy dokonano wyspecyfikowania wyżej wymienionych zapasów bezpieczeństwa w schematach statycznych, ale równocześnie uwzględniono wpływ losowości parametrów. W wyniku dokonanej analizy można generalnie stwierdzić, że powszechnie stosowane metody obliczania konstrukcji oporowych zagłębionych w gruncie są bezpieczne.

2. Wprowadzenie wykalibrowanych współczynników cząstkowych dla parametrów materiałowych bądź oddziaływań pozwala na zapewnienie projektowanej konstrukcji zakładanego poziomu bezpieczeństwa. Zaproponowana w niniejszej pracy metoda postępowania ma charakter ogólny, tzn. pozwala na taki dobór parametrów obliczeniowych, aby uzyskany zapas bezpieczeństwa był dobierany odpowiednio do różnych sytuacji geotechnicznych (konstrukcje tymczasowe, konstrukcje szczególnie odpowiedzialne, itp.).

3. Współczesne metody teorii bezpieczeństwa konstrukcji nie znalazły należytego zastosowania w przygotowywanej normie EC7-Projektowanie Geotechniczne, chociaż są przez nią dopuszczane do stosowania. Główną barierą dla projektantów jest aparat pojęciowy teorii bezpieczeństwa konstrukcji i konieczność korzystania z profesjonalnego oprogramowania. Przedstawiona w pracy propozycja wykorzystania metody uproszczonej dla szacowania współczynników wpływu i współczynników cząstkowych dla wymaganego poziomu bezpieczeństwa formułuje proste algorytmy i daje wyniki wystarczająco dokładne dla praktyki projektowej. Propozycja autora odpowiada na potrzeby normy EC-7, która wymaga od projektanta samodzielnego wyboru wartości obliczeniowych.

4. W rozprawie dokonano selekcji parametrów zadania, wyodrębniając tzw. zmienne podstawowe, których losowość jest istotna w ocenie stateczności konstrukcji zagłębionych w gruncie. Ważnym punktem rozważań było zweryfikowane stwierdzenie, że powierzchnia graniczna w przestrzeni tych zmiennych – czyli powierzchnia oddzielająca stany bezpieczne od awaryjnych – cechuje się bardzo małymi krzywiznami. Z tego powodu stosowanie zaawansowanych metod teorii niezawodności nie prowadzi do istotnego zwiększenia dokładności. Ze względu na trudności związane z

opisem powierzchni granicznej w przestrzeni zmiennych podstawowych, koniecznej dla zastosowania specjalistycznych programów komputerowych (COMREL), celowe jest stosowanie w praktyce metod uproszczonych.

Autor zaadaptował metodę Duncana. Pozwoliła ona na ocenę bezpieczeństwa przy wykorzystaniu jedynie powszechnie dostępnych programów inżynierskich, czy nawet tylko arkuszy kalkulacyjnych. Wyniki otrzymane za pomocą metody przybliżonej porównano z wynikami dla metody ścisłej (COMREL) i stwierdzono ich dobrą zgodność.

5. Zaproponowane procedury obliczeniowe pozwalają na wyznaczenie współczynników cząstkowych dla dowolnych stanów granicznych nośności (a także i użytkowalności) również wtedy, kiedy powierzchnia graniczna w przestrzeni przyjętych zmiennych podstawowych nie jest znana w jawnej postaci funkcyjnej. Jeśli liczba zmiennych podstawowych wynosi N, to ocena bezpieczeństwa i wyznaczenie kompletu współczynników cząstkowych wymaga wykonania tylko 2N+1 cykli obliczeń. Ma to szczególne znaczenie dla realizacji obliczeń sprężysto-plastycznych za pomocą programów metody elementów skończonych.

6. Spośród głównych wniosków szczegółowych pracy należy wymienić następujące.
   - Dla gruntów niespoistych – w „przeciętnych warunkach" – zmiennymi podstawowymi są: docelowa głębokość wykopu, wytrzymałość gruntu (kąt tarcia wewnętrznego), poziom zwierciadła wody gruntowej i obciążenie na naziomie.
   - Wpływy poszczególnych zmiennych podstawowych mogą się istotnie zmieniać w zależności od analizowanej wielkości. Na przykład obciążenie naziomu ma duży wpływ na bezpieczeństwo zakotwienia (rozpory), lecz mały wpływ na stateczność całej ścianki, zwłaszcza jeśli głębokość wykopu jest duża.
   - Wpływy poszczególnych zmiennych podstawowych mogą się istotnie zmieniać w zależności od liczbowych wartości parametrów, nie tylko w zależności od wartości odchylenia standardowego, ale również w zależności od wartości oczekiwanej;

przykładowo, dla kąta tarcia wewnętrznego Φ odchylenie standardowe $\sigma_\Phi = 4^o$ przy wartości oczekiwanej $\overline{\Phi} = 40^o$ powoduje znacznie większe wartości współczynników wpływu α_Φ niż odpowiednio $\sigma_\Phi = 3^o$ oraz $\overline{\Phi} = 30^o$, chociaż współczynnik zmienności w obu przypadkach jest ten sam (10%).

- Wskaźniki niezawodności β, zależą w dużym stopniu od przyjętej hipotezy o typie rozkładu prawdopodobieństwa analizowanej wielkości (współczynnik bezpieczeństwa F lub zapas bezpieczeństwa SM). Jednak współczynniki wpływu α, które mają podstawowe znaczenie w niniejszej rozprawie, nie posiadają tej wady, co wykazano na wielu różnych przykładach.
- W EC7 podaje się jedną stałą wartość współczynnika cząstkowego (materiałowego) dla tangensa kąta tarcia wewnętrznego równą 1,25. Obliczenia wykazały, że jest to bezpieczne dla gruntów niespoistych o małej wytrzymałości, ale dla gruntów mocnych jest bezpieczne tylko wtedy, kiedy założy się wpływ redukcji wariancji dla parametrów geotechnicznych (uśrednianie przestrzenne - skala fluktuacji). Tym bardziej można mieć wątpliwości, czy jeden współczynnik materiałowy dla tangensa kąta tarcia wewnętrznego jest wystarczający dla wszystkich sytuacji projektowych w geotechnice (fundamenty bezpośrednie, skarpy, zbocza itp.).

Wnioski szczegółowe o mniejszym znaczeniu przedstawiono w kolejnych rozdziałach, w komentarzach do przykładów obliczeniowych.

6.2. Podsumowanie

W świetle powyższych wniosków, cel rozprawy wymieniony na str.6 został osiągnięty.

LITERATURA

1. Bakker H.L., Deutekom J.R. (1993), Probabilistic design for cofferdams using FEM. International Symposium. Limit state design in geotechnical engineering. Danish Geotechnical Society. Vol. 2, Copenhagen.
2. Bielski R., Tejchman A. (1985), Analiza stateczności konstrukcji oporowej w probabilistycznym ujęciu teorii niezawodności. Archiwum Hydrotechniki Tom XXXI, Zeszyt 1/1985, PWN, Warszawa.
3. Bjerrum L., Friman Clausen C.J., Duncan J.M. (1972), Earth pressures on flexible structures. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid.
4. Boghrat A. (1989), Use of STABL program in tied-back wall design. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 4.
5. Briaud J.-L., Kim N.-K. (1998), Beam-column method for tieback walls. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 1, January.
6. Briaud J.-L., Lim Y. (1999), Tieback walls in sand : numerical simulation and design implications. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmentgal Engineering, Vol. 125, No. 2, January.
7. Broś B. (1972), The influence of model retaining wall displacement on active and passive earth pressures in sand. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid.
8. Broś. B. (1984), Metoda obserwacyjna w rozwiązywaniu zagadnień geotechnicznych. VII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Wyd. Politechniki Poznańskiej . str. 85-90.
9. Brząkała W. (1993), Safety analysis in nonlinear geotechnical design. Non-linear soil mechanics. IVth Russian Conference with foreign participation. St.-Petersburg.
10. Brząkała W., Puła W., Stoof R. (1991), Berechnung von Teilsicherheitsfaktoren für die Ermittlung der Tragkraft des Baugrundes unter Flachgründungen mittels einer zuverlässigkeits-theoretichen Methode. Bauplannung – Bautechnik, 45 Jg. Heft 1, Januar.
11. Cardoso A.S., Fernandes M.M. (2001), Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. *Géotechnique* 51, 6, 519-531.

12. Casagrande L. (1973), Comments on conventional design of retaining structures. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div., SM2, Feb.

13. Cernica J.N. (1995), Geotechnical engineering, foundation design. John Wiley & Sons, Inc., New York.

14. Cherubini C. (1997), Data and consideration on the variability of geotechnical properties of soils. Proceedings of the ESREL 97, Lisbon, Vol. 2 p. 1583-1591

15. Cherubini C. (2000), Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. Computers and Geotechnics 26, p. 309-330

16. Cherubini C., Giasi CI., Rehati L. (1993) The coefficients of variation of some geotechnical properties. Li. Lo. editors, Proceedings of the conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Canberra pp. 179-183

17. Christensen N.H. Haahr F., Steenfelt J.S. (1993), A program for advanced design of sheet pile walls. International Symposium. Limit state design in geotechnical engineering. Danish Geotechnical Society. Vol. 2, Copenhagen.

18. Christian J.T., Ladd C.C., Beacher G.B. (1994), Reliability applied to slope stability analysis. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 12.

19. Clough G.W., Davidson R.R. (1977), Effects of construction on geotechnical performance. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 15-53.

20. Day R.A. (1999), Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. *Géotechnique* 49 2, 231-245. + Discussion by K.S. Li, *Géotechnique* 51(2001), 2, 185-187.

21. De Quelerij L. (1989), Probabilistic safety analysis of anchored sheet pilings. Proceeding 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, Vol. 2, p. 1225-1230.

22. Delattre L., Mespoulhe L., Gorse J.-F. (2000), DENEBOLA : une nouvelle interface utilisateur et un nouveau mode de difusion. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 226, pp. 89-92

23. Delattre L. (2000), Un siècle d'écran de soutènements – revue bibliographique sur l'évolution des techniques. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 227, pp. 51-62

24. Delattre L. (2001), Un siècle de méthodes de calcul d'écran de soutènements L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 234, pp. 35-56

25. Dembicki E. (1979), Parcie, odpór i nośność gruntu. Arkady, Warszawa.

26. Dembicki E., Tejchman A. (1974), Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych. PWN, Warszawa-Poznań.

27. Dembicki E., Tejchman J. (2001), Numeryczna analiza parcia i odporu gruntu niespoistego na konstrukcje oporowe. Inżynieria Morska i Geotechnika. Nr 6.

28. Ditlevsen O., Madsen H.O. (1996), Structural Reliability Methods. J.Wiley&Sons, Chichester.

29. Duncan J.M. (2002), Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 7 + Discussion by Cherubini C., Christian J.T., Failmezeger R.A., Focht J.A. Jr & Focht J.A. III, Koutsoftas D.C., Ladd Ch.C. & Da Re G., Li K.S. & Lam J., Moriwaki Y. & Barneich J.A., Schmertmann J.H., No.8, 2001.

30. Dunham C.W (1950), Foundation of structures. McGraw-Hill Book Company Inc.

31. Griffihs D.V., Fenton G.A. (2001), Bearing capacity of spatially random soil. The undrained clay Prandtl problem revised , Geotechnique, No.4. p. 351

32. Georgiadis M. Anagnostopoulos Ch. (1998), Lateral pressure on sheet-pile walls due to strip load. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 1, January.

33. Gudehus G. (1988), Numerical methods versus structural safety in geomechanics. Numerical methods in geomechanics. Innsbruck 1988 – Balkema Rotterdam.

34. Gysi H.J., Morri G. (2001), Cut and cover tunnel with sheet pile walls used as anchor walls in Switzerland Bulletin Plaxis No. 11.

35. Gwizdała K. (1996) Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej 532, Budownictwo Wodne Nr XLI, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk

36. Harr M.E. (1989), Probabilistic estimates for multivariate analyses. Appl. Math. Modelling, Vol. 13, May.

37. Hasofer A.M., Lind N.C. (1974) Exact and invariant second moment code format ASCE Journal Engineering Mechanics Division V 100 EMI 111-121.

38. Hauryłkiewicz J. Zagadnienie odwrotne probabilistycznej teorii bezpieczeństwa III rzędu dla obiektu geotechnicznego. Inżynieria morska i geotechnika. Nr 6.

39. Heibaum M.H. (1993), Overall stability of anchored retaining walls. Limit state design in geotechnical engineering. Vol. 2, Copenhagen.

40. Hueckel S. (1966), Grodze, Arkady.

41. Hueckel S. (1972), Budowle Morskie. Wydawnictwo Morskie, Gdańsk.

42. Izbicki R.J., Mróz Z. (1976) Metody nośności granicznej w mechanice gruntów i skał. PWN Warszawa –Poznań.

43. Janbu N. (1972), Earth pressure computations in theory and practice. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid

44. Jarominiak A. (1982), Lekkie konstrukcje oporowe. WKiŁ, Warszawa.

45. King G.J.W. (1997), Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No.9, 1995. + Discussion by R.W. Day, No.1.

46. Kirkebø S. (1998), The uplift of retaining walls. Bulletin Plaxis, No.5.

47. Kłosiński B., Skiba T. (1981), Problemy projektowania ścian szczelinowych. Kursokonferencja: Ściany szczelinowe, SIGMA Warszawa.

48. Kudella P., Mayer P.-M., V.Wolffersdorff P.-A., Observational method as a significant part of serviceability limit state concept. Proceedings of the XIV ICoSM&FE Hamburg, Balkema. Rotterdam

49. Kurałowicz. Z., Tejchman A. (1983), Wybrane sposoby wyznaczania parcia gruntu do wymiarowania ścian szczelnych. Archiwum Hydrotechniki, t. XXX, zeszyt 1 str. 113-134. , PWN, Warszawa

50. Lancellotta R. (1995), Geotechnical engineering. Balkema. Rotterdam

51. Lind N.C. (1977), Probability – based structural code design. Losowe obciążenia i nośność konstrukcji. Jabłonna.

52. Long. M. (2001), Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 3.

53. Low. B.K., Tang W.H. (1997), Efficient reliability evaluation using spreadsheet. Journal Engineering Mech. ASCE, 123, No 7, p. 141.

54. Menzies J.B. (1999), What researches do and what practitioners need. Structural Safety, 21, 349-356.

55. Mestat Ph., Arafati N. (1998), Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochsteten. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 216, pp. 19-38.

56. Mestat Ph. (1998), Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 215, pp. 15-32.

57. Mestat Ph., Humbert P., Dubouchet A. (2000), Recommandations pour la vérification de modèles d'éléments finis en géotechnique. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 229, pp. 33-52

58. Meyerhof G.G. (1993), Development of geotechnical limit state design. International Symposium. Limit state design in geotechnical engineering. Danish Geotechnical Society. Vol. 1, Copenhagen.

59. Meyerhof G.G. (1982), Limit states design in geotechnical engineering. Structural Safety, 1

60. Orr T.L.L., Farrell E.R. (1999), Geotechnical Design to Eurocode 7. Springer, London.

61. Orr T.L.L., Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7.

62. Peck R.B. (1969), Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. 9th Rankine Lecture, Geotechnique, No.2, s. 171-187.

63. Peck R.B. (1969), Deep excavations and tunneling in soft ground. 7th Int. Conf. SMFE., Mexico, State of the art volume, 225-290

64. Phoon K.-K., Kulhawy F.H. (1999), Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal, 36:612-624 + Discussions by Cherubini C. & Concetta I. Giasi. 38; 213-215

65. Phoon K.-K., Kulhawy F.H. (1999), Evaluation of geotechnical property variability. Canadian Geotechnical Journal, 36:612-624 + Discussions by Cherubini C. & Concetta I. Giasi. 38; 213-215

66. Porsbvig M., Thorsen T. (1993), Reliability index for an anchored sheet pile wall. International Symposium. Limit state design in geotechnical engineering. Danish Geotechnical Society. Vol. 2, Copenhagen.

67. Puller M. (1996), Deep excavations. A practical manual. Thomas Telford, London.

68. Puła W. (1991), On some methods in structural reliability. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol.XII. No. 1-2.

69. Puła W. Stilger-Szydło E. (1990), An analysis of embankment shape with random soil parameters based on the theory of limit states. Studia Geotechnica et Mechanica Vol.XII. No. 3-4.

