

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

DYSCYPLINA NAUKOWA – INŻYNIERIA LĄDOWA,
GEODEZJA I TRANSPORT/
DZIEDZINA NAUK – NAUKI INŻYNIERYJNO-TECHNICZNE

Rozprawa doktorska

mgr inż. Mateusz Cezariusz Frydrych

Wykorzystanie modeli numerycznych
dla sprężonych ścian szczelinowych
w kontekście optymalizacji techniki, technologii i ich realizacji

Promotor

dr hab. inż. Grzegorz Kacprzak

Promotor pomocniczy

dr inż. Paweł Nowak

WARSZAWA 2025

Od autora

Rozprawa doktorska, którą składam na Państwa ręce jest dla mnie czymś więcej niż opracowaniem naukowym, w którym potwierdziłem postawioną tezę badawczą. Praca nad niniejszym materiałem, która powziąłem w latach 2019 – 2025 to dla mnie szczególnie okres życia, w którym nie tylko rozpocząłem profesjonalną karierę inżynierską i naukową, lecz w sposób szczególny zmierzyłem się z wieloma okazjami na lepsze poznanie siebie i rozwinięcie wielu umiejętności. Jest to dla mnie informacja tak samo dobra jak i zła.

Absolutnie w każdym wypadku, przy podjęciu próby utworzenia swojej własnej technologii inżynierskiej, postawa ta spotyka się z bardzo szeroką i zaawansowaną krytyką. Ufam, że efekt zrealizowanych działań, w których zawiera się niemięjsza praca, przekona jednak wielu, obiektywnie prezentując potencjał tej autorskiej technologii, jaką są sprężone ściany szczelinowe (skrót autorski: PDW). Warto w tym miejscu wyraźnie podkreślić, iż z racji procedowanego postępowania patentowego, rozprawa skupiła się jedynie na aspektach naukowych i prezentacji potencjału badawczego. Poza przedstawioną tutaj treścią, autor w ramach know-how, dysponuje wieloma przypadkami obliczeniowymi, zrealizowanymi przykładami w terenie i bardzo konkretnymi przemyśleniami pod kątem wdrożenia przemysłowego, co z pewnością będzie stanowić dalszą część realizowanej działalności.

Podczas studiów na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej miałem przyjemność poznać dwóch wyjątkowych naukowców, których postawa i zaangażowanie szczególnie do mnie trafiły, głównie za sprawą bardzo bogatego doświadczenia praktycznego. Dziękuję mojemu Promotorowi, Panu dr hab. inż. Grzegorzowi Kacprzakowi za ogromne wsparcie w rozwoju geotechnicznym, sprawowanie opieki nad niniejszym doktoratem oraz wiele rozmów, które kształtowały i kształtują mój pogląd na sprawy inżyniersko – osobiste.

Dziękuję mojemu Promotorowi pomocniczemu, Panu dr inż. Pawłowi Nowakowi za wiele lat owocnej współpracy, niepoliczalne rozmowy w aspektach naukowych i badawczych, konstruktywne uwagi dotyczące niniejszej pracy, nielimitowane dzielenie się wiedzą, a przede wszystkim wsparcie, na które zawsze mogę liczyć.

W trakcie tej naukowej wyprawy nieraz opadałem z sił, lecz dzięki kilku szczególnym osobom, wędrówkę tę ukończyłem. Słowa dziękczynienia kieruję do moich przyjaciół i najbliższych. Z uwagi na niniejszą pracę nieraz odmawiałem spędzania wspólnie czasu, nad czym szczerze ubolewam. Dziękuję za wyrozumiałość, słowa wsparcia i wiarę, że projekt „doktorat” uda mi się dowieść do końca.

Dziękuję moim rodzicom, którzy zawsze zachęcali mnie do rozwoju i nauki. Jestem Wam bardzo wdzięczny za inwestowanie we mnie swojego czasu, energii i środków.

Najbardziej i w sposób nad wyraz szczególny, kieruję swoje piśmienne podziękowania do mojej żony. Julio, ten doktorat bez Twojego wsparcia, wyrozumiałości, cierpliwości i skutecznego zarządzania naszym czasem, przy jednoczesnym zachowaniu kontekstu życiowego jaki wspólnie budujemy, nie powstałby w takiej wersji.

Budujesz mój zapał i chęci do działania. Dziękuję.

Łączę pozdrowienia,

Mateusz C. Frydrych

„Sprężenie jest po prostu wprowadzeniem sił, które umożliwią konstrukcji wytrzymanie większych obciążeń użytkowych” – Eugène Freyssinet

Streszczenie

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej jest kompleksowa analiza autorskiej koncepcji sprężonej ściany szczelinowej nazwanej *prestressed diaphragm wall* (PDW) przy zastosowaniu zaawansowanego modelowania numerycznego, ukierunkowanego na optymalizację zarówno aspektów projektowych jak i technologicznych. Celem pracy było opracowanie autorskiego, innowacyjnego i efektywnego „systemu” projektowo – wykonawczego, pozwalającego opracować metodykę projektowania zupełnie nowego ustroju konstrukcyjnego, który dostarcza wielu nieznanych dotąd zalet, lecz w zgodzie z obowiązującymi normami projektowymi.

Dysertacja zawiera przegląd literatury i stanu wiedzy w zakresie technologii ścian szczelinowych z wykorzystaniem różnych propozycji sprężeniowych, w tym przeprowadzono analizę rozwiązań patentowych i istniejących prób implementacji technologicznych. W dalszej części pracy zaprezentowano autorską koncepcję sprężonej ściany szczelinowej PDW, która zakłada wykorzystanie aktywnego sprężenia konstrukcji w celu redukcji przemieszczeń obudowy wykopu i poprawy nośności ściany szczelinowej. Kluczowym komponentem badań była dwuetapowa analiza: analityczna i numeryczna. Zastosowano klasyczne metody obliczeniowe oparte na normach dedykowanym konstrukcjom betonowym i geotechnicznym do wstępnej kalibracji układu statycznego, a następnie rozwinięto wielowariantowe modele MES w środowisku 2D i 3D w oprogramowaniach GEO5, Plaxis i Sofistik. W wyniku przeprowadzonych symulacji numerycznych wykazano znaczący potencjał optymalizacyjny technologii PDW w odniesieniu do klasycznych rozwiązań. Opracowano algorytm doboru sił sprężających w zależności od parametrów geotechnicznych i geometrycznych oraz dokonano kalibracji modeli względem wymagań stawianych przez normy projektowe. Uzyskane wyniki pozwoliły na sformułowanie wytycznych wykonawczo – projektowych dotyczących implementacji technologii PDW.

Końcowa część pracy zawiera studium przypadku, w którym porównano efektywność PDW z konwencjonalnymi systemami ścian szczelinowych. Analiza potwierdziła możliwość redukcji przemieszczeń, przyspieszenia realizacji części podziemnych inwestycji przez możliwość rezygnacji z dodatkowych elementów stabilizujących obudowę takich jak kotwy gruntowe czy rozpory stalowe.

Słowa kluczowe: sprężona ściana szczelinowa, PDW, Sofistik, Plaxis, optymalizacja technologii, zwiększenie nośności obudowy przy redukcji przemieszczeń.

Abstract

The subject of this doctoral dissertation is a comprehensive analysis of the author's concept of a prestressed diaphragm wall (PDW) using advanced numerical modelling aimed at optimising both design and technological aspects. The aim of the work was to develop an original, innovative and effective design and construction 'system' that would allow the development of a methodology for designing a completely new structural system that offers many previously unknown advantages, but in accordance with applicable design standards.

The dissertation includes a review of the literature and the state of knowledge in the field of slotted wall technology using various prestressing proposals, including an analysis of patent solutions and existing attempts at technological implementation. The rest of the thesis presents the author's concept of a PDW prestressed diaphragm wall, which involves the use of active prestressing of the structure to reduce the displacement of the excavation lining and improve the load-bearing capacity of the diaphragm wall. A key component of the research was a two-stage analysis: analytical and numerical. Classic calculation methods based on standards dedicated to concrete and geotechnical structures were used for the initial calibration of the static system, and then multi-variant FEM models were developed in a 2D and 3D environment in GEO5, Plaxis and Sofistik software. The numerical simulations demonstrated the significant optimisation potential of PDW technology in relation to classical solutions. An algorithm was developed for the selection of compressive forces depending on geotechnical and geometric parameters was developed, and the models were calibrated according to the requirements of design standards. The results obtained allowed for the formulation of implementation and design guidelines for the implementation of PDW technology.

The final part of the thesis contains a case study comparing the effectiveness of PDW with conventional diaphragm wall systems. The analysis confirmed the possibility of reducing displacements and accelerating the implementation of underground investments by eliminating the need for additional stabilising elements such as ground anchors or steel struts.

Słowa kluczowe: compressed diaphragm wall, PDW, Sofistik, Plaxis, technology optimisation, increasing the load-bearing capacity of the enclosure while reducing displacement.

SPIS ZAWARTOŚCI

1.	Informacje wstępne	9
1.1.	Wprowadzenie.....	9
1.2.	Cel rozprawy i uzasadnienie wyboru problematyki pracy	10
1.3.	Zakres pracy.....	11
1.4.	Teza dysertacji oraz metody i narzędzia badawcze	13
1.5.	Dotychczasowy stan wiedzy związany z podejmowaną problematyką	16
1.5.1.	Przegląd dostępnej literatury w tym podejścia naukowego	16
1.5.2.	Przegląd prób realizacji i postępowań patentowych.....	24
2.	Technologia realizacji podziemnych części inwestycji	46
2.1.	Wstęp teoretyczny	46
2.2.	Wykonawstwo ścian szczelinowych jako obudowy wykopu	48
2.3.	Metoda stropowa.....	72
2.4.	Metoda top&down	76
2.5.	Wymagania normowe dotyczące projektowania ścian szczelinowych	79
2.6.	Podsumowanie technologii i wskazanie możliwości optymalizacyjnych	83
3.	Autorska koncepcja ustroju sprężonej ściany szczelinowej wraz z system sprężenia	85
3.1.	Wprowadzenie.....	85
3.2.	Charakterystyka technologii sprężania i zasady projektowania konstrukcji z betonu sprężonego w kontekście wykorzystania sprężenia w ścianie szczelinowej.....	87
3.2.1.	System sprężania z przyczepnością	92
3.2.2.	System sprężania bez przyczepności	96
3.2.3.	Stal do sprężania	101
3.2.4.	Beton do konstrukcji kłobetonowych.....	103
3.2.5.	Systemy sprężania i zakotwienia	105
3.2.6.	Dobór sprężenia	111
3.2.7.	Straty sprężania	119
3.2.8.	Uwarunkowania projektowe wg obowiązujących norm	130
3.3.	PDW – sprężone ściany szczelinowe – koncepcja autorska.....	159
4.	Podejście modelowe – analityczne.....	163
4.1.	Metoda Magnel’a	181
5.	Podejście numeryczne prezentowanej koncepcji sprężonych ścian szczelinowych	186
5.1.	Wprowadzenie.....	186
5.2.	Wstęp do badań numerycznych.....	187
5.2.1.	Sprężysto – plastyczne modele gruntów wykorzystane w badaniach: $C-M$ oraz H_s	197
5.3.	Podejście do zastosowania oprogramowania MES i jego integracji w analizie PDW	206

5.4.	MODELOWANIE ZAGADNIENIA PDW w jednym spójnym modelu 2D/3D	213
5.4.1.	Wstęp oraz założenia	213
5.4.2.	Próba rozwiązania zadania w modelu 2D – utworzenie algorytmu sprężeniowego...	219
5.4.3.	Analiza w układzie 3D (PSO) – walidacja modeli ośrodka gruntowego	226
5.4.4.	Wyniki i wnioski z analizy modeli 3D	244
5.5.	Zintegrowanie modeli numerycznych w celu projektowania PDW	258
5.6.	Kluczowe wyniki badań numerycznych.....	271
6.	Wynik sprężenia podejścia analitycznego i numerycznego dla sprężonej ściany szczelinowej – wytyczne wykonawcze.....	276
7.	Studium przypadku – porównanie możliwości PDW z podejściem konwencjonalnym.....	282
8.	Podsumowanie, wnioski i kierunek dalszych badań.....	302
Spis norm:		306
Bibliografia		307
Spis rysunków		319
Spis tablic		328

1. INFORMACJE WSTĘPNE

1.1. WPROWADZENIE

Przed rozpoczęciem pracy nad dowolnym procesem, istotne jest postawienie przez autora samemu sobie pytania o motywację i cel podjęcia trudu realizacji danego przedsięwzięcia.

W innym wypadku brak sprawdzonych założeń co do działania, jak również odpowiednie rozpoznanie motywacji może uchronić autora oraz odbiorcę przed wieloma nieścisłościami w formułowanych obustronnie wnioskach, a w konsekwencji może być bazą do wprowadzenia nieporządku w łaździe informacyjnym.

W przypadku niniejszej dysertacji doktorskiej odpowiedzi autora na te fundamentalne pytania sprowadzają się do zaspokojenia naukowej i inżynierskiej ciekawości dotyczącej zagadnienia sprężenia ściany szczelinowej w kontekście wielu korzyści technologiczno – środowiskowych. Autor w przekonaniu o możliwościach optymalizacji sprawdzonych technologii geotechnicznych, dokonuje przeglądu naukowego oraz przeprowadza wielopoziomowe badania tego obszaru, zmotywowany chęcią dostarczenia korzyści technicznych inwestorom oraz wykonawcom w realizacji podziemnych części inwestycji. Zdaniem autora jednym z zadań współczesnego inżyniera jest dbałość o zrównoważone wykorzystywanie materiałów, a przede wszystkim optymalne dobieranie procesów technologicznych [1]. Szczególne wyzwanie stawiane współczesnej technice, zwłaszcza sektorowi budowlanemu, sprowadza się do znalezienia nowych technologii lub zoptymalizowanie znanych podejść do realizacji robót budowlanych z uwzględnieniem aspektów środowiskowych i możliwości wykonawczych, charakterystycznych dla skomplikowanych realizacji z zakresu inżynierii lądowej.

Ściany szczelinowe są powszechnie znane i z powodzeniem stosowane przy realizacji wymagających części podziemnych inwestycji jako element posadowienia oraz obudowa wykopu. Rozwiązanie to szczególnie sprawdza się w gęstej zabudowie miejskiej lub generalnie w obiektach, których funkcje użytkowe przewidziano w założeniach pod poziomem terenu. W niniejszej pracy doktorskiej skupiono się na identyfikacji możliwości zrównoważonego wykorzystania sprężonej obudowy wykopu w kontekście redukcji kosztów i zasobów względem podejścia tradycyjnego tzn. np. stosowania rozpór stalowych lub kotew gruntowych. Problem badawczy dotyczy opracowania nowego modelu obliczeniowego przenoszącego

zasady sprężania konstrukcji do konstruowania i wykonywania sprężonych ścian szczelinowych (dalej PDW – z ang. prestressed diaphragm walls¹), jako obudowy wykopu.

Trudność badawcza polega na opracowaniu możliwego do wdrożenia narzędzia umożliwiającego przeprowadzenie obliczeń i procesu projektowego PDW dla zadanych sytuacji projektowych w niejednorodnym środowisku geotechnicznym. Zadanie to jest wymagające, ponieważ aktualne rozpoznanie literatury naukowej nie przedstawia metod projektowych tego rodzaju zagadnienia, jak również żadne z dostępnych aplikacji komputerowych, przygotowanych z myślą o analizie konstrukcji, nie są przygotowane z myślą o analizowaniu tak nieszablonowych konstrukcji, jak sprężone ściany szczelinowe. W związku z powyższym, autor postawił sobie za zadanie przeprowadzenie badań tego rodzaju ustroju w sposób manualny, korzystając z otwartego środowiska programistycznego i dostępnej wiedzy z zakresu inżynierii geotechnicznej.

1.2. CEL ROZPRAWY I UZASADNIENIE WYBORU PROBLEMATYKI PRACY

Niniejsza rozprawa doktorska dotyczy interdyscyplinarnego spojrzenia na optymalne wykorzystanie technologii sprężenia konstrukcji w obudowie wykopu zrealizowanej przez ściany szczelinowe. Głównym celem rozważań zawartych w niniejszej rozprawie doktorskiej jest **identyfikacja i przegląd możliwości** wykorzystania technologii sprężenia konstrukcji w projektowaniu i realizowaniu ścian szczelinowych, w kontekście wygenerowania oszczędności kosztowych. Autor podjął próbę kompleksowego ujęcia zagadnienia począwszy od przygotowania procesu projektowego, projektowania ustroju, aż do zaproponowania wytycznych wykonawczych dla rozpatrywanej koncepcji. Autor przedstawia możliwości zrównoważonego wykorzystania zasobów przy jednoczesnym zapewnieniu tożsamesgo do podejścia tradycyjnego poziomu bezpieczeństwa.

Jako główne cele wyszczególnia się:

- przygotowanie metody analitycznej pozwalającej wstępnie zweryfikować założenia prezentowanej koncepcji,
- przygotowanie modeli numerycznych pozwalających na ocenę przydatności podejścia numerycznego do projektowania sprężonych ścian szczelinowych,
- opracowanie autorskich modeli numerycznych pozwalających na analizę i zaprojektowanie prezentowanego ustroju konstrukcyjnego,

¹ PDW – prestressed diaphragm walls – termin utworzony przez autora w celu ujednolicenia znaczenia w kontekście wykorzystania międzynarodowego

- określenie propozycji wdrożenia koncepcji i zarządzania procesem z tym związanym dla przedsiębiorstw specjalistycznych
- przedstawienie korzyści płynących z zaproponowanego podejścia inżynierskiego.

Podjęcie tematu uzasadnia się potrzebą opracowania metodyki zwiększającej efektywność wykonywania głębokich wykopów, zwracając szczególną uwagę na aspekty zrównoważonego podejścia do sektora budownictwa [2-4]. Aktualne podejście do realizacji wykopu bazuje na sprawdzonych metodach m.in. różne wariacje metody stropowej czy metoda top&down, które w ocenie autora można korzystnie zmodyfikować. Stosowaną powszechnie praktyką przez wykonawców w zakresie optymalizacji projektu w dużej mierze sprowadza się do kwestii logistycznych i poprawnego rozdysponowania zasobów w okresie trwania projektu, w tym optymalne usytuowanie dźwigów wieżowych, wskazanie i zaprojektowanie funkcjonalnego zaplecza budowy czy określenie liczby bram wjazdowych i ich lokalizacji do sprawnego przeprowadzenia dostaw [5]. Autor proponuje modyfikację znanych metod dotyczących wykonywania ścian szczelinowych jako obudowa wykopu przez umieszczenie wewnątrz przekroju cięgien sprężeniowych, co w konsekwencji pozwoli m.in. na zmniejszenie przemieszczeń poziomych obudowy wykopu, zmniejszenie wartości sił przekrojowych, a co za tym idzie zmniejszenie ilości potrzebnej stali zbrojeniowej. Dodatkowo koncepcja ta dostarcza takich wartości jak: uproszczenie fazowania wykopu przez możliwość rezygnacji z dodatkowego rozparcia obudowy wykopu, ograniczenie wykorzystania specjalistycznego sprzętu oraz możliwość prowadzenia prac w „otwartym” wykopie bez dodatkowych elementów rozpięających lub stropów rozporowych, które utrudniają realizację robót budowlanych na dnie wykopu. Według najlepszej wiedzy autora, światowa literatura naukowa nie zawiera wielu pozycji związanych z tematem dysertacji. Podobne kwestie, co do wykonania proponowanego ustroju poruszone są w kilku patentach, które zostaną opisane w dalszych częściach niniejszej pracy. Nie jest jednak znany opis metodyki projektowej i sposób przeprowadzania obliczeń, ponieważ pod ochroną patentową zdefiniowano konkretne rozwiązania technologiczne oraz stosowanie danych dla danego kraju wyrobów materiałowych.

1.3. ZAKRES PRACY

Treść rozprawy jest podzielona na 8 rozdziałów, których układ i zawartość zostały podporządkowane osiągnięciu założonych celów szczegółowych i dodatkowych. Informacje wstępne przedstawiają strukturę pracy, cele, zakres pracy, metody badawcze oraz dotychczasowy stan wiedzy ze wskazaniem podjętej problematyki i sformułowanie tezy. Autor przywołuje aktualny stan wiedzy związany z podejmowaną problematyką

W rozdziale drugim autor przedstawia znane i powszechnie stosowane metody realizacji podziemnych części inwestycji wraz ze wskazaniem części, które zostają rozwinięte w głównej koncepcji pracy.

Rozdział trzeci został poświęcony przedstawieniu koncepcji sprężonej ściany szczelinowej. Autor szczegółowo przedstawia główny obszar badań, wskazując na dane wejściowe do analiz numerycznych, przedstawionych w dalszych częściach rozprawy doktorskiej.

W rozdziale czwartym autor opisuje metodę analityczną zagadnienia, przytaczając wcześniej zakres i treść aktualnych norm projektowych oraz ścieżki postępowania w przypadku projektowania obiektów sprężonych i ścian szczelinowych. Opisy te stanowią tło do prowadzonych badań w kontekście scalenia obowiązujących norm i przedstawienia metody analitycznej.

Rozdział piąty został poświęcony badaniom numerycznych. Autor przedstawia założenia, dane wejściowe, opis analizowanej koncepcji jak również samo podejście numeryczne zastosowane do analizy sprężonej ściany szczelinowej.

W rozdziale szóstym autor w nawiązaniu do opisanej wcześniej metody analitycznej oraz wyników analiz numerycznych, przedstawia sposób wymiarowania układu. Opis ten ma stanowić wytyczne od opracowania projektu wykonawczego pod kątem możliwości wykonania prototypu omawianej koncepcji.

W rozdziale siódmym autor opisuje propozycję wdrożenia zaprezentowanego rozwiązania do firm specjalistycznych. Zadanie to ma na celu przedstawić możliwości wdrożeniowego dla koncepcji sprężonych ścian szczelinowych, jak również jest wyjściową do dalszych części pracy.

W rozdziale ósmym autor przedstawia otrzymane wyniki i ich zestawienie poczynając od metody analitycznej, przez wyniki z analiz numerycznych, jak również prezentuje wyniki z przeprowadzonych badań terenowych. W niniejszym rozdziale autor przedstawił również opis kierunków dalszych badań i możliwości jakie niesie za sobą interdyscyplinarne podejście do połączenia konstrukcji sprężonych i ścian szczelinowych.

1.4. TEZA DYSERTACJI ORAZ METODY I NARZĘDZIA BADAWCZE

Jak wspomniano wcześniej autor niniejszej dysertacji doktorskiej jako główny cel uznaje identyfikację i przegląd możliwości efektywnego stosowania sprężenia w ścianach szczelinowych.

Z uwagi na brak dedykowanych narzędzi do analizy tak skomplikowanych i złożonych układów, dotychczasowe próby opisu takiego układu, sprowadzają się do przeprowadzania prostych, obarczonych dużym błędem, analiz szacunkowych. Możliwość sprawnej analizy dowolnie zadanych warunków gruntowych, dowolnie zadanej trasy cięgien sprężających przy otwartych możliwościach zadawania warunków brzegowych np. w postaci podparcia, bezpośrednio wpłynie na jakość wyników i możliwość precyzyjnego oszacowania nośności, co kolejno wpłynie na ekonomikę rozwiązania.

Doktorant postawił następującą tezę główną oraz dwie tezy pomocnicze:

Teza główna:

Zastosowanie metod numerycznych i analitycznych dla optymalnego projektowania ściany szczelinowej jako konstrukcji sprężonej pozytywnie wpływa na redukcję kosztów wykonania obudowy głębokiego wykopu

Tezy pomocnicze:

1. Wykorzystanie sprężonych ścian szczelinowych redukuje koszty realizacji inwestycji przy jednoczesnym zachowaniu tego samego poziomu bezpieczeństwa jak w przypadku rozwiązania niesprężonego.

2. Możliwe jest wykonanie sprężonej ściany szczelinowej o wspornikowym schemacie statycznym bez wykonywania dodatkowego rozparcia lub kotwienia dla typowej sytuacji obliczeniowej tj. dla dwóch kondygnacji podziemnych.

W celu otrzymania weryfikowalnych i możliwych do oceny wyników tego innowacyjnego i nie rozpatrzonego pod kątem naukowym zagadnienia, koncepcję rozwiązania problemu sprowadza się do dwóch zagadnień: analitycznego i numerycznego. Przez rozwiązanie analityczne rozumie się przygotowanie algorytmu umożliwiającego technologiczne wdrożenie proponowanego rozwiązania. Ze względu na innowacyjną koncepcję PDW, bardzo istotne jest zapoznanie się z istniejącymi na rynku materiałami systemu sprężenia, programów sprężeń oraz spotykanych problemów wykonawczych dla ścian szczelinowych i walidacja rozwiązania pod kątem wdrażalności technologicznej. Przez rozwiązanie numeryczne należy rozumieć

przygotowanie modelu numerycznego PDW w specjalistycznym środowisku programistycznym, które umożliwia zdefiniowanie i analizę nietypowych zagadnień inżynierskich. W celu walidacji modelu zostanie wykorzystane inne, sprawdzone pod kątem projektowym oprogramowanie geotechniczne. Utworzenie sprzężonego modelu zniweluje pole potencjalnych błędów, przez co analizowane – wrażliwe zagadnienie zyska na precyzji i pewności projektowej.

Współczesnym inżynierom na myśl o analizowaniu tak złożonych układów na wysokim poziomie dokładności z pewnością przyjdzie Metoda Elementów Skończonych. MES z powodzeniem stosuje się do analizy złożonych modeli numerycznych, co często – zwłaszcza w zagadnieniach gruntowych – mogłoby być niemożliwe z wykorzystaniem metod analitycznych. Nie byłoby bowiem możliwe dokładne oszacowanie naprężeń w konstrukcji (przy jednoczesnym przepływie wody pod ciśnieniem z uwarunkowaniami konsolidacyjnymi i jednoczesnym zadaniu zmiany sztywności podparcia w zależności od fazy obliczeniowej) z wykorzystaniem metod tradycyjnych. Oczywiście, stosowanie MES stawia wysokie wymagania, ponieważ żąda od autora modelu szerokiego zrozumienia metod numerycznych, znajomości samego oprogramowania i co najważniejsze – doświadczenia w obcowaniu z analizowanymi zagadnieniami, aby móc prawidłowo ocenić jakość i sensowność otrzymanych wyników [6]. Sama klasa modeli numerycznych może być różna w zależności od stopnia skomplikowania, ale też w zależności od możliwości technicznych jakimi dysponuje modeler [7, 8].

W sprawie omawianego zagadnienia autor jako podstawową metodę badawczą zastosuje porównywanie jakościowych i ilościowych przemieszczeń poziomych, momentów zginających wygenerowanych przez parcie gruntu w zależności od danej fazy obliczeniowej, oszacowanych na podstawie modeli numerycznych. Wyniki są porównywane z „możliwościami” typowej ściany szczelinowej, aby wskazać jakie różnice wynikają ze stosowania sprężenia. Autor zamierza zbadać jak zainstalowanie sprężenia w ścianie szczelinowej, w tym jakiego rodzaju, przy jakiej sile sprężającej, jakich założeniach, pomoże przenieść parcie gruntu dla danej wysokości ściany i czy wysokość ta będzie znacząco wyższa od typowego rozwiązania np. z jednym poziomem rozparcia. Istotne jest, aby analizowane wyniki nie były tylko teoretycznymi rozważaniami, lecz wychodziły od wartości rzeczywistych i ograniczeń stawianych przez aktualnie stosowane normy projektowe. Tym samym, analizowane rozwiązanie pozwoli przybliżyć odpowiedź na pytanie czy stosowanie sprężenia w ścianach szczelinowych ma uzasadniony sens?

Aby zadanie to było w pełni miarodajne pod kątem wdrożeniowym i ekonomicznym, autor przeanalizuje towarzyszące temu rozwiązaniu koszty. Analiza ta będzie uwzględniała porównanie obu systemów: omawianego oraz tradycyjnego. Niezwykle istotne jest umieszczenie prowadzonych badań w aktualnym aspekcie *circular economy* i zrównoważonej redukcji kosztów prowadzonych procesów (optymalizacja zużycia materiałów, logistyki i technologii prowadzonych robót budowlanych, wpisująca się w ogólne zasady promowanej przez EU ekonomii obiegu zamkniętego oraz ESG). Koncepcję wdrożenia rozpatrywanego pomysłu naukowego przedstawiono przy wykorzystaniu metodyki zarządzania projektami PRINCE2.

Narzędzia badawcze wykorzystane w niniejszej pracy stanowi oprogramowanie:

- Microsoft Excel – arkusz kalkulacyjny,
- edytor matematyczny – program symboliczny MathCad,
- system MES Sofistik do obliczeń statycznych,
- oprogramowanie geotechniczne – Plaxis 2D.

Przyjęte metody badawcze to rozpoznanie literaturowe, badanie indywidualnych przypadków oraz symulacje komputerowe. Obrany kierunek, który pozwala na weryfikację zagadnienia pod kątem wykonalności, a następnie na utworzenie modelu, który pozwala na przeprowadzenie analizy

i wykonanie prototypowego projektu PDW. Niniejsza praca opiera się na wykorzystaniu systemu MES SOFiSTiK w wersji 23 jako podstawowego narzędzia obliczeniowego do przeprowadzenia analiz statycznych modeli numerycznych. Implementacja odbyła się poprzez użycie problemowo-zorientowanego języka skryptowego CADINP, wprowadzanego w formie kodu tekstowego w edytorze TEDDY. Przeprowadzono łącznie kilkadziesiąt odwzorowań modeli sprężonej ściany szczelinowej, różniących się stopniem dyskretyzacji oraz sposobem odwzorowania szczegółów konstrukcyjnych. Modele zostały opracowane w formie parametrycznej, wykorzystując konstrukcje składniowe systemu SOFiSTiK typowe dla języków programowania, takie jak deklaracja zmiennych, funkcje arytmetyczne, pętle, instrukcje logiczne, definiowanie procedur oraz wprowadzanie danych w postaci wektorów lub macierzy. Pliki wsadowe *.dat zawierają kod w języku CADINP, składający się z poleceń tekstowych systemu SOFiSTiK, zorganizowanego w formie parametrycznych i programowalnych zestawów danych. Struktura modułowo-blokowa plików źródłowych umożliwia sekwencyjne uruchamianie modułów liczących bez konieczności

ponownego przeliczania danych. Materiały i przekroje konstrukcji zostały zdefiniowane w module AQUA, natomiast modele numeryczne konstrukcji zostały wykonane za pomocą narzędzi SOFIMSHA i SOFIMSHC, korzystając z zmiennych parametrycznych zdefiniowanych w module TEMPLATE. W module tym, zawierającym dane wsadowe w postaci parametrycznej, zdefiniowano również charakterystyczne cechy geometryczne analizowanych konstrukcji, takie jak długości ściany szczelinowej, sposoby podparcia, fazy obliczeniowe i wymiary przekrojów, które są wykorzystywane w pozostałych modułach pliku, takich jak AQUA, SOFIMSH i SOFILOAD. Deklarację obciążeń, takich jak ciężar własny, parcie gruntu czy obciążenie zewnętrzne naziomu, przeanalizowano z wykorzystaniem podprogramów SOFILOAD. Rozwiązanie równań MES przeprowadzono za pomocą modułów liczących ASE, a rezultaty obliczeń poszczególnych przypadków obciążeniowych zestawiono w kombinacje za pomocą modułów MAXIMA. Do graficznej prezentacji wyników analiz wykorzystano postprocesory ANIMATOR do trójwymiarowej wizualizacji modelu oraz WINGRAF do tworzenia wykresów, tabel i obróbki wyników obliczeń, a także program Microsoft Excel.

1.5. DOTYCHCZASOWY STAN WIEDZY ZWIĄZANY Z PODEJMOWANĄ PROBLEMATYKĄ

1.5.1. PRZEGLĄD DOSTĘPNEJ LITERATURY W TYM PODEJŚCIA NAUKOWEGO

Niniejszy podrozdział stanowi przegląd dotychczasowej wiedzy dotyczącej konstrukcji sprężonych, zagadnień geotechnicznych związanych z obudową wykopu i fundamentowania oraz kwestii wdrożenia takich złożonych rozwiązań z wykorzystaniem konkretnej metodyki zarządzania projektami. W ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat dokonano znaczącego postępu w zrozumieniu tego rodzaju zagadnień, dzięki czemu inżynierowie posiadają bardziej kompleksową perspektywę na ich naturę, mechanizmy oraz możliwości wdrożeniowe. Niniejszy rozdział ma na celu zarysowanie głównych osiągnięć, kluczowych odkryć i ewolucji myśli naukowej, które przyczyniły się do obecnego stanu wiedzy na temat sprężonych ścian szczelinowych.

Począwszy od wczesnych etapów badań, aż do najnowszych osiągnięć naukowych, autor przedstawia kluczowe koncepcje, teorie i eksperymenty, które kształtowały rozumienie układu konstrukcji sprężonych ścian szczelinowych. Następnie w kolejnych rozdziałach autor prezentuje różnice w rozpatrywanych podejściach oraz wskaże niuanse, które stały się podwalinami przeprowadzonych przez autora badań. Ważnym aspektem niniejszego rozdziału

będzie podkreślenie zarówno postępów, jak i ograniczeń dotychczasowych osiągnięć. Istotne jest przedstawienie ograniczeń prezentowanych koncepcji oraz detali, które pozwalałyby przeprowadzić proces projektowy tego rodzaju ustrojów konstrukcyjnych w sposób optymalny oraz bezpieczny. Dzięki temu możliwe będzie otworenie potencjalnych możliwości w kontekście dalszych badań naukowych.

Jednym z pierwszych pomysłów na wprowadzenie sprężenia do tarcz i elementów pionowych, było sprężenie ścian murowanych z wykorzystaniem gwintowanego pręta. Wprowadzenie siły sprężającej odbywało się przez dokręcenie nakrętek nad wieńcem. Wyniki tego rodzaju prób przedstawił już 1969 roku K. Thomas [9]. Pierwsze próby podjętej tematyki z udziałem aspektów geotechnicznych zostały zaprezentowane w 1977 roku na 9 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering w Tokio, pt. "Behaviour of a Prestressed Diaphragm Wall" [10], co rozpoczęło nowy trend dla zwiększania efektywności konstrukcji geotechnicznych. Autorzy przedstawili dość szczegółową analizę zachowania się oporowych konstrukcji murowanych sprężonych w warunkach różnych obciążeń, uwzględniając zarówno aspekty mechaniczne, jak i geotechniczne. Artykuł omawiał wpływ różnych czynników, takich jak naciąg, głębokość osadzenia cięgien, rodzaj gruntu oraz wielkości obciążeń zewnętrznych. Przedstawione wyniki badań pozwoliły na lepsze zrozumienie zachowania się tego typu konstrukcji w różnych warunkach gruntowych oraz na identyfikację czynników kluczowych dla ich skutecznego projektowania i budowy. Wtedy największym ograniczeniem była dokładna analiza układu, które uwzględnia styk podłoża gruntowego i samej konstrukcji. Warto nadmienić, iż artykułu autorzy Garrity i Garwood [10] nie korzystali wtedy z Metody Elementów Skończonych (MES), która to metoda była w tych czasach dopiero rozwijana. Wnioski z przeprowadzonych wtedy badań sugerowały, że właściwe zaprojektowanie i wykonanie ścian sprężonych wymagają dogłębnej analizy warunków geotechnicznych oraz precyzyjnego uwzględnienia parametrów konstrukcyjnych – zwłaszcza tych związanych z problematyką sprężeniową, aby zapewnić wymaganą nośność w całym okresie eksploatacji.

Jako jednego z najlepszych ekspertów zajmujących się wprowadzeniem sprężenia do ścian murowanych i formułowaniu tego rodzaju ustrojów uważa się Williama George'a Curtin'a, autora i współautora wielu publikacji rozpatrywanego tematu w tym monografii [11-13], który już 1982 roku obronił rozprawę doktorską na temat „*The structural behaviour of plain and post-tensioned brick diaphragm walls*” [14] –. Autor wspomnianej rozprawy miał niezwykle

wpływ na rozwój inżynierii lądowej w omawianym temacie, a działalność brandowana nazwiskiem Curtin działa nieprzerwanie od 1960 roku [15].

Innym przykładem wykorzystania technologii sprężenia do zwiększania wydajności, czyli szeroko rozumianej nośności i ulepszonych efektów użytkowych, w konstrukcjach oporowych murowanych jest rozprawa doktorska June Uduehi obroniona w 1989 roku [16]. Autor rozszerzył dotychczasowy stan wiedzy, poświęcając znaczną część uwagi na kwestie reologiczne związane ze stratami sprężenia. Wnioski płynące z przeprowadzonych badań wskazały na wiele korzyści płynących z wykorzystania sprężenia w tarczach. Uduehi zwrócił wtedy uwagę na pewne ograniczenia stawiane przez same konstrukcje murowane, wskazując również, iż uwagi te nie muszą być zasadne w przypadku konstrukcji żelbetowych.

Największy wzrost zainteresowania tematem wykorzystania technologii sprężenia we wzmacnianiu ścian murowanych szacuje się na lata 1985 – 1999. Właśnie wtedy badacze z całego świata przeprowadzało wiele testów w wielowymiarowej skali otrzymując bardzo obiecujące wyniki.

W obszarze tym przeprowadzono wiele badań w Wielkiej Brytanii. Hobbs i inni przeprowadzili badania modelowe sprężonych ścian oporowych wykonanych z ceramiki, poddając układ symulowanemu obciążeniu parciem gruntu [17]. Wnioski z tego badania wskazały, że sprężenie może rozszerzyć możliwości zastosowania murów oporowych z wyrobów ceramicznych, jednak wyraźnie zauważono potrzebę przeprowadzenia badań na pełnowymiarowych próbkach. Beck i inni, a następnie Ambrose i inni przeprowadzili badania już dla pełnowymiarowych próbek, badając 3-metrową sprężoną ścianę oporową, narażoną na zmiennie rozłożone parcie boczne o różnej wielkości [18, 19]. Z wyników testów autorzy wywnioskowali, że niskie wartości siły sprężającej są skuteczne w istotnym zwiększeniu oporu przeciw parciu gruntu dla tego rodzaju konstrukcji. Wywnioskowano również, że dla tego układu zarysowania spowodowane nadmiernymi naprężeniami głównymi nie są krytyczne. Autorzy nie dysponowali jednak narzędziami, które umożliwiłyby możliwość stwierdzenia, czy powstałe zarysowania w obrębie miejsca naciągu, są spowodowane efektami opóźnionego ścinania w sąsiedztwie płaszczyzn bocznych. Curtin i Howard podsumowali badania przeprowadzone na 6-metrowej murowanej ścianie oporowej poddanej zróżnicowanym kombinacjom rozłożonych trójkątnie obciążeń i siły sprężającej [20]. Przedstawili także wyniki podobnych testów na dwóch innych ścianach (jedna ze sprężeniem o dużej sile i druga z szerszymi poprzecznymi żebrami na dole ściany) [21]. Autorzy stwierdzili, że badania potwierdziły wzrost nośności pionowej ścian oporowych i znaczny wzrost oporu na parcie

boczne dzięki siłom sprężającym. Pomimo świadomego naruszenia obowiązujących wtedy norm projektowych, w tym zmniejszeniu wybranych współczynników bezpieczeństwa, ściany były w stanie oprzeć się znaczącym obciążeniom bocznym bez większych oznak uszkodzeń. Inne obserwacje autorów obejmowały niskie ugięcia w ścianach niesprężonych oraz wysoki opór parcia bocznego pozostałego po pojawieniu się pęknięć. Stwierdzono, że do obliczeń stosunku smukłości można użyć równoważnej grubości ściany dla ściany pełnej o tym samym promieniu bezwładności, co w ścianie oporowej. Uzgodniono, iż ostateczne naprężenie główne może być przybliżone jako 0,4 wytrzymałości na ścinanie. Jednoznacznie jednak stwierdzono, że konieczne są dalsze badania nad poziomem stawiania oporu ścinaniu i parciu bocznemu dla murów sprężonych. Przeprowadzono także testy zginania na 6-metrowej ścianie oporowej wykonanej z cegły glinianej. Ściana ta została zaprojektowana na wysokość 4,5 metra, ale na etapie badań została sprężona i zbadana jako odkryta na 6 metrów pod symulowanym obciążeniem parcia gruntu. Zaobserwowano znaczący wzrost nośności pionowej i bocznej sprężonej sekcji geometrycznej, a także wzmocnienie wytrzymałości na zginanie i ścinanie. W Australii Graham i Page przeprowadzili testy na 15 ścianach murowanych z pustaków ceramicznych w celu zbadania wpływu poziomów naprężenia wstępnego, wskaźników zbrojenia i warunków utwierdzenia prętów sprężających [22, 23, 24]. Wyniki badań wykazały bezpośrednią korelację między poziomem naprężenia wstępnego, a otrzymanymi wartościami momentu zginającego, podkreślając korzystny charakter pracy tej konstrukcji. Dodatkowo, 11 podobnych ścian poddano testom wytrzymałości na ścinanie przy zginaniu, z godnymi uwagi obserwacjami dotyczącymi przewidywania naprężeń ciągnienia i skuteczności różnych warunków utwierdzenia. Przeanalizowano również trzy jednokondygnacyjne ściany wspornikowe z zadanymi naprężeniami wstępnymi, ujawniając poprawę sztywności zginania i zachowania zarówno w warunkach przed zarysowaniem, jak i po zarysowaniu. W szczególności, zmiany w warunkach utwierdzenia ciągnienia znacząco wpłynęły na sztywność ścian po zarysowaniu, co miało wpływ na nośność graniczną. Natomiast w Kanadzie Lacika i Drysdale zbadali zachowanie sześciu smukłych ścian przy zginaniu pod obciążeniem pionowym i bocznym, obserwując zależność nośności na moment zginający od efektu działania siły sprężającej [25]. Badanie ujawniło trendy w nośności na zginanie dotyczące siły sprężającej i smukłości, na które wpływ miały zmiany wielkości obciążenia pionowego i wysokości ściany. Testy zginania na ścianach szczelinowych sprężonych w Szwajcarii, przeprowadzone przez Mojsilović i Marti, wykazały dokładność predykcyjną metod analitycznych dla nośności na graniczny moment zginający i ugięcia pod obciążeniem osiowym [26]. W podobnym czasie w Wielkiej Brytanii Garrity i Phipps zbadali wpływ pionowo zadanej

siły sprężającej na poziomą wytrzymałość na zginanie muru z wykonanego z glinianych cegieł, odnotowując znaczący wzrost wytrzymałości na zginanie dzięki zastosowaniu sprężania [27].

Na przestrzeni lat zbudowano także pełnowymiarową, sprężoną ścianę oporową z cegły ceramicznej, którą poddano symulowanemu obciążeniu przyczółku mostu, w tym parcia gruntu i poziomemu obciążeniu ruchem drogowym [28, 29, 30]. Poddana obciążeniom użytkowym ściana nie wykazywała żadnych oznak pęknięcia, ani nie wskazywała na zbliżające się uszkodzenie nawet, gdy była poddawana momentom i siłom ścinającym znacznie większym niż te wynikające z ostatecznych obciążeń projektowych. Przyczółek został zmodyfikowany poprzez wyburzenie jednej z 3 sekcji "I", pozostawiając podwójną ścianę oporową o przekroju "T", która została obciążona do osiągnięcia granicy wytrzymałości globalnej [31]. Autorzy stwierdzili, że ściana wytrzymała siłę ścinającą o 29% wyższą, niż teoretyczna siła ścinająca powodująca zarysowanie ustroju. Chociaż ściana pękła nagle, dzięki sprężeniu uniknięto katastrofalnej awarii, która wystąpiłaby w typowej tj. niesprężonej konstrukcji murowej. Jako kontynuację globalnego programu badań sprężonych konstrukcji murowych, zaprojektowano i wybudowano pełnowymiarową ścianę szczelinową, sprężoną za pomocą cięgien z polimeru wzmocnionego włóknem węglowym (CFRP). Układ został skonstruowany i zbadany pod kątem bocznego obciążenia punktowego [32]. Przeprowadzono kilka testów obciążeń i zbadano zachowanie się ustroju przed i po zarysowaniu. Wyniki teoretyczne i eksperymentalne były tożsame dla ściany niezarysowanej. Deformacje układu były niewielkie i w pełni powróciły po odciążeniu, co wskazało na zgodność korelacji założeń teoretycznych i wyników eksperymentalnych dla zakresu sprężystego [33]. Donida i inni przeprowadzili badanie mające na celu znalezienie precyzyjnej wartości siły sprężającej, która powinna być przyłożona do zarysowanych ścian murowanych. Stwierdzili oni, że wyniki wstępnych eksperymentów przeprowadzonych na ceglach pochodzących z 1900 roku dobrze korelowały z wykonaną analizą numeryczną [34]. Z tego powodu uznano, że uzasadnione jest zastosowanie modelu opartego o MES w celu określenia wpływu właściwości mechanicznych, takich jak moduł sprężystości, odkształcenie krytyczne i współczynnik Poissona na globalne zachowanie się konstrukcji. Autorzy stwierdzili, że tylko moduł sprężystości i odkształcenie przy zarysowaniu miały wpływ na dokładnie zadaną wartość siły sprężającej. W oddzielnym badaniu zastosowano metodę elementów skończonych do oceny obciążenia zginającego i termicznego ścian szczelinowych z cegły ceramicznej [35]. Wyniki analiz modeli numerycznych opartych na MES, dobrze korelowały z zachowaniem się ustroju przy zginaniu, a analizy termiczne wskazały możliwe miejsca zarysowań i pęknięć, których jednak

nie zaobserwowano w kolejnych eksperymentach [36]. Roumani i Phipps opracowali równania dla wytrzymałości na ścinanie układów murowych "I" i "T" [37]. Badania eksperymentalne dobrze korelowały z zaproponowanymi równaniami i potwierdziły przekonanie autorów, że norma BS 562844 w tamtym czasie była nieodpowiednia [38]. Phipps przedstawił zalecenia dotyczące projektowania murów sprężonych, w tym użyteczności i stanów granicznych nośności przy zginaniu i ścinaniu [39]. Zalecono różne równania do określania strat sprężania i naprężeń w warunkach związanych i niezwiązanych. Omówiono również sposób, w jaki należy radzić sobie ze stratami sprężenia. Następnie podsumowano zasady projektowania murów sprężonych pod kątem użyteczności, stanów granicznych dla zginania, ścinania, wytrzymałości na ściskanie i strat sprężenia [40]. Norma BS 562844 została oparta o tę pracę naukowo - badawczą [37, 39, 40]. W podobnym czasie Phipps i Montague opracowali kolejny element projektowania murów sprężonych: łączniki projektowane na ścinane [41]. Równania do projektowania łączników ścinanych w murach sprężonych dla dowolnego kształtu ściany zostały opracowane i potwierdzone wynikami eksperymentów. W Kanadzie opracowano zalecenia projektowe dla murów sprężonych z polimerów wzmacnianych włóknami węglowymi (CFRP) z zamiarem jak najściślejszego przestrzegania przepisów normowych dotyczących konstrukcji betonowych [42]. Wytyczne projektowe opierały się na pracach eksperymentalnych i stało się oczywiste, że potrzebne są dalsze badania wytrzymałości na ścinanie muru sprężonego. W odniesieniu do trwałości, Garrity skoncentrował się na ochronie antykorozyjnej cięgien sprężających, ponieważ uszkodzenie 2 lub 3 cięgien niesło za sobą poważne konsekwencje [43]. Wymienia on rozważania projektowe i zalecenia dotyczące zapobiegania korozji, a także ostrzeżenia dla projektantów projektujących mury sprężone w celu promowania zaufania do ich stosowania.

Nowy system sprężania słupów opracowany przez VSL w Szwajcarii został opisany wraz z jego zastosowaniami w pozycjach [42–48]. Zaletami muru są jego doskonałe właściwości izolacji termicznej i akustycznej w połączeniu z wysoką trwałością i łatwą technologią wykonywania. Mury sprężone zapewniają lepsze właściwości w zakresie ścinania, zginania i użyteczności niż zwykłe mury. System sprężania VSL składa się z samoczynnie aktywującego się zakotwienia biernego, w którym stalowy splot sprężający zamknięty jest w plastikowej osłonie wypełnionej smarem. System jest bardziej wytrzymały dzięki umieszczeniu cięgna pokrytego tworzywem sztucznym wewnątrz ocynkowanych kanałów stalowych. System VSL został zastosowany m.in. w ścianach przedszkola w Zurychu, które miały kilka otworów oraz w ognioodpornej ścianie fabryki w Regensdorf. System sprężania

VSL został również wykorzystany do naprawy starych budynków uszkodzonych przez trzęsienia ziemi. Podane przykłady obejmują modernizację ceglanego zamku Los Gatos i kościoła Świętego Krzyża w Santa Cruz, które zostały uszkodzone przez trzęsienie ziemi Loma Prieta (1989), a także renowację Poczty Głównej w Sydney [49]. Ganz przedstawił trzy kolejne przykłady zastosowania systemu sprężania VSL w nowych konstrukcjach [50]. Omówił również fabryczną ścianę ognioodporną w Regensburg, która ze względów bezpieczeństwa musiała zostać zbudowana jako wspornik o wysokości prawie 9 metrów. Opisano również ściany murowane, sprężone z wykorzystaniem systemu VSL, wykorzystane do budowy kina (ponad 5 metrów wysokości) i magazynu (9 metrów wysokości). W jednej z najnowszych publikacji Ganz znajduje się podsumowanie wyżej wymienionych projektów [51]. Inne zastosowanie sprężonego muru, gdzie sprężone ściany z kształowników ceowych zostały zaprojektowane dla sali konferencyjnej, aby umożliwić przeszklenie od podłogi do dachu pomiędzy kształtownikami ceowymi opisują Curtin i Shaw. Autorzy stwierdzili, że z ich doświadczenia wynika, że wykonanie muru sprężonego determinuje mniej problemów, niż analogiczny wysoki mur tradycyjny [52]. Równolegle, Shaw i Baldwin opisali szczególnie innowacyjne zastosowanie muru sprężonego, obejmujące dwie sprężone ceglane kładki dla pieszych [53]. Obiekty te zostały zbudowane jako częściowo prefabrykowane, sprężone, a następnie usytuowane na miejscu docelowym. Konstrukcje znajdują się w parku przyrody w Tring w hrabstwie Hertfordshire [54]. W odniesieniu do ekonomii, Garrity i Nicholl porównali koszty sprężonych ścian murowanych z gliny ze ścianami żelbetowymi i wzmocnionymi ścianami murowanymi (z gliny i betonu) [55]. Wyniki wskazały, że mur nie jest tak drogi, jak uważa większość projektantów, przynajmniej w Ameryce Północnej. Badania ilościowe zostały przeprowadzone przez niezależną firmę, a ich wyniki wskazały, że wzmocnione i sprężone ściany murowane mogą być bardziej ekonomiczne, niż żelbetowe. Wnioski sprowadzają się do stwierdzeń, iż tam, gdzie dopuszczalne jest wykończenie powierzchni jako zwykły beton, wzmocniony mur może być bardziej ekonomiczny niż żelbet, a tam, gdzie wymagane jest wykończenie elementami ceramicznymi, wzmocniony mur jest bardziej ekonomiczny, niż żelbet pokryty cegłą, a dodatkowo mur sprężony jest zdecydowanie bardziej opłacalny w przypadku rozpatrywania wysokich ścian.

Dotychczasowe doświadczenie z wykorzystaniem sprężenia w realizacji ścian murowanych stało się na tyle cenne i efektywne, że U.S. Army Construction Engineering Research Laboratories (USACERL) w 1997 roku przygotowało tajny dokument opisujący całą

technologię, dzięki której możliwe jest budowanie dużo wyższych i bardziej wytrzymałych konstrukcji na potrzeby militarne [56].

Badania przeprowadzone w ciągu ostatnich dziesięciu lat wykazały, że wstępne sprężenie muru poprawia nośność na zginanie i ścinanie. Wykazano również, że mur sprężony jest stosunkowo łatwy w budowie i nie wymaga specjalnego przeszkolenia kadry pracowniczej. Mury sprężone zostały wykorzystane w kilkunastu zastosowaniach w nowych i rewitalizowanych konstrukcjach w Europie oraz w kilkudziesięciu projektach w USA. Wykazano, że konstrukcja muru sprężonego jest konkurencyjna cenowo w stosunku do konstrukcji żelbetowych i murowanych. Wnioski te są bardzo cenne i stanowią podstawy do rozpatrzenia żelbetowych konstrukcji sprężonych, które w nowoczesnym ujęciu stanowią ściany szczelinowe.

Temat sprężenia ścian szczelinowych nie jest obszernie opisany w literaturze. W czasie badań autora nad niniejszym tematem, możliwe było odnalezienie w dostępnych źródłach prób wykonania tego rodzaju ustrojów konstrukcyjnych, jednak wszelkie opisy dotyczą samych aspektów technologicznych. Podczas badań w 2024 roku, autor nie znalazł opisu perspektywy projektowej lub związanej z modelowaniem takich układów. Podejście to sprawia, iż niniejsza praca daje szansę na uzupełnienie tego obszaru wiedzy. Badaczem, który zwrócił uwagę na sensowność stosowania sprężenia w ścianach szczelinowych w ogólności jest Ezzeldin Yazeed Sayed-Ahmed. W 1997 roku Ezzeldin przedstawił referat, w który przedstawiał wyniki zbadanego tego rodzaju ustroju z wykorzystaniem cięgien wykonanych z włókna węglowego (CFRP) z uwagi na odnotowany problem korozji cięgien stalowych [57]. Praca została poświęcona głównie zagadnieniom wykorzystania włókien sztucznych, lecz autor odwołuje się do przedstawionych wyżej konstrukcji murowanych, przedstawiając sprężony obiekt żelbetowy jako następcę sprężonych konstrukcji murowanych. W 2012 roku Ahmed Saad El-Deen El-Sayed, Mahmoud Atta Ragab, Moustafa Atef Goda i Sabah El-Sayed Ahmed na Wydziale Inżynierii Lądowej BENHA UNIVERSITY przedstawili opracowanie poświęcone ścianom szczelinowym, zawierając drobny fragment dotyczący sprężonych ścian szczelinowych (eng. post – tension diaphragm wall) [58]. Opis ten zwraca uwagę na fakt, iż cechą charakterystyczną powstania naprężeń w ścianie szczelinowej jest chwila jej odkopania, zatem przekrój sprężony powinien być projektowany na tę właśnie fazę. Istotne jest również, aby zwrócić uwagę na mobilizowanie się parcia biernego podczas pracy całego ustroju, co w konsekwencji może zmniejszyć siły sprężeniowe (poluznienie się cięgien wewnątrz przekroju). Opracowanie to podaje również przykłady zastosowania sprężenia w ścianach szczelinowych w kilku realizacjach inwestycyjnych (patrz. Tab. 1.1).

Tabela 1.1. Przykład zastosowania sprężenia w ścianach szczelinowych [57].

Projekt	Typ	H [m]	h [m]	b [m]	Max siła sprężająca [N/mm ²]
Centrale PTT Bellinzona	A	7,0	2,7	60	3,6
Admiral SA, Paradiso	A	7,6	5,1	80	3,5
German Embassy, London	A	9,6	5,7	90	3,1
ETA – WerkeGrenhen	B	13,2	6,2	80	3,7
Propr, Fabriane, Lugano	C	11,6	4,6	60	3,6
Centrale TT, Moralto	C	15,0	-	80	2,1

Użyteczność umieszczonego sprężenia w konstrukcjach żelbetowych została potwierdzona na podstawie wielu badań analitycznych oraz doświadczalnych. W 1986 roku W.G. Curtin jasno stwierdził, że sprężenie to przyszłość technologiczna inżynierii lądowej w zakresie konstrukcji wertykalnych obciążonych prostopadle do osi głównej [59]. Od tego czasu konstrukcje murowane zostały wyparte przez ustroje żelbetowe, jednak idea umieszczenia sprężenia wewnątrz przekroju pozostała niezmienna. Problem polega jednak na projektowaniu tego rodzaju konstrukcji. W zagadnieniach geotechnicznych kluczowe jest analizowanie układów w zależności od różnych faz – sytuacji obliczeniowych. Z tego powodu niezbędna jest bardzo duża dokładność przeprowadzanego procesu projektowego, aby bezpiecznie i jednocześnie ekonomicznie uwzględnić przejście z jednej fazy do kolejnej. Tym samym szacunkowe projektowanie lub korzystanie z metod uproszczonych może okazać się nieuzasadnione ekonomicznie, a przede wszystkim trudne staje się określenie faktycznych naprężeń powstałych w trakcie pracy tego rodzaju elementów.

1.5.2. PRZEGLĄD PRÓB REALIZACJI I POSTĘPOWAŃ PATENTOWYCH

Jak wynika z powyższych rozważań, nie istnieje wiele opracowań poświęconych żelbetowym sprężonym ścianom szczelinowym. Mowa o ujęciu ścian szczelinowych jako konstrukcji sprężonej, monolitycznej, formowanej w szczelinie gruntowej wypełnionej bentonitem i betonowaną metodą contractor. Samo zagadnienie sprężenia konstrukcji, w tym tarcz

i elementów pionowych obciążonych parciem bocznym jest znane od lat 70 ubiegłego wieku i było poświęcone rozważaniom konstrukcji murowanych. Istnieje szereg artykułów, wystąpień konferencyjnych, a także monografii dogłębnie opisujących to zagadnienie. Zupełnie inaczej jest w przypadku konstrukcji monolitycznych w formie ścian szczelinowych. Badacze zwracali jednak uwagę, iż naturalną konsekwencją korzyści płynących ze sprężenia murów, będzie sprężenie tarcz monolitycznych obciążonych parciem bocznym. Dziś można powiedzieć – sekcji ścian szczelinowych. Warto dodać, iż opracowania poświęcone sprężonym konstrukcjom murowym powstawały, gdy na świecie ściany szczelinowe były już stosowane w budownictwie. Pierwsze ściany szczelinowe powstawały jako prototyp w 1948 roku, a pierwsza pełnowymiarowa ściana szczelinowa została zbudowana przez firmę Icos we Włoszech w 1950 roku przy wsparciu mułu bentonitowego. Icos skonstruowało pierwszą ścianę szczelinową pod koniec lat 50 dla metra w Mediolanie [60]. Natomiast w Stanach Zjednoczonych ściany szczelinowe zostały wprowadzone do użytku w połowie lat 60 przez europejskich wykonawców. Pierwsze zastosowanie w Stanach Zjednoczonych miało miejsce w Nowym Jorku w 1962 dla studni o średnicy 7 m i głębokości 24 m (Tamaro, 1990 [61]), po którym kolejne: Bank Kalifornijski w San Francisco, budynek CNA w Chicago oraz World Trade Center w Nowym Jorku.

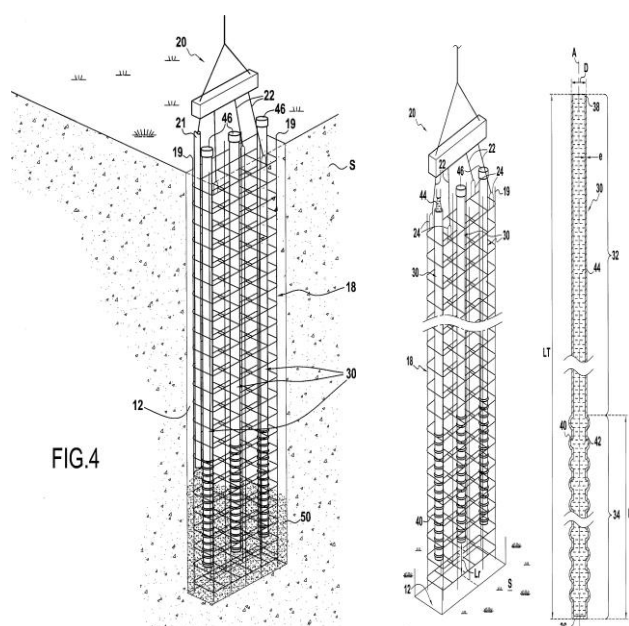
Niezwykle istotne w świecie techniki jest obejmowanie pewnych konkretnych rozwiązań ochroną patentową. Patenty bowiem zapewniają twórcom prawo do wyłącznego korzystania z ich wynalazków przez określony czas, co daje im możliwość zysków z ich pracy i inwestycji. Ponadto system patentowy zachęca do innowacji, ponieważ zapewnia wynalazcom możliwość uzyskania zwrotu z inwestycji w badania i rozwój. Dzięki temu może nastąpić szybszy postęp technologiczny. Co ciekawe, patenty dają twórcom prawo wyłączne do swoich wynalazków, jednocześnie wymagają, aby opis technologii był dostępny publicznie. W ten sposób patenty przyczyniają się do rozpowszechniania wiedzy i umożliwiają innym korzystanie z tych informacji do dalszych badań i rozwoju. Jasne jest, że posiadanie patentów może zwiększyć atrakcyjność inwestycyjną dla firm i inwestorów, ponieważ daje im pewność, że ich innowacje są chronione i mogą przynieść zyski. Ponadto, patenty mogą służyć jako element strategii handlowych, umożliwiając firmom nabywanie, sprzedawanie lub licencjonowanie swoich technologii. Sam system patentowy może pomagać w regulowaniu rynku poprzez zapewnienie równowagi między interesami twórców, a społeczeństwem. Patenty mogą ograniczać monopolizację rynku przez jedną firmę, jednocześnie zachęcając do konkurencji i innowacji.

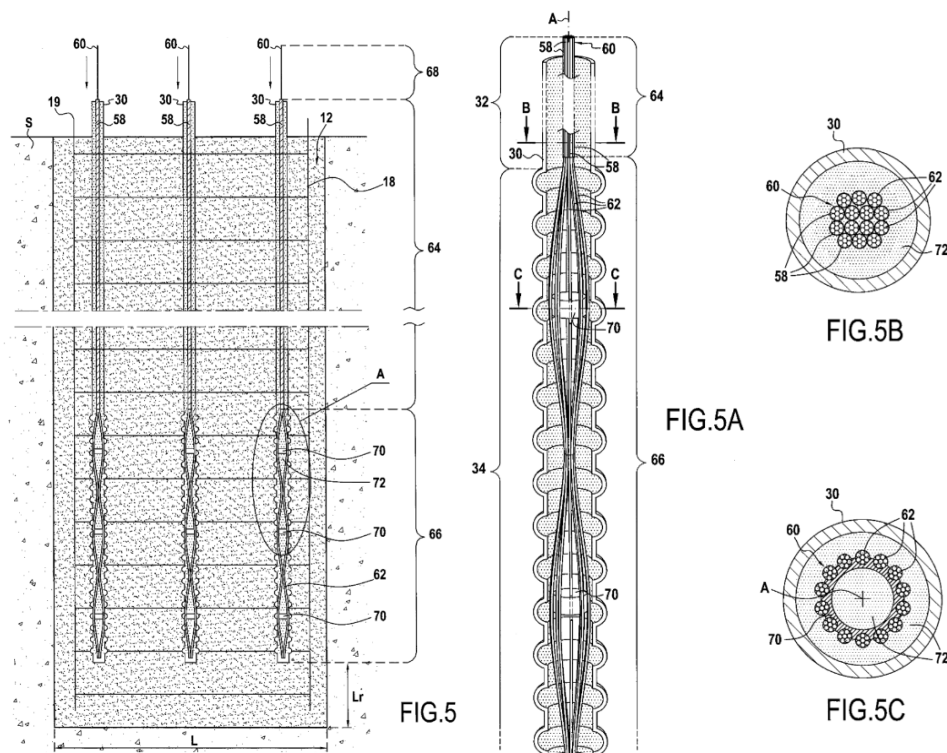
W przypadku sprężonych ścian szczelinowych, odwrotnie niż w przypadku dostępności opracowań naukowych, istnieje kilka bezpośrednich rozwiązań technologicznych objętych ochroną patentową. Z dostępnych źródeł warto wyróżnić:

- 2013 – oryg. „Öngerilmeli diyafram duvar ve bu tür bir duvarı gerçekleştirme yöntemi” – TR201808886T4 – patent turecki, wynalazcy: Mellier Erik, Loygue Memphis, Jeanmaire Thierry [62], później „Paroi moulée précontrainte et procédé de réalisation d'une telle paroi”, Eng. „Prestressed diaphragm wall and a method of realizing such a wall” – PCT/FR2014/050442 – patent francuski, wynalazcy: Mellier Erik, Jeanmaire Thierry, Loygue Memphis [63].

Opis skrócony (tłumaczenie autora):

Wynalazek dotyczy wstępnie sprężonej, formowanej w szczelinie gruntowej ściany (10) i zawierającej: część betonową (52); co najmniej jedną rurę kotwiącą, który jest otwarty na swoim górnym końcu – zakotwienie czynne (38), zamkniętą na swoim dolnym końcu (36) i co najmniej częściowo osadzoną w tarczy betonowej; co najmniej jeden kabel (60) rozciągnięty w rurze kotwiącej (30), przy czym dolna część kabla (60) jest przymocowana do wspomnianej rury (30); oraz system kotwienia cięgien (90), skonfigurowany tak, aby utrzymywać napięcie liny (60) i mocować jego górną część (68) do górnej części betonowego elementu (52). Wynalazek dotyczy także sposobu wytwarzania wstępnie naprężonej formowanej w gruncie ściany szczelinowej (patrz Rys. 1.1).





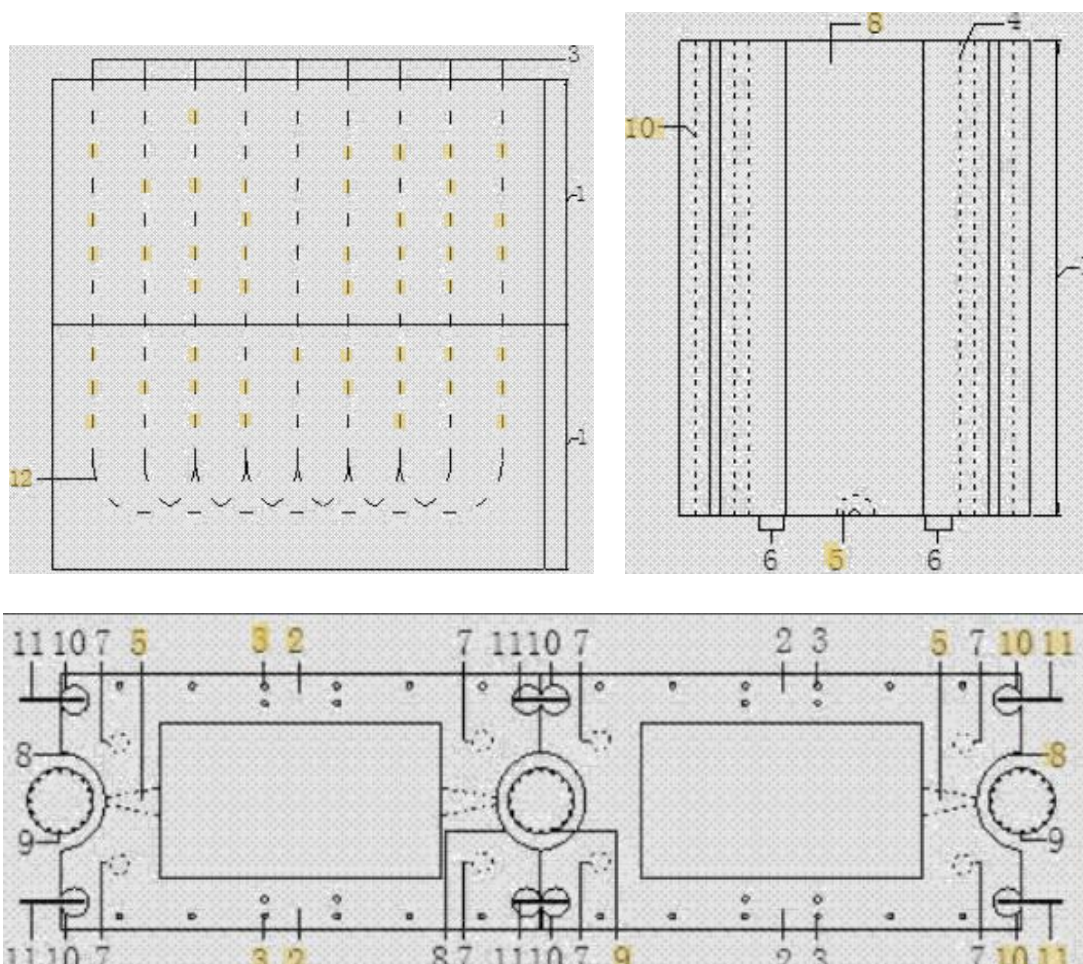
Rys. 1.1. Zawartość rysunkowa patentu TR20180886T4, później – PCT/FR2014/050442 dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [62,63].

- 2014 – „Eng. All-wet-joint precast prestressed underground continuous wall and construction method thereof” - CN103835283A – patent chiński, wynalazca: 金晓飞梁书亭朱筱俊张玉良 [64] (tłum. Google - Jin Xiaofei Liang oraz Zhu Xiaojun Zhang Yuliang)

Opis skrócony (tłumaczenie autora):

Wynalazek zapewnia prefabrykowaną, ciągłą podziemną ścianę szczelinową - sprężoną, z łączeniem wykonywanym na mokro jak również sam sposób tego ustroju konstrukcyjnego. Ciągła ściana jest utworzona przez kolejne połączenie wielu segmentów ściany (1). Środek sekcji każdego segmentu ściany (1) zawiera wnękę (4). Wklęsłe segmenty rowkowe (8) są rozmieszczone w środku segmentów ściennych (1) w kierunku wzdłużnym. W górnych częściach łączących i dolnych częściach łączących segmentów ściennych (1) utworzone są półstożkowe otwory (5). Półstożkowe otwory (5) są połączone z wnękami (4) i wklęsłymi segmentami rowków (8). Wodoszczelne złącza mokre wykonuje się przez umieszczenie mieszanki betonowej w półstożkowych otworach (5). Wzdłuż ściany ciągłej wszystkie segmenty ścian są połączone poprzez mokre złącza, tak że rozwiązany jest problem wycieków w częściach łączących segmentów ścian. Wywieranie siły sprężającej pomiędzy segmentami ściany poprawia sztywność na akcje

zgięciowe, odporność na zarysowania i trwałą jakość ciągłej ściany szczelinowej. Dzięki połączeniu podziemnej ściany ciągłej za pomocą elementów siatki wzmacniającej, wzmocniona zostaje odporność na ścinanie pomiędzy segmentami ściany (patrz Rys. 1.2).



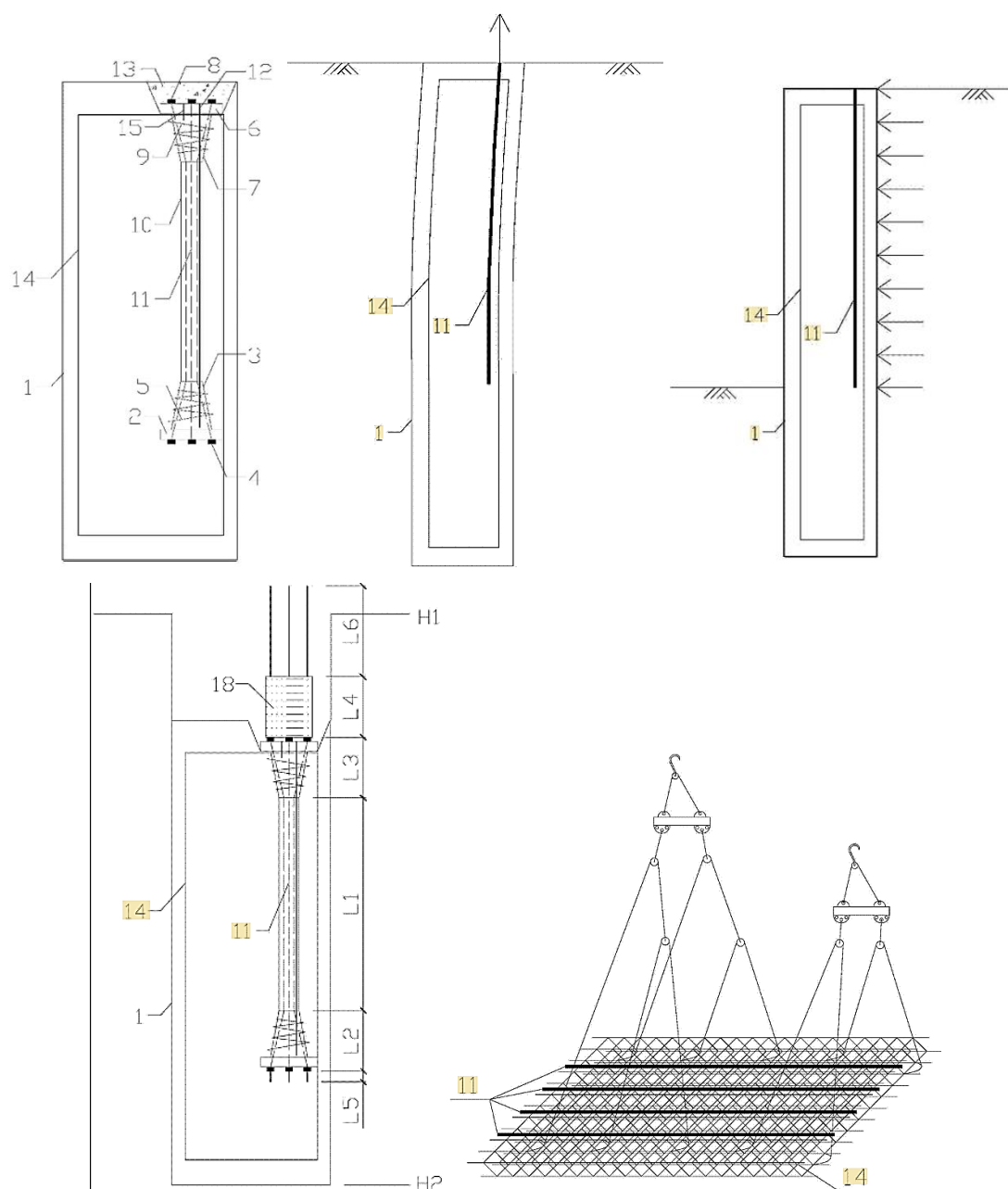
Rys. 1.2. Zawartość rysunkowa patentu CN103835283A dla sprężonej ściany szczelinowej [64].

- 2014 – „Eng. Post-tensioned prestressing underground diaphragm wall and construction method” - CN103835311A – patent Chiński, wynalazcy: 柴信众刘进生申立明王玉红 郑建民林恒彦舒宁田自民赵明时王怀魏方平凌平徐德生 [65] (tłum. Google - Chai Xinzong Liu Jinsheng Shen Liming Wang Yuhong Zheng Jianmin Lin Hengyan Shu Ningtian Zimin Zhao Mingshi Wang Huaiwei Fangping Lingping Xu Desheng)

Opis skrócony (tłumaczenie autora):

Wynalazek zapewnia wykonanie podziemnej sprężonej ściany szczelinowej. Płyta kotwiąca z końcem stałym narzędzia kotwiącego kotwiona do podziemnej ściany szczelinowej jest wyposażona w stożkowy otwór i dopasowana do elementu zaciskowego

ze stałą końcówką. Pręt stalowy sprężający jest kotwiony przez klinowani się stożka zaciskowego w stożkowym otworze. Dolny element naprężający płyty kotwiącej ze stałym końcem jest utworzony wspólnie przez płytę kotwiącą z końcem stałym i pręt spiralny ze stałym końcem. Narzędzie do kotwienia końca naprężanego (kotwienie bierne – przypis autora) składa się z płyty kotwiącej na końcu naprężanym, płyty podkładowej kotwy na końcu naprężanym, elementu zaciskowego końca naprężanego i pręta spiralnego na końcu naprężanym. Pręt stalowy sprężający przechodzi przez rurę falistą, która ma być ułożona i przymocowana do kosza zbrojeniowego, a następnie dwa końce stalowego pręta sprężającego są mocowane odpowiednio do narzędzia kotwiącego z końcem stałym i narzędzia kotwiącego z końcem rozciągającym. Klatka z prętów stalowych i obrzeże rury falistej są wypełniane betonem w celu utworzenia podziemnej sprężonej ściany szczelinowej. Jednocześnie wynalazek zapewnia technologiczny sposób konstruowania podziemnej sprężonej ściany szczelinowej. Podziemna sprężona ściana szczelinowa i sposób jej budowy mają tę zaletę, że geometria przekroju takiej ściany może być zmniejszona o 15%, przy zwiększeniu nośności o ok. 20%. Dodatkowo możliwe jest zmniejszenie liczby prętów zbrojeniowych o 30%, a zużycie betonu może być zmniejszone o 15%. Wynalazcy zwracają także uwagę, że tego rodzaju konstrukcja wpisuje się w trend rozwojowy nowoczesnych konstrukcji budowlanych (patrz Rys. 1.3).