70. Puła W. Stilger-Szydło E. (1995), Layered slope profile analysis with random soil parameters. Conf. on Landslides. Balkema Rotterdam

71. Ramachandran K. (1988), Reliability analysis of propped embedded cantilever walls. NUMOG Numerical methods in Geomechanics, Innsbruck, Balkema Rotterdam.

72. Regal S. (2002), Zastosowanie programu Excel do uproszczenia obliczeń bezpieczeństwa fundamentów posadowionych bezpośrednio. Inżynieria Morska i Geotechnika nr 2.

73. Reimbert M., Reimbert A. (1991), Ouvrages de soutenement. Abaques de pousee et de butee. Lavoisier publishing. Paris.

74. Rowe D.P. (1955) Theoretical and experimental investigation. Journ. Inst. Civ. Eng. London, Jan. 32

75. Rowe D.P. (1972) Panel Discussion. Flexible structures. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid

76. Rymsza B. (1997), Określanie stanu obciążenia i odkształcenia ścian szczelinowych. XI KKMGiF Geotechnika w Budownictwie i Transporcie. Gdańsk.

77. Schnabel H. Jr. (1982), Tiebacks in foundation engineering and construction, McGraw-Hill.

78. Schweiger H.F., Freiseder M. (1997), Some comments on modeling deep excavation problems with Plaxis. Bulletin Plaxis, No.4.

79. Simpson B. (1992), Retaining structures: displacement and design. Geotechnique 42, No. 4, 541-576.

80. Smith G.N. (1985), The use of probability theory to assess the safety of propped embedded cantilever retaining walls. Géotechnique **35**, 4, 451-460. Discussions by Bolton M.D., Orr T.L.L., Ramachandran K. **36**(1986), 617-619

81. Steenfelt J.S. (1993), Impact of safety factors in design of retaining structures. International Symposium. Limit state design in geotechnical engineering. Danish Geotechnical Society Vol. 1, Copenhagen.

82. Thof-Christensen P., Baker M.J. (1982), Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer, Berlin.

83. Turabi D.A., Balla A. (1968), Sheet-pile analysis by distribution theory. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, No. 1, January.

84. Turabi D.A., Balla A. (1968), Distribution of earth pressure on sheet-pile walls. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, No. 6, November.

85. Vanmarcke H.E. (1982), Efficient modeling of random media. Analiza nośności losowej konstrukcji. Jabłonna.

86. Vermeer P.A. (2001), On single anchored retaining walls. Bulletin Plaxis, No.10.

87. Wang Y.Z. (2000), Distribution of earth pressure on a retaining wall. Géotechnique 501, 83-88.

88. Whitman R.V. (1984), Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 2.

89. Whitman R.V. (2000), Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 7.

90. Wong K.S., Broms B.B. (1989), Lateral wall deflections of braced excavations in clay. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 6.

91. Лазебник Г.Е. Чернышева Е.И. (1966), Исследобание распределениа давлениа грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок. Оснобаниа, Фундаменты и Механика Грунтоб, 2.

92. Materiały KNT: Doświadczenia i wnioski wynikające z katastrofy budowlanej przy ul. Puławskiej w Warszawie.

93. Panel discussion (1972), Flexible structures. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid.

94. PLAXIS (2000), User's Manual v.7.11. Delft.

95. Praca zbiorowa, Analysis of random capacity of structures. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Red. J. Murzewski 1982

96. Praca zbiorowa, Losowe obciążenia i nośność konstrukcji. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Red. J. Murzewski, Ossolineum 1979

97. Praca zbiorowa, Zastosowanie metody elementów skończonych w geotechnice. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Red. W. Wolski, Ossolineum 1980

98. TGL 11464/03 Erdstatische Berechnungsverfahren. Verfahren zur Berechnung des Erddruckes.

99. TGL 11464/04 Erdstatische Berechnungsverfahren. Erddruck auf Stutzwande.

100. USS Sheet-piling Design Manual (1984). U.S. Dept. of Transp., Washington, D.C.

101. PN-83/B-3010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Wydawnictwa normalizacyjne „ALFA".

102. Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1. General Rules. CEN Europeen Committee for Standardization. Bruxelles, 1997.

103. Canadian Foundation Engineering Manual. Montreal: Candian Geotechnical Society, 1985.

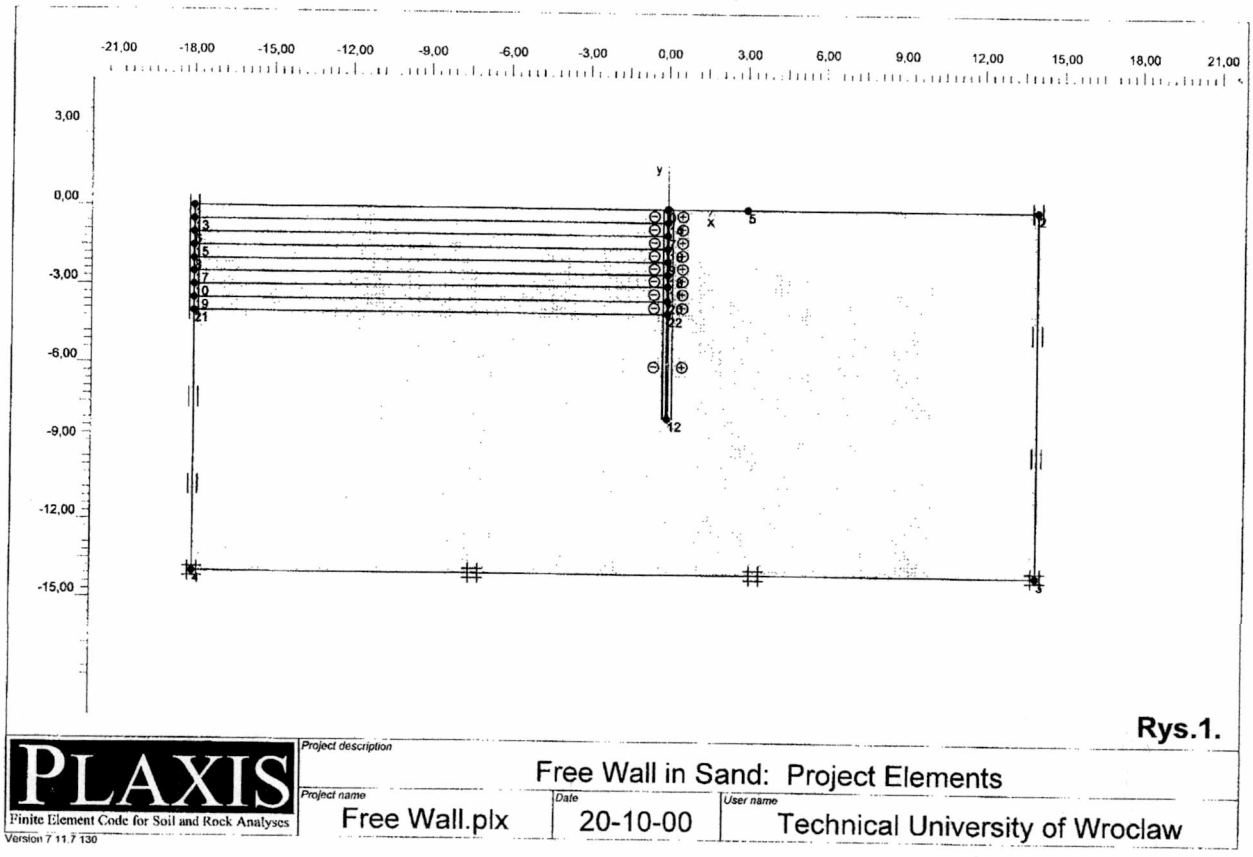
104. COMREL Reliability consulting programs. GMBH Munchen, (1997)

ZAŁĄCZNIK

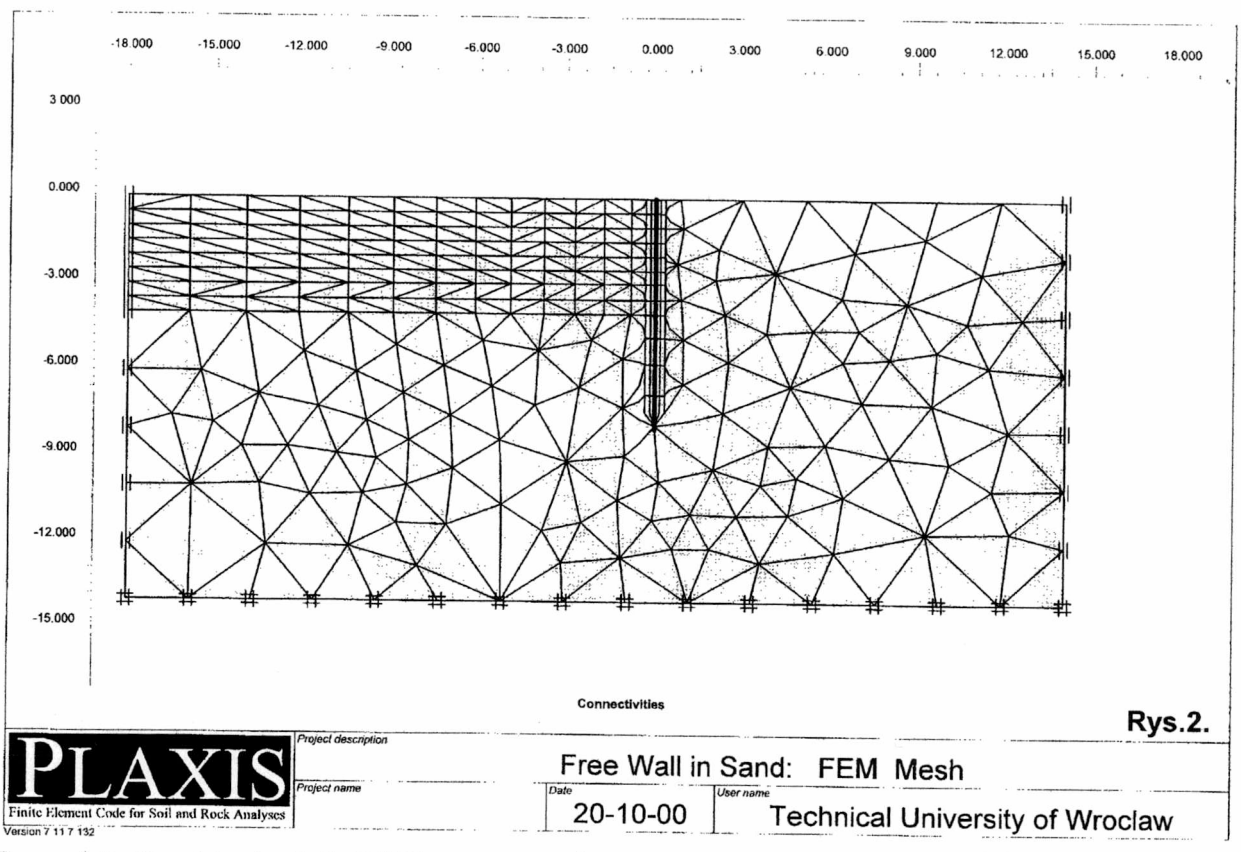
Omówienie przykładowego przebiegu obliczeń MES

Dokumentacja obliczeń testujących do Rozdziału 4.

Siatka MES i inne elementy zadania

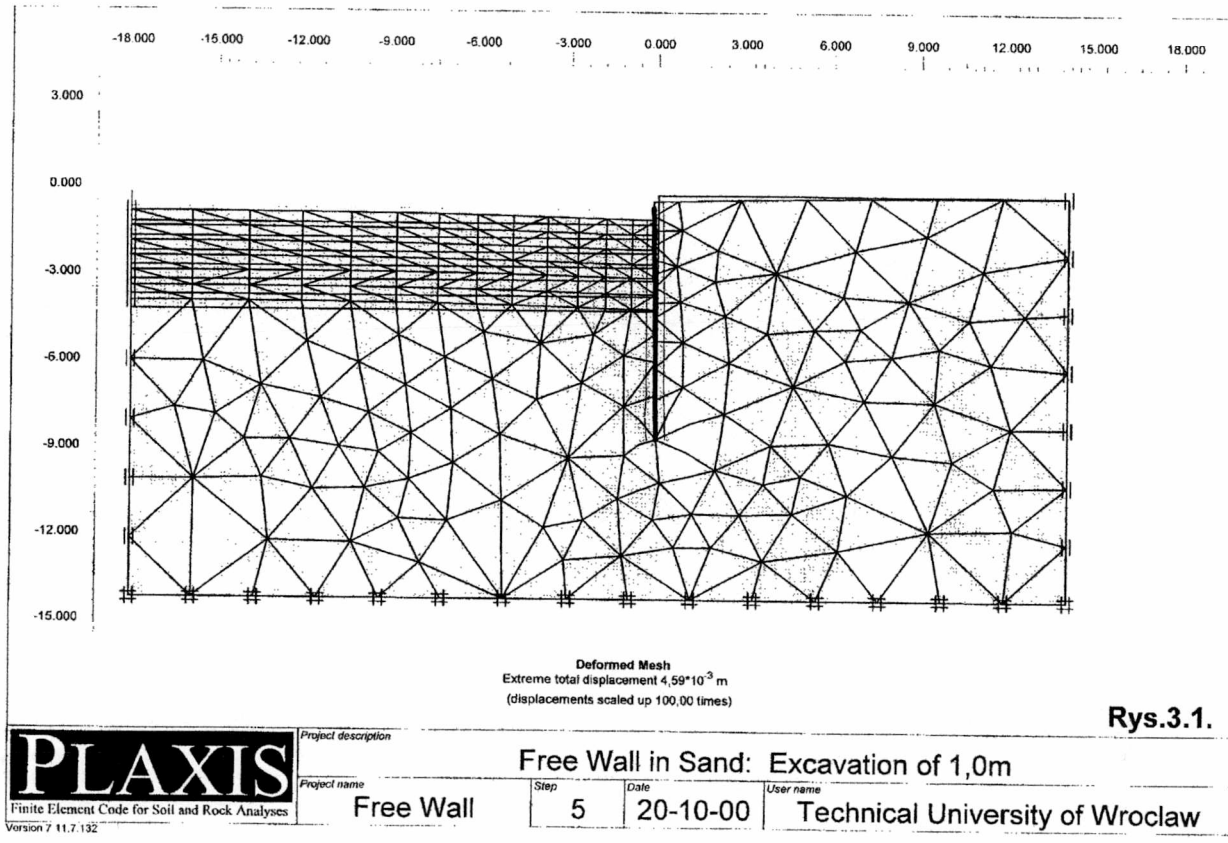


Rysunek 1. Pokazuje elementy zadania, w tym 8 kolejnych etapów „odkopywania ściany" z lewej strony. Przyrost głębokości wykopu w każdym etapie wynosi 0,5m.

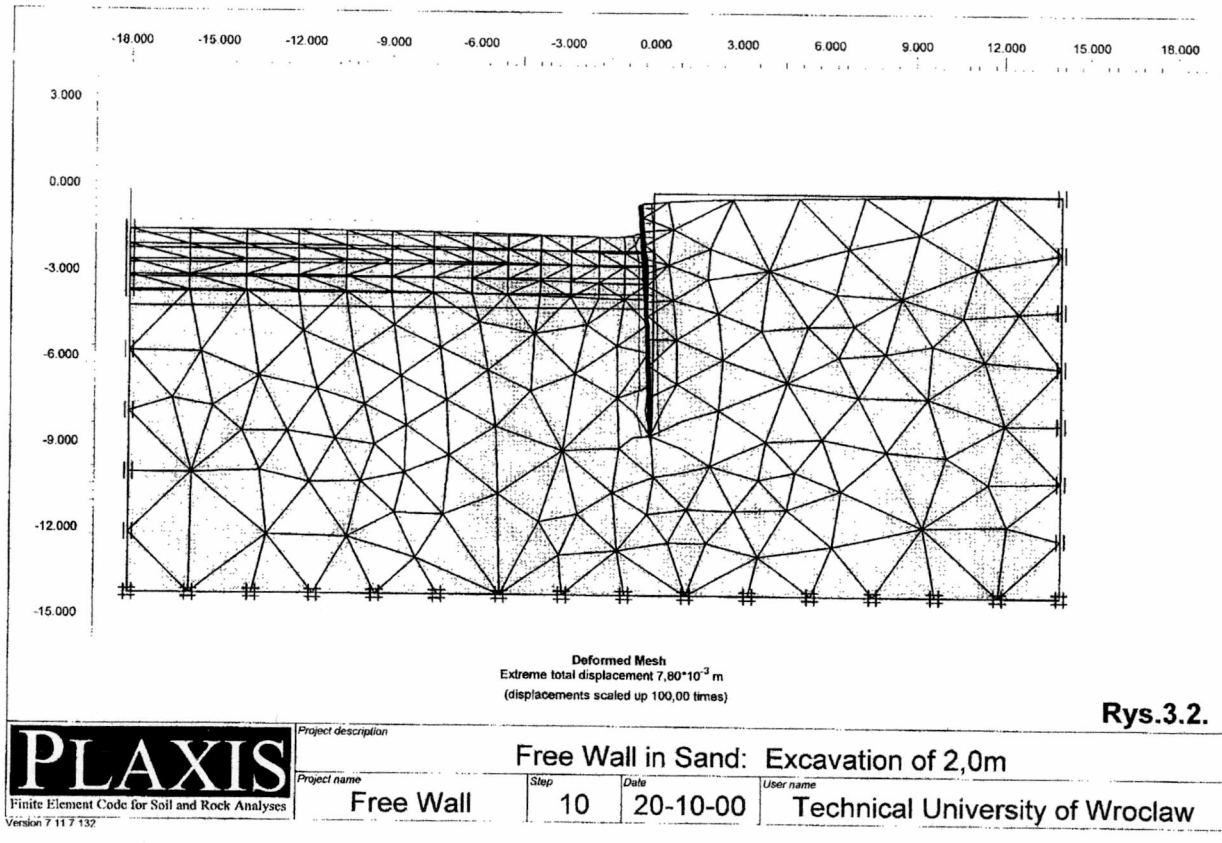


Rysunek 2. Przedstawia siatkę MES automatycznie wygenerowaną przez program PLAXIS v.7.11. Dodatkowo wprowadzono zagęszczenie elementów w otoczeniu ścianki.

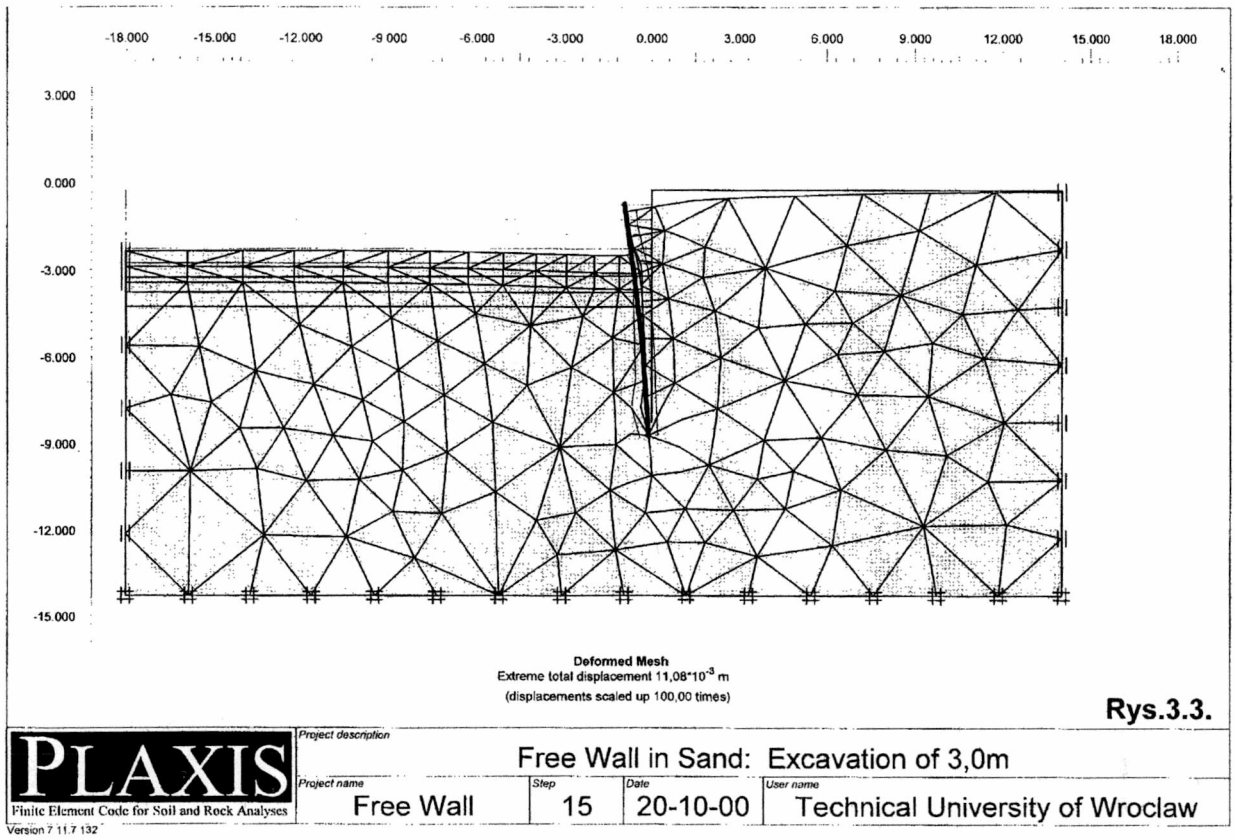
Etapy odkopywania ściany



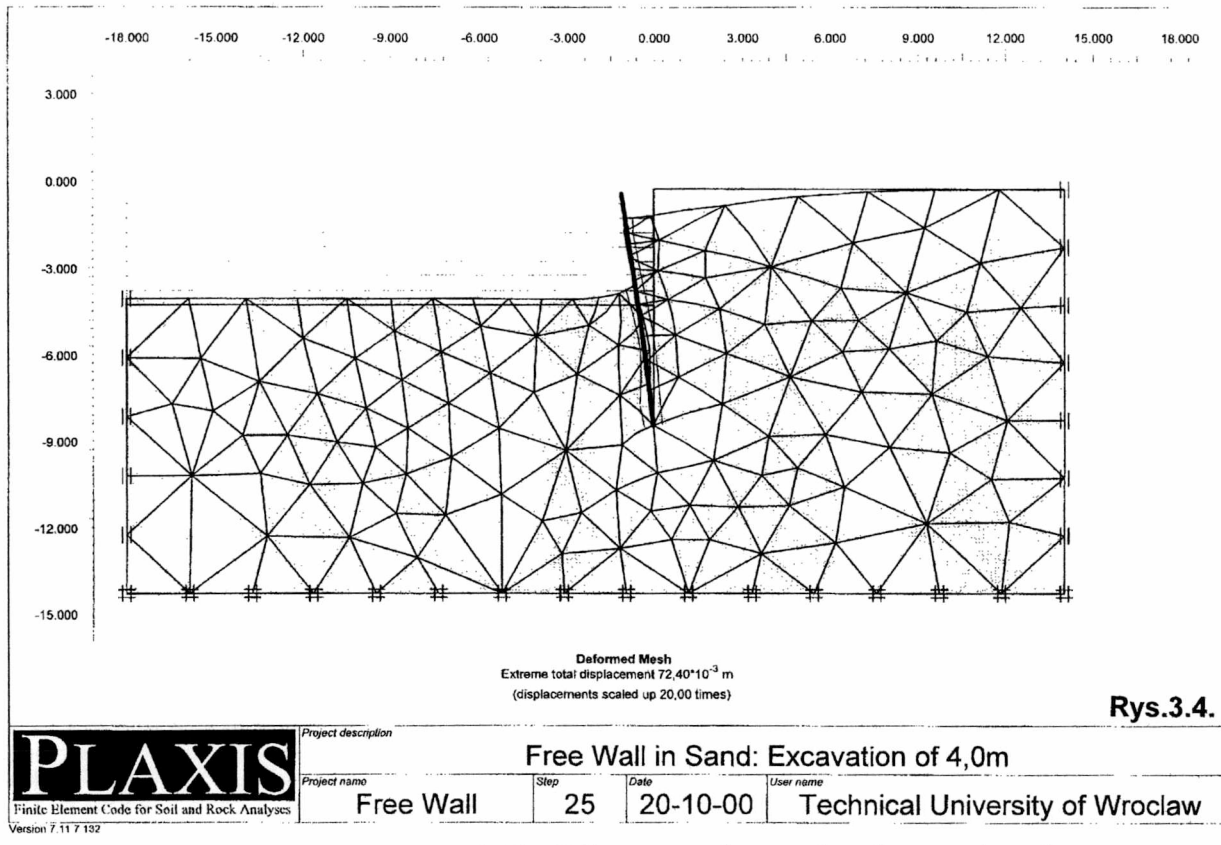
Rys.3.1.



Rys.3.2.

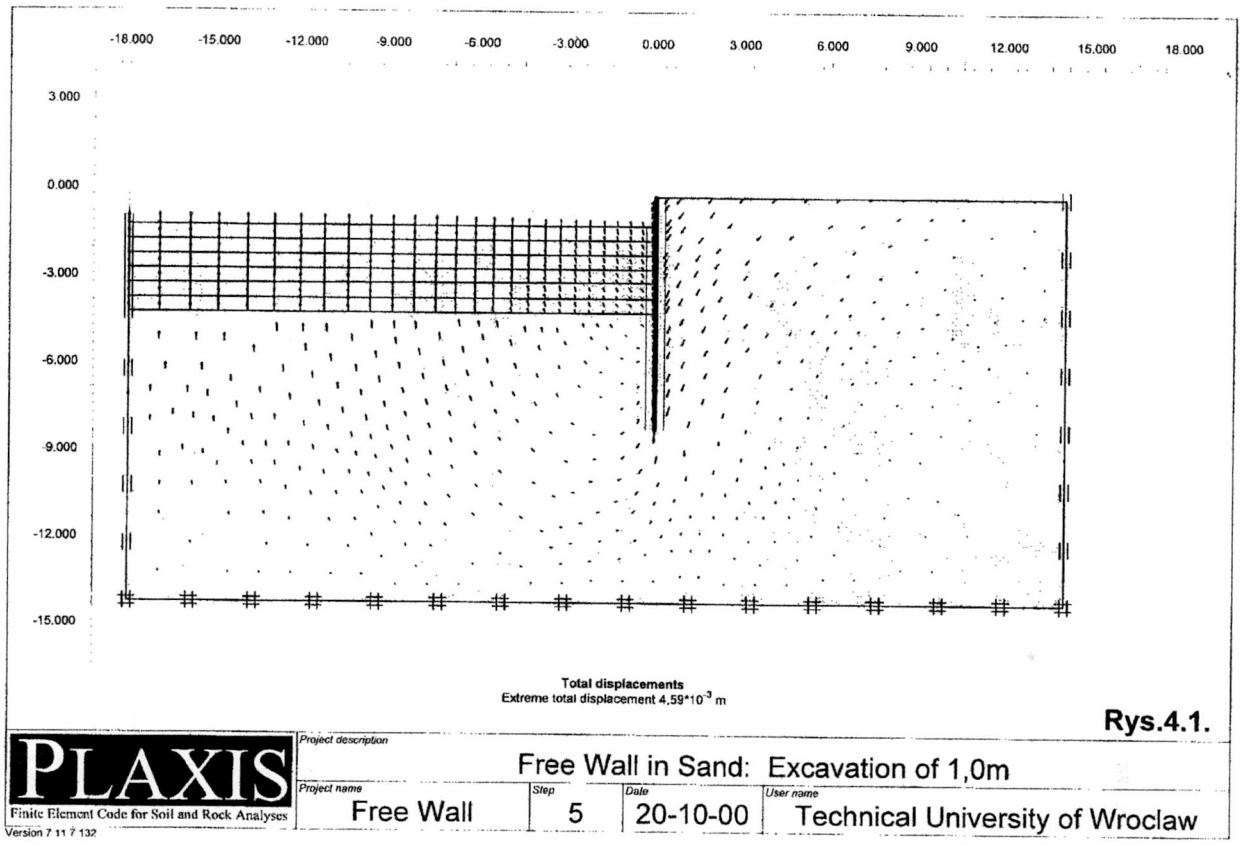


Rys.3.3.

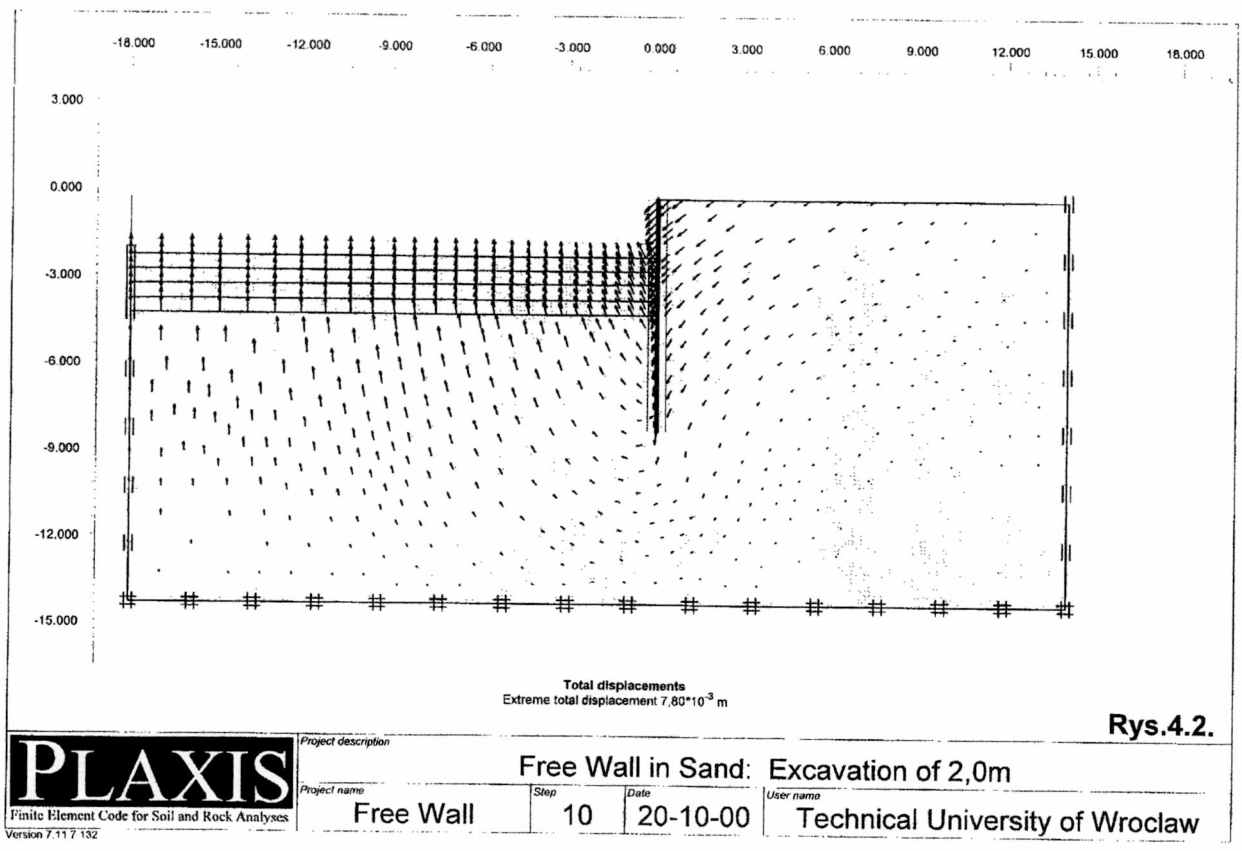


Rys.3.4.