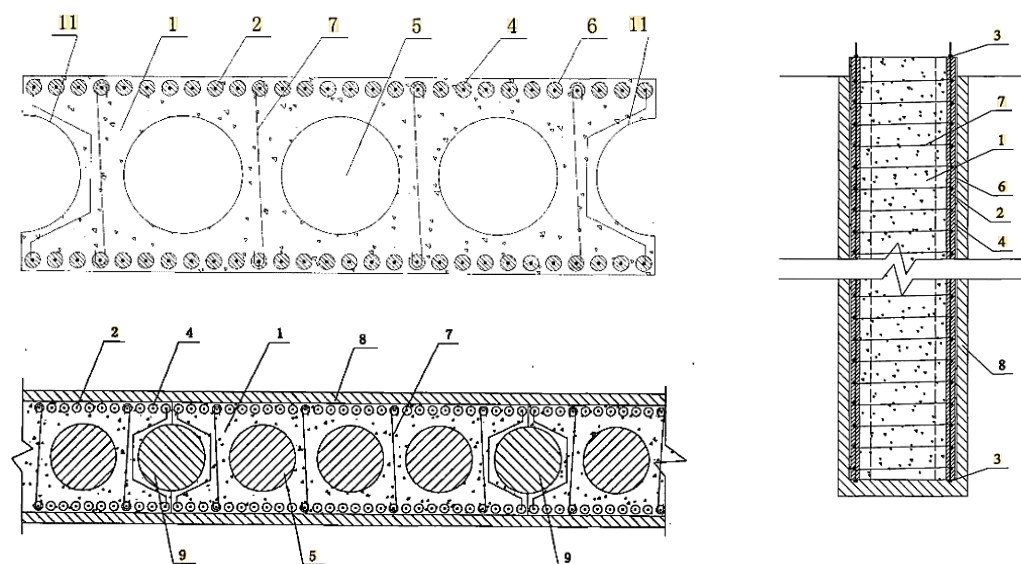
Rys. 1.3. Zawartość rysunkowa patentu CN103835311A dla sprężonej ściany szczelinowej [65].

- 2014 – „Eng. Lattice type prefabricated prestressed underground continuous wall and its construction method” – CN101319498B – patent Chiński, wynalazcy: 万勇王 卫东 廖少明 刘忠池 [66] (tłum. Google - Wan Yong Wang Weidong Liao Shaoming Liu Zhongchi)

Opis skrócony (tłumaczenie autora):

Wynalazek związany jest z prefabrykowaną podziemną ścianą szczelinową typu kratowego, zawierającą prefabrykowany korpus ściany, w którym dwa rzędy stalowych pasm sprężających przechodzą pionowo przez wnętrze korpusu; stalowe sploty

sprężające poddają naprężeniu po tym, jak wytrzymałość betonu betonowego korpusu ściany osiągnie ponad 80 %, a górna i dolna powierzchnia czołowa prefabrykowanego korpusu ściany zostanie zablokowana za pomocą naprężającego urządzenia kotwiącego; dwa rzędy stalowych splotów sprężających są połączone w odstępach przez konstrukcję poprzeczną wzmacniającą stalowe pręty wzdłuż kierunku wysokości; części łączące po obu stronach prefabrykowanego korpusu ściany mają kształt wklęsłego półkola; na obwodzie każdego splotu stalowego zabetonowana jest warstwa ochronna oraz wydrążony otwór przelotowy w kierunku wysokości korpusu ściennego jest umieszczony wewnątrz prefabrykowanego korpusu. Ściana szczelinowa jest betonowana i wykonywana na ustabilizowanym podłożu gruntowym, co może zagwarantować stabilność kształtu, rozmiaru i gęstości korpusu ściany, zapewniając, że na jakość korpusu ściany nie będą miały wpływu warstwy układanego betonu lub sama ściana szczelinowa. Nie można jednak dokładnie wyeliminować możliwych zabrudzeń błotnych powstałych przy spoinowaniu lub wtrąceń piasku w korpusie ściany, odsłonięcia prętów stalowych wzmacniających, rozluźnienia, wypukłości powierzchni ściany, wycieków wody, przesuwania się piasku i innych typowych wad jakościowych (patrz Rys. 1.4).

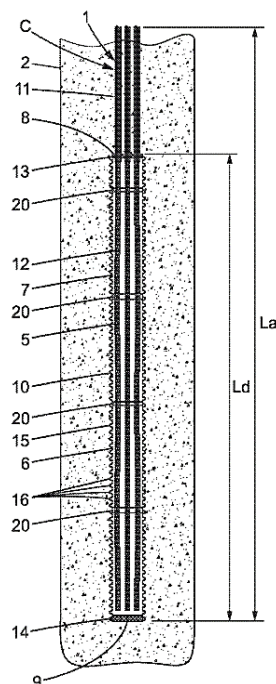


Rys. 1.4. Zawartość rysunkowa patentu CN101319498B dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [66].

- 2017 – „eng. Anchor device for prestressed diaphragm wall” – AU2018218297B2 – patent Austrijski, wynalazcy: Nicolas Demey, Thierry Jeanmaire, Marco Novarin, Bertrand Steff de Verninac [67]

Opis skrócony (tłumaczenie autora):

Wynalazek dotyczy urządzenia kotwiącego do sprężonej ściany (2), składającego się z co najmniej jednego zbrojenia sprężającego (3) i tulei (5) otaczającej co najmniej jedno zbrojenie sprężające (3) i tworzącego kotwę dla tego co najmniej jednego zbrojenia sprężającego (3) w zabetonowanej ścianie (2), długość (L_d) tulei kotwiącej (5) jest ściśle mniejsza, niż długość (L_a) wspomnianego, co najmniej jednego zbrojenia sprężającego (3), tuleja kotwiąca (5) zawierająca materiał uszczelniający rozmieszczony w taki sposób, aby pokryć każde zbrojenie sprężające (3), urządzenie kotwiące (1) zawierające powłokę antykorozyjną każdego zbrojenia sprężającego (3) (patrz. Rys. 1.5).



Rys. 1.5. Zawartość rysunkowa patentu AU2018218297B2 dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [67].

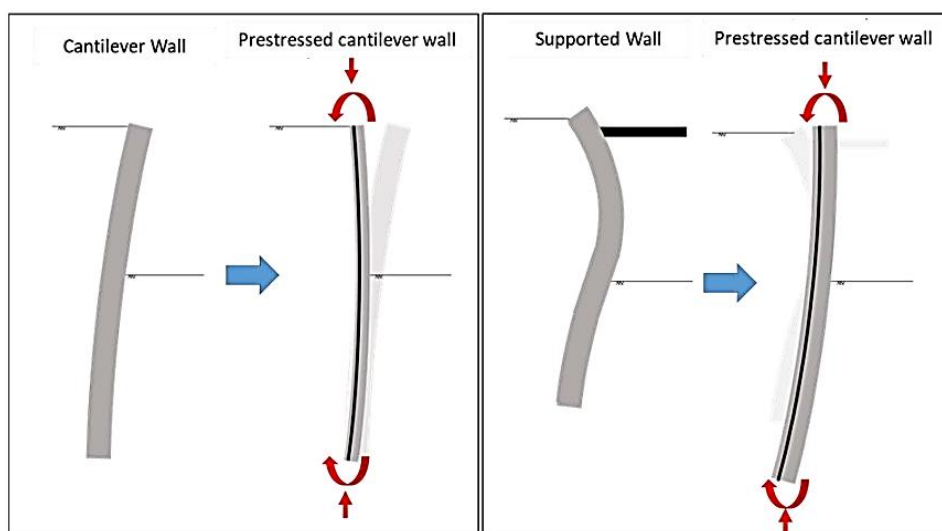
Przywołane wynalazki są wyrazem nie tylko sensowności stosowania sprężonych ścian szczelinowych z perspektywy korzyści technicznych, ale przede wszystkim stanowią wyraz zasadności zachowania konkurencyjności komercyjnej dla autorów i ich przedsiębiorstw. Proces patentowy jest długotrwały, kosztowny i wymaga bardzo dużo nakładów pracy. Można wywnioskować, iż przywołani wynalazcy musieli być niezwykle zdeterminowani, aby taki proces skutecznie ukończyć. Ochroną patentową są objęte oczywiście zastosowania odpowiednich materiałów w danej konfiguracji. Nigdzie natomiast nie wspomina się o samym procesie projektowym, który pozwoliłby jawnie taki ustrój analizować i zaprojektować. Sensowność badań przedstawionych w niniejszej rozprawie doktorskiej potwierdza fakt, że ochronę patentową na tego rodzaju rozwiązania opłacono w zasięgu międzynarodowym

na 20 lat z możliwością dalszego przedłużenia. Zdaniem autora, otwiera to wyobraźnię na możliwe korzyści biznesowe jakie są związane z wykonawstwem sprężonych ścian szczelinowych.

Wyniki wdrożenia opisane w sposób naukowy lub komercyjny również nie stanowią znaczącego udziału w dostępnych publikacjach. Jedynie kilka znanych od lat firm zajmujących się wykonywaniem ścian szczelinowych podzieliło się swoimi rezultatami.

W 2020 roku inżynierowie z Soletanche Bachy oraz Freyssinet, Thierry Jeanmaire oraz Marco Novarin należący do grupy Vinci Construction przedstawili na *Vinci technicALL days (15-16.01.2020 r.)* projekt zatytułowany „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].

Koncepcja sprowadza się do zastosowania systemu sprężenia przez wywołanie naprężenia wtórnego w ścianie szczelinowej, celem optymalizacji jej konstrukcji (patrz Rys. 1.6)



Rys. 1.6. Koncepcja projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].

Projektanci przyjęli następujące założenia:

- niezwiązane, nasmarowane kable w osłonach systemowych zainstalowano w koszu zbrojeniowym ściany szczelinowej,
- kable mogą być proste lub zakrzywione w zależności od wykresu momentu zginającego,
- kable są prefabrykowane, instalowane w klatce zbrojeniowej jak zwykłe pręty zbrojeniowe,

- każdy kabel składa się z 3 splotów, nasmarowanych i osłoniętych z uwagi na zachowanie małego wymiaru,
- zmniejszono odstęp w klatce zbrojeniowej do 30-40 cm w jeden lub więcej rzędów,
- kable zabetonowano w ścianie szczelinowej w sposób tradycyjny – wykorzystując metodę contractor,
- płyty zainstalowane w oczepie ściany zaprojektowano tak, aby umożliwić naprężenie kabli (zakotwienie czynne – system Freyssinet).

Rysunek 1.7 przedstawia zdjęcia zrealizowanego projektu.



Rys. 1.7. Zdjęcia zrealizowanego projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68]

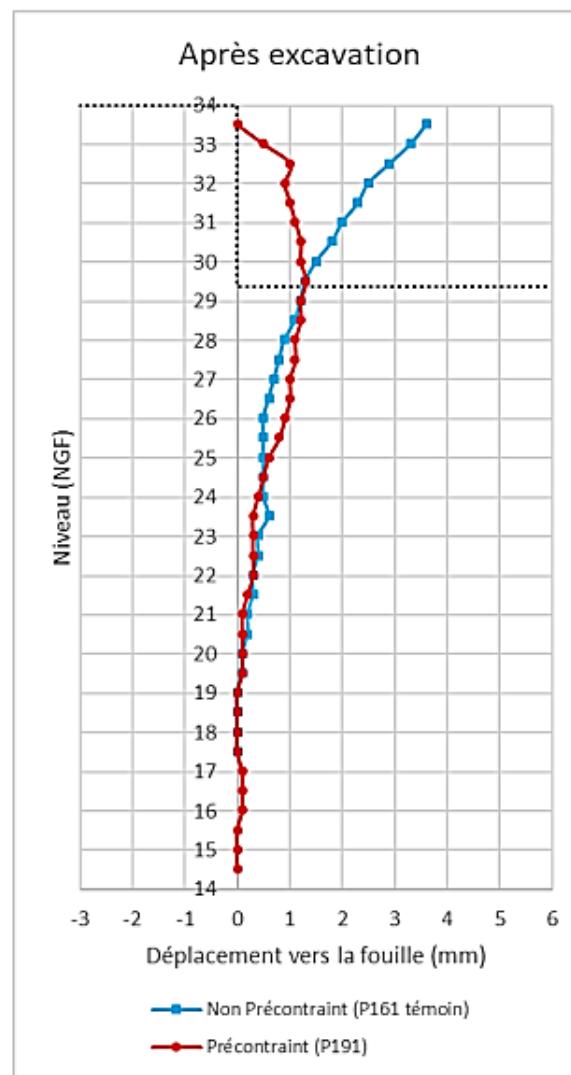
Autorzy stwierdzili następujące zalety zastosowanego rozwiązania: zmniejszenie lub trwałe uniknięcie zarysowań w ścianie szczelinowej, a tym samym zapewnienie lepszej trwałości betonu i trwałość prętów zbrojeniowych w czasie eksploatacji,

- konstrukcja wspornikowa pozwoliła na:
 - zwiększenie wysokości ściany zachowując ten sam poziom wartości przemieszczeń korony ściany szczelinowej (patrz Rys. 1.8),
 - redukcja grubości ściany lub liczby prętów zbrojeniowych,
 - korzystny wpływ na koszty i środowisko (redukcję potrzebnych maszyn, oszczędności logistyczne itp.),
 - zmniejszenie przemieszczenia ściany szczelinowej w obrębie najbliższego otoczenia tzn. zmniejszenie oddziaływania na zabudowę sąsiednią.
- W przypadku konstrukcji z pierwotnie przewidzianym podparciem udało się:

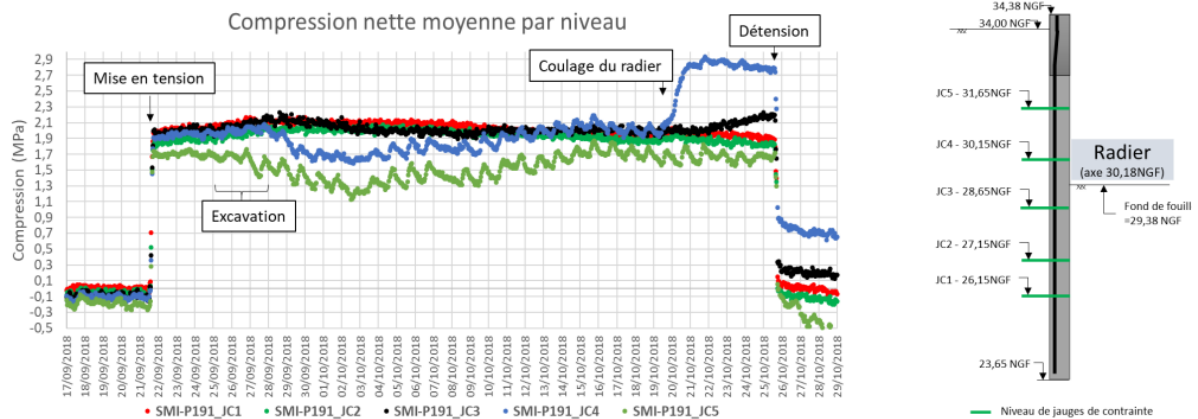
- usunąć jeden lub więcej poziomów podparcia (rozpory stalowe lub kotwy gruntowe), co oznacza znaczne uproszczenie harmonogramu robót ziemnych wewnątrz wykopu,
- redukcję kosztów wykonania podziemia inwestycji,
- uproszczenie wykopu z redukcją ryzyka i kosztów.

Dodatkowe obserwacje układu bazujące na monitoringu konstrukcji to:

- uzyskano naprężenia ściskające w sprężonej ścianie szczelinowej równomiernie rozłożone po jej długości,
- wzrost naprężenia ściskającego na dnie ściany szczelinowej został spowodowany oddziaływaniem płyty dennej patrz. Rys. 1.9)

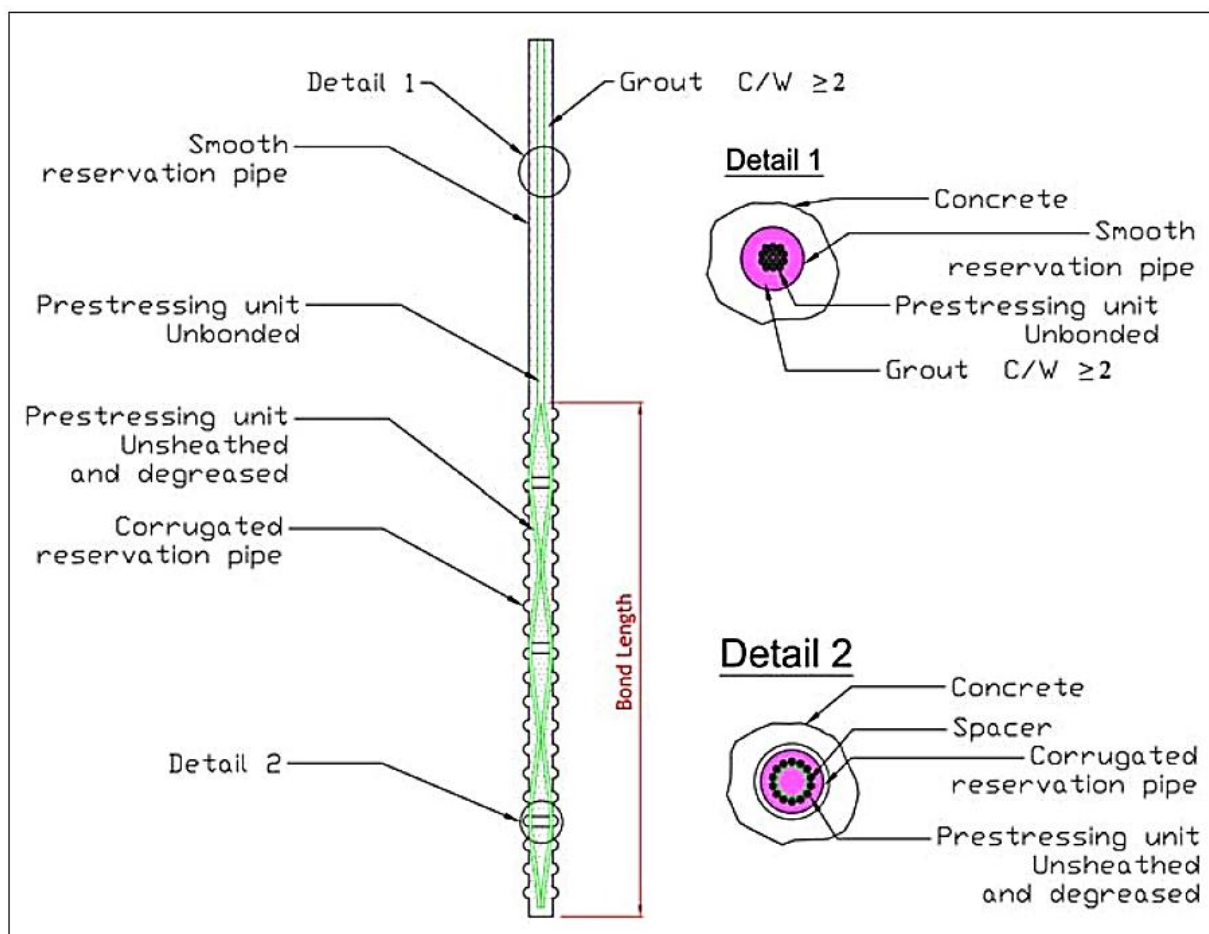


Rys. 1.8. Wyniki przemieszczeń poziomych sprężonej ściany szczelinowej projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].



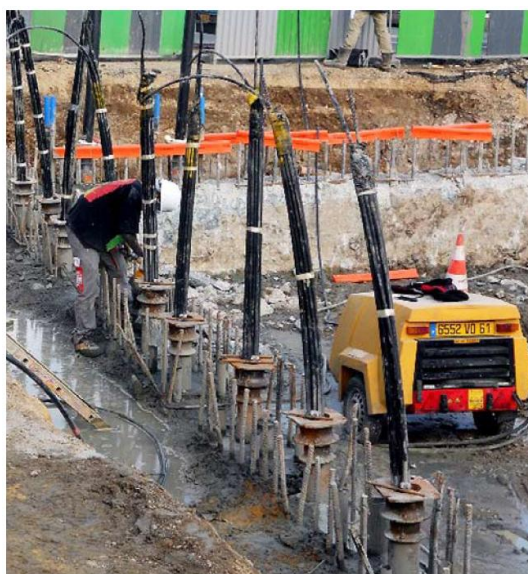
Rys. 1.9. Przebieg naprężeń ściskających na długości sprężonej ściany szczelinowej projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].

Wyniki powyższej współpracy między firmami Soletanche Bachy oraz Freyssinet zostały przedstawione w formie opracowania technicznego wydanego przez inżynierów pracujących w konsorcjum Soletanche-Freyssinet [69]. Założenia technologiczne przedstawia Rys. 1.10.



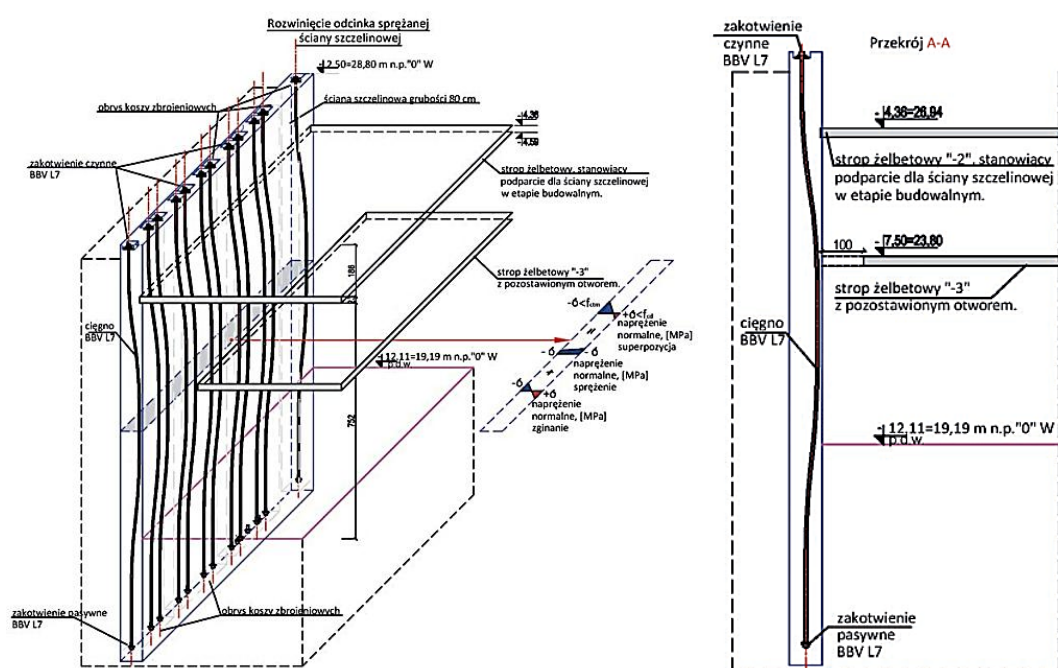
Rys. 1.10. Założenia technologiczne współpracy konsorcjum Soletanche – Freyssinet [69].

Autorzy opracowania [69] wspominają, iż technika sprężonych ścian szczelinowych łączy w sobie dwie najbardziej znane techniki Soletanche Bachy i Freyssinet: ściany szczelinowe i sprężanie konstrukcji, rys. 1.11. Obie firmy pomyślnie przetestowały tę nową technikę w 2011 roku w Corbeil Essonne (Francja). Celem tej techniki jest wstępne sprężenie sekcji ściany szczelinowej przez naprężenie cięgien sprężających po wybetonowaniu sekcji. Kable są zakotwiczone w koszu zbrojeniowym podstawy sekcji, dzięki czemu system kotwienia jest niezależny od warunków gruntowych. W zależności od sytuacji obliczeniowej danego projektu, możliwe jest usytuowanie cięgien sprężających zgodnie z krzywą momentu zginającego lub równoległe do lica ściany.



Rys. 1.11. Realizacja sprężonej ściany szczelinowej przez konsorcjum Soletanche – Freyssinet [69].

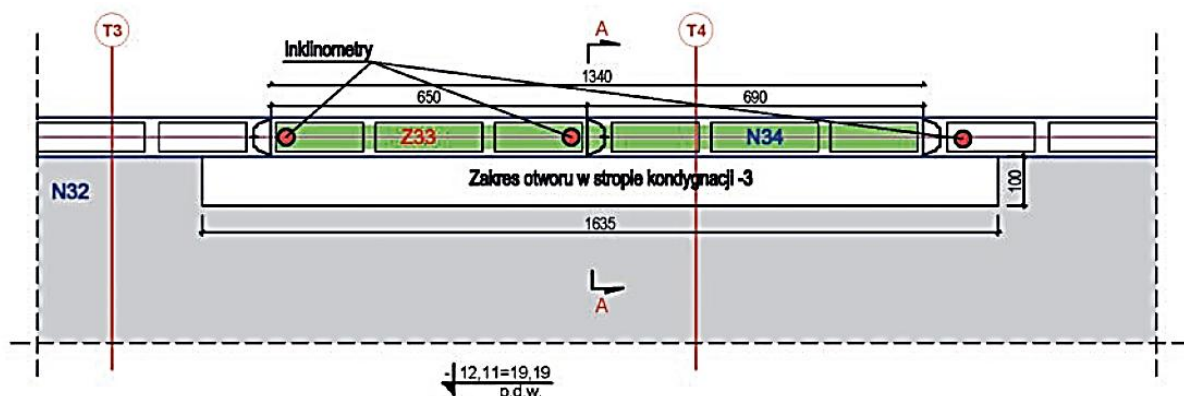
Bardzo dobrą próbą wdrożenia pomysłu zastosowania sprężenia w ścianach szczelinowych był projekt Keller Polska oraz BBV Systems, który z powodzeniem udało się zrealizować przy ulicy Skierniewickiej 34 w Warszawie w 2016 roku [70]. Sprężenie sekcji ściany szczelinowej zostało wykonane w ramach budowy pierwszego etapu kompleksu mieszkalno-usługowego z podziemnym garażem oraz infrastrukturą techniczną. Projekt budynku zakłada monolityczną konstrukcję o łącznej powierzchni użytkowej przekraczającej 14 000 m², przy wysokości obiektu sięgającej od sześciu do dwunastu kondygnacji nadziemnych. Część podziemna obejmuje trzykondygnacyjny garaż. Wybór lokalizacji sprężonej ściany szczelinowej był podyktowany możliwością ograniczenia liczby punktów podparcia wykopu do jednego poprzez pozostawienie otworu w stropie kondygnacji "-3". Na tej podstawie wytypowano odcinek ściany szczelinowej o wysokości 15,0 m. Zwiększenie odległości między punktem podparcia, a dnem wykopu umożliwiło dokładniejszą kontrolę efektywności zastosowanego sprężenia. Projektanci z firmy Keller Polska dobrali geometrię otworu w stropie kondygnacji "-3" tak, aby w razie przekroczenia dopuszczalnych odkształceń ściany możliwa była szybka reakcja, polegająca na wzmocnieniu ściany przez wspomniany strop oraz jego ewentualne uzupełnienie (patrz Rys. 1.12).



Rys. 1.12. Schematy przedstawiające wybrany odcinek sprężonej ściany szczelinowej projektu Keller Polska [70].

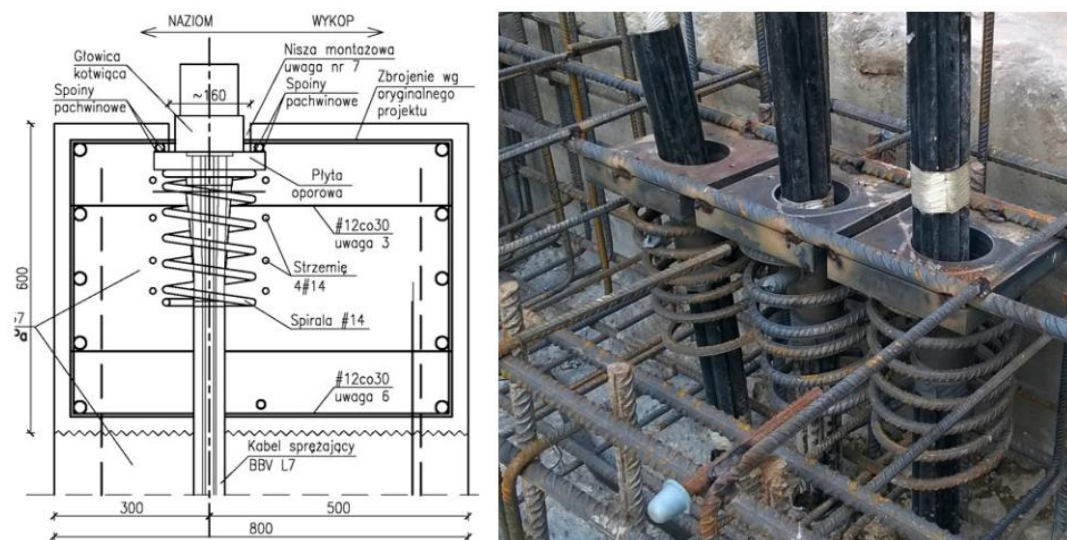
Jako cel zadania przyjęto, aby sprężenie w ścianach szczelinowych korzystnie wpłynęło na ograniczenie odkształceń oraz redukcję naprężenia rozciągającego poniżej wytrzymałości betonu na rozciąganie, podobnie jak w przypadku innych konstrukcji sprężonych, gdzie

sprężenie przeciwdziała obciążeniu ciężarem własnym i innymi obciążeniami zewnętrznymi. Projektant Keller zwrócił uwagę, iż główną różnicą w porównaniu z konwencjonalnymi konstrukcjami sprężonymi jest brak uwzględnienia wpływu ciężaru własnego konstrukcji. Ciężar ten działa w płaszczyźnie sprężenia, a analiza obejmowała obciążenia generowane przez parcie gruntu oraz wodę gruntową. Odształcenia prezentowanej konstrukcji były stale monitorowane przez pomiary geodezyjne w poziomie oczepu ściany oraz przez pomiary inklinometryczne (patrz Rys. 1.13).

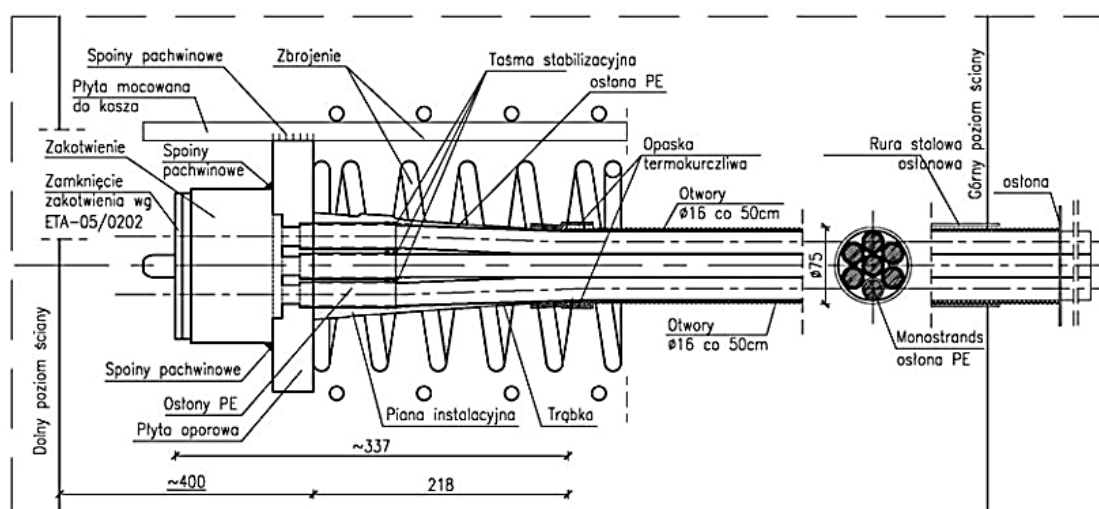


Rys. 1.13. Rzut sprężanych sekcji ściany szczelinowej [70].

W przedstawionym przykładzie zastosowano technologię sprężenia kablobetonowego, zatem samo trasowanie cięgien zostało wykonane na placu budowy, a proces sprężania wykonano po osiągnięciu przez beton założonej wytrzymałości (min. 34 MPa). Aby efektywnie wykorzystać możliwości sprężenia, trasa przebiegu cięgien obejmowała odcinki prosto i krzywo liniowe z zadany mimośrodem. Jak podaje autor ze strony Keller Polska, zastosowano system wewnętrznego sprężenia betonu BBV L7 bez przyczepności, opierając się na Europejskiej Aprobacie ETA-05/0202 dla Systemów wewnętrznego sprężenia betonu BBV L3 – BBV L31 (Rys. 1.14 – 1.15). Cięgna i kotwy pasywne zostały zainstalowane oraz wypoziomowane na placu budowy w koszu zbrojeniowym. Sprężenie cięgien miało miejsce po zabetonowaniu sekcji i osiągnięciu przez beton odpowiedniej wytrzymałości, zgodnie z wymogami technicznymi aprobaty.



Rys. 1.14. Schemat zakotwienia czynnego BBV L7 – wg. opracowań BBV Systems (lewa strona). Zakotwienie czynne (prawa strona) – wykonanie Keller Polska [70].



Rys. 1.15. Zainstalowane kotwienie bierne w sprężonej ścianie szczelinowej. Wykonanie Keller Polska [70].

Poszczególne fazy realizacji projektu na placu budowy sprowadzały się do:

- montażu kabli w koszu zbrojeniowym na placu budowy,
- głębienia sekcji ścian szczelinowych wg tradycyjnego podejścia,
- instalacji klatek zbrojeniowych (patrz Rys. 1.16),
- betonowania sekcji ścian szczelinowych z zamontowanymi cięgnami sprężającymi,
- sprężenie kabli po osiągnięciu założonej wytrzymałości,
- odkopania danych sekcji wg przyjętego fazowania i dalsze prowadzenie robót budowlanych przy stałym monitorowaniu obudowy wykopu.

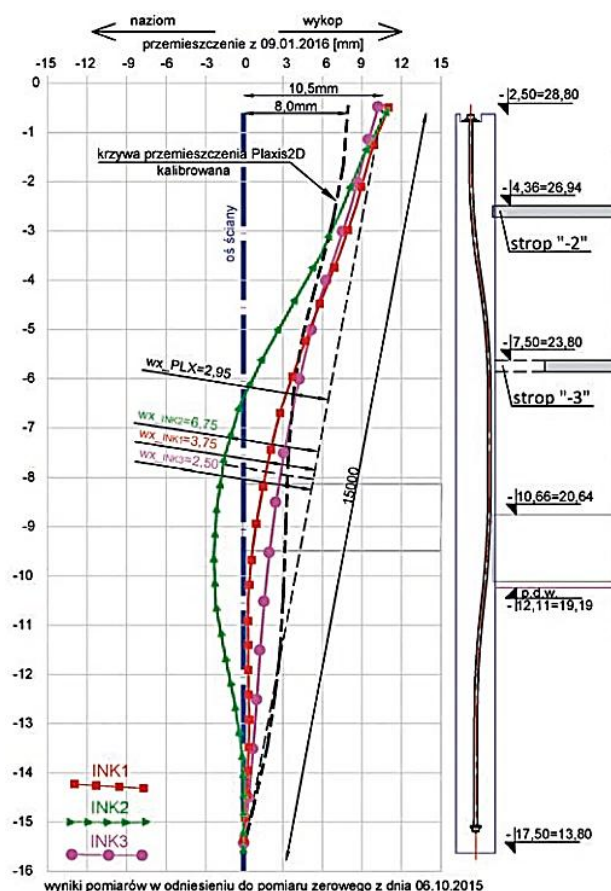


Rys. 1.16. Na zdjęciu widoczna jest faza poświęcono podnoszeniu i instalowaniu kosza zbrojeniowego z zainstalowanymi cięgnami sprężającymi w szczelinie wypełnionej bentonitem [70].

Warto dodać, iż zastosowane sprężenie w ścianach szczelinowych zaprojektowane zostało na tymczasową sytuację projektową tzn. na czas prowadzonych robót związanych z podziemną częścią inwestycji. Po wykonaniu płyty fundamentowej oraz stropów części podziemnej zwolniono naciąg i usunięto elementy zakotwienia czynnego znajdujące się powyżej oczepu ściany szczelinowej. Po wykonaniu zabezpieczenia antykorozyjnego pozostała konstrukcja niczym nie różniła się od tradycyjnie realizowanych elementów, projektowanych dla podobnych wyzwań inżynierskich.

Autor przywołanego opracowania stwierdza, iż próba wykonania sprężonej obudowy wykopu zakończyła się powodzeniem, a stały monitoring geodezyjny i inklinometryczny nie wskazał na przekroczenie dopuszczalnych wartości przemieszczeń (patrz Rys. 1.17). Ponadto stwierdzono, iż najwłaściwszą metodą badania tego rodzaju konstrukcji jest MES, jednak aktualnie nie istnieje jedno spójne oprogramowanie, które pozwoliłoby analizować z jednej strony konstrukcję sprężoną, a z drugiej geotechniczną. Keller Polska wykorzystał do analizy oprogramowanie Plaxis 2D oraz GGU Retain, zwracając jednocześnie uwagę, iż najbliższe wynikiom zmierzonym na placu budowy były wyniki wygenerowane przez Plaxis 2D. Do dalszych prac, które warto wykonać nad niniejszym zagadnieniem jest zbudowanie modelu, który pozwoli na dokładniejsze i bardziej szczegółowe analizy. Projektanci potwierdzili, iż sprężenie ścian szczelinowych może przynieść zakładane korzyści takie jak:

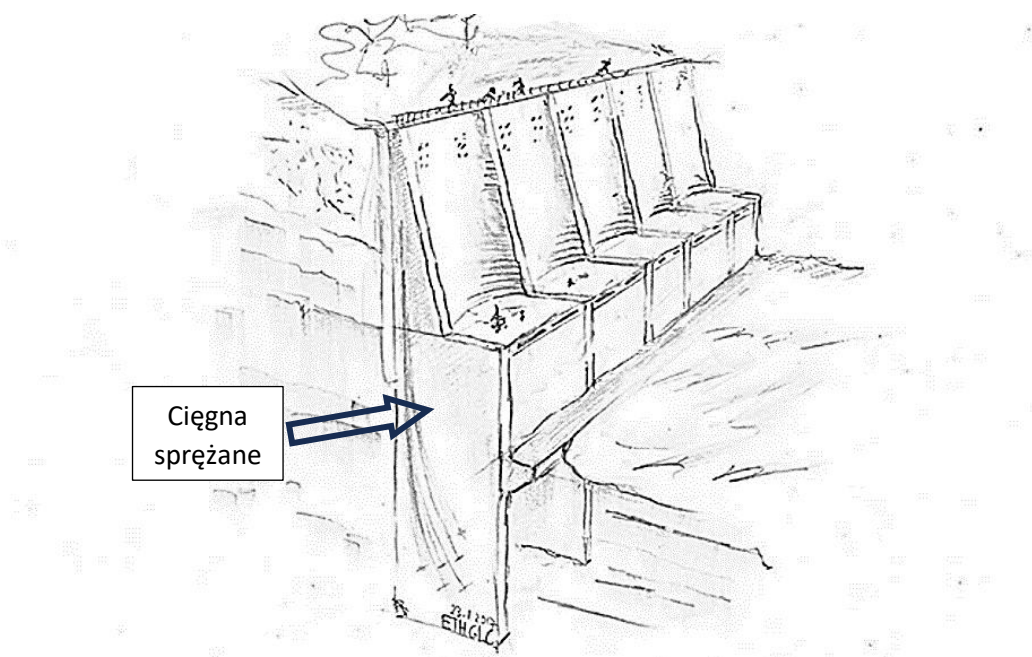
- redukcja ilości materiałów niezbędnych do wykonywania obudowy wykopu,
- zwiększenie tempa realizacji prac na budowie przez możliwość ominięcia fazy związanej z montażem dodatkowego rozparcia, które nie jest konieczne przy działającym sprężeniu.



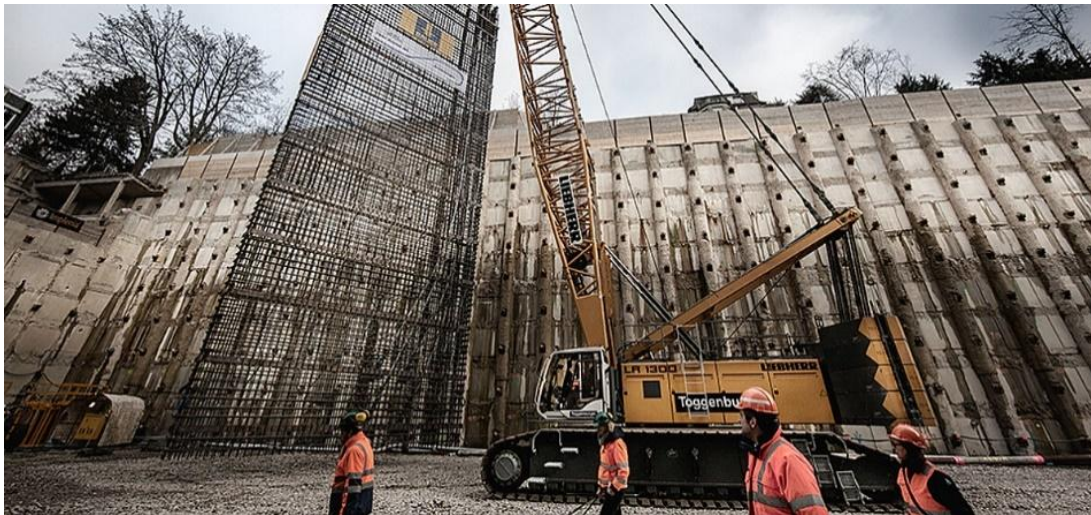
Rys. 1.17. Porównanie wyników analizy Plaxis 2D z wynikami przemieszczeń inklinometrycznych – wykonanie Keller Polska [70].

Podobną próbę podjął Basler&Hofmann dla ETH GLC w Zürichu pod nazwą Hangsicherungstragwerk (niem. konstrukcja stabilizująca zbocze) przy projekcie budynku badawczo – laboratoryjnego dla technologii medycznej w Zürichbergu [71]. Budynek zlokalizowany jest w zagłębieniu zbocza o szerokości ok. 100 m, a B&H zaproponował niezwykle innowacyjne rozwiązanie, które pozwoliło zrezygnować z dodatkowego rozparcia. Zabezpieczenie skarp składało się ze ściany oporowej z elementami sprężającymi o wysokości 17 metrów, posadowionej na czternastu ścianach szczelinowych o głębokości 25 metrów. Ta niezależna konstrukcja nośna wyeliminowała potrzebę stosowania stałych kotew, które musiałyby zostać na stałe wbudowane w sąsiednie działki.

Projekt został w przygotowany w oparciu o zastosowanie sześciu kabli sprężających w każdej z 14 sekcji ścian szczelinowych. Założono w tym przypadku, że cięgna sprężające będą pracowały w fazie docelowej, a nie tylko w tymczasowej jak przywołano we wcześniejszych przykładach. Dzięki sprężeniu, konstrukcja będzie przede wszystkim bezpieczna, smukła i żaden z elementów konstrukcyjnych nie zostanie zlokalizowany na działce sąsiedniej (patrz Rys. 1.18-1.19). Dostępne źródła przedstawiają jedynie aspekty wykonawcze i potwierdzają sensowność ekonomiczną i możliwości fizyczne. Projektanci B&H nie udzielają informacji dotyczących przygotowania samego projektu lub wykonanych analiz. Zapewne, jak w przypadku wcześniejszych przykładów rozwiązania te pozostają w sferze „know – how” danego przedsiębiorstwa.



Rys. 1.18. Szkic konstrukcji nośnej autorstwa Carlo Rabaiotti – projekt Basler&Hofmann [71].



Rys. 1.19. Ciężna sprężające w klatkach wzmacniających stabilizują całą konstrukcję [71].

W niniejszym rozdziale autor przywołał kilka znanych i dostępnych oficjalnie przykładów związanych z realizacją sprężonych ścian szczelinowych. Wszystkie przykłady jednoznacznie wskazują na sensowność konstruowania i wykonywania tego rodzaju ustrojów konstrukcyjnych. Otrzymane wyniki i wnioski są bardzo interesujące, lecz nie są znane dalsze kroki rozwijające to zagadnienie w przestrzeni naukowej. Obecny stan wiedzy pozwala stwierdzić, że rozpoznawany obszar badawczy zdaje się być niezwykle interesujący dla różnych stron naukowo – projektowo - wykonawczych na całym świecie, o czym świadczą przykłady konkretne przykłady wdrożenia i objęte ochroną patentową rozwiązania. Aktualnie nie istnieją publikacje naukowe, które pozwoliłyby na odtworzenie procesu projektowego, co może być podyktowane złożonością i trudnością analityczno – wykonawczą proponowanego rozwiązania.

2. TECHNOLOGIA REALIZACJI PODZIEMNYCH CZĘŚCI INWESTYCJI

2.1. WSTĘP TEORETYCZNY

Projektowanie i budowa pionowych elementów konstrukcyjnych, takich jak ściany oporowe, stanowią integralną część procesu projektowego w przypadku budynków z kondygnacjami podziemnymi. W wielu przypadkach elementy oporowe, takie jak ściany szczelinowe będące częścią fundamentów płytowo – palowych, wymagają starannego zaprojektowania i prawidłowej realizacji na placu budowy. Proces projektowania opiera się na przepisach prawa, regulacjach oraz normach projektowych. Kluczowe jest uwzględnienie współpracy pomiędzy konstrukcją a gruntem, co podkreślają Marschalko M. i inni [72]. Projektowanie konstrukcji wymaga analizy interakcji między obiektem, a podłożem gruntowym, uwzględniając przekazywanie obciążeń z konstrukcji na ośrodek gruntowy o czym szeroko piszą [73]. Zaniedbanie tego aspektu prowadzi do problemów w trakcie budowy i eksploatacji obiektu.

Warunki gruntowe są często nieprzewidywalne, a prawidłowa interpretacja parametrów podłoża gruntowego stanowi jedno z najtrudniejszych wyzwań w projektowaniu fundamentów. Raport Instytutu Techniki Budowlanej (ITB) z 2014 roku wskazuje, że 41% awarii geotechnicznych wynikało z błędów projektowych [74,75]. Odpowiedzialność za dokumentację projektową, w tym za przyjęte parametry geotechniczne, spoczywa na projektancie. W środowisku projektantów geotechnicznych panuje przekonanie, że wykonanie dodatkowych badań geotechnicznych jest bardziej ekonomiczne niż konieczność wprowadzania poprawek w trakcie budowy. Niestety, rzeczywistość procesów inwestycyjnych często odbiega od tych założeń. Inwestorzy, dążąc do oszczędności, niechętnie realizują zalecenia dotyczące wykonania sieci badań geologicznych i analiz. Kluczowe jest jednak opracowanie metod minimalizacji ryzyka geotechnicznego, które będą jednocześnie ekonomiczne i skuteczne. W literaturze opisano popularne metody, takie jak zastosowanie kotew gruntowych, rozpór stalowych czy monitoring geodezyjny [76,77].

Ściany szczelinowe są technologią, która zdobyła szczególne uznanie w budownictwie podziemnym. Stanowią one nie tylko element oporowy, ale także pełnią funkcje uszczelniające, zapobiegając przenikaniu wody do wykopów. Ściany te wykonuje się w gruncie, wykorzystując specjalistyczny sprzęt, który umożliwia tworzenie rowów wypełnionych zawieszoną bentonitową, stabilizującą ściany wykopu podczas budowy. Po umieszczeniu w wykopie

zbrojenia, szczeliny są wypełniane betonem, co tworzy trwałą konstrukcję. Jednym z wyzwań związanych z tą technologią jest kontrola stabilności zawiesziny bentonitowej oraz zapewnienie ciągłości zbrojenia i betonu, aby uniknąć powstawania słabych punktów. Pierwsze ściany szczelinowe wykonano we Włoszech w latach 50. XX wieku, a technologia ta szybko zyskała popularność na całym świecie. Współczesne metody budowy ścian szczelinowych umożliwiają ich stosowanie na głębokości przekraczającej 100 metrów, co otwiera nowe możliwości dla budownictwa wielkopowierzchniowego i infrastrukturalnego. Co więcej, ściany szczelinowe mogą być wykorzystywane jako elementy nośne lub współpracujące z innymi systemami konstrukcyjnymi, takimi jak pale fundamentowe.

Europejska Norma potocznie nazywana jako *Eurokod 7* (EN 1997-1) dotycząca projektowania geotechnicznego stawia liczne wymagania w odniesieniu do ścian szczelinowych, zapewniając bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji. Poniżej przedstawiono kluczowe wymagania normy EC7 [N7] dotyczące projektowania tych elementów:

1. Analiza warunków gruntowych. EC7 wymaga szczegółowego zbadania warunków gruntowo-wodnych. Badania muszą obejmować parametry mechaniczne gruntu, takie jak kąt tarcia wewnętrznego, spójność i moduł odkształcenia. Ważne jest również określenie poziomu wód gruntowych oraz ich potencjalnych wahań.
2. Ustanowienie stanów granicznych. Projektowanie powinno uwzględniać dwa podstawowe stany graniczne:
 - Stan graniczny nośności (SGN – ang. ULS): Gwarantuje, że konstrukcja nie ulegnie awarii w wyniku przeciążenia.
 - Stan graniczny użytkowości (SGU – ang. SLS): Zapewnia odpowiednie parametry pracy konstrukcji, takie jak dopuszczalne przemieszczenia i odkształcenia.
3. Dobór obciążeń. EC7 wymaga uwzględnienia wszystkich istotnych obciążeń, w tym:
 - Obciążeń statycznych (np. od masy gruntu i obiektów użytkowych).
 - Obciążeń dynamicznych (np. od ruchu pojazdów lub wstrząsów sejsmicznych).
 - Obciążeń od ciśnienia hydrostatycznego i dynamicznego wód gruntowych.
4. Projektowanie zbrojenia i trwałości. Ściany szczelinowe muszą być odpowiednio zbrojone, aby sprostać wymogom wytrzymałościowym i trwałościowym. Wymagane jest minimalne otulenie zbrojenia betonem, aby zapewnić ochronę przed korozją.

5. Stabilność wykopu. Podczas budowy należy zapewnić stabilność wykopu za pomocą zawiesziny bentonitowej lub innych środków stabilizujących. EC7 określa zasady analizy stabilności, które uwzględniają potencjalne awarie ścian wykopu.
6. Uwzględnienie interakcji konstrukcji z gruntem. Normy podkreślają konieczność stosowania metod numerycznych, takich jak metoda elementów skończonych (MES), w celu analizy współpracy między ścianą szczelinową a gruntem.
7. Odprowadzenie wód gruntowych. EC7 zaleca stosowanie technologii minimalizujących wpływ wody gruntowej na konstrukcję, takich jak systemy odwadniające, izolacje i odpowiednie materiały uszczelniające.
8. Monitoring. EC7 wymaga wdrożenia systemu monitorowania geodezyjnego, aby kontrolować odkształcenia i przemieszczenia ściany szczelinowej zarówno w trakcie budowy, jak i użytkowania.

W modelu projektowym wody gruntowe mogą być uwzględnione jako dodatkowe obciążenie zewnętrzne. Ściany szczelinowe pełnią funkcję uszczelniającą, zapobiegając przenikaniu wody do wykopu przez ściany. Jedynym miejscem wnikania wody jest wtedy dno wykopu. Stosuje się zatem metody odwadniania, takie jak studnie depresyjne lub igłofiltry, a w przypadku intensywnych opadów – pompy powierzchniowe. Często przyjmowaną praktyką jest założenie stałego na czas trwających robót geotechnicznych, odwadniania wykopu/zmniejszania poziomu wód gruntowych, tym samym zmniejsza się parcia wody (tzn. dodatkowe obciążenie) na obudowę wykopu. Często tańsze jest bowiem zainstalowanie tymczasowego odwodnienia niż przewymiarowanie konstrukcji na czas budowy części podziemnej inwestycji [78].

Badania pokazują, że typowy budżet na rozpoznanie gruntowe w Polsce nie przekracza 0,02% kosztów inwestycji [79], co plasuje polski sektor budowlany na jednym z ostatnich miejsc w Europie. Ograniczanie nakładów na badania geotechniczne jest ryzykowne i może prowadzić do poważnych problemów w procesie realizacji inwestycji.

2.2. WYKONAWSTWO ŚCIAN SZCZELINOWYCH JAKO OBUDOWY WYKOPU

Ściany szczelinowe to rodzaj żelbetowych konstrukcji inżynierskich formowanych we wcześniej wykonanej szczelinie gruntowej, której stateczność zachowana jest przez wypełnienie cieczą stabilizującą. Najczęściej spotykane są ustroje o grubości od 50 do 100 cm, rzadziej od 40 do 150 cm i głębokości do 30 m oraz nawet do 100 m. Samo betonowanie odbywa się z wykorzystaniem rury wlewowej (metoda *contractor*), co dokładnie zostało

opisane w dalszych częściach niniejszego opracowania. Historia wskazuje na pierwsze próby wykonywania ścian szczelinowych już w latach 50 XX wieku przez włoską firmę ICOS. W dalszej kolejności nastąpił znaczący rozwój tej technologii i pod koniec lat 60 XX wieku konstrukcje te powszechnie wykonywano w Wielkiej Brytanii, Francji, Niemczech i Stanach Zjednoczonych jako elementy tuneli, zapór i nabrzeży portowych. Jak podają źródła, w Polsce ściany szczelinowe zaczęto stosować w latach 70 XX wieku w budownictwie komunikacyjnym.

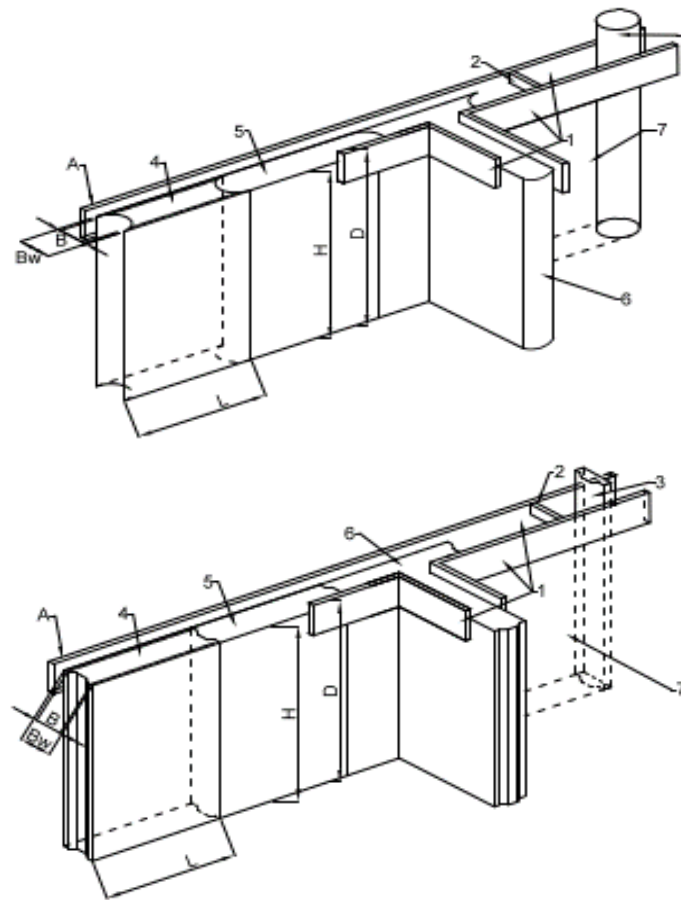
Wykonanie ścian szczelinowych w ogólności można podzielić na następujące etapy:

- a) prace przygotowawcze, w tym geodezyjne wytyczenie osi ścian i wykonania murków prowadzących. Są to najczęściej żelbetowe – rzadziej betonowe – elementy odpowiadające za geometryczne usytuowanie ściany szczelinowej, pełniąc funkcję ograniczającą, uniemożliwiającą odchylenie chwytaka w pierwszej fazie wykonania wykopu, a także zabezpieczającą wykop w jego przypowierzchniowej części,
- b) wykonanie wykopu dla jednej sekcji (pierwotnej) pod osłoną zawiesziny bentonitowej (lub innej o tożsamyh właściwościach) zabezpieczającej wykop przed osuwaniem się gruntu. Szczeliny ścian głębiejone są z powierzchni terenu przy użyciu głębiarek z chwytakami żerdziowymi lub ciężkimi chwytakami linowymi na zmianę: sekcje pierwotne z wtórnymi,
- c) oczyszczanie dna szczeliny,
- d) wprowadzenie do szczeliny elementów rozdzielczyh w zależności od przyjętego systemu technologicznego – szczegóły w dalszej części pracy,
- e) wprowadzenie do szczeliny wypełnionej zawiesziną bentonitową, prefabrykowanych koszy zbrojeniowych. Kosze zbrojeniowe przeznaczone do ścian szczelinowych wykonuje się w taki sposób, aby zapewnić swobodny przepływ betonu oraz możliwość osiowego montażu zbrojenia w wykopie,
- f) betonowanie wykonanej sekcji (pierwotnej). Betonowanie ścian szczelinowych odbywa się metodą betonowania podwodnego tzw. metodą contractor. Beton wprowadza się do na dno wykopu przez wcześniej umieszczone leje rurowe wyposażone w tzw. korek pełniący funkcję ochronną przed wymieszaniem się betonu z zawiesziną bentonitową (korek zostaje usunięty pod wpływem ciężaru pompowanego betonu). Wraz ze wzrostem poziomu betonu zawieszina bentonitowa jest odpompowywana. Każdą z betonowanych sekcji należy wykonać w jednym nieprzerwanym procesie,
- g) głębiejnie kolejnej sekcji (wtórnej) pod osłoną zawiesziny bentonitowej wraz z powtórzeniem cyklu technologicznego: umieszczenie koszy zbrojeniowych,

betonowanie metodą contractor. W przypadku wykonywania sekcji wtórnych nie umieszcza się elementów rozdzielczych, ponieważ zostały one zabetonowane przy betonowaniu sekcji pierwotnej,

- h) po osiągnięciu przez beton odpowiedniej wytrzymałości można rozpocząć wykonanie wykopu,
- i) wyrównanie powierzchni po odkopaniu ścian.

Schematyczne zestawienie elementów ściany szczelinowej przedstawia Rysunek 2.1.



Rys. 2.1. Podstawowe elementy ściany szczelinowej: 1 – murki prowadzące, 2 – rozparcie murków prowadzących, 3 – element rozdzielczy sekcje ścian szczelinowych, 4 – sekcja pierwotna, 5 – sekcja wtórna, 6 – sekcja teowa – żebrowana, 7 – kolejna/niezabetonowana sekcja (wtórna). A – rzędna wierzchu murków prowadzących, B – gr. Nominalna ściany, Bw – szerokość wykopu szczeliny, L – długość sekcji tzn. rozstaw osiowy elementów rozdzielczych, D – głębokość szczeliny, H – wysokość ściany [80].

Do głównych zalet ścian szczelinowych można zaliczyć:

- pełnienie zarówno funkcji tymczasowej obudowy, jak i docelowej konstrukcji,
- możliwość wykonania w sąsiedztwie istniejących budynków,

- duża nośność pionowa, a także wysoka sztywność na zginanie,
- szczelność obudowy,
- brak wibracji oraz generowania znaczącego hałasu podczas ich wykonania,
- możliwe wykonywanie do znaczących głębokości sięgających więcej niż 50 m,
- możliwość wykonywania w niemal każdych warunkach gruntowych,
- zastosowanie ścian szczelinowych jako obudów wykopów znacząco ogranicza zakres robót ziemnych i zajęcia terenu, w porównaniu do budowy żelbetowych ścian oporowych w wykopach wąsko lub szerokoprzestrzennych.

Na początku wszelkich działań geotechnicznych należy dokładnie zbadać i zweryfikować właściwości podłoża gruntowego na placu budowy. Procedura ta obejmuje porównanie faktycznych warunków gruntowych z danymi zawartymi w projekcie. Dla każdej sekcji konieczne jest przeprowadzenie badania makroskopowego wydobywanego urobku zgodnie z normą PN-88/B-04481, co obejmuje identyfikację rodzaju i barwy gruntów niespoistych oraz dodatkowo ocenę konsystencji gruntów spoistych. Szczegółowy profil gruntu powinien być uwzględniony w dokumentacji dotyczącej każdej sekcji. Dodatkowe badania podłoża są niezbędne dla pierwszej sekcji, kolejnych wskazanych w projekcie oraz w przypadku, gdy badanie makroskopowe wykaże istotne różnice w stosunku do parametrów gruntowych ustalonych w projekcie. W przypadku, gdy ściana szczelinowa ma być usytuowana w warstwie nieprzepuszczalnej, należy przeprowadzić makroskopową ocenę urobku podczas każdego etapu jej zagłębiania, aby określić rodzaj, barwę i konsystencję gruntu, a także ustalić głębokość, na jaką ściana zostanie umieszczona w tej warstwie.

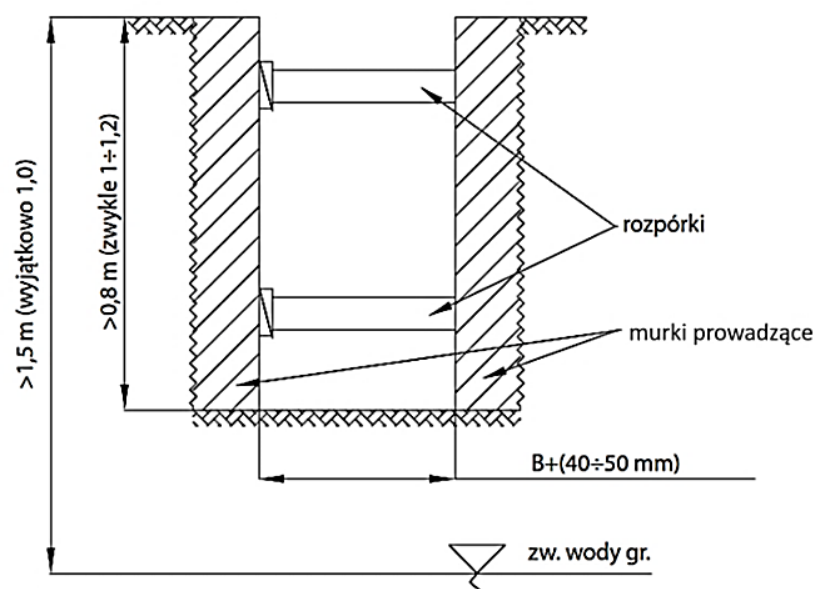
Przed rozpoczęciem prac konieczne jest równanie terenu, usuwanie przeszkód i kolizji oraz realizacja niezbędnych zabezpieczeń zgodnie z dokumentacją. W przypadku likwidacji lub odkrycia przewodów lub drenów podczas początkowych wykopów należy zapewnić ich uszczelnienie w taki sposób, aby uniemożliwić wyciek cieczy stabilizującej. Na powierzchni gruntu należy przygotować platformę roboczą, która w razie potrzeby powinna być wzmocniona, aby zapewnić stabilne ustawienie maszyny głębiącej tj. głębiarki oraz umożliwić swobodny dostęp środków transportu. Zaleca się, aby platforma znajdowała się co najmniej 1,5 metra ponad najwyższym poziomem wód gruntowych przewidywanym w trakcie wykonywania prac. Teren należy odpowiednio profilować, aby zapobiec spływaniu wody opadowej oraz wody używanej do mycia narzędzi i sprzętu. W ramach robót przygotowawczych należy przeprowadzić pomiary początkowych stanów elementów określonych w programie monitorowania. W przypadkach przewidzianych w projekcie należy

wzmocnić lub zabezpieczyć obiekty znajdujące się w bezpośrednim sąsiedztwie miejsca wykonywania prac. Zaleca się zabezpieczenie elewacji budynków, chodników i jezdni przylegających do wykopów przed zanieczyszczeniem zawiesiną lub betonem. Jeśli w gruncie występują obszary o bardzo wysokiej przepuszczalności lub intensywnym przepływie wód gruntowych, może być konieczne zabezpieczenie szczelin poprzez uszczelnienie podłoża, na przykład poprzez wykonanie zastrzyków. W przypadku słabych obszarów gruntu (takich jak niezagęszczone torfy, namuły lub grunty spoiste o konsystencji zbliżonej do płynnej) konieczna może być wymiana tych obszarów na nasyp budowlany o kontrolowanym składzie i zagęszczeniu lub ich wzmocnienie za pomocą innych metod. W obszarach, gdzie wykonuje się ściany szczelinowe, usunięty fragment starej budowli lub słaby grunt należy zastąpić piaskiem, który został stabilizowany cementem.

Podczas robót związanych z wykonywaniem ścian szczelinowych należy zwrócić uwagę na tematy A – K, których kolejność odpowiada kolejnym krokom wykonawczym:

- A. Tyczenie położenia ścian, które powierza się specjalistycznemu zespołowi geodezyjnemu, w nawiązaniu do siatki lub położenia osi głównych i reperów przekazanych przez zamawiającego. Ścianki prowadzące należy wytyczyć z dużą dokładnością. Od wyznaczenia ich kształtu w pionie i planie zależy dokładność usytuowania lica ściany szczelinowej oraz właściwe umieszczenie szkieletu zbrojeniowego i elementów wyposażenia technologicznego, w szczególności usytuowanie wnek do połączenia ściany z płytą denną i stropami podziemia, marek stalowych do rozpór lub uzbrojenia pod głowice kotew gruntowych.
- B. Lokalizacja zaplecza technologicznego – należy odpowiednio dostosować miejsce produkcji zawiesiny lub innej cieczy stabilizującej do warunków terenowych oraz planowanej sekwencji prac. Przenoszenie wytwórni, zwłaszcza jej zbiorników, jest uciążliwe i powoduje konieczność przerwania prac. W okolicy obszaru, w którym prowadzone są wykopy, nie powinno się magazynować materiałów ani umieszczać sprzętu, który nie jest niezbędny do natychmiastowego użycia.
- C. Wykonanie murków prowadzących, których kształt oraz wymiary powinny być dostosowane do lokalnych warunków hydrogeologicznych, przeznaczenia oraz geometrii planowanej ściany szczelinowej lub obciążeń bocznych. Standardowo, głębokość zagłębienia ścianek mieści się w zakresie od 0,8 do 1,5 metra, zależnie od prognozowanych zmian poziomu zawiesiny, stateczności terenu oraz spodziewanej głębokości umocnienia terenu lub innych przeszkód. Wierzchołek ścianek powinien być

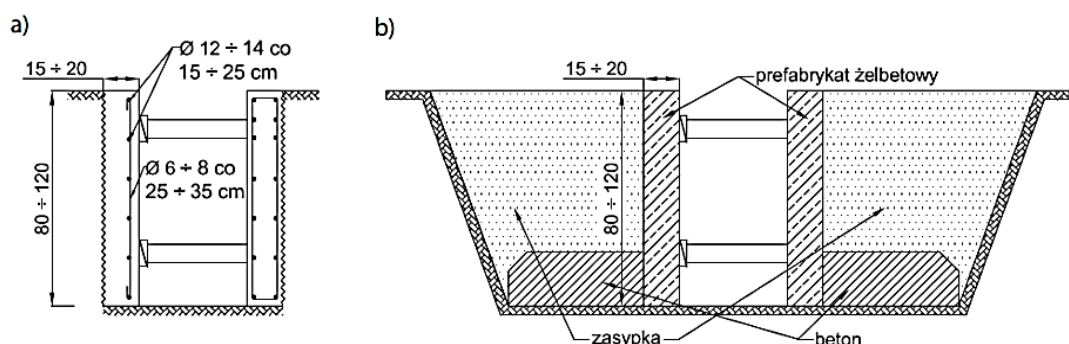
zgodny z projektem technologicznym, zazwyczaj nie niższy niż o 0,25 metra od zaplanowanej linii wyrównanego wierzchołka ściany szczelinowej, aby umożliwić aplikację nadmiarowego betonu, który zostanie później usunięty. Schematyczny układ murków prowadzących przedstawia Rysunek 2.2.



Rys. 2.2. Schematyczny układ murków prowadzących ściany szczelinowej [80].

Istotne jest, aby odległość między światłem murków, a nominalną grubością ściany szczelinowej była większa o 40 – 50 mm, aby zapewnić wystarczający luz technologiczny dla chwytaka koparki. Górna powierzchnia murków powinna być równa i wyrównana, dokładnie na wymaganej wysokości, która jest sprawdzana za pomocą niwelatora. W przypadku konieczności zmiany poziomu, należy to osiągnąć poprzez stopnie w miejscach łączenia sekcji. Na ścianach prowadzących należy oznaczyć początek i koniec sekcji oraz położenie elementu rozdzielczego. Ściany powinny być wykonane z betonu klasy, co najmniej C12/15. Projektowanie kształtu, konstrukcji oraz zbrojenia ścianek powinno uwzględniać możliwość łatwego ich demontażu po zakończeniu użytkowania. Możliwe jest również zastosowanie prefabrykowanych murków prowadzących, najczęściej stosowanych w płytkich ścianach szczelinowych, które daje się wielokrotnie wykorzystywać (patrz Rys. 2.3). Zbrojenie w żelbetowych murkach prowadzących jest projektowane z uwagi na przewidywane obciążenia, niemniej w świetle aktualnie stawianych wymagań przez PN – EN, zbrojenie to nie przekracza zbrojenia minimalnego. Zaleca się wykonanie zaczepów służących do chwytania rozbiieranych odcinków ścianek. Przestrzeń

między wykonanymi murkami prowadzącymi należy do czasu głębienia w obszarze szczeliny wypełnić gruntem lub rozpierać je poza głębionym w danym momencie odcinkiem szczeliny.



Rys. 2.3. Przykłady przekrojów murków prowadzących w wersji: a) wykonywanych in situ i w wersji b) wykonywanych jako prefabrykowane [80].

- D. Ciecz stabilizująca – ma za zadanie zapewnić stabilność wykopanej szczeliny podczas jej formowania. Na rynku dostępne są różne rodzaje cieczy stabilizujących, takie jak zawiesina bentonitowa, roztwory polimerowe czy ciecze twardniejące. Najczęściej wykorzystuje się jednak zawiesiny bentonitowe, które charakteryzują się lepkością 1,1 – 1,15 razy większą, niż lepkość wody. Bentonit jest specjalnym rodzajem iłu zdolnym do absorbowania dużej ilości wody. Zawiesina ta wykazuje właściwości tiksotropowe, co oznacza, że w spoczynku tworzy żel o pewnej wytrzymałości na ścinanie, natomiast w trakcie mieszania, na przykład narzędziem głębiarki, staje się płynna. Zapewnia ona stabilność szczeliny poprzez równoważenie sił działających na jej ściany, w tym parcia hydrostatycznego oraz oddziaływań fizycznych z gruntem. W gruntach drobnoziarnistych stabilizacja uzyskiwana jest poprzez formowanie osadu filtracyjnego, a w gruntach gruboziarnistych poprzez żelowanie zawiesiny, która wnika w pory gruntu. Roztwory polimerowe mogą również zapewnić stabilność poprzez ciśnienie spływu cieczy wnikającej w grunt. Głębokość penetracji zawiesiny jest różna w zależności od rodzaju gruntu, przy czym jest mniejsza w glinach i ilach, a większa w piaskach i pyłach. Trudności mogą wystąpić szczególnie w bardzo przepuszczalnych żwirach i skałach szczelinowatych. Podstawowe czynniki wpływające na stabilność, nad którymi można mieć kontrolę podczas wykonywania wykopu, to właściwości i poziom cieczy stabilizującej, długość sekcji oraz czas, przez jaki szczelina pozostaje niezabetonowana, w zależności od poziomu wód gruntowych i rodzaju gruntu (ewentualne zmniejszenie wytrzymałości gruntu na ścinanie z upływem czasu).

Na stabilność szczeliny mogą wpłynąć również rodzaj sprzętu i metoda wykonywania wykopu, zwłaszcza stosowanie dłutowania lub materiałów wybuchowych. Poziom cieczy stabilizującej powinien być utrzymywany co najmniej 1,0 metr powyżej najwyższego poziomu wód gruntowych. W przypadku gruntów bardzo miękkich może być konieczne podwyższenie poziomu cieczy stabilizującej i/lub zwiększenie jej gęstości podczas wykonywania wykopu oraz skrócenie czasu, przez który szczelina pozostaje niezabetonowana; można także zmniejszyć długość sekcji do jednego cyklu. W przypadku bardzo przepuszczalnych gruntów gruboziarnistych lub obecności pustek w gruncie, może dojść do wycieku cieczy stabilizującej, dlatego należy przewidzieć specjalne procedury, np. zwiększenie zawartości bentonitu w celu zwiększenia wytrzymałości strukturalnej cieczy lub wykonanie iniekcji przed wykopaniem szczeliny. Aby przygotować, przechowywać i usunąć urobek z wypływającej z wykopu cieczy stabilizującej, potrzebne są duże urządzenia, które wymagają znaczącego obszaru na placu budowy. Konieczne jest również oczyszczanie cieczy, ponieważ cząstki gruntu zwiększają jej gęstość i lepkość, co utrudnia wypieranie jej przez mieszankę betonową i prawidłowe zabetonowanie. Zawiesinę tworzy się na podstawie ustalonej mieszanki, która została sprawdzona na miejscu budowy, biorąc pod uwagę wymagania dotyczące projektu, warunki podłoża gruntowego, poziom wód gruntowych, obciążenia naziomu i inne istotne czynniki. Mieszankę należy dostosować do konkretnej partii bentonitu i stosowanej wody na danym terenie budowy. Recepturę należy regularnie aktualizować dla każdej nowej dostawy bentonitu. Zawiesinę przygotowuje się z naturalnego bentonitu sodowego lub częściej z bentonitu wapniowego, który został aktywowany przez dodatki chemiczne. W przypadku potrzeby zwiększenia gęstości zawiesiny, można użyć odpowiednich dodatków dociążających. Właściwości bentonitu powinny być spójne w kolejnych partiach i zgodne z certyfikatem lub świadectwem dostawcy, co należy regularnie sprawdzać na miejscu budowy. Proszek bentonitowy należy dokładnie wymieszać z czystą wodą. Zaleca się, aby przygotowanie zawiesiny następowało co najmniej 1 dobę przed jej zastosowaniem, aby zapewnić odpowiednie nawodnienie cząstek bentonitu. Jeśli projekt nie zawiera specjalnych wymagań, to właściwości zawiesiny roboczej wlewanej do szczeliny powinny spełniać wymagania PN-EN 1538:2015-08 podane w Tabeli 2.1.

Tabela 2.1. Właściwości zawiesin bentonitowych wg PN-EN 1538:2015-08 [N8].