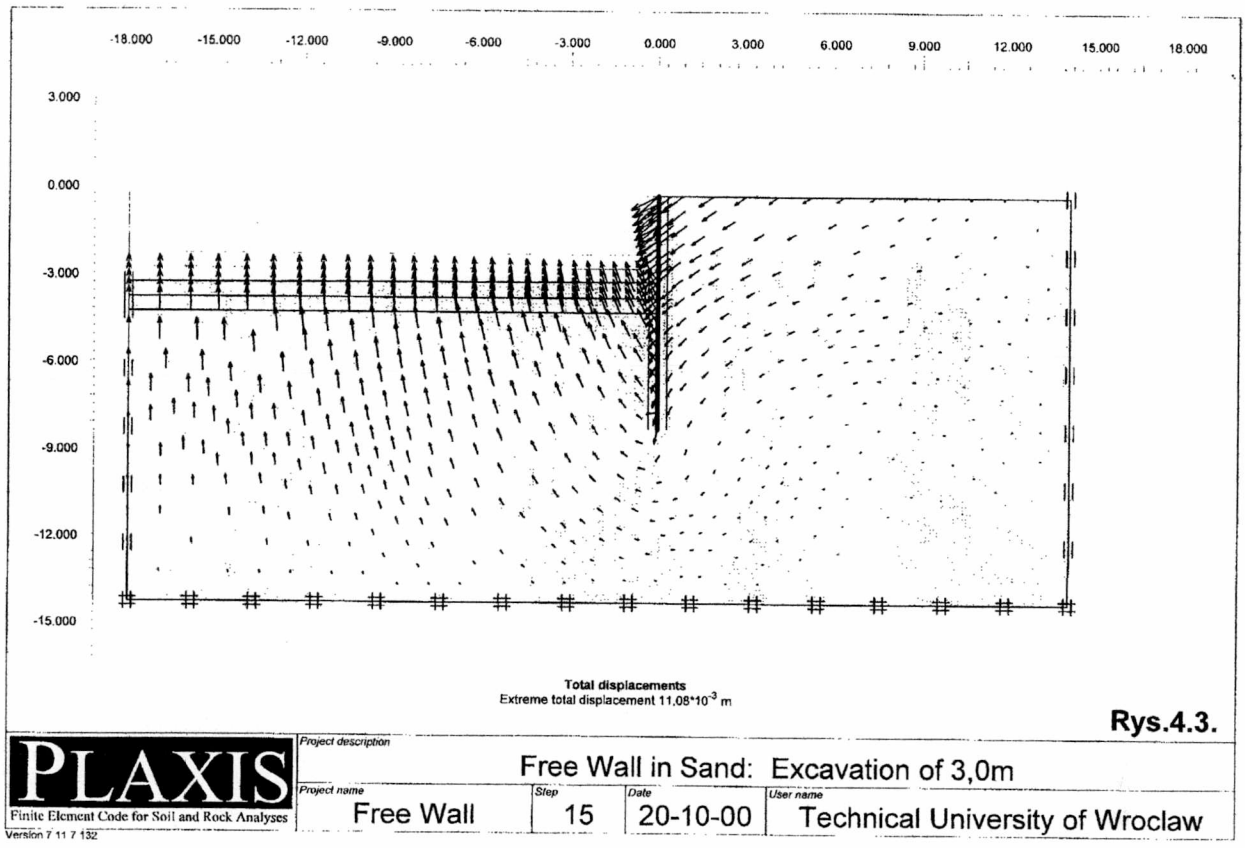
Rysunki 3.1÷3.4. Pokazują deformacje siatki MES po czterech etapach wykonywania wykopu (po 1m w każdym etapie). Oprócz narastających deformacji ściany w stronę wykopu daje się zauważyć podnoszenie się dna wykopu na skutek odprężenia podłoża oraz wypieranie gruntu przy ścianie od strony wykopu.


-18.000
-15.000
-12.000
-9.000
-6.000
-3.000
0.000
3.000
6.000
9.000
12.000
15.000
18.000
3.000
0.000
-3.000
-6.000
-9.000
-12.000
-15.000
Total displacements
Extreme total displacement 4,59*10^-3 m
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7.11 7.132
Project description
Free Wall in Sand: Excavation of 1,0m
Project name
Free Wall
Step
5
Date
20-10-00
User name
Technical University of Wroclaw

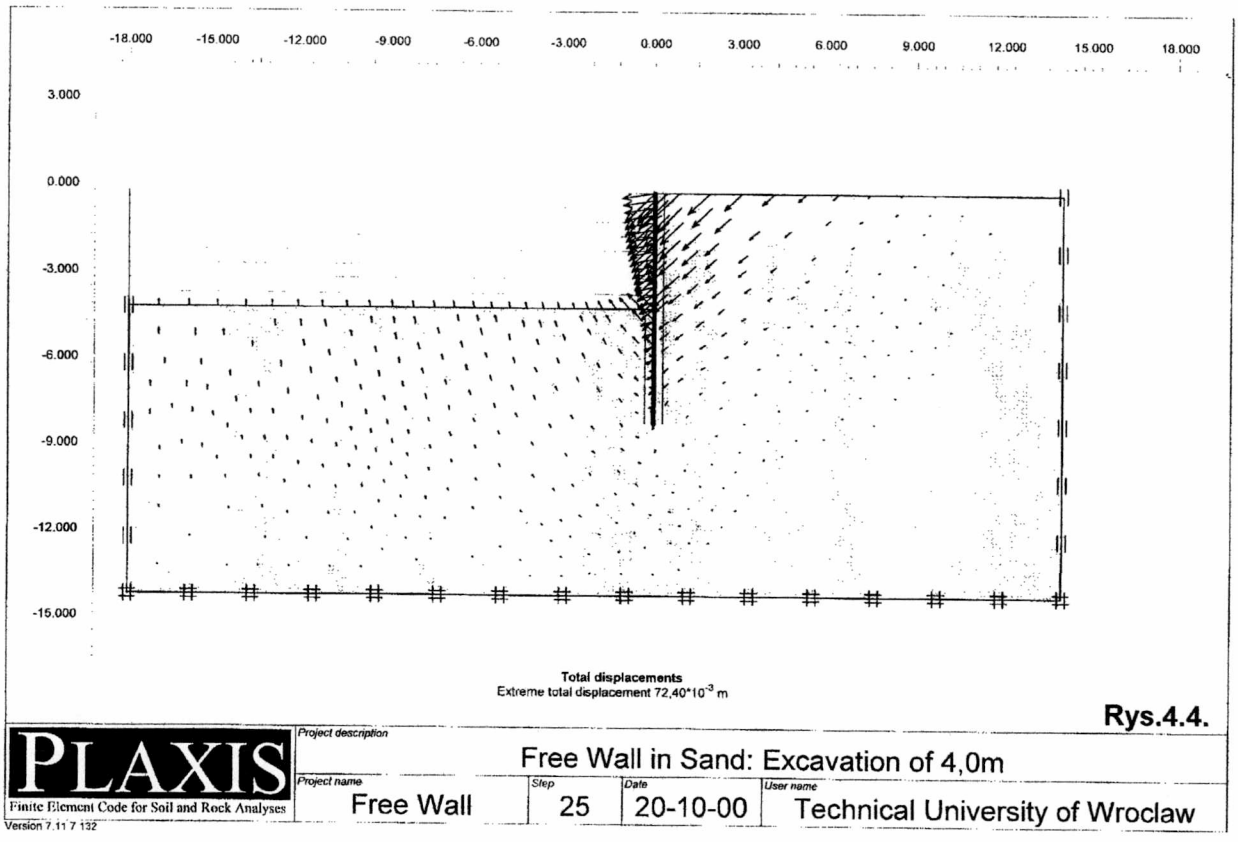
Rys.4.1.


-18.000
-15.000
-12.000
-9.000
-6.000
-3.000
0.000
3.000
6.000
9.000
12.000
15.000
18.000
3.000
0.000
-3.000
-6.000
-9.000
-12.000
-15.000
Total displacements
Extreme total displacement 7,80*10^-3 m
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7.11 7.132
Project description
Free Wall in Sand: Excavation of 2,0m
Project name
Free Wall
Step
10
Date
20-10-00
User name
Technical University of Wroclaw

Rys.4.2.

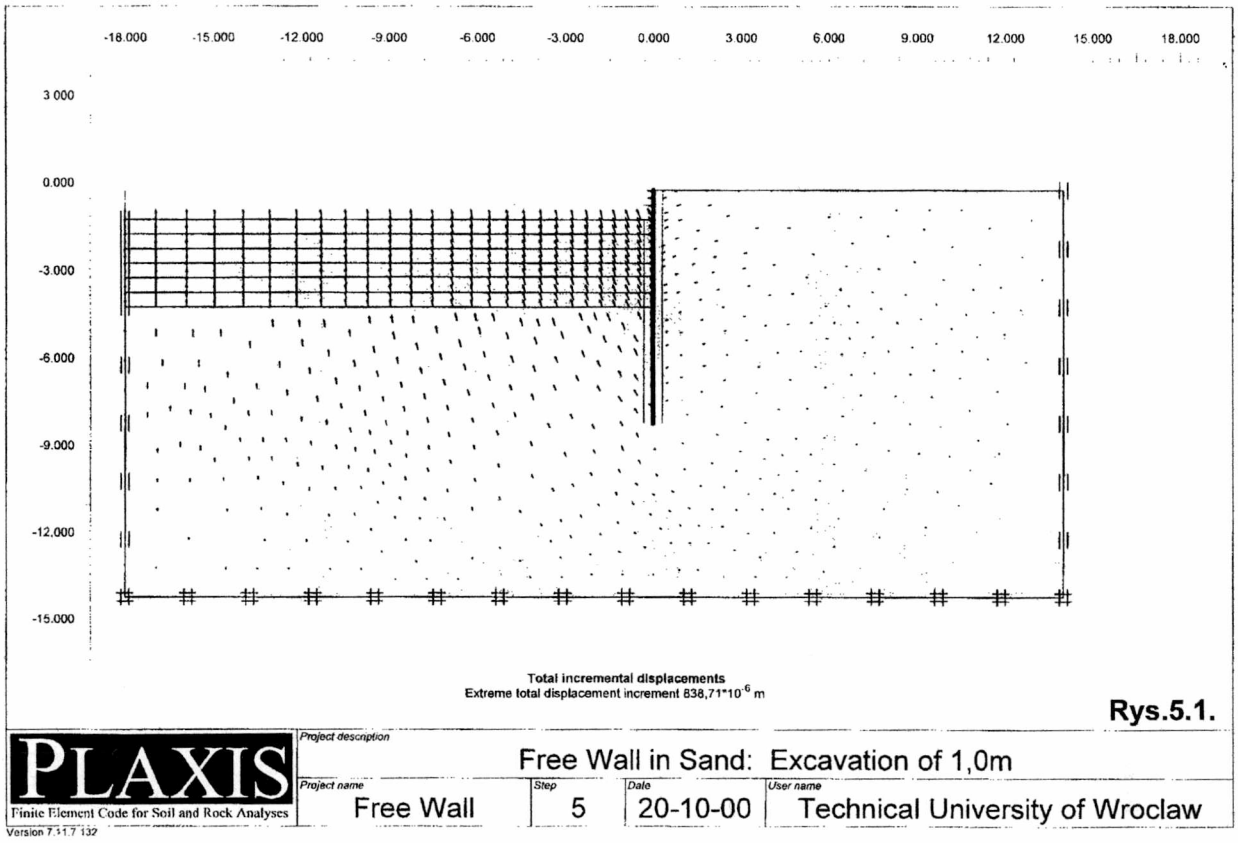


Rys.4.3.

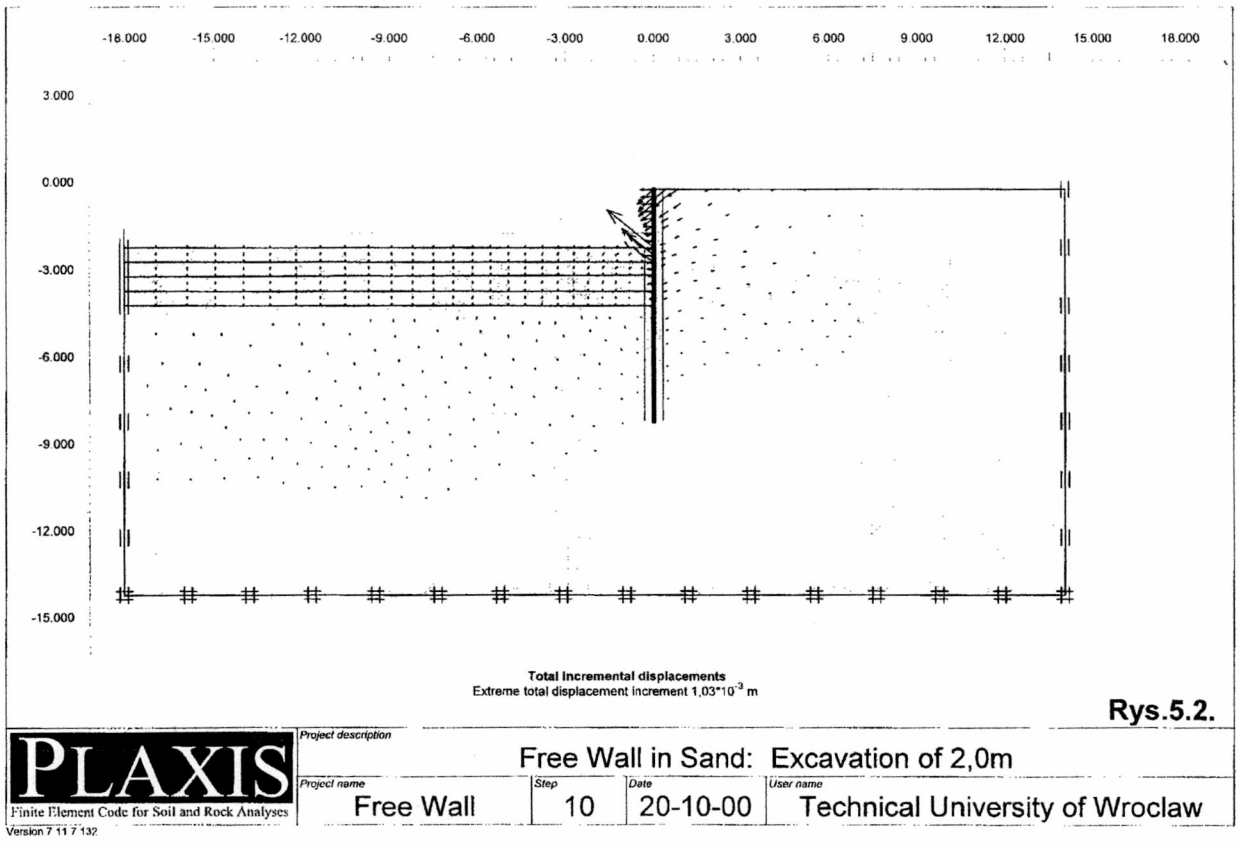


Rys.4.4.

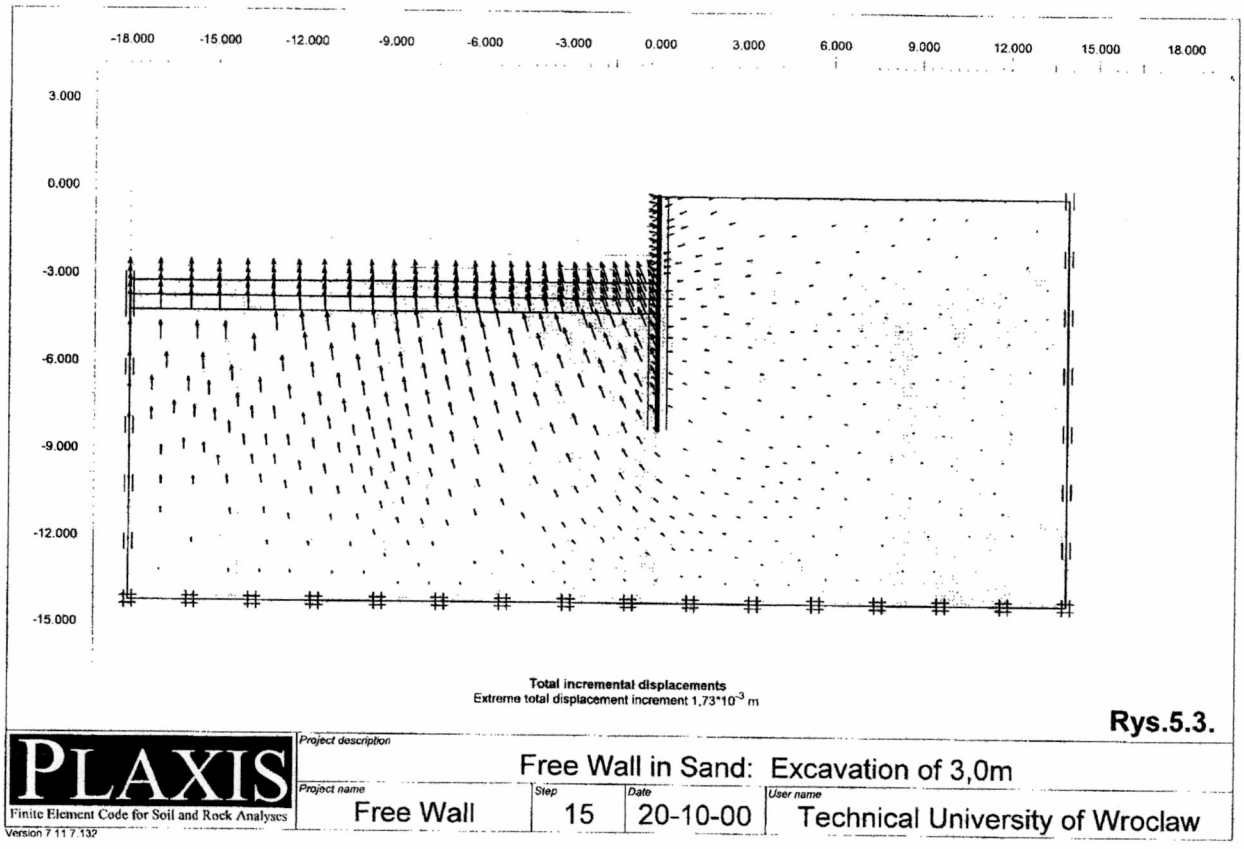
Rysunki 4.1÷4.4. Przedstawiają pole przemieszczeń odpowiadające deformacjom siatki z Rys.3. W końcowych etapach odkopywania ściany daje się zauważyć „przepływ gruntu" pod dolnym końcem ściany w stronę wykopu.


-18.000
-15.000
-12.000
-9.000
-6.000
-3.000
0.000
3.000
6.000
9.000
12.000
15.000
18.000
3.000
0.000
-3.000
-6.000
-9.000
-12.000
-15.000
Total incremental displacements
Extreme total displacement increment 838,71*10^-6 m
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7.11.7.132
Project description
Free Wall in Sand: Excavation of 1,0m
Project name
Free Wall
Step
5
Date
20-10-00
User name
Technical University of Wroclaw

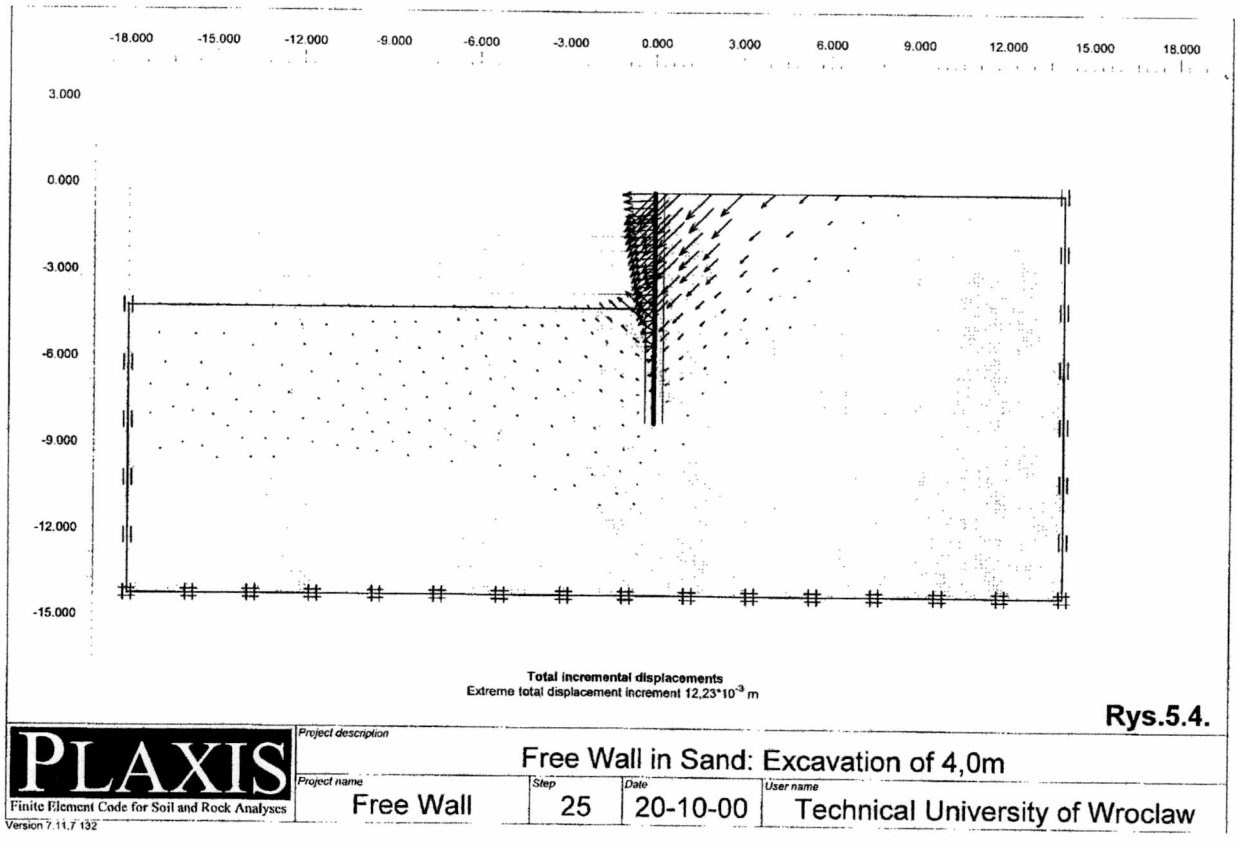
Rys.5.1.


-18.000
-15.000
-12.000
-9.000
-6.000
-3.000
0.000
3.000
6.000
9.000
12.000
15.000
18.000
3.000
0.000
-3.000
-6.000
-9.000
-12.000
-15.000
Total incremental displacements
Extreme total displacement increment 1,03*10^-3 m
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7.11.7.132
Project description
Free Wall in Sand: Excavation of 2,0m
Project name
Free Wall
Step
10
Date
20-10-00
User name
Technical University of Wroclaw

Rys.5.2.

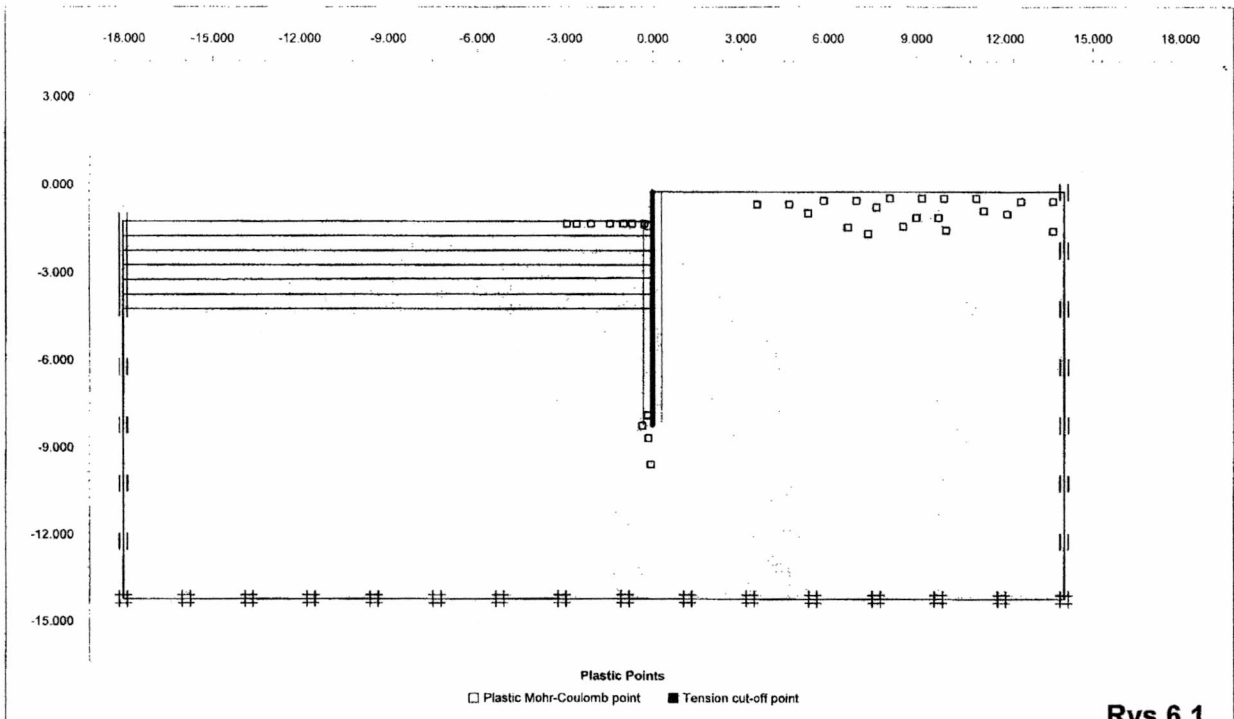


Rys.5.3.



Rys.5.4.

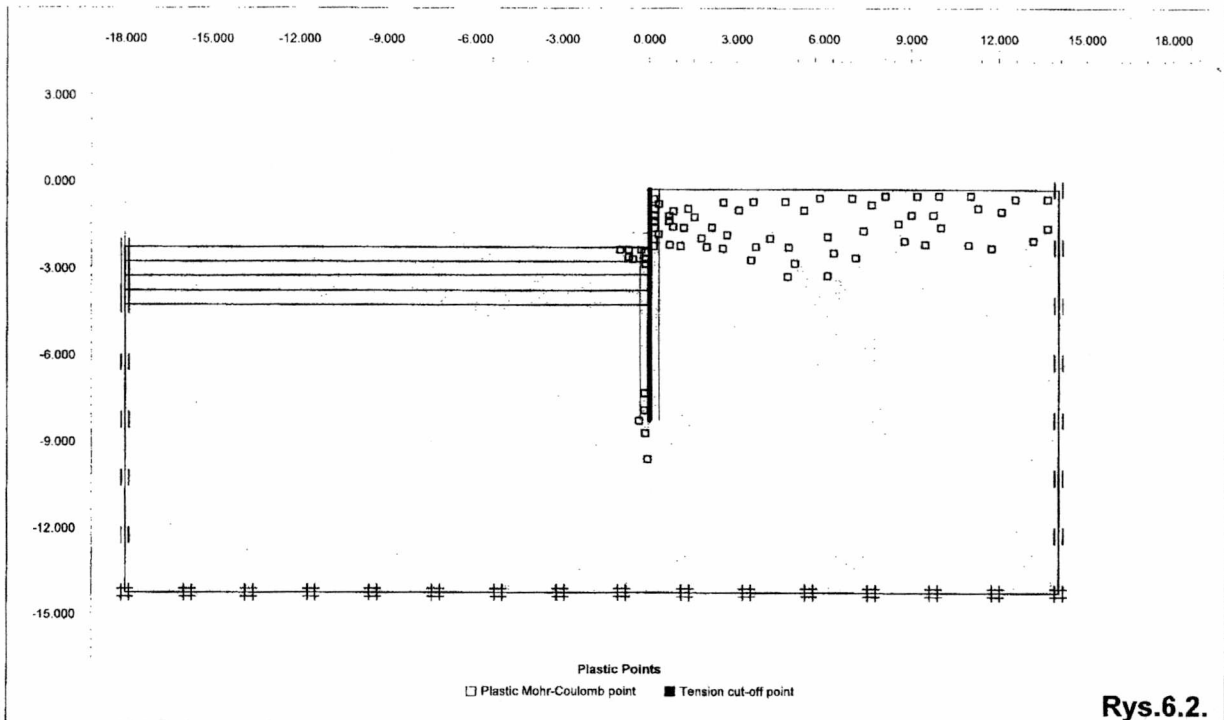
Rysunki 5.1÷5.4. Pokazują za pomocą przyrostów przemieszczeń kinematykę współpracy ścianki z podłożem. Nasilenie przemieszczeń rozpoczyna się po dokonaniu wykopu na głębokość 2m (Rys.5.2) – zarówno za ścianką, jak i przed nią. Stan bliski utraty stateczności przedstawia Rys.5.4. Widać, że „strefa parcia czynnego" ma mniejsze nachylenie, niż w rozwiązaniu Coulomba ($\pi/4+\Phi/2 = 60^{o}$) i nie dochodzi ona do dolnego końca ściany. Dwie grupy wektorów widoczne dobrze w górnej części ściany wskazują na występujący poślizg gruntu po ścianie w jej strefie kontaktowej.



Rys.6.1.

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7 11.7.132

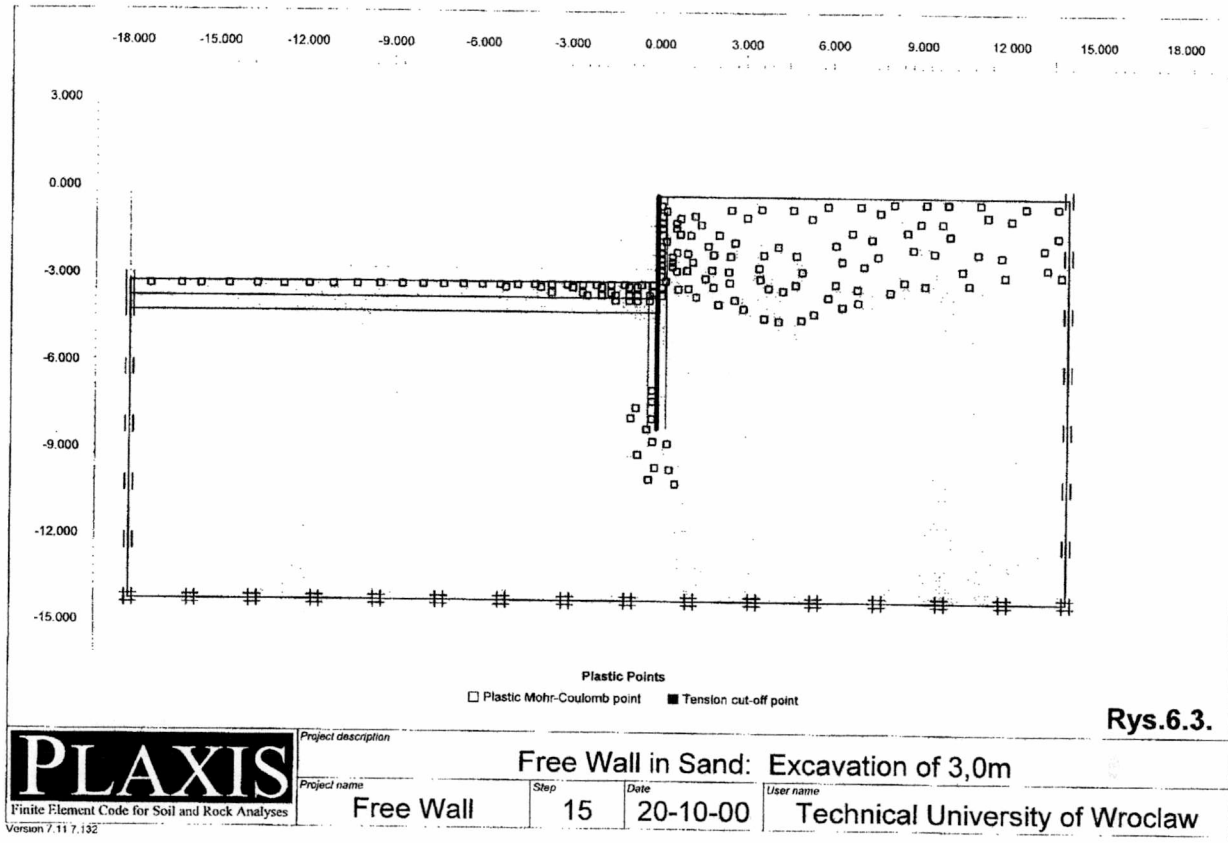
Project description			
Free Wall in Sand: Excavation of 1,0m			
Project name	Step	Date	User name
Free Wall	5	20-10-00	Technical University of Wroclaw