Właściwości	ZAWIESINA		
	Świeżo przygotowana	Do ponownego użycia	Przy dnie szczeliny przed betonowaniem
Gęstość w g/ml	< 1,10	< 1,25	< 1,15
Lepkość wg Marsha w s	od 32 do 50	od 32 do 60	od 32 do 50
Objętość filtratu w [ml]	< 30	< 50	brak wymagań
Odczyn pH	od 7 do 11	od 7 do 12	brak wymagań
Zawartość piasku w % objętości	brak wymagań	brak wymagań	< 4
Osad filtracyjny w mm	< 3	< 6	brak wymagań

Istnieje kilka sprawdzonych metod, które mogą być stosowane w przypadkach specjalnych, na przykład, gdy konieczne jest zmniejszenie penetracji w podłoże. W takich sytuacjach zaleca się używanie zawiesin o zwiększonej odporności na ścinanie. Przed betonowaniem ścian niewzmacnianych można dopuścić zawartość piasku do 6%. Jakość zawiesiny ma istotny wpływ nie tylko na stabilność ścian szczelinowych, ale także na ich formowanie. Wyższa gęstość zawiesiny sprzyja poprawie wytrzymałości strukturalnej, co z kolei utrudnia rozpyływanie się mieszanki betonowej w szczelinie, wypełnianie strefy styku sekcji i otulenie zbrojenia. Dlatego ważne jest nieprzekraczanie ilości bentonitu w zawiesinie ponad poziom niezbędny do osiągnięcia wymaganych właściwości. Zaleca się również monitorowanie odstania wody po upływie doby, które nie powinno przekraczać 2%. Zawartość piasku w zawiesinie wzrasta w trakcie procesu głębienia, zwłaszcza w gruntach niespoistych. Projekt technologiczny powinien precyzować odpowiedni poziom utrzymywania zawiesiny, dostosowany do specyficznych warunków gruntowych i hydrologicznych na placu budowy. Istotne jest utrzymanie stabilnego poziomu zawiesiny, który należy uzupełniać w miarę postępującego głębienia. Po wyjęciu narzędzia z urobkiem, poziom zawiesiny opada, jednak należy zadbać, aby pozostał co najmniej 0,5 m powyżej

dna ścianek prowadzących. Przestrzeń między ściankami prowadzącymi przyległych sekcji może być wykorzystywana jako zbiornik wyrównawczy dla zawiesiny. Poza czystym bentonitem stosuje się roztwory polimerowe - w oparciu o szczegółowo opracowaną recepturę laboratoryjną, dostosowaną do specyficznych warunków obiektu. Mogą one być stosowane jako ciecze stabilizujące, zarówno samodzielnie, jak i w połączeniu z bentonitem, lecz zgodnie z normą PN-EN 1538+A1:2015, powinno to nastąpić jedynie na podstawie wcześniejszego doświadczenia w podobnych lub bardziej wymagających warunkach geotechnicznych oraz po wykonaniu prób szczelin w pełnej skali na miejscu budowy. Roztwory polimerowe, będące wodnymi roztworami, charakteryzują się innymi właściwościami niż zawiesiny bentonitowe. Po rozpuszczeniu w wodzie, polimer tworzy roztwór nienewtonowski, który może być wykorzystywany do zabezpieczania otworów w miejscu stosowania zawiesin bentonitowych. Różnica polega na tym, że roztwór polimerowy nie żeluje w spoczynku i nie wykazuje cech tiksotropowych jak bentonit. Jego lepkość maleje po mieszaniu, co ułatwia pracę narzędziom głębiarki i proces pompowania. Jednakże, w przeciwieństwie do bentonitu, nie tworzy on osadu filtracyjnego na ścianach otworu. W efekcie, roztwór może przedostawać się przez grunty piaszczyste, co prowadzi do jego zwiększonego zużycia. Stateczność szczelin stabilizowanych polimerami jest zazwyczaj zapewniona, o ile przestrzega się odpowiednich zasad postępowania, analogicznych do tych przy stosowaniu zawiesin bentonitowych. Częsteczki polimerów osadzają się na ziarnach gruntu, szczególnie spoistego, co prowadzi do zmniejszenia stężenia roztworu. Niewłaściwe stosowanie polimerów może prowadzić do niedostatecznej lepkości, co w efekcie może skutkować obwałami otworów. Roztwory polimerowe charakteryzują się, jednakże pewnymi zaletami, takimi jak łatwiejsze przygotowanie, mniejsze wymagania dotyczące urządzeń, szybsze uwodnienie i gotowość do użycia. Po rozpuszczeniu w wodzie, proszek polimerowy może być hydratyzowany w otwartym zbiorniku i dokładnie wymieszany przy użyciu lancy ze sprężonym powietrzem. Ponadto, korzyścią ze stosowania roztworów polimerowych jest łatwiejsze oczyszczanie placu budowy, zwłaszcza przed betonowaniem oraz bardziej wydajna utylizacja zużytego roztworu. Polimery nie wpływają negatywnie na przyczepność betonu do zbrojenia, a nawet poprawiają nośność pobocznic ścian szczelinowych. Jednakże, ze względu na brak odpowiednich norm, roztwory polimerowe należy przygotowywać i kontrolować zgodnie z zaleceniami producenta. Postępowanie z roztworami polimerowymi może być trudne,

a ich niewłaściwe stosowanie może prowadzić do problemów. W celu uniknięcia powyższych zagrożeń, polimery należy dokładnie rozproszyć podczas mieszania w wodzie, przed ich uwodnieniem. Na budowie, powszechnym testem kontrolnym lepkości roztworu jest czas wypływu z lejka Marsha, sprawdza się również wartość wskaźnika pH. Podczas oceny przydatności roztworu, pobranego ze szczeliny, badane są jego gęstość objętościowa, lepkość mierzona lejkiem Marsha, wskaźnik pH oraz zawartość piasku. Zachowanie i stosowanie roztworów polimerowych wymagają innego podejścia niż w przypadku tradycyjnych zawieszin bentonitowych. Roztwory polimerowe nie utrzymują zawieszonych ziaren gruntu, które szybko opadają na dno szczeliny. Specyficzne dla roztworów polimerowych jest oczekiwanie na sedymentację piasku po zakończeniu głębenia szczeliny, co może trwać od 30 minut do kilku godzin. Innym sposobem wypełnienia drążonych szczelin jest użycie zawiesziny twardniejącej, która ma dwufunkcyjne zastosowanie, pełniąc rolę zarówno cieczy stabilizującej, jak i materiału wiążącego. Jej stosowanie jest ograniczone do wyjątkowych przypadków, określonych w szczegółowych wymaganiach technicznych projektu. Zazwyczaj wykorzystuje się ją do umocnienia elementów żelbetowych lub stalowych oraz do tworzenia barier przeciwfiltracyjnych. Zawiesina może być przygotowywana z użyciem bentonitu sodowego lub aktywowanego bentonitu wapniowego w połączeniu ze spoiwami cementowymi. W niektórych przypadkach stosuje się również dodatki, które opóźniają proces wiązania zawiesziny i poprawiają jej konsystencję podczas głębenia oraz późniejszego osadzania w niej elementów. Przy wyborze dodatków należy brać pod uwagę wpływ temperatury oraz składu chemicznego gruntu i wody gruntowej na czas twardnienia zawiesziny.

- E. Głębenie szczeliny, podczas którego należy przestrzegać określonych wymagań dotyczących minimalnego poziomu cieczy stabilizującej oraz jej charakterystyk. Długość poszczególnych odcinków szczeliny, najczęściej wynosząca od 2,8 do 9,0 metrów, jest zależna od wielu czynników, takich jak rodzaj używanego urządzenia, szerokość szczęki chwytaka oraz właściwości gruntu i obciążenia naziomu. W przypadku niekorzystnych warunków gruntowych, np. gdy woda gruntowa jest blisko powierzchni terenu, może być konieczne skrócenie długości odcinków szczeliny do jednego tzw. zabioru. W obszarze bezpośrednio sąsiadującym z fundamentem budynku zaleca się ograniczenie długości odcinków do maksymalnie 2,5 – 2,8 metra. Głębenie szczeliny odbywa się poprzez pionowe zabory, aż do docelowej głębokości. Należy regularnie sprawdzać pionowość oraz położenie narzędzia głębiącego,

kontrolując linie lub żerdzie. Konieczne jest również stosowanie środków zapobiegających odchyleniom od pożądanego kształtu szczeliny, spowodowanym asymetrią narzędzia. Uszkodzone narzędzia głębiące mogą prowadzić do znacznych deformacji kształtu ściany. Kolejne odcinki szczeliny zazwyczaj wykonywane są w pewnej odległości od poprzednich, a grunt między nimi jest usuwany. Ważne jest zachowanie równowagi w oporach obu szczęk chwytała, aby obie szczęki trafiły w grunt lub już wybrane odcinki. Po osiągnięciu docelowej głębokości konieczne jest gruntowne oczyszczenie dna oraz powierzchni styków z wcześniej zabetonowanymi sekcjami. Czyszczenie powinno być dokonywane odpowiednimi narzędziami, a wybór narzędzia zależy od kształtu powierzchni styków. W przypadku płaskich elementów rozdzielczych nie jest konieczne czyszczenie styków. Następnie, w zależności od jakości zawiesziny wypełniającej szczelinę, może być konieczna jej wymiana lub dokładne wymieszanie. Wszelkie prace związane z głębeniem i betonowaniem szczeliny powinny być prowadzone sprawnie, bez niepotrzebnych przerw. Dąży się do tego, aby cały proces, od głębenia do betonowania, odbył się w ciągu jednego dnia.

- F. Elementy rozdzielcze mają za zadanie tworzyć łączenia między sekcjami. Wkłada się je po zakończeniu głębenia, oczyszczeniu sekcji i zezwoleniu na betonowanie. Można podzielić je na te, które pozostają w sekcji oraz te, które usuwa się po zabetonowaniu. Szerokość elementu odpowiada szerokości szczeliny. Kiedyś popularne były elementy rurowe, które dawały walcową powierzchnię styku. Obecnie częściej używane są płaskie elementy, zazwyczaj odpowiednio profilowane zależnie od systemu danego producenta. Elementy te powinny być w dobrym stanie technicznym, co powinno być potwierdzone regularną kontrolą jakości na placu budowy. Wykorzystanie uszkodzonych lub zdeformowanych elementów jest niedopuszczalne, ponieważ ma to bezpośredni wpływ na jakość ściany oraz jej szczelność w czasie eksploatacji. Powierzchnia zewnętrzna elementu powinna być oczyszczona i pokryta środkiem antyadhezyjnym. Należy również upewnić się, że element został odpowiednio ustawiony pionowo, a górny koniec jest stabilnie zamocowany względem ścianek prowadzących. Stosuje się także specjalne elementy formujące styki, np. z wkładką uszczelniającą. Innym rozwiązaniem są elementy prefabrykowane z betonu lub stali, pozostawione w stykach. Przy bardzo dużych głębokościach stosowanie elementów rozdzielczych może być trudne, co skutkuje ograniczeniem ich długości zwykle do około 20 – 30 m, a nie na całą głębokość ściany. W takich przypadkach istnieje ryzyko

braku szczelności w dolnej części styku. Jeśli ściana ma być szczelna, element rozdzielczy powinien sięgać do dna. Długość elementów rozdzielczych względem długości ściany w każdym przypadku powinna być podstawą analiz projektowych.

Przykład urządzeń głębiących wraz z umieszczonymi elementami rozdzielczymi przedstawia Rysunek 2.4.



Rys. 2.4. Przykład głębienia wykopu z wykorzystaniem koparki linowej. W dolnej części widoczne jest zamontowanie elementu rozdzielczego dane sekcje [81].

G. Zbrojenie sekcji, których wymogi dotyczące projektowania zbrojenia są określone we wspomnianej już normie PN-EN 1538. Optymalne zorganizowanie zbrojenia ścian ma istotny wpływ na proces budowy oraz rzeczywistą wytrzymałość i trwałość konstrukcji. Nadmierne użycie stali może negatywnie wpłynąć na jakość konstrukcji, ponieważ utrudnia to prawidłowy przepływ mieszanki betonowej. Właściwie zaprojektowana ściana o grubości do 80 cm wymaga zbrojenia w ilości 70 – 80 (wyjątkowo 90 – 100) kg/m² ściany. Zbrojenie sekcji składa się z jednego, dwóch lub nawet trzech szkieletów. Odstęp między szkieletami w tej samej sekcji powinien być co najmniej 200 mm, a odległość od szkieletu do styku sekcji nie powinna być mniejsza niż 100 mm. Przy ustalaniu wymiarów szkieletu wzdłuż ściany należy zachować odstęp od elementu rozdzielczego równy 1/100 wysokości szkieletu ze względu na możliwe odchylenia jego położenia. W koszu zbrojeniowym należy przewidzieć miejsce na ustawienie jednej lub kilku rur wlewowych do metody contractor, najlepiej w środku sekcji lub szkielecie, aby równomiernie wypełnić betonem całą sekcję. Sektory w narożach wypukłych są zazwyczaj zbrojone dwoma

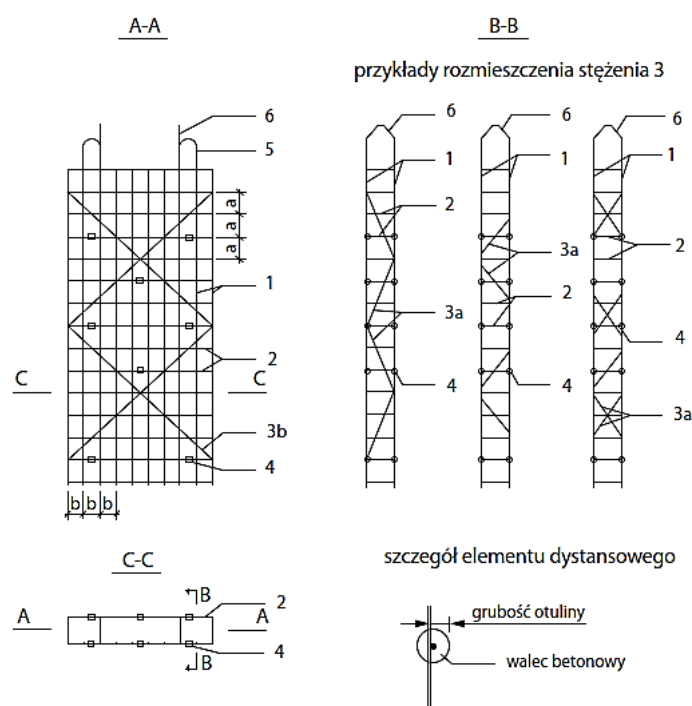
oddzielnymi koszami, które są łączone dodatkowymi prętami podczas opuszczania do szczeliny. Projekt konstrukcji powinien uwzględniać przerwy w zbrojeniu na stykach sekcji i między koszami w tej samej sekcji. Zaleca się stosowanie głównego pionowego zbrojenia z prętów o średnicy 20÷32 mm, dopuszcza się pręty o średnicy do 40 mm lub wyjątkowo pręty o mniejszych średnicach. Wskazane jest rozmieszczenie zbrojenia w jednej lub dwóch warstwach, a maksymalnie w trzech (z zachowaniem wymaganych odległości między prętami). Przy większej liczbie prętów istnieje ryzyko nieprawidłowego zabetonowania, zwłaszcza że po nieodslanianej stronie ściany i poniżej dna wykopu niemożliwa jest weryfikacja otuliny. Poziome zbrojenie należy przyjmować z prętów o średnicy 12÷20 mm. Kosz zbrojeniowy należy usztywnić, na przykład za pomocą krzyżujących się prętów ukośnych na zewnętrznych powierzchniach, a w szerokich koszach także wewnątrz, aby można było je podnieść z poziomu na pion i wstawić do szczeliny bez trwałego odkształcenia. Wszystkie styki prętów ukośnych oraz co najmniej 30% pozostałych styków prętów szkieletu należy połączyć przez spawanie lub zgrzewanie. Dodatkowe wzmocnienia należy umieścić w miejscach zawieszenia kosza zbrojeniowego. Jeśli szkielet jest niewystarczająco sztywny, należy go podnieść z poziomu na pion z użyciem dodatkowego podwieszenia lub elementu usztywniającego. Kształt zbrojenia w szkielecie powinien być prosty i dobrany w taki sposób, by nie następowało uniesienie lub przemieszczenie szkieletu w czasie betonowania. Zaleca się stosowanie rozstawu prętów pionowych, co najmniej 150 mm; w przypadkach szczególnych odstęp można zmniejszyć, ale należy zachować minimalny odstęp między prętami w przekroju równy 100 mm. Lokalnie, w strefie zakładu łączonych prętów głównych, dopuszcza się rozstaw prętów pionowych zmniejszony do połowy wartości zalecanej.

Optymalny rozstaw prętów poziomych zalecany jest na poziomie nie mniejszym niż 300 mm, chociaż w pewnych sytuacjach można go zmniejszyć. Niemniej jednak ważne jest, aby zachować odstęp między prętami poziomymi co najmniej na poziomie 200 mm, a czasami lokalnie nawet 180 mm. Należy unikać skupiania zbrojenia pomocniczego, na przykład w okolicach głowic kotew gruntowych. Między prętami zbrojenia pomocniczego należy zachować odstęp wynoszący przynajmniej 80 mm. W celu zapewnienia odpowiedniego otulenia zbrojenia betonem, na szkielecie zbrojeniowym należy umieścić elementy dystansowe. Grubość otuliny zbrojenia głównego powinna wynosić co najmniej 75 mm w konstrukcjach trwałych i 60 mm w konstrukcjach tymczasowych lub trwałych w środowiskach nieagresywnych

w stosunku do betonu. W przypadku występowania silnie agresywnych wód lub gruntów, grubość otuliny powinna być zwiększona do 100 mm. Elementy dystansowe w konstrukcjach trwałych należy wykonać z materiałów niemetalowych, które są co najmniej tak trwałe jak beton, jeśli nie są one usuwane podczas betonowania. Zaleca się stosowanie walców betonowych osadzonych na poziomych prętach lub innych elementach zapewniających odpowiednie otulenie. Średnica walca powinna być dostosowana do wymaganej grubości otuliny, a długość powinna mieścić się w granicach 80÷150 mm. Zaleca się umieszczenie co najmniej jednego elementu dystansowego z każdej strony szkieletu na powierzchni około 10 m², ale co najmniej po 4 elementy z każdej strony szkieletu. Dodatkowo w koszu zbrojeniowym należy umieścić pręty, blachy lub kształtowniki do połączenia z elementami konstrukcji wsporczej, które są montowane po wykopaniu ściany. Górny koniec szkieletu powinien mieć przyspawane ucha montażowe do podnoszenia oraz pręty do zawieszania na ściankach prowadzących. Dolny koniec zawieszonego szkieletu powinien znajdować się co najmniej 200 mm nad dnem szczeliny. Szkielety niesymetryczne powinny mieć ucha montażowe tak umieszczone, aby szkielet wisiał pionowo. Szkielety o długości większej niż około 12 – 15 m powinny być składane z odcinków, zazwyczaj z połączeniem prętów na zakład. Styk odcinków powinien znajdować się poza obszarem dużych momentów zginających i połączeń ze stropami, gdzie występuje duża koncentracja zbrojenia. Długość zakładu prętów rozciąganych powinna wynosić nie mniej niż 40 średnic, a prętów ściskanych – nie mniej niż 20 średnic pręta. Podczas montażu i wstawiania części szkieletu należy połączyć je na przykład przetyczkami przez odpowiednie ucha lub przez zespawanie prętów spoinami szczepnymi. Sposób łączenia powinien być szybki i niezawodny, aby uniemożliwić wzajemne przesuwanie się elementów podczas wstawiania do szczeliny. Jeśli zbrojenie składa się z kilku odcinków, dokładnie należy wymierzyć długości zakładu, aby zapewnić odpowiednie usytuowanie marek, prętów do zakotwień itp. Miejsca połączeń są szczególnie trudne do właściwego zabetonowania ze względu na koncentrację zbrojenia i wkładki przewężające przekrój ściany. Stosowane są różne rozwiązania połączeń, na przykład za pomocą prętów odginanych ze ściany, wnek kształtowanych wkładką ze styropianu, osadzanych muf do łączenia na gwint, prętów wklejanych w wywiercone otwory i inne. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest wbudowywanie w szkielet zbrojeniowy zagiętych prętów, przeznaczonych do odgięcia i połączenia ze zbrojeniem płyty lub stropu. Ważne jest staranne wykonanie odgięcia prętów, ponieważ źle odgięte pręty nie

odzyskują w pełni prostoliniowego kształtu, co jest niezbędne do przejścia sił rozciągających po utwardzeniu; takiego połączenia nie można traktować jako pełnego utwardzenia, co w konsekwencji może prowadzić do powstawania zarysowań i zawilgocenia ściany nad płytą denną.

Możliwe jest także wykorzystanie zbrojenia kompozytowego do konstruowania ścian szczelinowych. Zastosowanie prętów formowanych z włókien szklanych zanurzonych w masie z żywicy winyloestrowej ma wiele korzyści w porównaniu do tradycyjnej stali. Jest znacznie łatwiejsze do skrawania przez narzędzia tarczy tunelowej podczas przebijania się przez obudowę ściany. Zbrojenie to ma podobną do tradycyjnie wykorzystywanej stali zbrojeniowej lub nawet większą (przekraczającą 1000 MPa) wytrzymałość na rozciąganie, a jego wydłużenie sprężyste sięga prawie zerwania (powyżej 1,5%). Charakteryzuje się także bardzo wysoką odpornością na korozję, nie jest magnetyczne ani nie przewodzi prądu, a ponadto jest znacznie lżejsze od stali. Przyczepność prętów do betonu jest również mniejsza, dlatego pręty te są często kształtowane jako żebrowane lub pokrywane piaskiem w celu poprawy przyczepności. Rysunek 2.5 przedstawia schemat typowego szkieletu zbrojeniowego jednej sekcji ściany szczelinowej.



Rys. 2.5. Schemat zbrojeniowy typowej sekcji ściany szczelinowej. Legenda:
 1 – zbrojenie główne (pionowe), 2 – zbrojenie poziome (prostokątne strzemiona),
 3 – stężenia (a – na pow. czołowej, b – na pow. frontowej), 4 – elementy dystansowe,
 5 – miejsca do zawiesi szkieletu w szczelinie, 6 – pręty do podnoszenia szkieletu,
 a – rozstaw prętów poziomych, b – rozstaw prętów pionowych [80].

H. Betonowanie sekcji ścian szczelinowych oraz warunki tego procesu są wyjątkowe z uwagi na sposób wznoszenia mieszanki, która początkowo jest układana od dołu, aż do chwili, gdy beton wypływa z murków prowadzących. Z tego powodu mieszanka musi być tak zaprojektowana, aby zachowała swoją płynność przez cały czas betonowania i najczęściej jest to okres, co najmniej 3 godzin. Mieszanki betonowe stosowane do wznoszenia ścian szczelinowych za pomocą metody contractor w zawiesinie muszą spełniać określone wymagania dotyczące składu i właściwości, zgodne z normami PN-EN 206:2013 i PN-B-06265 (wraz z krajowymi dodatkami do tych norm), dostosowane do klasy ekspozycji betonu oraz technologii wykonania. W przypadku niezgodności stosuje się Załącznik D pt. "Dodatkowe wymagania dotyczące specyfikacji i zgodności betonu do specjalnych robót geotechnicznych". Wzmocnione wymagania dotyczące betonu mają na celu zwiększenie trwałości i odporności konstrukcji na działanie korozji. Klasa betonu nie powinna być niższa niż C25/30. Mieszanka betonowa musi spełniać określone kryteria technologiczne, takie jak płynność umożliwiająca układanie przez rurę wlewową, stosowanie kruszywa otoczkowego o znacznej zawartości frakcji piaskowej oraz odpowiednio długi czas początku wiązania. Nie zaleca się stosowania kruszywa łamanego ze względu na ryzyko nieprawidłowego otoczenia kruszywa betonem, co może prowadzić do powstawania pustek powietrznych, zwłaszcza że nie zagęszcza się mieszanki betonowej w ścianach szczelinowych za pomocą zewnętrznych wibratorów. Skład mieszanki betonowej musi być tak dobrany, aby zapobiec jej segregacji podczas układania, umożliwiając swobodny przepływ wokół zbrojenia i po stwardnieniu uzyskanie zagęszczonego i wodoszczelnego materiału. Zarówno skład, jak i konsystencja mieszanki betonowej muszą zapewnić wysoką odporność na segregację, dużą urabialność, łatwe rozplątanie się w szczelinie, dostateczną samozagęszczalność przez cały czas układania. Konsystencję mieszanki należy określać na podstawie badania rozpląwu lub opadu stożka zgodnie z normą PN-EN 206:2013. Z technologicznego punktu widzenia nie zaleca się betonowania w temperaturze niższej niż -5°C. Szczelinę należy zabetonować jak najszybciej po jej wygłębieniu, zapewniając odpowiednio wydajne dostawy mieszanki betonowej, aby średnia prędkość wznoszenia mieszanki w szczelinie na całej jej wysokości wynosiła nie mniej niż 4 m/h. Należy dostarczyć wystarczającą ilość mieszanki do zabetonowania całej sekcji, a betonowanie należy rozpocząć niezwłocznie po umieszczeniu kosza zbrojeniowego. Czas od oczyszczenia i odbioru dna szczeliny

do rozpoczęcia betonowania nie powinien przekraczać 4 godzin. Podczas wlewania mieszanki betonowej opad stożka (zgodnie z PN-EN 206:2013) powinien wynosić co najmniej 180 mm, chociaż zaleca się wartość opadu od 200 do 240 mm (klasa S5), a średnica rozplywu powinna wynosić około 600 mm (klasa F5). Współczynnik wodno-cementowy (w/c) nie powinien przekraczać 0,6. Mieszanke betonową należy układać w szczelinie za pomocą metody contractor, czyli przez rurę wlewową, aby zapobiec zanieczyszczeniu lub wymieszaniu mieszanki z zawiesiną. Należy rozmieścić rurę wlewową, a następnie równomiernie podnosić mieszanke betonową przez całą sekcję, zapewniając, aby rura wlewowa miała odpowiednią średnicę i mogła swobodnie przesuwac się w koszu zbrojeniowym.

- I. Wyciąganie elementów rozdzielczych z powierzchni ściany należy rozpocząć około 3 – 5 godzin po rozpoczęciu procesu układania mieszanki betonowej. W początkowym etapie element należy delikatnie podnieść do wysokości około 10 cm, aby oderwać go od powierzchni betonu. Kolejne etapy usuwania elementów powinny nastąpić po upływie 4 – 5 godzin od zakończenia procesu betonowania. Ostateczny moment usunięcia elementów rozdzielczych zależy od temperatury mieszanki, czasu jej utwardzania oraz okresu między jej produkcją a układaniem. Element rozdzielczy można całkowicie wyjąć, gdy beton na wierzchu sekcji jest już związany. Płaskie elementy rozdzielcze i te, które tworzą styki o szczególnej konstrukcji, usuwa się dopiero po wygłębieniu sąsiedniej sekcji. Aby usunąć taki element, należy go odchylić w górę od związanej powierzchni betonu sekcji, a następnie wyjąć ze szczeliny. Po wyjęciu elementu należy go dokładnie oczyścić i pokryć środkiem antyadhezyjnym, aby umożliwić ewentualne ponowne wykorzystanie. Formowanie styków powinno zapewnić dostateczną szczelność ściany, aby zapobiec przedostawaniu się wody gruntowej pod naturalnym ciśnieniem. Styki sekcji mogą mieć kształt płaski, półokrągły lub złożony. Często stosuje się uszczelki wykonane z profilowanej taśmy z tworzywa sztucznego. W przypadku nieszczelności styku wykonawca ściany jest zobowiązany do jego uszczelnienia. Zakończenie pionowe ściany, która ma być kontynuowana w przyszłości, powinno być odpowiednio ukształtowane, aby umożliwić szczelne połączenie obu części. Najprostszym rozwiązaniem jest zakończenie sekcji cylindrycznym połączeniem, które nie wymaga pozostawienia elementu rozdzielczego, lub innym, które umożliwi skuteczne powiązanie konstrukcji ściany. W przypadku braku odpowiedniego zakończenia ściany należy liczyć się z nieciągłością połączenia i trudnościami w uszczelnieniu przecieków wody.

- J. Odkopywanie ściany szczelinowej – przed przystąpieniem do odkopywania ściany szczelinowej konieczne jest wykonanie specjalnych elementów stabilizujących jej wierzch, zwanych potocznie "oczepami". Oczep zapobiega klawiszowaniu ścian. Odkopywanie samych ścian powinno być zgodne z wytycznymi zawartymi w projekcie, które określają terminy, zakres, kolejność i metody usuwania urobku, a także wymagane środki zabezpieczające i wzmacniające, takie jak kotwienie, podparcie lub inne sposoby stabilizacji sił poziomych, które mogą prowadzić do nadmiernych deformacji lub przemieszczeń ściany.
- K. Roboty wykończeniowe ścian szczelinowych – nie zaleca się tynkowania ścian szczelinowych w pomieszczeniach podziemia z uwagi na trudne do zdefiniowania ewentualne przecieki. Jeśli względy estetyczne wymagają gładkich powierzchni, można je przykryć panelami przytwierdzanymi na śruby, które daje się łatwo demontować w czasie eksploatacji.

Jeśli projekt ściany szczelinowej nie określa inaczej, dopuszczalne odchylenia (tolerancje wykonawcze) wymiarów w stosunku do podanych w dokumentacji przedstawiono w tabelach 2.2 – 2.5.

Tabela 2.2. Tolerancje wykonawcze dla wykonania murków prowadzących [80].

położenie wewnętrznej krawędzi ścianki od strony wykopu	± 20 mm
rozstaw ścianek	+ 20, -10 mm
rzędne wierzchu ścianek	± 20 mm
różnice wysokości wierzchu ścianek	10 mm/m

Tabela 2.3. Tolerancje wykonawcze dla głębienia szczeliny [80].

głębokość szczeliny	100 mm, + bez ograniczenia
zagłębienie w określonej warstwę (nośną, nieprzepuszczalną)	100 mm, + bez ograniczenia

Tabela 2.4. Tolerancje wykonawcze dla elementów rozdzielczych i zbrojenia [80].

usytuowanie osi elementu rozdzielczego (wzdłuż ściany)	$\pm 80 \text{ mm}$
odchylenie elementu rozdzielczego od pionu (wzdłuż ściany)	do 1:100
- wymiary gabarytowe szkieletu zbrojeniowego - szerokość szkieletu	$\pm 20 \text{ mm}$ $\pm 10 \text{ mm}$
usytuowanie szkieletu wzdłuż ściany	$\pm 80 \text{ mm}$
rzędne zawieszenia szkieletu (wzgl. wierzchu ścianek prowadzących)	$\pm 50 \text{ mm}$
- usytuowanie blach lub kształtowników łączących (marek), elementów formujących wnęki i otwory w kierunku poziomym - w kierunku pionowym	$\pm 100 \text{ mm}$ $\pm 50 \text{ mm}$

Tabela 2.5. Tolerancje wykonawcze dla geometrii ogólnej ścian szczelinowych [80].

rzędna wierzchu (po skuciu)	-100, + 30 mm
rzędna wierzchu ściany (po zabetonowaniu) zakończonych na dużej głębokości	powinna być przebetonowana
poziome odsunięcie sekcji ściany od projektowego położenia (mierzone od teoretycznego położenia wierzchu ścianki prowadzącej) w górnej części	$\pm 50 \text{ mm}$
poziome odsunięcie sekcji ściany od projektowego położenia (mierzone od teoretycznego położenia wierzchu ścianki prowadzącej) w dolnej części	odchylenie od pionu odkopanej powierzchni ściany do 1:70, (odchylenia położenia sąsiednich sekcji nie powinny powodować nieciągłości ściany)
otulenie zbrojenia	-10 mm, + bez ograniczenia

Niezwykle istotny jest fakt, że dopuszcza się lokalne występy lub wybrzuszenia powierzchni, które nie uważa się jako defekt, lecz normalną cechą technologii. W przypadku gdy stanowi to problem, usuwa się je po odkopaniu ściany.

Celem weryfikacji i sprawdzenia wykonanych ścian szczelinowych należy wykonać szereg opisanych niżej czynności w zależności od danych elementów ustroju.

I. Sprawdzenie wykonania ścianek prowadzących

- a) zgodność z dokumentacją techniczną usytuowania i wymiarów wykopów oraz zmontowanego deskowania ścianek – za pomocą pomiarów geodezyjnych,

- b) zgodność z dokumentacją zbrojenia ścianek przez oględziny i pomiary terenowe,
- c) jakość betonu zgodnie z PN-EN 206:2013,
- d) zgodność wymiarów ścianek po rozdeskowaniu.

II. Sprawdzanie zawiesiny

Badania pełne właściwości zawiesiny obejmują oznaczenie gęstości, lepkości umownej, objętości filtratu, zawartości piasku, osadu filtracyjnego i odczynu pH. Badanie to należy wykonywać:

- podczas opracowywania receptury zawiesiny,
- podczas przygotowywania pierwszego zarobu zawiesiny,
- w trakcie robót co najmniej raz w tygodniu,
- po każdej dostawie nowej partii bentonitu.

Badania niepełne wykonuje się co najmniej raz dziennie na próbce przygotowanej zawiesiny oraz w trakcie odbioru każdego wygłębionego odcinka szczeliny. Badanie to obejmuje sprawdzenie gęstości, lepkości, zawartości piasku i odczynu pH. Bezpośrednio przed dopuszczeniem do betonowania określa się gęstość zawiesiny i zawartość piasku na 2 próbkach pobranych ze szczeliny.

III. Sprawdzanie roztworu polimerowego

Sprawdzenie jest podobne do badania zawiesiny bentonitowej. Specyficznymi badaniami są kontrola przyrostu grubości osadu i oczyszczenia dna szczeliny przed betonowaniem. Zakres i sposoby badań oraz kryteria powinny być określone w indywidualnej specyfikacji stosowania konkretnego roztworu.

IV. Sprawdzenie wykonania szczeliny

Badania odbywa się w trakcie prowadzonych robót i polega na bieżącym sprawdzaniu w miarę postępu głębienia:

- głębokości otworu,
- poziomu zwierciadła zawiesiny w szczelinie,
- kontroli właściwości zawiesiny zgodnie j.w.,
- pionowości szczeliny – przez pomiar pionowości zawieszenia narzędzia głębiącego.

Pomiary głębokości szczeliny należy wykonywać z dokładnością ± 100 mm za pomocą wycechowanej linki lub taśmy z obciążnikiem.

V. Po wygłębieniu odcinka szczeliny należy sprawdzić:

- głębokość w trzech punktach (na końcach i w środku sekcji),
- oczyszczenie powierzchni styków przez opuszczenie narzędzia głębiarki wzdłuż styku, z kontrolą pionowości ruchu narzędzia,
- właściwości zawiesiny – przez pobranie próbki z głębokości około 0,3 m powyżej dna szczeliny oraz zbadanie jej gęstości.

VI. Sprawdzenie formowania sekcji ściany

Badania polegają na sprawdzeniu zgodności z dokumentacją i wymaganiami:

- stanu elementów rozdzielczych i rury do betonowania - przez oględziny położenia w szczelinie elementów rozdzielczych i szkieletu zbrojeniowego przez pomiar z dokładnością ± 20 mm,
- konsystencji mieszanki betonowej, poziomu mieszanki w szczelinie, głębokości zanurzenia wylotu rury wlewowej, poziomu zwierciadła zawiesiny i niezmienności położenia szkieletu zbrojeniowego - dokonywanych w miarę postępu robót.

Konsystencję mieszanki betonowej sprawdza się przez pomiar opadu stożka lub wielkości rozplywu zgodnie z PN-EN 206:2013. Próbki betonu do badania konsystencji i wytrzymałości na ściskanie pobiera się w czasie wprowadzania mieszanki betonowej do szczeliny, w liczbie co najmniej 3 na sekcję. Próbki do badań wodoszczelności pobiera się na początku, w trakcie oraz na końcu robót, lecz nie rzadziej, niż co 2 tygodnie. Próbki należy przygotowywać, przechowywać i badać zgodnie z PN-EN 206:2013.

VII. Sprawdzenie szczelności ścian

Ocena szczelności ścian jest możliwa dopiero po zamknięciu budynku części podziemnej budynku oraz po dokonaniu uszczelnienia płyty dennej i osuszeniu tych obszarów, aby zminimalizować napływ wód opadowych lub technologicznych oraz zapobiec kondensacji pary na chłodnych powierzchniach ścian. Testowanie szczelności ścian na otwartej przestrzeni jest możliwe tylko w określonych warunkach atmosferycznych: temperatura powietrza musi być powyżej 0°C i poniżej 25°C, na badaną ścianę nie mogą padać bezpośrednio promienie

słoneczne, a w ciągu ostatniej doby nie dopuszcza się opadów deszczu. Ocena przeprowadzana jest poprzez oględziny i ocenę wilgotności powierzchni ściany oraz pomiar wielkości plam wilgoci. Poziom wilgoci na powierzchni ściany jest badany przez dotyk ręką: powinna być wyczuwalna wilgoć, ale bez wyraźnych kropel lub zamoczenia. Wilgotne plamy na betonowej powierzchni są zwykle ciemniejsze niż pozostała część powierzchni. Nieakceptowalne jest obserwowanie spływających kropel wody po ścianie.

VIII. Sprawdzenie nośności elementów ściany szczelinowej oraz badania specjalne

Badania są przeprowadzane w wyjątkowych sytuacjach, w oparciu o spersonalizowany program, który jest dostosowany do konkretnych potrzeb i warunków. Wymagania dotyczące badań nośności osiowej mogą być odpowiednio dopasowane poprzez adaptację wytycznych zawartych w normie PN-B-02482:1983. Konieczne jest uzasadnienie celu przeprowadzania próbnych obciążeń poziomych na ścianach, przedstawienie założeń analizy oraz kryteriów oceny wyników. Ponadto, istnieją specjalne badania obejmujące techniki niestandardowe, które uwzględniają badania ciągłości i właściwości materiału użytego w ścianach, monitorowanie przemieszczeń i deformacji ścian oraz inne działania, jakie są określone w projekcie. Konieczne jest również monitorowanie przemieszczeń obiektów znajdujących się w obszarze oddziaływania wykopu. Zasady i metody przeprowadzania tych badań są ustalane indywidualnie w kontekście konkretnego projektu, zgodnie z obowiązującymi normami i przepisami.

IX. Ocena wyników badań i odbiór końcowy

W przypadku stwierdzenia odchylenia usytuowania ścianek prowadzących przekraczających wcześniej podane tolerancje, położenie ich należy skorygować lub w ostateczności rozebrać i wykonać ponownie.

Do odbioru końcowego ścian wykonawca powinien przedstawić:

- dokumentację techniczną z naniesionymi zmianami i uzupełnieniami, dokonanyymi w trakcie robót,
- dziennik budowy (e-dziennik) lub dokument równoważny,
- atesty stosowanych materiałów,
- metryki sekcji ścian,
- wyniki badań próbek betonu,

- inne dokumenty lub wyniki badań, określone w kontrakcie lub zlecone przez nadzór.

Jeśli ściana szczelinowa spełnia wszystkie wymagania konstrukcyjne, wymiarowe, wytrzymałościowe i posiada standardową wodoszczelność (klasa 1 lub wyższą, zgodnie z ustaleniami umownymi), to jest podczas odbioru akceptowana bez żadnych zastrzeżeń. W sytuacji, gdy którekolwiek z tych wymagań nie zostało spełnione, przeprowadza się ocenę wpływu odstępstwa na wartość techniczną i użytkową. Jeśli odstępstwo nie ma negatywnego wpływu na wartość techniczną ani użytkową, ściana może być akceptowana bez zastrzeżeń lub z uwzględnieniem konkretnych zastrzeżeń i ich konsekwencji. Jednakże, jeśli odstępstwo negatywnie wpływa na wartość techniczną i użytkową, konieczne jest wprowadzenie programu naprawczego lub podjęcie innych działań mających na celu rozwiązanie problemu. Jeśli wykonany element nie spełnia wszystkich wymagań technicznych, ale nadal może bezpiecznie i trwale pełnić swoją funkcję, po uzyskaniu opinii jednostki naukowo-badawczej, istnieje możliwość jego akceptacji, ewentualnie po uwzględnieniu propozycji opiniodawcy dotyczących ewentualnej obniżki wartości.

W przedstawionym dotąd opisie wykorzystano podane niżej normy oraz towarzyszące im dokumenty interpretacyjne:

- BN-76/1785-01 Płuczka wiertnicza. Metody badań własności w warunkach polowych.
- PN-B-02482:1983 Fundamenty budowlane – Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-B-02483:1978 Pale wielkośrednicowe wiercone. Wymagania i badania.
- PN-B-04481:1988 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- PN-B-06265:2018-10 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12.
- PN-EN-206:2013+A1:2016-12 Beton: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- PN-EN-1536+A1:2015 E Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale wiercone.
- PN-EN-1538:2015-08 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe.
- PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1997-1:2008 Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.

W dalszej części rozdziału autor przywołuje dwie główne technologie realizacji podziemnych części inwestycji tj. metodę stropową i jej rozwinięcia oraz metodę top&down.

2.3. METODA STROPOWA

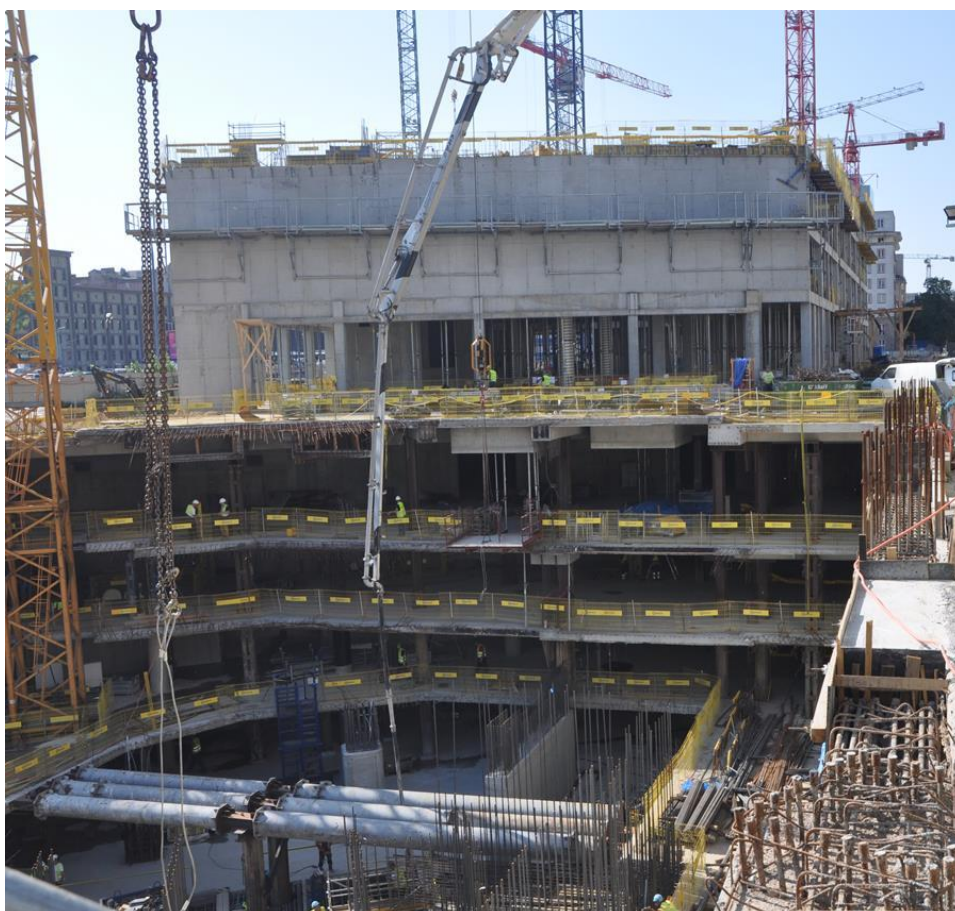
Metoda stropowa została po raz pierwszy zastosowana w latach 60. XX wieku w trakcie budowy systemu metra w Mediolanie. W literaturze fachowej oraz praktyce inżynierskiej znana jest również pod nazwami metoda podstropowa lub metoda mediolańska. Kluczową zaletą tej technologii jest jej zastosowalność w obrębie gęsto zabudowanych centrów miast, gdzie przestrzeń jest ograniczona. Dzięki korzystnemu stosunkowi kosztów do czasu realizacji oraz szerokiej dostępności sprzętu niezbędnego do jej zastosowania, metoda ta stała się jedną z najczęściej wykorzystywanych w realizacji podziemnych kondygnacji w gęstej zabudowie miejskiej. Dla potrzeb poszczególnych realizacji stosowane są różne modyfikacje metody, takie jak klasyczna metoda podstropowa, metoda półstropowa czy rozwiązania hybrydowe, które mogą obejmować zastosowanie pierścieniowego układu stropów rozporowych z jednym centralnym otworem technologicznym (w przypadku metody półstropowej), kotwienia części obudowy lub zastosowanie stalowych rozporów. W zależności od specyfiki inwestycji, część obudowy może być zakotwiona w gruncie za pomocą kotew gruntowych. Wybór odpowiednich rozwiązań zależy od liczby kondygnacji podziemnych oraz uwarunkowań technologicznych danego projektu. Największym wyzwaniem inżynierskim i projektowym pozostaje opracowanie koncepcji realizacji, która umożliwi wykonanie robót budowlanych w możliwie najkrótszym czasie, przy minimalnych kosztach.

Główna idea metody stropowej sprowadza się do:

- wykonanie obudowy wykopu ze ścian szczelinowych,
- głębienie wykopu do potrzebnego poziomu rozparcia, kotwienia ściany lub do poziomu, w którym ma powstać strop rozporowy,
- w zależności od głębokości posadowienia i uwarunkowań konkretnej inwestycji, możliwe jest już na etapie pierwszego kotwienia wykonywanie słupów tymczasowych, które będą podpierały stropy, aż do czasu wykonania słupów/podparcia docelowego. Słupy zwykle mają swoje podparcie w baretach, które wykonuje się z poziomu pierwszego rozparcia, lub z platformy roboczej. Zależy to od uwarunkowań realizacji.



Rys. 2.6. Głębianie wykopu do poziomu pierwszego rozparcia [82].



Rys. 2.7. Widok umieszczonych w gruncie słupów tymczasowych, na których opierają się stropy docelowe, w tym stropy rozporowe [83].

- Następnie układa się deskowanie i wykonuje strop rozporowy z otworem technologicznym. Po stwardnieniu mieszanki betonowej rozpoczyna się proces usuwania urobku spod wykonanego wcześniej stropu rozporowego. Teren pod stropem niweluje się do następnej rzędnej poniższej kondygnacji. Kolejne kroki są analogiczne, czyli wykonanie następnego stropu rozporowego na założonej przez projektanta rzędnej i usuwanie urobku przez otwór technologiczny. Czynności te powtarza się w zależności od przyjętej liczby stropów rozporowych, aż do osiągnięcia docelowego poziomu posadowienia, gdzie wykonuje się płytę fundamentową (patrz. Rys. 2.8).



Rys. 2.8. Proces usuwania urobku spod wykonanego stropu rozporowego. Widoczne są słupy tymczasowe podtrzymujące stropy rozporowe [84].

- Po wykonaniu płyty fundamentowej wykonuje się od poziomu płyty fundamentowej do poziomu 0 wszystkie elementy pionowe takie jak słupy i ściany trzonu. Podczas tego procesu, w sposób tradycyjny wykonuje się deskowanie i betonuje się otwory technologiczne. W przypadku, gdy w otworach technologicznych występują rozpory (przypadki znane przy dużych wymiarach podziemia), demontuje się je. Prace kontynuuje się do „zamknięcia” podziemia na poziomie „0” (patrz. Rys. 2.9).



Rys. 2.9. Proces wykonywania elementów pionowych po wykonaniu płyty fundamentowej. Jednocześnie wykonuje się tradycyjne deskowanie poziome i betonuje się otwór technologiczny [85].

- Po wykonaniu docelowych elementów pionowych i zabetonowaniu otworów technologicznych, możliwe jest usunięcie słupów tymczasowych. W tym celu odcina się głowice, na których spoczywały stropy oraz sam słup w poziomie płyty fundamentowej. W zależności od liczby kondygnacji podziemnych i możliwości dźwigu, znaną praktyką jest cięcie słupów na mniejsze odcinki.

Zastosowanie metody stropowej w realizacji podziemnych części inwestycji z wykorzystaniem ścian szczelinowych stanowi efektywne rozwiązanie w przypadku realizacji robót budowlanych w warunkach gęstej zabudowy miejskiej. Metoda ta pozwala na wykonanie bezpiecznych i stabilnych konstrukcji podziemnych, wykorzystując stropy rozporowe oraz ściany szczelinowe, które pełnią rolę nośną i uszczelniającą. Opisano również modyfikacje tej technologii, w tym metody klasyczne oraz hybrydowe, które pozwalają dostosować rozwiązanie do specyfiki danego projektu. Zaletą metody stropowej jest jej szybkość realizacji oraz korzystny stosunek kosztów do czasu wykonania, co czyni ją jedną z najczęściej stosowanych technologii w budowie kondygnacji podziemnych.

2.4. METODA TOP&DOWN

Metoda Top&Down jest jedną z nowoczesnych technologii wykorzystywanych w realizacji podziemnych części inwestycji, szczególnie w przypadkach, gdzie wymagana jest szybka i efektywna budowa w gęstej zabudowie miejskiej. Po raz pierwszy została zastosowana w latach 80. XX wieku w Europie, a jednym z pionierów jej wykorzystania była inwestycja w centrum Londynu. Obecnie metoda ta jest szeroko stosowana w projektach infrastrukturalnych, zwłaszcza przy budowie wielokondygnacyjnych obiektów podziemnych, takich jak parkingi, metra czy kompleksy biurowe. W Polsce nie jest to jednak popularna metoda, głównie ze względu na brak wyspecjalizowanych firm wykonawczych, co bezpośrednio przekłada się na koszty realizacji inwestycji. Polski obiekt zrealizowany z wykorzystaniem tej metody to budynek TP SA w Warszawie. Największą zaletą tej metody jest czas realizacji, ponieważ jest on istotnie krótszy niż w przypadku metody stropowej/podstropowej. To za sprawą głównej cechy, która wyróżnia tę metodę, czyli jednoczesnego wykonywania podziemia i kondygnacji nadziemnych inwestycji.

Po wykonaniu ścian szczelinowych, podobnie jak w przypadku opisane wcześniej metody stropowej wykonuje się słupy tymczasowe. Poziom wykonywania tych słupów zależy od uwarunkowań danej inwestycji. Słupy te opierają się na baretach lub rzadziej palach. Kolejnym krokiem jest wykonanie głównej płyty stropowej obiektu. W zależności od przyjętego rozwiązania decyduje się, czy jest to płyta poziomu „0”, czy niższego. W płycie tej podobnie jak w metodzie stropowej zostawia się otwór technologiczny, potrzebny do wydobywania urobku spod stropów kondygnacji podziemnych. Największą różnicą, która charakteryzuje tę metodę jest fakt, że przy jednoczesnym wydobywaniu urobku spod kondygnacji podziemnych (prace odbywają się analogicznie jak w przypadku metody stropowej), wykonuje się kondygnacje pionowe korzystając z powszechnych metod. Cały ciężar realizowanych prac opiera się na słupach tymczasowych, aż do wykonania konstrukcyjnych elementów pionowych od poziomu płyty fundamentowej do poziomu opisanej wcześniej głównej płyty stropowej. Metoda ta jest dużo bardziej ryzykowna niż metoda stropowa, ponieważ jest bardzo wrażliwa na zmiany w harmonogramie i wszystkie czynności muszą być bardzo precyzyjne określone i nadzorowane.

Skrótowy sposób realizacji podziemia inwestycji z wykorzystaniem metody top&down sprowadza się do:

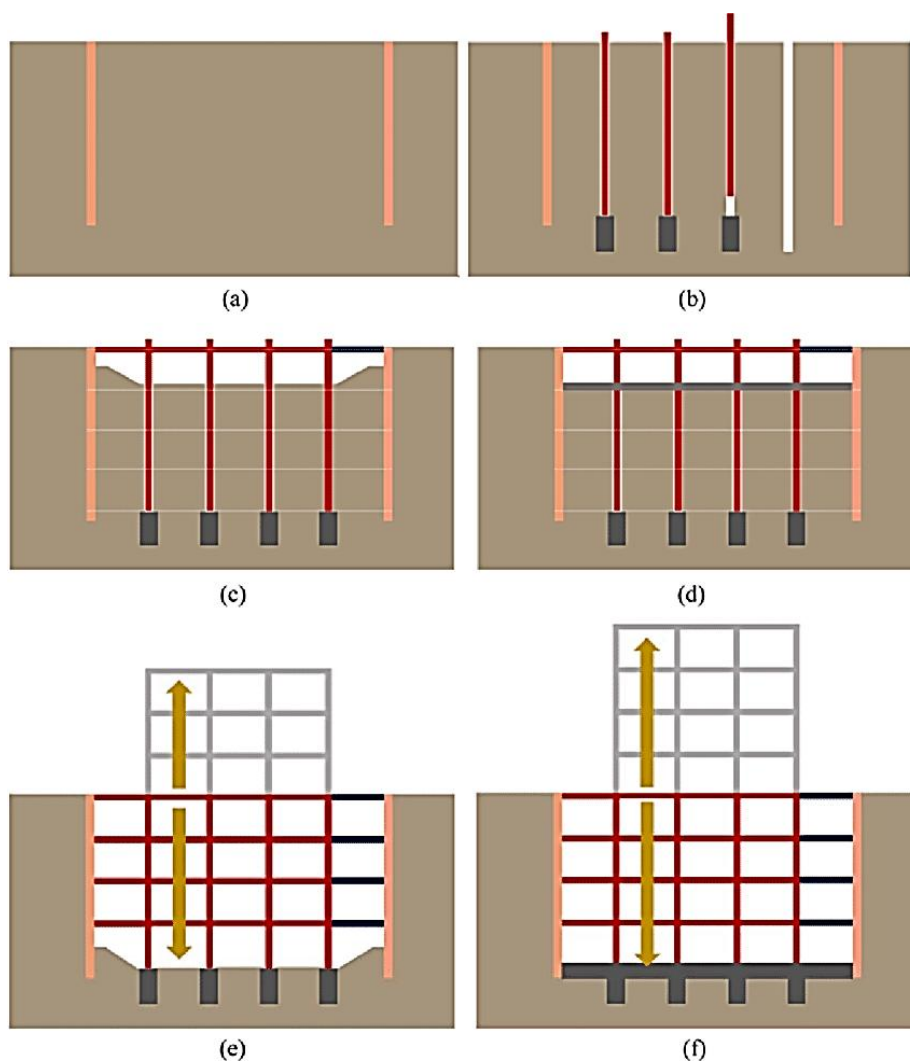
1. Wykonanie ścian szczelinowych wokół planowanej inwestycji.
2. Głębenie szczelin dla baret w otoczeniu zawiesziny bentonitowej, które będą stanowić fundament dla słupów tymczasowych.
3. Usytuowanie stalowych słupów tymczasowych w szczelinach wykonanych dla baret.
4. Betonowanie baret, czyli posadowień słupów tymczasowych w zawieszinie bentonitowej (metoda contractor) tzn. analogicznie do betonowania sekcji ściany szczelinowej.
5. Wykonanie pierwszego stropu rozporowego w poz. „0”, który stanowi punkt podparcia dla dalszych prac. Strop ten pełni funkcję konstrukcyjną i pozwala na rozpoczęcie realizacji kolejnych etapów budowy.
6. Budowa kolejnych kondygnacji – po wybudowaniu pierwszego stropu, roboty budowlane mogą być prowadzone równolegle w kierunku w górę (budowa kondygnacji nadziemnych) i w kierunku w dół (budowa kolejnych kondygnacji podziemnych). Wykop jest kontynuowany warstwami dla każdej kolejnej kondygnacji. Ciężar powstających płyt stropowych (wykonywanych analogicznie jak w przypadku metody stropowej) jest przenoszony przez słupy tymczasowe oraz ściany szczelinowe.
7. Po osiągnięciu docelowej głębokości wykopu, tym samym po wykonaniu wszystkich stropów pośrednich, wykonuje się płytę fundamentową. Teoretycznie możliwe jest również wykonanie wymaganych konstrukcyjnie stropów pośrednich przed wykonaniem płyty fundamentowej, jednak prawdopodobnie jest to nieuzasadnione ekonomicznie, ponieważ konieczne byłoby ustawienie deskowania pod niewykonane stropy (przy głębieniu wykopu warstwami na głębokość kondygnacji, formę deskowania przyjmuje odpowiednio zniwelowany grunt).
8. Po wykonaniu płyty fundamentowej dla części poziomej wykonuje się docelowe słupy i ściany przez pozostawianie w stropach kondygnacji podziemnej otwory.
9. Po wykonaniu całego zakresu konstrukcyjnego dla części podziemnej, usuwane są słupy tymczasowe.
10. Następuje realizacja tylko docelowej części nadziemnej (gdy prace te nie zostały zakończone – zależy to oczywiście od proporcji kondygnacji podziemnych do nadziemnych).

Metoda top&down, mimo swoich licznych zalet, nie jest pozbawiona pewnych wad. Do głównych korzyści tej technologii należy przede wszystkim znaczne skrócenie czasu realizacji inwestycji. Dzięki równoczesnemu prowadzeniu prac budowlanych „w górę”

i „w dół”, proces budowy podziemnych kondygnacji jest znacznie szybszy niż w przypadku tradycyjnych metod. Tego rodzaju przyspieszenie ma bezpośredni wpływ na zmniejszenie ogólnych kosztów realizacji, co jest szczególnie istotne w dużych projektach infrastrukturalnych. Dodatkowo, metoda ta pozwala na minimalizowanie wpływu budowy na otoczenie, ponieważ wykopy są ograniczone do niezbędnej głębokości, a prace budowlane koncentrują się na obszarze w głębi ziemi. Takie rozwiązanie sprawia, że metoda top&down jest szczególnie efektywna w gęsto zabudowanych centrach miast, gdzie przestrzeń jest ograniczona, a ingerencja w otoczenie musi być jak najmniejsza. Bezpieczeństwo realizacji to kolejna istotna zaleta tej metody. Stosowanie stropów rozporowych już na początkowym etapie budowy zapewnia stabilność konstrukcji, co ma duże znaczenie w trudnych warunkach geotechnicznych, takich jak niestabilne grunty. Dzięki temu można uniknąć problemów związanych z osuwiskami czy nieprzewidywalnym zachowaniem gruntu podczas wykopu. Ponadto, zastosowanie nowoczesnych technologii i sprzętu budowlanego sprawia, że projekt jest realizowany zgodnie z wysokimi standardami technicznymi, a całość procesu staje się bardziej zorganizowana.

Jednak metoda top&down wiąże się także z pewnymi trudnościami. Przede wszystkim wymaga ona zaawansowanego sprzętu budowlanego oraz precyzyjnego zaplanowania etapów robót, co może stanowić wyzwanie, zwłaszcza w przypadku ograniczonej dostępności odpowiednich zasobów technicznych. Dodatkowo, metoda ta nie zawsze jest łatwa do zaadaptowania w przypadku zmiennych lub trudnych warunków geotechnicznych. W takich sytuacjach może zajść potrzeba zastosowania dodatkowych rozwiązań, co może wydłużyć czas realizacji i zwiększyć koszty. Ponadto, chociaż metoda jest skuteczna w gęsto zabudowanych obszarach miejskich, w miejscach o wyjątkowo ciasnych warunkach przestrzennych może okazać się trudna do zastosowania, ponieważ wymaga odpowiedniej przestrzeni do operowania dużym sprzętem.

W kontekście rozpatrywanych w niniejszej dysertacji rozważań, metoda top&down, dzięki swojej efektywności, szybkości realizacji i optymalizacji kosztów, stanowi jedno z najnowocześniejszych rozwiązań w budowie podziemnych kondygnacji, co w połączeniu z zaletami sprężania konstrukcji może stanowić zupełnie nową odsłonę interdyscyplinarnego podejścia do optymalizacji realizacji geotechnicznych.



Rys. 2.10. Technologia realizacji inwestycji z wykorzystaniem metody top&down: a) wykonanie ścian szczelinowych; b) wykonanie słupów tymczasowych; c) wykonanie głównego stropu „0”; d) usuwanie urobku spod stropu, wykonanie kolejnych stropów podziemia; e) i f) jednoczesne wznoszenie docelowej konstrukcji nadziemia [86].

2.5.WYMAGANIA NORMOWE DOTYCZĄCE PROJEKTOWANIA ŚCIAN SZCZELINOWYCH

W kwestii informacji, które można potraktować jako wytyczne projektowe, w sposób szczególnie zasadne jest wykorzystanie oprócz normy *PN-EN 1997-1:2008 Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne* [N7], normy *PN-EN-1538:2015-08 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe* [N8], która w rozdziale 7 podaje następujące wymagania:

„Wymiary sekcji należy określić, uwzględniając dostępny sprzęt wiertniczy, metodę i kolejność głębienia, stateczność ścian szczeliny podczas wybierania gruntu.

Obliczeniowa grubość ściany jest równa szerokości chwytaka. Większa wartość może być uwzględniana pod warunkiem jej potwierdzenia pomiarami na budowie.

Sekcje należy traktować jako elementy pionowe o stałym przekroju poprzecznym na całej głębokości. W niektórych przypadkach przekrój poprzeczny może być od pewnej głębokości zredukowany.

Projekt powinien uwzględniać nieciągłość zbrojenia na styku sekcji lub pomiędzy szkieletami zbrojenia tej samej sekcji. Pomędzy szkieletami zbrojenia sąsiednich sekcji należy zachować odpowiedni odstęp, dostosowany do przewidzianego rodzaju styku; należy uwzględnić odchyłki wykonawcze.

W przypadku żelbetowych ścian szczelinowych na ogół wykonuje się wieniec żelbetowy, jeśli jest to konieczne w celu rozłożenia obciążeń i ograniczenia różnic przemieszczeń. W przypadkach szczególnych można stosować specjalne rozwiązania, jeśli konieczne jest zapewnienie ciągłości konstrukcyjnej w stykach sekcji” [N8].

W kwestii szkieletu zbrojeniowego, projekt zbrojenia powinien być wykonany zgodnie z ENV 1992. Zbrojenie powinno być wymiarowane nie tylko na fazę docelową obciążeń, ale również na obciążenia podczas budowy. W szczególności powinno mieć wystarczającą sztywność w fazie transportu, podnoszenia i betonowania oraz umożliwiać przepływ mieszanki betonowej pomiędzy prętami zbrojenia i innymi elementami szkieletu.

„Wysokość szkieletu zbrojeniowego powinna być taka, aby odległość pomiędzy jego dolną krawędzią, a dnem szczeliny wynosiła co najmniej 0,2 m.

Szkielet zbrojeniowy powinien zawierać:

- pręty pionowe, zwykle ułożone w jednej lub dwóch warstwach po każdej stronie ściany,
- pręty poziome: liczniki, strzemiona i inne,
- pręty do podwieszenia lub podnoszenia

oraz w miarę potrzeby:

- specjalne zbrojenie do kotew, rozpór i innych elementów konstrukcyjnych powiązanych ze ścianą szczelinową,
- pręty przekątne, usztywniające szkielet zbrojeniowy podczas podnoszenia i transportu,
- formy (wkłady) do uzyskania otworów na kotwy, przewody i inne elementy,
- pionowe rury do iniekcji, prętów kotwiących w dnie, badań kontrolnych itp.

W przypadku spawania dopuszcza się tylko spawanie elektryczne, jeżeli stal jest odpowiedniego gatunku.

Spoiny szczepne są dopuszczalne dla wszystkich rodzajów stali na zakończenie montażu, pod warunkiem, że nie pogorszą się właściwości mechaniczne zbrojenia.

7.4.2 Zbrojenie pionowe

Minimalna średnica prętów powinna wynosić 12 mm i po każdej stronie szkieletu należy przewidzieć co najmniej 3 pręty na długości 1 m.

Rozstaw poziomy, w świetle, pomiędzy prętami lub grupami prętów, równoległe do ściany powinien wynosić co najmniej 100 mm. Rozstaw ten może być zredukowany do 80 mm na długości zakładu lub w sekcjach silnie zbrojonych, pod warunkiem, że maksymalna średnica kruszywa nie przekracza 20 mm.

Jeśli szkielet zbrojeniowy składa się w pionie z kilku elementów, połączenia między prętami powinny być wykonane na zakład lub za pomocą nasadek. W przypadku zakładu należy wykonać spoiny szczepne lub stosować inne sposoby, uniemożliwiające wzajemne przesuwanie się podczas wstawiania.

7.4.3 Zbrojenie poziome

Zbrojenie poziome powinno być rozmieszczone w sposób uniemożliwiający przemieszczanie prętów pionowych i zapewniający odpowiednią przestrzeń dla rury (rur) wlewowej.

Rozstaw pionowy, w świetle, pomiędzy prętami powinien wynosić co najmniej 200 mm. Rozstaw ten może być zredukowany do 150 mm pod warunkiem, że maksymalna średnica kruszywa nie przekracza 20 mm.

Rozstaw poziomy pomiędzy prętami poprzecznymi szkieletu powinien wynosić co najmniej 150 mm. Zalecany jest rozstaw nie mniejszy od 200 mm w celu ułatwienia przepływu mieszanki betonowej.

7.4.4 Sekcje z kilkoma szkieletami zbrojeniowymi i stykami

Odstęp w świetle pomiędzy dwoma szkieletami zbrojeniowymi tej samej sekcji powinien wynosić co najmniej 200 mm.

Odstęp w świetle pomiędzy szkieletem zbrojeniowym a stykiem sekcji powinien wynosić, co najmniej 100 mm i powinien uwzględniać odchyłki od pionu, kształt styku oraz ewentualne

użycie uszczeltek. W przypadku styków zakrzywionych, szkielet nie powinien znajdować się w części wklęsłej styku. Nie dotyczy to ścian szczelinowych z zbrojeniem ciągłym w połączeniu.

7.5 Wnęki i otwory

Formy, wkłady lub rury do uzyskania wnęk i otworów powinny być przymocowane do szkieletu zbrojenia w sposób uniemożliwiający ich ruchy podczas betonowania.

Formy te powinny mieć jak najmniejsze rozmiary i powinny być ukształtowane tak, aby nie utrudniały przepływu mieszanki betonowej.

W każdej sekcji, formy (wkłady) do uzyskania połączeń ze stropami nie powinny być dłuższe niż szkielet zbrojenia.

Zaleca się, aby wnęki nie sięgały poza pierwsze warstwy zbrojenia.

Otwory na kotwy zwykle formuje się za pomocą rur o średnicy nie większej od 300 mm, w sposób nie utrudniający przepływu mieszanki betonowej. Jeśli wymagana średnica jest większa niż 300 mm, to mogą być potrzebne specjalne środki zapobiegawcze.

7.6 Otulenie betonem

Projektowane otulenie jest zdefiniowane jako odległość pomiędzy zewnętrzną powierzchnią szkieletu zbrojenia a projektowanym położeniem powierzchni ściany.

W celu zapewnienia swobodnego przepływu mieszanki betonowej oraz spełnienia wymagań normy ENV 1992 projektowana grubość otulenia powinna wynosić co najmniej 75 mm.

Wartość ta może być zredukowana do 60 mm w gruntach nieagresywnych w stosunku do betonu lub w ścianach tymczasowych, z wyjątkiem gruntów bardzo miękkich.

W celu zapewnienia właściwej grubości otulenia należy stosować elementy dystansowe.

Elementy dystansowe mogą być wykonane z pionowych rur lub stanowić elementy punktowe (płytki, walki itp.).

Wymiary punktowych elementów dystansowych powinny być dostosowane do warunków gruntowych.

W obiektach trwałych, elementy dystansowe należy wykonywać z materiałów niemetalowych, o trwałości co najmniej równej betonowi, jeśli nie są one usuwane podczas betonowania”. [N8]

2.6. PODSUMOWANIE TECHNOLOGII I WSKAZANIE MOŻLIWOŚCI OPTYMALIZACYJNYCH

Przytoczony wcześniej opis technologii ścian szczelinowych jak również umieszczenie aspektów wykonawczych tej technologii w kontekście ogólnie przyjętych metod wykonawczych, pozwala zrozumieć ideę realizowania tego rodzaju ustrojów konstrukcyjnych. W niniejszym podrozdziale autor skupi się na przedstawieniu konkretnych elementów procesu wytwórczego, które należy zmodyfikować pod kątem możliwości rozpatrywania sprężonej ściany szczelinowej.

W celu nadania przejrzystości elementom procesu wytwarzania ścian szczelinowych, autor skonsolidował opisaną w rozdziale 2 treść do następujących punktów:

- A. Tyczenie położenia ścian
- B. Lokalizacja zaplecza technologicznego
- C. Wykonanie murków prowadzących
- D. Ciecz stabilizująca
- E. Głębenie szczeliny
- F. Elementy rozdzielcze
- G. Zbrojenie sekcji
- H. Betonowanie sekcji
- I. Wyciąganie elementów rozdzielczych
- J. Odkopywanie ściany szczelinowej
- K. Roboty wykończeniowe ścian szczelinowych

Możliwości optymalizacyjne, na które zwraca autor pod kątem wdrożenia koncepcji sprężania ścian szczelinowych sprowadzają się do dodania dwóch nowych kroków technologicznych. Poniższa lista została uzupełniona o kroki α i β między czynnościami H i H dla α oraz I i J dla β .

- A. Tyczenie położenia ścian
- B. Lokalizacja zaplecza technologicznego
- C. Wykonanie murków prowadzących
- D. Ciecz stabilizująca
- E. Głębenie szczeliny
- F. Elementy rozdzielcze
- G. Zbrojenie sekcji

α) SPRĘŻENIE (proces 1 – montowanie ciągów sprężających w koszu zbrojeniowym)

H. Betonowanie sekcji

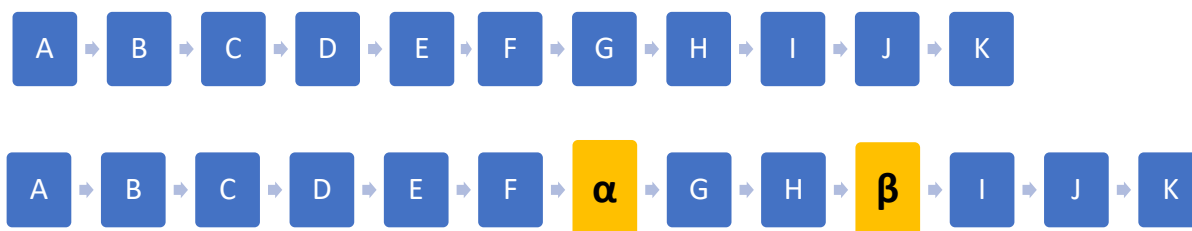
I. Wyciąganie elementów rozdzielczych

β) SPRĘŻENIE (proces 2 – sprężenie w obrębie zakotwienia czynnego po uzyskaniu przez beton wymaganej wytrzymałości na ściskanie)

J. Odkopywanie ściany szczelinowej

K. Roboty wykończeniowe ścian szczelinowych

Powyższe modyfikacje zostały przedstawione graficznie na Rys. 2.11.



Rys. 2.11. Graficzne przedstawienie autorskiej modyfikacji procesu wytwarzania ściany szczelinowej ze sprężeniem (PDW). Zmiana sprowadza się do dodania czynności α i β w toku prowadzenia robót [opr. wł.].

Na pozór mogłoby wydawać się, że dodanie dwóch dodatkowych czynności odbiega od idei optymalizacji technologii. Warto jednak zwrócić uwagę, iż zadania α i β należy traktować jako podprocesy, bowiem proces 1 – α jest uzupełnieniem procesu G (w dodatku ułożenie ciągów może nastąpić w wytwórni koszy zbrojeniowych, które przyjeżdżają na plac budowy w gotowej formie do wbudowania. Sprężenie w ogólności może pozwolić na zredukowanie ilości stali zbrojeniowej, co w konsekwencji może spowodować zredukowanie czasu wytworzenia docelowego kosza zbrojeniowego). Natomiast zrealizowanie procesu β nie stanowi znaczących obciążeń harmonogramowych. Temat ten zostanie rozwinięty w dalszych częściach niniejszej rozprawy.

3. AUTORSKA KONCEPCJA USTROJU SPRĘŻONEJ ŚCIANY SZCZELINOWEJ WRAZ Z SYSTEM SPRĘŻENIA

3.1.WPROWADZENIE

W niniejszym rozdziale autor przytoczy w pierwszej kolejności zasady projektowania konstrukcji sprężonych, a następnie na kanwie tej wiedzy, omówi podstawy autorskiej koncepcji zastosowania technologii sprężenia w projektowaniu i wykonawstwie ścian szczelinowych. Początki stosowania konstrukcji sprężonych datuje się na rok 1888, kiedy to Jackson w Stanach Zjednoczonych oraz Döhring w Europie przeprowadzali pierwsze próby sprężania [87]. Głównym celem tych eksperymentów była eliminacja podstawowych wad żelbetu, zwłaszcza jego ograniczonej odporności na zarysowania. Jednak przez kolejne cztery dekady nie udało się wdrożyć tej technologii na skalę techniczną, głównie z uwagi na użycie nieodpowiednich materiałów oraz znaczne straty sprężenia, wynikające z odkształceń betonu i relaksacji stali. Dopiero w latach 30. XX wieku, dzięki przełomowym pracom Eugène Freyssineta oraz postępom w technologii betonu i stali, w tym zastosowaniu wysokowytrzymałościowych cięgien sprężających, uzyskano satysfakcjonujące efekty w praktycznym zastosowaniu konstrukcji sprężonych [88]. Prawdziwy rozwój tej technologii nastąpił po II wojnie światowej, kiedy to gwałtowny postęp techniczny połączony z potrzebą odbudowy zniszczonych obiektów oraz ograniczoną dostępnością materiałów budowlanych stworzył sprzyjające warunki do popularyzacji sprężania. W 1952 roku utworzono Międzynarodowe Stowarzyszenie Konstrukcji Sprężonych, które od 1988 roku działa w ramach Międzynarodowego Stowarzyszenia Betonu Konstrukcyjnego [89].

Rozwój technologii sprężania betonu w Polsce zainicjowany został w okresie powojennym, kiedy odbudowa kraju po zniszczeniach wojennych oraz budowa nowej infrastruktury wymagały znacznych nakładów materiałowych. Ograniczona dostępność materiałów budowlanych, zwłaszcza stali zbrojeniowej, stanowiła bodziec do poszukiwania alternatywnych rozwiązań konstrukcyjnych. Złożona sytuacja gospodarcza i polityczna Polski powodowała jednak utrudniony dostęp do zachodnioeuropejskich osiągnięć technicznych, zmuszając rodzimych inżynierów do opracowywania własnych podstaw teoretycznych, które były sukcesywnie weryfikowane w praktyce. Kluczową rolę w tym procesie odegrały ośrodki akademickie oraz wybitni profesorowie. Dzięki ich pracy, w ciągu zaledwie dekady od zakończenia wojny, w Polsce rozpoczęto masową produkcję elementów strunobetonowych i kablobetonowych. Jednym z innowacyjnych rozwiązań tego okresu było opracowanie strunobetonowych wkładek i desek, które pełniły funkcję zarówno zbrojenia, jak i deskowania.

Rozwiązanie to propagowali m.in. T. Kluza, R. Kozak i W. Grzegorzewski. Przykładowo, projektowana przez R. Kozaka wkładka strunobetonowa miała przekrój 5x5 cm, długość do 8 m, a jej sprężenie realizowano za pomocą drutów o średnicy 1,5 mm. Elementy te znalazły zastosowanie w wielu konstrukcjach, w tym jako zbrojenie belek mostowych. Technologię betonu sprężonego szybko wprowadzono do prefabrykacji dźwigarów dachowych, powszechnie wykorzystywanych w budownictwie przemysłowym. W 1957 roku opublikowano katalog standardowych dźwigarów strunobetonowych i kablobetonowych produkowanych w zakładach prefabrykacji, o rozpiętościach od 9 do 24 m. Jednocześnie projektowano dźwigary kablobetonowe dostosowane do specyficznych obiektów, takich jak przekrycie sztucznego lodowiska „Torwar” zrealizowane w 1954 roku. Niektóre z tych konstrukcji, eksploatowane od ponad 50 lat, nadal pełnią swoje funkcje. Polski system zespolenia dźwigarów kablobetonowych z płytami dachowymi uznano za nowatorski nawet w skali międzynarodowej.

Pierwsze projekty mostów sprężonych w Polsce powstały w 1948 roku, w ramach konkursu na projekt mostu Dębnickiego w Krakowie. Ich realizacja nie doszła jednak do skutku z powodu braku odpowiedniej stali na ciągną sprężającą oraz obaw związanych z budową dużych obiektów bez krajowego doświadczenia. Pierwszym mostem sprężonym zrealizowanym w Polsce był most płytowy w Końskich o rozpiętości 12,6 m, zbudowany w 1953 roku według projektu T. Kluzy. W tym samym roku wykonano drugi most sprężony, zaprojektowany przez C. Eimera, o rozpiętości 18,9 m. W kolejnych latach beton sprężony stał się standardowym rozwiązaniem w projektowaniu mostów, czego przykładem są m.in. Most Cłowy w Szczecinie (1955–1966, projekt M. Wolffa), most przez Motławę w Gdańsku oraz Most Młyński w Bydgoszczy. Sprężenie betonu znalazło także zastosowanie w konstrukcji zbiorników i silosów cylindrycznych. W latach 50. w Polsce opracowano dwie metody sprężania tych obiektów: ciągłą, wykorzystującą nawijarkę karuzelową oraz odcinkową. Sprężano również istniejące zbiorniki żelbetowe, wzmacniając ich konstrukcje. Technologia sprężania była stosowana także w konstrukcjach stalowych, zwiększając ich sztywność, zmniejszając ugięcia i poprawiając wytrzymałość zmęczeniową. Przykładem jest hala sportowa w Gdańsku – Oliwie, w której w 1970 roku zastosowano sprężone wiązary dachowe o rozpiętości 78 m.

Obszerne informacje na temat początków technologii sprężania w Polsce przedstawiono podczas Konferencji Naukowo-Technicznej „Konstrukcje Sprężone” w Krakowie w 2012 roku. W referacie „Pionierzy Konstrukcji Sprężonych w Polsce” prof. Lesław Brunarski przybliżył

sylwetki inżynierów i naukowców, którzy odegrali kluczową rolę w rozwoju tej technologii w naszym kraju [90].

W rozważaniach geotechnicznych koncepcja sprężania również znajduje zastosowanie, np. w projektowaniu i produkcji kotew gruntowych (w tym przypadku celem nie jest zwiększenie rozpiętości czy oszczędność stali, ponieważ kotwy są zupełnie innym rodzajem konstrukcji). Jednak sama idea jest podobna: sprężanie „sztucznie” wprowadza dodatkowe siły do analizowanego elementu, które przeciwdziałają naturalnie występującym obciążeniom [91, 92]. Głównym zagadnieniem rozważanym przez autora niniejszej pracy jest połączenie znanej metody projektowania konstrukcji sprężonych (autor skupia się na płytach i tarczach sprężonych oraz m.in. rozwiniętej w dalszych częściach pracy metody Magnela) z metodyką projektowania i budowy ścian szczelinowych. Sugerowana metoda może ograniczyć zagrożenia [93] oraz zmniejszyć koszty wykorzystania materiałów, w tym stali zbrojeniowej [94, 95].