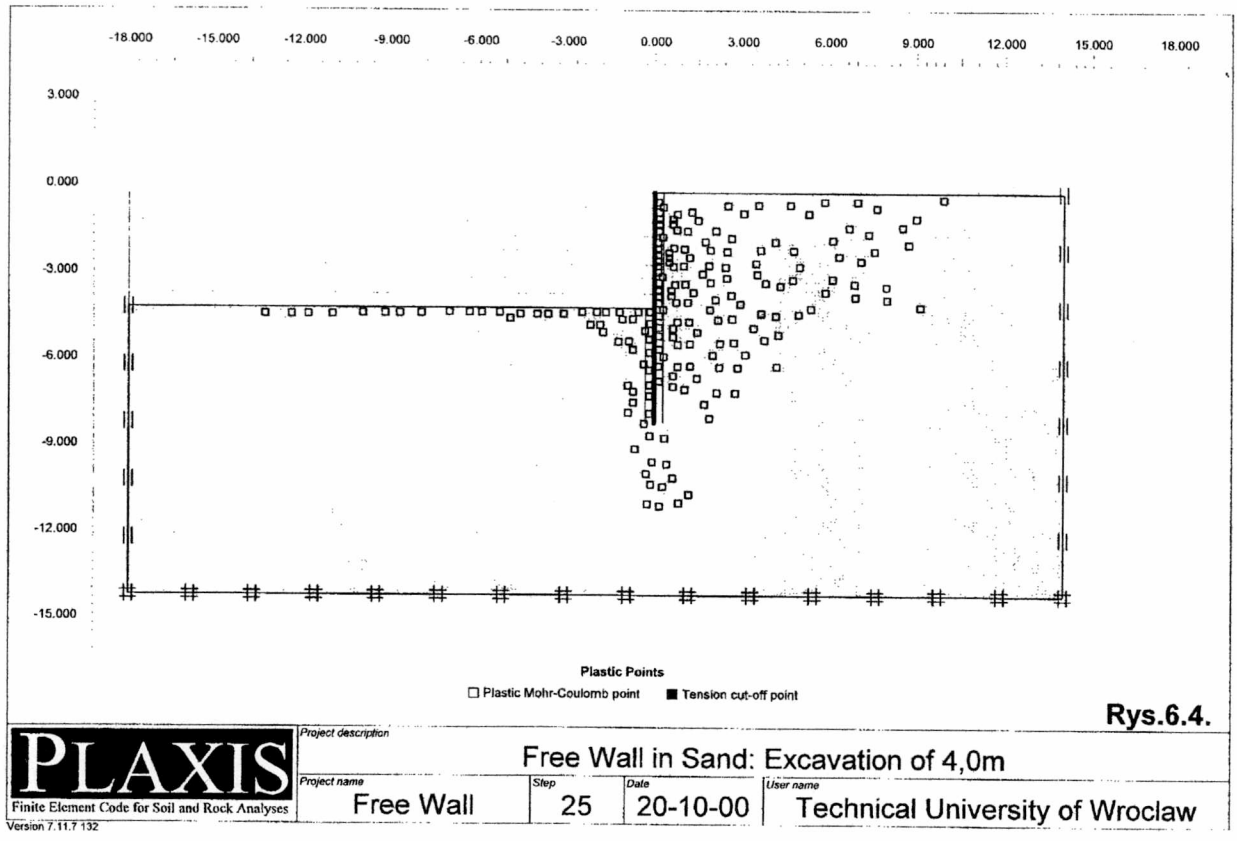
Rys.6.2.

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7 11.7.132

Project description			
Free Wall in Sand: Excavation of 2,0m			
Project name	Step	Date	User name
Free Wall	10	20-10-00	Technical University of Wroclaw

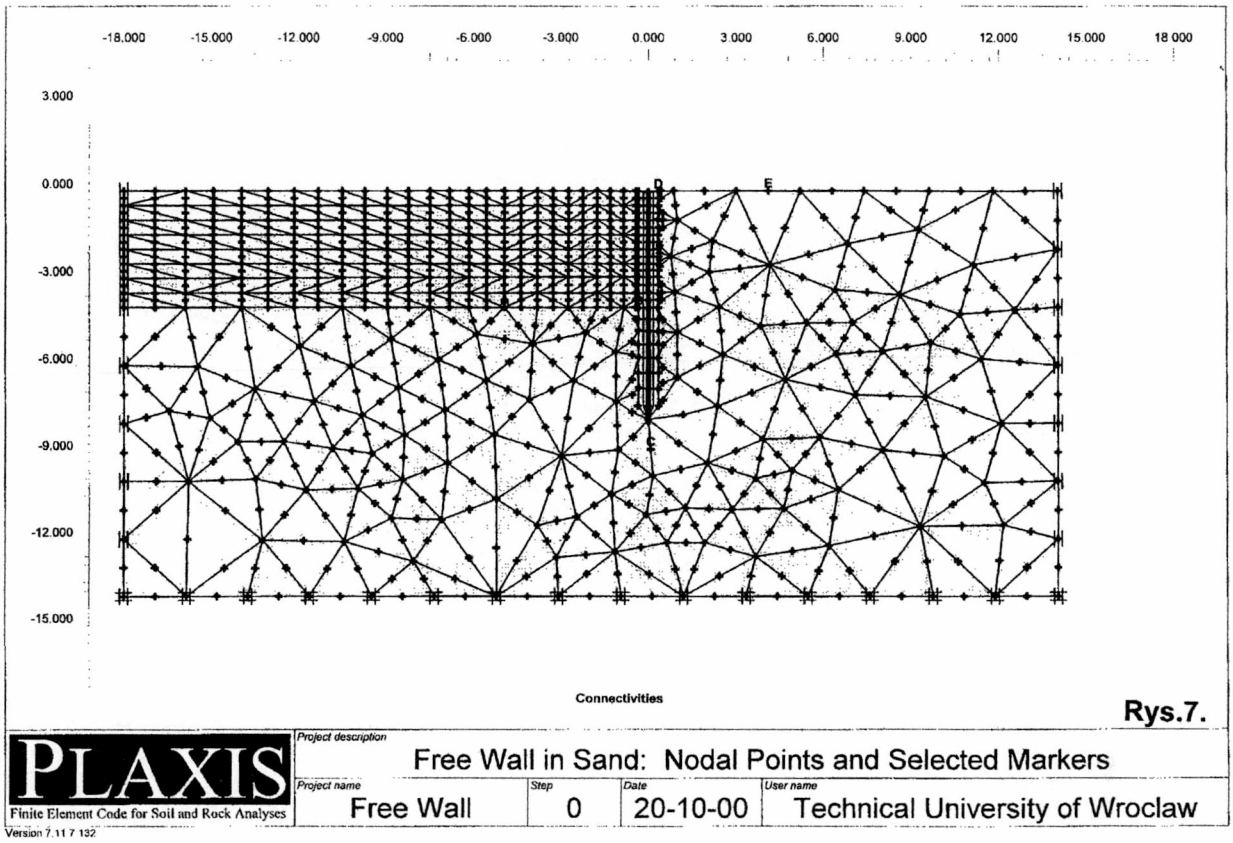


Rys.6.3.



Rys.6.4.

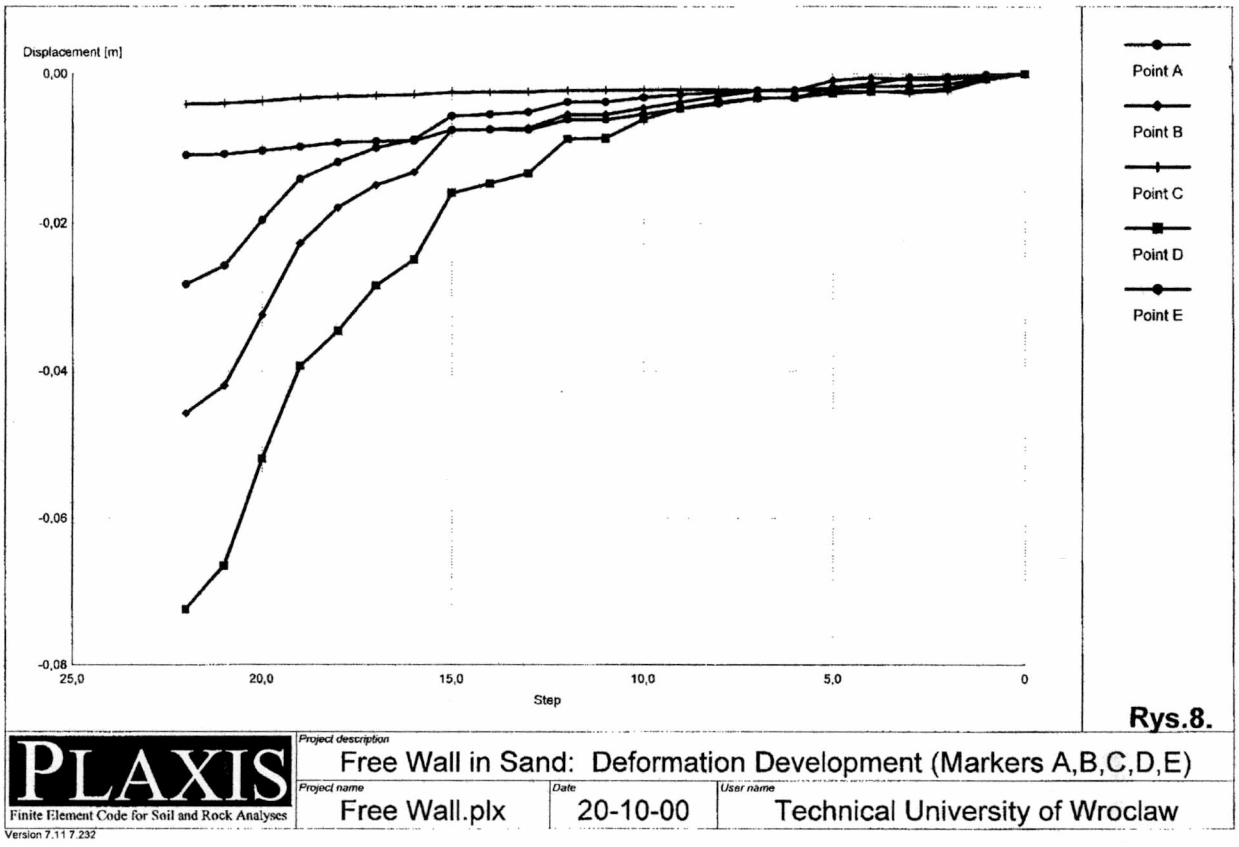
Rysunki 6.1÷6.4. Pokazują rozwój stref plastycznych. Zaskoczeniem może być stosunkowo duża liczba punktów uplastycznionych w dużej odległości za ścianą. Lokalizacja uplastycznienia pod dolnym końcem ściany jest wynikiem dużych odkształceń postaciowych w tym rejonie, co wiąże się z zaobserwowaną kinematyką (Rys.4.).



Rys.7.

Rysunek 7. Pokazuje węzły MES (elementy 6-cio węzłowe) oraz lokalizację 5 punktów (x,y) do obserwacji przemieszczeń:

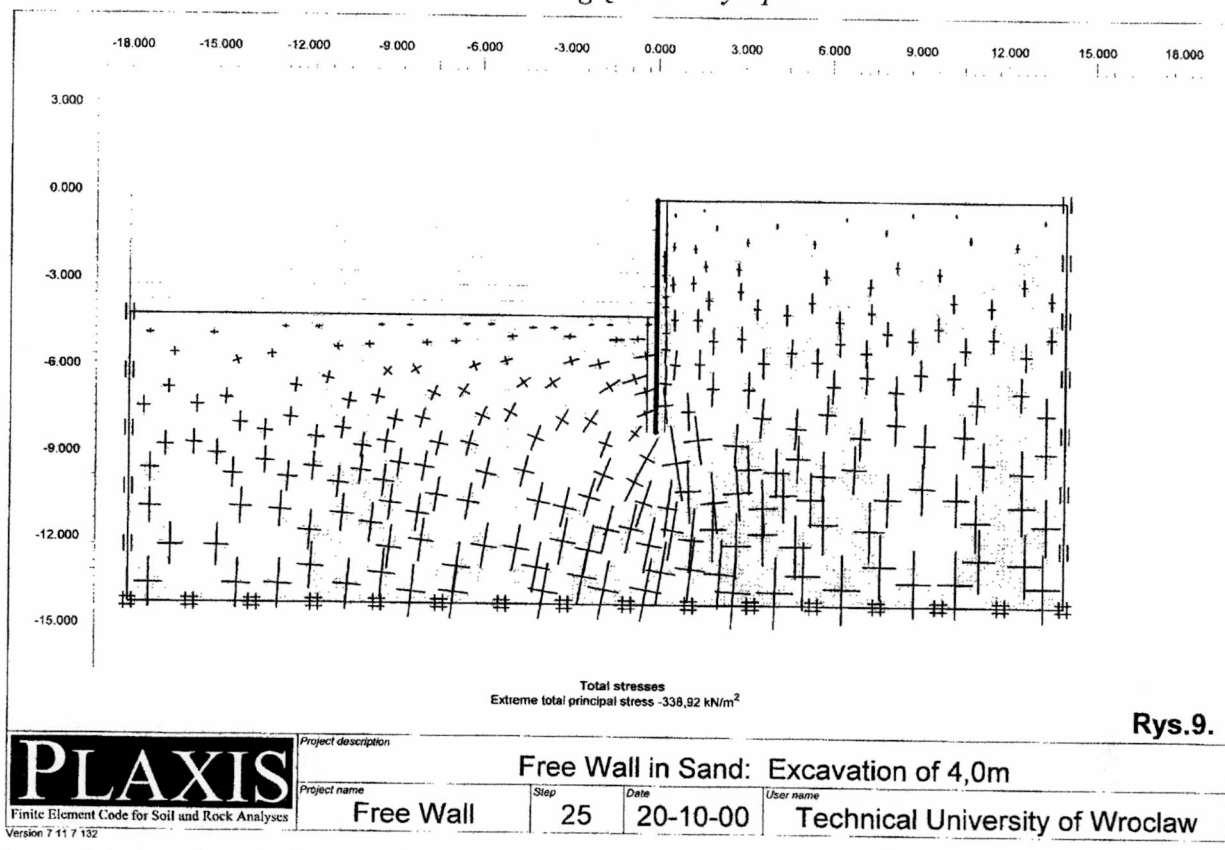
A(-5,-4) – na poziomie docelowego dna wykopu,
B(0,-4) – na poziomie docelowego dna wykopu, przy ścianie,
C(0,-9) – na głębokości 1m pod dolnym końcem sciany,
D(0,0) – na poziomie terenu, przy ścianie,
E(+4,0) – na poziomie terenu.