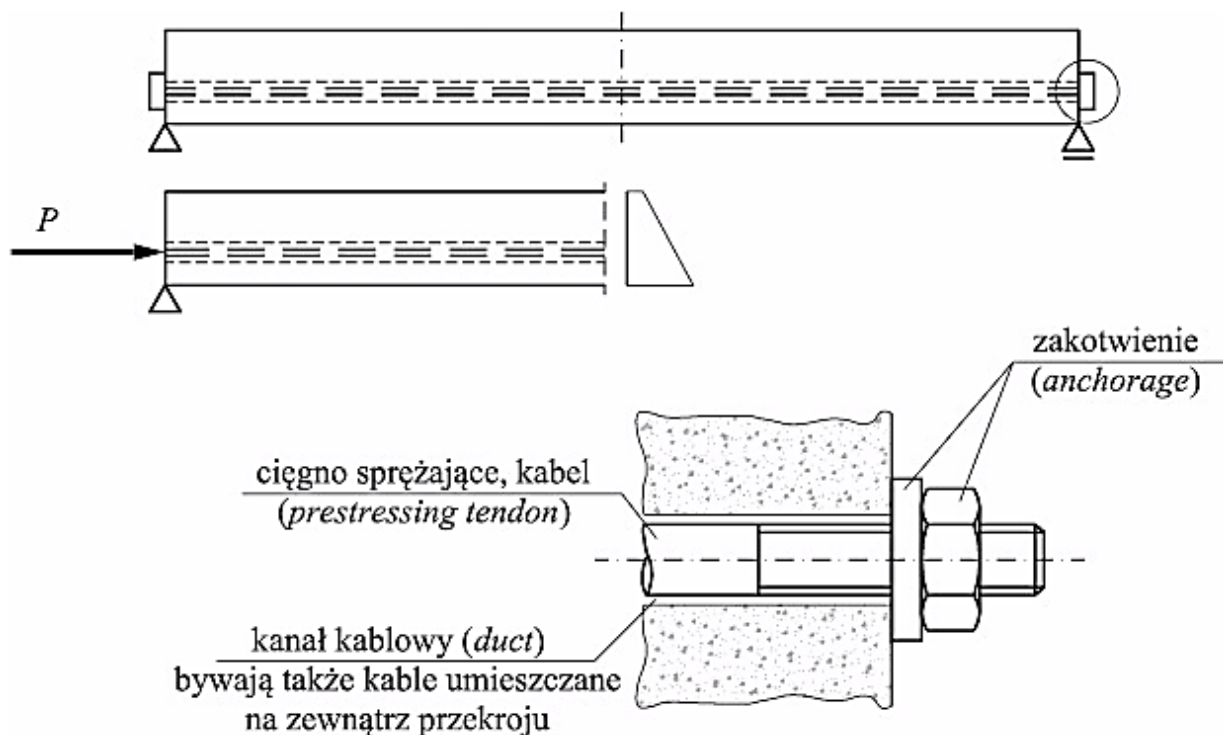
Celem tego rozwiązania jest uzyskanie korzystnych wyników technologicznych, które bezpośrednio wpłyną na koszt inwestycji. Wprowadzenie kabla sprężającego do ściany szczelinowej może znacząco zmniejszyć ilość potrzebnej stali zbrojeniowej, co bezpośrednio obniża koszt wykonania takiej ściany. Kolejną, znacznie ważniejszą zaletą tego typu rozwiązania jest optymalizacja technologiczna. Są to procesy usprawniające przebieg budowy (np. zwolnienie przestrzeni dla pracy dźwigów), co pozwala na szybsze i bardziej ekonomiczne zakończenie projektu w porównaniu do klasycznego podejścia do projektowania fundamentów. Innymi zaletami jest skrócenie czasu realizacji inwestycji przez możliwość „jednofazowego” głębienia wykopu bez potrzeby wykonywania zatrzymań technologicznych na czas wykonania kotew gruntowych, montażu rozpór stalowych lub wykonania danego stropu rozporowego (jak w przypadku metody stropowej lub top&down opisanej w pkt. 2.3 i 2.4)

3.2.CHARAKTERYSTYKA TECHNOLOGII SPRĘŻANIA I ZASADY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI Z BETONU SPRĘŻONEGO W KONTEKŚCIE WYKORZYSTANIA SPRĘŻENIA W ŚCIANIE SZCZELINOWEJ

Celem niniejszego podrozdziału jest przytoczenie ogólnych zasad działania i projektowania konstrukcji sprężonych (konstrukcji z betonu sprężonego), lecz w kontekście proponowanych w niniejszej dysertacji koncepcji wykorzystania tej technologii w ścianach szczelinowych. Nie zostanie tutaj omówiony szczegółowo pełny zakres wiedzy na temat

konstrukcji sprężonych, ponieważ ten został już głęboko rozwinięty w licznych opracowaniach [N1, 97, 99, 100, 113,114].

Koncepcja sprężania elementów betonowych została zilustrowana prostym eksperymentem (patrz. Rys. 3.1 oraz Rys. 3.2). W belce betonowej wykonano podłużne kanały, w których umieszczono stalowe pręty zakończone gwintami (kable). Dokręcenie nakrętek powoduje naciągnięcie kabli, co generuje siłę rozciągającą P , nazywaną siłą sprężającą. Jednocześnie nacisk wywierany przez podkładki i zakotwienia na końcowe powierzchnie belki wywołuje w niej siłę ściskającą o wartości równej sile sprężającej. Sprężenie pręta umieszczonego poniżej środka ciężkości przekroju prowadzi do ściskania dolnej części belki. Dzięki temu naprężenia rozciągające, które powstają na skutek innych obciążeń, takich jak ciężar własny elementu czy obciążenia użytkowe, ulegają częściowej kompensacji przez naprężenia sprężające. Poprzez odpowiedni dobór siły sprężającej oraz jej mimośrod z_{cp} , można sprawić, że w przekroju elementu utrzymają się korzystne naprężenia – dominujące ściskanie lub jedynie niewielkie naprężenia rozciągające. Sprężanie okazuje się szczególnie użyteczne w konstrukcjach, gdzie występowanie stref rozciąganych jest nieuniknione, jak w przypadku belek, płyt czy elementów poddawanych rozciąganiu z niewielkim mimośrodem, takich jak ściany zbiorników cylindrycznych. W projektowaniu elementów przenoszących duże momenty zginające przy małych siłach ściskających wzdłużnie (np. w słupach wysokich budynków przemysłowych, wieżach czy słupach energetycznych) sprężanie pozwala na uzyskanie bardziej efektywnych rozwiązań, zwłaszcza pod względem ograniczenia zarysowań. Właśnie dlatego produkuje się prefabrykowane elementy strunobetonowe, takie jak słupy i segmenty wież [96]. Reasumując powyższe oraz inne przykłady zastosowań, sprężenie można zdefiniować jako proces wprowadzania – zazwyczaj za pomocą cięgien sprężających – trwałego układu sił sprężających P , które zmniejszają wpływ oddziaływania pozostałych obciążeń.



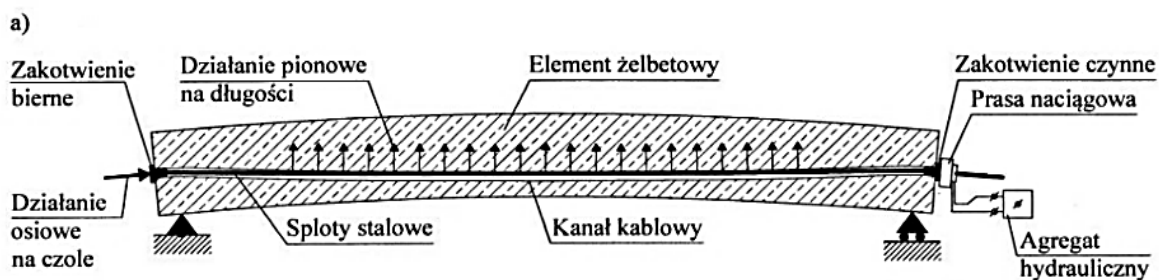
Rys. 3.1. Prosty przykład ideowy sprężenia belki cz. 1 [96].

Warto krótko wspomnieć o głównej klasyfikacji ze względu na sposób sprężania. Jak przejrzycie podają Ajdukiewicz Mames [97], Gdy cięgna poddaje się naciągowi:

- przed zabetonowaniem konstrukcje nazywa się **strunobetonem**,
- po zabetonowaniu określa się jako **kablobeton**.

Dodatkowo istnieje możliwość sprężania bez cięgien, które polega na wywołaniu reakcji między masywnymi zewnętrznymi podporami a sprężanym elementem za pomocą pras, klinów lub ekspansji betonu, w praktyce inżynierskiej metoda ta jest bardzo rzadko stosowana [97, 98].

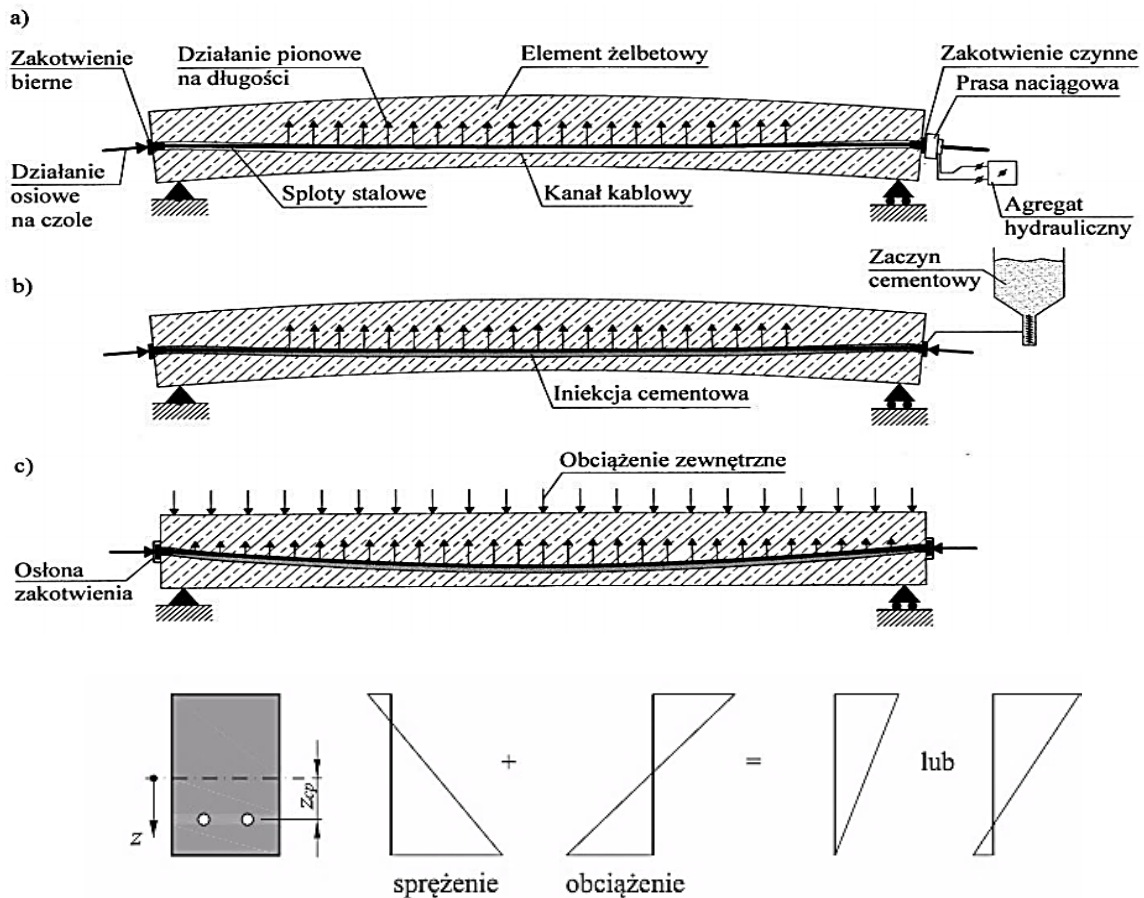
Z uwagi na uwarunkowania technologiczne ścian szczelinowych, autor rozpatruje jedynie technologię kablobetonu (Rys. 3.2), co umożliwia wykonanie sprężenia po zabetonowaniu danej sekcji ściany szczelinowej. Istnieje oczywiście możliwość budowania prefabrykowanych ścian szczelinowych, niemniej zdaniem autora jest to zdecydowanie rzadsza praktyka, która nie dostarcza tylu zalet, co podejście *in-situ* m.in. możliwość głębienia szczeliny i wykonania ściany szczelinowej w ostrych krawędziach działki. Tym samym autor pochylił się tutaj jedynie na omówieniu technologii kablobetonu.



Rys. 3.2. Schemat pokazujący ogólną ideę konstrukcji sprężonych kablobetonowych – cz. 2.
Redukcja naprężeń wywołanych sprężeniem i obciążeniem [96].

W pozostawionych w elemencie kanałach, utworzonych przez zabetonowanie stalowych osłonek o karbowanej powierzchni, umieszcza się stalowe cięgna sprężające (Rys. 3.3a). Następnie cięgna te są napinane (sprężane) za pomocą prasy hydraulicznej zasilanej agregatem pompowym. W przypadku kabli o niewielkiej długości i łagodnej krzywiznie stosuje się naciąg jednostronny – na jednym końcu elementu instaluje się zakotwienie bierne (przed naciągiem lub samoczynnie kotwiące się podczas naciągania), natomiast na drugim końcu, na zakotwieniu czynnym, montuje się prasę hydrauliczną. Po osiągnięciu wymaganego naciągu, prasa za pomocą dodatkowych tłoków wciska szczęki kotwiące w kształcie klinów, zapewniając trwałe zakotwienie kabla. Napięcie oraz zakotwienie zakrzywionego cięgna powodują działanie sił skupionych na końcach belki oraz w przypadku mimośrodowego rozmieszczenia sprężenia nad podporą, generowanie momentów. Wzdłuż cięgna występuje unoszące obciążenie skierowane ku górze, co prowadzi do wygięcia elementu sprężonego w tym kierunku.

Pod wpływem zewnętrznych obciążeń element sprężony doświadcza redukcji naprężeń ściskających w przekroju oraz zmniejszenia wygięcia w górę wywołanego sprężeniem. Konstrukcja zaprojektowana zgodnie z zasadami konstrukcji sprężonych powinna zapewniać brak naprężeń rozciągających w przekroju nawet przy długotrwałym działaniu obciążeń użytkowych, niezależnie od stadium eksploatacji. Działające na element obciążenia zewnętrzne prowadzą do wzrostu naprężeń w stalowych cięgnach sprężających, zapewniając efektywne przenoszenie obciążeń.



Rys. 3.3. Schemat pokazujący ogólną ideę konstrukcji sprężonych kablobetonowych – cz. 2.
Redukcja naprężeń wywołanych sprężeniem i obciążeniem [96].

Dla porządku autor uzupełnia niniejszy rozdział o klasyfikację ze względu na poziom sprężania oraz lokalizację cięgien [97].

Ze względu na poziom sprężania:

- częściowe sprężenie – pod działaniem krótkotrwałych obciążeń dopuszcza się pojawienie niewielkich rys,
- ograniczone sprężenie – pod działaniem długotrwałych obciążeń w przekrojach nie występują naprężenia rozciągające, a pod wpływem krótkotrwałej kombinacji obciążeń rysy nie przekraczają wartości dopuszczalnej,
- pełne sprężenie – pod wpływem długotrwałej kombinacji obciążeń w przekrojach nie występują naprężenia rozciągające, a pod wpływem krótkotrwałej kombinacji nie pojawiają się rysy,

- superpełne sprężenie – pod działaniem podstawowej kombinacji obciążeń w przekrojach nie występują naprężenia rozciągające [102].

Ze względu na lokalizację cięgien:

- wewnątrz betonu – stropy, belki, płyty,
- w kanałach – kablobeton,
- zewnętrzne – mosty żelbetowe o przekroju skrzynkowym, mosty typu extradosed, płaszcze zbiorników [98].

Na rysunku 3.4 przedstawiono podsumowanie cech porównawczych konstrukcji strunobetonowych i kablobetonowych.

Cecha	Strunobeton	Kablobeton
Naciąg cięgien	przed betonowaniem elementu	po zabetonowaniu elementu
Zakotwienie	przez przyczepność	dociskowe
Miejsce sprężania	w wytwórni stałej	w wytwórni lub na budowie
Trasa cięgien	prosta lub łamana wewnątrz obrysu elementu	dowolnie zakrzywiona, także na zewnątrz elementu
Transport	w całości	w całości lub w segmentach
Długość elementów	do 24 m, wyjątkowo rzędu 40 m	dowolna, raczej ponad 12 m
Zastosowania	płyty pełne lub otworowe, stropowe lub dachowe; belki dachowe, stropowe i mostowe; podkłady kolejowe; słupy trakcyjne	mosty belkowe lub ramowe; zbiorniki; dźwigary dachowe; powłoki jedno- i dwukrzywiznowe; obudowy reaktorów; ściany oporowe i zapory wodne; kotwy gruntowe

Rys. 3.4. Porównanie cech elementów strunobetonowych i elementów/konstrukcji kablobetonowych [97].

Inną niezwykle istotną klasyfikacją w kontekście kablobetonu jest podział ze względu na system przyczepnościowy między cięgnami, a betonem. Wyróżnia się:

- system sprężania **z przyczepnością**,
- system sprężania cięgien **bez przyczepności**,
- system **z opóźnioną** przyczepnością – niestosowany w Polsce, rzadko stosowany z uwagi na niestabilność układu.

3.2.1. SYSTEM SPRĘŻANIA Z PRZYZCZEPNOŚCIĄ

System ten wyróżnia się zdolnością do zapewnienia pełnej przyczepności cięgien sprężających do betonu na całej ich długości. Przed betonowaniem stropu cięgna układa się wewnątrz cienkościennych osłonek wykonanych z metalu lub tworzyw sztucznych. Zbiór cięgien w jednej osłonce określa się mianem kabla. Na obu końcach kabla znajdują

się zakotwienia, które mogą być czynne lub bierne. Zakotwienie czynne obsługuje całą grupę ciągów w kablu, a jego wielkość zależy od liczby zastosowanych ciągów, zazwyczaj wynoszącej od 3 do 5. Zakotwienie bierne, typowe dla tego rodzaju systemów stosowanych w stropach, jest realizowane przez odpowiednie uformowanie końców ciągów w tzw. "cebule", gdzie poszczególne druty splotu są rozwijane. Siły sprężające przenoszone są na beton za pomocą docisku w zakotwieniu czynnym oraz dzięki przyczepności pomiędzy betonem, a zwojami drutów w zakotwieniu biernym.

Po zakończeniu procesu naciągania i zablokowania ciągów w zakotwieniu czynnym, wolne przestrzenie w kanałach kablowych wypełnia się zaczynem cementowym. Dzięki temu zapewniona zostaje pełna integracja kabli z betonem na całej ich długości, co zwiększa trwałość konstrukcji.

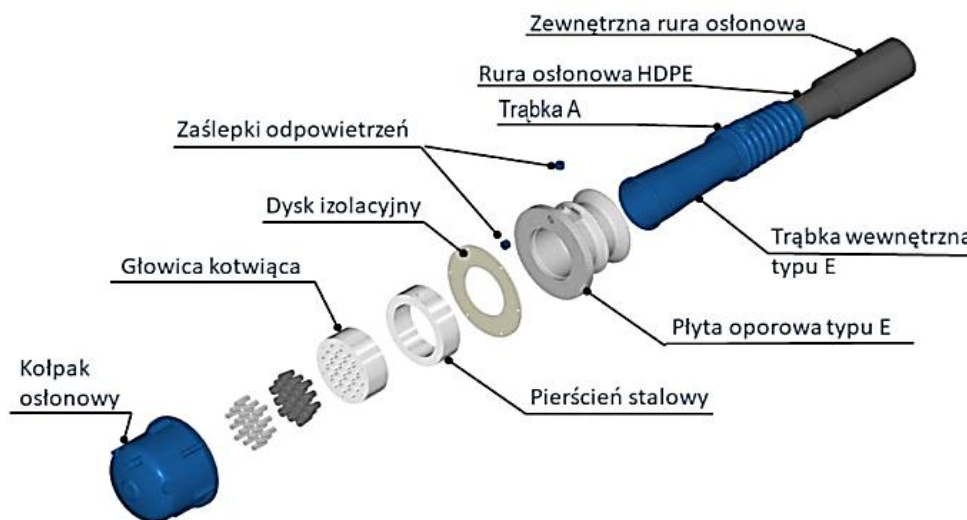
W przypadku przecięcia ciągu lub awarii zakotwienia system ten jest znacznie bezpieczniejszy niż rozwiązania bez przyczepności, ponieważ siły sprężające mogą być przenoszone na beton przez przyczepność splotów drutów do otaczającego betonu, co minimalizuje ryzyko uszkodzenia konstrukcji. Przyczepność między ciągnem, a osłonką uniemożliwia zerwanie zakotwienia, tym samym „wystrzelenie” głowicy kotwiącej z zakotwienia czynnego.

Budowa konstrukcji sprężonej płyty w systemie z przyczepnością odbywa się następujących etapach:

- szalowanie płyty np. stropu,
- wycinanie otworów pod zakotwienia czynne w deskowaniu krawędziowym,
- układanie zbrojenia dolnego, jeśli występuje, ewentualnego zbrojenia na przebiecie,
- układanie osłonek kablowych,
- umiejscowienie kabli w osłonkach i mocowanie zakotwień do deskowania krawędziowego,
- wytrasowanie w pionie kabli, uszczelnienie połączeń osłonek, montaż rurek odpowietrzających (patrz. Rys. 3.6),
- ułożenie zbrojenia górnego,
- odbiór techniczny stropu,
- oznaczanie farbą tras kabli na szalunku,
- betonowanie i pielęgnacja,
- wstępne sprężanie stropu do około 20% końcowej siły sprężającej (zwykle po 24 godzinach od betonowania) – w zależności od założeń projektowych,

- sprężanie końcówce stropu po osiągnięciu przez próbki betonu odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie (zwykle po 3-4 dniach),
- pomiar wydłużeń cięgien i porównanie z wartościami wydłużeń z projektu,
- iniekcja kanałów kablowych zaczynem cementowym (patrz. Rys. 3.6 i Rys. 3.7)

Po zakończeniu procesu napinania i obcięciu nadmiarowych odcinków cięgien, przeprowadza się iniekcję kanałów kablowych. W tym celu włacza się zaczyn cementowy, sporządzony na bazie cementu portlandzkiego z dodatkiem super plastyfikatorów, pod ciśnieniem nieprzekraczającym 4 MPa. Zabieg ten zapewnia skuteczną ochronę antykorozyjną dla stali sprężającej. Po zakończeniu iniekcji zakotwienia są zabezpieczane kapturami ochronnymi, których wnętrze wypełnia się smarem lub zaprawą cementową (Rys. 3.7). Zastosowanie zaczynu cementowego nie tylko zwiększa odporność stali na korozję, ale również zapewnia pełne zespolenie cięgien z betonem. Dzięki temu stają się one integralną częścią konstrukcji, pełniąc dodatkowo funkcję zbrojenia. Taka integracja umożliwia równomierne współdziałanie stali i betonu w przekroju, zapewniając ich pełną zgodność odkształceń.

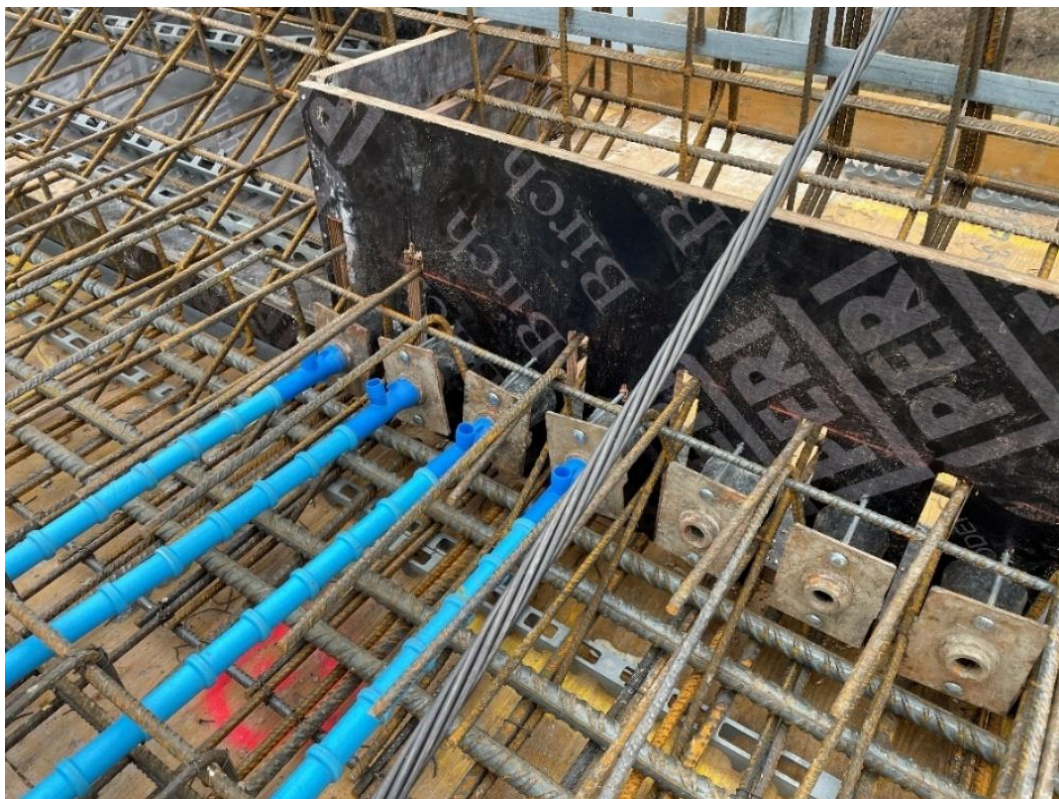


Rys. 3.5. Schemat systemu sprężania z przyczepnością – rozwiązanie dla belek, elementów smukłych lub o znaczących rozpiętościach [98].

Poniżej przedstawiono kilka wybranych zdjęć z realizacji stropów sprężonych w systemie z przyczepnością na jednej z warszawskich budów, na której nadzór inwestorski sprawował autor niniejszej dysertacji doktorskiej.



Rys. 3.6. Przedstawienie systemu sprężania z przyczepnością – obręb zakotwienia czynnego.
Na fotografii widoczne są rurki odpowietrzające/rurki iniecyjne. Przy strefie zakotwienia biernego zamontowano analogiczne rozwiązanie, aby jedna strona pełniła funkcję odpowietrzającą podczas iniektowania [źródło: własne].



Rys. 3.7. Strefa zakotwienia czynnego przed montażem rurek iniecyjnych/odpowietrzających [źródło: własne].



Rys. 3.8. Strefa zakotwienia biernego – wykorzystanie rozwidlonych splotów. Na styku osłonek cięgien i systemu zakotwienia biernego widoczne są trójniki pozwalające na zainstalowanie rurki iniekcyjne/odpowietrzające [źródło: własne].

3.2.2. SYSTEM SPRĘŻANIA BEZ PRZYCZEPNOŚCI

Konstrukcje sprężone z wykorzystaniem cięgien bez przyczepności wykazują odmienny charakter pracy w porównaniu z systemami sprężonymi cięgnami zainiektowanymi. Cięgna te mogą swobodnie przesuwać się wzdłuż swojej osi wewnątrz konstrukcji. W odróżnieniu od cięgien z przyczepnością, gdzie wzrost naprężeń w stali sprężającej ma charakter lokalny i jest bezpośrednio związany z odkształceniem konkretnego przekroju betonowego, w przypadku cięgien bez przyczepności przyrost naprężeń oraz odkształceń dotyczy całej ich długości. W rezultacie takie cięgna są bardziej podatne na wydłużenia, a konstrukcje z ich zastosowaniem charakteryzują się większymi ugięciami.

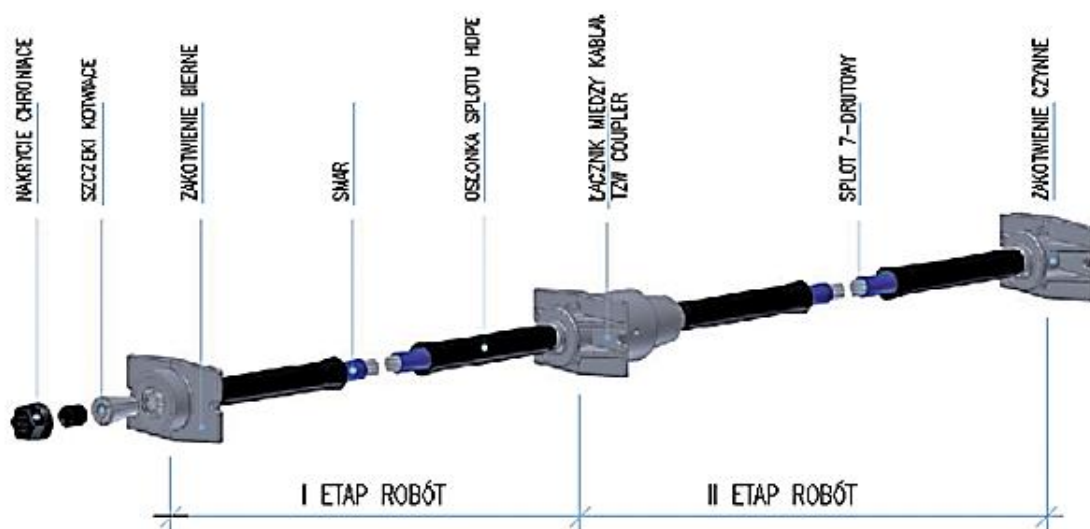
Swoboda ruchu cięgien w kanale, prowadząca do odstępstw od zasady płaskich przekrojów Bernoulliego, sprawia, że stan naprężeń w przekrojach sprężonych zależy od deformacji całego układu konstrukcyjnego, a nie jedynie analizowanego przekroju. Ta właściwość znacznie komplikuje analizę konstrukcji sprężonych bez przyczepności, szczególnie w przypadku układów wieloprzęsłowych, gdzie precyzyjne określenie wartości przyrostu naprężeń w stali sprężającej staje się problematyczne. Brak współpracy cięgien bez przyczepności z betonem

zwiększa ich podatność na uszkodzenia, zarówno w zakresie zakotwień, jak i samej stali sprężającej. W tradycyjnych systemach z przyczepnością uszkodzenie cięgna skutkuje utratą siły sprężającej jedynie w pobliżu miejsca uszkodzenia, ponieważ siła ta jest przenoszona na beton na odcinku odpowiadającym długości zakotwienia. W przypadku uszkodzenia zakotwienia siła tracona jest w strefie przypodporowej, gdzie jej znaczenie dla nośności konstrukcji jest minimalne. Natomiast w systemie bez przyczepności uszkodzenie zakotwienia lub cięgna powoduje, że cięgno swobodnie "ucieka" w głąb elementu, co prowadzi do utraty funkcji sprężającej na całej jego długości, innymi słowy przecięcie cięgna lub uszkodzenia zakotwienia powoduje utratę nośności na całej rozpiętości elementu (patrz. Rys. 3.10). Cechę tę należy uwzględnić podczas projektowania, ponieważ nie zaleca się stosowania tego systemu w konstrukcjach jednokierunkowych, ani w elementach, gdzie awaria może prowadzić do efektu kaskadowego. Wady tego systemu ograniczyły jego adaptację w krajach europejskich, gdzie dominują bardziej tradycyjne metody sprężania. Z kolei w regionach pozaeuropejskich, takich jak USA, Singapur, Hongkong czy Australia, cięgna bez przyczepności zyskały popularność już w latach 60. XX wieku, głównie ze względu na wysokie koszty robocizny. Lekkość i szybkość montażu, wynikające z braku konieczności iniekcji i użycia ciężkiego sprzętu, przyczyniły się do szerokiego zastosowania tego rozwiązania. Ciekawym przykładem jest Australia, gdzie monolityczne stropy kablobetonowe są stosowane od wielu lat, ale system bez przyczepności jest tam ograniczony wyłącznie do posadzek na gruncie [99]. W Europie metoda ta zaczęła być stosowana na szerszą skalę dopiero kilka dekad później, a w Polsce pierwsze użycie sprężenia bez przyczepności odnotowano w 1991 roku przy wzmacnianiu zbiornika w Oczyszczalni Ścieków w Tucznie. W budownictwie kubaturowym system ten pojawił się dopiero na początku XXI wieku. W Polsce bardzo cenionym dziełem z zakresu sprężenia bez przyczepności są prace Pana dr hab. inż. Rafała Szydłowskiego [100].

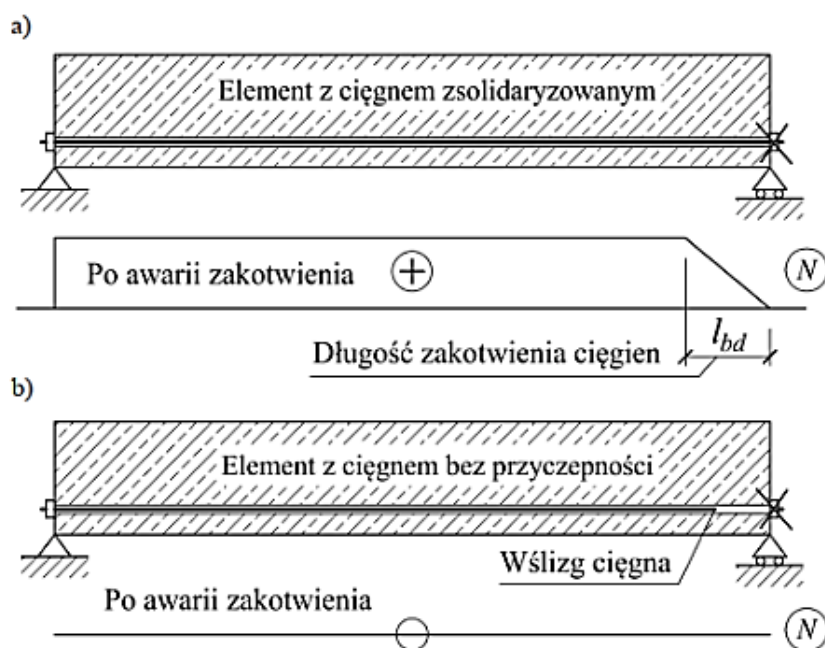
Cięgna w tym w systemie „bez przyczepności” pokrywane są smarem i umieszczane w osłonkach wykonanych z HDPE, co pozwala na redukcję strat wynikających z tarcia na całej długości cięgna. Takie rozwiązanie jest szczególnie korzystne przy zastosowaniu długich kabli. System ten umożliwia również prowadzenie kabli w zakrzywionym układzie w planie. W globalnie popularnym systemie bez przyczepności każde cięgno jest wyposażone w indywidualne zakotwienie – czynne lub bierne – na obu swoich końcach. Zakotwienia te są znacznie mniejsze w porównaniu do zakotwień czynnych w systemach z przyczepnością, co ułatwia ich instalację w miejscach o dużym zagęszczeniu zbrojenia, takich jak słupy

przenikające przez stropy, gdzie większe zakotwienia nie mogłyby się zmieścić. W praktyce ciągną są często grupowane w taśmy, tworząc jeden kabel, choć każde z nich posiada oddzielne zakotwienie.

System sprężania z wykorzystaniem kabli bezprzyczepnościowych ma większą możliwość zakrzywania w planie np. przy nieregularnej siatce słupów lub przy otworach. Dzięki rezygnacji z przyczepności cięgien do betonu minimalizowane są straty doraźne (początkowe) przez co rozumie się zredukowanie tarcia w trakcie sprężania. Schemat ideowy przedstawia Rys. 3.9.



Rys. 3.9. System sprężania bez przyczepności [98,101].



Rys. 3.10. Element sprężony cięgnem (a – z przyczepnością, b – bez przyczepności) po uszkodzonym zakotwieniu [99].



Rys. 3.11. Przywiezione na plac budowy kable sprężeniowe bez przyczepności czekające na wbudowanie [90].



Rys. 3.12. Przykład ułożenia kabli sprężeniowych bez przyczepności w deskowaniu. Jest to grafika komputerowa nie pokazująca zbrojenia tradycyjnego [90].



Rys. 3.13. Przykład ułożenia kabli sprężeniowych bez przyczepności w deskowaniu [90].

Budowa konstrukcji sprężonej płyty w systemie z bez przyczepności odbywa się następujących etapach:

- szalowanie płyty np. stropu,
- wykonanie otworów pod zakotwienia w deskowaniu krawędziowym,
- prefabrykacja kabli i zakotwień,
- układanie zbrojenia dolnego, ewentualnego zbrojenia na przebiecie,
- montaż zakotwień do deskowania krawędziowego i układanie kabli,
- układanie zbrojenia górnego,
- wytrasowanie kabli w pionie, zabezpieczenie zakotwień,
- oznaczanie farbą przebiegu kabli na płytach szalunkowych,
- betonowanie i pielęgnacja,
- sprężenie stropu, gdy próbki betonu osiągną wymaganą wytrzymałość na ściskanie (zwykle po 3-4 dniach),
- pomiar wydłużeń cięgien i porównanie z wartościami wydłużeń z projektu,
- obcięcie wystających cięgien,
- zabezpieczenie stref zakotwień zaprawą niskoskurczową.

Jak wynika z powyższej listy, nie dokonuje się iniektowania, co jest cechą szczególną sprężenia z przyczepnością. Po zaklinowaniu elementów systemu sprężenia w obrębie zakotwienia czynnego, konstrukcja pracuje w stanie docelowym tym samym uznaje się ją jako sprężoną.

3.2.3. STAL DO SPRĘŻANIA

W nowoczesnym budownictwie kablobetonowym wykorzystuje się stal o wysokiej wytrzymałości na rozciąganie, będącą fundamentem konstrukcji sprężonych. Najczęściej stosowane stale charakteryzują się wytrzymałością na zerwanie w przedziale 1600 – 2200 MPa, a najpopularniejsze wartości to 1770 i 1860 MPa. Nowoczesne rozwiązania, takie jak stale o wytrzymałości 3000 MPa, które pojawiły się w Stanach Zjednoczonych, wskazują na dynamiczny rozwój technologii materiałowych w tej dziedzinie.

Wysoka wytrzymałość stali sprężającej jest wynikiem jej unikalnego składu chemicznego. Zawartość węgla, wynosząca do 0,9%, znacząco przewyższa poziom stosowany w stalach niskostopowych (do 0,25%), co nadaje stali sprężającej wyjątkowe właściwości mechaniczne, takie jak wytrzymałość i twardość. Wysoka zawartość węgla zwiększa jednak kruchość stali oraz zmniejsza jej odporność na korozję. Aby poprawić właściwości użytkowe, stal ta wzbogacana jest o domieszki metali szlachetnych, takich jak mangan, krzem, nikiel, miedź, chrom, molibden czy wanad. Te dodatki zwiększają odporność na wielokrotne obciążenia dynamiczne, zginanie oraz poprawiają ogólną trwałość materiału. Właściwości chemiczne stali sprężającej 1860 MPa wraz z parametrami geometrycznymi i wytrzymałościowymi splotu 15,7 mm, podano w Tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Właściwości cięgna bez przyczepności Y1860 S7-15,7 [99].

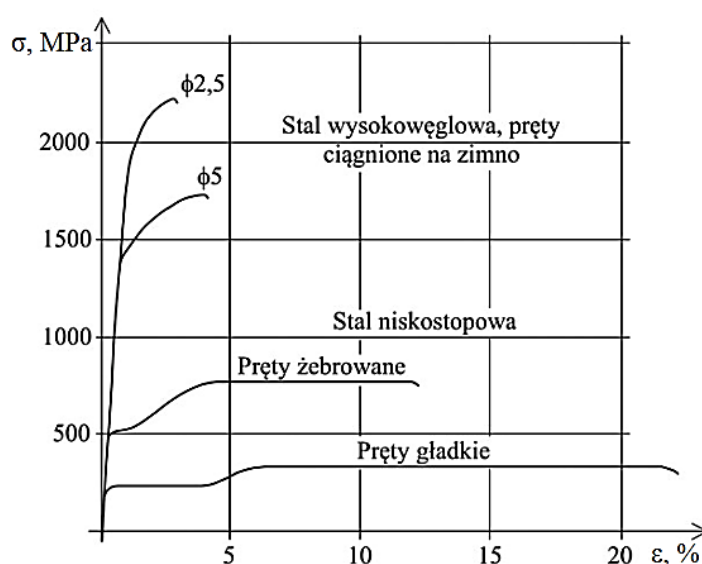
Właściwość	Wartość	Metoda badania
Skład chemiczny, % - węgiel C - krzem Si - mangan Mn - chrom Cr - fosfor P - siarka S	0,70÷0,90 0,15÷0,30 0,60÷0,90 ≤ 0,30 ≤ 0,035 ≤ 0,035	PN-EN ISO 15630-3: 2011
Powierzchnia przekroju splotu, mm ²	150±2%	
Długość skrętu (skok spirali)	14d÷18d	
Masa splotu, g/m	1180±2%	
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie f_{pk} , MPa	1860	PN-EN ISO 6892-1:2010
Charakterystyczna wartość maksymalnej siły rozciągającej F_{pk} , kN	279	
Charakterystyczna wartość siły rozciągającej przy 0,1% odkształceniu, $F_{p0,1k}$, kN	246	
Całkowite wydłużenie przy maksymalnej sile rozciągającej A_{gt} , %	≥ 3,5	
Moduł sprężystości E_p , GPa	195±10%	PN-EN ISO 15630-3:2011
Wytrzymałość na zmęczenie przy górnym poziomie naprężeń $0,7f_{pk}$ i amplitudzie 200 MPa, liczba cykli	≥ 2×10 ⁶	
Relaksacja naprężeń po 1000 h przy sile początkowej $0,7f_{pk}$, %	≤ 2,5	

Kluczowym elementem wprowadzającym siły sprężające w konstrukcjach kablobetonowych są cięgna sprężające, które najczęściej występują w formie siedmiodrutowych splotów stalowych. Standardowe sploty mają średnicę zewnętrzną w zakresie od 15,2 mm do 15,7 mm i składają się z centralnego drutu („king wire”) oraz sześciu drutów zewnętrznych o nieco mniejszych średnicach. W niektórych przypadkach stosuje się druty o przekrojach kwadratowych lub wielobocznych, co pozwala na lepsze wypełnienie przekroju i zwiększenie efektywności wykorzystania materiału. Sploty te dostarczane są na budowy w kręgach ważących około 2 ton, co znacząco ułatwia ich transport i instalację.

Produkcja drutów do splotów sprężających różni się znacząco od procesu wytwarzania prętów zbrojeniowych. Stale niskostopowe stosowane w prętach są odlewane z płynnej stali, a następnie utwardzane w wieloetapowym procesie schładzania. W przypadku drutów sprężających stosuje się obróbkę plastyczną na zimno – stalowe pręty o większym przekroju przeciągane są przez kolejne ciągadła, które zmniejszają przekrój o 15–20 % w każdej operacji. W sumie pole przekroju może zostać zredukowane maksymalnie o 85 %, co pozwala na osiągnięcie wymaganej średnicy drutu. Większa liczba operacji przeciągania zwiększa wytrzymałość stali, ale jednocześnie zmniejsza jej odkształcenie graniczne przy zerwaniu.

Na wykresach zależności naprężenie–odkształcenie (σ – ϵ) stal sprężająca wykazuje istotne różnice w porównaniu do stali niskostopowych (patrz. Rys. 3.14). Pracuje sprężysto w zakresie wytrzymałości powyżej 80% wartości maksymalnej na zerwanie. Nie występuje w niej wyraźna półka plastyczna, a granica plastyczności nie jest jednoznacznie określona. Dodatkowo, brak fazy wzmocnienia po plastycznym płynięciu stali sprawia, że graniczne wydłużenie stali przy zerwaniu jest znacznie mniejsze niż w stalach konwencjonalnych.

Rozwój technologii stali sprężających oraz różnorodność zastosowań kablobetonowych wskazują na dynamiczny kierunek w budownictwie. Wciąż prowadzone badania nad cięgnami niemetalicznymi, wykonanymi z włókien węglowych, aramidowych czy szklanych, mogą w przyszłości zrewolucjonizować rynek. Niemniej jednak, stale wysokowytrzymałościowe pozostają fundamentem współczesnych konstrukcji kablobetonowych, oferując niezrównane właściwości mechaniczne i wszechstronność zastosowań.



Rys. 3.14. Zależność σ – ϵ różnych stali [102].

3.2.4. BETON DO KONSTRUKCJI KABLOBETONOWYCH

Betony wykorzystywane w konstrukcjach sprężonych, choć na pierwszy rzut oka podobne do tych stosowanych w żelbetowych, muszą spełniać znacznie bardziej restrykcyjne wymagania technologiczne i mechaniczne, aby sprostać specyficznym warunkom pracy. Podstawową różnicą jest ustalenie priorytetów dla takich parametrów jak wczesna wytrzymałość, wysoki moduł sprężystości oraz korzystne właściwości reologiczne, w tym niski skurcz i pęcznienie. W przeciwieństwie do konstrukcji żelbetowych, gdzie kluczową rolę odgrywają ogólna wytrzymałość i trwałość, w konstrukcjach sprężonych nacisk kładzie

się na zdolność betonu do wczesnego przenoszenia naprężeń sprężających oraz minimalizowanie strat wstępnych i długoterminowych.

Wysoka wytrzymałość wczesna betonu pozwala na szybkie wprowadzenie sił sprężających, co umożliwia wczesne usunięcie podpór technologicznych. To nie tylko przyspiesza proces budowy, ale także zmniejsza koszty związane z czasem realizacji inwestycji. Wysoki moduł sprężystości jest równie istotny, ponieważ redukuje straty naprężeń sprężających wynikające z odkształceń sprężystych oraz ogranicza chwilowe ugięcia elementów pod obciążeniem. Z kolei niski skurcz i pęcznienie, będące głównymi czynnikami strat reologicznych, przyczyniają się do utrzymania stabilności wymiarowej i zachowania właściwości konstrukcyjnych w długim okresie użytkowania.

Minimalnym standardem betonu wykorzystywanego w konstrukcjach kablobetonowych jest klasa C30/37. W praktyce jednak wyższe klasy, takie jak C50/55, a sporadycznie nawet C55/67, znajdują zastosowanie w projektach wymagających zwiększonej wytrzymałości i trwałości. Wyższe klasy betonu charakteryzują się mniejszym skurczem, wyższym modułem sprężystości i większą odpornością na czynniki zewnętrzne. Niemniej jednak wzrost klasy betonu wiąże się z większymi kosztami produkcji oraz ograniczoną możliwością proporcjonalnego zwiększenia modułu sprężystości w stosunku do wytrzymałości. Badania wykazały, że przy wzroście normowej wytrzymałości na rozciąganie o 72% moduł sprężystości zwiększa się jedynie o 38%, co może ograniczać redukcję wysokości przekrojów w elementach zginanych.

Moduł sprężystości betonu w dużej mierze zależy od jakości i rodzaju użytego kruszywa. Kruszywa bazaltowe, dzięki swojej wysokiej wytrzymałości, nieregularnemu kształtowi oraz chropowatej powierzchni, są najbardziej pożądane w konstrukcjach mostowych i innych elementach wymagających najwyższej jakości. Dla kruszyw kwarcytowych wartość modułu sprężystości jest o około 10% niższa niż w przypadku bazaltowych, natomiast kruszywa wapienne charakteryzują się jeszcze niższymi parametrami. Alternatywne wykorzystanie kruszyw rzeczno – kopalnych, które są tańsze i łatwiej dostępne, bywa uzasadnione w mniej wymagających projektach. Należy jednak pamiętać, że ich gładka powierzchnia ogranicza efektywną współpracę z zaczynem cementowym, co może wpłynąć na ogólną jakość betonu.

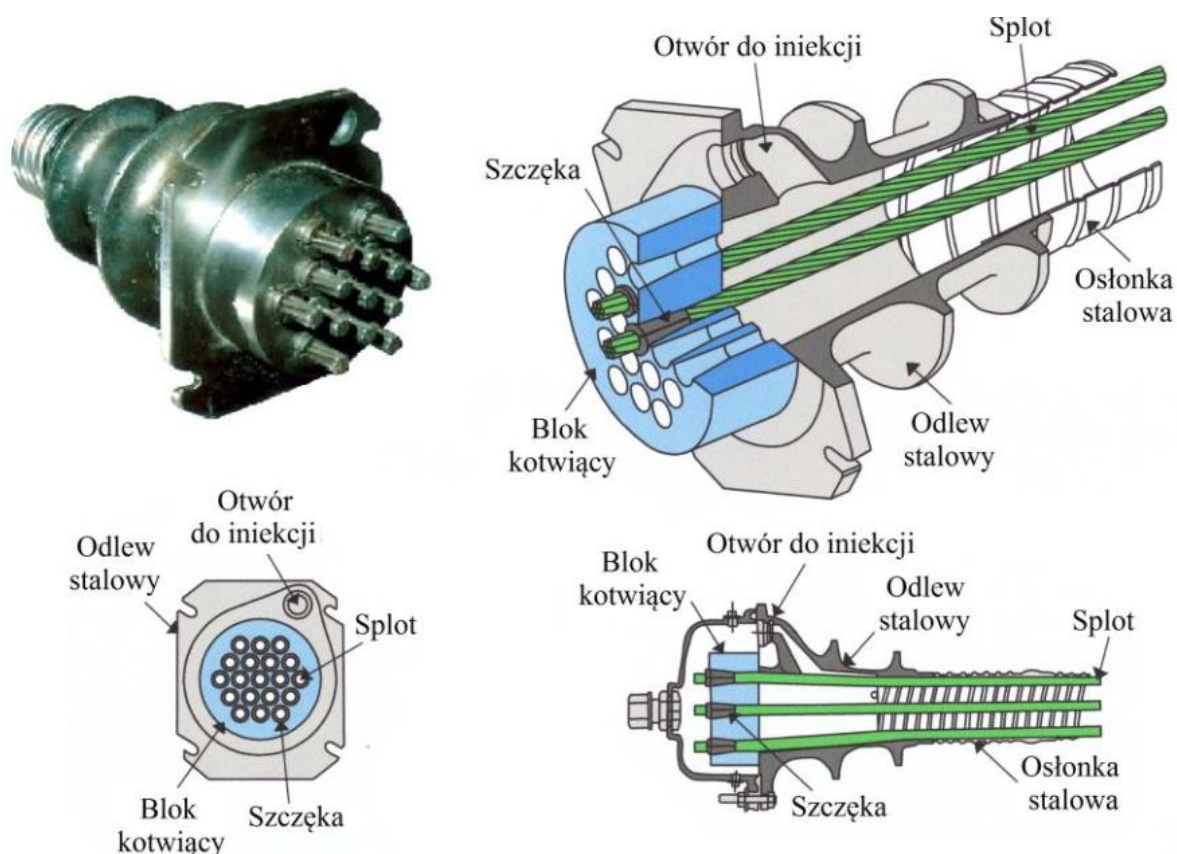
W Polsce, począwszy od pierwszych zastosowań betonu sprężonego w latach 50. XX wieku, dominowało wykorzystanie wysokiej jakości kruszyw łamanych, takich jak bazalt czy granit, które pozwalały na uzyskiwanie wytrzymałości w przedziale 400–600 kG/cm². Z czasem, ze względu na ograniczenia w dostępności surowców, zaczęto stosować mieszanki kruszyw

łamanych i rzecznych, co pozwoliło na częściową redukcję kosztów produkcji. W innych krajach stosowano głównie kruszywa rzeczne i kopalne o chropowatej powierzchni, które, mimo niższej wytrzymałości, były bardziej ekonomiczne i łatwo dostępne [103].

Optymalny wybór betonu powinien być dostosowany do konkretnych wymagań konstrukcyjnych. W przypadku mocno obciążonych konstrukcji o dużych rozpiętościach i wysokich poziomach naprężeń zaleca się stosowanie betonu wysokiej klasy z kruszywem bazaltowym. Natomiast w standardowych konstrukcjach, takich jak stropy czy zbiorniki, możliwe jest zastosowanie tańszych betonów na kruszywach kwarcytowych lub żwirowych, co znacząco obniża koszty realizacji bez istotnego wpływu na jakość użytkową. W ten sposób można znaleźć równowagę pomiędzy jakością a ekonomiką inwestycji.

3.2.5. SYSTEMY SPRĘŻANIA I ZAKOTWIENIA

Sploty sprężające w konstrukcjach zwykle łączy się w wiązki zwane kablami sprężającymi, jak w *systemie Multistrand* (Patrz. Rys. 3.15). Zakotwienia takich kabli, np. w systemie Freyssineta, składają się ze stalowego odlewu w formie użebrowanego kołnierza. Element ten, osadzony w deskowaniu i zabetonowany w konstrukcji, posiada otwór do iniekcji cementowej. Na kołnierzu opiera się blok kotwiący, w którym sploty sprężające są zakotwione w trójdzielnych szczękach. Po napięciu i odcięciu splotów oraz wypełnieniu ich cementem, blok zamyka się stalowym kapturem wypełnionym smarem lub zaczynem cementowym. Liczba splotów w kablu zależy od systemu i może wynosić od kilku do kilkudziesięciu.



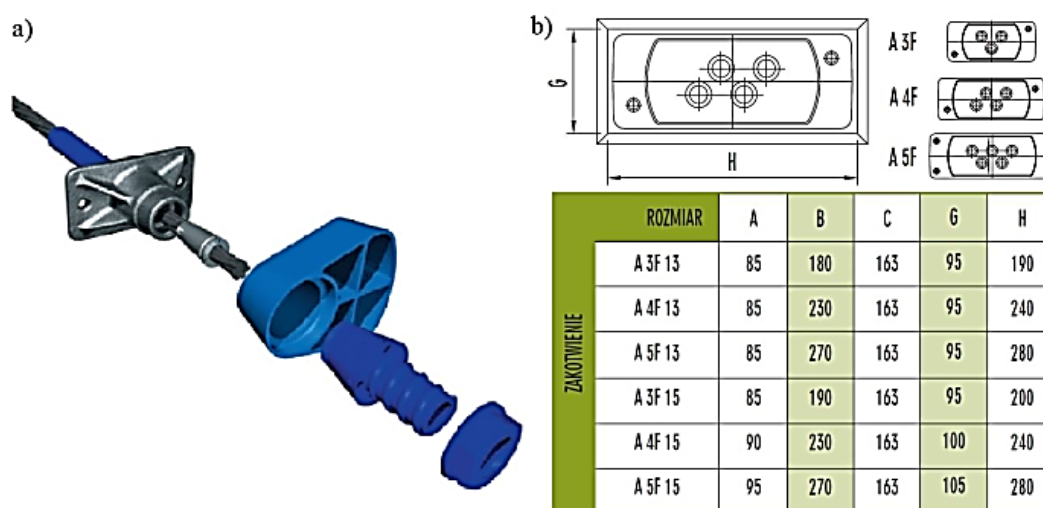
Rys. 3.15. System kabli wielosplotowych (Multistrand) firmy Freyssinet [104].

Do płyt kablobetonowych często stosuje się systemy płaskich kabli z przyczepnością, w których sploty są grupowane obok siebie w niewielkie wiązki, a zewnętrzna grubość osłonki wynosi około 20 mm. Takie rozwiązanie pozwala na uzyskanie większych zwisów i mimośrodków sprężenia oraz ułatwia krzyżowanie kabli nad słupami.



Rys. 3.16. System płaskich kabli sprężających z przyczepnością [90].

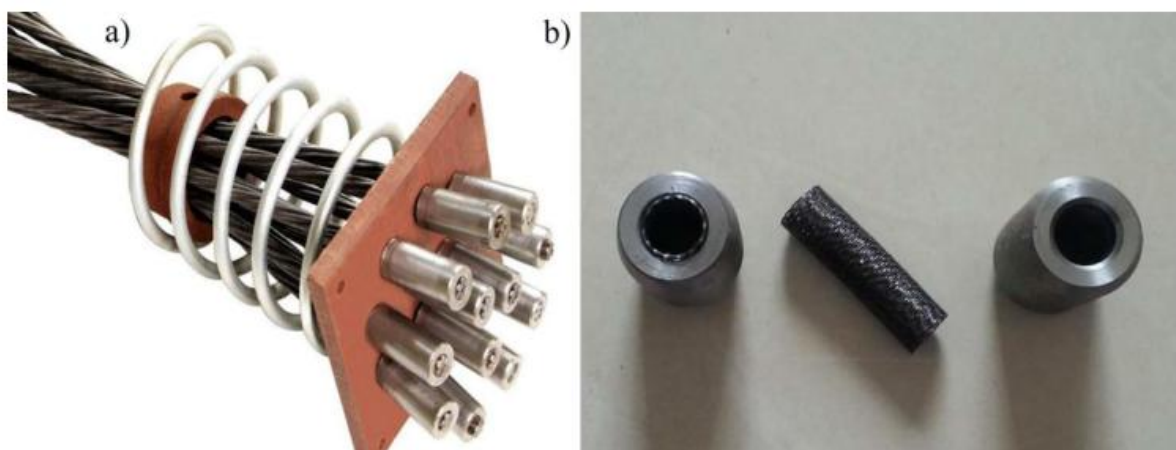
Przez lata rozwoju technologii sprężania konstrukcji powstało wiele rodzajów zakotwień, począwszy od prostych rozwiązań, takich jak zakotwienia główkowe czy śrubowe, po nowoczesne i zaawansowane technologicznie zakotwienia szczękowe, które dominują w dzisiejszych zastosowaniach. Starsze typy zakotwień obejmowały m.in. płytki stalowe w formie klina wbijanego w zbieżne wycięcie (*system Magnela*) czy stożkowe otwory służące do zakotwienia drutów rozmieszczonych równomiernie na obwodzie (*system Freyssineta*). Obecnie zakotwienia szczękowe, bazujące na trójdzielnych szczękach obejmujących spłoty w stożkowym gnieździe bloku kotwiącego, są powszechnie stosowane zarówno w zakotwieniach czynnych, mocowanych po naciągu, jak i biernych, montowanych przed napięciem cięgien.



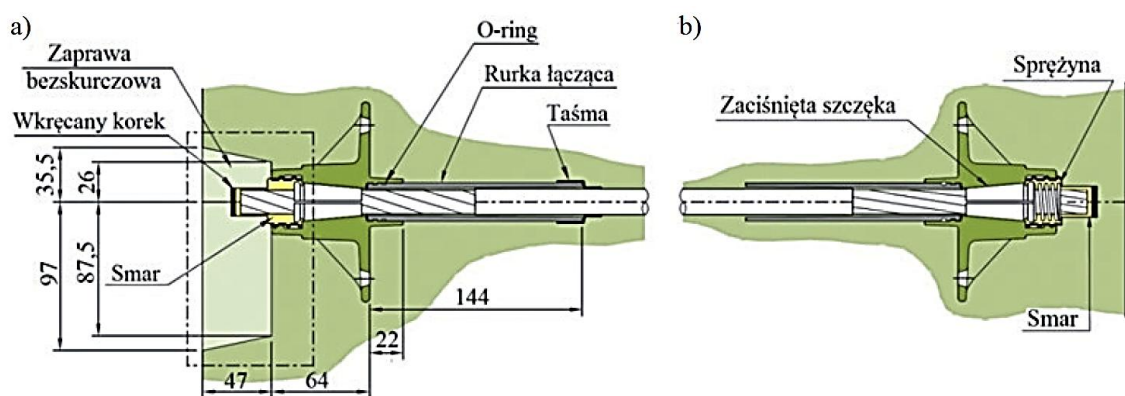
Rys. 3.17. Zakotwienia do wewnętrznych cięgien bez przyczepności systemu Freyssineta: pojedyncze (a), dla kilku spłotów (b) [98,104].

Specjalne elementy z tworzywa sztucznego umożliwiają ukształtowanie wnęk kotwiących, które po napięciu wypełnia się zaprawą niskoskurczową, chroniąc elementy kotwiące (patrz Rys. 3.16 i Rys. 3.17). Utworzone tak węzły (również zakotwienia) są trwałe i niepodlegające inspekcji po zabetonowaniu, dlatego ich prawidłowy montaż jest kluczowy. Zakotwienia szczękowe, w których szczęki zaciskają się na splocie, montuje się w stalowych odlewach formowanych w płytach betonowych (patrz. Rys. 3.18 i Rys. 3.19).

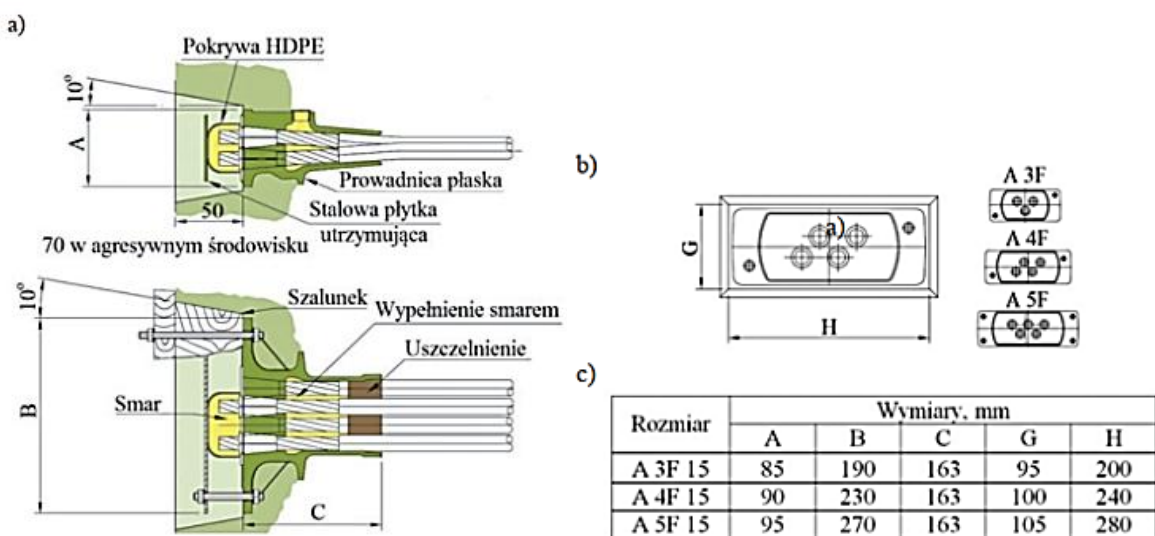
W przypadku dużych obciążeń lub zagęszczenia cięgien stosuje się systemy wielospłotowe, które pozwalają na zakotwienie kilku spłotów w jednym gnieździe, co jest szczególnie użyteczne w konstrukcjach takich jak układy płytowo-słupowe (patrz. Rys. 3.20).



Rys. 3.18. Zakotwienia biernie (a) z wykorzystaniem zacisków plastikowych (b) [105].

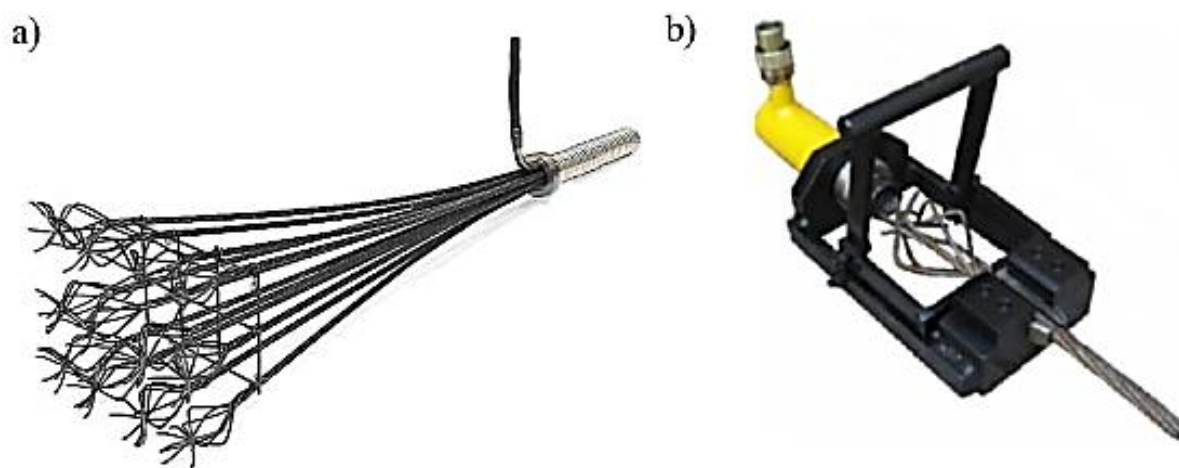


Rys. 3.19. Przekrój przez zakotwienie czynne (a) i biernie (b) do pojedynczych splotów [104].



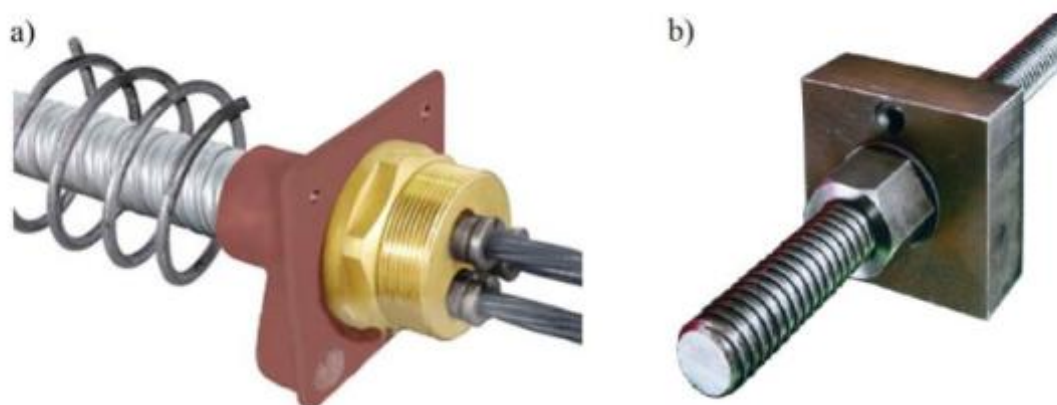
Rys. 3.20. Zakotwienia płaskie systemu wielosplotowego Freyssinet. Przekroje (a), widok czola (b), wymiary (c) [104, 106].

Alternatywne rozwiązania obejmują tulejki zaciskane hydraulicznie na splotach, często wzbogacone o sprężyny zwiększające przyczepność lub rozplecione końcówki splotów uzyskiwane za pomocą urządzeń hydraulicznych (patrz. Rys. 3.21). Te formy zakotwień biernych, ze względu na swoją prostotę, są wykorzystywane w mniej wymagających konstrukcjach



Rys. 3.21 Zakotwienia biernie z wykorzystaniem rozwidlonych splotów [107, 108].

W krótkich elementach stosuje się również zakotwienia gwintowane, w których regulacja siły sprężenia odbywa się poprzez dokręcanie śrub (patrz. Rys. 3.22). Systemy te oferują możliwość precyzyjnej kontroli i pomiaru sił, co czyni je szczególnie użytecznymi w konstrukcjach wymagających regularnego monitorowania, takich jak dachy o dużej rozpiętości. Przykładem takiego zastosowania jest konstrukcja dachu Hali Widowiskowo-Sportowej „Spodek” w Katowicach, gdzie zakotwienia gwintowane umożliwiają pomiar sił w dźwigarach co dekadę, gwarantując bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji [109].

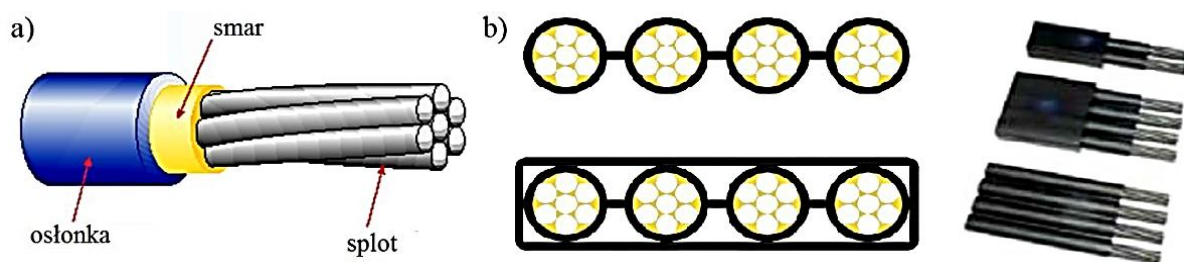


Rys. 3.22. Zakotwienie gwintowane do kabli (a) [107] oraz prętów sprężających (b) [110].

W uzupełnieniu warto dodać, że sprężenie bez przyczepności charakteryzuje się odmienną konstrukcją niż tradycyjne rozwiązania. Ciężno tego typu składa się ze stalowego splotu o średnicy 15,2 – 15,7 mm, otoczonego twardą osłonką z polietylenu. Osłonka ma grubość 1,5 – 2,0 mm, co nadaje całemu ciężnu średnicę zewnętrzną wynoszącą około 20 mm. Sploty bez przyczepności występują zarówno jako pojedyncze ciężna (*Monostrandy*), jak i w formie płaskich kabli złożonych z kilku splotów (patrz. Rys. 3.23).

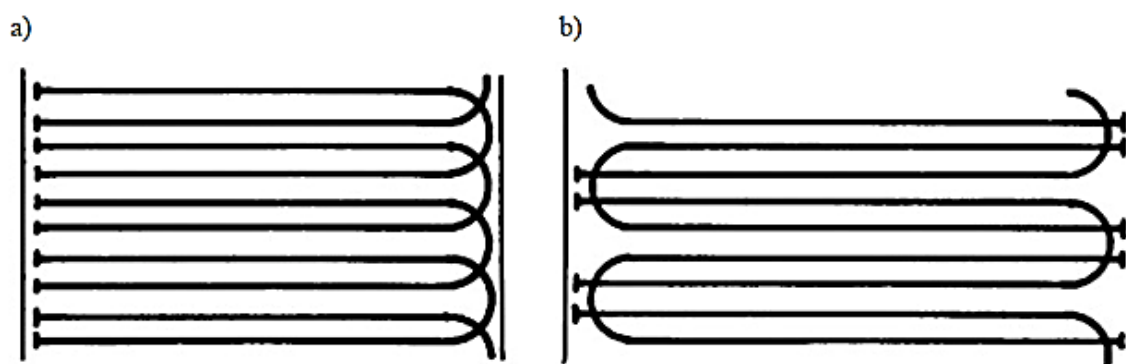
Do zakotwienia kabli tego typu stosuje się dedykowane systemy, które różnią się od zakotwień używanych w konstrukcjach z iniekcją cementową.

Sprężenie bez przyczepności jest często wykorzystywane jako sprężenie zewnętrzne, szczególnie w procesach wzmacniania istniejących konstrukcji, gdzie jego specyfika pozwala na efektywne przenoszenie sił wzmocnienia.



Rys. 3.23. Sprężenie bez przyczepności: budowa ciężna (a), płaskie ciężno wielosplotowe (b). System VT-CMM-System [111].

Ponadto, przy ograniczonej przestrzeni konstrukcyjnej, jak w przypadku ciasnych układów kabli, stosuje się rozwiązania takie jak zakotwienia pętlowe, które pozwalają na znaczne zmniejszenie liczby elementów kotwiących. Dzięki możliwości równoległego prowadzenia kabli i umieszczania zakotwień blisko siebie, koszty montażu znacząco spadają, co jest istotne w kontekście optymalizacji kosztów całego procesu sprężania (patrz. Rys. 3.24).



Rys. 3.24. Zakotwienia splotów w postaci pętli: a) z zakotwieniami z jednej strony, b) z zakotwieniami po obydwu stronach [102]

3.2.6. DOBÓR SPRĘŻENIA

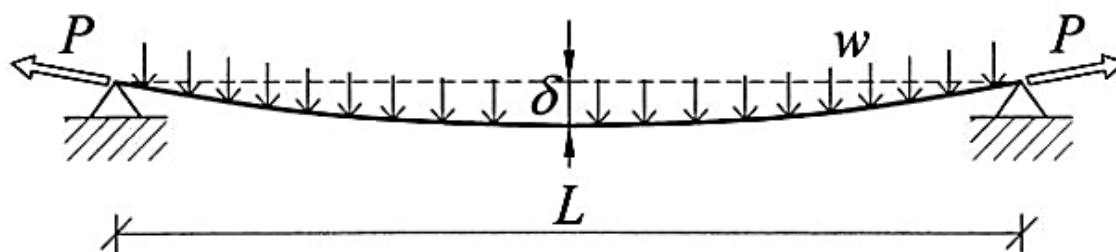
Dobór sprężenia zależy oczywiście od konstrukcji jaką projektant zechce zaprojektować. W niniejszym podrozdziale autor ograniczył dostępną wiedzę na temat doboru sprężenia do elementów belkowych i płyt pracujących jednokierunkowo, ponieważ właśnie takie sposoby sprężenia będą rozpatrywane w modelu zastępczym w sprężonej ścianie szczelinowej. W niniejszej pracy autor nie rozpatruje płyt dwukierunkowo sprężonych z uwagi na brak możliwości technologicznych wykonania takiej obudowy wykopu. Wątek ten zostanie rozwinięty w dalszej części pracy poświęconej modelowaniu układu.

Sprężanie konstrukcji kablobetonowych, w tym płyt stropowych, jest jednym z kluczowych aspektów współczesnego projektowania inżynierskiego. Proces ten ma na celu zapewnienie odpowiedniej nośności i użyteczności konstrukcji przy jednoczesnym ograniczeniu zużycia stali. Optymalne wykorzystanie sprężenia pozwala na kompensację ciężaru własnego konstrukcji oraz znaczącej części dodatkowych obciążeń stałych, podczas gdy naprężenia rozciągające, jakie mogą pojawić się w przekrojach, wynikają wyłącznie z obciążeń zmiennych. W uproszczonym ujęciu przyjmuje się, że ciężar własny konstrukcji zostaje przeniesiony „bez kosztów” dzięki zastosowanemu sprężeniu. Rozmieszczenie cięgien w płytach stropowych odgrywa istotną rolę w osiągnięciu zamierzonych parametrów wytrzymałościowych i ekonomicznych. Cięgna mogą być rozmieszczone równomiernie na szerokości płyty lub pogrupowane w wiązki, które są następnie rozmieszczane równomiernie w obrębie elementu. Taki układ sprzyja optymalnemu rozkładowi naprężeń, co z kolei przekłada się na efektywne wykorzystanie materiału i minimalizację naprężeń rozciągających w newralgicznych punktach konstrukcji. Ważnym narzędziem w procesie projektowania układu sprężania jest analiza równania swobodnego zwisu cięgien, które umożliwia precyzyjne określenie ich geometrii oraz sił sprężających. Profil cięgien dostosowuje się do rozkładu momentów zginających, co pozwala na maksymalne wykorzystanie właściwości materiałowych przy zachowaniu trwałości i niezawodności konstrukcji.

W idealnym przypadku profil cięgna powinien generować moment zginający, którego rozkład jest przeciwnego znaku, lecz podobny kształtem do momentu wynikającego z obciążenia zewnętrznego. W praktyce jednak, ze względu na zróżnicowane warunki geometryczne i obciążeniowe, osiągnięcie takiego profilu bywa utrudnione. Fundamentalne zasady projektowania tras cięgien zostały opracowane przez T. Y. Lina, który podczas pierwszej światowej konferencji poświęconej konstrukcjom z betonu sprężonego (Uniwersytet Kalifornijski w Berkeley, 1957 r.) zaprezentował metodę obciążenia zastępczego. Metoda ta,

opublikowana później w licznych pracach naukowych, zyskała szerokie uznanie ze względu na swoją prostotę i innowacyjność, stając się przełomowym osiągnięciem w projektowaniu konstrukcji sprężonych.

Zgodnie z tą metodą, dla najprostszego przypadku belki wolnopodpartej, obciążonej równomiernie na całej długości, wykres momentu zginającego ma kształt paraboli. W takich sytuacjach cięgno sprężające powinno przyjmować kształt paraboliczny, co umożliwia efektywne równoważenie momentów zginających. Zwisem cięgna (δ) określa się maksymalną odległość punktu cięgna od linii łączącej jego punkty zaczepienia lub odcinków między punktami przegięcia (w przypadku cięgien o znakovziennej krzywiznie) – (patrz. Rys. 3.25). Wielkość zwisu zależy od krzywizny cięgna, wysokości elementu konstrukcyjnego oraz minimalnego otulenia cięgna. Nad podporami końcowymi przegubowymi cięgno powinno być zakotwione w środku ciężkości przekroju, aby uniknąć generowania dodatkowych momentów wynikających z sił sprężających przyłożonych na mimośrodku. Takie podejście projektowe pozwala na uzyskanie trwałych, ekonomicznych i bezpiecznych konstrukcji sprężonych, które spełniają wysokie wymagania wytrzymałościowe i użytkowe. Dzięki precyzyjnemu dostosowaniu geometrii i sił sprężających konstrukcje kablobetonowe stają się jednym z najbardziej efektywnych rozwiązań w nowoczesnym budownictwie inżynierskim.