Rysunek 8. Pokazuje narastanie wypadkowego przemieszczenia wymienionych wyżej punktów. Kolejne etapy oznaczają:

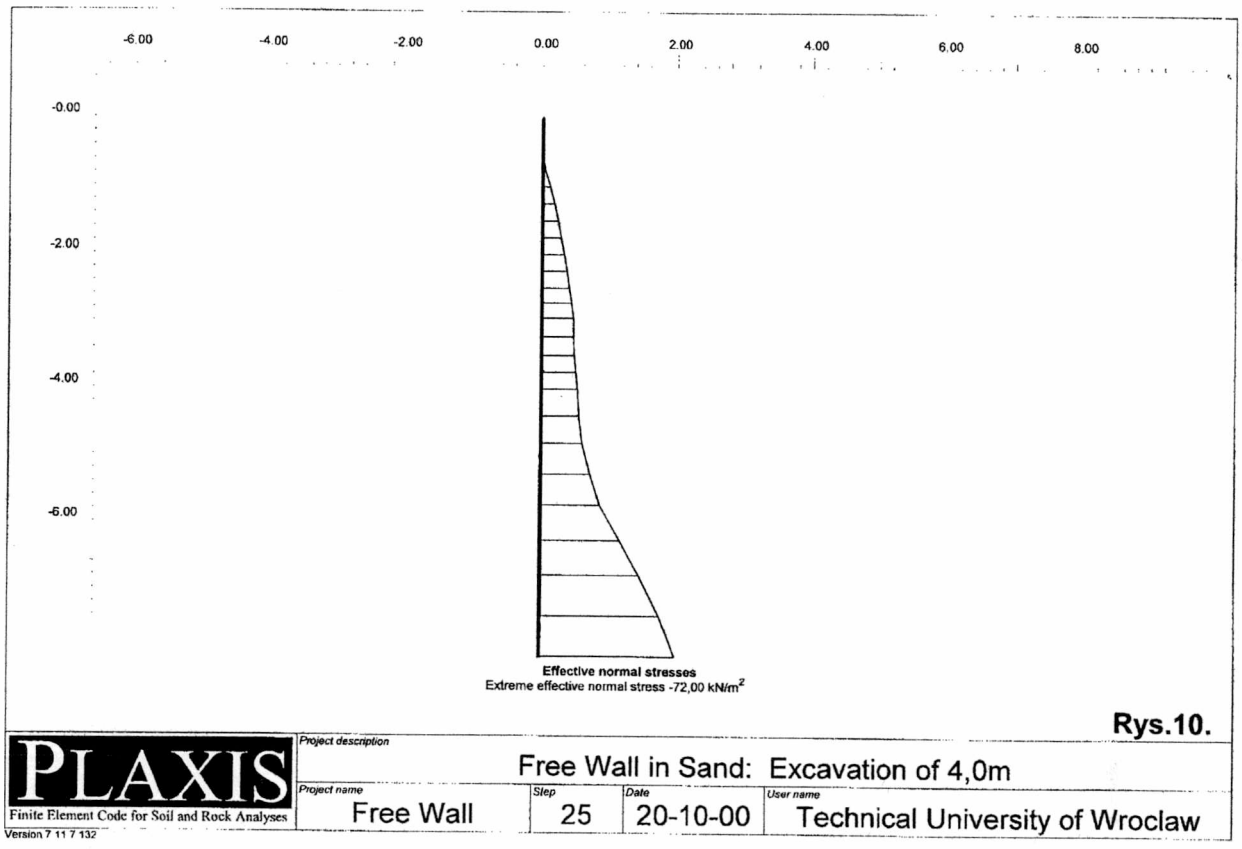
Step 5 = wykop głęboki na 1m,
Step 9 = wykop głęboki na 2m,
Step 15 = wykop głęboki na 3m,
Step 22 = wykop głęboki na 4m.

Docelowa głębokość wykopu

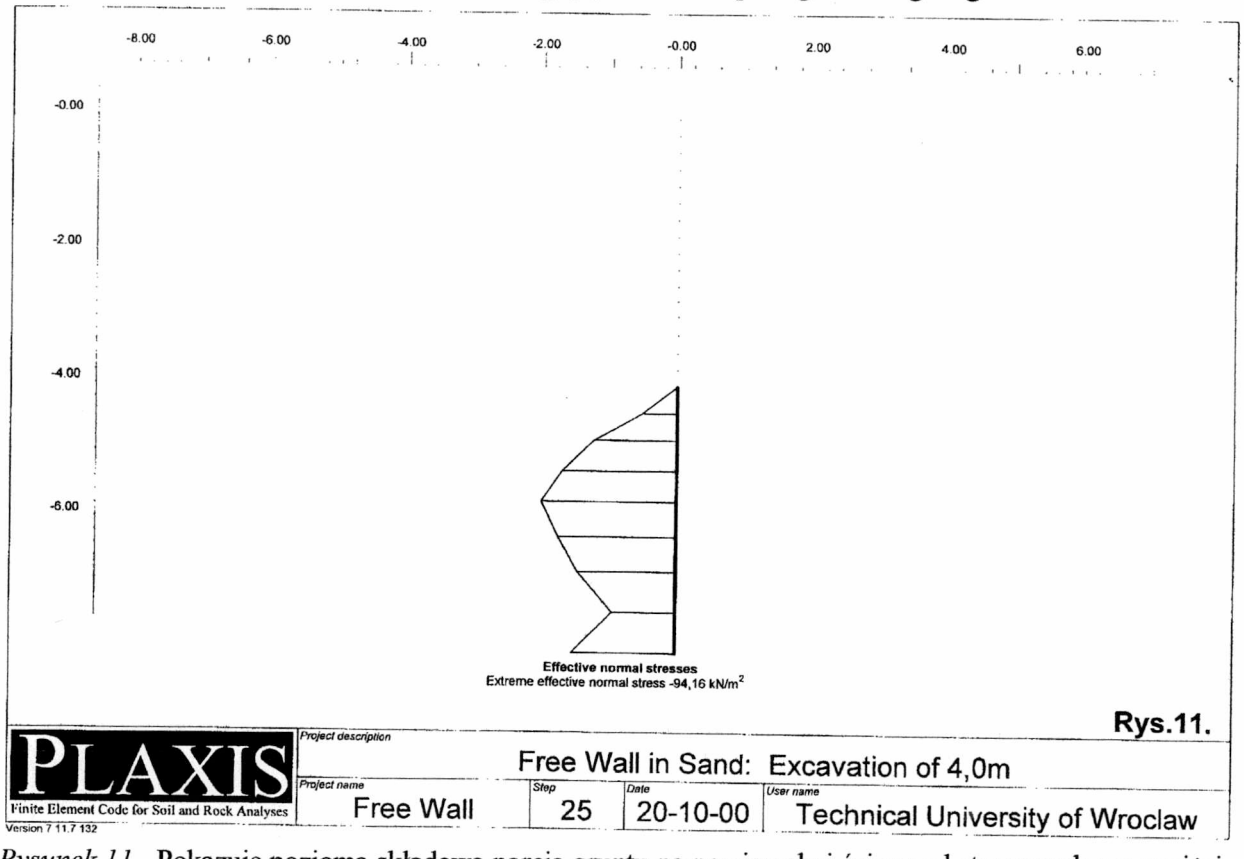


Rys.9.

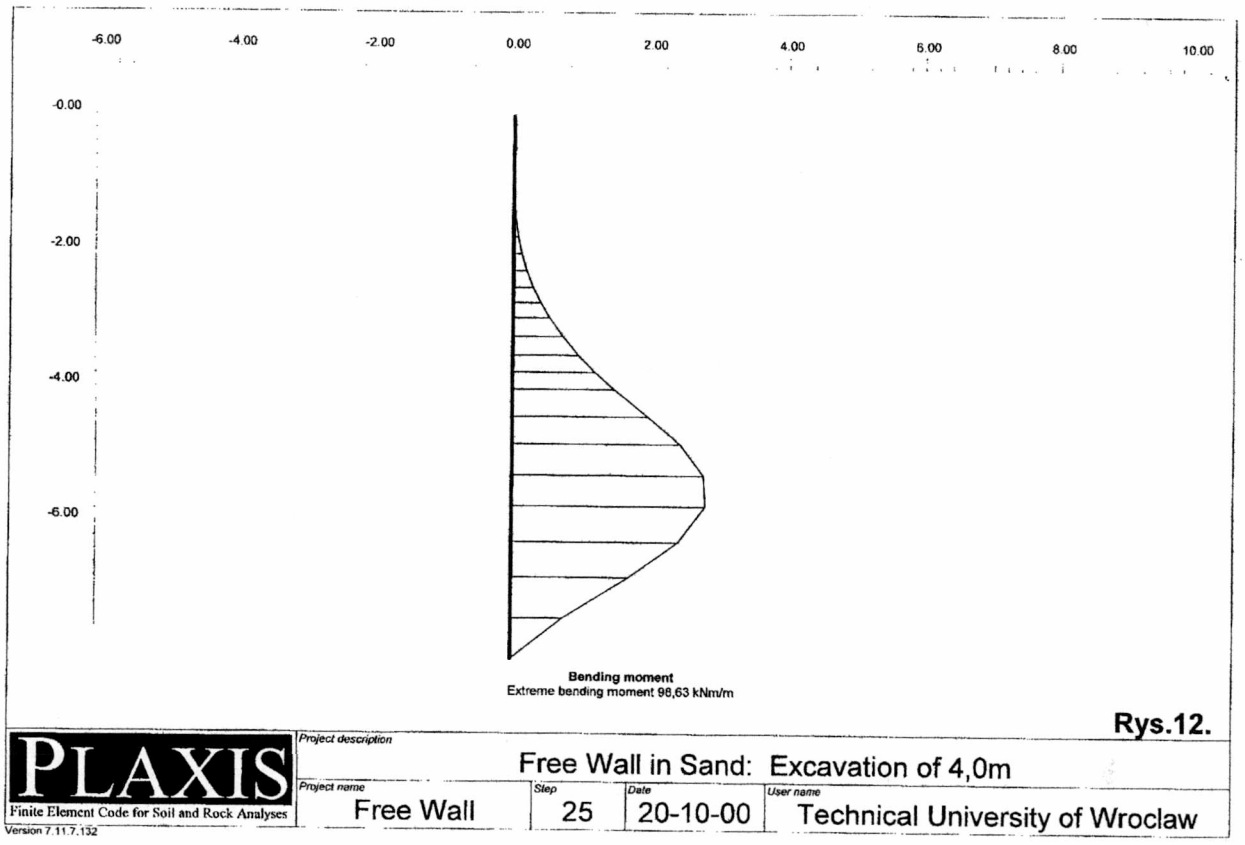
Rysunek 9. Przedstawia kierunki główne pola naprężeń po osiągnięciu docelowej głębokości wykopu h = 4m pozwoliły oszacować głębokość krytyczną na $h_{max} \approx 4{,}25$m dla kąta $\Phi = 30^{o}$). Widoczna jest strefa parcia i strefa odporu (większe naprężenie główne w kierunku poziomym). Wpływ tarcia na powierzchni ściany, jako rotacja kierunków głównych, nie jest duży.



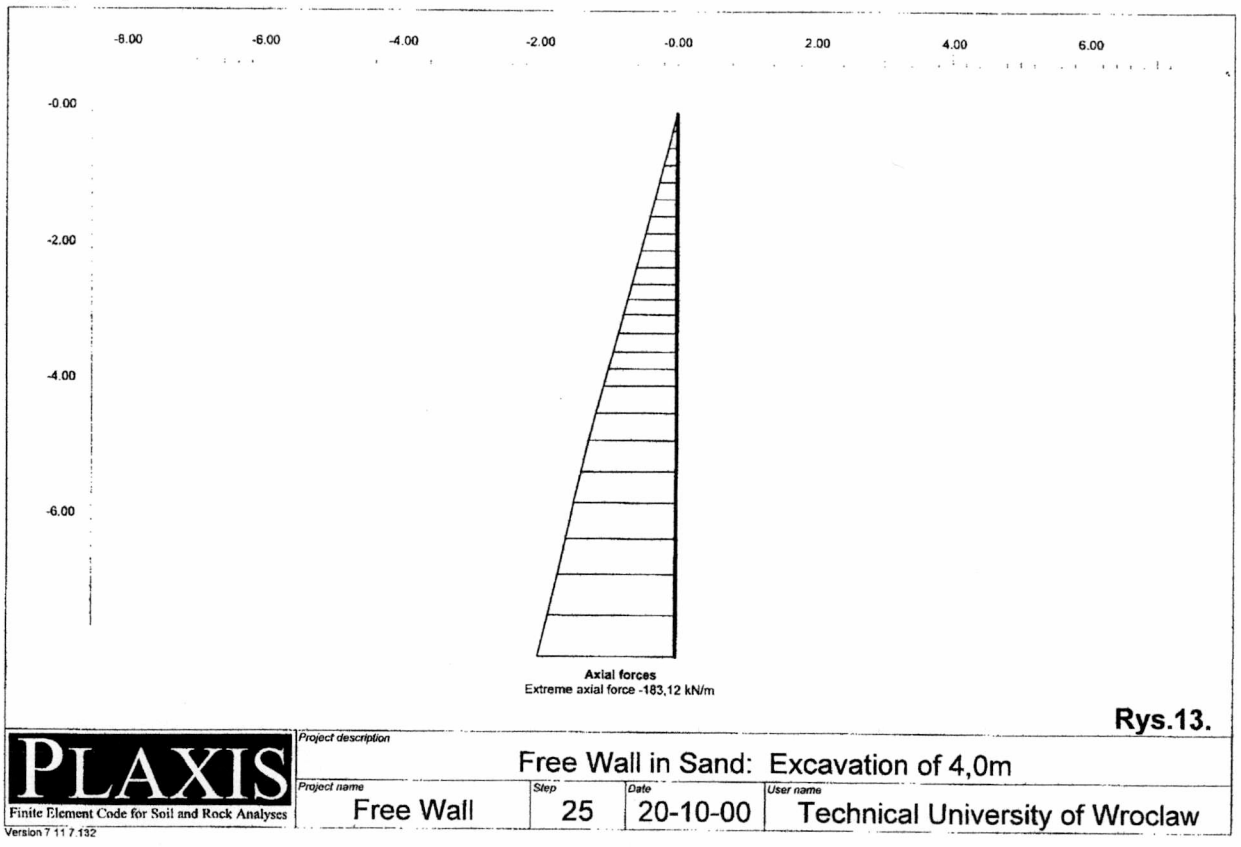
Rysunek 10. Pokazuje poziomą składową parcia gruntu na powierzchni ściany od strony terenu. W górnej części ściany parcie gruntu ma wartości zbliżone do parcia granicznego czynnego, w dolnej części parcia są wyraźnie większe, ale nie osiągają wartości odporu granicznego wg Coulomba.



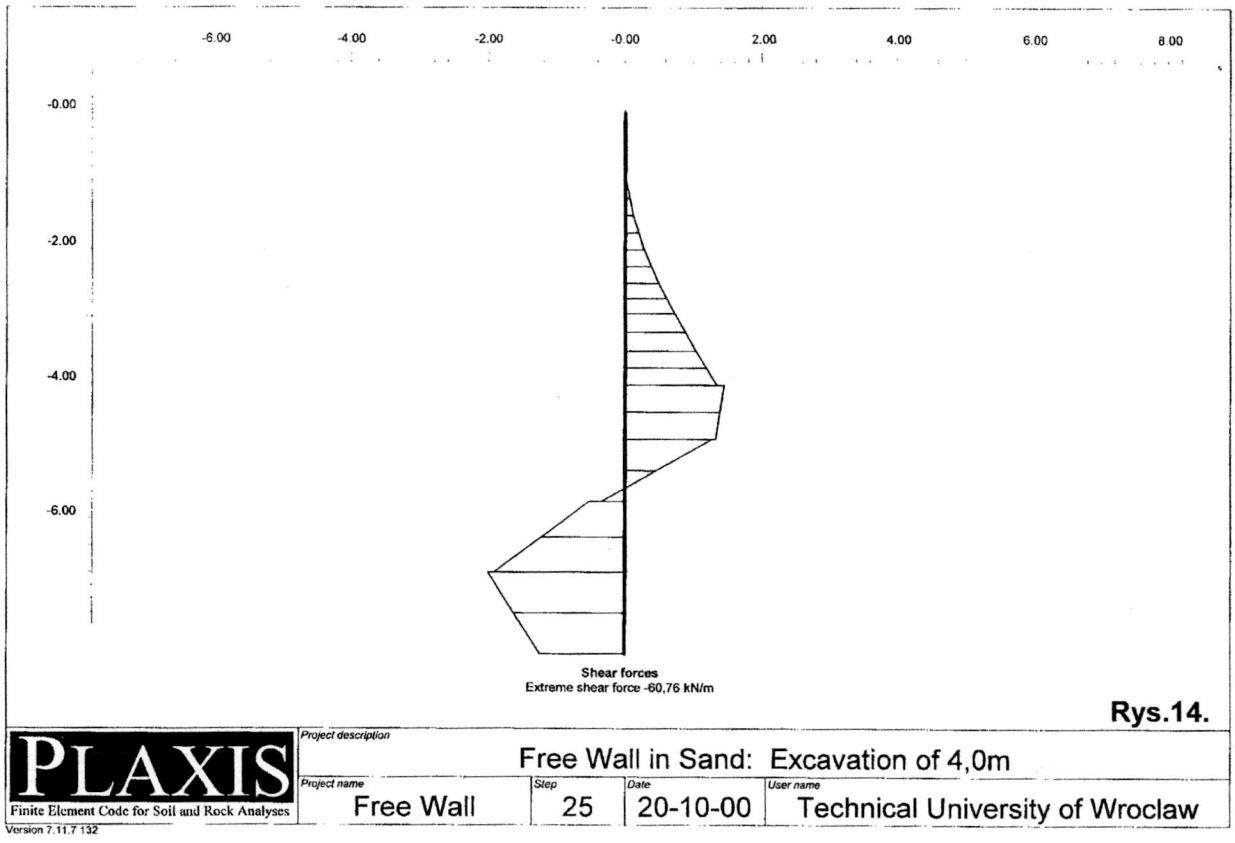
Rysunek 11. Pokazuje poziomą składową parcia gruntu na powierzchni ściany od strony wykopu poniżej jego dna. W górnej części ściany parcie gruntu ma wartości zbliżone do parcia granicznego biernego, w dolnej części parcia są wyraźnie mniejsze, ale większe od wartości granicznego parcia czynnego.