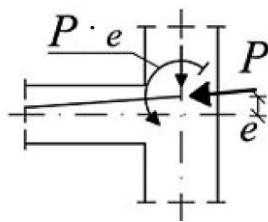


Rys. 3.25. Cięgno w swobodnym zwisie [99].

Oprócz układu cięgien kluczowe znaczenie ma również właściwy dobór betonu. Wysokiej klasy beton o niskim skurczu i pęczaniu, a także o wysokim module sprężystości, zapewnia ograniczenie strat sprężenia oraz utrzymanie wysokiej nośności w długim okresie eksploatacji. Połączenie odpowiednio rozmieszczonych cięgien z właściwie dobranym betonem umożliwia uzyskanie konstrukcji o podwyższonej trwałości, zdolnej do przenoszenia dużych obciążeń przy minimalnym zużyciu materiałów. Efektywne projektowanie układów sprężania wymaga jednoczesnego uwzględnienia wymagań wytrzymałościowych, użytkowych oraz ekonomicznych. Precyzyjnie rozmieszczone cięgna w połączeniu z zaawansowanymi

Cięgno w przeszle może przyjmować niesymetryczny kształt, co często występuje w ustrojach wieloprzęsłowych (patrz. Rys. 3.26 – przeszło 3). Punkt maksymalnego zwisu w takim przypadku znajduje się centralnie między punktami podparcia, choć nie zawsze pokrywa się z najniższym punktem paraboli. Obciążenie unoszące wywierane przez ciężno o parabolicznym przebiegu na betonowy element rozkłada się równomiernie wzdłuż jego długości, a jego kierunek jest prostopadły do stycznej w danym punkcie. W analizach inżynierskich stosuje się jednak uproszczenie, przyjmując, że siła działa prostopadle do osi elementu, co w praktyce zazwyczaj oznacza kierunek pionowy (Rys. 3.26). W obszarach załamań ciężna nad podporami występują siły skupione skierowane w dół. Podobne siły działają na końcach elementu, gdzie ciężno oddziałuje na beton poprzez zakotwienia.

113



Rys. 3.27. Układ sił działających na zakotwienie przy mimośrodowym położeniu ciężna na podporze [100].

Przy ciężnie parabolicznym, równomiernie rozłożone obciążenie w działające w górę może być wyznaczone z zależności 3.1. wynikającej z równości momentów (patrz. Rys. 3.25)

$$\frac{w \cdot s^2}{8} = P \cdot \delta$$

zatem

$$w = \frac{8P \cdot \delta}{s^2}$$

gdzie:

s – odległość pomiędzy punktami przegięcia lub zaczepienia ciężna,

δ – zwis ciężna mierzony w środku pomiędzy punktami przegięcia (niekoniecznie w miejscu najniższego punktu ciężna),

P – średnia siła w ciężnie.

Dzięki zależności nazywanej również równaniem trasy swobodnego zwisu ciężna, możliwe jest wyznaczenie siły P w ciężnie potrzebną do wytworzenia obciążenia przeciwnego do w .

Profil sprężenia – określenie wymaganego sprężenia

W trakcie projektowania stropów sprężonych jednym z kluczowych zagadnień jest określenie liczby i rozmieszczenia ciężgien w konstrukcji. Proces ten polega na dobraniu sprężenia w taki sposób, aby wygenerowane obciążenie równoważyło obciążenia zewnętrzne. W konstrukcjach sprężonych przyjmuje się zasadę, że sprężenie powinno przynajmniej kompensować ciężar własny, a optymalnie także część obciążeń stałych. Liczbę ciężgien określa się na podstawie ilości potrzebnej do wytworzenia takiego obciążenia zastępczego (patrz. Rys. 3.28).

W praktyce ciężna przyjmują łagodny kształt, zmieniając krzywiznę nad podporami (patrz. Rys. 3.28). Stosunek odległości L'/L powinien być możliwie najmniejszy, co w wyniku

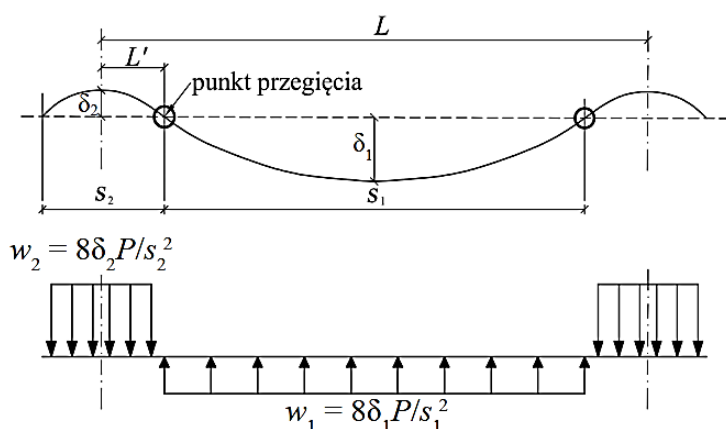
zmiennej krzywizny daje wówczas znakozmienne obciążenie zastępcze (Rys. 3.28). Wartości obciążeń przyjmują postać wzorów [100]:

$$W_1 = w_1 \cdot s_1 = 8Pa_1 / s_1 \quad \text{dla paraboli nad podporą}$$

$$W_2 = w_2 \cdot s_2 = 8Pa_2 / s_2 \quad \text{dla paraboli w przęśle}$$

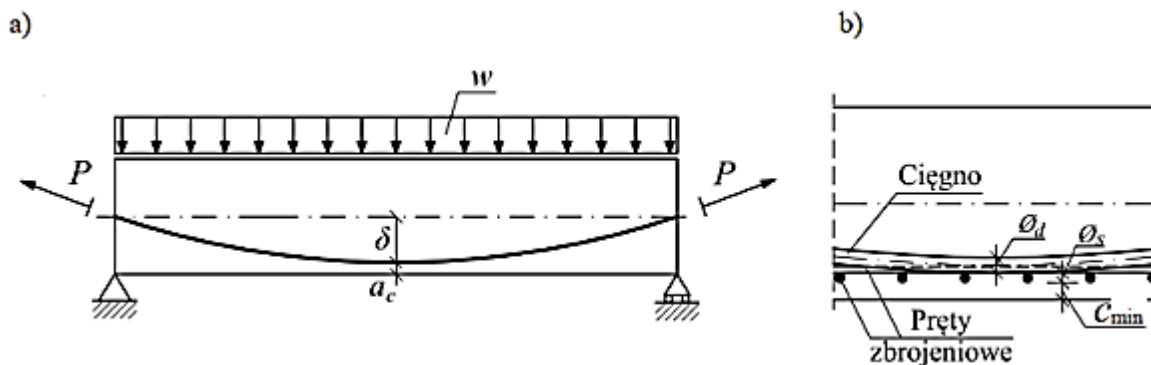
Jeżeli założyć się, iż najmniejszy praktyczny stosunek L'/L wynosi 0,1, wówczas $s_1 = 4s_2$. Z uwagi, iż obciążenia w górę i w dół muszą się wzajemnie równoważyć, stąd wynika zależność $a_1/s_1 = a_2/s_2$, z której $a_1 = 4a_2$.

Najwyższe położenie cięgien nad podporą i najniższe w przęsłach należy ustalać z warunków projektowych. W przypadku projektowania płyt z niewielkimi średnicami kabli, decydujące znaczenie ma warunek otulenia zbrojenia zwykłego zgodnie z [N1]



Rys. 3.28. Praktyczny profil cięgna i wywoływane obciążenie zastępcze [111].

Przykład trasowania cięgna w jednoprzęsłowym elemencie wolnopodpartym przedstawiono na Rys. 3.29. Położenie cięgna w przęśle zależy od minimalnej odległości a_c , wynikającej z wymogów konstrukcyjnych oraz minimalnego otulenia zbrojenia zwykłego c_{min} . Dobrym rozwiązaniem jest prowadzenie prętów prostopadłych do sprężenia poniżej prętów równoległych (patrz. Rys. 3.29), co pozwala na ułożenie cięgien bezpośrednio na prętach prostopadłych. Taki układ zwiększa zwis cięgna, a tym samym obciążenie równoważące.



Rys. 3.29. Trasowanie cięgna w wolnopodpartym elemencie jednoprzęsłowym: a) trasa cięgna, b) określenie odległości cięgna od krawędzi [100]

Odległość osiowa cięgna od dolnej krawędzi elementu jest sumą c_{min} , średnicy pręta ϕ_s oraz połowy średnicy cięgna ϕ_d . W przypadku braku momentu zginającego na podporach nie jest wskazane podnoszenie cięgna ponad środek ciężkości przekroju, gdyż generuje to dodatkowy moment podporowy, który zmniejsza zwis cięgna i obniża efektywność sprężenia. Wymagana siła sprężająca może być obliczona przez przekształcenie wcześniej ujawnionego równania:

$$P = \frac{w \cdot L^2}{8\delta}$$

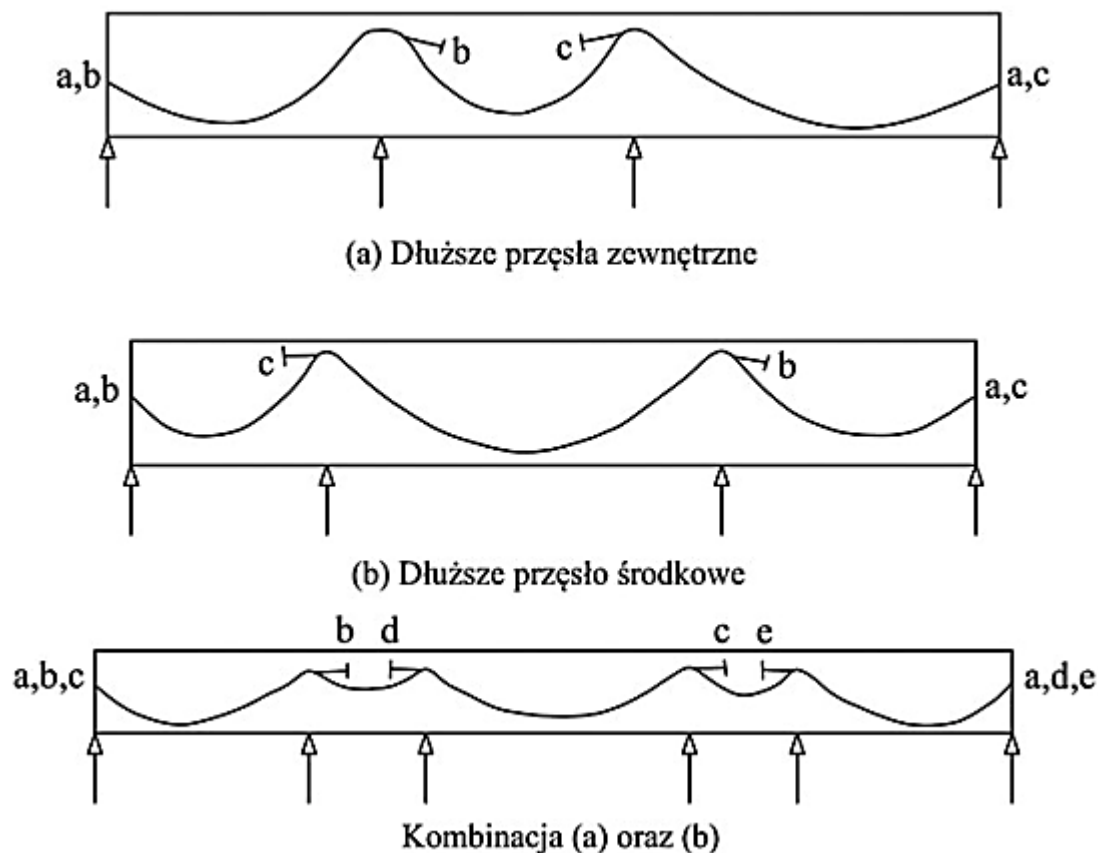
gdzie w odpowiada obciążeniu równemu zewnętrznemu obciążeniu q , które ma być zrównoważone poprzez zastosowanie sprężenia. Szczegółowe omówienie sposobu rozkładu obciążenia q na dwa prostopadłe kierunki zostanie przedstawione w kolejnych sekcjach.

W przypadku konstrukcji ciągłych najbardziej wymagające sprężenie konieczne jest w przęsłach o największych wartościach momentów zginających. Zależnie od rozpiętości, mogą to być przęsła skrajne, jak i wewnętrzne, szczególnie jeśli ich rozpiętość jest większa od pozostałych. Na Rys. 3.30 przedstawiono różne sposoby rozkładu cięgien w poszczególnych przęsłach oraz ich zakotwienia w obrębie elementu. Kluczową zasadą jest, aby każde cięgno było co najmniej raz zakotwione na końcach elementu w sposób aktywny.

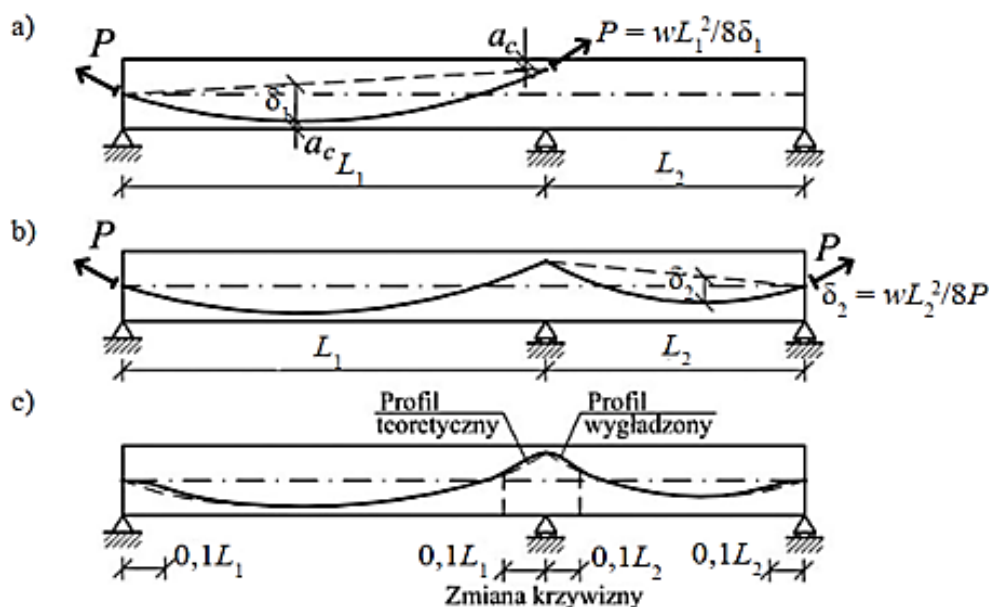
Na przykład, w elemencie trójprzęsłowym z dłuższymi przęsłami skrajnymi i krótszym przęsłem środkowym (patrz. Rys. 3.30 a) zastosowano jedno cięgno biegnące przez wszystkie przęsła („a”) oraz po jednym dodatkowym cięgniem w przęsłach skrajnych („b” i „c”), zakotwionym w przęśle środkowym za podporami. Taki układ minimalizuje zbędne sprężenie w krótszym przęśle środkowym, ale wymaga większego zużycia zakotwień oraz większych nakładów pracy przy ich montażu. Alternatywnie można poprowadzić dwa cięgna przez wszystkie przęsła i zredukować efekt sprężenia w przęśle środkowym poprzez mniejszy zwis.

W przypadku przedstawionym na Rys. 3.30 b preferowanym rozwiązaniem jest stosowanie ciągów przerywanych wewnątrz elementu. W przęśle środkowym, będącym najdłuższym, umieszczono trzy ciąga, podczas gdy w przęsłach skrajnych po dwa. Takie rozwiązanie osiągnięto poprzez zakończenie po jednym ciągu po obu stronach i ich zakotwienie w zakotwieniach biernych poza podporą wewnętrzną. Choć liczba zakotwień pozostaje taka sama jak w przypadku, gdyby wszystkie ciąga biegły przez całą długość elementu, zmniejszono zużycie splotów sprężających oraz uproszczono montaż zakotwień, unikając pracy na czołach elementów.

Rysunek 3.31 ilustruje proces trasowania i określania wymaganego sprężenia w elemencie dwuprzęsłowym, zakładając, że wszystkie ciąga biegną przez całą długość konstrukcji. W pierwszej fazie (Rys. 3.31 a) profil ciągu w przęśle z największym momentem zginającym projektuje się tak, aby maksymalnie wykorzystać zwis. Następnie (Rys. 3.31 b), na podstawie znanej siły sprężającej P , wyznacza się konieczny zwis ciągu δ_2 w krótszym przęśle. Ostatni etap (Rys. 3.31 c) polega na wygładzeniu profilu ciągu nad podporą środkową oraz na zminimalizowaniu odwróconej krzywizny przy podporach skrajnych. Zasięg tej krzywizny nie powinien przekraczać 10% rozpiętości przęsła po każdej stronie podpory [110].



Rys. 3.30. Zakończenie ciągów na długości element wieloprzęsłowego [102]



Rys. 3.31. Optymalne trasowanie sprężenia biegnącego przez cały element dwuprzęsłowy [100].

Podsumowując, w niniejszym podrozdziale autor przedstawił znany sposób rozkładu obciążeń w konstrukcjach sprężonych, uwzględniając różne kierunki sprężenia i cechy płyt. W przypadku sprężenia jednokierunkowego całe obciążenie jest przenoszone w jednym, głównym kierunku nośnym. Natomiast w konstrukcjach dwukierunkowych rozkład obciążeń zależy od stosunku rozpiętości płyty i warunków jej podparcia. W płytach bezbelkowych każde obciążenie musi być przeniesione w obu kierunkach, niezależnie od tego, czy zastosowano sprężenie w jednym, czy w dwóch kierunkach.

W płytach dwukierunkowo sprężonych, opartych na ścianach lub sztywnych belkach, stosunek obciążeń przenoszonych w dwóch prostopadłych kierunkach wynika z różnic w sztywności i rozpiętościach płyty w tych kierunkach, co przypomina sytuację w płytach żelbetowych. Jednak w konstrukcjach kablobetonowych projektant ma możliwość regulowania tego rozkładu poprzez odpowiedni dobór sprężenia. W przypadku izotropowej płyty kwadratowej, w której ciągną są rozmieszczone równomiernie w obu kierunkach, obciążenie przenoszone w jednym kierunku jest zwykle mniejsze ze względu na różnice w mimośrodkach ciągnię. Równomierny rozkład obciążeń można osiągnąć, zmniejszając zagęszczenie ciągnię w warstwie dolnej w jednym z kierunków.

Jeśli płyta ma różne długości boków, równoważenie obciążeń uzyskuje się poprzez umieszczenie ciągnię w dłuższym kierunku pod ciągnięciami w kierunku krótszym. To podejście jest przeciwne do tradycyjnego układu zbrojenia dolnego w płytach dwukierunkowych

opartych na krawędziach. Dzięki tym zabiegom projektant ma możliwość precyzyjnego dostosowania konstrukcji do wymagań nośnych i funkcjonalnych.

3.2.7. STRATY SPRĘŻANIA

Z uwagi na wiele uwarunkowań wykonawczych jak również współdziałania ze sobą materiałów, siła sprężająca w elemencie nie jest stała, lecz ulega zmianom zarówno na długości elementu jak i w czasie. Zmiany te (można to rozumieć jako częściowe rozprężenie) nazywamy stratami sprężenia i w ogólności dzielą się na 2 grupy:

- straty doraźne – powstają w trakcie operacji sprężenia w wyniku zjawisk mechanicznych zachodzących zarówno w urządzeniach naciagowych, kotwiących jak i przy współpracy cięgna z elementem sprężanym. Straty doraźne przedstawia w zależności od technologii sprężenia Tabela 3.2. W dalszych częściach pracy autor pochylił się tylko nad stratami w kablobetonie, ponieważ ta właśnie technologia jest rozpatrywana pod kątem sprężenia ściany szczelinowej.

Tabela 3.2. Zjawiska powodujące straty siły sprężającej i oznaczenia tych strat [113].

	STRUNOBETON	KABLOBETON
1.	Pielęgnacja cieplna betonu ΔP_{Θ}	Straty w zakotwieniu ΔP_{sl}
2.	Odkształcenia sprężyste betonu ΔP_{el}	Niejednoczesne sprężanie kabli ΔP_{el}
3.	Tarcie w uchwytach zapewniających łamaną trasę cięgien ΔP_{μ}	Tarcie kabli o ścianki kanałów prostych i zakrzywionych ΔP_{μ}
4.	Krótkotrwała relaksacja stali ΔP_r	

- straty opóźnione (reologiczne) – powstają w wyniku zmiany objętości elementu (należy to również rozumieć jako zmianę parametrów materiałowych elementu sprężanego w czasie) wywołanej zjawiskami reologicznymi betonu takimi jak skurcz i pełzanie oraz w wyniku relaksacji stali sprężającej. Tabela 3.3. przedstawia zjawiska występujące w kontekście strat reologicznych (jak określa Ajdukiewicz i Memes – „strat po kotwieniu” [97]).

Tabela 3.3. Zjawiska powodujące straty siły sprężającej i oznaczenia tych strat [113].

	STRUNOBETON	KABLOBETON
1.	Skurcz i pęczanie betonu, relaksacja stali po stwardnieniu betonu $\Delta P_{p,c+s+r}$	

Obliczenia strat wykonuje się dla wartości średnich siły sprężającej. Współczynniki modyfikujące wartości sił stosuje się tylko przy sprawdzaniu wymagań dotyczących stanów granicznych konstrukcji.

Procedury obliczeniowe przytoczonych tutaj zagadnień zostały opisane w normach [N1] oraz [N4] patrz. wzory nr. p. 5.10.5.1 i 5.10.2 w [N1] lub pkt. 7.1.5.2 normy [N4]. Niezwykle spójnie i precyzyjnie obliczenia te przedstawiają na podstawie obowiązujących norm Ajdukiewicz i Mames [15] jak również Knauff i Niedośpiał [101], na których autor oparł niniejszy rozdział uzupełniając przytaczane informacje o aspekty PDW.

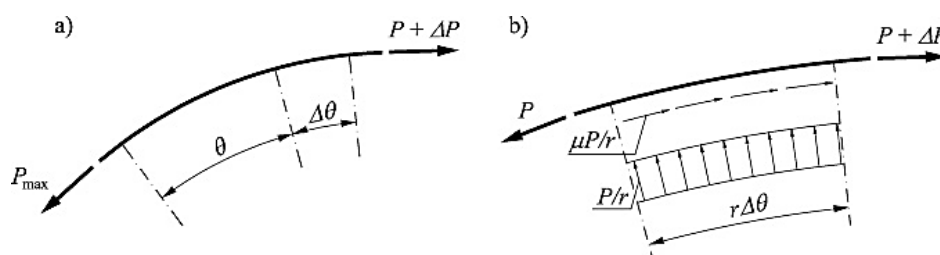
STARTY DORAŻNE

Jak przedstawia Tabela 3.2. do strat doraźnych w kablobetonie należą:

- Straty od tarcia kabła o osłonkę ΔP_μ – napinane cięgno rozpięte na zakrzywionej powierzchni doświadcza sił tarcia między nim, a powierzchnią (Rys. 3.32). Wraz ze wzrostem odległości od punktu przyłożenia siły jej wartość w cięgnie ulega zmniejszeniu.

Wynik strat, co do wartości, zależy jest od krzywizny powierzchni, odległości od punktu przyłożenia siły oraz współczynnika tarcia. Podobny problem dotyczy cięgien sprężających umieszczonych w osłonkach kablowych ukształtowanych po trasach nieprostoliniowych.

W celu wyznaczenia strat sprężenia w zakrzywionym kablu siłę sprężającą P rozpatruje się jako funkcję kąta q [rad]. Promień krzywizny kabła wynosi r , współczynnik tarcia kabła o ściankę kanału μ (patrz. Rys. 3.32a):



Rys. 3.32. Zasada powstawania strat od tarcia (a) i poślizgu cięgna w zakotwieniu [113].

W punkcie $q = 0$ siła naciągu wynosi $P = P_{\max}$. Sprężenie wzdłuż zakrzywionego kabła powoduje poprzeczny nacisk P/r , który generuje tarcie przeciwdziałające ruchowi kabła wzdłuż kanału. Równanie równowagi, które opisuje jednostkowy, krótki odcinek, który leży w odległości od $P_{\max}$ określonej przez kąt q , ma postać (patrz. Rys. 3.32b):

$$-\Delta P = \frac{P}{r} \mu r \Delta \theta,$$

zatem

$$\frac{\Delta P}{\Delta \theta} + P\mu = 0.$$

Przechodząc do granicy przy $\Delta \theta \rightarrow 0$, otrzymuje się równanie różniczkowe:

$$\frac{dP}{d\theta} + P\mu = 0,$$

Rozwiązaniem powyższego wyrażenia jest funkcja $P = Ce^{-\mu\theta}$.

Z warunku $P(\theta = 0) = P_{\max}$ wynika, że $C = P_{\max}$, zatem

$$P = P_{\max} e^{-\mu\theta}$$

Dla $\theta \rightarrow \infty$ funkcja $e^{-\mu\theta}$ dąży do zera, ale realny zakres wartości iloczynu $\mu\theta$ jest niewielki, zatem i siła P jest co najwyżej o 30%) mniejsza od $P_{\max}$ (zwykle znacznie mniej).

Współczynnik tarcia μ zależy od rodzaju powierzchni cięgien i kanałów oraz od kształtu cięgien i ewentualnej rdzy na ich powierzchni. Według normy [N1] wartości μ należy zaczerpnąć z odpowiedniej europejskiej aprobaty technicznej tzn. wytycznych producenta, a jeżeli nie ma dokładniejszych danych, to można stosować wartości podane w normie. Orientacyjne wartości współczynnika tarcia μ wg. [N1] przedstawia Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Orientacyjne i przykładowe wartości współczynnika tarcia μ wg [N1].

Dla sprężenia z przyczepnością	
Tarcie drutów ciągnionych na zimno	$\mu = 0,17$
Tarcie splotów	$\mu = 0,19$
Tarcie gładkich prętów okrągłych	$\mu = 0,35$
Tarcie prętów żebrowanych	$\mu = 0,65$

Dla sprężenia bez przyczepności	
Dla wielosplotowych lub wielodrutowych kabli	$\mu = 0,13 - 0,15$
Dla pojedynczych splotów w osłonie	$\mu = 0,05 - 0,07$

W przypadku trasy teoretycznie prostej kabel, którego średnica jest tylko nieznacznie mniejsza od średnicy kanału, może w wielu miejscach stykać się ze ściankami kanału. Zakłada się, że przyczyną strat jest niekontrolowane „falowanie” przebiegu kabla. Aby uwzględnić całkowite straty, zarówno na odcinkach prostych, jak i zakrzywionych, można wykorzystać następujący wzór:

$$P = P_{\max} e^{-\mu(\theta + kx)},$$

z którego wynika zamieszczony w normie wzór na stratę siły w postaci (p. 5.10.5.2 [N1]):

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}).$$

gdzie:

P_0 – siła sprężająca na początku ciągu,

μ – współczynnik tarcia,

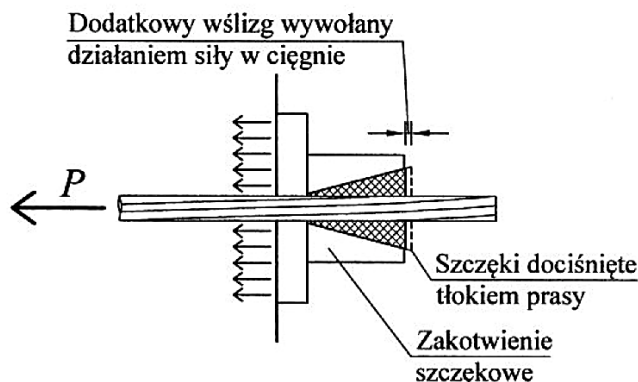
θ – suma kątów odkształcenia toru kabla (rad),

k – współczynnik utraty naprężeń od niecentryczności kabla,

x – długość kabla od początku układu.

- Straty od poślizgu ciągu w zakotwieniu ΔP_{sl} – współczesne zakotwienia szczękowe składają się z tulei z otworem stożkowym, w którym osadzone są szczęki obejmujące splot. Proces zakotwienia polega na zakleszczeniu szczęk w stożkowym otworze, co jest realizowane poprzez ich wciśnięcie przy użyciu cylindrycznego tłoczka prasy (Rys. 3.33). Konstrukcja zakotwienia uniemożliwia jednak jego trwałe zablokowanie z zewnątrz. Ostateczne ustalenie pozycji splotu w zakotwieniu następuje w wyniku działania siły rozciągającej na splot, która wymusza dodatkowe wsunięcie szczęk w tuleję (tzw. *wedge draw-in*). Powoduje to przesunięcie szczęk, skrócenie ciągu oraz spadek siły naciągu. Dla stosowanych obecnie zakotwień wartość przesunięcia szczęk wynosi około 5÷6 mm. Jest to mało istotne w przypadku długich kabli, gdzie wydłużenia podczas naciągu wynoszą kilkadziesiąt centymetrów, lecz ma duże znaczenie przy sprężaniu krótkich elementów,

gdzie całkowite wydłużenie wynosi jedynie 10÷15 mm. Straty wynikające z tego poślizgu są największe w pobliżu zakotwienia i zmniejszają się na długości kabla w wyniku tarcia.



Rys. 3.33. Zasada powstawania strat od poślizgu cięgna w zakotwieniu [100].

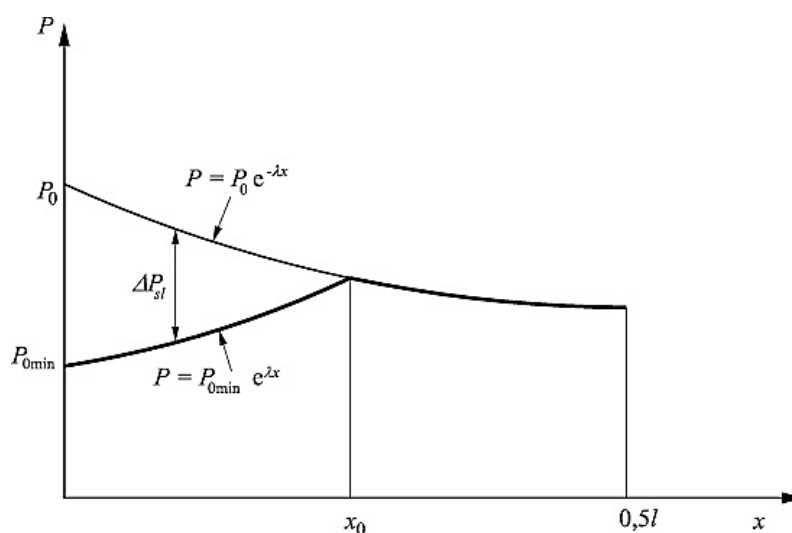
Do obliczenia strat siły sprężającej stosuje się podstawowe wzory zawarte w normie [N4] w punkcie zatytułowanym „Straty spowodowane poślizgiem cięgna w zakotwieniu”. Przyjmując, że siły, tym samym odkształcenia na odcinku x_0 zmieniają się w sposób liniowo zależny, czynności matematyczne doprowadzają do otrzymania zawartego w normie [N5] w pkt. 7.1.5.2. wzoru na stratę siły w odległości x (w przedziale $x < x_0$) od początku układu (najczęściej kotwienia).

$$\Delta P_{sl} = \Delta P_0 \frac{x_0 - x}{x_0} = 2a_p \frac{x_0 - x}{x_0^2} E_p A_p.$$

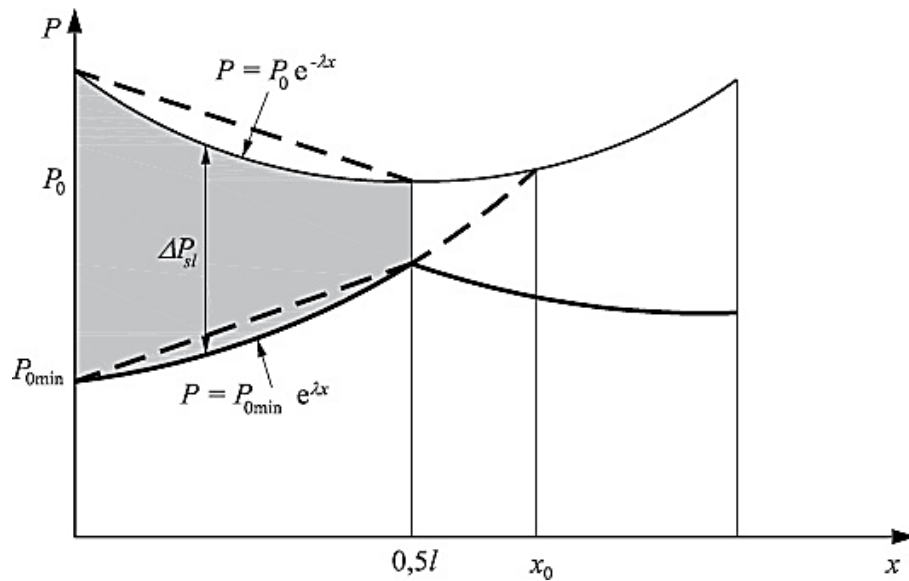
Niezwykle trafnie ujął w formie tabelarycznej kwestię dot. obliczania strat sprężania wywołane tarciem kabli i poślizgiem w zakotwieniach dla technologii kablobetonu Knauf i Niedośpiał [113], co autor przytoczył w Tabeli 3.5. Towarzyszące tabeli rysunki 3.34 i 3.35 przytoczono dalej.

Tabela 3.5. Straty sprężenia wywołane tarcie kabli i poślizgiem w zakotwieniach [113]

$\lambda = \mu\theta + kx$, a jeśli promień krzywizny r można uznać za stały, to $\lambda = \mu \left(\frac{1}{r} + k \right)$ Jeżeli można pominąć wpływ poślizgu, to $P(x) = P_0 e^{-0,5\lambda x}$ i na tym kończy się obliczenia.
Jeżeli trzeba, to należy obliczyć współczynnik χ i zależny od niego zasięg poślizgu x_0 $\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p}, \chi = 1 - \sqrt{\frac{\lambda a_p E_p}{\sigma_{p0}}}, x_0 = \frac{1}{\lambda} \ln \frac{1}{\chi}.$
Jeżeli $x_0 \leq 0,5l$, to rozkład siły sprężającej jest taki jak na Rys. 3.34. $P_{0\min} = \chi^2 P_0, P(x_0) = \chi P_0, P(0,5l) = P_0 e^{-0,5\lambda l}, \Delta P_{sl} = 2a_p \frac{x_0 - x}{x_0^2} E_p A_p$
Jeżeli $x_0 > 0,5l$, to rozkład siły sprężającej jest taki jak na Rys. 35. $P_{0\min} = \frac{P_0 (1 + e^{-0,5\lambda l})}{1 + e^{0,5\lambda l}} - \frac{E_p A_p a_p}{0,5l(1 + e^{0,5\lambda l})}, P(0,5l) = P_{0\min} e^{0,5\lambda l}$



Rys. 3.34. Siła sprężająca w przypadku $x_0 \leq 0,5l$ [113].



Rys. 3.35. Siła sprężająca w przypadku $x_0 > 0,5l$ [113].

- Straty od odkształcenia sprężystego beton – tzn. niejednoczesne sprężanie kabli ΔP_{el} – Gdy napinanych jest kilka grup cięgien, skrócenie elementu spowodowane naciągiem jednej grupy prowadzi do zmniejszenia wydłużenia oraz redukcji naprężeń w cięgnach wcześniej napiętych i zakotwionych (Rys. 3.33). Strata ta nie występuje w przypadku cięgien napinanych w ostatnim etapie ani przy równoczesnym napinaniu wszystkich cięgien. Wartość strat związanych z odkształceniem sprężystym betonu określa się na podstawie przewidywanego skrócenia elementu, uwzględniając liczbę etapów naciągu, zgodnie z wytycznymi [N1], p. 5.10.5.1. Autor pominął kwestie jednoczesnego i naciągu kabli w elementach strunobetonowych z podanych na początku podrozdziału powodów.

$$\Delta P_{el} = P_0 - P = P_0 \frac{\alpha_p \rho_p \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{r^2} \right)}{1 + \alpha_p \rho_p \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{r^2} \right)}.$$

Kolejne czynności matematyczne prowadzące do ostatecznych wyprowadzeń są dość skomplikowane, stąd w normie [N4] stosuje się prostszy wzór, w którym przyjmuje się, że problemowy w ujęciu matematycznym mianownik ten jest równy jeden:

$$\Delta P_{el} = \alpha_p \rho_p \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{r^2} \right) P_0.$$

gdzie:

$$\alpha_e = \frac{E_p}{E_{cm}}, \quad \rho_p = \frac{A_p}{A_{cs}}.$$

STRATY PRZY KOLEJNYM SPRĘŻANIU KABLI

W przypadku niejednoczesnego sprężania kabli, naciąg każdego kolejnego kabla powoduje zmiany naprężeń jedynie w kablach sprężonych wcześniej, natomiast naciąg pierwszego kabla nie generuje żadnych strat sprężystych, ponieważ prasa naciągowa opiera się o sprężany element.

Norma [N4] podaje uproszczony wzór, oparty na założeniu, że wszystkie ciągną znajdują się w tym samym punkcie, czyli ich wypadkowe pokrywają się. Dla przykładu, rozważmy etapowe sprężanie czterech ciągów. W przypadku jednoczesnego zwolnienia naciągu wystąpiłaby strata wynosząca:

$$S = \alpha_e \rho_p \left[1 + \left(\frac{z_{cp}}{r} \right)^2 \right] P_0.$$

Dla przykładu: przy sprężaniu po kolei w ciągu nr 1 (sprężonym jako pierwsze) wystąpi strata wywołana naciągiem trzech późniejszych – wyniesie ona $0,25$ (gdyż są 4 ciągną) $\cdot 3S/4$ (gdyż po ciągu nr 1 naciągnięto jeszcze trzy). Strata w ciągu 2 wyniesie $0,25 \cdot S/2$, strata w ciągu 3 wyniesie $0,25 \cdot S/4$, a strata w ciągu 4 wyniesie 0 [113]. Łączną stratę oblicza się następująco:

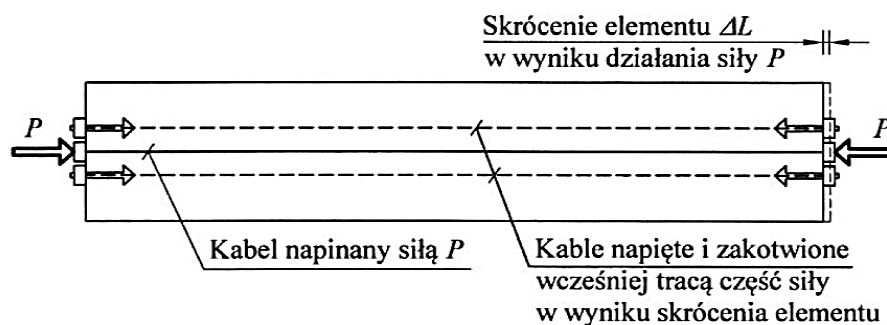
$$\frac{1}{4} \left(\frac{3}{4} + \frac{2}{4} + \frac{1}{4} \right) S = \frac{3}{8} S.$$

Ogólnie, przy kolejnym sprężaniu n ciągów strata wyniesie:

$$\Delta P_{el} = \frac{n-1}{2n} S,$$

gdzie S oznacza stratę, która powstałaby przy jednoczesnym naciągu wszystkich kabli.

Jasne staje się, że straty doraźne siły sprężającej powinny być każdorazowo analizowane na etapie projektowania i weryfikacji stanów granicznych konstrukcji istniejących. W warunkach tzw. normlanych wartość tych strat nie przekracza $10\div 15\%$ przy standardowych rozwiązaniach.



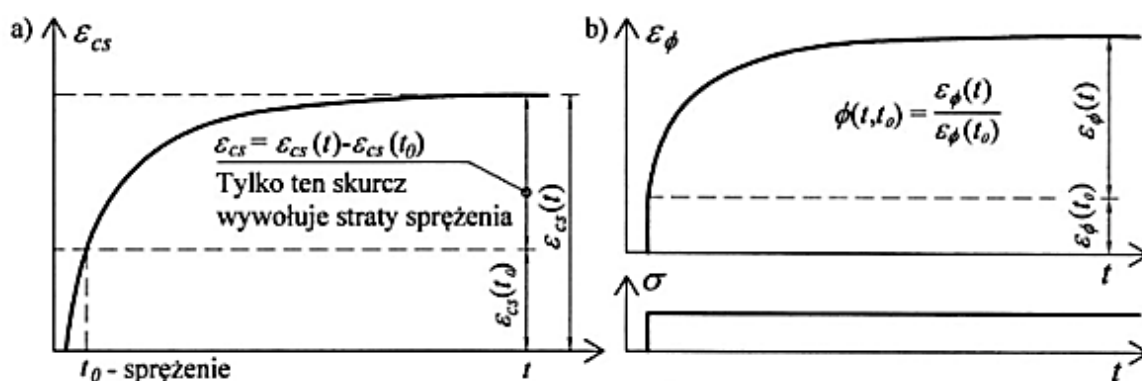
Rys. 3.36. Spadek siły w wyniku odkształcenia sprężystego betonu [113].

STRATY OPÓŹNIONE

Opóźnione straty sprężenia $\Delta P_{p,c+s+r}$ wynikają z reologicznych właściwości betonu i stali sprężającej, rozwijając się w czasie. Straty związane z reologiczną zmianą objętości betonu są spowodowane jego skurczem i pełzaniem.

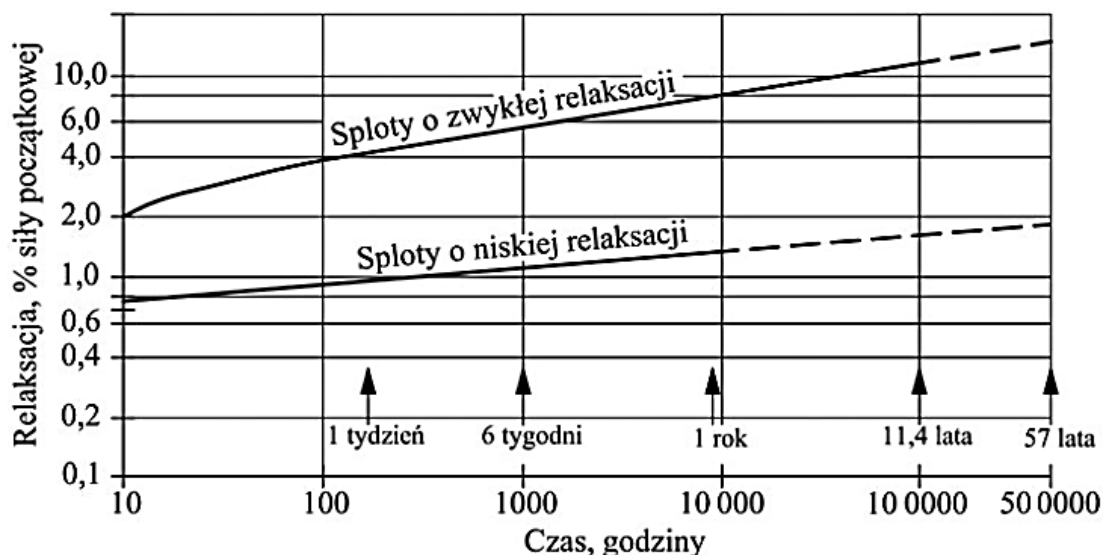
Skurcz betonu to proces samoistnego zmniejszania objętości spowodowany odparowywaniem wody, niezależny od obciążeń. Zjawisko to jest najbardziej intensywne na początku i stopniowo maleje w czasie (Rys. 37a). W konstrukcjach kablobetonowych na wartość strat wpływa jedynie skurcz, który zachodzi od momentu sprężenia t_0 do analizowanego czasu (t) . Aby zminimalizować straty i utrzymać większą siłę sprężającą, korzystne jest możliwie późne wprowadzenie sprężenia.

Pełzanie betonu, czyli stopniowe odkształcenie pod stałym obciążeniem, zależy bezpośrednio od poziomu obciążenia i jego momentu wprowadzenia. Podobnie jak skurcz, pełzanie jest najbardziej intensywne na początku i zanika z czasem (Rys. 37b). W betonie obciążonym wcześniej pełzanie zachodzi szybciej i bardziej intensywnie. Zarówno skurcz, jak i pełzanie całkowicie ustają po około 30 latach.



Rys. 3.37. Rozwój skurczu (a) i pełzania betonu w czasie (b) [100].

Relaksację stali sprężającej rozumie się jako utratę naprężeń przy stałych odkształceniach, która jest zależna od właściwości stali, poziomu naprężeń i co bardzo istotne – temperatury. Interesujące badania na ten temat przedstawili Khan S. i Williams M. [102] – patrz. Rys 3.38 oraz Tabela 3.6.



Rys. 3.38. Relaksacja spłotów w czasie [102].

Tabela 3.6. Wartość relaksacji końcowej w zależności od temperatury przy nieprężeniach początkowych równych $0,7f_p$ [102].

Temperatura	20°C	40°C	60°C	80°C	100°C
Relaksacja	1,8%	3,5%	5,1%	7,5%	10,8%

Norma [N1] zawiera szczegółowe wytyczne dotyczące obliczania odkształceń betonu wynikających z pełzania i skurczu oraz relaksacji stali sprężającej. Straty reologiczne sprężenia, będące efektem tych zjawisk, są wzajemnie powiązane i opisane wspólnym równaniem ([N1] – równanie 5.46). Na Rys. 3.39a przedstawiono zmiany siły sprężającej w czasie w elemencie kablobetonowym, uwzględniając wszystkie źródła strat siły, natomiast Rys. 3.39b ilustruje rozkład siły sprężającej na długości elementu. Po uwzględnieniu strat powstających zarówno w trakcie naciągu, jak i późniejszych strat reologicznych, trwała siła sprężająca w elemencie zwykle wynosi nie mniej niż 75 – 80% początkowej wartości siły przyłożonej do elementu.

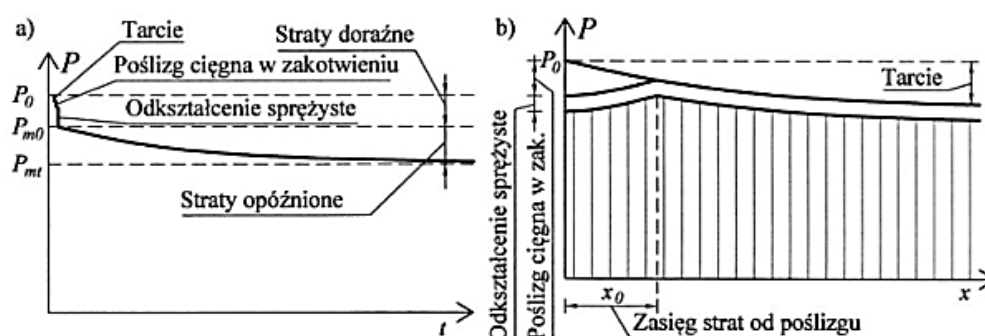
Ilościowe ujęcie relaksacji, szczególnie oszacowanie wpływu jest wciąż kontrowersyjne i rozbieżne w normach.

Normy [N1] i [N4] są w tej kwestii sprzeczne [113]:

- W normie [N4] czytamy: „Przy temperaturze konstrukcji powyżej 60°C straty spowodowane relaksacją po krótkim okresie czasu mogą być 2 do 3 razy większe niż przy temperaturze 20°C. Można przyjmować, że krótkotrwała obróbka cieplna nie ma wpływu na relaksację po długim okresie czasu.”
- Według [N1]: „Pielęgnacja cieplna może mieć wpływ na straty spowodowane skurczem i relaksacją – w związku z tym należy je odpowiednio oszacować; należy także rozpatrzyć bezpośrednie wpływy termiczne (patrz 10.3.2.1 i Załącznik D).” W punkcie 10.3.2.1 wprost stwierdza się, że należy rozpatrzyć wpływ wzrostu temperatury podczas obróbki cieplnej betonu.

Obowiązująca norma Eurokod 2 [N1] zdecydowanie ostrożniej podchodzi do problemu relaksacji splotów stali sprężającej, w stosunku do wyników badań przedstawionych Khana i Williamsa [108]. Zgodnie z normą, dla splotów o niskiej relaksacji (klasa 2), wartość relaksacji po 1000 godzinach ρ_{1000} powinna wynosić 2,5%. Końcowa wartość relaksacji, obliczona dla okresu 500 000 godzin (57 lat), przy początkowych naprężeniach równych $0,7f_{pk}$ i relaksacji po 1000 godzinach wynoszącej 2,5%, osiąga 3,9%. Oznacza to, że wartość końcowa stanowi 1,6 – krotność wartości po 1000 godzinach, co jest zgodne z wynikami badań przedstawionymi na Rys. 3.38. W projektowaniu można zatem bezpiecznie przyjąć, że stosunek relaksacji końcowej do wartości po 1000 godzinach wynosi 1,6 [100].

Zjawisko relaksacji stali uwzględnia się głównie przy konstruowaniu konstrukcji strunobetonowych. W konstrukcjach kablobetonowych korzysta się danych dostarczonych przez producenta w aprobacie technicznej.



Rys. 3.39. Przebieg siły w czasie (a) i na długości (b) w elemencie kablobetonowym [100].

Podsumowując, całkowite straty sprężania w kablobetonie można oszacować jako sumę:

$$\Delta P = \Delta P_{\text{tarcie}} + \Delta P_{\text{kotwy}} + \Delta P_{\text{relaksacja}} + \Delta P_{\text{skurcz}} + \Delta P_{\text{pełzanie}}$$

Każda z tych składowych jest obliczana zgodnie z wytycznymi normy, a ich wartość zależy od parametrów konstrukcji (długości kabli, geometrii, klasy stali, klasy betonu itp.).

Zdaniem podsumowania można stwierdzić, iż wysoki moduł sprężystości zmniejsza straty przy sprężaniu oraz ugięcie doraźne konstrukcji sprężonej. Niski skurcz i pełzanie obniżają straty opóźnione oraz trwałe odkształcenia danej konstrukcji.

3.2.8. UWARUNKOWANIA PROJEKTOWE WG OBOWIĄZUJĄCYCH NORM

Jak powszechnie wiadomo stosowanie norm projektowych w konstruowaniu konstrukcji inżynierskich ma kluczowe znaczenie z wielu powodów. Oto najważniejsze aspekty:

- **Bezpieczeństwo konstrukcji:** normy projektowe określają minimalne wymagania dotyczące wytrzymałości, stabilności i trwałości konstrukcji, co zmniejsza ryzyko awarii lub katastrof budowlanych.
- **Ujednolicenie standardów:** normy zapewniają spójność w projektowaniu i wykonawstwie, co ułatwia współpracę między projektantami, wykonawcami i producentami materiałów budowlanych.
- **Zgodność z przepisami prawa:** normy pomagają spełnić wymagania regulacji prawnych, takich jak prawo budowlane, które często odwołuje się do określonych norm.
- **Optymalizacja kosztów i efektywność:** stosowanie norm pozwala na racjonalne projektowanie, co może prowadzić do redukcji kosztów przy jednoczesnym zachowaniu wymaganego poziomu bezpieczeństwa i funkcjonalności.
- **Ochrona środowiska:** normy uwzględniają także aspekty ekologiczne, takie jak efektywność energetyczna czy zrównoważone wykorzystanie materiałów.
- **Ułatwienie certyfikacji i odbioru technicznego:** konstrukcje zaprojektowane zgodnie z normami łatwiej poddają się ocenie i odbiorowi technicznemu przez odpowiednie instytucje.

Warto dodać, iż stosowanie norm projektowych nie zawsze jest obowiązkowe. Od 1 stycznia 2003 r. nowa Ustawa o normalizacji zniosła obligatoryjność norm i stosowanie Polskich Norm zgodnie z art. 5 ust. 3 ustawy jest już całkowicie dobrowolne [115]. W wielu krajach stosowanie norm jest jednak obligatoryjne, gdyż są one powiązane z przepisami prawa budowlanego

lub innymi regulacjami technicznymi. W Polsce np. normy zharmonizowane z Unią Europejską (tzw. Eurokody) są podstawą do oceny zgodności projektów budowlanych z przepisami. Zatem jeśli normy są przywołane w aktach prawnych (np. w rozporządzeniach), ich stosowanie jest obowiązkowe. W przypadku braku wyraźnego obowiązku prawnego, stosowanie norm jest jednak praktyką powszechnie akceptowaną, ponieważ projektant musi wykazać, że jego rozwiązanie jest bezpieczne i zgodne z zasadami sztuki inżynierskiej. Najprostszym na to sposobem jest odniesienie się właśnie do norm. Nawet jeśli normy nie są obowiązkowe z punktu widzenia prawa, ich niestosowanie może narażać projektanta na odpowiedzialność prawną w przypadku awarii konstrukcji. Nawet gdy nie jest to wymóg formalny, normy są narzędziem ułatwiającym projektowanie zgodne z najlepszymi praktykami i zasadami sztuki inżynierskiej.

W kwestii konstrukcji sprężonych na świecie istnieją następujące normy projektowe:

Europa

- Eurokody – Standardowe przepisy obowiązujące w większości krajów europejskich.

Stany Zjednoczone

- ACI 318 – „Building Code Requirements for Structural Concrete” (Amerykański Instytut Betonu). Standard ACI 318 zawiera zasady projektowania konstrukcji betonowych, w tym sprężonych.
- PTI Standards (Post-Tensioning Institute). Wytyczne dla konstrukcji sprężonych, szczególnie w zakresie technologii sprężania.

Międzynarodowe

- ISO 22966 – „Concrete Structures for Buildings — Design of Prestressed Concrete Structures”. – Międzynarodowa norma ISO dotycząca projektowania konstrukcji sprężonych.
- FIB Model Code – Wytyczne opracowane przez Międzynarodową Federację Betonu (FIB).

Inne kraje:

- Australia: AS 3600 – Concrete Structures.
- Kanada: CSA A23.3 – Design of Concrete Structures.
- Japonia: JSCE Guidelines – Wytyczne Japońskiego Stowarzyszenia Inżynierów Budownictwa.

W Polsce projektowanie konstrukcji sprężonych opiera się na normach europejskich, które zostały zaadaptowane jako krajowe przepisy techniczne. Kluczową rolę odgrywa PN-EN 1992-1-1 [N1], czyli Eurokod 2, który określa ogólne zasady projektowania konstrukcji z betonu, w tym elementów sprężonych (patrz rozdział 5 te same normy). Norma ta zawiera szczegółowe wytyczne dotyczące doboru materiałów, analizy stanów granicznych oraz metod obliczeniowych. W przypadku projektowania mostów betonowych stosuje się PN-EN 1992-2, będący częścią Eurokodu 2. Dodatkowo, inne normy z rodziny Eurokodów, takie jak PN-EN 1991-1, dostarczają szczegółowych wytycznych dotyczących obciążeń działających na konstrukcje – od obciążeń użytkowych, przez wiatrowe i śniegowe, po oddziaływania sejsmiczne. W uzupełnieniu do Eurokodów stosowane są również normy krajowe, takie jak PN-B-03264 [N4], które dostosowują przepisy do specyficznych warunków i praktyk budowlanych w Polsce. W niektórych przypadkach można korzystać także z wytycznych opracowanych przez polskie instytuty badawcze, takie jak Instytut Techniki Budowlanej (ITB).

W innych krajach stosowane są różnorodne normy, które uwzględniają lokalne warunki geograficzne, klimatyczne i technologiczne. W krajach europejskich, podobnie jak w Polsce, podstawą są Eurokody. W innych częściach świata dominują lokalne standardy techniczne, które różnią się szczegółowością oraz podejściem do projektowania. W Stanach Zjednoczonych projektowanie konstrukcji sprężonych odbywa się zgodnie z wytycznymi Amerykańskiego Instytutu Betonu (ACI 318), który szczegółowo opisuje zasady projektowania, wykonania i utrzymania konstrukcji betonowych. Wytyczne te są często uzupełniane przez normy opracowywane przez Post-Tensioning Institute (PTI), szczególnie w zakresie technologii sprężania. Na poziomie międzynarodowym istnieje także ISO 22966, czyli norma opracowana przez Międzynarodową Organizację Normalizacyjną, która dostarcza wytycznych dla projektowania konstrukcji betonowych sprężonych w różnych regionach świata. Istotne znaczenie mają również wytyczne Międzynarodowej Federacji Betonu (FIB Model Code), które stanowią punkt odniesienia dla projektantów z wielu krajów. Inne kraje, takie jak Australia, Kanada czy Japonia, również posiadają własne normy techniczne, dostosowane

do specyficznych wymagań. Przykładem może być australijska norma AS 3600, kanadyjska CSA A23.3 czy japońskie wytyczne opracowane przez Stowarzyszenie Inżynierów Budownictwa (JSCE Guidelines).

Oczywiście, przed stosowaniem normy znanej jako EC2, konstrukcje sprężone i projekty tych konstrukcji powinny spełniać takie same podstawowe wymagania jak inne konstrukcje budowlane, co do których wymagania stawia PN-EN 1990 *Podstawy projektowania konstrukcji* [N11]. Jest związane to m.in. z wspólnymi terminami i symbolami stosowanymi w innych Eurokodach, postawieniu podstawowych wymagań dotyczących niezawodności, projektowanego okresu użytkowania konstrukcji, trwałości i jakości, a także postawieniu podstaw stosowania metody stanów granicznych oraz metody współczynników częściowych (w tym kombinacje oddziaływań oraz wartości. Normy techniczne, stosowane w procesie projektowania i oceny konstrukcji, dzielą się zasadniczo na dwie grupy. Pierwsza obejmuje reguły odnoszące się do analitycznego sprawdzania stanów granicznych konstrukcji, natomiast druga dotyczy szczegółowych zasad projektowania i konstruowania. Weryfikacja stanów granicznych (SG) uznawana jest za wiarygodną wyłącznie wówczas, gdy uwzględnia szczegółowe wymagania wynikające z zasad projektowych. Zasady dotyczące projektowania konstrukcji, w tym otuliny betonowej oraz rozmieszczenia cięgien, odgrywają kluczową rolę w zapewnieniu trwałości i funkcjonalności elementów żelbetowych i sprężonych. Właściwe zaprojektowanie otuliny zapewnia adhezję cięgien do betonu oraz chroni stal sprężającą przed korozją. Te aspekty zostały szczegółowo omówione w poprzednich sekcjach. W kolejnych częściach niniejszego podrozdziału opisano wytyczne związane z odpornością ogniową konstrukcji, które obejmują wymagania dotyczące minimalnych wymiarów przekrojów elementów oraz grubości betonowych warstw ochronnych, mających na celu osłonę stalowych elementów konstrukcyjnych przed działaniem wysokich temperatur. Warto zaznaczyć, że wymagania ogniowe są stosunkowo prostymi zasadami projektowymi, pod warunkiem, że zastosowanie znajduje metoda tabelaryczna zgodna z normą [N4]. Niemniej jednak, dla uzyskania bardziej precyzyjnych i optymalnych rozwiązań, preferuje się wykorzystanie zaawansowanych metod obliczeniowych, które uwzględniają złożoność procesów fizykochemicznych zachodzących w materiale podczas pożaru. Norma [N1] szczegółowo reguluje również kwestie dotyczące minimalnych wymagań dla zbrojenia podłużnego i poprzecznego. Przy projektowaniu należy rozróżnić dwa podstawowe rodzaje minimalnego zbrojenia:

- Zbrojenie minimalne związane z nośnością graniczną, którego funkcją jest zapobieganie nagłym, kruchym zniszczeniom elementów konstrukcji, co mogłoby prowadzić do katastrofy budowlanej.
- Zbrojenie minimalne ograniczające szerokość rys, które zapewnia, że pod działaniem momentów rysujących szerokość powstałych pęknięć nie przekracza dopuszczalnych wartości granicznych, określonych w normach technicznych.

Współczesne przepisy dotyczące minimalnego zbrojenia są znacznie bardziej złożone i zaawansowane w porównaniu do uproszczonych wytycznych zawartych w starszych normach, które często posługiwały się pojedynczymi wskaźnikami, np. określającymi minimalny procent zbrojenia w elementach żelbetowych.

Zgodnie z zapisami punktu 3.2.5 zakotwienia (ang. *anchorages*) oraz łączniki (ang. *couplers*) pełnią kluczową rolę w przenoszeniu siły sprężającej na beton w strefach zakotwień oraz w łączeniu odcinków cięgien w ciągłe elementy sprężające. Konstrukcja tych elementów, materiały użyte do ich wykonania oraz ich odporność na zmęczenie muszą być zgodne z wymogami odpowiednich europejskich aprobat technicznych. Ważnym aspektem jest wyeliminowanie ryzyka przedwczesnej utraty nośności tych elementów, co mogłoby zakłócić prawidłowy transfer siły sprężającej. Nośność zakotwień i stref zakotwienia powinna być wystarczająca do przeniesienia całkowitej siły sprężającej na beton, a powstałe rysy w obszarze zakotwień nie mogą negatywnie wpływać na funkcjonalność konstrukcji. Europejskie aprobaty techniczne często zawierają szczegółowe wytyczne dotyczące wymaganego zbrojenia poprzecznego w strefach zakotwień, zwłaszcza w elementach kablobetonowych. Zestawy zakotwień oraz łączników muszą spełniać wymagania wytrzymałościowe, uwzględniając ich charakterystyki związane z wydłużeniem i zmęczeniem. Nie zaleca się ich lokalizowania w obszarach, gdzie występują intensywne naprężenia wynikające z obciążeń innych niż te generowane przez proces sprężania. Minimalny dopuszczalny promień krzywizny cięgien bez przyczepności do betonu powinien być określony na podstawie norm i aprobat technicznych obowiązujących w Europie.

UWAGI O STOSOWANIU NORMY PN-B-03264:2002 [N4]

Metody określania nośności granicznej przekrojów w normie PN-B-03264 [N4] są zasadniczo zbieżne z procedurami opisanymi w normie PN-EN 1991-1 [N1]. Jednakże reguły dotyczące analizy zarysowania konstrukcji w normie [N4] znacząco różnią się od tych przyjętych

w starszych normach technicznych. W normie [N4] rezygnuje się z klasyfikacji konstrukcji pod względem rysoodporności. Kluczowe znaczenie przypisuje się natomiast wymaganiom odnoszącym się do szerokości rys oraz warunku „braku rozciągania”, uzależnionym od klasy ekspozycji środowiska, co jest zgodne z podejściem opisanym w normie [N1].

Pomimo pewnych pozornych podobieństw, szczegółowe wytyczne normy [N4] różnią się istotnie od tych zawartych w [N1]. Przykładowo, choć w obu dokumentach wymaga się, aby szerokość rys nie przekraczała wartości granicznych, w [N4] warunek „braku rozciągania” pełni analogiczną funkcję do warunku dekompresji opisanego w [N1]. Niemniej jednak, norma [N4] jest powiązana z polskimi regulacjami dotyczącymi kombinacji obciążeń (zgodnie z PN-82/B-2000 [N6]), w których dla stanu granicznego użyteczności (SGU) przewiduje się jedynie dwie kombinacje: podstawową (uwzględniającą obciążenia stałe oraz jedno, najbardziej niekorzystne obciążenie zmienne) oraz długotrwałą [113]. Brak natomiast kombinacji obciążeń częstych, co skutkuje odmiennym przypisaniem wymagań w tablicy 14 normy [N4]. Warunek „braku rozciągania” w normie [N4] odnosi się do podstawowej kombinacji obciążeń w SGU, podczas gdy w normie [N1] analogiczny warunek dekompresji w najbardziej agresywnych środowiskach sprawdza się dla kombinacji obciążeń częstych. Taka różnica sprawia, że normy te, choć zbliżone w założeniach, różnią się znacząco w praktycznym zastosowaniu. Zasady obliczania szerokości rys w normach europejskich, w tym w [N1], zostały istotnie udoskonalone po 2002 roku. Tym samym, projektowanie oparte na starszych normach, takich jak PN-B-03264:2002 [N4], nie spełnia obecnych standardów inżynierskich. Szczegółową analizę tej problematyki przeprowadził M. Knauff, który wskazał na istotne niedociągnięcia przepisów normy [N4], zwłaszcza w kontekście minimalnego zbrojenia względem zarysowania (zob. [114], wzór (111)). W normie [N4], zasady wyznaczania minimalnego zbrojenia związane z przepisem 7.1.9.3 są uznawane za niejasne i pozbawione podstaw teoretycznych, zwłaszcza w przypadkach, gdy zbrojenie sprężające oraz niesprężające są rozmieszczone w kilku warstwach. Chociaż norma [N4] wykorzystuje te same tablice do określania maksymalnej średnicy prętów co norma [N1], brakuje w niej wzorów umożliwiających uwzględnienie wytrzymałości betonu na rozciąganie oraz odległości zbrojenia od krawędzi przekroju. W rezultacie proces analizy szerokości rys według normy [N4] jest trudny do zrozumienia i nie ma spójnego uzasadnienia fizycznego. W normie [N1] dopuszcza się pominięcie sprawdzania minimalnego zbrojenia w sytuacjach, gdy naprężenia wywołane całkowitym obciążeniem charakterystycznym nie przekraczają wartości średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} .

Podsumowując, stosowanie normy PN-B-03264:2002 [N4] w projektowaniu konstrukcji sprężonych można uznać za odpowiednik tradycyjnego podejścia z wykorzystaniem dopuszczalnych naprężeń rozciągających f_{ctm} , uzupełnionego o dodatkowe wymagania związane z „brakiem rozciągania” oraz minimalnym zbrojeniem z uwagi na ograniczenie zarysowania. Wymóg „braku rozciągania” oznacza konieczność przyjęcia zerowego dopuszczalnego naprężenia rozciągającego w betonie. W klasach ekspozycji XC, XF1 oraz XF3 należy weryfikować to wymaganie dla kombinacji obciążeń długotrwałych, natomiast w bardziej agresywnych środowiskach (XD, XS, XF2, XF4, XA) – dla kombinacji podstawowej w SGU. Brak kombinacji obciążeń częstych w polskim systemie norm powoduje, że wymagania normy [N4] są bardziej rygorystyczne niż te w normie [N1], gdzie w najtrudniejszych warunkach środowiskowych warunek dekompresji odnosi się do kombinacji częstych. Opisane powyżej niedoskonałości normy [N4], w tym brak spójności oraz niejasność procedur weryfikacji zarysowania i minimalnego zbrojenia, sprawiają, że nie powinna być ona stosowana w projektowaniu współczesnych konstrukcji sprężonych. Normy takie jak [N1], oparte na bardziej zaawansowanych i precyzyjnych metodach obliczeniowych, są zdecydowanie lepiej dostosowane do wymagań współczesnego budownictwa.

Poniżej autor niniejszej rozprawy doktorskiej przedstawił algorytm obliczania konstrukcji kablobetonowych zgodnie z obowiązującymi normami projektowymi. Następnie zostanie przedstawiony tok postępowania z wykorzystaniem formuł literowych, w kontekście wykorzystania do technologii PDW.

ALGORYTM OBLICZANIA KONSTRUKCJI KABLOBETONOWYCH

1. Zdefiniowanie założeń projektowych

- Określenie geometrii elementu: długość, przekrój oraz rozmieszczenie kabli sprężających
- Materiały: klasa betonu (np. C30/37), stal sprężająca (np. Y1860S7), i ich właściwości (wytrzymałość, moduł sprężystości, kwestie reologiczne)

2. Modelowanie i obciążenia [N2]

- Wyznaczenie obciążeń stałych (ciężar własny, wyposażenie) oraz zmiennych (użytkowe, wiatrowe, termiczne, technologiczne środowiskowe)
- Przyjęcie odpowiednich kombinacji obciążeń zgodnie z normą

3. Obliczenie wstępnych parametrów konstrukcji sprężonej

- Wyznaczenie schematu statycznego
 - Wybór liczby i rodzaju cięgien (np. sploty o niskiej relaksacji)
 - Wyznaczenie kształtu trasy kabli (proste, paraboliczne, krzywoliniowe) z uwzględnieniem ograniczeń geometrii i strat sprężania
- Wstępne określenie siły sprężającej $P_{\max}$ na podstawie wypadkowych sił i momentów (metoda równowagi sił)
- Analiza trajektorii kabli w elemencie: prostoliniowa, paraboliczna lub mieszana

4. Analiza statyczna i wyznaczenie sił wewnętrznych

- Obliczenie momentów zginających, sił normalnych i sił tnących w elementach przy uwzględnieniu przewidywanych obciążeń
- Wprowadzenie wstępnych sił sprężających i określenie ich wpływu na siły wewnętrzne

5. Obliczenie strat sprężania – patrz. pkt. 3.2.7.

- Technologia kablobetonu:
- Straty w zakotwieniu ΔP_{sl}
- Niejednoczesne sprężanie kabli ΔP_{el}
- Tarcie kabli o ścianki kanałów prostych i zakrzywionych ΔP_{μ}
- Skurcz i pełzanie betonu, relaksacja stali po stwardnieniu betonu $\Delta P_{p,c+s+r}$

6. Analiza sił wewnętrznych

- Obliczenie wypadkowej siły sprężającej po uwzględnieniu strat na każdej długości kabla
- Wyznaczenie momentów zginających, sił ściskających i sił poprzecznych w elementach

7. Projektowanie przekroju

- Obliczenie sił normalnych, naprężeń w betonie i zbrojeniu
- Sprawdzenie nośności przekroju w stanie granicznym nośności (ULS) pod kątem:
 - Zginania
 - Ścinania (z uwzględnieniem wkładki zbrojeniowej)
- Sprawdzenie stanu granicznego użytkowości (SLS):
 - Kontrola naprężeń w betonie i stali
 - Ograniczenie zarysowania i ugięć

8. Projektowanie zakotwień i osłon kablowych

- Dobór zakotwień szczękowych lub klinowych
- Uwzględnienie lokalnych naprężeń w strefach zakotwień
- Sprawdzenie trwałości osłon kablowych (np. odporność na korozję)

9. Weryfikacja warunków wykonania sprężenia

- Określenie etapu wprowadzenia sił sprężających
- Uwzględnienie kolejności naciągu kabli w przypadku etapowego sprężania
- Sprawdzenie minimalnego czasu dojrzewania betonu przed sprężeniem

10. Analiza wyników i optymalizacja projektu

- Porównanie wyników obliczeń z wymaganiami normowymi
- Wprowadzenie korekt w przypadku przekroczenia dopuszczalnych wartości

11. Sporządzenie dokumentacji projektowej

- Uwzględnienie wyników obliczeń w projekcie technicznym
- Przedstawienie rozmieszczenia kabli, obciążeń i etapów realizacji w rysunkach konstrukcyjnych
- Dołączenie zestawień materiałowych, wyników obliczeń oraz zaleceń technologicznych zgodnie z normą

12. Etap wykonawczy i weryfikacja

- Kontrola jakości materiałów i montażu zgodnie z dokumentacją projektową.
- Monitorowanie wprowadzenia siły sprężającej (kontrola sił w kablach i odkształceń betonu).
- Przeprowadzenie odbioru konstrukcji i ocena zgodności z projektem.

Parametry współczynników oddziaływań oraz zasady formułowania ich kombinacji zostały określone w normie [N2] oraz w Eurokodzie 1, podczas gdy wartości współczynników materiałowych zawiera norma [N1]. Zasady wynikające z metody częściowych współczynników zgodnie z normą [N11] mają uniwersalne zastosowanie we wszystkich typach konstrukcji budowlanych. W niniejszym opracowaniu skupiamy się na specyficznych aspektach stosowania tych reguł w projektowaniu konstrukcji sprężonych.

W przypadku analiz konstrukcji żelbetowych najczęściej uwzględnia się podstawową kombinację oddziaływań kluczową dla stanu granicznego nośności (SGN) oraz kombinację

quasi-stałą istotną dla stanów granicznych użyteczności (SGU). Natomiast przy projektowaniu konstrukcji sprężonych konieczne jest przeprowadzenie oceny wymagań zarówno dla SGN, jak i SGU, w przynajmniej dwóch fazach: sytuacji trwałej i początkowej.

Zgodnie z tabelą 3.7, wymagania odnoszące się do strefy rozciąganej mogą być uzależnione od wszystkich trzech kombinacji oddziaływań przewidzianych dla SGU, które zostały zdefiniowane w normie [N2].

Tabela 3.7. Wymagania normy [N1] dotyczące strefy rozciąganej w elementach sprężonych ciągnami, które mają przyczepność do betonu [101].

Klasa ekspozycji	Kombinacja oddziaływań quasi-stałych	Kombinacja oddziaływań częstych
X0, XC1	—	$w_k \leq 0,2 \text{ mm}$
XC2, XC3, XC4	$c_c \geq 25 \text{ mm}$	
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3	—	$c_c \geq 25 \text{ mm}$

Zgodnie z zapisami punktu 7.3.2(4) normy [N1], minimalne zbrojenie nie jest wymagane w przekrojach, w których w wyniku działania charakterystycznej kombinacji oddziaływań w betonie występują naprężenia ściskające lub rozciągające, które nie przekraczają wartości $\sigma_{ct,p}$. Przyjmując, zgodnie z normą [N1], że $\sigma_{ct,p}$ jest równe średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} , wynika z tego, że w przekrojach, gdzie naprężenia nie przewyższają f_{ctm} , nie ma konieczności sprawdzania szerokości rys. Jest to zgodne z zasadą, że minimalne zbrojenie ma za zadanie ograniczyć szerokość rys do wartości granicznej. W związku z tym elementy sprężone mogą być projektowane z uwzględnieniem dopuszczalnych naprężeń rozciągających, przyjmowanych jako równe f_{ctm} . Warunkiem jest jednak, aby wartość tych naprężeń nie została przekroczona przy charakterystycznej kombinacji oddziaływań.

Warto również zauważyć, że w wielu obliczeniach efekt sprężenia oznaczony symbolem P nie jest jednoznacznie określony. Podczas wyznaczania momentu granicznego w stanie trwałym i w stanach przejściowych przyjmuje się, że naprężenie w ciągnach, gdzie w stanie granicznym nośności (SGN) występują znaczące odkształcenia, osiąga wartość obliczeniowej granicy plastyczności stali sprężającej f_{pd} . W pozostałych ciągnach wartość naprężenia jest mniejsza i zależy od poziomu odkształceń. Gdyby przyjąć, że naprężenie we wszystkich

ciągach równe jest f_{pd} , to efektywne sprężenie uwzględniane w obliczeniach byłoby niższe niż średni efekt sprężenia w proporcji odpowiadającej stosunkowi obliczeniowej granicy plastyczności do jej średniej wartości.

W definicjach kombinacji oddziaływań uwzględnia się efekt siły sprężającej, oznaczony jako P . Zasady sprawdzania stanów granicznych użyteczności oraz zmęczenia opisane są w punkcie 5.10.9 normy [N1], gdzie zdefiniowano dwie wartości charakterystyczne siły sprężającej: $P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x)$ i $P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x)$. Obie wartości zależą od średniej siły sprężającej $P_{m,t}(x)$ w określonym czasie t i punkcie x , dla którego wykonywane jest sprawdzenie.

Podczas sprawdzania SGN należy analizować podstawową kombinację oddziaływań zdefiniowaną w normie [N2] ogólnym wzorem (6.10), ewentualnie korzystać z mniej korzystnych wzorów (6.10a) i (6.10b). Wszystkie te wzory uwzględniają składnik $\gamma_P P$, który odzwierciedla efekt siły sprężającej w stanie granicznym nośności. Zgodnie z punktem 2.4.2.2 normy [N1], współczynnik $\gamma_P P$ przyjmuje wartości $\gamma_P = \gamma_{P, fav}$ (dla sytuacji korzystnych) lub $\gamma_P = \gamma_{P, unfav}$ (dla sytuacji niekorzystnych). Norma wskazuje, że „wartość obliczeniowa sprężenia P może opierać się na średniej wartości siły sprężającej”. Zazwyczaj, w trwałych i przejściowych sytuacjach, dla uzyskania korzyści projektowych stosuje się $\gamma_P = \gamma_{P, fav} = 1,0$. Przy analizie stateczności konstrukcji sprężonych cięgnami zewnętrznymi zaleca się stosowanie $\gamma_{P, unfav}$ – dla całej konstrukcji wartość tego współczynnika wynosi 1,3, natomiast w przypadku lokalnych oddziaływań, np. w strefach zakotwień, wartość wynosi 1,2.

Warto zaznaczyć, że efekt sprężenia oznaczony symbolem P nie jest jednoznacznie określony w wielu obliczeniach. W stanie trwałym i w stanach przejściowych, przy wyznaczaniu momentu granicznego w SGN, zakłada się, że naprężenie w cięgnach o znaczących odkształceniach osiąga wartość granicy plastyczności stali sprężającej f_{pd} . W pozostałych cięgnach naprężenie zależy od poziomu odkształceń. Przyjęcie wartości f_{pd} dla wszystkich cięgien skutkowałoby efektywnym sprężeniem w obliczeniach niższym niż średni efekt sprężenia, proporcjonalnie do stosunku granicy plastyczności do jej średniej wartości.

MINIMALNA OTULINA

Warunkiem racjonalnego projektowania i optymalnego wykorzystania efektów sprężania jest odpowiednie profilowanie cięgien, przy zachowaniu maksymalnych dopuszczalnych wartości mimośrodków i zwisów. Wartości te są determinowane przez minimalne otulenie, wymagane z punktu widzenia odporności ogniowej stropu. Minimalne odległości osi cięgna od zewnętrznej krawędzi przekroju zostały określone w normach technicznych, przy czym różnią się one w zależności od rodzaju konstrukcji – szczegółowe wartości dla płyt sprężonych i płaskich są przedstawione w odpowiednich tabelach normatywnych (patrz Tabela 3.8 i Tabela 3.9.).

Dla konstrukcji sprężonych, wartości minimalnych odległości, odpowiadające krytycznej temperaturze splotów wynoszącej $\theta_{cr} = 350^{\circ}\text{C}$, należy zwiększyć o 15 mm. Taka korekta pozwala na osiągnięcie wymaganej wytrzymałości stali w warunkach pożaru, gdzie jej wykorzystanie określa się jako $\sigma_{p,fi} / f_{p0,1k} = 0,55$. W przypadku przeprowadzania bardziej szczegółowych analiz zgodnie z normami, możliwe jest dalsze zmniejszenie odległości cięgien od krawędzi przekroju. Jest to realizowane poprzez obniżenie początkowych naprężeń w stali sprężającej, co jednak wiąże się z koniecznością zwiększenia ilości stali w konstrukcji, aby zachować podobne parametry nośności i użyteczności. Z uwagi na tę konieczność, rozwiązanie to jest uznawane za mniej efektywne w przypadku płyt kablobetonowych [97].

W przypadku standardowych wymagań odporności ogniowej płyt stropowych, takich jak nośność w warunkach pożaru klasy R60, minimalna odległość osi cięgna od krawędzi przekroju wynosi [N3]:

- 35 mm dla płyt jednokierunkowych,
- 25 mm dla płyt dwukierunkowych o stosunku boków $l_y/l_x \leq 1,5$,
- 30 mm dla płyt płaskich.

Uwzględniając średnicę splotu w osłonce wynoszącą 20 mm, wymagane otulenia dla poszczególnych przypadków wynoszą odpowiednio 25 mm, 15 mm i 20 mm. Wartości te są mniejsze niż minimalne otulenie wymagane dla zbrojenia zwykłego, które wynika z przepisów dotyczących zbrojenia żelbetowego. Jednakże ich zastosowanie w konstrukcjach sprężonych pozwala na zachowanie odpowiedniej równowagi między nośnością, a ekonomicznością projektu, jednocześnie spełniając wymogi odporności ogniowej.

W tabeli 3.10. przedstawiono Minimalne wymagane otulenie $c_{min,dur}$ dla stali sprężającej/stali zbrojeniowej na podstawie normy [N1].

Tabela 3.8. Minimalna odległość osi cięgna od zewnętrznej krawędzi dla wolnopodpartych Si ciągłych płyt żelbetowych i sprężonych wg. [N3]

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary [mm]			
	grubość płyty h_z [mm]	odległość osiowa a		
		płyty jednokierunkowe	płyty dwukierunkowe	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10	10	1
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Tabela 3.9. Minimalna odległość osi cięgna od krawędzi zewnętrznej oraz minimalna grubość płaskich płyt żelbetowych i sprężonych wg. [N3]

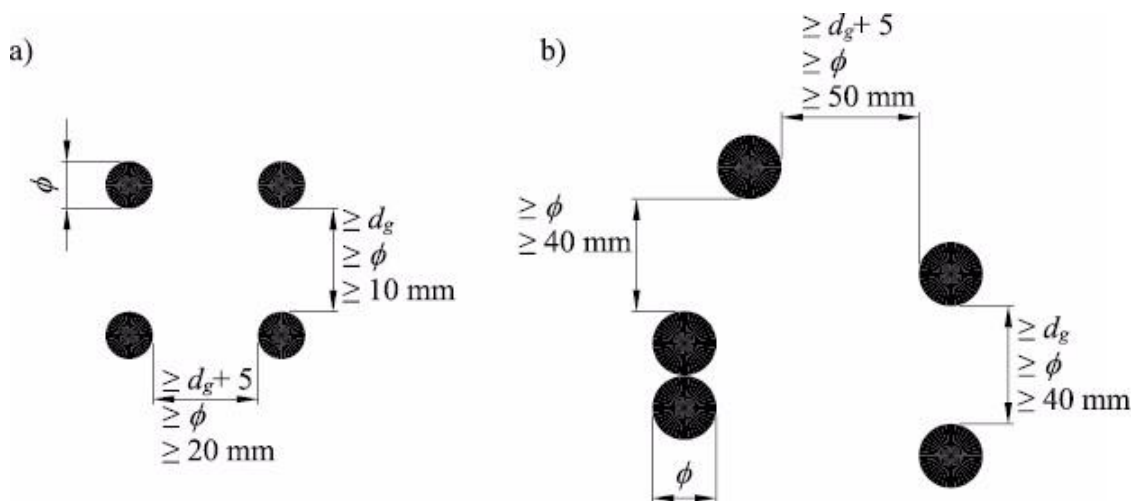
Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary [mm]	
	grubość płyty h_z	odległość osiowa a
REI 30	150	10
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

Tabela 3.10. Minimalne wymagane otulenie $c_{min,dur}$ [mm], stal sprężająca/stal zbrojeniowa [N1].

Klasa konstrukcji	Klasa ekspozycji						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10/10	15/10	20/10	25/15	30/20	35/25	40/30
S2	10/10	15/10	25/15	30/20	35/25	40/30	45/35
S3	10/10	20/10	30/20	35/25	40/30	45/35	50/40
S4	10/10	25/15	35/25	40/30	45/35	50/40	55/45
S5	15/15	30/20	40/30	45/35	50/40	55/45	60/50
S6	20/20	35/25	45/35	50/40	55/45	60/50	65/55
Klasę konstrukcji wyznacza się zgodnie z ogólnymi zasadami normy [N1], stosując Załącznik E oraz ewentualne modyfikacje przedstawione w tablicy 4.3N tej normy							

Minimalne otulenia cięgien, które nie mają przyczepności do betonu, oraz minimalne otulenia zakotwień powinny być zgodne z odpowiednimi europejskimi aprobatami technicznymi. Rozmieszczenie cięgien sprężających i kanałów kablowych powinno umożliwić poprawne wypełnienie form betonem i zagęszczenie betonu oraz osiągnięcie wystarczającej

przyczepności cięgien i betonu. Minimalne poziome i pionowe odstępy między cięgnami lub kanałami kablowymi wymagane w normie [N1] przedstawiono na rysunku 3.40.



Rys. 3.40. Minimalne odstępy: a) między cięgnami w strunobetonie, b) pomiędzy kanałami kablowymi w kablobetonie [N1].

OBLICZANIE SIŁ PRZEKROJOWYCH I NAPRĘŻEŃ

Przy obliczaniu naprężeń lub sił przekrojowych należy uwzględnić wszystkie istotne oddziaływania, traktując sprężenie jako jedno z nich i analizując jego skutki na równi z innymi obciążeniami. Oddziaływanie sprężenia na konstrukcję wynika z sumy sił skupionych przy końcach cięgien oraz sił poprzecznych generowanych wzdłuż zakrzywionej lub łamanej trasy cięgien.

Obciążenia sprężające obejmują:

- siły sprężające działające na brzegi konstrukcji (lub siły przyczepności w strunobetonie),
- siły poprzeczne, wynikające z nacisku zakrzywionych kabli na brzegi kanałów kablowych albo siły skupione w punktach załamania cięgien prostoliniowych.

Naprężenia w betonie oraz siły przekrojowe, takie jak siły podłużne, momenty zginające czy siły poprzeczne, oblicza się na podstawie schematu statycznego, odpowiedniego dla procesu sprężania. Zazwyczaj, gdy nachylenie cięgien sprężających jest niewielkie, można przyjąć, że podłużna składowa siły sprężającej jest równa całkowitej sile sprężającej.

W elementach statycznie wyznaczalnych podczas sprężania:

- siła podłużna jest równa sile sprężającej (przy małym kącie między cięgnami, a osią elementu),
- moment zginający M_P wynosi iloczyn siły sprężającej i mimośrod, e ,
- siła poprzeczna odpowiada poprzecznej składowej siły sprężającej.

W konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych, takich jak belki ciągłe, sprężenie może powodować reakcje wzbudzone w podporach, które zależą od trasy cięgien, reprezentowanej przez trasę wypadkową. Trasę, w której reakcje wzbudzone są zerowe, określa się jako współbieżną. W metodzie sił reakcje wzbudzone uwzględnia się jawnie, natomiast w metodzie przemieszczeń, np. przy użyciu MES, reakcje te nie są oddzielnie rozpatrywane, choć wciąż wpływają na wyniki.

Jeżeli trasa cięgien nie jest współbieżna, sprężenie może generować siły przekrojowe w słupach i innych elementach podpierających konstrukcję, co należy uwzględnić w ich projektowaniu.

W przekrojach prostopadłych do osi elementu naprężenia normalne wynikają z siły podłużnej oraz momentu zginającego, natomiast naprężenia styczne są efektem siły poprzecznej. Do obliczania naprężeń normalnych stosuje się klasyczną teorię hipotezy płaskich przekrojów, przy założeniu sprężystości betonu i stali. Kluczowe znaczenie ma tu pojęcie przekroju sprowadzonego.

Zgodnie z punktem 7.4.3(5) normy [N1], przy długotrwałych obciążeniach, które powodują pełzanie betonu, całkowite odkształcenie (łącznie z pełzaniem) można wyznaczyć, stosując efektywny moduł sprężystości betonu, obliczany według podanego wzoru.

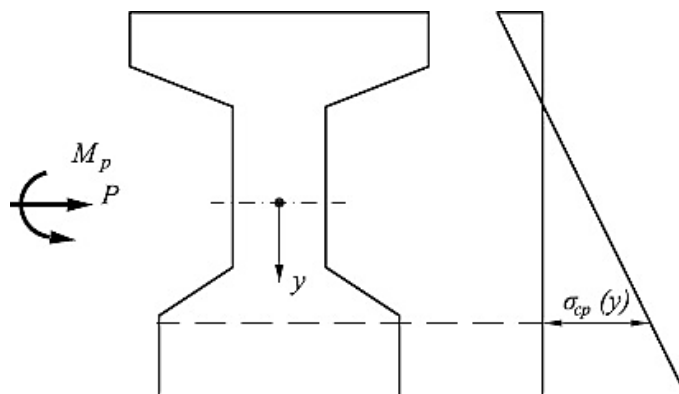
$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)},$$

gdzie $\varphi(\infty, t_0)$ jest współczynnikiem pełzania betonu wyznaczonym odpowiednio do rozpatrywanego przedziału czasu i obciążenia”.

Naprężenia w betonie można obliczyć, stosując wzór:

$$\sigma_{cp}(y) = \frac{P}{A_{cs}} + \frac{M_P y}{J_{cs}},$$

w którym znak „plus” przypisano naprężeniom ściskającym. W powyższym wzorze siła P oznacza wypadkową siłę sprężającą (pomnożoną przez współczynnik oddziaływania), M_P – moment zginający wywołany przez siłę P (uwaga, inaczej niż w zwykłym systemie oznaczeń, dodatni moment wywołuje ściskanie dolnych włókien przekroju), A_{cs} , J_{cs} – pole powierzchni i moment bezwładności przekroju sprowadzonego (względem jego środka ciężkości), y – oznacza współrzędną odmierzaną od środka ciężkości przekroju sprowadzonego.



Rys. 3.41. Przyporządkowanie omawianych w pkt. 3.8 oznaczeń [113].

W konstrukcjach statycznie wyznaczalnych moment M_P oblicza się ze wzoru

$$M_P = Pz_{cp},$$

gdzie z_{cp} jest współrzędną punktu przyłożenia wypadkowej siły sprężającej. Wartość bezwzględna z_{cp} nazywamy mimośrodem.

WYMAGANIA DOTYCZĄCE NAPRĘŻEŃ W BETONIE, DEKOMPRESJI, ZARYSOWANIA I UGIĘĆ

Wymagania opisane w tytule dotyczą sprawdzania stanów granicznych użyteczności (SGU). W konstrukcjach sprężonych wymiary przekroju poprzecznego oraz zbrojenie, wynikające ze sprawdzenia SGU, mogą okazać się większe niż te wymagane dla nośności granicznej. Dlatego warto rozpatrzyć wymagania SGU na początku obliczeń.

W ramach SGU analizuje się dwie charakterystyczne wartości siły sprężającej, przy czym należy uwzględnić wartość, która wywołuje mniej korzystny efekt – zarówno górną, jak i dolną.

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x)$$

- dla strunobetonu i przy ciągnach bez przyczepności $r_{sup} = 1,05$; $r_{inf} = 0,95$
- dla kablobetonu z ciągnami z przyczepnością $r_{sup} = 1,10$; $r_{inf} = 0,90$
- przy analizie pomiarów siły sprężającej w okresie użytkowania $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$

Warto przypomnieć, że obie te wartości zależą od średniej siły sprężającej $P_{m,t}(x)$ w chwili t i w punkcie x , dla których przeprowadza się sprawdzenie.

Charakterystyczne dla normy [N1] jest stosowanie trzech kombinacji oddziaływań w SGU określonych w normie [N2] jako:

- kombinacja quasi-stała,
- kombinacja częsta,
- kombinacja charakterystyczna.

Kombinacja quasi-stała odpowiada kombinacji obciążeń długotrwałych według polskiej normy [N6]. Z kolei kombinacja charakterystyczna obejmuje wszystkie obciążenia stałe, wiodące obciążenie zmienne $Q_{k,1}$ oraz obciążenia zmienne, które działają jednocześnie z nim, pomnożone przez współczynniki ψ_0 mniejsze od jedności. Przybliżona kombinacja podstawowa w SGU według [N6] składa się z wszystkich obciążeń stałych i najbardziej niekorzystnego obciążenia zmiennego. Kombinacja częsta, jaką definiuje norma [N6], nie występuje. W związku z tym, stosowanie przepisów z Eurokodu (które są także obecne w normie [N4]) w połączeniu z normą [N6] może prowadzić do mniej precyzyjnych wyników.

Podczas sprawdzania SGU według [N1] należy zastosować złożony system wymagań dotyczących naprężeń normalnych (w tym również warunku dekompresji), szerokości rys (związanych także z wymaganiami dotyczącymi minimalnego zbrojenia pod kątem zarysowania) oraz ugięć.

NAPRĘŻENIA W SYTUACJI POCZĄTKOWEJ

W obliczeniach należy uwzględniać wytrzymałość betonu osiąganą w momencie przekazania sprężenia, tzn. w wieku t_0 , który oznacza wytrzymałość charakterystyczną $f_{ck}(t_0)$. Wytrzymałość tę należy określać na podstawie badań próbek, zakładając, że wykonawca osiągnie racjonalną wytrzymałość przy transferze, np. średnią wytrzymałość co najmniej 75% średniej wytrzymałości zaprojektowanej klasy betonu.

Naprężenie ściskające w betonie, według normy [N1], nie powinno przekraczać $0,6 f_{ck}(t_0)$. Jeżeli wyniki badań lub doświadczenie wskazują, że nie powstanie podłużne zarysowanie, granicę tę można podnieść do $0,7f_{ck}(t_0)$ w elementach strunobetonowych. W przypadku obliczania strat opóźnionych, należy uwzględnić "umowny współczynnik pełzania nieliniowego", jeśli naprężenie ściskające w betonie na poziomie środka cięgien przekroczy $0,45f_{ck}(t_0)$. Zgodnie z punktem 5.10.2.2 normy [N1], możliwe jest zmniejszenie wymagań, jeśli siła sprężająca w pojedynczym ciągnięciu jest przykładana etapami, a zasady te mogą być również zawarte w aprobatkach technicznych. W elementach kablobetonowych wytrzymałość betonu przy transferze nie powinna być mniejsza niż wymagana w odpowiedniej europejskiej aprobacie technicznej, co zapobiega lokalnemu zmiażdżeniu lub rozłupaniu betonu w okolicach końców elementów.

Norma [N1], jak również starsze polskie normy [N4], nie zawierają przepisów ograniczających naprężenia rozciągające w betonie w początkowej fazie. Ograniczenia tych naprężeń wynikają zazwyczaj z wymagań dotyczących nośności granicznej, ale w niektórych przypadkach może być konieczne zastosowanie zbrojenia niesprężonego w strefach narażonych na rozciąganie.

OGRANICZENIA NAPRĘŻEŃ ŚCISKAJĄCYCH

Nadmierne naprężenia ściskające w betonie mogą prowadzić do podłużnych zarysowań, mikrozarysowań oraz zwiększonego pełzania, co z kolei może obniżyć trwałość konstrukcji. W normie [N1] zasady ograniczania naprężeń ściskających są wspólne zarówno dla konstrukcji żelbetowych, jak i sprężonych. Wymagania normy można podzielić na dwie zasady: Zasada I odnosi się do naprężeń powstających w wyniku charakterystycznej kombinacji obciążeń, a Zasada II dotyczy naprężeń wynikających z kombinacji quasi-stałej.

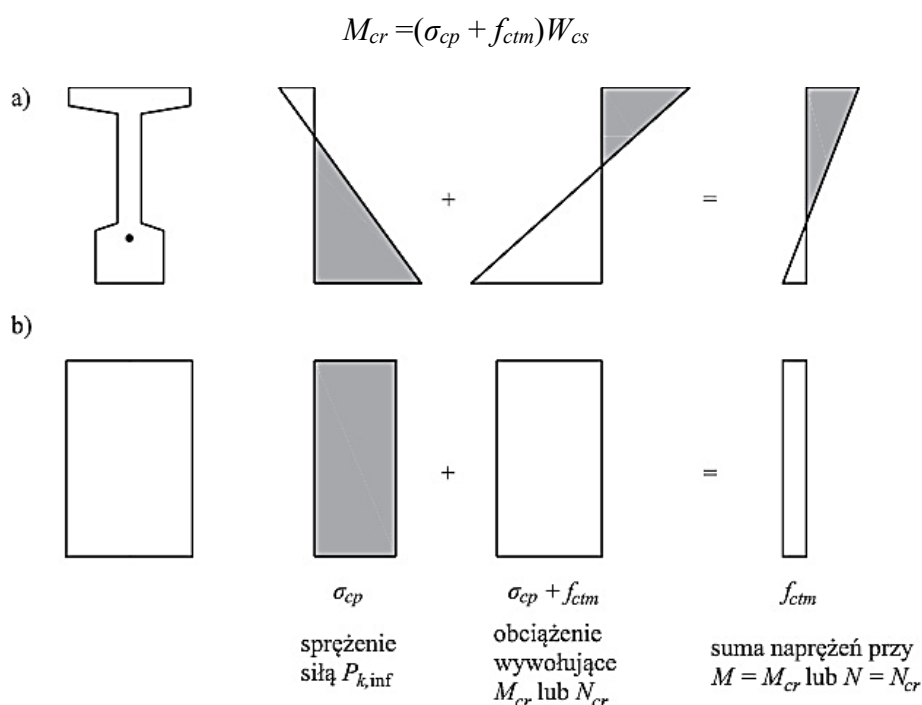
Zasada I: W częściach konstrukcji narażonych na działanie środowisk klas XD, XF i XS (np. korozja wywołana chlorkami lub zamrażanie i rozmrażanie) w wyniku charakterystycznej kombinacji obciążeń, jeżeli nie zastosowano innych środków ochronnych, takich jak zwiększenie otuliny zbrojenia w strefie ściskanej lub wzmocnienie tej strefy przez zbrojenie poprzeczne, w celu uniknięcia podłużnego zarysowania, odpowiednie może być ograniczenie naprężeń do poziomu $k_1 f_{ck}$. Wartość k_1 może być określona w Załączniku Krajowym, a sugerowana wartość w [N2] to 0,6, podczas gdy w polskim Załączniku Krajowym zaleca się przyjmowanie $k_1 = 1,0$.

Zasada II: W przypadku, gdy naprężenie w betonie pod wpływem quasi-stałej kombinacji obciążeń przekroczy $0,45f_{ck}$, należy uwzględnić pełzanie nieliniowe.

MOMENT RYSUJĄCY, SIŁA RYSUJĄCA I MINIMALNE ZBROJENIE

W starszych normach polskich i zagranicznych wymagało się sprawdzenia, czy może wystąpić zarysowanie, a wzory na moment rysujący lub siłę rysującą miały kluczowe znaczenie. Obecnie nie wymaga się już sprawdzania "stanu granicznego pojawienia się rys", ale moment rysujący (lub siła rysująca) wciąż ma wpływ na minimalne zbrojenie wymagane ze względu na zarysowanie.

Zakłada się, że zarysowanie występuje, gdy naprężenie rozciągające w betonie osiąga wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ctm} . W przypadku, gdy uogólniona siła (np. moment lub siła podłużna) zmienia się od zera do wartości granicznej wywołującej zarysowanie, naprężenie w betonie w miejscu zarysowania zmienia się o $(\sigma_{cp} + f_{ctm})$ – patrz. Rys. 3.42. Przy czystym zginaniu moment rysujący oblicza się za pomocą wzoru.



Rys. 3.42. Wyznaczanie: a) momentu rysującego M_{cr} przy czystym zginaniu, b) siły rysującej N_{cr} przy osiowym rozciąganiu [113].

Obciążony siłą podłużną N element o mimośrodku e_0 (gdzie N to siła wywołana obciążeniami innymi niż sprężenie, a siłę rozciągającą uznaje się za dodatnią, zarysowanie występuje, gdy naprężenie w najsilniej rozciąganych włóknach osiąga wartość f_{ctm} . W związku z tym siłę rysującą N_{cr} można obliczyć za pomocą odpowiednich wzorów.

$$f_{ctm} = \frac{N_{cr}}{A_{cs}} + \frac{N_{cr} e_0}{W_{cs}} - \sigma_{cp},$$

$$N_{cr} = \frac{\sigma_{cp} + f_{ctm}}{\frac{1}{A_{cs}} + \frac{e_0}{W_{cs}}},$$

gdzie σ_{cp} oznacza naprężenie ściskające wywołane przez siłę $P_{k,inf}$.

W elemencie rozciągany osiowo przyjmuje się: $N_{cr} = (\sigma_{cp} + f_{ctm})A_{cs}$.

MINIMALNE ZBROJENIE ZE WZGLĘDU NA ZARYSOWANIE

Punkt 7.3.2 normy [N1], zatytułowany „Minimalne pola przekroju zbrojenia”, zawiera szczegółowe przepisy dotyczące zbrojenia minimalnego, które odnoszą się także do konstrukcji sprężonych. Zbrojenie minimalne należy stosować tam, gdzie mogą wystąpić naprężenia rozciągające. W obszarach wolnych od rozciągania zbrojenie minimalne (poza wymaganiami montażowymi) nie jest potrzebne i nie podlega obliczeniom zgodnie z przedstawionymi zasadami.

Obliczenia minimalnego zbrojenia opierają się na analizie dwóch typów naprężeń rozciągających:

1. **We wczesnym etapie twardnienia betonu** – wynikających z jego skurczu i odpływu ciepła hydratacji. Konstrukcje sprężone są na ogół mniej podatne na te naprężenia, ponieważ działanie sprężenia wstępnego redukuje ich skutki. Niemniej jednak, należy uwzględnić wpływ tych czynników przy projektowaniu.
2. **W dojrzałej konstrukcji pod pełnym obciążeniem charakterystycznym** – gdzie naprężenia rozciągające osiągają pełną wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ctm} , a rysy są głównie wynikiem działania obciążeń charakterystycznych.

Dla przypadku (b) minimalne zbrojenie powinno zapewniać, że szerokość rys nie przekroczy wartości granicznej, wynikającej z momentu $M = M_{cr}$. W przypadku osiowego rozciągania analogiczne wymagania dotyczą siły podłużnej $N = N_{cr}$.

Zgodnie z normą, w przekrojach, gdzie moment charakterystyczny M_{char} powoduje rozciąganie, szerokość rys należy obliczyć dla $M = M_{cr}$, uwzględniając zastosowane zbrojenie sprężone i niesprężone. Jeśli wynik spełnia normatywne ograniczenia szerokości rys (np. według tabeli 8.1), wymogi dotyczące zbrojenia minimalnego są spełnione. W przeciwnym razie należy zwiększyć ilość zbrojenia sprężającego lub niesprężającego.

GRANICZNA SZEROKOŚĆ RYS I WARUNEK DEKOMPRESJI

Wymagania dotyczące szerokości rys zależą od klasy ekspozycji związanej ze środowiskiem oraz od kombinacji oddziaływań w stanie granicznym użyteczności (SGU). Obliczona szerokość rys nie może przekraczać wartości granicznej, które określono w Tabeli 8.1 normy [N1], wraz z innymi warunkami, takimi jak dekompresja.

W przypadku elementów sprężonych z przyczepnymi ciągnami, szerokość rys należy analizować przy częstej kombinacji oddziaływań, co stanowi odmienny wymóg od konstrukcji żelbetowych, gdzie stosuje się kombinację quasi-stałą. Dla takich elementów graniczna szerokość rys wynosi 0,2 mm.

Tabela 3.11. Graniczne szerokości rys $w_{\max}$ [mm] i inne wymagania wg normy [N1].

Klasa ekspozycji	X0, XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3***, XS1, XS2, XS3
Elementy sprężone ciągnami z przyczepnością. Częsta kombinacja oddziaływań	0,2	0,2**	dekompresja
Elementy żelbetowe i sprężone wyłącznie ciągnami bez przyczepności. Quasi-stała kombinacja oddziaływań	0,4 *	0,3	

Jeżeli element jest sprężony ciągnami bez przyczepności i ciągnami z przyczepnością, to stosuje się wymagania takie jak dla elementów sprężonych ciągnami z przyczepnością.

* Dla klas X0 i XC1 szerokość rys nie ma wpływu na trwałość i ten limit ma na ogół zapewnić akceptowalny wygląd. Jeżeli wygląd nie ma znaczenia, to wymagania można złagodzić.

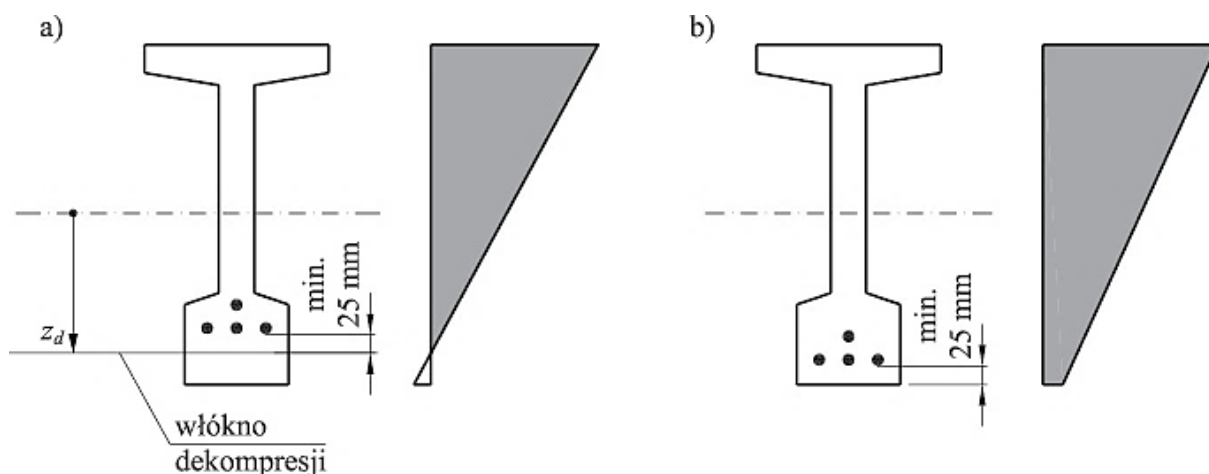
** Dla tych klas ekspozycji dodatkowo stosuje się wymaganie dekompresji pod wpływem quasi-stałej kombinacji oddziaływań.

*** W przypadku środowiska klasy XD3 może być konieczne podjęcie specjalnych kroków, w zależności od właściwości agresywnych czynników.

Beton ściskany zapewnia lepszą ochronę cięgien przed korozją niż beton poddany rozciąganiu. Dlatego, z wyjątkiem najłagodniejszych warunków środowiskowych (klasy XC0 i XC1), należy spełnić wymagania dotyczące dekompresji. W klasach XC2, XC3 i XC4 wymaganie to obowiązuje dla quasi-stałej kombinacji oddziaływań, natomiast w bardziej agresywnych środowiskach (XD1, XD2, XS1, XS2 i XS3) stosuje się je przy kombinacji częstej.

Sprężenie generuje naprężenia ściskające w betonie otaczającym siłę sprężającą, podczas, gdy inne obciążenia mogą powodować rozciąganie, prowadząc do dekompresji betonu. Aby spełnić wymóg dekompresji, w warunkach miarodajnego obciążenia każdy kanał kablowy lub ciągnio musi być otoczone warstwą betonu ściskanego o minimalnej grubości 25 mm.

Włókno dekompresji to strefa, w której naprężenia ściskające, wywołane sprężeniem, redukują się do zera. Na przykład na rysunku 4.43a obszar ten znajduje się wewnątrz przekroju, w odległości co najmniej 25 mm od najbardziej zewnętrznych cięgien. Jeśli jednak włókno dekompresji leży poniżej dolnej krawędzi przekroju (jak na rysunku 3.43b), cały przekrój jest ściskany, a wymaganie dekompresji zostaje spełnione, pod warunkiem, że otulina najniższych położonych cięgien lub kanałów kablowych wynosi co najmniej 25 mm.



Rys. 3.43. Warunek dekompresji (zamalowana część wykresu naprężeń przedstawia ściskanie) [113].

GRANICZNE UGIĘCIA

Nadmierne odkształcenia konstrukcji mogą negatywnie wpływać na jej funkcjonalność. Na przykład, zbyt duże ugięcia płaskiego dachu mogą prowadzić do utrzymywania się wody deszczowej, co z czasem może powodować przecieki. Odkształcenia elementów nośnych nie powinny przekraczać wartości, które umożliwiają prawidłowe funkcjonowanie elementów powiązanych, takich jak ścianki działowe, oszklenia, wykładziny czy inne wykończenia. Czasami konieczne jest dodatkowe ograniczenie odkształceń ze względu na specyficzne wymagania urządzeń lub aparatury montowanej na konstrukcji. W przypadku konstrukcji sprężonych mogą wystąpić negatywne efekty wynikające z tzw. ujemnej strzałki ugięcia spowodowanej sprężeniem, szczególnie w stanie nieobciążonym.

Ogólne zasady dotyczące dopuszczalnych ugięć, określone w normie [N1], obejmują także konstrukcje sprężone. Wartości graniczne ugięć należy dostosować do przeznaczenia budowli,

rodzaju elementów wykończeniowych, ścian działowych oraz urządzeń współpracujących z konstrukcją. Konieczne jest upewnienie się, że ogólne wymagania normy (punkty a i b) są odpowiednie dla danej konstrukcji, a w razie potrzeby, w uzgodnieniu z inwestorem, należy wprowadzić dodatkowe wymagania. W kontekście ścian szczelinowych należy monitorować odkształcenia (przesunięcia obudowy wykopu) z wykorzystaniem np. inklinometrów. Dopuszczalne wartości odkształceń dla PDW zostaną zdeterminowane przez odchyłki dla ścian szczelinowych. Norma [N1] określa dwa kluczowe kryteria akceptowalnych ugięć w budynkach mieszkalnych, biurowych, użyteczności publicznej oraz przemysłowych:

- Strzałka ugięcia pod wpływem quasi-stałej kombinacji obciążeń nie powinna przekraczać $1/250$ rozpiętości, mierzona względem podpór.
- Zmiany ugięcia po zakończeniu budowy, spowodowane obciążeniem prawie stałym (np. ciężarem warstw wykończeniowych lub ścian działowych), muszą być ograniczone do $1/500$ rozpiętości, aby zapobiec uszkodzeniom sąsiadujących elementów.

Specyfiką konstrukcji sprężonych jest zakrzywienie wstępne wywołane sprężeniem, które działa w kierunku przeciwnym do ugięcia spowodowanego obciążeniami.

Ugięcia w zginanych elementach sprężonych można opisać przy pomocy odpowiednich wzorów uwzględniających wpływ sprężenia i obciążeń zewnętrznych przedstawia wzór:

$$f = f_M + f_p + f_{cs}$$

We wzorze powyżej f_M oznacza ugięcie wywołane obciążeniami innymi niż sprężenie, f_p jest ugięciem od sprężenia (zwykle ujemnym), f_{cs} – ugięciem wywołanym przez skurcz betonu.

Obecne przepisy obowiązujące w Polsce dotyczące dopuszczalnych ugięć nie różnicują konstrukcji sprężonych i niesprężonych, a także nie wskazują wprost maksymalnej wartości odwrotnego ugięcia f_p . W normie [N1] można jednak znaleźć ogólną wskazówkę, która dotyczy podobnej kwestii, choć nie odnosi się wyłącznie do konstrukcji sprężonych: „Aby zniwelować część lub całość ugięcia, można nadać elementowi wstępne odwrotne ugięcie (*pre-camber*), jednak zazwyczaj strzałka tego wygięcia w górę, nadawana formom, nie powinna przekraczać $1/250$ rozpiętości”. Zbyt duże odwrotne ugięcia w prefabrykowanych elementach mogą powodować trudności podczas montażu, utrudniając uzyskanie równej i poziomej powierzchni stropu. Dlatego już na etapie projektowania należy ocenić, czy konieczne jest ograniczenie wartości f_p .

STOSOWANIE WYTRZYMAŁOŚCI $f_{CTM,FL}$ W ELEMENTACH ZGINANYCH

Według punktu 7.1 normy [N1]: „Jeżeli naprężenie rozciągające przy zginaniu nie przekracza $f_{ct,eff}$, to obliczając naprężenia i ugięcia, można przyjąć, że przekroje poprzeczne są niezarysowane [113]. Wartość $f_{ct,eff}$ można przyjąć równą f_{ctm} lub równą $f_{ctm,fl}$ pod warunkiem, że obliczenie minimalnego zbrojenia rozciąganego oparto na tym samym założeniu”.

Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu $f_{ctm,fl}$ w przekrojach o niedużej wysokości h jest większa od wytrzymałości średniej f_{ctm} . Według normy dla $h \leq 600$ można ją obliczyć ze wzoru:

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm},$$

gdzie h wyraża się w milimetrach.

Można przyjąć, że gdy naprężenie rozciągające nie przekracza $f_{ctm,fl}$, to element jest niezarysowany, niemniej trzeba zastosować w nim minimalne zbrojenie na zarysowanie. Minimalne zbrojenie oblicza się, przyjmując moment rysujący zależny od $f_{ctm,fl}$ (do wzoru na moment rysujący zamiast f_{ctm} podstawia się $f_{ctm,fl}$) [101]. W obliczeniach ugięć i szerokości rys należy jednak stosować wytrzymałość f_{ctm} .

WYMAGANIA DOTYCZĄCE NAPRĘŻEŃ I ZARYSOWANIA – zestawienie

Niezwykle przejrzyste podsumowanie dot. wymagań dot. naprężeń i zarysowań w konstrukcjach sprężonych ujął Knauf i Niedośpiał [113]. Tabelę obrazującą to podsumowanie przytoczono w niniejszym opracowaniu jako Tabelę 3.12. Kluczowym aspektem, szczególnie w przypadku większości klas ekspozycji (z wyjątkiem XC0 i XC1), jest spełnienie wymogu dekompresji. Z tego względu warto rozpocząć proces projektowania od analizy tego właśnie kryterium. Poszczególne wymagania weryfikuje się w oparciu o różne kombinacje obciążeń. Jeśli obciążenie krótkotrwałe znacząco przewyższa quasi-stałe, moment generowany przez częstą kombinację obciążeń może być znacznie większy niż moment wynikający z kombinacji quasi-stałych. W takich przypadkach, w środowiskach XC2, XC3 i XC4, kryterium szerokości rys może okazać się bardziej restrykcyjne niż wymóg dekompresji. Natomiast w środowiskach XD i XS oba wymagania weryfikuje się względem tej samej kombinacji obciążeń, co sprawia, że kryterium dekompresji staje się bardziej wymagające.

W wyjątkowych sytuacjach, gdy wszystkie cięgna sprężające znajdują się głęboko w przekroju, z dala od strefy rozciągania, może pojawić się potrzeba analizy szerokości rys w rozciągającym betonie poniżej cięgien.

Norma [N1], w punkcie 7.3.2(4) dotyczącym minimalnego zbrojenia, wprowadza możliwość projektowania opartego na dopuszczalnym naprężeniu rozciągającym. Ten zapis, choć wykracza poza główny zakres wymagań określonych w tabeli 7.1N, opiera się na zasadzie pełnego sprężenia. Zgodnie z nią naprężenia w konstrukcjach sprężonych nie mogą przekraczać wytrzymałości betonu na rozciąganie, co eliminuje ryzyko powstawania rys. Konstruktor może więc oprzeć projekt na tej zasadzie, jeżeli uzna to za właściwe, jednak musi również spełnić wymaganie dekompresji, jeśli jest ono wymagane. Obciążenia uwzględniane w kombinacji charakterystycznej występują w pełni bardzo rzadko. Dlatego element spełniający wymaganie A z tabeli 8.2 powinien pozostać niezarysowany przy mniejszych obciążeniach, które składają się na kombinację częstą. Norma nie przypisuje tego podejścia do konkretnych klas ekspozycji, co daje projektantowi pewną swobodę w decyzji, czy zastosować zasadę pełnego sprężenia. Jednak niezależnie od tego, należy pamiętać o obowiązku sprawdzenia dekompresji, gdy jest to konieczne. Pod koniec XX wieku zaczęła zyskiwać popularność koncepcja konstrukcji częściowo sprężonych, która dopuszcza powstawanie kontrolowanych rys pod wpływem zmiennych obciążeń. Choć obecna norma odzwierciedla tę ideę, terminy „konstrukcje częściowo sprężone” oraz „konstrukcje w pełni sprężone” nie są już w niej stosowane.

Tabela 3.12. Wymagania dotyczące naprężeń i zarysowania wg normy [N1].

Sytuacja trwała	
1.	Wymaganie dekompresji dla elementów sprężonych z cięgnami z przyczepnością należy sprawdzić: – dla kategorii ekspozycji XC2, XC3, XC4 pod wpływem kombinacji quasi-stałej, – dla kategorii ekspozycji XD, XS pod wpływem kombinacji częstej. Dla kategorii X0 i XC1 sprawdzanie dekompresji nie jest wymagane.
2.	Należy spełnić co najmniej jedno z wymagań I i/lub II. I. Wymaganie tradycyjne. Jeżeli naprężenia rozciągające σ_{char} (wywołane przez charakterystyczną kombinację oddziaływań) nie przekraczają $f_{ct,eff}$ (na ogół przyjmuje się $f_{ct,eff} = f_{ctm}$), to w elementach zginanych i ściskanych o wysokości nieprzekraczającej 1,20 m (uzasadnienie znajduje się w przykładzie 9.6) nie trzeba

	sprawdzać szerokości rys ani minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowanie (p. 7.3.2(4) normy). Innymi słowy, niewysokie elementy „w pełni sprężone” można projektować na podstawie dopuszczalnego naprężenia na rozciąganie wynoszącego f_{ctm}. W elementach wyższych często zbrojenie potrzebne ze względów montażowych wystarczy do spełnienia wymagań ze względu na zarysowanie. II. Wymaganie dotyczące szerokości rys. Jeżeli w każdym przekroju szerokość rys wywołanych przez większy z momentów M_{fr} i M_{cr} (M_{fr} – moment wywołany przez częstą kombinację oddziaływań, M_{cr} – moment rysujący) nie przekracza 0,2 mm, to wymagania normy dotyczące szerokości rys i minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowanie są spełnione.
3.	Wymagania ewentualne i implikowane. Ze względu na ugięcia naprężenia rozciągające w betonie, powstające pod wpływem kombinacji obciążeń quasi-stałych w zasadzie nie powinny przekraczać f_{ctm}.
4.	Projektowanie cienkich płyt i niskich belek. Nie wymaga się sprawdzania szerokości rys (ani minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowanie) w płytach o grubości poniżej 200 mm, które znajdują się w budynkach i w których nie występują istotne podłużne siły rozciągające.
Sytuacja początkowa	
1.	Betonowi przypisuje się wytrzymałość $f_{ck}(t_0)$ rzeczywiście osiąganą <i>at transfer</i>. W kablobetonie naprężenia powinny spełniać wymaganie $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t_0)$, w strunobetonie można (na podstawie wyników badań lub doświadczenia) stosować wymaganie $\sigma_c \leq 0,7 f_{ck}(t_0)$. W kablobetonie wytrzymałość betonu <i>at transfer</i> nie powinna być mniejsza od określonej w odpowiedniej europejskiej aprobacie technicznej. Uwaga. Jeżeli na poziomie wypadkowej siły sprężającej naprężenie $\sigma_c > 0,45 f_{ck}(t_0)$, to w obliczeniu strat należy uwzględnić pełzanie nieliniowe.
2.	Wymagania implikowane. Naprężenia rozciągające w betonie nie powinny przekraczać f_{ctm}.

Projektowanie według omawianego warunku może wymagać większej siły sprężającej niż w przypadku wymogu II. Jednocześnie zastosowanie minimalnego zbrojenia w strefie

rozciąganej, choć tu niewymagane, może być korzystne ze względu na trudne do przewidzenia czynniki, takie jak naprężenia termiczne. Projekty oparte na wymogu B mogą być bardziej ekonomiczne niż te spełniające tradycyjne wymaganie II, pod warunkiem, że kryterium dekompresji nie będzie dominujące. Wyniki obliczeń dotyczących naprężeń (dekompresja i/lub wytrzymałość na rozciąganie) zależą głównie od wymiarów przekroju i siły sprężającej, podczas gdy zbrojenie niesprężone ma ograniczony wpływ. Jednak w przypadku krytycznego wymogu B zbrojenie niesprężone pozwala zmniejszyć szerokość rys, co należy uwzględnić w obliczeniach.

Kluczową zaletą konstrukcji sprężonych jest ich zwiększona odporność na zarysowanie, wynikająca z wpływu sprężenia. Ocena tego wpływu jest możliwa dzięki odpowiednim wzorom, w których wartość f_{ctm} dla konstrukcji niesprężonych zastępuje czynnik $\sigma_{cp} + f_{ctm}$. Na przykład dla betonu C50/60, przy naprężeniu sprężającym $\sigma_{cp} = 20$ MPa i $f_{ctm} = 4,1$ MPa, można obliczyć stosowne wartości, uwzględniając straty sprężenia i inne przepisy.

$$\frac{\sigma_{cp} + f_{ctm}}{f_{ctm}} = \frac{20 + 4,1}{4,1} \cong 6.$$

Siła lub moment rysujący w konstrukcji sprężonej jest około sześciokrotnie większy niż w podobnym elemencie niesprężonym. Dzięki temu zginane elementy sprężone pod obciążeniem eksploatacyjnym zazwyczaj pozostają niezarysowane, co pozwala stosować teorię fazy I. Elementy te charakteryzują się większą sztywnością niż porównywalne żelbetowe w fazie II, mniejszym ciężarem własnym oraz niższym zużyciem stali.

Sprężenie jest szczególnie korzystne w przypadku zbiorników walcowych. Wymagania dotyczące szczelności sprawiają, że w niesprężonych zbiornikach grubość ścian musi być wystarczająca, aby naprężenia rozciągające nie przekraczały wartości f_{ctk} , co w przeciwnym razie wymagałoby bardzo gęstego zbrojenia. Natomiast w zbiornikach sprężonych grubość ścian może być kilkukrotnie mniejsza, a obliczenia zapewniające szczelność stają się bardziej precyzyjne i wiarygodne.

NOŚNOŚĆ GRANICZNA PRZEKROJÓW SPRĘŻONYCH

Punkt 6.1 normy [N1] przedstawia wspólne założenia dla konstrukcji sprężonych i żelbetowych, które stanowią podstawę obliczeń nośności granicznej przekrojów. Zakłada się, że odkształcenia w przekrojach spełniają zasadę płaskich przekrojów, ale dopuszcza się różne

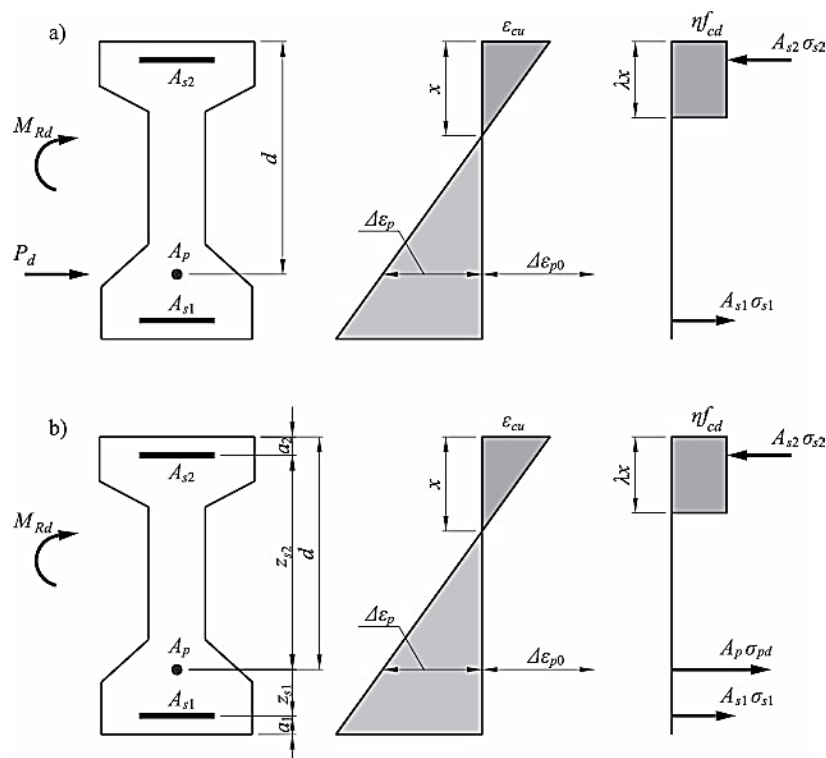
warianty modelowania. W strefie ściskanej betonu można stosować trzy rodzaje wykresów naprężenie-odkształcenie: prostokątny, kombinację parabol i prostokąta oraz wykres dla materiału sprężysto-plastycznego. Jeżeli zakłada się wzmocnienie stali po osiągnięciu granicy plastyczności, odkształcenia muszą mieścić się w granicach określonych wartości. Alternatywnie, można przyjąć, że naprężenia w stali po przekroczeniu granicy plastyczności pozostają stałe, co eliminuje konieczność ograniczania odkształceń zbrojenia.

W niniejszej metodyce przyjęto, że wykres naprężenie-odkształcenie stali ma poziomą gałąź dla $\sigma_p = f_{pd}$ i że odkształcenie stali nie jest ograniczone. Wyczerpanie nośności następuje zatem wtedy, gdy w betonie osiąga się odkształcenie graniczne. Wykres naprężeń w betonie w strefie ściskanej przybliża się prostokątem. Ponadto w punkcie 5.10.1 normy znajduje się kilka postanowień związanych z nośnością graniczną elementów sprężonych [N1]:

- „5.10.1(2) Skutki sprężenia można rozpatrywać jako oddziaływania (np. siły podłużne i momenty wywołane przez sprężenie) lub jako zmiany wytrzymałości elementów, spowodowane przez wstępne odkształcenia i wstępną krzywiznę. Stosownie do tego oblicza się nośność.
- 5.10.1(3) Na ogół sprężenie wprowadza się do kombinacji oddziaływań określonych w EN 1990 jako obciążenia, a jego efekty należy włączyć do wewnętrznego momentu i siły osiowej, które działają na przekrój lub element.
- 5.10.1(5)P Należy zapobiegać kruchemu zniszczeniu elementu, które mogłoby nastąpić na skutek zerwania ciągów sprężających.
- 5.10.1(6) Kruchego zniszczenia można uniknąć, stosując jeden lub kilka z następujących sposobów.
- Sposób A: Zapewnić minimalne zbrojenie zgodnie z 9.2.1.
- Sposób B: Zapewnić przyczepność ciągów w konstrukcjach kablobetonowych.
- Sposób E: Zapewnić, że w przypadkach, w których zniszczenie mogłoby nastąpić na skutek przyrostu obciążenia albo na skutek spadku siły sprężającej pod wpływem częstej kombinacji oddziaływań, zarysowanie wystąpi przed wyczerpaniem nośności granicznej, biorąc pod uwagę redystrybucję momentów, która zachodzi pod wpływem zarysowania”.

Zasady zawarte w punktach 5.10.1(2) i (3) normy zilustrowano na rysunku 3.44., który przedstawia odkształcenia i naprężenia powstające w stanie granicznym nośności wywołanym przez moment M_{Rd} powodujący ściskanie w górnej części przekroju. Na rysunku 3.44a sprężenie jest reprezentowane przez siłę P_d obciążającą przekrój. Na rysunku 3.44b to

samo sprężenie jest przedstawione jako siła wewnętrzna, którą należy zsumować z siłami w betonie i zbrojeniu niesprężonym.



Rys. 3.44. Odształcenia i naprężenia w stanie granicznym nośności w sytuacji trwałej:

a) siła sprężająca jako obciążenie, b) siła sprężająca jako siła wewnętrzna [113].

Przyjmuje się, że siła sprężająca w sytuacji początkowej (p. 5.10.8 normy [N1]) jest dana wzorem $P_{d,t} = \gamma_P P_{m,t}$. $P_{m,t}$ oznacza tu średnią wartość siły sprężającej po odjęciu strat sprężenia, a γ_P jest współczynnikiem częściowym stosowanym do siły sprężającej. Jeżeli wpływ siły sprężającej na nośność jest korzystny, to stosuje się $\gamma_P = 1,0$. Przy sprawdzaniu stanu granicznego stateczności elementów ze sprężeniem zewnętrznym (sprężenie może wtedy wywołać niekorzystne efekty) zaleca się stosowanie $\gamma_P = \gamma_{P,unfav} = 1,30$. Co istotne, przy sprawdzaniu lokalnych efektów sprężenia (np. naprężeń pod zakotwieniami, długości zakotwienia) stosuje się $\gamma_{P,unfav} = 1,20$.

W dalszej części rozdziału rozpatrzono wyłącznie konstrukcje, w których dzięki zjawisku przyczepności cięgna sprężające odkształcają się razem z betonem. Założono także, że nie występuje siła podłużna inna niż siła sprężająca. Obliczanie nośności granicznej ściskanych mimośrodowo, prostokątnych przekrojów sprężonych osiowo przedstawiono w rozdziale dotyczącym sprężonych słupów.

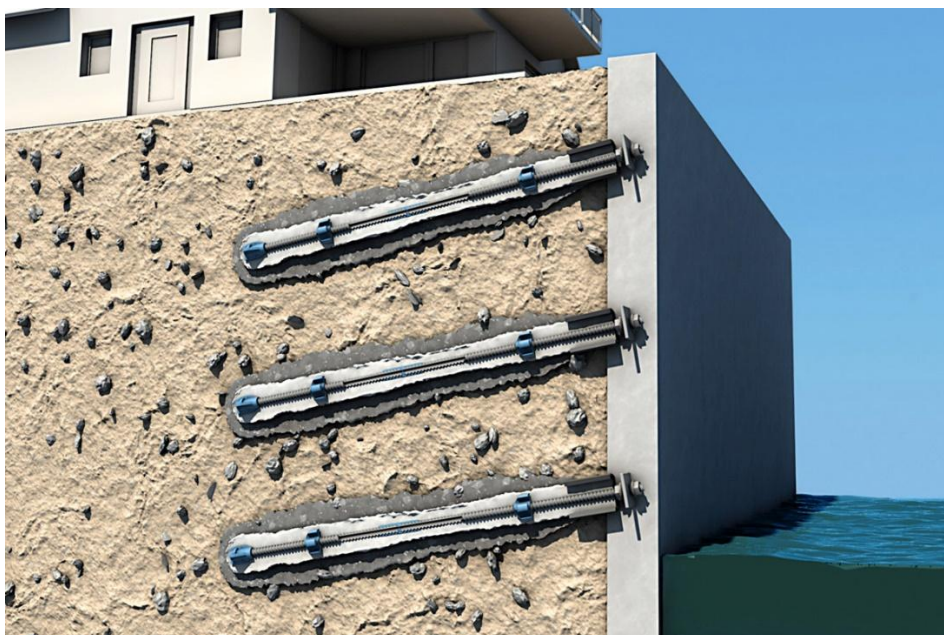
3.3. PDW – SPRĘŻONE ŚCIANY SZCZELINOWE – KONCEPCJA AUTORSKA

Podstawą do omawianej koncepcji technologicznej PDW – sprężonych ścian szczelinowych jest wyjście naprzeciw tradycyjnym metodom realizacji podziemnych części inwestycji. Wyzwania inżynierskie jakie za tym idą sprowadzają się do znalezienia efektywnego kosztowo rozwiązania zwiększenia wytrzymałości ściany szczelinowej na daną sytuację projektową (parcie grunt, parcie wody, obciążenia naziomu/zewnętrzne) przy jednoczesnym zachowaniu odpowiedniego poziomu stabilności globalnej.

Autor proponuje rozwiązanie, które umożliwi zwiększenie wytrzymałości ściany szczelinowej, co w konsekwencji pozwoli na możliwość zrezygnowania lub częściowego zrezygnowania ze stosowania rozpór stalowych, kotew gruntowych lub stropów rozporowych (patrz. Rys. 3.45 – 3.47).



Rys. 3.45. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu rozpór stalowych [116].



Rys. 3.46. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu rozpór sprężanych gwoździ gruntowych [117].

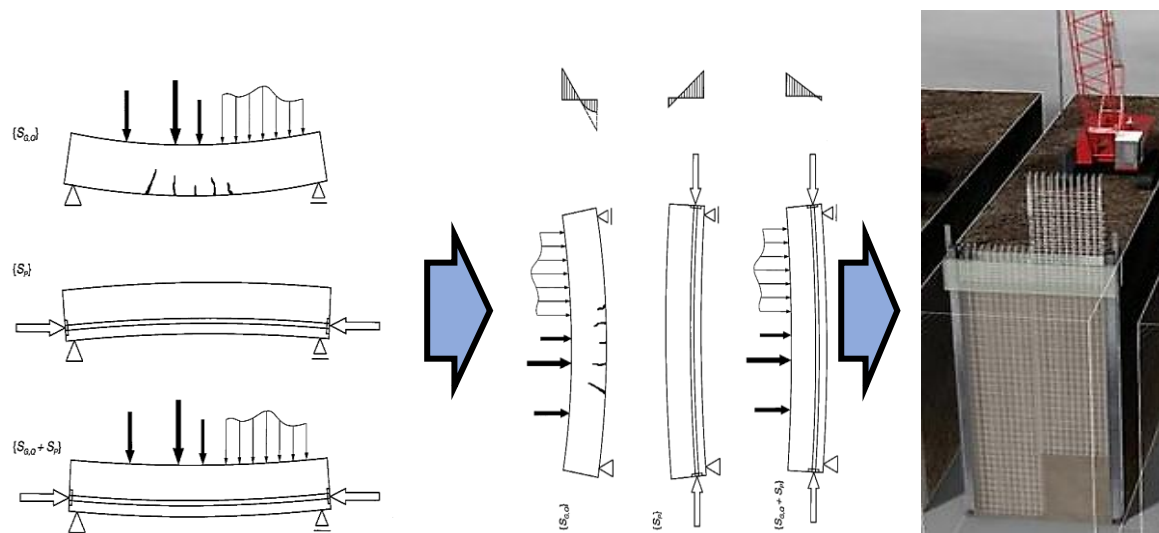


Rys. 3.47. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu kotew gruntowych [118].

Opisywana przez autora metoda zachowuje analogiczny szkielet technologiczny (patrz. pkt. 2.5), lecz optymalizuje jeden, bardzo kosztowny pod kątem materiałowym i technologicznym proces – zapewnienie stateczności obudowy wykopu. Mowa tutaj o zachowaniu stateczności przez zastosowanie systemu sprężenia obudowy wykopu co pozwoli na zachowanie stateczności bez konieczności stosowania dodatkowego rozparcia co wykazuje oszczędność kosztową w zakresie materiałów, ale także przekłada się na wydajność

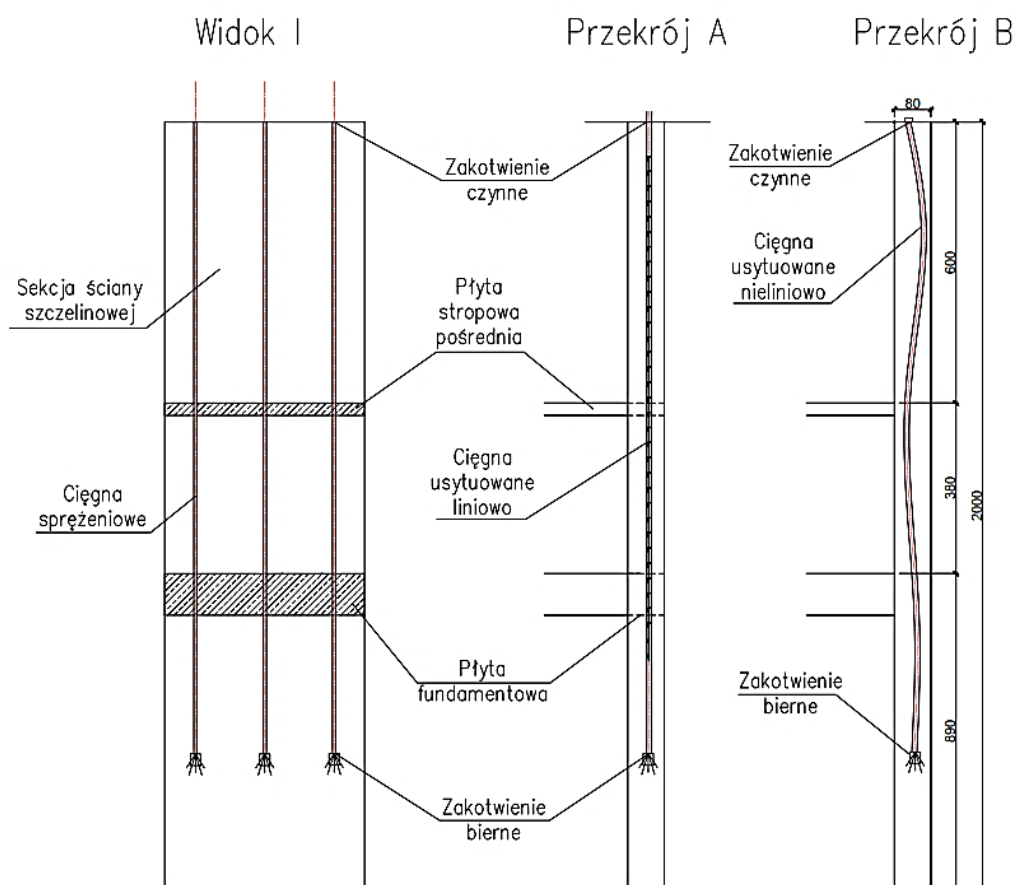
technologiczną za sprawą otwartej przestrzeni wewnątrz obudowy wykopu. Dzięki temu realizacja robót budowlanych może przebiegać sprawniej przy niskim poziomie ryzyka.

Najprościej jest przyjąć, iż wprowadza się technologię sprężenia znanego z belek/płyt kablobetonowych do ściany szczelinowej wzdłuż osi danej sekcji ściany (patrz. Rys. 3.48).



Rys. 3.48. Powstanie idei PDW – technologia kablobetonowa po przekształceniu geometrycznym z belki poziomej na ustrój pionowy zainstalowany w ścianie szczelinowej.
Rysunki zaczerpnięto z [97].

Ta innowacyjna koncepcja polega na sprężaniu ściany ścinającej w różnych wariantach, w zależności od danej sytuacji projektowej. Mowa tu o kombinacjach dot. ilości stropów pośrednich i układu liniowego/parabolicznego cięgien (patrz. Rys. 3.49). Możliwe jest zastosowanie liniowych lub nieliniowych cięgien sprężających w różnych odstępach przy użyciu odpowiedniej stali sprężającej. Naturalną konsekwencją aspektu sprężania jest redukcja wymaganej ilości tradycyjnego zbrojenia wynikającego z obliczeń konstrukcji żelbetowej.



Rys. 3.49. Schemat ideowy PDW – sprężonej ściany szczelinowej. Widok I to widok jednej sekcji ściany szczelinowej. Przekrój A przedstawia możliwość liniowego usytuowania systemu sprężenia w ścianie szczelinowej. Przerój B przedstawia możliwość nieliniowego zlokalizowania cięgien sprężających w zależności od obwiedni momentów zginających.

Biorąc pod uwagę powyższe informacje preferowanym sposobem sprężenia jest sprężenie z przyczepnością, które jest bezpieczniejsze i bardziej efektywne pod kątem trwałości ustroju. Pojawia się jednak potencjalny problem możliwości wypchnięcia powietrza z osłonki cięgien przy większych głębokościach ścian szczelinowej. Autor przyjmuje, iż rurka iniekcyjna usytuowana będzie przy zakotwieniu czynnym (w oczepie ściany szczelinowej), a rurka odpowietrzająca będzie przebiegała od zakotwienia biernego (od najniższego punktu sprężenia, aż do oczepu). Dystans jaki będzie musiało pokonać wypychane powietrze równa się długości całego systemu sprężenia. Jest to kwestia do zbadania pod kątem możliwości zastosowania wolnowiążącego i rzadszego zaczynu iniekcyjnego. Innym możliwym podejściem jest oczywiście zastosowanie technologii niezsolidaryzowanej, która jest szybsza i prostsza w wykonaniu, lecz mniej bezpieczna.

4. PODEJŚCIE MODELOWE – ANALITYCZNE

Podjęcie analityczne to precyzyjny i metodyczny proces rozwiązywania problemów, który opiera się na podziale złożonego zagadnienia na mniejsze, łatwiejsze do analizy elementy. Kluczowym elementem tego podejścia jest stosowanie algorytmów i metod inżynierskich, które umożliwiają systematyczną ocenę każdego etapu pracy. Dzięki analizie wstecznej, proces ten pozwala nie tylko na zidentyfikowanie potencjalnych błędów, lecz także na przewidywanie ich konsekwencji. Kontrola każdego kroku zapewnia spójność wyników oraz umożliwia dokładne śledzenie wpływu decyzji na ostateczne rezultaty. Metodę analityczną w ujęciu niniejszej rozprawy doktorskiej należy rozumieć jako formę manualnej weryfikacji założeń projektowych, która wyprzedza zastosowanie skomplikowanych narzędzi inżynierskich. Stanowi swego rodzaju test wiarygodności i adekwatności przyjętych metodologii przed zaangażowaniem bardziej złożonych technologii. Pozwala to na minimalizację ryzyka błędów w kosztownych i czasochłonnych procesach obliczeniowych, jednocześnie weryfikując, czy proponowane podejście spełnia podstawowe kryteria jakościowe i techniczne. Główną zaletą stosowania podejścia analitycznego jest jego przejrzystość, która umożliwia pełną kontrolę nad danymi wejściowymi oraz procesem ich przetwarzania. Dzięki temu można skutecznie identyfikować nieścisłości w założeniach projektowych, a także wyciągać wnioski w oparciu o jasne i przejrzyste wyniki. Tego typu transparentność jest szczególnie istotna w kontekście podejmowania strategicznych decyzji, gdzie precyzja i niezawodność są kluczowe. Metoda analityczna znalazła swoje zastosowanie zarówno w kontekście historycznym, jak i we współczesnych przedsięwzięciach. Przykłady jej skuteczności można odnaleźć w biznesie, gdzie wspiera analizy rynkowe oraz w start – upach, gdzie precyzyjne podejście do weryfikacji założeń jest kluczowe dla minimalizacji ryzyka operacyjnego. W przeszłości podejście analityczne było stosowane w konstrukcjach wielkich budowli, takich jak mosty czy wieżowce, gdzie ręczne obliczenia inżynierskie stanowiły fundament procesu projektowego. Współcześnie metoda ta znajduje zastosowanie w modelowaniu procesów logistycznych, optymalizacji algorytmów finansowych czy analizie danych w projektach technologicznych.

Rozważana w niniejszym rozdziale podejście modelowe – analityczne odnosi się do niezwykle złożonego i innowacyjnego zagadnienia, które wymaga integracji wielu różnych aspektów. Prezentowana metoda uwzględnia zarówno wymagania norm projektowych, jak i ograniczenia materiałowe oraz możliwości dostępnego oprogramowania. W efekcie stanowi optymalną ścieżkę projektowania, która łączy precyzję techniczną z elastycznością praktyczną. Jej wartość

polega na dostarczaniu rozwiązań, które są nie tylko zgodne z obowiązującymi standardami, ale również odpowiednio dostosowane do specyfiki danego projektu, co czyni ją wyjątkowo efektywnym narzędziem w dynamicznie zmieniającym się środowisku inżynierskim.

Biorąc pod uwagę dotychczas przedstawione informacje dot. zagadnień geotechnicznych w aspekcie wykonywania ścian szczelinowych i sprężenia konstrukcji, autor przedstawił poniżej autorską reprezentację modelowego podejścia analitycznego do zaprojektowania sprężonej ściany szczelinowej, zgodnie z obowiązującymi w Polsce normami oraz zasadami wiedzy technicznej. Jest to podejście iteracyjne, które pozwala na bezpieczne i precyzyjne określanie danych wsadowych do kolejnego etapu. Proces iteracyjny bowiem odgrywa fundamentalną rolę w projektowaniu konstrukcji, umożliwiając stopniowe i systematyczne zbliżanie się do optymalnego rozwiązania. Każda iteracja to krok w kierunku coraz bardziej precyzyjnego i zrównoważonego rozwiązania, które spełnia zarówno założenia projektowe, jak i wymagania normatywne, a jednocześnie uwzględnia dostępność materiałów oraz ograniczenia technologiczne.

I. OBLICZENIA GEOTECHNICZNE – postępować wg PN EN 1997 [N7]

- Określenie docelowej geometrii całej konstrukcji w tym:
 - zakotwienia/rozparcia – określenie podparć konstrukcji
 - geometria ściany
- Określenie przewidywanych obciążeń (parcie gruntu), parcie wody gruntowej, obciążenie naziomu i inne obciążenia technologiczne
- Technologia wykonania ściany szczelinowej
- Etapowanie wykonania wykopu, etapowanie całego procesu z podziałem na konkretne fazy

Obliczenia proponuje się wykonać w dedykowanym oprogramowaniu inżynierskim do obliczania ścian szczelinowych. Autor rekomenduje programy takie jak: GEO5 [119], Midas GTX [120] lub inne.

W etapie I następuje określenie założeń trwałościowych i technologicznych takich jak otuliny, rozmieszczenie zbrojenia technologicznego, sposób betonowania.

II. OBLICZENIA SPRĘŻENIA ŚCIANY SZCZELINOWEJ

1. Przygotować model ściany szczelinowej z wykorzystaniem MES. Rekomendowany program to np. Sofistik [121] lub Ansys [122]. Każde oprogramowanie umożliwiające podatne podparcia i zdefiniowania fazowań konstrukcji będzie odpowiednie.
2. Zbudowanie siatki MES w tym: podział na elementy z uwzględnieniem stropów, rozparć, kotwi, zmiennych warunków gruntowych. Konieczne jest zastosowanie *interface*, które określają na odwzorowanie współpracy ośrodka gruntowego z danymi elementami projektowanej konstrukcji.

Uwagi praktyczne:

- wskazane jest umieszczenie węzłów modelu w miejscu występowania zmian warstw geotechnicznych. Jest potrzebne do modelowania podatności i fazowań w modelu.
- należy zwrócić szczególną uwagę na podparcie osadzenia (podstawy) ściany w modelu. Zdaniem autora najlepiej zachowuje się podparcie sztywne. Jeśli przemieszczenia końca ściany są niewielkie to podpora przegubowo – przesuwna.

Model MES ściany powinien uwzględniać:

- Fazowanie planowanego wykopu w zależności od ilości podparć i elementów pośrednich
- Wykonanie stropów rozporowych (zainicjowanie sztywności w modelu od konstrukcji stropów)
- Określenie sztywności ściany
- Określenie sztywności gruntu
- Zaimplementowanie parć obliczonych w towarzyszących odrębnie oprogramowaniu np. w GEO5 (patrz. pkt I).

III. OKREŚLENIE MINIMÓW ZBROJENIA I SZTYWNOŚCI ŚCIAN, wpływ reologii OKREŚLENIE MOMENTÓW RYSUJĄCYCH (na podstawie wymiarowania żelbetu)

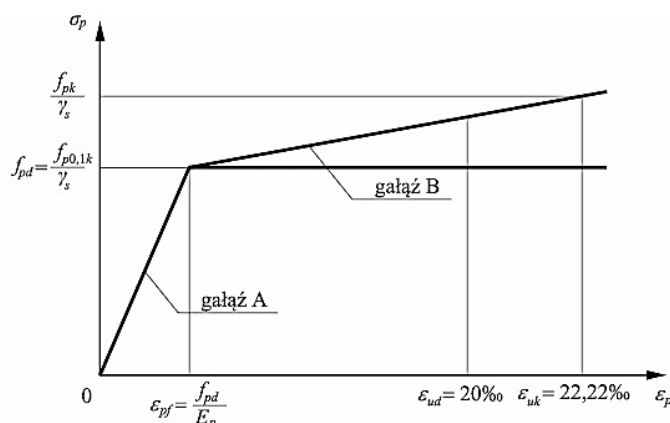
W niniejszym punkcie autor niniejszej pracy uprosił podane dotąd ścieżki i informacje projektowe w kontekście dostępnych w normach [N1, N4, N5] danych.

OBLICZANIE NOŚNOŚCI PRZEKROJÓW PROSTOKĄTNYCH

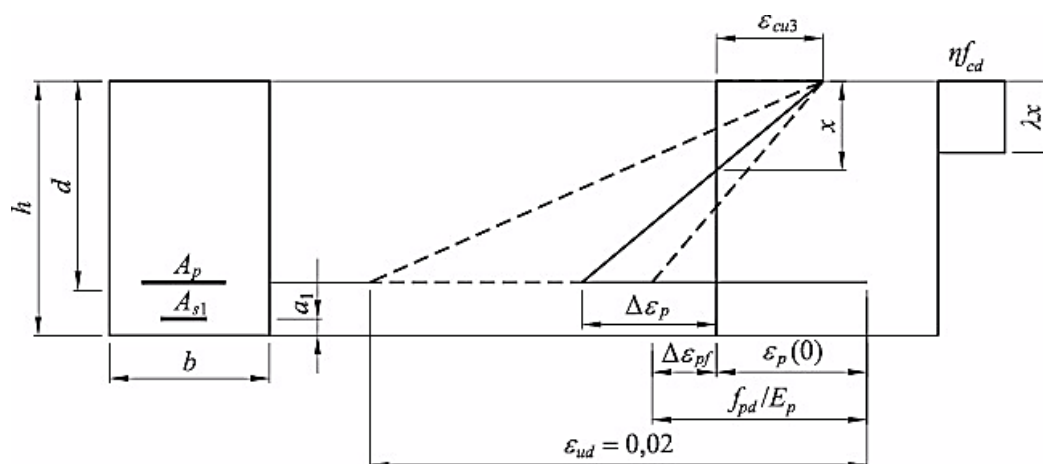
W przypadku, gdy stopień zbrojenia sprężającego jest niezbyt wielki, warto rozpatrzyć możliwość zastosowania teorii, w której uwzględnia się wzmocnienie stali sprężającej, czyli dopuszcza się naprężenia większe od obliczeniowej granicy plastyczności f_{pd} . Bowiem norma [N1] zawiera tylko ogólne zasady obliczania nośności granicznej. Norma ta zezwala na stosowanie trzech typów wykresów naprężenie-odkształcenie w betonie (Rys. 4.1 i 4.2) i dwóch różnych założeń dotyczących stali sprężającej. Można przyjmować, że w stanie granicznym naprężenie w stali jest równe f_{pd} (wykres σ_p - ε_p ma poziomą półkę plastyczną) – wtedy na odkształcenia stali nie nakłada się żadnych ograniczeń. Można także założyć, że występuje wzmocnienie (gałąź B wykresu na Rys. 4.1), ale wtedy trzeba przyjąć, że odkształcenie stali sprężającej nie może przekroczyć odkształcenia granicznego ε_{ud} (zalecana wartość $\varepsilon_{ud} = 20\text{‰}$).

W niniejszej dysertacji doktorskiej przyjmowano, że wykres naprężeń w stanie granicznym jest prostokątny, a wykres σ_p - ε_p ma poziomą półkę plastyczną. To słuszne założenie, które jest w Polsce stosowane od kilkadziesiąt lat i prowadzi do przejrzystych obliczeń. Dla dalszej możliwości rozwoju idei PDW w oparciu o badania Knauffa i Niedośpiała [113] rozpatrzono także zastosowanie teorii, w której uwzględnia się wzmocnienie stali. Obliczenia oparte na takim założeniu są nieco mniej trywialne, lecz mogą doprowadzić do oszczędności zbrojenia, zwłaszcza w przypadkach, w których stopień zbrojenia sprężającego jest niewielki.

Rozpatruje się zatem przekrój prostokątny o szerokości b i wysokości h , w którym zbrojenie sprężające o polu przekroju A_p jest rozmieszczone w jednej warstwie, leżącej w odległości d od krawędzi ściskanej. Ponadto w przekroju znajduje się zbrojenie zwykłe (niesprężone) mające pole przekroju A_{s1} (patrz. Rys. 4.2).



Rys. 4.1. Stal sprężająca. Zależności obliczeniowe naprężenie-odkształcenie wg normy [N1], przyjęto $\varepsilon_{ud} = 20\text{‰}$, $\varepsilon_{uk} = \varepsilon_{ud} / 0,9 = 22,22\text{‰}$ [113].



Rys. 4.2. Odształcenia i naprężenia w przekroju prostokątnym w stanie granicznym nośności [113].

Implikacje matematyczne, które prowadzą do uproszczonego podejścia, które przejrzysto przedstawili Knauff i Niedośpiał w Tabeli 4.1 [113].

Tabela 4.1. Obliczanie momentu granicznego w przekrojach prostokątnych.

Dane geometryczne (oznaczenia wg rys. 4.2)

b, h – szerokość i wysokość przekroju,

A_p – pole przekroju stali sprężającej,

d – odległość wypadkowej siły sprężającej od górnej krawędzi przekroju,

A_{s1}, a_1 – pole przekroju zbrojenia niesprężonego, odległość tego zbrojenia od dolnej krawędzi przekroju.

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd}, \rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{bd}$$

Zmienne bezwymiarowe:

Dane dotyczące betonu:

$f_{ck}, f_{cd}, \eta, \lambda, \varepsilon_{cu3}$ – wytrzymałości charakterystyczna i obliczeniowa, współczynniki i odkształcenie graniczne betonu

Dane dotyczące stali sprężającej:

f_{pd}, E_p – obliczeniowa wartość granicy plastyczności, moduł sprężystości stali sprężającej.