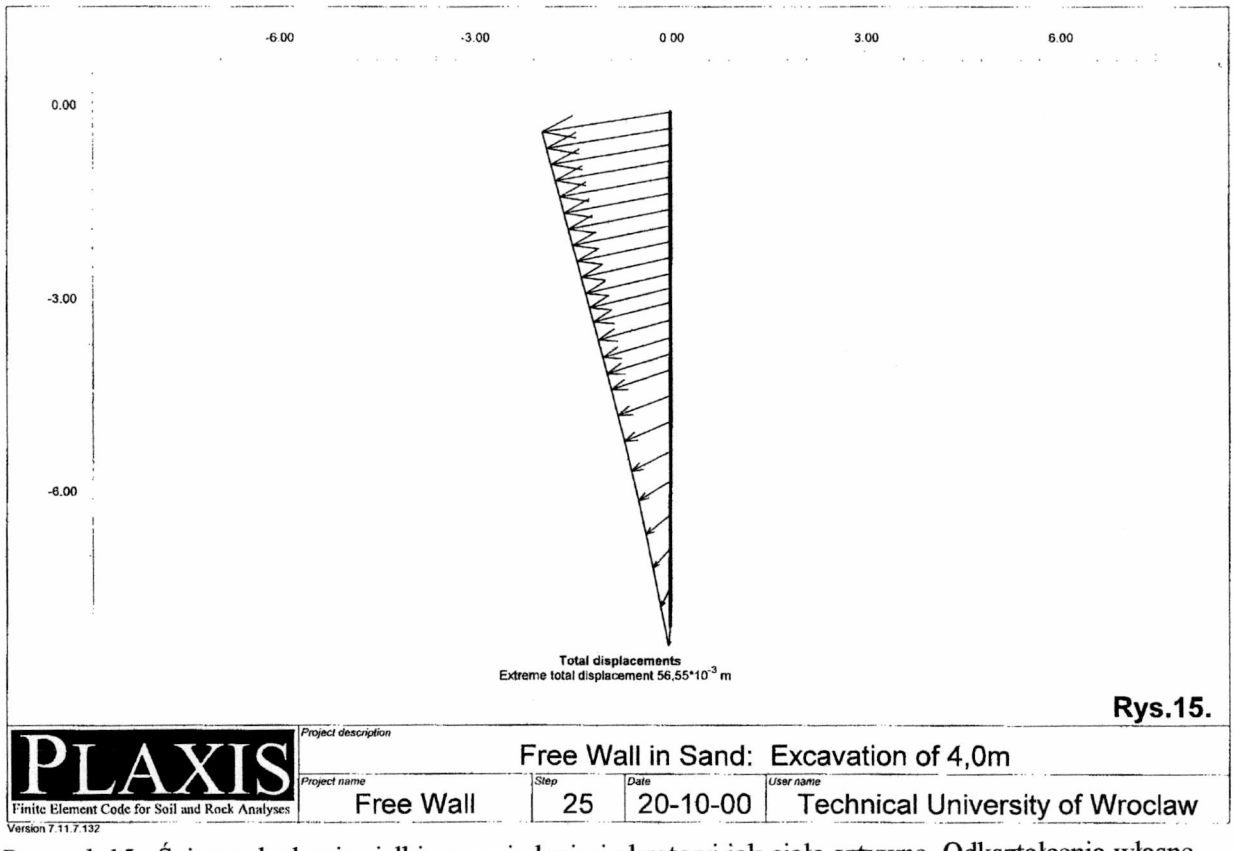
Rysunek 12. Maksymalny moment zginający występuje na głębokości 5,85m , czyli 1,85m poniżej dna wykopu.



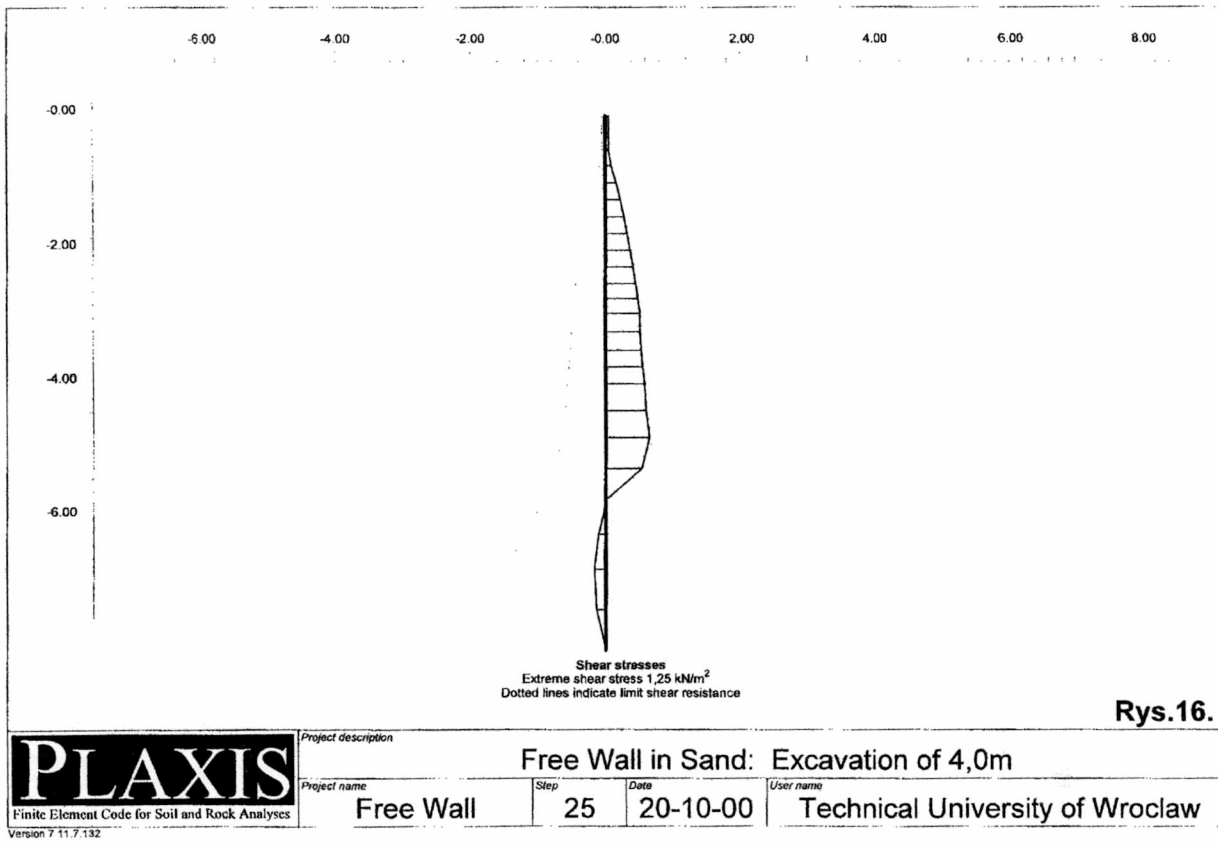
Rysunek 13. Pionowa osiowa siła w ścianie pochodzi niemal wyłącznie od ciężaru własnego ściany. Maksymalna siła wynosi ponad 183 kN/mb i jest ona przenoszona przez podstawę ściany (0,4×1,0 m). Siła ta jest o ok. 9 kN/mb mniejsza od ciężaru własnego ściany. Jest to efektem tarcia gruntu o ścianę od strony wykopu, gdzie pojawia się wypieranie gruntu do góry.



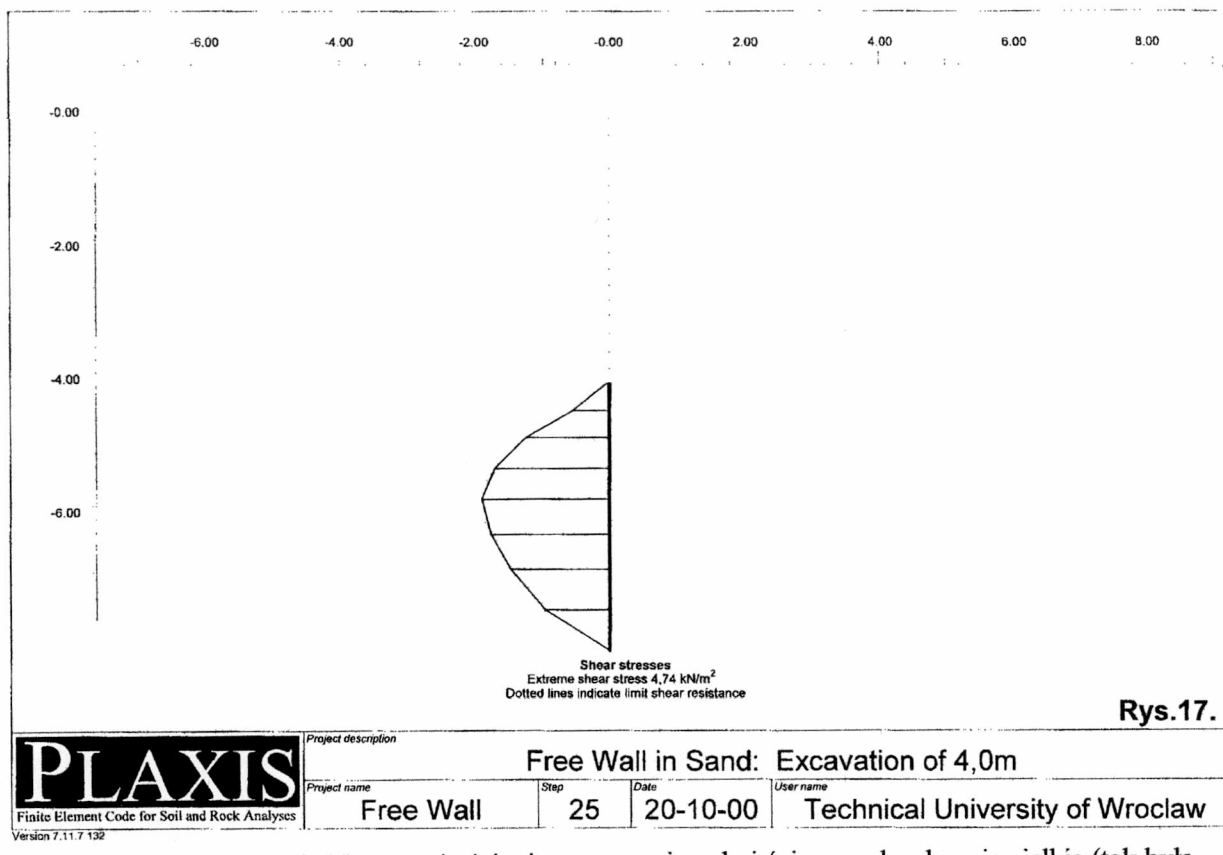
Rysunek 14. Przebieg siły poprzecznej odpowiada wykresowi momentów (Rys.12).



Rysunek 15. Ściana uległa niewielkiemu osiadaniu i obrotowi jak ciało sztywne. Odkształcenia własne ściany są bardzo małe.



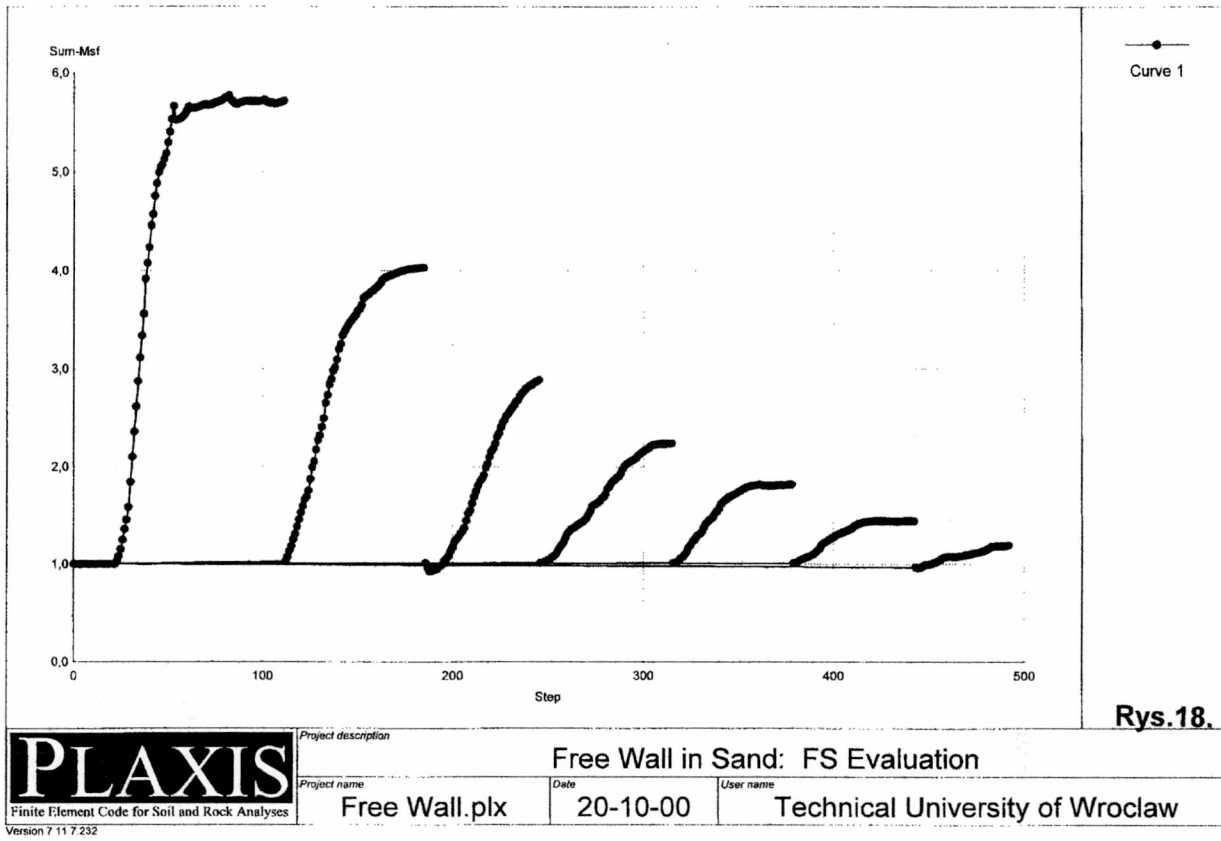
Rys.16.



Rys.17.

Rysunek 16. i Rysunek 17. Naprężenia ścinające na powierzchni ściany są bardzo niewielkie (tak była modelowana jej powierzchnia kontaktowa z gruntem) i na większości powierzchni ściany osiągają one wartości graniczne.

Analiza stateczności



Rys.18.

Rysunek 18. Pokazuje przebieg obliczeń wskaźnika stateczności FS (stopień dopuszczalnego osłabienia parametrów wytrzymałościowych podłoża) na podstawie obserwacji przemieszczeń punktu D z Rys.7.

Odkopanie na głębokość 1,0m ⇒ FS = 5,66
Odkopanie na głębokość 1,5m ⇒ FS = 4,02
Odkopanie na głębokość 2,0m ⇒ FS = 2,90
Odkopanie na głębokość 2,5m ⇒ FS = 2,21
Odkopanie na głębokość 3,0m ⇒ FS = 1,78
Odkopanie na głębokość 3,5m ⇒ FS = 1,40
Odkopanie na głębokość 4,0m ⇒ FS = 1,14.

Kąt tarcia wewnętrznego Φ_{min}, który odpowiada utracie stateczności oblicza się jako
Φ_{min} = arc tg (tg30°/FS).
Przykładowo, dla $\Phi = 30^{\circ}$ można wykonać wykop do głębokości 4,0m , (FS = 1,14 > 1,00)
ale umowna utrata stateczności nastąpiłaby przy tej głębokości wykopu, gdyby
Φ = arc tg(tg30°/1,14)) = arc tg(0,577/1,14) = 27°.