Dane dotyczące naprężeń:

σ_{s1} – naprężenie, które powstaje w zbrojeniu A_{s1} w stanie granicznym nośności*,

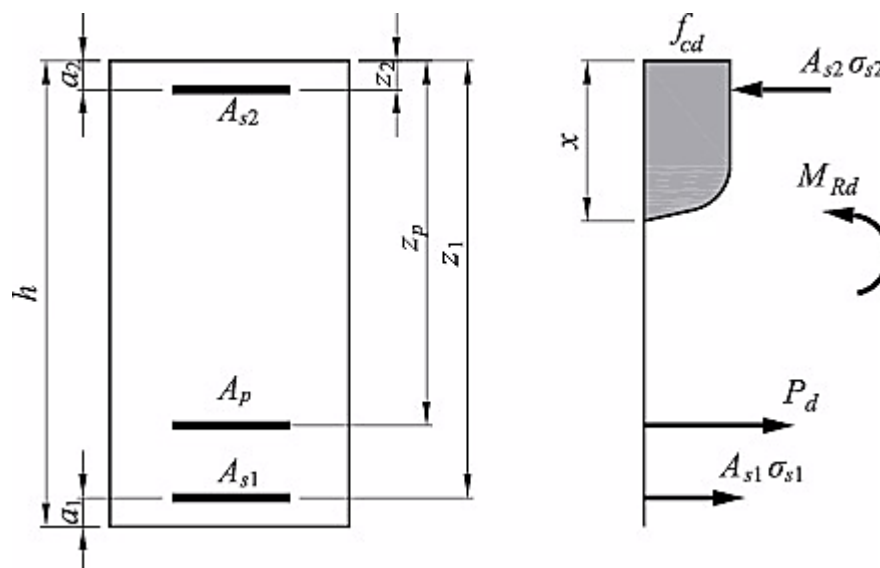
$\sigma_{p\infty}, \sigma_{cp\infty}$ – naprężenia w stali sprężającej i w betonie (oba dodatnie) na poziomie siły sprężającej, wywołane sprężeniem (po odjęciu całych strat sprężenia)	
$\varepsilon_p(0) = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} + \frac{\sigma_{cp\infty}}{E_{cm}}, \Delta\varepsilon_{pf} = \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_p(0), \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \Delta\varepsilon_{pf}}$	
Jeżeli $\rho_p \leq 0,01$, naprężenia $\sigma_{p\infty}$ są na normalnym poziomie (tzn. większe niż $0,5f_{pk}$), a z obliczeń otrzyma się $\xi < 0,4$, to można bez sprawdzania przyjąć, że zasięg strefy ściskanej jest mniejszy od ξ_{lim}^{**}.	
Obliczanie M_{Rd} przy założeniu, że stal sprężająca ma poziomą półkę plastyczną	
1.	Oblicza się $\xi = x/d$ $\xi = \frac{\rho_p f_{pd} + \rho_{s1} \sigma_{s1}}{\eta \lambda f_{cd}}$ Jeżeli $\xi \leq \xi_{lim}$, to obliczoną wartość ξ należy podstawić do wzoru w wierszu nr 6. Jeżeli obliczona tu wartość ξ jest większa od ξ_{lim}, to w stali sprężającej nie osiąga się granicy plastyczności i ξ należy obliczyć ze wzorów w wierszu nr 2.
2.	Oblicza się $\xi = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$ $A = \eta l f_{cd}, B = -E_p \rho_p (\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_p(0)) - \rho_{s1} \sigma_{s1}, C = -E_p \varepsilon_{cu3} \rho_p$, i obliczoną wartość ξ należy podstawić do wzoru w wierszu nr 6.
Obliczanie M_{Rd} z uwzględnieniem wzmocnienia stali sprężającej	
3.	Oblicza się: $E_{pu} = \frac{22220}{4444/f_{pd} - 1}, \xi_{lim,u} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + 0,02 - \varepsilon_p(0)},$ $A = \eta l f_{cd},$ $B = [E_{pu}(\varepsilon_{cu3} + \Delta\varepsilon_{pf}) - f_{pd}]\rho_p - \rho_{s1} \sigma_{s1},$ $C = -E_{pu} \varepsilon_{cu3} \rho_p,$ $\xi = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}.$ Jeżeli $\xi_{lim,u} \leq \xi \leq \xi_{lim}$, to obliczoną wartość ξ należy podstawić do wzoru w wierszu nr 6.

	W przeciwnym przypadku wartość ξ należy obliczyć wg wzorów w wierszu 4 lub 5.
4.	Jeżeli $\xi < \xi_{lim,u}$, to przyczyną wyczerpania nośności jest osiągnięcie granicznego odkształcenia cięgien. $\sigma_p = f_{pd} + E_{pu} \left(0,02 - \frac{f_{pd}}{E_p} \right).$ $\xi = \frac{\rho_p \sigma_p + \rho_{s1} f_{yd}}{\eta \lambda f_{cd}}.$ Do wzoru w wierszu 6 należy podstawić
5.	Jeżeli $\xi > \xi_{lim}$, to w stali sprężającej nie osiąga się granicy plastyczności i wartość ξ należy obliczyć ze wzorów w wierszu 2.
6.	Moment graniczny oblicza się ze wzoru $M_{Rd} = \eta l f_{cd} (1 - 0,5 \lambda \xi) b d^2 + \rho_{s1} A_{s1} (h - d - a_1)$
* Wstępnie można założyć, że w zbrojeniu niesprężonym osiąga się granicę plastyczności f_{yd}. Po wykonaniu obliczeń należy sprawdzić, czy odkształcenie tego zbrojenia jest nie mniejsze niż f_{yd}/E_s i ewentualnie wprowadzić korektę. Taka korekta może być potrzebna, gdy zasięg strefy ściskanej jest duży. Należy zauważyć, że w przekrojach sprężonych zasięg ten jest zwykle większy niż w żelbetowych – np. ξ_{lim} wynosi ok. 0,67. Odkształcenie zbrojenia A_{s1} można obliczyć ze wzoru $\varepsilon_{s1} = \frac{\xi d}{h - a_1 - \xi d} \varepsilon_{cu3}.$ ** Omówienie roli intensywności sprężenia i zasady zezwalającej na pominięcie obliczenia ξ_{lim} znajduje się na końcu tego podrozdziału.	

NOŚNOŚĆ GRANICZNA ELEMENTÓW ZGINANYCH Z CIĘGNIAMI BEZ PRZYCZEPNOŚCI

Siła sprężająca w stanie granicznym nośności, oznaczana jako P_d , zwykle przewyższa siłę sprężającą po uwzględnieniu wszystkich strat sprężenia. Na przykład, w przypadku cięgien stalowych o wytrzymałości $f_{pk} = 1860$ MPa, po stratach naprężenie wynosi około 1200 MPa, a granica plastyczności cięgien to ok. 1450 MPa. Aby osiągnąć taką wartość f_{pd} , konieczne jest wystarczające odkształcenie betonu w obszarze cięgien. W sytuacji, gdy cięgna nie są dobrze związane z betonem, odkształcenie cięgien rozkłada się równomiernie wzdłuż długości

elementu, co może prowadzić do niewystarczających odkształceń w kluczowych miejscach. Zgodnie z normą [N1], przy obliczaniu przyrostu naprężeń w stalowych cięgnach w elementach niezwiązanych z betonem (niezsolidaryzowanych), uwzględnia się odkształcenie całego elementu. Jeśli nie przeprowadza się szczegółowego obliczenia, przyjmuje się przyrost naprężenia $\Delta_{sp,ULS}$, który wynosi 100 MPa zgodnie z zaleceniami w normach [N2] i [N1]. W polskim Załączniku Krajowym brak jest szczególnych wskazówek w tej sprawie.



Rys. 4.3. Naprężenia i siły w stanie granicznym nośności (gdy klasa betonu jest nie wyższa niż C50/60) [113].

Analizując stan graniczny przekroju prostokątnego, zgodnie z rysunkiem 4.3., przyjmuje się, że wartość P_d została określona na podstawie wcześniej omówionych zasad. W stanie granicznym nośności na przekrój działa siła sprężająca P_d , której wartość w elementach z niezsolidaryzowanymi kablami nie zależy od odkształceń przekroju. Pod wpływem momentu granicznego M_{Rd} osiągane jest odkształcenie graniczne betonu w strefie ściskanej.

Rozważane zagadnienie jest równoważne problemowi mimośrodowego ściskania przekroju żelbetowego poddanego siłom ściskającym N . W przypadkach, które nie są uwzględnione w niniejszej analizie (np. dla betonu o wyższej klasie niż C50/60), można stosować wzory do wymiarowania przekrojów żelbetowych poddanych zginaniu i siłom podłużnym. Głównym celem jest obliczenie momentu granicznego dla danego zbrojenia, zakładając, że jedynym źródłem siły podłużnej jest siła sprężająca, a beton nie przekracza klasy C50/60. Analiza dotyczy przypadków, w których zasięg strefy ściskanej x nie przekracza wysokości przekroju h .

W przypadku, gdy $x > h$, zgodnie z normą [N1], należy przyjąć, że w odległości $3h/7$ od górnej krawędzi przekroju odkształcenie graniczne wynosi 2‰, a odkształcenie na brzegu przekroju jest mniejsze niż 3,5‰. Jednakże w projektach sprężonych elementów zginanych taki przypadek nie powinien występować. Aby uzyskać $x > h$, wymagana byłaby bardzo duża siła sprężająca, co jest nieopłacalne, ponieważ sprężenie zwiększa moment graniczny tylko wtedy, gdy strefa ściskana w stanie granicznym nie jest znacząco większa niż wartość graniczna x_{lim} .

Tok postępowania w opisanym wyżej przypadku przytoczono w Tabeli 4.2.

Tabela 4.2. Obliczanie momentu granicznego w płycie sprężonej ciągniami bez przyczepności bez uwzględniania zbrojenia A_{s2} .

Dane (Rys. 3.47): b, h, f_{cd}, siła sprężająca w stanie granicznym $P_d, z_p, A_{s1}, a_1, f_{yd}$. Jeżeli $\sigma_{cpm} = \frac{P_d}{bh} > 0,75 f_{ctm},$ to można uznać, że nie ma niebezpieczeństwa kruchej utraty nośności. W przeciwnym przypadku należy zastosować zbrojenie, które zapewni spełnienie warunku $M_{Rd} > M_{cr}$. Uwaga. Tabela dotyczy wyłącznie betonu klasy nie wyższej niż C50/60 i przypadku $x \leq h$.	
1.	Oblicza się $C = 0,8095b f_{cd}$.
2.	Jeżeli nie uwzględnia się zbrojenia A_{s1} , to $x = P_d/C$, $M_{Rd} = P_d(z_p - 0,4159x)$ i na tym kończy się obliczenie.
3.	Jeżeli uwzględnia się zbrojenie A_{s1}, to $z_1 = h - a_1, x_{lim} = \frac{700}{700 + f_{yd}} z_1, x = \frac{P_d + A_{s1} f_{yd}}{C}.$ Jeżeli $x \leq x_{lim}$, to obliczoną wartość x podstawia się do wzoru w p. 5, a w przeciwnym przypadku wartość x wyznacza się, stosując wzory w p. 4.
4.	Jeżeli $x > x_{lim}$, to należy obliczyć (A_{s1} podstawiać w m^2) $r = \frac{P_d - 700A_{s1}}{C}, x = 0,5 \left(\sqrt{r^2 + 2800 \frac{A_{s1} z_1}{C}} + r \right)$ i obliczoną wartość x podstawić do wzoru w wierszu 5.
5.	$M_{Rd} = Cx(z_1 - 0,4159x) - P_d(z_1 - z_p)$

Obliczony w p. 5 moment graniczny powinien spełniać wymaganie $M_{Rd} \geq M_{Ed} + M_{wzb}$, w którym M_{wzb} oznacza moment wzbudzony przez sprężenie (niezerowy moment M_{wzb} występuje tylko w elementach statyczne niewyznaczalnych, w których trasa kabli nie jest współbieżna).

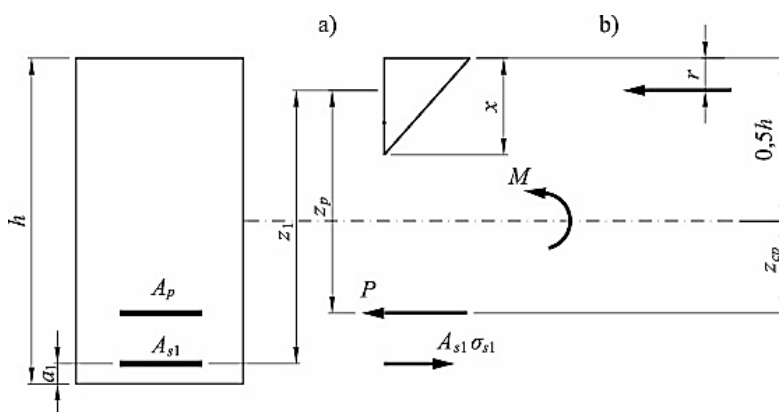
Inne zadania, jak na przykład obliczanie nośności dla $A_{s2} \neq 0$ czy obliczanie zbrojenia dla danego momentu granicznego, rozwiązuje się podobnie jak w przypadku przekrojów żelbetowych.

NAPRĘŻENIA W PRZEKROJACH ZARYSOWANYCH I SZEROKOŚĆ RYS

Cięgna sprężające wpływają na naprężenia w betonie oraz na szerokość rys, generując siłę, która ściska przekrój. Gdy kable są zintegrowane z betonem, moment zginający powoduje dodatkowy wzrost naprężeń w cięgnach. W elementach z cięgnami bez przyczepności (niezsolidaryzowanymi) ten efekt jest minimalny, ponieważ zmiana odkształcenia cięgna zależy od zmiany odległości między jego zakotwieniami, podzielonej przez długość cięgna. Dlatego po zarysowaniu siła w cięgnach pozostaje stała, równa sile sprężającej po uwzględnieniu strat sprężenia, traktowanej jako obciążenie ściskające przekrój. Charakterystyki geometryczne wyznacza się bez uwzględniania wpływu zbrojenia sprężającego. Wzór uproszczony do obliczania naprężeń w zbrojeniu, oparty na szacowaniu ramienia sił wewnętrznych, przedstawia rysunek 4.4. W przypadku zbrojenia niesprężonego (A_{s1}), momenty muszą być zrównoważone zgodnie z równowagą.

$$M - Pz_p = A_{s1}z_1\sigma_{s1},$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M - Pz_p}{A_{s1}z_1}.$$



Rys. 4.4. Przybliżone obliczanie przyrostu naprężeń w zbrojeniu rozciągany: a) gdy istnieje zbrojenie A_{s1} , b) gdy nie ma zbrojenia A_{s1} [113].

Położenie wypadkowej siły w strefie ściskanej można przybliżyć na podstawie rozkładu naprężeń w fazie I lub zasięgu strefy ściskanej w SGN, jednak nie daje to dokładnych wyników, szczególnie jeśli chodzi o precyzyjne określenie tego zasięgu, który może znacząco wpływać na szerokość rys. Metoda ta nie uwzględnia także dokładnie wpływu zbrojenia, szczególnie w przypadku wielu warstw. W takich przypadkach lepiej zastosować bardziej zaawansowane metody, jak np. arkusz kalkulacyjny.

Jeżeli brak jest zbrojenia niesprężonego, to w fazie II jedynymi naprężeniami są naprężenia ściskające w betonie, a strefa ściskana ma mniejszy zasięg niż wysokość przekroju. Siłę P i moment M można zamienić na równoważne działanie samej siły P , umieszczonej w odległości r od górnej krawędzi przekroju.

$$M - Pz_{cp} = P(0,5h - r).$$

Biorąc pod uwagę powyższy wzór, ujawnia się postać:

$$r = 0,5h + z_{cp} - \frac{M}{P},$$

tym samym zasięg strefy ściskanej $x = 3r$. Metodę obliczeń szerokości rys w zginanych elementach sprężonych cięgnami niezsolidaryzowanymi przedstawiono w Tabeli 4.3.

Tabela 4.3. Szerokość rys w zginanych elementach sprężonych cięgnami bez przyczepności.

Dane: Wymiary, pole przekroju A_s, średnica φ i otulenie c zbrojenia rozciąganego (niesprężonego), moduły sprężystości E_{cm}, E_s, efektywna wytrzymałość na rozciąganie $f_{ct,eff}$, $\alpha_e = E_s / E_{cm}$, dla obciążeń długotrwałych przyjmuje się $k_t = 0,4$, a dla krótkotrwałych $k_t = 0,6$.
Jednym ze sposobów opisanych wcześniej należy obliczyć naprężenia w zbrojeniu A_s oraz zasięg strefy ściskanej x, a następnie określić efektywne pole rozciąganego $A_{c,eff}$ i wymiary pręta modelowego.
Jeżeli w pręcie modelowym jest zbrojenie i w rozciąganym obszarze o wysokości $h_{c,ef}$ znajdują się pręty zbrojenia rozmieszczone wystarczająco, to zachodzi przypadek zwyczajny, a w przeciwnym razie jeden z dwóch przypadków osobliwych. Uwaga. Jeżeli w pręcie modelowym nie ma zbrojenia, to postępuje się jak w przypadku osobliwym 1.

$\rho_{p,\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}}.$	
Przypadek zwyczajny. Oblicza się W powyższym wzorze A_s oznacza pole przekroju zbrojenia zwykłego mieszczącego się w $A_{c,\text{eff}}$. Należy obliczyć $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ wg wzoru (I), poniżej, oraz rozstawy rys $s_{r,\text{max}}$ wg wzorów (II) i (III). Do wzoru (IV) podstawić s równe mniejszemu z tych rozstawów.	
Przypadek osobliwy 1. W $A_{c,\text{eff}}$ nie ma zbrojenia. Do wzoru (IV) należy podstawić $s = s_{r,\text{max}}$ wyznaczone ze wzoru (III) i $\Delta\varepsilon$ równe odkształceniu (w fazie II) skrajnych włókien betonu.	
Przypadek osobliwy 2. W $A_{c,\text{eff}}$ jest zbrojenie, ale niewystarczająco gęste (rys. 9.4). Do wzoru (IV) należy podstawić $s = s_{r,\text{max}}$ ze wzoru (III) i $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ wg wzoru (I).	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - \frac{k_t f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} (1 + \alpha_\varepsilon \rho_{p,\text{eff}}) \right],$ (1 - k_t) $\frac{\sigma_s}{E_s}$. lecz nie mniej niż	
$s_{r,\text{max}} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}},$ c – grubość otulenia zbrojenia A_s, $k_1 = 0,8$ dla prętów o wysokiej przyczepności, $k_1 = 1,6$ dla prętów mających z grubsza płaską powierzchnię, $k_2 = 0,5$ przy czystym zginaniu.	
$s_{r,\text{max}} = 1,3(h - x)$	
$w_k = s \Delta\varepsilon$	

STRATY SIŁY SPRĘŻAJĄCEJ W KABŁACH BEZ PRZYCZEPNOŚCI

Kabel, który nie jest zsolidaryzowany z kanałem, może przesuwać się w nim, co sprawia, że siła w kablu jest stała na całej jego długości. Wpływ tego zjawiska na straty sprężenia omówiono poniżej. Straty wynikające z sprężystych odkształceń betonu są zazwyczaj niewielkie. Proces sprężania kabli odbywa się etapami. Naciąg pierwszego kabla nie powoduje strat sprężystych, ponieważ prasa sprężająca opiera się na sprężanym elemencie, a siła mierzona w tym etapie odpowiada sile w kablu, który znajduje się w odkształconym elemencie. Naciąg kolejnych kabli wpływa na zmiany naprężeń jedynie w kablach już sprężonych wcześniej.

Wzór poniżej przedstawia stratę, która wystąpiłaby, gdyby wszystkie kable były naciągane jednocześnie.

$$\Delta P_{el} = \frac{n-1}{2n} S.$$

$$S = \alpha_e \rho_p \left[1 + \left(\frac{z_{cp}}{r} \right)^2 \right] P_0.$$

Jeżeli kabli jest wiele, to $\Delta P_{el} \approx 0,5S$.

Powyższy wzór uzyskuje się, zakładając, że zmiana odkształcenia kabla wywołana skróceniem betonu w rozpatrywanym przekroju jest równa odkształceniu betonu w tym przekroju. Jeżeli określa się jako „bez przyczepności”, to średnie odkształcenie kabla jest równe sumie skróceń betonu występujących wzdłuż kabla, zakładając, że odkształcenie to jest równe na całej długości.

Średnie odkształcenie niezsolidaryzowanego kabla powinno być obliczone za pomocą wzoru:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{P}{E_{cm} A_{cs}} \left(1 + \left(\frac{z_{cp}(x)}{r} \right)^2 \right) dx,$$

gdzie $z_{cp}(x)$ określa się jako mimośród siły sprężającej, zależny od pozycji przekroju x , oznaczany jako $z_{cp}(x)$, jest używany do określenia średniego odkształcenia kabla, które będzie mniejsze niż maksymalne odkształcenie. Straty od tarcia oblicza się wg formuł przytoczonych w 3.1.7. Gdy tarcie jest minimalne, można przyjąć, że wślizg szczęk w zakotwieniu wpływa na całą długość kabla. W przypadku wślizgu po obu stronach kabla, jego skrócenie wynosi $2a_p$, a strata naprężenia w kablu o długości l wynosi:

$$\Delta \sigma_{p,sl} = E_p \frac{2a_p}{l}.$$

WYMAGANIA DOTYCZĄCE NAPRĘŻEŃ I ZARYSOWANIA

Norma [N1] nakłada na elementy sprężone cięgnami bez przyczepności te same wymagania dotyczące zarysowania, co na konstrukcje żelbetowe, niemniej różni się to od wymagań stawianych konstrukcjom z cięgnami mającymi przyczepność do betonu. W elementach z cięgnami niezsolidaryzowanymi, szerokość rys wywołanych quasi-stalymi obciążeniami nie powinna przekraczać 0,4 mm dla klas ekspozycji X0 i XC1, a 0,3 mm dla pozostałych. Jest to łagodniejsze niż w przypadku innych konstrukcji sprężonych. Elementy te nie muszą spełniać warunku dekompresji, a kontrola szerokości rys wykonuje się dla mniejszych obciążeń.

Minimalne zbrojenie ma zapewnić, że szerokość rys nie przekroczy wartości granicznej (0,4 lub 0,3 mm) przy naprężeniu rozciągającym równym $k f_{ctm}$ w dojrzałym betonie, przy czym $k = 1,0$. W przypadku, gdy naprężenia rozciągające nie przekraczają f_{ctm} , nie jest wymagane minimalne zbrojenie.

Podsumowując zasady:

1. Dla ograniczenia ugięć warto zastosować takie sprężenie, by przy quasi-stałych obciążeniach nie wystąpiły naprężenia rozciągające. W przeciwnym razie należy sprawdzić szerokość rys.
2. Pod większymi obciążeniami, jeśli naprężenia rozciągające nie przekraczają f_{ctm} , nie trzeba sprawdzać szerokości rys ani obliczać minimalnego zbrojenia. W przeciwnym razie należy sprawdzić, czy szerokość rys jest mniejsza od granicznej.

W obliczeniach dla fazy II stosuje się często „fikcyjne” naprężenia dopuszczalne, większe od f_{ctm} , które porównuje się z wynikami obliczeń dla fazy I.

Do powyższych warunków należy dodać warunki stawiane przez [N8] dla zbrojenia ścian szczelinowych, które podano w podrozdziale 2.5.

I. WPROWADZENIE W MODELU FAZOWANIA WYKONYWANIA ŚCIANY

Fazowanie polega na modelowaniu etapów budowy lub obciążenia jako oddzielnych kroków analizy. W każdej fazie dodaje się, zmienia lub usuwa elementy konstrukcyjne, obciążenia, czy warunki brzegowe. W oprogramowaniu MES (np. PLAXIS lub Sofistik), elementy można dezaktywować (np. grunt w wykopie) lub aktywować (np. elementy konstrukcyjne). Dla siatki elementów skończonych dezaktywacja oznacza usunięcie wpływu elementu na macierze globalne układu. W każdej fazie należy aktualizować warunki wodne (np. odpływ wód gruntowych) oraz zmieniające się podparcia gruntu.

Istotne jest zwrócenie uwagi na zapisywanie i prawidłowe transferowanie wyników z jednej fazy do kolejnej. Zdarza się, że zaawansowanie oprogramowania MES z jednej strony zapisują wyniki naprężeniowe z danej fazy, lecz w kolejnej możliwe jest policzenie kolejnego stanu naprężenia i zsumowanie go z kolejnym, co a priori może wyglądać z pozoru jak sumowanie z zasady super pozycji. Jest to szczególnie ważne w analizach, które obejmują procesy takie jak osiadanie gruntu, stabilność wykopów, czy też reakcje gruntu na obciążenia. W ten sposób,

w ramach wieloetapowych analiz, uwzględnia się zmiany, które występują w wyniku obciążeń, osiadania czy innych procesów geotechnicznych, a odkształcenia mogą być sukcesywnie aktualizowane w kolejnych fazach analizy.

Tego typu podejście jest istotne, gdyż zmiany odkształceń w pierwszej fazie mogą wpłynąć na właściwości materiału (gruntu) w kolejnych etapach, takich jak jego sztywność, nośność czy reakcje na dodatkowe obciążenia.

II. OKREŚLENIE SZTYWNOŚCI GRUNTU

Sztywność gruntu jest opisywana za pomocą różnych parametrów, w zależności od zastosowanej metody. Głównymi parametrami są:

- Moduł odkształcenia (E): Określa stosunek naprężenia do odkształcenia w gruncie (w zakresie sprężystym).
- Moduł ścinania (G): Określa reakcję gruntu na naprężenia ścinające.
- Współczynnik Poissona (ν): Wyznacza stosunek odkształceń poprzecznych do osiowych.
- Moduł wtórny (E_{v2}): Wyznaczany podczas badań płytą statyczną.
- Moduł ściśliwości (M): Wyznaczany dla gruntów spoistych i niespoistych.

Dodatkowo w przypadku wyboru bardziej zaawansowanych modeli matematycznych opisu gruntu, takich jak np. Hardening Soil (Hs), konieczne jest określenie następujących parametrów sprężystościowych:

- E_{50}^{ref} – moduł odkształcenia osiowego dla odkształceń pierwotnych (przy odniesieniu do ciśnienia referencyjnego), wyrażany w [kPa].
- E_{oed}^{ref} – moduł ściśliwości dla jednoosiowego stanu naprężenia (dla warunków pierwotnych), wyrażany w [kPa].
- E_{ur}^{ref} – moduł sprężystości przy odciążeniu i przeładowaniu, wyrażany w [kPa].
- ν_{ur} – współczynnik Poissona dla odciążenia i przeładowania (bezwymiarowy).

Dodatkowo w pośrednio związany sposób należy określić parametry uplastycznienia (twardnienia) gruntu:

- m – wykładnik zależności modułu odkształcenia od ciśnienia efektywnego (bezwymiarowy).
- R_f – współczynnik zbliżania się do plastycznego wierzchołka funkcji granicznej (bezwymiarowy).

W kolejnym rozdziale autor opíše precyzyjnie inne parametry oraz zależności między nimi dla modelu Hs.

III. WALIDACJA MODELU MES

Walidacja modelu w MES (Metodzie Elementów Skończonych) to proces sprawdzania, czy wyniki symulacji uzyskane z modelu numerycznego są zgodne z rzeczywistym zachowaniem badanego układu lub systemu. Głównym celem jest zapewnienie, że model jest wiarygodny, dokładny i reprezentuje fizyczne zjawiska w sposób wystarczająco precyzyjny.

Kluczowe aspekty walidacji modelu w MES:

PORÓWNANIE Z WYNIKAMI EKSPERYMENTALNYMI:

- Model numeryczny jest porównywany z danymi z badań laboratoryjnych, polowych lub testów rzeczywistych.
- Przykład: w geotechnice można porównać osiadania fundamentów, naprężenia w gruncie czy obciążenia nośne z wynikami uzyskanymi w badaniach polowych.

PORÓWNANIE Z ROZWIĄZANIAMI ANALITYCZNYMI:

- W przypadku prostych geometrii i obciążeń, można porównać wyniki modelu MES z rozwiązaniami teoretycznymi lub analitycznymi, np. w teorii sprężystości lub w obliczeniach konstrukcyjnych.

WERYFIKACJA MODELU NA BAZIE WCZEŚNIEJSZYCH SYMULACJI:

- Porównanie wyników z innymi modelami numerycznymi, które zostały wcześniej sprawdzone i zaakceptowane.

ANALIZA PARAMETRÓW MODELU:

- Ocena wpływu parametrów wejściowych (np. parametrów materiałowych, geometrii, obciążeń) na wyniki symulacji.
- Czułość modelu na zmiany parametrów pozwala ocenić jego stabilność i wiarygodność.

PORÓWNANIE Z DANYMI LITERATUROWYMI:

- W przypadku braku dostępu do eksperymentalnych danych porównawczych, można odwołać się do wyników z literatury naukowej dotyczących podobnych problemów.

SPRAWDZENIE ZGODNOŚCI Z ZASADAMI MECHANIKI:

- Analiza wyników pod kątem zachowania zasad zachowania energii, równowagi sił, symetrii itp. Np. czy wyniki naprężeń i przemieszczeń są zgodne z przewidywaną teorią.

OCENA ZBIEŻNOŚCI WYNIKÓW:

- Walidacja obejmuje sprawdzenie czy zwiększenie liczby elementów siatki

Pod kątem przedstawianej metodyki projektowania sprężonych ścian szczelinowych kluczowe jest:

- Dostosowanie sił wewnętrznych (kalibracja modelu)
- Dostosowanie przemieszczeń (kalibracja modelu)

Uwaga: Niezwykle istotne jest tutaj kwestia zadanych rozparć, kotwień lub stropów pośrednich. Ujawniona sztywność tych elementów może znacząco wpływać na walidację modeli. Warto skupić się na walidowaniu układu z pominięciem tych elementów (oprogramowanie specjalistyczne pozwala często wyłączyć dane elementy).

IV. SPRĘŻENIE – postępowanie opisano w pkt. 3.2.8.

- Przyjęcie maksymalnej siły sprężającej – postępowanie
- Określenie wymaganego kabla/splotu sprężającego
- Określenie parametrów technologicznych sprężenia, szczególnie ważny ze względu trasowania minimalnych promieni i odcinków prostych
- TRASOWANIE SPRĘŻENIA (proces iteracyjny) – zmienianie mimośrodów, krzywizny trasy sprężenia w celu spełnienia kryteriów wytrzymałościowych. Efektem jest odciążenie przekrojów najbardziej wyťažonych, reedukacja szerokości rys oraz zmniejszenie odkształceń i przemieszczeń konstrukcji

WYMIAROWANIE SPRĘŻENIA

- A. W sposób iteracyjny należy wykonać obliczenia uwzględniające zmianę trasy kabli i siły. Następnie należy wykonać sprawdzenie warunku naprężeniowego i wartość zarysowań (przedstawiono poniżej)

B. Sprawdzenie warunku sztywności (przemieszczeń)

Sprawdzenie warunku sztywności przemieszczeń w kontekście analizy MES w geotechnice dotyczy weryfikacji czy przemieszczenia w modelu są wystarczająco małe, aby były uznane za realistyczne z punktu widzenia zachowania materiału, a także czy są zgodne z wymogami technicznymi i fizycznymi danej konstrukcji czy gruntu [124-126]. W praktyce oznacza to, że należy upewnić się, iż obliczone przemieszczenia nie są zbyt duże w stosunku do przyjętych założeń o sztywności materiału, a model nie wykazuje niepożądanych, nieliniowych zachowań, które mogłyby prowadzić do nieprawidłowych wyników.

C. Jeżeli spełnione A i B to koniec. Jeżeli nie to powrót do pkt. VII. SPRĘŻENIE i dalej do A i B

Sprawdzenia muszą być wykonywane w każdej fazie wykonywanego wykopu

Sprawdzenie warunków wytrzymałościowych (naprężeniowych):

- Od kombinacji obciążeń charakterystycznych

$$\sigma_{max} \leq f_{ctm} \text{ (dekompresja)}$$

σ_{max} – maksymalne naprężenia rozciągające

lub

$$w_k \leq 0,3$$

Warunek ten jest łatwej osiągnąć mniejszą siłą sprężającą, ale jest bardziej czasochłonny obliczeniowo, nie redukuje też w sposób istotny przemieszczeń.

- Od kombinacji obciążeń obliczeniowych

$$\sigma_{min} \leq 0,6 f_{ck}$$

σ_{min} – maksymalne naprężenie ściskające

Po dobraniu sprężenia, sprawdzeniu warunków wytrzymałościowych należy sprawdzić moment niszczący. W przypadku kabli bez przyczepności musi być spełniony warunek:

$$M_{ULS} \geq M_{cr}$$

M_{ULS} – moment niszczący

M_{cr} – moment rysujący

V. OKREŚLENIE REAKCJI NA PODPORĘ SCHEMATU STATYCZNEGO I REAKCJI NA SPRĘŻANY GRUNT, sprawdzenie czy nie doszło do efektu uplastycznienia gruntu.

Sprawdzenie należy dokonać w aspekcie stanów granicznych zgodnie z EC 7 [N7].

4.1.METODA MAGNEL'A

W literaturze niezwykle interesujące jest przedstawione przez Gustave'a Magnela podejście do projektowania konstrukcji sprężonych, szczególnie do analizy i projektowania belek oraz płyt sprężonych. Metoda ta pozwala określić optymalne naprężenia i siły wciągach sprężających oraz sprawdzić nośność i stan graniczny konstrukcji sprężonej.

Celem jest zapewnienie, że naprężenia w przekroju belki lub innego elementu konstrukcji pozostają w dopuszczalnych granicach zarówno w stanie sprężania, jak i pod obciążeniem użytkowym, z uwzględnieniem:

- efektów sprężenia (naprężeń wprowadzonych przez ciągną),
- sił zewnętrznych (obciążeń użytkowych i własnych),
- wymagań dotyczących bezpieczeństwa konstrukcji (np. odporność na zginanie, ścinanie, zmęczenie).

ZAŁOŻENIA METODY MAGNELA

1. Konstrukcja liniowa i sprężona:

Konstrukcja jest wstępnie sprężona przy użyciu cięgien stalowych (prętów lub lin) o wysokiej wytrzymałości. Naprężenia wprowadzone przez sprężenie są rozkładane równomiernie w przekroju.

2. Stan graniczny naprężeń:

W trakcie projektowania bierze się pod uwagę dwa kluczowe stany:

- **Stan sprężenia** – przed przyłożeniem obciążeń użytkowych.
- **Stan użytkowy** – po uwzględnieniu obciążeń zewnętrznych.

3. Zasada równowagi momentów i sił:

Obciążenia i momenty muszą być zrównoważone przez siły sprężające oraz nośność przekroju.

4. Dopuszczalne naprężenia:

Metoda wymaga spełnienia warunku, że naprężenia w betonie i stali nie przekraczają

wartości dopuszczalnych zarówno w stanie sprężonym, jak i pod obciążeniem użytkowym.

GŁÓWNE KROKI W METODZIE MAGNELA

1. Wyznaczenie sił sprężających:

Oblicza się siłę wciągach (P) wymaganą do wywołania odpowiednich naprężeń w betonie na górnej i dolnej krawędzi przekroju poprzecznego.

2. Określenie równowagi statycznej:

Zastosowanie równania równowagi momentów względem środka ciężkości przekroju:

$$M_{górne} + M_{dolne} = M_{sprężający} + M_{zewnątrzne}$$

gdzie $M_{sprężający}$ to moment wytworzony przez siły wciągach.

3. Sprawdzenie naprężeń:

Weryfikuje się naprężenia na górnej i dolnej krawędzi przekroju w obu stanach granicznych:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

gdzie:

P – siła sprężająca,

A – pole przekroju,

M – moment zginający,

W – wskaźnik wytrzymałości przekroju.

4. Weryfikacja warunków użyteczności i nośności:

- SGU: sprawdza się maksymalne ugięcia i naprężenia pod obciążeniem użytkowym.
- SGN: analizuje się zachowanie konstrukcji przy maksymalnych obciążeniach.

Aby możliwe było znalezienie szacunkowych wartości, które można przyjąć jako wstępne iteracje przy walidacji modelu MES, zmodyfikowano metodę Magnel'a. W klasycznym ujęciu tej metody, możliwe jest znalezienie siły sprężającej w dowolnym przekroju, oczywiście uzasadnionym ekonomicznie z uwagi na aspekty technologiczne. Autor niniejszej pracy

upraszcza i modyfikuje tę metodę, ponieważ konstrukcje oporowe, a szczególnie ściany szczelinowe, którym to podejście jest dedykowane sprowadza się w ogólności do przekroju prostokątnego.

Poniżej przedstawiono zarys wykorzystanej metody z uwagi na aspekty technologiczne wykonywania ściany szczelinowej.

- Faza „0” – tylko siłą sprężającą (sprężenie + brak wykopu)

$$\begin{cases} \frac{1}{P_0} \geq \frac{r'_w}{Wk_0} \\ 2_{cp} \leq r'_w \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{1}{P_0} \geq -\frac{r_w}{W'k_0} \\ 2_{cp} \leq -r_w \end{cases}$$

- Faza „1” – siłą sprężającą + parcie gruntu (sprężenie + wykop)

$$\begin{cases} \frac{1}{P_0} \geq -\frac{r'_w}{(M_g - Wk_1')} \\ 2_{cp} \leq r'_w \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{1}{P_0} \geq \frac{r_w}{(M_g + W'k_1)} \\ 2_{cp} \leq -r_w \end{cases}$$

- Faza „2” – siłą sprężającą + parcie gruntu + obciążenie użytkowe (sprężenie + wykop + roboty budowlane)

$$\begin{cases} \frac{1}{P_0} \leq \frac{r_w}{(M_{g+q} + W'k_2')} \\ 2_{cp} \geq -r_w \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{1}{P_0} \leq -\frac{r'_w}{(M_{g+q} - Wk_2)} \\ 2_{cp} \geq r'_w \end{cases}$$

Innymi ograniczeniami są wymagania takie jak:

- Minimalna grubość otuliny:

$$2_{cp} \leq v' - a_{p,min}$$

- Zniszczenie betonu

$$Z_{cp,min} = \frac{s_2 \cdot M_{g+q}^k}{\delta \cdot A_c \cdot f_{ck}}$$

- Zarysowanie

$$\begin{cases} \frac{1}{P_0} \leq \frac{r_w}{s_1 \cdot M_{g+q}^k - \lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_c'} \\ 2_{cp} \geq -r_w \end{cases}$$

Poza oczywistymi oznaczeniami powtarzającymi się w wielu opracowaniach i normach warto wyróżnić:

P_0 – siła sprężająca bez strat reologicznych

$r_w = \frac{W'}{A_c}$, $r' = \frac{W'}{A_c}$ – granice rdzenia przekroju

$W = \frac{I_c}{v}$, $W' = \frac{I_c}{v'}$ – wskaźniki zginania przekroju

v – odległość od środka ciężkości do górnych włókien przekroju

v' – odległość od środka ciężkości do dolnych włókien przekroju (strona, gdzie są usytuowane cięgna sprężające)

$a_{p,min} = \alpha_p \cdot h$

S_1 – globalny współczynnik bezpieczeństwa stanu granicznego zarysowania

S_2 – globalny współczynnik bezpieczeństwa stanu granicznego zniszczenia ze względu na beton

A_c – pole przekroju

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie

α – współczynnik uplastycznienia

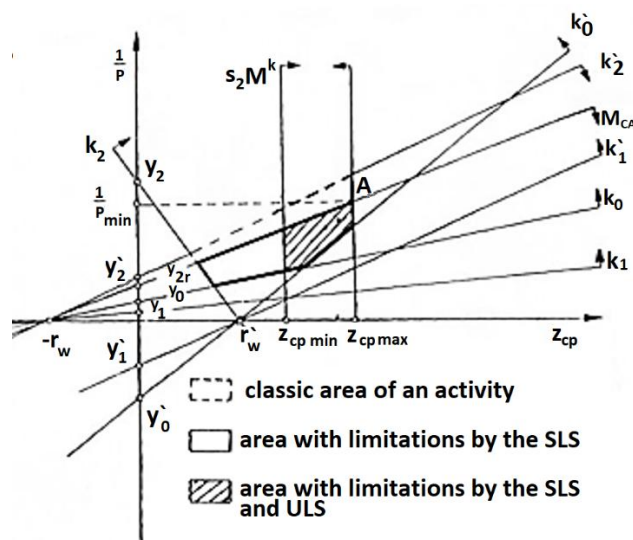
f_{ctm} – wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie

$k_0 = f_{cd2}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie przy krótkotrwałym przeciążeniu

$k_1, k_2 = f_{cd1}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie przy wymiarowaniu elementów

$k_0', k_1', k_2' = f_{ctk0,05}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie

Każdy z powyższych opisuje pewną półprzestrzeń, w której znajduje się wartość siły sprężającej. Po nałożeniu wszystkich warunków na siebie i po wprowadzeniu danych wejściowych takich jak charakterystyki geometryczne i materiałowe możliwe jest znalezienie wartości tej siły, która posłuży jako do pierwszej iteracji w modelu MES. Na rysunku 4.5. przedstawiono wykres obrazujący ideę metody Magnel'a zapewniającej, że naprężenia w przekroju belki lub innego elementu konstrukcji pozostają w dopuszczalnych granicach zarówno w stanie sprężania, jak i pod obciążeniem użytkowym.



Rys. 4.5. Wykres obrazujący ideę znajdowania wartości siły sprężającej na bazie zmodyfikowanej metody Magnel'a [127].

Metoda Magnel'a w projektowaniu konstrukcji sprężonych ma wiele zalet, które czynią ją użytecznym narzędziem w tradycyjnej inżynierii budowlanej. Przede wszystkim, jej prostota i przejrzystość sprawiają, że jest stosunkowo łatwa do zrozumienia i wykorzystania. Dzięki jasno określonym krokom obliczeniowym, inżynierowie mogą ręcznie analizować siły sprężające, naprężenia i równowagę statyczną, co pozwala na szybkie weryfikowanie projektów bez konieczności użycia zaawansowanego oprogramowania. Ponadto, metoda Magnel'a jest szczególnie skuteczna w przypadku prostych geometrii, takich jak belki prostokątne czy teowe, gdzie jej wyniki są wystarczająco dokładne i pozwalają na efektywne wykorzystanie materiałów, takich jak beton i stal sprężająca. Jednak metoda ta ma również swoje wady, które ograniczają jej zastosowanie w bardziej skomplikowanych przypadkach. Przede wszystkim, nie uwzględnia ona w pełni zaawansowanych zjawisk, takich jak reologia betonu, w tym pełzanie i skurcz czy zmienność właściwości materiałów w czasie. Może to prowadzić do niedoszacowania rzeczywistych przemieszczeń lub naprężeń w konstrukcji, zwłaszcza w długoterminowej analizie. Dodatkowo, w przypadku bardziej złożonych geometrii lub obciążeń, metoda Magnel'a staje się niewystarczająca i wymaga zastosowania bardziej zaawansowanych technik numerycznych, takich jak analiza metodą elementów skończonych (MES).

Podsumowując, metoda Magnel'a jest solidnym i prostym narzędziem do projektowania klasycznych konstrukcji sprężonych, ale jej ograniczenia w precyzji i zastosowaniu w skomplikowanych przypadkach sprawiają, że jest coraz częściej zastępowana przez nowoczesne metody komputerowe w zaawansowanych projektach inżynierskich.

5. PODEJŚCIE NUMERYCZNE PREZENTOWANEJ KONCEPCJI SPRĘŻONYCH ŚCIAN SZCZELINOWYCH

5.1. WPROWADZENIE

Inżynieria geotechniczna, zwłaszcza w obszarze mechaniki gruntów, wymaga stosowania zaawansowanych modeli konstytutywnych w obliczeniach projektowych. Grunt, będący naturalnym materiałem o bardzo zróżnicowanych właściwościach wynikających z procesów geologicznych, stanowi wyzwanie w modelowaniu i analizie. W przeciwieństwie do stali czy betonu, nie jest to materiał o ściśle określonych parametrach, co wymaga jego charakterystyki na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych. Grunt składa się z trzech faz – szkieletu gruntowego, wody porowej i powietrza – a także często wykazuje znaczną niejednorodność, zatem opis matematyczny gruntu pod kątem wykorzystania w analizach inżynierskich stanowi zagadnienie nietrywialne.

Rozwój metody elementów skończonych (MES) znacząco wpłynął na możliwość uwzględnienia złożonych zjawisk zachodzących w gruncie w obliczeniach geotechnicznych. MES pozwala na przewidywanie nośności i deformacji konstrukcji geotechnicznych, choć zastosowanie tej metody wiąże się z pewnym ryzykiem błędów. Źródłem tych błędów mogą być uproszczenia w modelowaniu ośrodka gruntowego, trudności w dokładnym określeniu parametrów gruntu oraz niepewności w geometrii i rozmieszczeniu warstw. Dlatego skomplikowane modele MES powinny być zawsze weryfikowane poprzez pomiary rzeczywistych deformacji i osiadań. Metody numeryczne w geotechnice zyskały szerokie zastosowanie, w tym w modelowaniu szkieletu gruntowego z wykorzystaniem teorii sprężystości i plastyczności. Kluczowe modele, takie jak Mohr-Coulomb czy zaawansowane modele sprężysto – plastyczne, zostały opracowane z myślą o realistycznym odwzorowaniu zachowania gruntu pod różnymi obciążeniami. Istnieje także szereg bardziej złożonych modeli, które wymagają zaawansowanych badań laboratoryjnych, na przykład z użyciem aparatu trójosiowego, pozwalającego na precyzyjne sterowanie warunkami naprężeń.

Od lat 60. XX wieku metoda elementów skończonych (MES) rozwijała się intensywnie, zarówno pod względem teoretycznym, jak i praktycznym [128,129]. Przełomowe prace Olgierda Zienkiewicza [130, 131], a także badania Argyrisa, Bathego i Hughesa [132], ugruntowały podstawy teoretyczne MES, czyniąc ją niezastąpionym narzędziem w inżynierii. W Polsce istotny wkład w rozwój tej metody mieli Kleiber, Rakowski i Kacprzyk [133, 134]. MES znalazła szerokie zastosowanie w analizach geotechnicznych, pozwalając na symulację

złożonych zjawisk, takich jak odkształcenia, przepływy wód gruntowych czy interakcje między gruntem, a konstrukcjami. MES jest obecnie rutynowo stosowana w analizach geotechnicznych, obejmując różne klasy modeli numerycznych. Modele te mogą mieć różny stopień dokładności, od prostych modeli płaskich po złożone modele przestrzenne (np. klasy e1, p2 czy e2, p3) [135]. W praktyce projektowej modele bryłowe (klasy e3, p3) są stosunkowo rzadko używane, ale znajdują zastosowanie w badaniach naukowych i opracowaniach eksperckich. Umożliwiają bowiem precyzyjne odwzorowanie złożonych zjawisk mechanicznych, takich jak deformacje nieliniowe.

W literaturze światowej i krajowej istnieje wiele opracowań teoretycznych i praktycznych dotyczących MES, choć w geotechnice literatura na temat praktycznych zastosowań tej metody jest bardziej ograniczona w porównaniu do innych dziedzin inżynierii. W Polsce szczególnie ważne prace w tej dziedzinie to publikacje Rakowskiego, Kacprzyka oraz Gilewskiego [133, 136, 137]. W kontekście walidacji wyników MES w analizach geotechnicznych kluczowe znaczenie mają badania terenowe i laboratoryjne, które pozwalają na porównanie wyników symulacji z rzeczywistym zachowaniem konstrukcji.

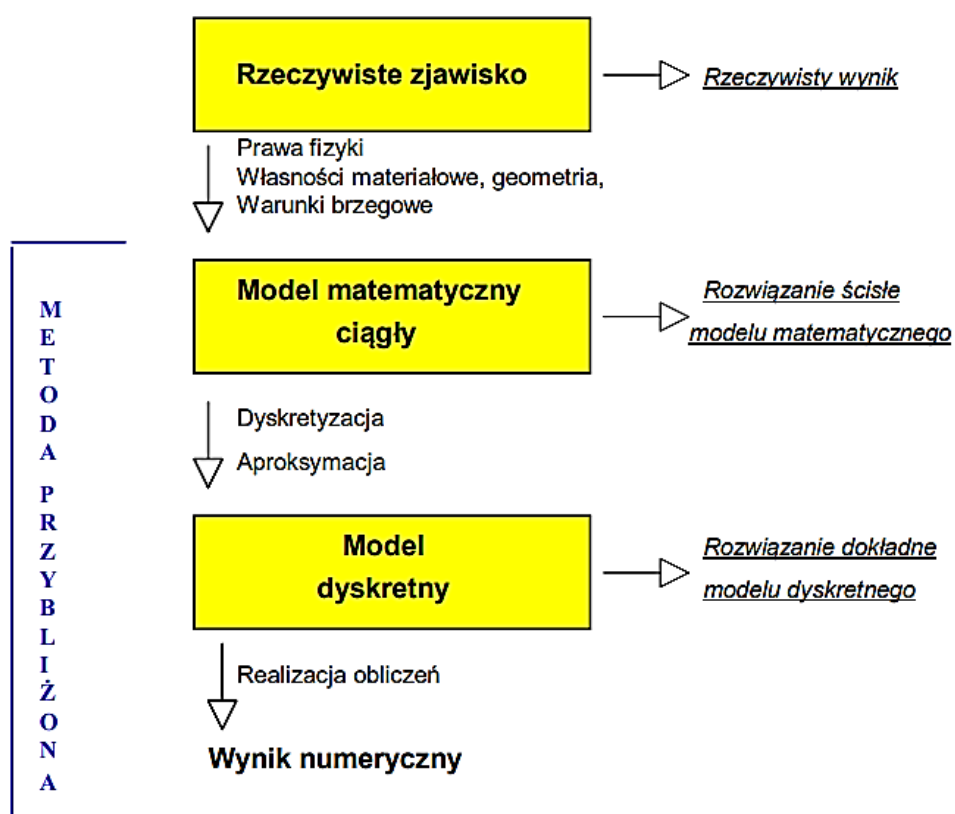
5.2. WSTĘP DO BADAŃ NUMERYCZNYCH

Metoda elementów skończonych (MES) w wersji przemieszczeniowej odgrywa kluczową rolę w analizach geotechnicznych, umożliwiając modelowanie złożonych procesów zachodzących w ośrodkach gruntowych i gruntowo-konstrukcyjnych. W przeciwieństwie do wersji naprężeniowej czy mieszanej, wersja przemieszczeniowa skupia się na opisanu deformacji ośrodka w odpowiedzi na działające obciążenia. Dzięki temu można uzyskać szczegółowe informacje o przemieszczeniach, odkształceniach oraz rozkładach naprężeń w ośrodku gruntowym, co jest niezwykle istotne dla oceny bezpieczeństwa i trwałości konstrukcji geotechnicznych. W inżynierii geotechnicznej przemieszczenia są jednym z podstawowych parametrów oceny stabilności i nośności konstrukcji, takich jak fundamenty, skarpy, mury oporowe czy tunele. Analiza tych przemieszczeń wymaga uwzględnienia niejednorodności ośrodka, nieliniowego zachowania materiałów, a także interakcji między gruntem a konstrukcją. MES w wersji przemieszczeniowej, dzięki swojej elastyczności i precyzji, pozwala na odwzorowanie tych aspektów w sposób bardziej szczegółowy niż tradycyjne metody analityczne. Szczególny nacisk zostanie położony na dobór odpowiednich parametrów materiałowych, modelowanie warunków brzegowych oraz interpretację wyników.

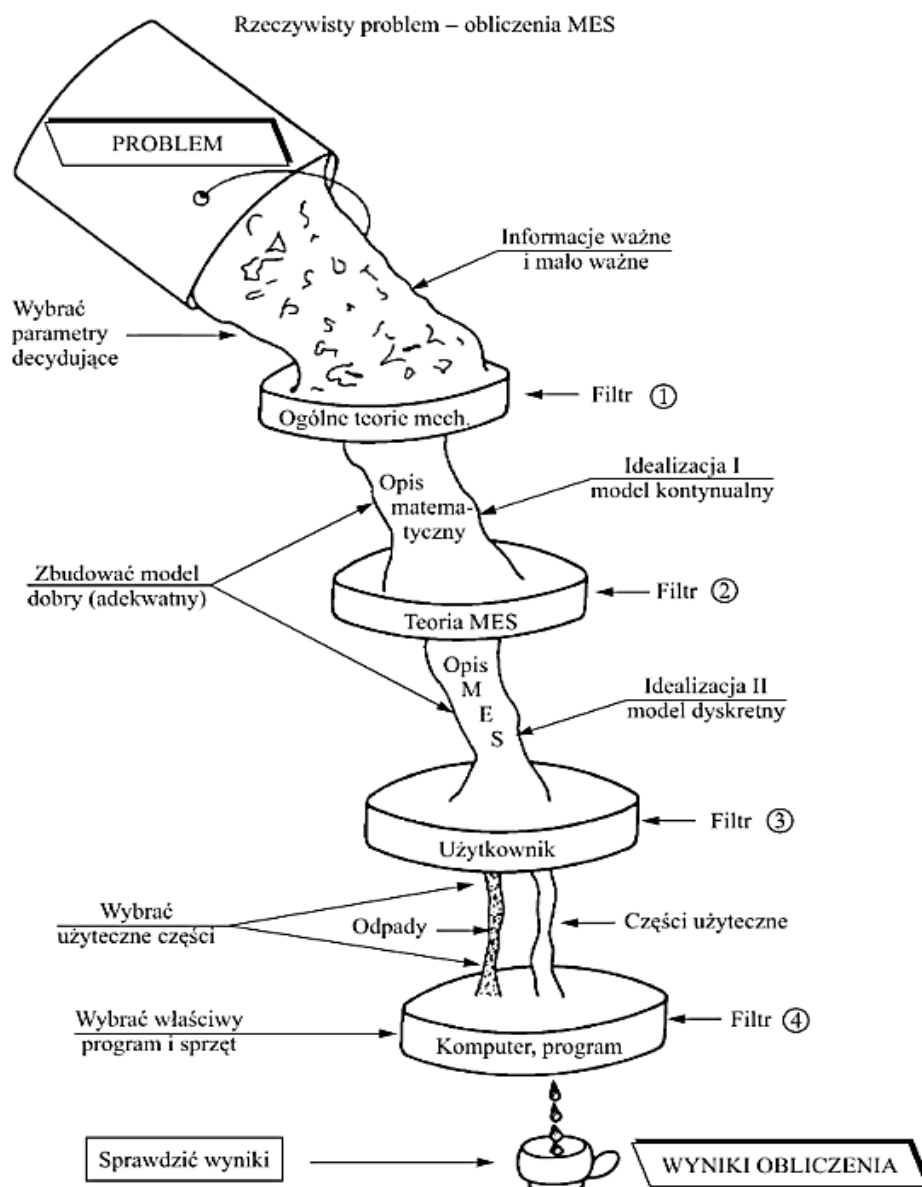
Przedstawione zagadnienia mają na celu ukazanie potencjału wersji przemieszczeniowej MES jako narzędzia projektowego w kontekście analizy PDW – sprężonych ścian

szczelinowych, co umożliwia optymalizację konstrukcji i minimalizację ryzyka związanego z nieprzewidywalnym zachowaniem gruntu. Rozwój metod numerycznych oraz ich integracja z danymi uzyskiwanymi z badań terenowych i laboratoryjnych stanowią podstawę dalszego rozwoju inżynierii geotechnicznej, czyniąc ją bardziej precyzyjną i efektywną.

Wykorzystanie MES w analizie konstrukcji inżynierskich jest mówiąc krótko „uczciwe”. W wolnym tłumaczeniu można przez rozwinąć to stwierdzenie przez określenie „GIGO – *Garbage in, garbage out*”, z angielskiego „śmieci na wejściu, śmieci na wyjściu”, co oznacza, że jakość wyników końcowych jest bezpośrednio zależna od jakości warunków początkowych. Tym samym niezwykle ważne jest poprawne określenie założeń projektowych, warunków brzegowych, obciążeń, geometrii itd. – innymi słowy, wszystkiego, co stanowi wsad do pre – procesora, aby analiza przebiegła możliwie najbliżej „prawdziwej” natury zagadnienia, które jest rozpatrywane. Obrazowo i bardzo precyzyjnie zasadę działania MES opisali [134-138] – patrz. Rys. 5.1 i 5.2.



Rys. 5.1. Rozwiązywanie zagadnień analizy ośrodków ciągłych metodami przybliżonymi. Schemat postępowania [138].



Rys. 5.2. Wizualizacja rozwiązywania problemów z wykorzystaniem MES [134].

Analizę należy rozpocząć od utworzenia tzw. modelu obliczeniowego układu, który jako definicja jest szeroko rozumiana [134, 138, 139] przez:

- **Model obciążeń** w MES odpowiada za odwzorowanie rzeczywistego wpływu sił i oddziaływań na analizowaną konstrukcję. Proces ten obejmuje zarówno obciążenia deterministyczne, takie jak ciężar własny czy ciśnienie wody, jak i losowe, np. zmienne obciążenia ruchem, parcie gruntu czy efekty związane ze zmianami temperatury. W kontekście MES, model obciążeń sprowadza się do dyskretyzacji – podziału sił na elementy skończone i węzły modelu numerycznego. Precyzyjne odwzorowanie

schematu obciążenia jest kluczowe, aby uzyskać wyniki, które wiernie odzwierciedlają rzeczywiste warunki pracy konstrukcji.

- **Modelowanie materiału** opiera się na opisie relacji konstytutywnych, które określają zależność między naprężeniami i odkształceniami. W geotechnice stosuje się różne modele materiałowe, od najprostszych, takich jak model liniowo sprężysty, po bardziej zaawansowane, uwzględniające nieliniowość, plastyczność i reologię gruntu. Właściwy dobór modelu materiałowego ma kluczowe znaczenie dla odzwierciedlenia rzeczywistego zachowania gruntu oraz jego interakcji z konstrukcją.
- **Model geometryczny** skupia się na zamianie rzeczywistej geometrii konstrukcji i otaczającego ośrodka na schemat numeryczny (w odwzorowanych numerycznych) lub na schemat statyczny (w rozumieniu mechaniki klasycznej), który umożliwia przeprowadzenie obliczeń. Proces ten obejmuje dyskretyzację geometrii na siatkę elementów skończonych, której gęstość i rodzaj dobierane są w zależności od złożoności problemu oraz wymaganego poziomu dokładności. Dobrze odwzorowany model geometryczny pozwala na precyzyjną analizę przemieszczeń, odkształceń oraz sił wewnętrznych w konstrukcji i otaczającym ją gruncie.

W rozwiązaniu wielu zagadnień z zakresu mechaniki budowli kluczowe jest określenie zależności między obciążeniami, przemieszczeniami, naprężeniami i odkształceniami materiału. Te zależności są zazwyczaj opisane za pomocą układów równań różniczkowych, które obrazują zachowanie niewielkiego obszaru konstrukcji. W przypadku skomplikowanych układów statycznych, takich jak płyty czy powłoki, dokładne rozwiązania analityczne są możliwe tylko przy prostej geometrii i obciążeniu konstrukcji. MES to zaawansowana technika rozwiązywania równań różniczkowych cząstkowych, która dzięki podziałowi analizowanego obszaru na małe elementy skończone, pozwala wyznaczyć przybliżone rozwiązania, ponieważ obliczenia wykonywane są w punktach ich styku – w węzłach.

Dzięki dyskretyzacji, procesowi, który zastępuje problem analityczny zagadnieniem algebraicznym, ograniczamy liczbę stopni swobody modelu do skończonej liczby punktów. W wyniku tego, ciągłe pole przemieszczeń lub naprężeń zostaje zamienione na skończoną liczbę wartości, zlokalizowanych w punktach (węzłach) modelu. Węzły zapewniają ciągłość przemieszczeń, natomiast w przestrzeni między węzłami zmienność tych parametrów jest określana za pomocą funkcji interpolacyjnych, znanych jako funkcje kształtu. Funkcje te przybliżają pole przemieszczeń w elementach skończonych, co pozwala na wyznaczenie przemieszczeń oraz pośrednio naprężeń i odkształceń [134].

W MES, każda wielkość o zmienności opisanej funkcją ciągłą w danym obszarze jest aproksymowana modelem dyskretnym, składającym się z funkcji ciągłych przypisanych do skończonej liczby elementów konstrukcji. Chodzi tu o dyskretyzację względem zmiennych przestrzennych, a nie czasowych. Elementy skończone to fragmenty obszaru konstrukcji, które mają przypisane punkty węzłowe, funkcje kształtu i wektory stopni swobody węzłów.

W klasycznym wariacie MES w analizie statycznej konstrukcji mostowych, algorytm obejmuje trzy etapy:

Etap I – przygotowanie modelu – *preprocessor*:

Stworzenie modelu geometrycznego konstrukcji, podział na elementy skończone, wyznaczenie punktów węzłowych (budowa dyskretnego modelu obliczeniowego), utworzenie macierzy sztywności, ustalenie funkcji kształtu oraz opis pola odkształceń i naprężeń. Dalej konieczne jest utworzenie funkcji kształtu, czyli funkcji interpolacyjnych pola przemieszczeń, tym samym uzależnienie przemieszczeń dowolnego punktu elementu skończonego od przemieszczeń jego węzłów. Na tym etapie stosuje się obliczeniowe zależności: „odkształcenie – przemieszczenie” i „naprężenie – odkształcenie” w obszarze elementów skończonych. Tutaj następuje macierzowy zapis zależności między parametrami pojedynczego elementu skończonego.

Etap II – obliczenie przemieszczeń węzłów – *solver*:

Określenie obciążeń węzłowych (zastępczych), utworzenie układu równań równowagi węzłów przyjętego modelu matematycznego w formie dyskretnej, a następnie transformacja i agregacja (złożenie globalnej macierzy sztywności) globalnego układu równań równowagi (algebraiczne równania liniowe) z pojedynczych zależności macierzowych przypisanych jednemu elementowi. Następuje rozwiązanie układu równań algebraicznych liniowych nazywane całkowaniem numerycznym.

Etap III – analiza wyników – *postprocessor*:

Obliczenie poszukiwanych wielkości statycznych, takich jak przemieszczenia czy naprężenia oraz wizualizacja wyników obliczeń.

W inżynierii mechanicznej i budownictwie teoria sprężystości stanowi podstawowe narzędzie do matematycznego opisu zachowania ciał odkształcalnych, w tym różnorodnych konstrukcji budowlanych [140]. Teoria ta umożliwia analizę trzech kluczowych stanów występujących w materiale: przemieszczeń, odkształceń i naprężeń. Stan przemieszczenia odnosi się do ruchu punktów w przestrzeni i jest reprezentowany przez wektor opisany macierzą jednokolumnową.

$$\mathbf{u} = [u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)]^T$$

Stan odkształcenia, będący symetrycznym tensorem drugiego rzędu, opisuje deformacje w materiale i przyjmuje formę macierzy kwadratowej.

$$\mathbf{u} = [u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)]^T$$

Analogicznie stan naprężenia, również reprezentowany jako tensor drugiego rzędu, opisuje wewnętrzne siły w materiale w formie macierzy kwadratowej.

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Rozwiązywanie problemów w ramach teorii sprężystości wymaga sformułowania zagadnienia brzegowego. W jego skład wchodzi równania równowagi wewnętrznej, wynikające z analizy rzutów sił objętościowych i powierzchniowych na nieskończenie małe elementy w układzie współrzędnych. Służą ku temu równania równowagi wewnętrznej Naviera, które dla formuły objętościowej wyglądają następująco:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + f_x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + f_y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + f_z &= 0 \end{aligned}$$

Ważną rolę odgrywają także geometryczne związki Cauchy'ego, które matematycznie wiążą przemieszczenia punktów z odkształceniami materiału. Dodatkowo, relacje konstytutywne opisują zależności między naprężeniami i odkształceniami, przyjmując różne formy w zależności od zastosowanego modelu materiału.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ \epsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \gamma_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \gamma_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \gamma_{xz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right)$$

Praktyczne rozwiązania w ramach liniowej teorii sprężystości często korzystają właśnie z metody elementów skończonych. Ta zaawansowana technika obliczeniowa pozwala na analizę skomplikowanych konstrukcji poprzez ich podział na prostsze elementy, takie jak belki, pręty czy tarcze. Dzięki temu, inżynierowie mogą ograniczyć liczbę niewiadomych i ułatwić implementację matematycznych modeli fizycznych.

Jednym z najczęściej stosowanych materiałów w konstrukcjach budowlanych jest beton, którego modelowanie stanowi szczególne wyzwanie. Beton jest sztucznym konglomeratem, powstałym w wyniku zespolenia ziaren kruszywa z matrycą cementową. Charakteryzuje się on złożoną strukturą, wynikającą z obecności pustek, mikrorys oraz różnorodnych właściwości materiałowych. W konstrukcjach geotechnicznych dodatkowym czynnikiem komplikującym jest obecność wielokierunkowego zbrojenia, które wpływa na zachowanie betonu pod obciążeniem.

W praktyce projektowej najczęściej stosuje się liniowo-sprężysty model betonu oparty na prawie Hooke'a. Model ten zakłada, że beton zachowuje się liniowo-sprężysto w zakresie obciążeń do około 30% jego wytrzymałości na ściskanie. Jest to zgodne z rzeczywistymi warunkami eksploatacyjnymi, w których pełne obciążenie normowe pojawia się sporadycznie. Choć istnieje wiele zaawansowanych modeli konstytutywnych, takich jak modele sprężysto-plastyczne czy hiposprężyste, ich zastosowanie w praktyce jest ograniczone ze względu na skomplikowaną implementację matematyczną oraz konieczność eksperymentalnego wyznaczenia wielu parametrów materiałowych. Podczas analizy konstrukcji geotechnicznych beton jest często traktowany jako jednorodny i izotropowy kontinuum, co upraszcza obliczenia. Takie podejście jest uzasadnione dużymi rozmiarami elementów konstrukcyjnych w porównaniu do ziaren kruszywa. Jednak w rzeczywistości beton wykazuje niejednorodność zarówno na poziomie mikrostrukturalnym, jak i makroskopowym. Mimo to uproszczony model liniowo-sprężysty pozostaje najpopularniejszym narzędziem inżynierskim ze względu na jego prostotę oraz niewielką liczbę parametrów wymaganych do wyznaczenia i w przypadku analizy PDW również takie założenie poczyniono.

W kontekście projektowania konstrukcji inżynierskich, wybór modelu mechanicznego zależy od dominujących zjawisk fizycznych, takich jak ściskanie, rozciąganie czy zginanie. Proste modele mechaniczne, takie jak belka Bernoulliego czy pręt ramowy, są podstawą analiz konstrukcji. Bardziej skomplikowane układy, takie jak kratownice przestrzenne czy ruszty belkowe, pozwalają na uwzględnienie większej liczby czynników, ale jednocześnie zwiększają złożoność obliczeniową. Zaawansowane modele, takie jak płyty Kirchhafa-Love'a czy powłoki, wymagają zaawansowanych narzędzi matematycznych i są stosowane głównie w badaniach naukowych.

SKRÓTOWE WYPROWADZENIE MES W FORMIE PRZEMIESZCZENIOWEJ

Opisany powyżej proces można zwizualizować w formie przemieszczeniowej w formie następującego opisu:

Dla pewnego ciała o objętości V oraz brzegu oznaczonym jako S , gdzie część brzegu na której dane są przemieszczeniowe warunki brzegowe nazywamy S_u , a część brzegu, na której znane są obciążenia S_σ , gdzie:

$$S = S_u \cup S_\sigma$$

Ciało dzieli się na N części o regularnych kształtach, nazywanych elementami skończonymi, tak aby

$$V = \bigcup_{e=1}^{L_E} V_e$$

Co oznacza, że elementy skończone powinny wypełniać całą objętość rozważanego ciała (elementy nie powinny zachodzić na siebie).

Całkowita energia potencjalna (skalar) jest sumą energii poszczególnych elementów skończonych:

$$J_p = \sum_{e=1}^{L_E} J_p^e$$

W obrębie wybranego elementu skończonego zdefiniowane są węzły o określonych parametrach tzn. przemieszczeniach lub ich pochodnych. Wykorzystując funkcjonal energii potencjalnej do budowy modelu MES aproksymuje się pole przemieszczeń $\mathbf{u}$. Zbiór parametrów węzłowych elementu tworzy lokalny wektor uogólnionych przemieszczeń węzłowych elementu $\mathbf{q}_e$. Co istotne, parametry węzłowe określone są w lokalnym układzie współrzędnych elementu.

Stan przemieszczenia w obszarze elementu skończonego określa się jako:

$$\mathbf{u}_e(\mathbf{X}) = \mathbf{N}(\mathbf{X})\mathbf{q}_e$$

gdzie:

$\mathbf{X} = \{x_1, x_2, x_3\}$ – wektor wsp. przestrzennych;

$\mathbf{N}(\mathbf{X})$ – tzw. macierz funkcji kształtu.

Po zbudowaniu macierzy funkcji kształtu elementu, energię potencjalną elementu skończonego można wyrazić za pomocą wektora $\mathbf{q}_e$:

$$J_p^e = \frac{1}{2} \mathbf{q}_e^T \iiint_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{E} \mathbf{B} dV_e \mathbf{q}_e - \mathbf{q}_e^T \left(\iiint_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{P} dV_e + \iint_{S_\sigma^e} \hat{\mathbf{N}}^T \mathbf{P} dS_\sigma^e \right)$$

gdzie:

$\mathbf{B}(\mathbf{X}) = \mathbf{D}\mathbf{N}(\mathbf{x})$ – macierz pochodnych funkcji kształtu tzw. macierz odkształceń

$\mathbf{D}$ – macierz operatorów różniczkowych występujących w związkach geometrycznych.

Rozwinięcie można uznać jako:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^e(\mathbf{x}) = \mathbf{B}(\mathbf{x})\mathbf{q}^e$$

$\mathbf{E}$ – macierz sprężystości

$\underline{\mathbf{P}}$ – wektor obc. zew objętościowych

$\mathbf{P}$ - wektor obc. zew. powierzchniowych

$\hat{\mathbf{N}}$ – macierz f kształtu na brzegu S_σ

Następnie wprowadza się macierz sztywności elementu oraz wektor obciążeń węzłowych elementu w lokalnym układzie współrzędnych.

$\mathbf{K}_e = \iiint_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{E} \mathbf{B} dV_e$ – macierz sztywności elementu

$\mathbf{Q}_e = \iiint_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{P} dV_e + \iint_{S_\sigma^e} \hat{\mathbf{N}}^T \mathbf{P} dS_\sigma^e$ – wektor obciążeń węzłowych elementu w lokalnym układzie współrzędnych

Tym samym wyrażenie uprasza się do formy kwadratowej pomniejszonej o formę liniową:

$$J_p^e = \frac{1}{2} \mathbf{q}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{q}_e - \mathbf{q}_e^T \mathbf{Q}_e$$

W celu obliczenia całkowitej energii potencjalnej konstrukcji należy zsumować energię poszczególnych elementów skończonych sprowadzonych do globalnego układu współrzędnych

Na tym etapie warto wprowadzić ujednolicenie opisu w postaci:

$$\mathbf{q}_e = \mathbf{C}_e \mathbf{q}$$

$\mathbf{q}$ – wektor przemieszczeń we wszystkich węzłach ciała, przedstawiony względem globalnego układu współrzędnych

$\mathbf{C}_e$ – macierz Boole’a

Po podstawieniu powyższych równań otrzymuje się:

$$J_p^e = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \mathbf{C}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{C}_e \mathbf{q} - \mathbf{q}^T \mathbf{C}_e^T \mathbf{Q}_e = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \widetilde{\mathbf{K}}_e \mathbf{q} - \mathbf{q}^T \widetilde{\mathbf{Q}}_e$$

gdzie:

$\widetilde{\mathbf{K}}_e = \mathbf{C}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{C}_e$ – macierz sztywności elementu w układzie globalnym

$\widetilde{\mathbf{Q}}_e = \mathbf{C}_e^T \mathbf{Q}_e$ – wektor obciążeń węzłowych w globalnym układzie współrzędnych

Tym samym całkowita energia potencjalna ciała wyraża się jako:

$$J_p = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \left(\sum_{e=1}^{L_E} \widetilde{\mathbf{K}}_e \right) \mathbf{q} - \mathbf{q}^T \left(\sum_{e=1}^{L_E} \widetilde{\mathbf{Q}}_e \right) = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \widetilde{\mathbf{K}} \mathbf{q} - \mathbf{q}^T \widetilde{\mathbf{Q}}$$

gdzie:

$\widetilde{\mathbf{K}} = \left(\sum_{e=1}^{L_E} \widetilde{\mathbf{K}}_e \right)$ – macierz sztywności ciała w układzie globalnym

$\widetilde{\mathbf{Q}} = \left(\sum_{e=1}^{L_E} \widetilde{\mathbf{Q}}_e \right)$ – wektor obciążeń węzłowych ciała w układzie globalnym

Korzystając z warunku stacjonarności funkcjonału energii potencjalnej w postaci:

$$\delta J_p = 0$$

Możliwe jest wykonanie różniczkowania

$$\frac{\partial J_p}{\partial \mathbf{q}} = 0$$

Dzięki czemu otrzymuje się:

$$\widetilde{\mathbf{K}} \mathbf{q} - \widetilde{\mathbf{Q}} = \mathbf{0}$$

Na tym etapie możliwe jest wstawienie przemieszczeniowych warunków brzegowych, co pozwala otrzymać:

$$\mathbf{K} \mathbf{q} - \mathbf{Q} = \mathbf{0}$$

Powyższe przedstawia układ równań algebraicznych liniowych opisujący zadanie modelowania za pomocą MES w wersji przemieszczeniowej.

Za wektor przemieszczeń w układzie globalnym uznaje się:

$$\mathbf{q} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{Q}$$

Gdzie po transformacji do układów lokalnych na poziomie elementu otrzymuje się kluczowe:

$$\mathbf{q}^e = \mathbf{C}^e \mathbf{q}$$

Dalej formę przemieszczeń, odkształceń i naprężeń zapisuje się jako:

- przemieszczenia funkcyjne

$$\mathbf{u}_e(\mathbf{X}) = \mathbf{N}(\mathbf{X})\mathbf{q}_e$$

- odkształcenia funkcyjne

$$\boldsymbol{\varepsilon}_e(\mathbf{x}) = \mathbf{B}(\mathbf{X})\mathbf{q}_e$$

- naprężenia funkcyjne

$$\boldsymbol{\sigma}_e(\mathbf{x}) = \mathbf{E}\mathbf{B}(\mathbf{X})\mathbf{q}_e$$

5.2.1. SPRĘŻYSTO – PLASTYCZNE MODELE GRUNTÓW WYKORZYSTANE W BADANIACH: *C-M* ORAZ *HS*

W inżynierii geotechnicznej modele *Coulomba-Mohra* (CM) oraz *Hardening Soil* (HS) są szeroko stosowane, ponieważ umożliwiają opis złożonego zachowania gruntów w sposób dostosowany do różnych poziomów skomplikowania i wymagań projektowych. Oba modele mają swoje unikalne zalety, które sprawiają, że są użyteczne w konkretnych sytuacjach. W omawianej w niniejszej dysertacji koncepcji PDW, wystarczające do analizy są właśnie te modele matematyczne opisu gruntu. Celem autora nie było przedstawienie pełnego wyprowadzenia tych modeli, ponieważ to zostało szeroko wyprowadzone i opisane w [141-151], a jedynie przywołać najistotniejsze informacje i charakterystyczne dane, bowiem do tych informacji autor odwoła się w kolejnych rozdziałach.

Model Coulomba-Mohra to jeden z najprostszych i najlepiej znanych modeli konstytutywnych używanych w geotechnice. Jest stosowany przede wszystkim jako pierwsze przybliżenie zachowania gruntu. Do zalet należy zaliczyć

- **Prostota i szybkość obliczeń:** Dzięki swojej liniowo-sprężystej i doskonale plastycznej charakterystyce, model CM jest łatwy w implementacji i szybki w obliczeniach.

- **Przystępność:** Wymaga niewielu parametrów materiałowych, takich jak kąt tarcia wewnętrznego, kohezja i moduł sprężystości, co czyni go praktycznym w przypadku ograniczonych danych geotechnicznych.
- **Wszechstronność:** Może być stosowany w wielu różnych przypadkach projektowych, takich jak stateczność skarp, fundamenty i obudowy wykopów.
- **Pierwsze przybliżenie:** Umożliwia szybką ocenę stabilności konstrukcji oraz warunków granicznych gruntu.

Model *Hardening Soil* jest bardziej zaawansowanym modelem, który uwzględnia nieliniowe zachowanie gruntu, w tym zależność sztywności od poziomu naprężeń i ścieżki odkształceń. Jako zalety należy wyróżnić:

- **Realistyczne odwzorowanie zachowania gruntu:** Uwzględnia nieliniowe, sprężysto – plastyczne właściwości gruntu, w tym różne fazy sztywności, co lepiej odzwierciedla rzeczywiste warunki.
- **Zastosowanie w projektach wymagających wysokiej precyzji:** Idealny do analizy skomplikowanych konstrukcji, takich jak tunele, duże fundamenty czy nasypy, gdzie zachowanie gruntu odgrywa kluczową rolę.
- **Uwzględnienie różnych faz odkształcenia:** Model HS oddaje różne stany odkształceń – od małych do dużych, co pozwala na bardziej precyzyjne prognozowanie osiadań i deformacji.
- **Lepsza charakterystyka sztywności:** Uwzględnia zależność modułu odkształcenia od ścieżki naprężeń i poziomu odkształceń, co czyni go bardziej wiarygodnym w analizach

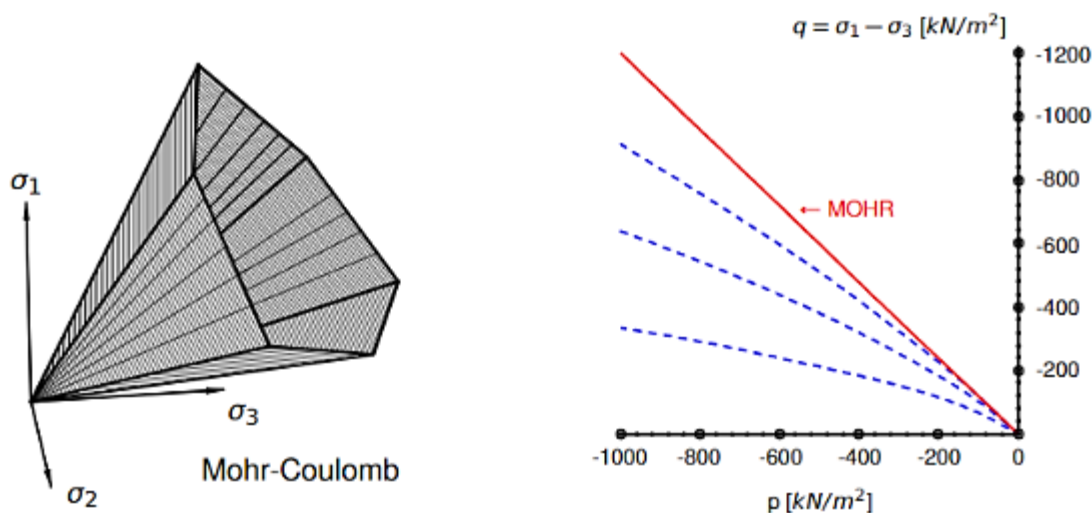
MODEL COULOMB – MOHR

Grunty zachowują się w sposób nieliniowy pod wpływem zmian naprężeń lub odkształceń. W rzeczywistości sztywność gruntu zależy co najmniej od poziomu naprężeń, ścieżki naprężeń oraz poziomu odkształceń. Model Coulomba-Mohra to prosty, dobrze znany model liniowo-sprężysty i doskonale plastyczny, który może być stosowany jako pierwsze przybliżenie zachowania się gruntu.

Część liniowo – sprężysta modelu Coulomba-Mohra opiera się na prawie Hooke’a dotyczącym izotropowej sprężystości, natomiast część doskonale plastyczna bazuje na kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra, sformułowanym w ramach teorii plastyczności.

Plastyczność wiąże się z występowaniem odkształceń nieodwracalnych. Aby ocenić, czy w obliczeniach dochodzi do plastyczności, wprowadza się funkcję płynięcia f , która zależy od naprężeń i odkształceń. Plastyczne płynięcie ma miejsce, gdy spełniony jest warunek $f=0$. Warunek ten można często przedstawić jako powierzchnię w przestrzeni naprężeń głównych. Model doskonale plastyczny to model konstytutywny, w którym powierzchnia graniczna jest stała, tzn. jest w pełni określona przez parametry modelu i nie zmienia się pod wpływem (plastycznych) odkształceń. Dla stanów naprężeń, których punkty leżą wewnątrz powierzchni granicznej, zachowanie materiału jest wyłącznie sprężyste, a wszystkie odkształcenia są odwracalne.

Dwa parametry modelu plastycznego pojawiające się w funkcjach plastyczności to dobrze znany kąt tarcia φ i kohezja c . Warunek $f_i = 0$ dla wszystkich funkcji plastyczności razem (gdzie f_i jest używane do oznaczenia każdej indywidualnej funkcji plastyczności) reprezentuje stały sześciokątny stożek w przestrzeni naprężeń głównych, jak pokazano na rysunku 5.3.



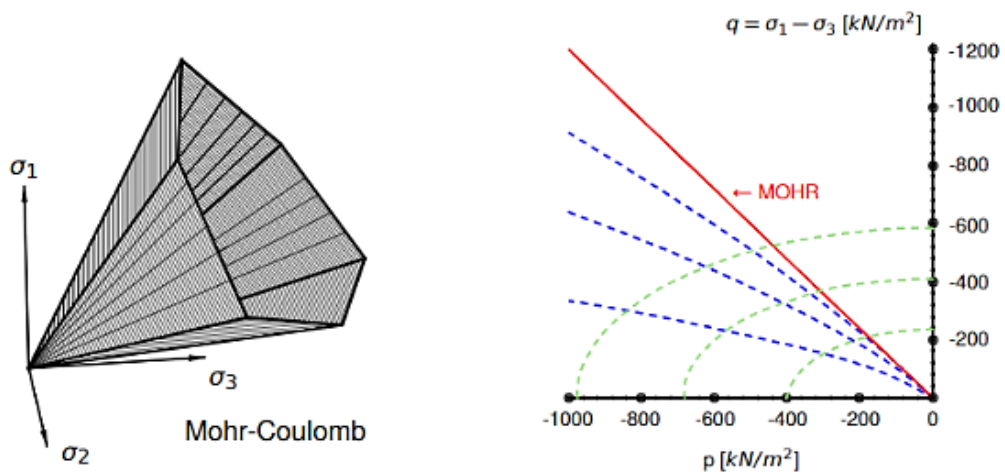


Figure 3.9: Mohr-Coulomb

Rys. 5.3. Powierzchnia Coulomba – Mohra w przestrzeni naprężeń głównych [148].

Typowe podejście C-M w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń głównych, można przedstawić jako sześć powierzchni plastyczności [142]:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad a)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad b)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad c)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad d)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad e)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 \quad f)$$

gdzie:

c – efektywna spójność

ϕ – kat tarcia wewnętrznego

Oprócz funkcji plastyczności, dla modelu Mohra-Coulomba zdefiniowano sześć funkcji potencjału plastycznego:

$$\begin{aligned}
g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\psi) \leq 0 & a) \\
g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\psi) \leq 0 & b) \\
g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\psi) \leq 0 & c) \\
g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\psi) \leq 0 & d) \\
g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\psi) \leq 0 & e) \\
g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\psi) \leq 0 & f)
\end{aligned}$$

Funkcje potencjału plastycznego zawierają trzeci parametr plastyczności, którym jest kąt dyatacji ψ . Parametr ten jest niezbędny do modelowania dodatnich przyrostów plastycznych odkształceń objętościowych (dyatacji), co jest faktycznie obserwowane w przypadku gruntów zagęszczonych.

Podczas implementacji modelu Coulomba-Mohra dla ogólnych stanów naprężeń konieczne jest specjalne podejście do przecięcia dwóch powierzchni plastyczności. Niektóre programy stosują płynne przejście między powierzchniami plastyczności, polegające na ich zaokrąglaniu [142, 143, 144].

Dla $c > 0$, standardowe kryterium Coulomba-Mohra dopuszcza naprężenia rozciągające. W rzeczywistości dopuszczalne naprężenia rozciągające rosną wraz ze wzrostem kohezji. W praktyce grunt może wytrzymywać jedynie bardzo niewielkie naprężenia rozciągające lub w ogóle ich nie wytrzymuje. Wiele oprogramowań takich jak Plaxis lub Abacus można uwzględnić przez zastosowanie ograniczenia naprężeń rozciągających (ang. *tension cut-off*). W takim przypadku koła Mohra z dodatnimi naprężeniami głównymi nie są dopuszczalne. Wprowadzenie ograniczenia naprężeń rozciągających dodaje trzy dodatkowe funkcje plastyczności, zdefiniowane jako:

$$\begin{aligned}
f_4 &= \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 & a) \\
f_5 &= \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 & b) \\
f_6 &= \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 & c)
\end{aligned}$$

Liniowy, doskonale sprężysty model Mohra-Coulomba wymaga łącznie pięciu parametrów, 2 parametrów sztywności i 3 parametrów wytrzymałości, które są ogólnie znane większości inżynierów geotechników i które można uzyskać z podstawowych badań próbek gruntu.

Parametry sztywności wraz z ich standardowymi jednostkami to:

E_{ref}	Young's modulus	[kN/m ²]
ν	Poisson's ratio	[-]

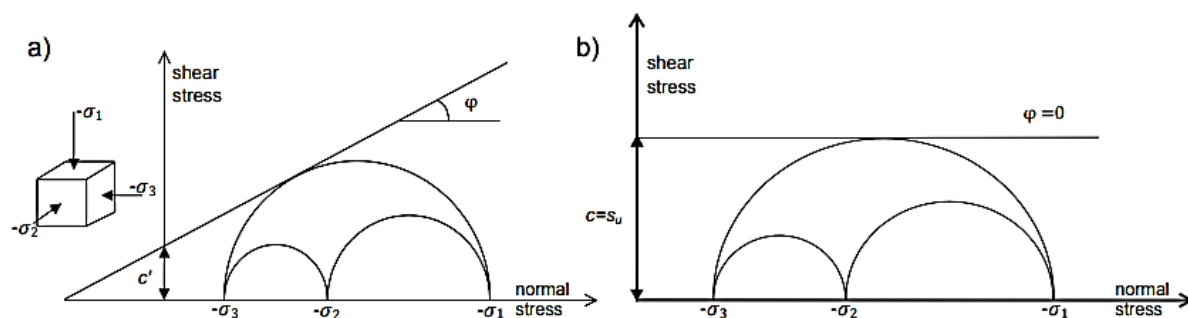
Zamiast używać modułu Younga jako parametru sztywności, można wprowadzić alternatywne parametry sztywności.

G	Shear modulus	[kN/m ²]
E_{oed}	Oedometer modulus	[kN/m ²]

Parametry wytrzymałościowe modelu Mohra-Coulomba to:

c	Cohesion	[kN/m ²]
φ	Friction angle	[°]
ψ	Dilatancy angle	[°]
σ_t	Tension cut-off and tensile strength	[kN/m ²]

Parametry mogą być albo parametrami efektywnymi (oznaczonymi znakiem prim (')), albo parametrami nieodwodnionymi (oznaczonymi indeksem dolnym u), w zależności od wybranego typu odwodnienia.



Rys. 5.4. Okręgi naprężeń przy granicy plastyczności, gdzie jeden dotyka obwiedni Coulomba [150], a) Wykorzystując efektywne parametry wytrzymałościowe C-M, b) Wykorzystując parametry wytrzymałościowe bez odpływu [141].

W rzeczywistych gruntach sztywność zależy w znacznym stopniu od poziomu naprężeń, co oznacza, że sztywność generalnie wzrasta wraz z głębokością. W modelu C-M sztywność jest wartością stałą. Aby uwzględnić wzrost sztywności wraz z głębokością, można zastosować parametr E_{inc} , który reprezentuje wzrost modułu Younga na jednostkę głębokości (wyrażony w jednostkach naprężenia na jednostkę głębokości). Na poziomie określonym przez parametr y_{ref}

i powyżej niego, sztywność jest równa referencyjnemu modułowi Younga E_{ref} . Poniżej tego poziomu sztywność jest określana za pomocą wzoru [141]:

$$E(y) = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{inc} \quad , \quad y < y_{ref}$$

gdzie y jest pionową współrzędną, E_{ref} jest referencyjną wartością modułu na głębokości y_{ref} , natomiast E_{inc} określa przyrost wartości parametru na jednostkę głębokości [141]. Podobną zależność można również uwzględnić w odniesieniu do kohezji.

HARDENING SOIL

W przeciwieństwie do idealnie sprężysto – plastycznego modelu, powierzchnia plastycznego w modelu ze „wzmocnieniem” nie pozostaje stała w przestrzeni naprężeń głównych, lecz może się rozszerzać w wyniku odkształceń plastycznych. Można wyróżnić dwa główne rodzaje wzmocnienia: wzmocnienie ścinaniem oraz wzmocnienie zagęszczeniem. Wzmocnienie ścinaniem modeluje nieodwracalne odkształcenia powstające w wyniku pierwotnego obciążenia dewiatorowego. Z kolei wzmocnienie zagęszczeniem służy do opisu nieodwracalnych odkształceń plastycznych wynikających z pierwotnego ściskania, np. w testach edometrycznych lub pod obciążeniem izotropowym. Oba typy „wzmocnienia” są uwzględnione właśnie w tym modelu.

Model Hardening Soil to zaawansowany model pozwalający na symulację zachowania różnych rodzajów gruntów, zarówno podatnych, jak i sztywnych [145]. Pod wpływem pierwotnego obciążenia dewiatorowego grunt wykazuje malejącą sztywność oraz rozwój nieodwracalnych odkształceń plastycznych. W szczególnym przypadku testu trójosiowego w warunkach z odpływem związek pomiędzy odkształceniem osiowym, a naprężeniem dewiatorowym może być dobrze opisany za pomocą hiperboli. Taką zależność po raz pierwszy zaproponował Kondner [146], a później została ona rozwinięta w znanym modelu hiperbolicznym Duncana i Changa [147].

Model Hardening Soil przewyższa jednak w znacznym stopniu model hiperboliczny, ponieważ:

- Opiera się na teorii plastyczności, a nie na teorii sprężystości.
- Uwzględnia zjawisko dylatacji gruntu.
- Wprowadza ograniczenie plastyczne w postaci „czapki”.

Najważniejsze cechy modelu Hs to:

- Sztywność zależna od naprężeń zgodnie z prawem potęgowym (określona przez parametr m)
- Odkształcenie plastyczne spowodowane pierwotnym naprężeniem dewiatorowym (określone przez parametr $E_{ref,50}$)
- Odkształcenie plastyczne spowodowane pierwotnym ściskaniem (określone przez parametr $E_{ref,oed}$)
- Sprężyste odciążenie/ponowne obciążenie (określone przez parametr E_{ur}^{ref}, ν_{ur})
- Zniszczenie zgodnie z modelem Mohra-Coulomba (określone przez parametry c, ϕ, ψ)

W modelu Hs charakteryzującym się „wzmocnieniem” gruntu, powiązano regułę przepływu i jest ona zdefiniowana jako zależność między szybkościami odkształcenia ścinającego plastycznego γ^p i odkształceniem objętościowym plastycznym ϵ_v^p . Postać ta jest liniowa i wyraża się następującym wzorem:

$$\epsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p$$

gdzie ψ_m jest kątem dylatacji zmobilizowanej, zdefiniowanym jako:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}}$$

gdzie φ_{cv} jest kątem tarcia stanu krytycznego, stałym dla danego materiału, niezależnym od gęstości, a φ_m jest kątem tarcia zmobilizowanego, który można obliczyć z zależności:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cos \varphi}$$

Zgodnie z teorią naprężeń - dylatacji Rowe’a [149], materiał kurczy się przy małych współczynnikach naprężeń ($\varphi_m < \varphi_{cv}$) i rozszerza się przy wysokich współczynnikach naprężeń ($\varphi_m > \varphi_{cv}$). W momencie uszkodzenia, zmobilizowany kąt tarcia jest równy kątowi uszkodzenia i przedstawia się jako:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi \sin \varphi_{cv}}$$

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi}$$

Parametry modelu są takie same jak parametry modelu Mohra-Coulomba dla kryteriów zniszczenia (c, ϕ, ψ). Jak wspomniano wcześniej, dodatkowo wprowadza się parametry takie jak:

- Sztywność sieczna w standardowym teście trójosiowym z drenażem E_{50}^{ref} :

$$E_{50}(\sigma) = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)$$

- Sztywność styczna dla pierwotnego obciążenia edometrycznego: E_{oed}^{ref} ;
- Wykładnik zależności sztywności od poziomu naprężeń: m
- Sztywność przy obciążeniu/odciążeniu: E_{ur}^{ref} (domyślnie: $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, gdzie:

$$E_{ur}(\sigma) = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)$$

Relacje między parametrami E_{50}^{ref} oraz E_{ur}^{ref} w sposób graficzny przedstawia rysunek 5.5.

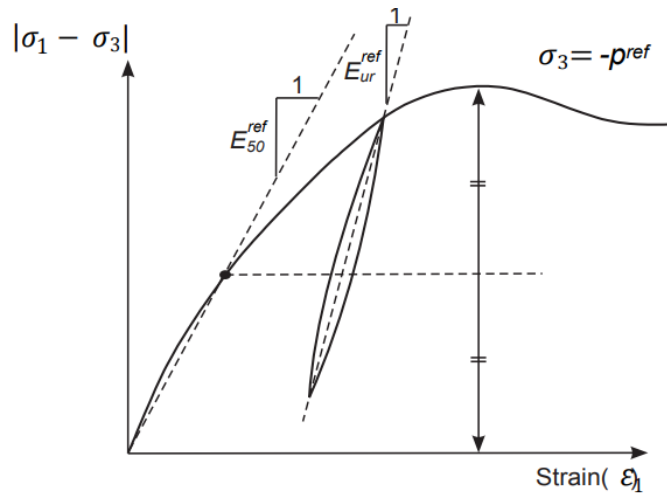


Figure 28: Definition of E_{50}^{ref} and E_{ur}^{ref} for drained triaxial test results

Rys. 5.5. Definicja E_{50}^{ref} oraz E_{ur}^{ref} dla zadania w aparacie trójosiowego ściskania w warunkach z drenażem [141].

- Współczynnik Poissona dla obciążenia/odciążenia: ν_{ur} (domyślnie: $\nu_{ur} = 0,2$)
- Naprężeniowe odniesienie dla sztywności: p^{ref} (domyślnie $p^{ref} = 100$ jednostek naprężenia)
- Wartość K_0 dla normalnej konsolidacji: K_{0nc} (domyślnie: $K_{0nc} = 1 - \sin \varphi$)
- Współczynnik zniszczenia: $R_f = \frac{q_l}{q_a}$ (domyślnie: $R_f = 0,9$)
- Wytrzymałość na rozciąganie: $\sigma_{tension}$ (domyślnie: $\sigma_{tension} = 0$)
- Dodatkowo określa się sztywność edometryczną:

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_1' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{\text{ref}} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

Należy zauważyć, że sztywność edometryczna odnosi się do badań edometrycznych, a zatem do części związanej ze wzmocnieniem gruntu wynikającym z zagęszczenia się gruntu. Z drugiej strony, E_{50} i E_{ur} odnoszą się również do badań trójosiowych, a zatem do części związanej ze wzmocnieniem tarciovym.

Aby wyjaśnić plastyczne odkształcenie objętościowe podczas izotropowego ściskania, druga powierzchnia plastyczności zamyka obszar sprężysty w kierunku osi p. Podczas gdy powierzchnia plastyczności ścinania jest głównie kontrolowana przez moduł trójosiowy, moduł edometryczny kontroluje powierzchnię plastyczności "czapki".

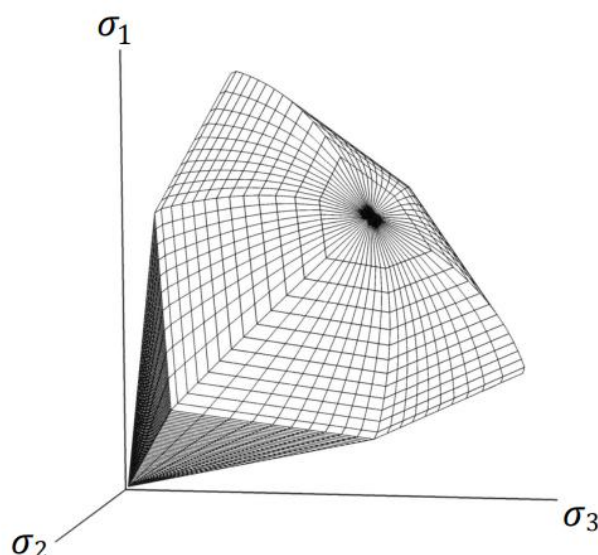


Figure 32: Representation of total yield contour of the Hardening Soil model in principal stress space for cohesionless soil

Rys. 5.6. Reprezentacja całkowitego konturu modelu Hardening Soil w przestrzeni naprężeń głównych dla gruntów niespoistych z powierzchnią domykającą [141].

5.3.PODEJŚCIE DO ZASTOSOWANIA OPROGRAMOWANIA MES I JEGO INTEGRACJI W ANALIZIE PDW

Modelowanie zagadnień inżynierskich w geotechnice z wykorzystaniem MES dostosowanej do zagadnień trójwymiarowych, stanowi zaawansowane narzędzie analityczne, które umożliwia precyzyjną analizę zachowania skomplikowanych układów gruntowo-konstrukcyjnych. W kontekście sprężonych ścian szczelinowych, gdzie problematyka obejmuje interakcję pomiędzy gruntem, konstrukcją żelbetową (ściana szczelinowa), a elementami

sprężającymi, zastosowanie MES pozwala na zintegrowane podejście uwzględniające różnorodne właściwości materiałowe i normy projektowe. W tego rodzaju analizach należy wziąć pod uwagę zarówno liniowe, jak i nieliniowe zachowanie materiałów, co wymaga zastosowania zaawansowanych modeli konstytutywnych dla gruntów (np. opisanych w punkcie 5.1. modeli C-M lub Hs), modeli żelbetu z uwzględnieniem sprężystości, kruchego pękania i zarysowań oraz odpowiednich teorii opisujących naprężenia w kablach sprężających przytoczonych przez autora niniejszej pracy w rozdziale 3 i 4.

Jednym z kluczowych aspektów w modelowaniu takich systemów jest precyzja odwzorowania geometrii oraz szczegółowość siatki obliczeniowej. Wysoka jakość dyskretyzacji, szczególnie w obszarach o znacznym gradiencie naprężeń, jest kluczowa dla uzyskania wiarygodnych wyników. Modele trójwymiarowe umożliwiają analizę efektów przestrzennych, takich jak wpływ geometrii kotew sprężających czy nierównomierne osiadanie gruntu w otoczeniu ściany szczelinowej. Jednakże złożoność takich analiz rodzi szereg trudności, w tym wysokie wymagania obliczeniowe, konieczność walidacji modeli numerycznych na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych oraz trudność w precyzyjnym określeniu parametrów wejściowych dla gruntów, które wykazują znaczną heterogeniczność.

Zastosowanie MES w wydaniu 3D w analizie sprężonych ścian szczelinowych ma sens w przypadkach, gdy standardowe metody analityczne są niewystarczające do uchwycenia złożonego charakteru interakcji grunt-struktura. Przykładem mogą być projekty realizowane w warunkach skrajnych, np. w obszarach o dużym zagęszczeniu urbanistycznym, gdzie deformacje sąsiadujących budynków muszą być minimalizowane lub w strefach sejsmicznych, gdzie interakcja dynamiczna jest istotnym czynnikiem projektowym. Ponadto, co niezwykle istotne w kontekście niniejszej dysertacji, MES znajduje zastosowanie w badaniach naukowych, które mają na celu opracowanie nowych modeli konstytutywnych oraz walidację norm projektowych, pod kątem ich praktycznego zastosowania w złożonych projektach geotechnicznych.

W początkowym etapie badań autor pochylił się nad utworzeniem obszernego modelu przestrzennego, aby możliwe było analizowanie sprężonej ściany szczelinowej w kontekście wszelkich towarzyszących zjawisk takich jak: obciążenie naziomu, parcie wody gruntowej, wpływ zabudowy sąsiedniej, możliwość dynamicznej zmiany geometrii modelu za pomocą zewnętrznego oprogramowania Grasshopper od Rhino. Ambicją autora było utworzenie

jednego spójnego modelu do analizy PDW, tak aby możliwe było bardzo sprawne zmienianie geometrii modelu za pomocą „suwaków” i prostej tablicy wejściowej. Dane wejściowe w takiej postaci miały obejmować możliwość „ręcznego” zadawania systemu sprężenia w tym: układu kabli sprężających, ich ilości i rodzaju, promieni zakrzywień, układu w danej sekcji, tak aby możliwe było sprawne dopasowywanie mimośrodków przy zadanych warunkach gruntowych. Dzięki temu, możliwe byłoby sprawne dostosowywanie geometrii modelu w preprocesorze do wykonywania obliczeń w solverze. Jest to niezwykle istotne z uwagi na iteracyjny charakter stosowania sprężenia w konstrukcjach budowlanych tzn. należy określić siłę sprężającą, następnie wykonać obliczenia i ponownie wrócić do geometrii sprężenia i zadania siły sprężającej, tak aby otrzymać optymalne wyniki. W naturalnej konsekwencji, możliwe byłoby na dalszym etapie prac zautomatyzowanie tego procesu, tak aby dobór geometrii sprężenia następował w zależności m.in. od obwiedni momentów zginających.

Po kilku latach budowania tak skomplikowanego modelu i wykonaniu setek iteracji w różnych wariacjach, ujawniły się ograniczenia, które stały się początkiem zupełnie innego podejścia – podejścia integrującego oprogramowania do analiz numerycznych, co jest pośrednim sensem niniejszej dysertacji. Stąd autor najpierw w pkt. 5.3. opisuje model 3D, a dopiero następnie w pkt. 5.4. model 2D, co może być wbrew intuicji numerycznej.

Wybór oprogramowania okazał się istotnie trudny, ponieważ na rynku nie istnieje programowania, które jest przystosowane do analizy sprężonych ścian szczelinowych. Oczywiście, rynek oprogramowania jest bogaty w bardzo zaawansowane narzędzia do analizy różnych konstrukcji inżynierskich, lecz warto tutaj podkreślić innowacyjny charakter omawianego zagadnienia, tym samym jasne stało się, iż konieczne będzie zastosowanie „hybrydowego” rozwiązania, które pozwoli pogodzić wszelkie ograniczenia stawiane przez komercyjnie dostępne oprogramowanie.

Na obecnym rynku dostępne jest następujące oprogramowanie Specjalistyczne do analizy konstrukcji żelbetowych i sprężonych:

- ADAPT-PT/RC: Dedykowane do projektowania i analizy płyt oraz belek sprężonych i żelbetowych. Szczególnie użyteczne w budynkach wielopiętrowych i mostach.
- RAM Concept: Narzędzie Bentley Systems do modelowania płyt sprężonych i żelbetowych, umożliwiające projektowanie w zgodzie z wieloma normami (np. Eurokod, ACI).

- ETABS: Powszechnie stosowany w analizie konstrukcji wielopiętrowych, w tym z elementami sprężonymi, oferuje zaawansowane możliwości modelowania.
- SOFiSTiK: Wszechstronne oprogramowanie dla projektowania konstrukcji, w tym sprężonych mostów i budynków, z zaawansowaną analizą sprężania i etapowania budowy.
- CSI SAFE: Skupia się na projektowaniu fundamentów, płyt i posadzek, również w systemach sprężonych.
- Autodesk – Robot Structural Analysis Professional – bardzo rozbudowane oprogramowanie bazujące na MES do analizy konstrukcji budowlanych.

Oprogramowanie geotechniczne możemy podzielić na to dedykowane a) analizom numerycznym oraz to nieco bardziej uproszczone b) do projektowania konkretnego rodzaju zadań:

a) Analiza numeryczna i MES:

- PLAXIS 2D/3D: Najpopularniejsze oprogramowanie MES do geotechniki. Obsługuje złożone analizy gruntów, interakcję grunt-struktura, a także modelowanie ścian szczelinowych, pali i fundamentów.
- FLAC/FLAC3D: Narzędzie do analizy deformacji w gruntach i skałach, umożliwia symulacje sprężysto-plastyczne i dynamiczne.
- RS2/RS3 (Rocscience): Programy do modelowania MES w geotechnice, używane w analizie stabilności zboczy, ścian oporowych i wykopów.
- ABAQUS: Ogólny program MES, który umożliwia kompleksowe modelowanie gruntów i konstrukcji z użyciem modeli konstytutywnych.
- ANSYS: Narzędzie do zaawansowanych symulacji MES, wykorzystywane także w geotechnice i konstrukcjach sprężonych.

b) Projektowanie fundamentów, wykopów i konstrukcji oporowych:

- GEO5: Pakiet programów do analiz geotechnicznych, w tym projektowania ścian szczelinowych, fundamentów, stabilności skarp i zboczy.
- Wallap: Narzędzie do analizy ścian oporowych i szczelinowych, szczególnie w projektach inżynierskich.
- D-Foundations: Specjalistyczny program do projektowania fundamentów w zgodzie z Eurokodem 7.

- DeepEX: Program dedykowany analizie ścian oporowych, w tym sprężonych ścian szczelinowych i kotew gruntowych.

c) Dla konstrukcji hydrotechnicznych i interakcji w trudnych warunkach:

- GeoStudio: Kompleksowe narzędzie do analizy przepływu wody, stateczności skarp i deformacji gruntu.
- OpenSees: Narzędzie open-source dla dynamicznej analizy konstrukcji, przydatne w modelowaniu wpływu sejsmicznego na układy grunt-struktura.

Każde z powyższych narzędzi jest bardzo przydatne do wykonywania złożonych analiz inżynierskich, jednak żadne wprost nie pozwala na analizę zadania sprężonej ściany szczelinowej. Autor zdecydował zatem, iż musi wybrać oprogramowanie, które jest najbliższe możliwościami do postawionego problemu. Autor rozpatrywał dwa bardzo zaawansowane narzędzia obliczeniowe: ABAQUS jako narzędzie naukowo – badawcze oraz SOFISTIK jako zaawansowane narzędzie przystosowane do codziennych analiz inżynierskich. Z uwagi, iż autor rozwijał się podczas pierwszego stopnia studiów w specjalności mostowej, oprogramowanie Sofistik było dla autora niniejszej pracy bardziej znane i przystępne. Inną zaletą tego programowania jest przystosowanie go przez producentów do aplikowalnych analiz inżynierskich, co oznacza, że biblioteki Sofistika zawierają potrzebne do projektowania normy i standardy projektowe, co znacząco usprawnia prace projektowe.

Jak wspomniano na wstępie realizacja niniejszej analizy PDW została przeprowadzona przy użyciu problemowo zorientowanego języka skryptowego CADINP, wprowadzając kod tekstowy za pomocą edytora TEDDY. Modele te zostały stworzone w sposób parametryczny, wykorzystując konstrukcje składniowe charakterystyczne dla języków programowania dostępnych w systemie SOFiSTiK, takie jak definiowanie zmiennych, operacje arytmetyczne, pętle, instrukcje warunkowe, procedury, a także wprowadzanie danych w postaci wektorów i macierzy. Pliki wsadowe (*.dat) zawierały kod CADINP, składający się z poleceń tekstowych systemu SOFiSTiK, zorganizowanych w parametryczne zestawy danych o strukturze modułowej. Taka organizacja umożliwiała uruchamianie poszczególnych modułów obliczeniowych w sekwencji, bez konieczności ponownego przeliczania danych wejściowych. Charakterystyki materiałowe i przekroje konstrukcji były definiowane w module AQUA, natomiast numeryczne modele konstrukcji tworzone za pomocą narzędzi SOFIMSHA i SOFIMSHC, bazując na zmiennych parametrycznych określonych w module TEMPLATE. W module TEMPLATE sparametryzowano również kluczowe cechy geometryczne konstrukcji, takie jak długości ściany, rodzaje podparcia, etapy analizy oraz wymiary

przekrojów, które były następnie wykorzystywane w innych modułach, m.in. AQUA, SOFIMSH oraz SOFILOAD. Obciążenia, takie jak ciężar własny, parcie gruntu czy obciążenia powierzchniowe, zostały wprowadzone i przeanalizowane przy użyciu podprogramów SOFILOAD. Rozwiązywanie równań MES odbywało się w modułach obliczeniowych ASE, a wyniki analiz dla różnych przypadków obciążeniowych zestawiono w kombinacje za pomocą modułu MAXIMA. Do wizualizacji wyników wykorzystano postprocesory: ANIMATOR, umożliwiający trójwymiarową prezentację modeli oraz WINGRAF, służący do generowania wykresów, tabel i analizy danych – patrz. Rys. 5.7.

SOFiSTiK składa się z kilku kluczowych modułów, które umożliwiają kompleksowe podejście do analizy konstrukcji i geotechniki. Oto najważniejsze z nich:

1. SOFiPLUS-X

- Interfejs graficzny oparty na platformie AutoCAD.
- Umożliwia modelowanie geometrii konstrukcji 2D i 3D, przypisywanie materiałów, obciążeń i warunków brzegowych.
- Szczególnie użyteczny w projektowaniu skomplikowanych konstrukcji żelbetowych i sprężonych.

2. ASE (Analysis of Structures by FEM)

- Główny moduł obliczeniowy oprogramowania.
- Wykorzystuje metodę elementów skończonych (MES) do analizy liniowej i nieliniowej konstrukcji.
- Obsługuje różnorodne materiały, w tym beton, stal, grunt i konstrukcje sprężone.
- Możliwości analizy dynamicznej, w tym analizy sejsmicznej i harmonicznej.

3. CSM (Construction Stage Manager)

- Moduł dedykowany analizie etapowania budowy.
- Umożliwia symulację kolejnych etapów wznoszenia konstrukcji, w tym sprężania i zbrojenia.
- Ważny w projektowaniu mostów i dużych konstrukcji infrastrukturalnych, gdzie wpływ etapowania ma kluczowe znaczenie.

4. BEMESS

- Moduł do projektowania elementów żelbetowych i sprężonych zgodnie z międzynarodowymi normami (np. Eurokod, ACI).
- Automatycznie generuje schematy zbrojenia i weryfikuje nośność elementów.
- Umożliwia obliczanie momentów, sił tnących i odkształceń w elementach.

5. SOFiSTiK Bridge Modeler

- Narzędzie dedykowane do modelowania i analizy mostów, zarówno sprężonych, jak i tradycyjnych.
- Oferuje wsparcie dla projektowania mostów kablobetonowych, belek ciągłych i mostów podwieszanych.
- Umożliwia eksport modelu do dalszych analiz i wizualizacji.

6. DYNA

- Moduł do analizy dynamicznej konstrukcji.
- Obsługuje obciążenia dynamiczne, w tym ruch pojazdów, wpływ sejsmiczny oraz oddziaływania harmoniczne.

7. TALPA

- Moduł do analiz geotechnicznych, w tym stateczności skarp, fundamentów i interakcji grunt-struktura.
- Wspiera projektowanie w warunkach nieliniowego zachowania gruntów.

8. SSD (SOFiSTiK Structural Desktop)

- Centralna platforma zarządzania projektami.
- Integruje wszystkie moduły i umożliwia kontrolę procesu projektowania oraz wymianę danych.

SOFiSTiK jest narzędziem programistycznym, co oznacza, że umożliwia definiowanie modeli i analiz zarówno za pomocą graficznego interfejsu użytkownika, jak i poprzez wprowadzanie skryptów tekstowych w języku CADINP. Ta podwójna metodyka zapewnia dużą elastyczność i precyzję w definiowaniu złożonych układów konstrukcyjnych.

1. Modelowanie geometrii:

Użytkownik definiuje model w SOFiPLUS-X lub w języku CADINP, wprowadzając dane dotyczące materiałów, przekrojów, podpór i obciążeń. Modelowanie odbywa się w pełni parametryczny sposób.

2. Przeprowadzanie analiz:

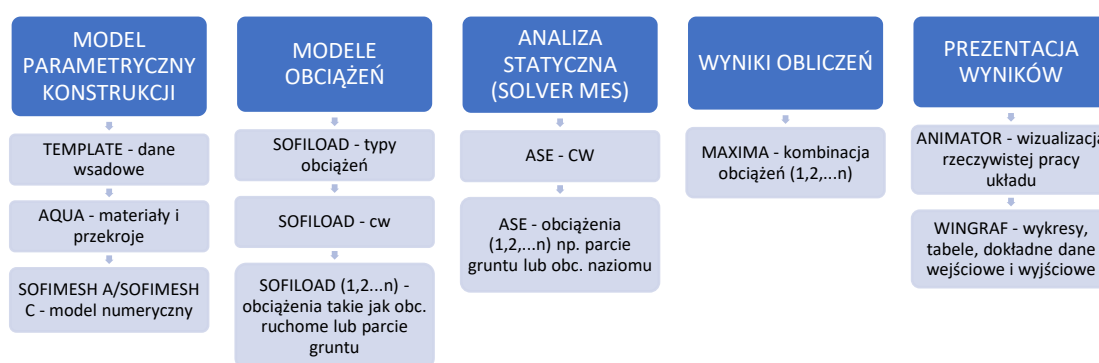
W module ASE użytkownik wykonuje obliczenia MES, wybierając odpowiedni typ analizy (liniowa, nieliniowa, dynamiczna, etapowa). Wyniki mogą być wizualizowane w formie wykresów, map konturów czy diagramów.

3. Projektowanie elementów:

Moduły takie jak BEMESS umożliwiają weryfikację nośności elementów żelbetowych, zbrojenie i optymalizację konstrukcji zgodnie z wybranymi normami.

4. Eksport i raportowanie:

Wyniki można eksportować do plików PDF, raportów technicznych lub zintegrować z innymi narzędziami BIM, np. Revit.



Rys. 5.7. Graficzne przedstawienie struktury blokowej plików wsadowych, które tworzy się z wykorzystaniem języka CADINP w środowisku Sofistik [Opr. wł.].

5.4. MODELOWANIE ZAGADNIENIA PDW W JEDNYM SPÓJNYM MODELU 2D/3D

5.4.1. WSTĘP ORAZ ZAŁOŻENIA

Autor podjął decyzję o wykorzystaniu oprogramowania Sofistik z uwagi na bardzo szeroko rozwinięty moduł sprężeniowy, co umożliwia analizę różnorodnych układów sprężanych, również w obecności innych ośrodków, takich jak ośrodek gruntowy. To bardzo istotny wyróżnić tego oprogramowania programistycznego, ponieważ możliwe jest w jednym modelu

analizowanie konstrukcji żelbetowej, żelbetowej – sprężonej oraz interakcji tego rodzaju konstrukcji z ośrodkiem gruntowym. Dla porównania typowe programy geotechniczne takie jak Plaxis czy Zsoil pozwalają na przeprowadzanie skomplikowanych analiz „jedynie” typu konstrukcja – ośrodek gruntowy. W tego rodzaju programach sprężenie jest kojarzone z kotwami gruntowymi, które z natury są sprężane. W programach tych nie istnieje możliwość analizowania systemu sprężenia w ścianie szczelinowej zadanego w dowolny sposób, a jedynie jako kotew gruntowa. Oprogramowanie Sofistik pozwala na przygotowanie tego rodzaju modeli z pewnymi ograniczeniami, które autor opisze w dalszej części niniejszego rozdziału. Jest to odpowiedź na uzasadnione ekonomicznie wykorzystanie oprogramowania. Istnieje bowiem możliwość utworzenia dowolnego modelu ośrodka gruntowego, następnie zawartego w nim ustroju żelbetowego i wreszcie zaimplementowanie w nim systemu sprężenia. Zważywszy na fakt potrzeby oceny współpracy różnych ośrodków ze sobą, zadanie to byłoby niezwykle czasochłonne i energochłonne, stąd autor niniejszej pracy zdecydował się na wykorzystanie oprogramowania, które przede wszystkim daje bardzo duże możliwości tworzenia różnorodnych i złożonych modeli, lecz jednocześnie zawiera biblioteki norm, modeli konstytutywnych gruntu oraz posiada możliwości wymiarujące dany ustrój (wykonywanie wielu iteracji doboru wytrzymałości materiałowej dla danej kombinacji obciążeń).

Do utworzenia modelu sprężonej ściany szczelinowej przyjęto następujące założenia:

- Główne założenia

Rodzaj obudowy	Ściana szczelinowa
Schemat statyczny konstrukcji	Wspornik
Grubość ściany	0,80 m
Długość ściany	13,0 m
Maksymalna głębokość wykopu	6,00 m
Warunki wodne	brak
Obciążenie zewnętrzne	brak
Forma sprężenia	paraboliczne
Mimośród sprężenia	50,0 cm

- Parametry materiałowe ściany szczelinowej dla betonu C30/37

Klasa betonu	C30/37
Moduł Younga betonu E_{cm}	33 GPa
Wytrzymałość na rozciąganie f_{ctm}	2,9 MPa
Wytrzymałość na ściskanie f_{ck}	30 MPa
Ciężar betonu γ_c	25 kN/m ³
Współczynnik Poisson'a betonu ν	0,2
Podejście naprężeniowe	<i>ELASTIC</i>
Model ściany	<i>Beam</i>
Wytrzymałość stali „tradycyjnej” f_{yk} (A-IIIN, $f_y = 500$ MPa,)	500 MPa
Wytrzymałość stali sprężającej R_m	1860 MPa

- Teoria obliczeniowa: Coulomb – Mohr/Hardening soil

PARAMETRY GRUNTOWE	
1. Glina	
Kąt tarcia wewnętrznego φ	30°
Spójność c	12 kPa
Tarcie grunt-konstrukcja delta δ	2/3·30=20°
Ciężar gruntu γ	21,5 kN/m ³
Ciężar gruntu nawodnionego γ_{sat}	11,5 kN/m ³
Współczynnik Poisson'a ν	0,2
Moduł edometryczny E_{oed}	50 MPa
Sztywność zależna od naprężeń m	0,6
Odształcenie plastyczne – pierwotne napr. dewiatorowe E_{50}^{ref}	25 MPa
Odształcenie plastyczne – pierwotne ściskanie E_{oed}^{ref}	25 MPa
Sprężyste obciążenie/odciążenie E_{ur}^{ref}	75 MPa

W modelowaniu z wykorzystaniem C-M przyjęto $E = E_{ur}^{ref}$

- Interface

$k_N = \min\left(\frac{E_1}{h_1}, \frac{E_2}{h_2}\right) \cdot \frac{A}{\sqrt{Neq\varepsilon}} = \frac{E}{h} \quad [150]$ gdzie: E_1 – moduł sprężystości materiału 1 E_2 – moduł sprężystości materiału 2 stykającego się z materiałem 1 h_1 – wymiar elementu, któremu towarzyszy E_1 h_2 – wymiar elementu, któremu towarzyszy E_2 A – współczynniki eksperckie (domyślnie $A=10^{-4}$, $B=10^3$) Neq – całkowita liczba równań w układzie ε – precyzja (mała liczba zależna od danego narzędzia obliczeniowego)	0,1
$k_T = \frac{G}{h}$	0,01
Tarcie interface	$0,6 \cdot \tan\varphi$

Autor rozpoczął pracę od „uruchomienia” modelu, przez co należy rozumieć utworzenie jednego spójnego modelu (nazywanego dla porządku pracy jako **modelu PDW-2** , w którym udział ma:

- zamodelowanie ośrodka gruntowego z możliwością zadawania zróżnicowanych warunków gruntowych jako pierwszy submodel, w którym możliwe jest określenie współpracy między konstrukcją z pkt. b)
- submodel pozwalający na analizę ściany szczelinowej (modelowanej jako belka, elastic) przy zależnej współpracy z ośrodkiem gruntowym, który stanowi submodel z pkt. a)
- podmodel, w którym możliwe jest wykonanie analizy sprężenia wewnątrz przekroju belki żelbetowej z pkt. b)

Głównym modułem pozwalającym na przeprowadzanie analiz geotechnicznych z wykorzystaniem oprogramowania Sofistik jest TALPA [148]. Moduł TALPA oferuje dwa główne tryby pracy, wybierane za pomocą polecenia TASK:

Construction Stage Manager (CSG)

- Zarządzanie etapami budowy, co umożliwia automatyczne generowanie sekwencji analiz na podstawie intuicyjnego opisu kolejnych faz budowy.

Finite Element Analysis (FEA)

- Właściwe obliczenia w ramach sekwencji analiz (etapów budowy) za pomocą metody elementów skończonych (MES).

W trybie CSG TALPA automatycznie generuje sekwencje analiz, opierając się na opisie poszczególnych etapów budowy. Faktyczne obliczenia przeprowadzane są w trybie FEA.

- Opis etapów budowy opiera się na grupach elementów i zasadzie, że definiowane są tylko zmiany w stosunku do poprzedniego etapu (np. instalacja, usunięcie, zmiana właściwości grup elementów). Grupy niezmienione są automatycznie uwzględniane z poprzedniego etapu.
- W tym trybie przetwarzane są rekordy wejściowe, takie jak CSYS, CCRL, CS, CGRP, CLOA, CGW, ECHO.

W trybie FEA TALPA umożliwia liniową lub nieliniową analizę naprężeń i odkształceń dla:

- Dwuwymiarowych struktur płaskich obciążonych w płaszczyźnie (stan naprężenia płaskiego lub odkształcenia płaskiego).
- Trójwymiarowych struktur osiowosymetrycznych.

Moduł obsługuje różne typy elementów jak również wiele modeli materiałowych (np. elasto-plastyczne, lepkoplastyczne) oraz nieliniowe efekty podparcia (np. tarcie, poślizg):

- Elementy płaskie kontinuum.
- Belki.
- Sprężyny/interfejsy.
- Kable.
- Pręty (kratownice).

Każdy typ elementu może uwzględniać różne efekty nieliniowe, takie jak:

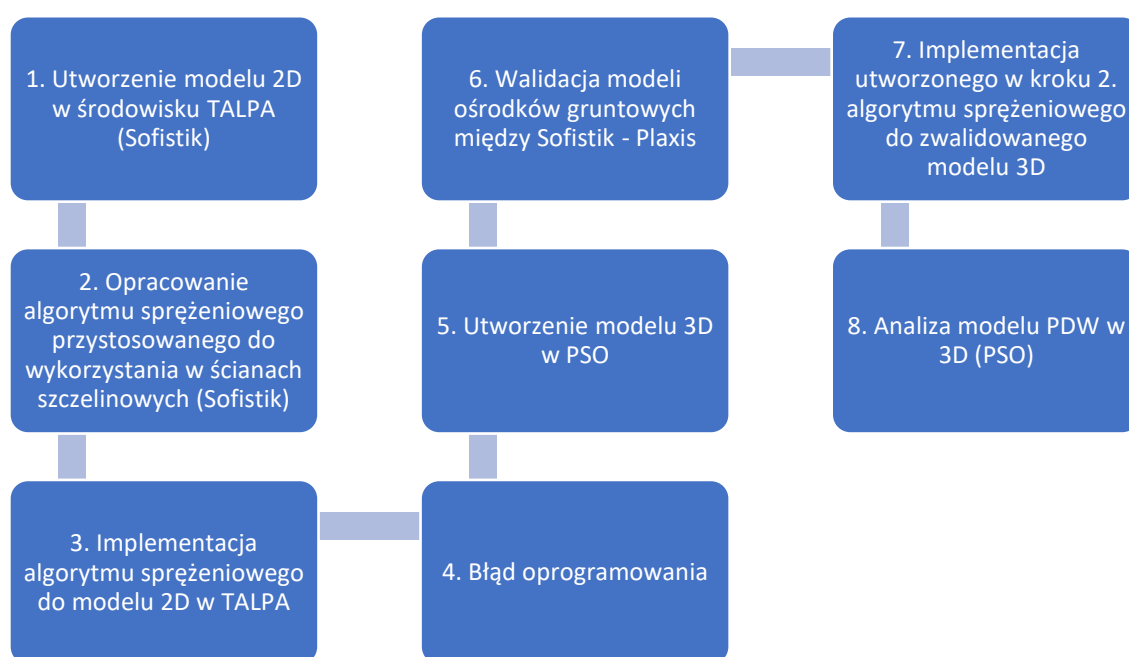
- Interakcja między gruntem a elementami konstrukcji (np. tarcie na ścianach).
- Nieliniowe nośności gruntu.
- Przenoszenie obciążeń przez kotwy (np. iniekcyjne).

- Zdolność redystrybucji obciążeń przez geosiatki.
- Plastyczne przeguby i uszkodzenia (rozciągające) podpór lub elementów z betonu zbrojonego.

Program umożliwia definiowanie i uwzględnienie:

- Obciążeń węzłowych, liniowych, blokowych i temperaturowych.
- Obciążeń generowanych na podstawie etapów budowy lub stanów pierwotnych naprężeń.

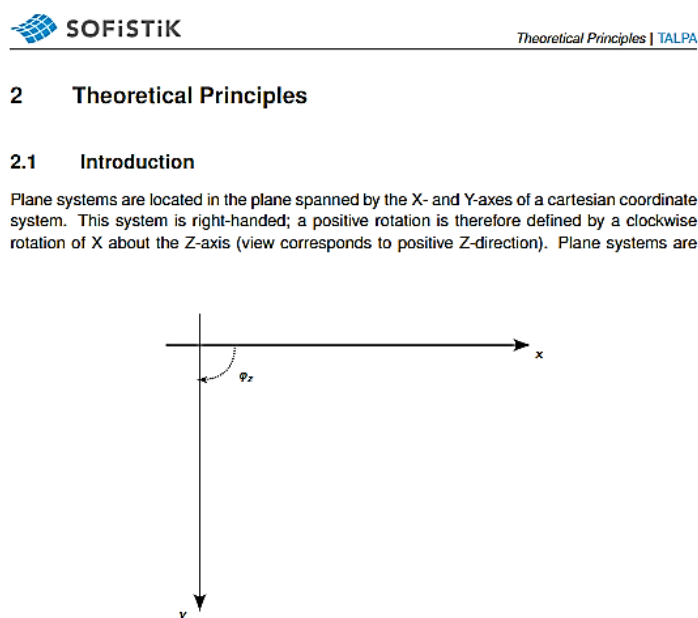
Poniżej autor przedstawił chronologię budowania modelu PDW w oparciu o trzy wymienione wyżej submodele: a) – gruntowy, b) – żelbetowy i c) – sprężeniowy. Autor celowo zdecydował się na przedstawienie wyników badań w postaci chronologicznej, aby zachować porządek i wyjaśnić, dlaczego rozpoczęto analizę zagadnienia od 2D, następnie rozszerzono o 3D, a na końcu wykonano integrację modeli 2D i 3D. Istotne jest również przedstawienie faktów na temat trudności w modelowaniu zagadnienia PDW, która ostatecznie pozwoliła na opracowanie optymalnej ścieżki projektowej. Działania te pozwalają przedstawić zainteresowanym tematyką badaczom, w jaki sposób unikać błędów i w jakie działania warto zaangażować czas, aby uzyskać satysfakcjonujące efekty. Ogólny zarys przewodzi po wykonanych badaniach w tej części pracy stanowi poniższa grafika (kroki 1 – 8 – patrz. Rys. 5.8). Kompletna ścieżka badawcza opracowana przez autora niniejszej pracy została przedstawiona w rozdziale 8.



Rys. 5.8. Chronologia działań badawczych autora niniejszej pracy dla działań numerycznych w 2D – 3D – 2D/3D (kroki 1 – 8) [Opr. wł.].

5.4.2. PRÓBA ROZWIĄZANIA ZADANIA W MODELU 2D – UTWORZENIE ALGORYTMU SPRĘŻENIOWEGO

Początkowo zadanie wyglądało na stosunkowo łatwe z uwagi na przystosowanie modułu TALPA do wykonywania analiz geotechnicznych. Możliwe było uzyskanie pozytywnych testów kompilacyjnych po zaimplementowaniu modułu sprężającego. Następnie autor utworzył i zaimplementował algorytm sprężeniowy do belki żelbetowej stanowiącej ścianę szczelinową, korzystając z bibliotek normowych zawartych w Sofistiku. Tutaj rozpoczęły się problemy techniczne na poziomie oprogramowania, ponieważ moduł sprężający wymuszał globalny układ współrzędnych z wertykalną osią z (niezależnie od lokalnego układu współrzędnych kabła sprężającego), dalej opisaną jako *oś grawitacyjna*. W tym samym czasie moduł TALPA funkcjonuje domyślnie w układzie z osią wertykalną tzn. grawitacyjną jako y – patrz. Rys. 5.9.



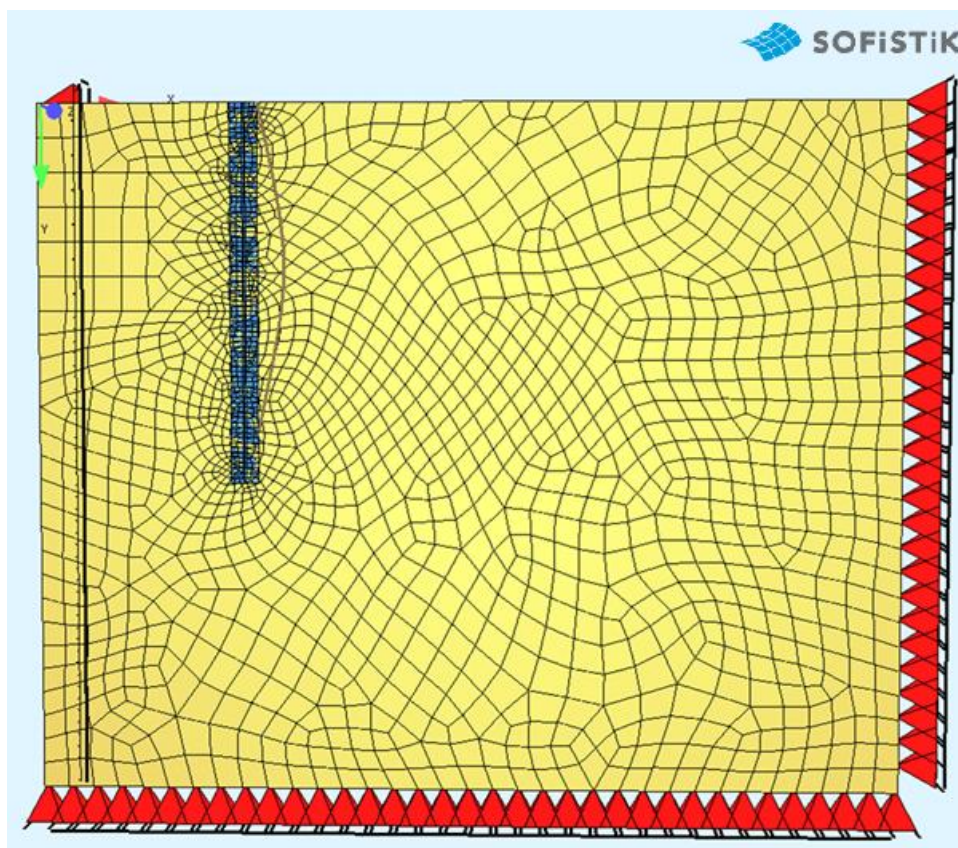
Rys. 5.9. Wycinek instrukcji stosowania modułu TALPA od Sofistik z wyróżnieniem w jaki sposób zdefiniowano domyślnie układ współrzędnych [148].

Na Rys. 5.9. przedstawiono wynik błędu dla modułu sprężającego, który wymaga osi grawitacyjnej jako osi z . Innymi słowy, rozbudowany moduł sprężający jakim dysponuje Sofistik pracuje w układzie 3D, a moduł geotechniczny TALPA jest dedykowany do zadań 2D. Sprężenie w module TALPA jest wyrażone innymi funkcjami i jest wykorzystywane tylko do opisu kotew gruntowych, podobnie jak w przypadku innych programów geotechnicznych. Sofistik pozwala oczywiście na dodawanie materiałów rozumianych jako grunt, z wszelkimi zależnościami konstytutywnymi w układzie 3D, lecz nie jest to wtedy analiza geotechniczna w rozumieniu oprogramowania Sofistik.

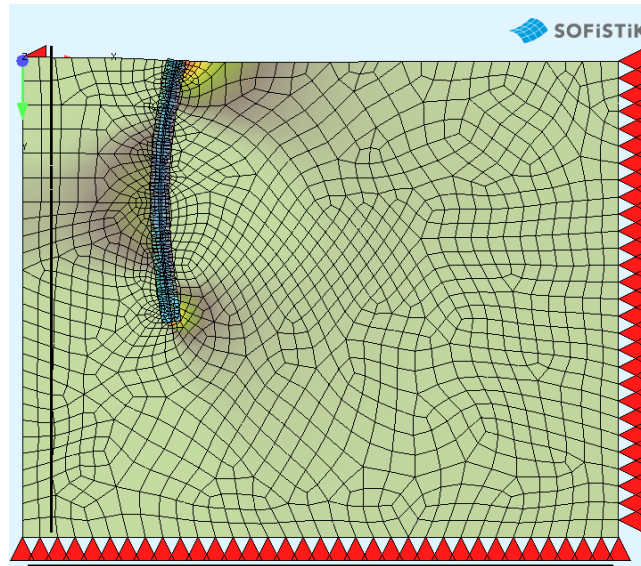
+++++ error no. 166 in program GS_CDB_SYSTEM
The direction of gravity must be defined in pos. or neg. direction of global Z!

Rys. 5.10. Opis błędu powstałego przy umieszczeniu osi sprężenia w przekroju ściany szczelinowej. Moduł sprężający w Sofistiku wymaga osi z jako osi równoległej do wektora grawitacji, a moduł TALPA w silniku funkcyjnym jako oś pionową ma zadaną oś y.

Możliwe było jednak uruchomienie algorytmu sprężającego w module TALPA, co oznacza brak konfliktu między modułami geotechnicznym i sprężeniowym. Problem polegał jednak na tym, iż po zmianie globalnego układu współrzędnych z osią z jako osią grawitacyjną, nie mobilizowało się parcie gruntu. Oznaczało to, że w module TALPA wektor grawitacji to zawsze jest oś y i parcie gruntu działa tylko w płaszczyźnie x – y. Tym samym uniemożliwia to analizę działania sprężenia w ścianie szczelinowej, ponieważ przy włączonym sprężeniu, nie mobilizuje się parcie gruntu dla danej fazy – efekt pracy algorytmu sprężającego przedstawia Rys. 5.10 i Rys. 5.11.

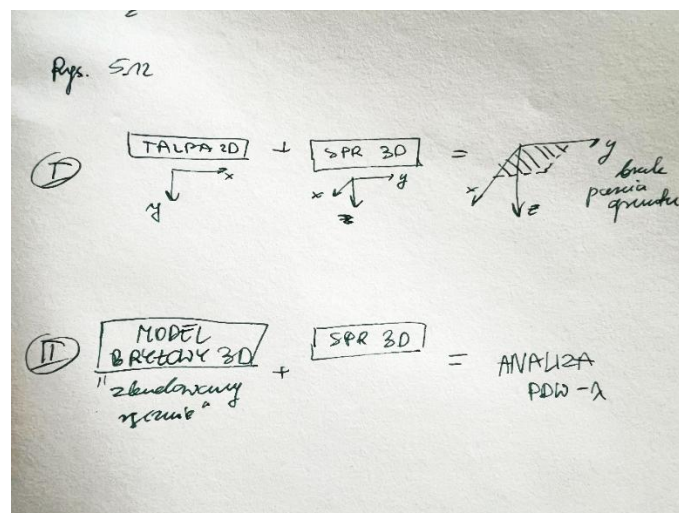


Rys. 5.11. Sofistik_graphic_nieliniowo zadany kabel sprężający w ścianie szczelinowej jako wyodrębniony przypadek analizy. Wynik implementacji algorytmu sprężeniowego w środowisku modułu TALPA.



Rys. 5.12. Sofistik_visualization_nieliniowo zadany kabel sprężający w ścianie szczelinowej jako wyodrębniony przypadek analizy – animacja ukazująca jakie reakcje wywołuje zadanie siły sprężającej w ścianie szczelinowej. Aktualny globalny układ współrzędnych to z –(x-y) sprężenie działa, lecz brak parcia gruntu.

Po wielu próbach dostosowania układów, autor stwierdził, iż niemożliwe jest połączenie modułu sprężającego z modulem geotechnicznym TALPA. Od tej chwili autor zajął się tworzeniem spójnego modelu PDW-λ, zadanego jako elementy bryłowe w 3D, lecz w PSO – płaskim stanie odkształcenia, tak aby spełnić wymagania modułu sprężającego dla trzech wymiarów, co do formy, ale zadanie rozpatrywać jako dwuwymiarowe. Ideę podjęcia decyzji ukazuje Rys. 5.13.



Rys. 5.13. Zobrazowanie podjętej decyzji o utworzeniu modelu 3D przez ograniczenia oprogramowania do analizowania sprężenia i zagadnień geotechnicznych w jednym spójnym modelu PDW-λ

Zaletą wykonanej pracy niewątpliwie stało się uzyskanie sprawnie działającego algorytmu sprężającego, który w dalszej części badań został rozszerzony i dostosowany do wykorzystania w modelu 3D i innych, które zostały opisane w pkt. 5.4. i 5.5. niniejszej rozprawy doktorskiej.

Oprogramowanie Sofistik dysponuje funkcją TENDON, która pozwala na zadawanie systemu sprężenia według narzuconych reguł [151]. Zrozumienie jak działa ta funkcja jest niezwykle istotne, bowiem w dalszej części pracy, algorytm ten zostanie zaadaptowany do ściany szczelinowej w środowisku gruntowym.

Aby wprowadzić moduł TENDON do modelu, należy użyć poniższych komend:

- SYSP – komenda ta pozwala na określenie głównych założeń systemu sprężenia według poniżej instrukcji:

SYSP			
Item	Description	Unit	Default
NOPS*	No of the prestressing system	—	!
COMP	Company of the prestressing system (tendon.tab)	LIT4	SUSP
TAPP	Technical Approval (tendon.tab)	LIT4	1045
NO	No of the tendon (tendon.tab)	—	!
MAT*	Material number of prestressing steel	—	!
ZV*	Prestress force per tendon P_{m0}	[kN] ₁₀₂₈	*
AZ*	Prestressing steel area per tendon	[mm ²] ₁₀₂₇	*
LITZ*	Number of wires (full package)	—	*
MINR*	Minimal bending radius	[m] ₁₀₀₁	*
BETA*	Wobble factor	[deg/m]	*
BETG	Wobble factor at the straight parts of external pre-stressing tendons	[deg/m]	BETA
MUE*	Friction coefficient during tensioning	—	*
MUE-	Friction coefficient during release	—	MUE
ECC*	Max. excentricity of tendon within duct	[mm]	0
CDIS	Min. distance between duct axes	[mm]	*
CEDG	Min. distance between axis and boundary	[mm]	*
SP*	Slip on prestressing anchor	[mm]	*
SC	Slip at coupling per side	[mm]	SP
SF	Slip on fixed anchor	[mm]	0
VP	Losses at prestressing anchor	[%]	*
VC	Losses at coupling	[%]	*
VF	Losses at fixed anchor	[%]	*
LPRE	Required straight at prestressing anchor	[mm]	0.50
LCOP	Required straight at coupling per side	[mm]	LPRE
LFIX	Required straight at fixed anchor	[mm]	LPRE

Rys. 5.14. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja SYSP [151].

- AXES – tutaj należy określić rodzaj systemu sprężania, to w jakim elemencie sprężenie będzie użyte

See also: [TOPP](#), [TGEO](#), [PTUV](#), [PTSV](#)

AXES

Item	Description	Unit	Default
NOH	Number of a Reference Axis	—	1
TYPE	Type of definition: BEAM sequence of beams *) NODE sequence of nodes *) AUTO start+end node *) REFX external geometry SLN structural lines *) POLY point input X,Y,Z	LIT4	NODE
VAL1 VAL2 VAL3	Values according to input of TYPE: BEAM: from - to - delt NODE: from - to - delt AUTO: start and end no REFX: ID (+IDS) of geometry axis SLN: number of structural line POLY: X,Y,Z coordinates ($[m]_{1001}$)	—/LIT4	!
KIND	Type of prestressed elements BEAM or QUAD	LIT4	BEAM
S	Station at the begin of the Ref. Axis (only the value of the first record is used)	—	0.00
TITL	Title of the Reference Axis (max. 32 characters)	LIT32	blank

Rys. 5.15. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja AXES [151].

- TOPP i TGEO – określają dokładny przebieg kabla sprężającego w zależności od fazy

See also: [AXES](#), [GEO](#), [UV](#), [V](#)

TOPP

Item	Description	Unit	Default
NOH	Number of the Reference Axis	—	!
KIND	Kind of the given points: NODE by nodes (beam prestressing only) REFX by axis stations	LIT4	NODE
S	Position of the Top Position (see KIND)	—	!
SP	Spanposition	—	!

This record defines the positions of spans along the Reference Axis which may be used to define stations relative to span widths in succeeding records (e.g. [PTUV](#), [TEND](#)). Usually, these positions are defined at the support points along a bridge, for example.

Each span has a length of 1.00. Only one definition of TOPP is allowed for a given reference axis.

Basically all span width positions must be given. The value 1.00 refers to the position of the first support. The range between 0.00 and 1.00 refers to a possible cantilever exceeding at start. If no excess is present, the top positions 0.00 and 1.00 are identical. The same applies for the end of the reference axis.

For a station S less than the start station of the reference axis, the start will be set to the begin of the axis. Values greater will be limited to the end of the axis.

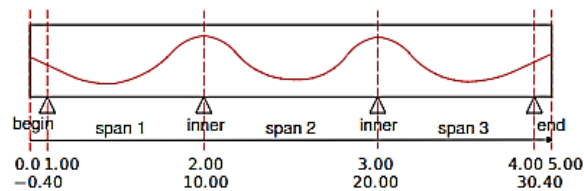


Figure 3.1: System A: top positions with excess at start and end.

Rys. 5.16. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja TOPP [151].

See also: [AXES](#), [TOPP](#), [PTUV](#), [PTSV](#), [TEND](#)

TGEO

Item	Description	Unit	Default
NOG	Number of the tendon geometry	—	!
NOH	Number of the reference axis	—	!
NOPS	No of the prestressing system (see record SYSP)	—	!
POSI	Position of the tendon axis (check only) >0 max. distance to the edge =0 no value <0 max. distance of exterior tendons	[m] ₁₀₀₁	0
DELT	Max. distance (internal input) of the points in eccentric position	[m] ₁₀₀₁	0.50
XREF	Reference to externally defined geometry	Lit4	-
TITL	Title of the Tendon Geometry (max. 32 characters with any text)	LIT32	-

Rys. 5.17. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja TGEO [151].

Proces dostosowania systemu sprężania, zaprojektowanego zgodnie z podanymi wcześniej wskazówkami, do konkretnego elementu żelbetowego, jakim jest ściana szczelinowa, wymaga precyzyjnego uwzględnienia specyfiki tego elementu. Kluczowym etapem tego dostosowania jest opracowanie geometrii przebiegu kabla sprężającego, czyli dokładne określenie jego trajektorii wewnątrz konstrukcji. Proces ten obejmuje również analizę w module obliczeniowym, który umożliwia uwzględnienie kolejnych faz realizacji projektowanej koncepcji oraz etapowe działanie obciążeń.

Wykorzystanie funkcji TOPP i TGEO w tym procesie pozwala na precyzyjne, nieliniowe definiowanie geometrii kabla sprężającego. Taka elastyczność w projektowaniu okazuje się szczególnie istotna w sytuacjach technologicznych wymagających zaawansowanego podejścia, na przykład w przypadku ścian szczelinowych o dużej grubości. W takich konstrukcjach, gdzie moment zginający wywołany naporem gruntu może osiągać znaczne wartości, optymalny, nieliniowy przebieg kabla sprężającego staje się kluczowym elementem przeciwdziałania tym obciążeniom.

Kształtowanie trajektorii kabla, uwzględniające lokalne wzrosty sił zginających, pozwala skutecznie rozłożyć naprężenia w strukturze ściany. Dzięki temu system sprężania jest w stanie nie tylko minimalizować skutki działania sił zewnętrznych, ale również poprawiać ogólną stabilność i trwałość konstrukcji. Dodatkowo, takie podejście daje możliwość adaptacji projektu do zmiennych warunków gruntowych, które mogą wpływać na intensywność naporu gruntu w poszczególnych strefach ściany.

W efekcie, właściwie zaprojektowany i zoptymalizowany system sprężania przyczynia się do zwiększenia efektywności konstrukcji, pozwalając na spełnienie zarówno wymagań wytrzymałościowych, jak i technologicznych, co jest kluczowe w przypadku wymagających projektów inżynierskich.

```
!#!Chapter External Load Definition
#define v1 = 5           $ [mm] poślizg_1
#define v2 = 10          $ [mm] poślizg_2
#define s1 = 0.7         $ stopień wykorzystania cięgna 7
#define str = 0.85       $ współczynnik globalny strat reologicznych
#define t = 0.25         $ tarcie
#define b = 0.343775     $ [deg/m] niezamierzony kat falowania
#define mns = 100        $ numer materiału cięgna + 1000
#define exz = 0.01       $ [0.m] przesunięcie osi splotów w osłonce / liczba zmiennoprzecinkowa
#define sr = 50          $ średnica zewnętrzna osłonki
#define litz = 12        $ liczba splotów
#define A = 150          $ [mm2] pole przekroju jednego splotu
#define zv = 0.7*1.860*150*7 $ [kN] siła sprężająca działająca na cały kabel
#define az = 12*150      $ [mm2] pole powierzchni przekroju całego kabla
```

```

-PROG TALPA urs:6
HEAD CSG
$ global control options (defined prior to 1st CS)
CSYS PROB NONL
CCRL ITER 30 0.005
CCRL WARN 7
ECHO CSPL NO

```

```

!!Label In-situ step
!
!       - soil bulk body under gravity loading with prescribed lateral stress ratio K
!       (K-procedure)
!
!       - interface elements activated linear (since retaining wall is not active, yet)
CS NO 1  TITL 'In-situ'
  CGRP   NO 1,11,12,13 ACT SITU K 0.5      $ lateral earth pressure coefficient
  CGRP   NO 21,31,32,33 ACT IN  ACT2 LINE $ interface elements

!!Label Installation of wall
!
!       - retaining wall activated ('wished in place')
!
!       - interface elements switched to nonlinear
CS NO 2  TITL 'Installation wall'
  CGRP   NO 21,31,32,33 ACT MODI ACT2 FULL $ interface elements now nonlinear
  CGRP   NO 20          ACT IN              $ activation of corresponding groups

!!Sprężenie ściany
CS no 3 titl 'Sprężenie ściany'
  $CGRP act in ptyp ffin $konieczny jest numer grupy
  CGRP   NO 21,31,32,33 ACT MODI ACT2 FULL $ interface elements now nonlinear
  CGRP   NO 20          ACT IN              $ activation of corresponding groups
  CLOA no 10004

$  CLOA no 10004 opt temp $act

$CS NO 6  TITL 'Anchor + prestressing'
$  CGRP   NO 50    ACT IN  PTYP FFIN      $ installation of anchor
$  CGRP   NO 51    ACT IN
$  $ installation of grouting body
$  CLOA   NO 10003  OPT TEMP

```

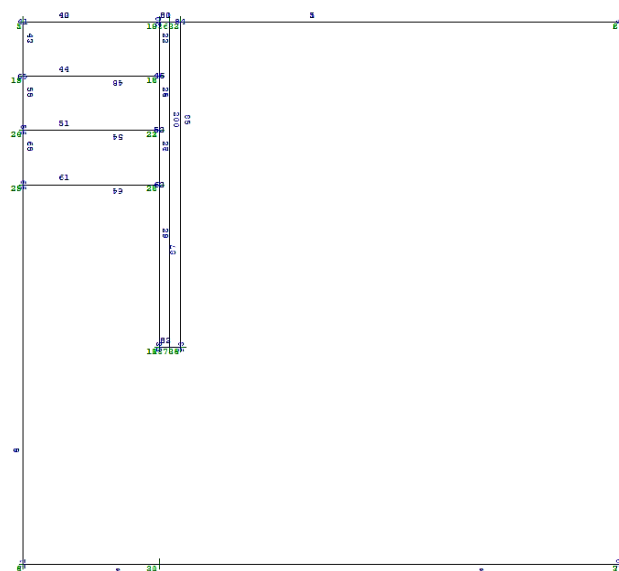
Rys. 5.18. Część główna algorytm sprężającego w oprogramowaniu Sofistik – propozycja autorska.

5.4.3. ANALIZA W UKŁADZIE 3D (PSO) – WALIDACJA MODELI OŚRODKA GRUNTOWEGO

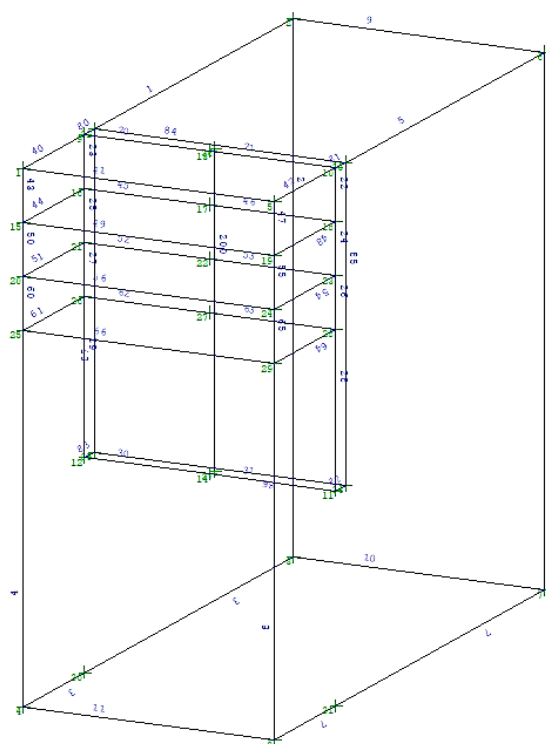
Jak opisano we wcześniejszych częściach pracy, budowę modelu rozpoczyna się od zdefiniowania materiałów w module AQUA. Założenia do tej części znajdują się na początku rozdziału.

Po zakończeniu etapu definiowania materiałów przystąpiono do tworzenia geometrii modelu 3D. Proces rozpoczęto od wyznaczenia kluczowych punktów konstrukcyjnych, które stanowią bazowe węzły dla dalszego modelowania. Następnie z tych punktów poprowadzono linie strukturalne, będące podstawą tworzenia geometrii liniowej. Kolejnym krokiem było uformowanie powierzchni, które łączą zdefiniowane wcześniej linie, co umożliwiło utworzenie kompletnego szkieletu geometrycznego modelu.

W początkowej fazie pracy priorytetem było wierne odwzorowanie warunków gruntowych oraz konstrukcji żelbetowej w postaci ściany szczelinowej. Po zakończeniu tego etapu planuje się wprowadzenie modułu odpowiadającego za symulację sprężenia.



Rys. 5.19. Sofistik_graphic_prezentacja wprowadzonych punktów i linii strukturalnych tworzących model geometryczny – widok 2D [opr. wł.]

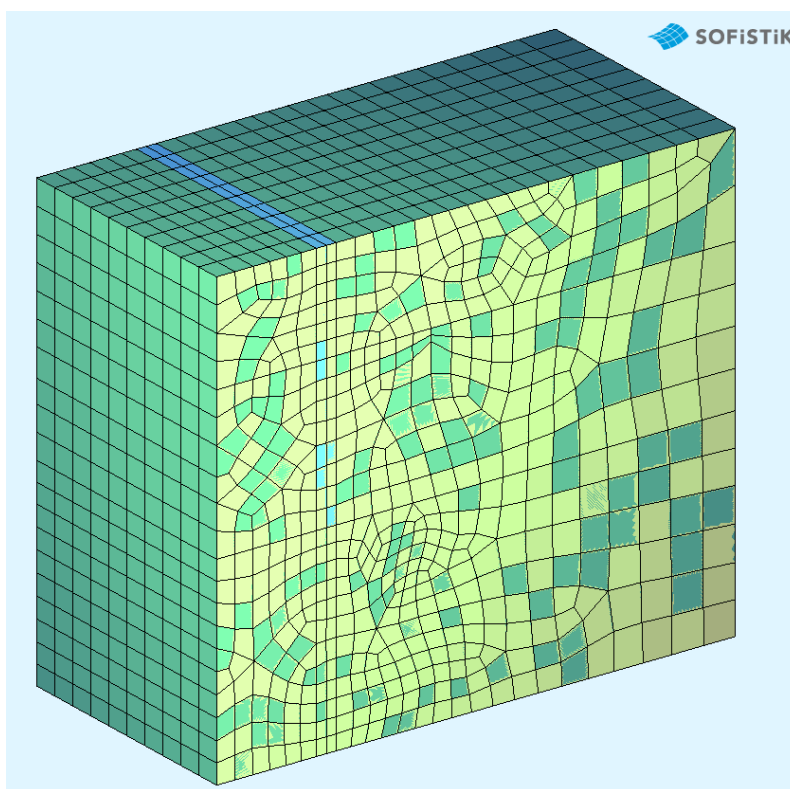


Rys. 5.20. Sofistik_graphic_prezentacja wprowadzonych punktów i linii strukturalnych tworzących model geometryczny – widok 3D [opr. wł.]

Następnym etapem procesu jest generowanie elementów bryłowych modelu. To zadanie stanowi jedno z większych wyzwań podczas tworzenia geometrii, ponieważ kluczowym krokiem jest odpowiednie „posiatkowanie” struktury. Ze względu na specyfikę analizy, konieczne jest zastosowanie różnych typów elementów skończonych dla gruntu i ściany szczelinowej.

Siatka elementów skończonych musi być zaprojektowana tak, aby gęstsze rozmieszczenie występowało w obszarach, gdzie dochodzi do koncentracji naprężeń. Jednak nadmierna liczba elementów może negatywnie wpłynąć na efektywność obliczeń, szczególnie gdy analiza uwzględnia współpracę między gruntem a konstrukcją żelbetową (interfejs). Taki typ symulacji znacząco wydłuża czas obliczeń numerycznych.

Właściwe zrównoważenie liczby i wielkości elementów skończonych jest zatem kluczowe. Nadmiar elementów nie zawsze przekłada się na lepszą jakość wyników, a może jedynie zwiększyć czasochłonność obliczeń. Szczegóły dotyczące kontroli interakcji między gruntem a ścianą szczelinową zostały opisane w kolejnych częściach opracowania. Rozsądne podejście do projektowania siatki elementów skończonych jest niezbędne dla osiągnięcia optymalnych rezultatów analizy numerycznej.



Rys. 5.21. Sofistik_visualization_proces tworzenia modelu geometrycznego z wyznaczonymi elementami skończonymi jako elementy bryłowe [opr. wł.]

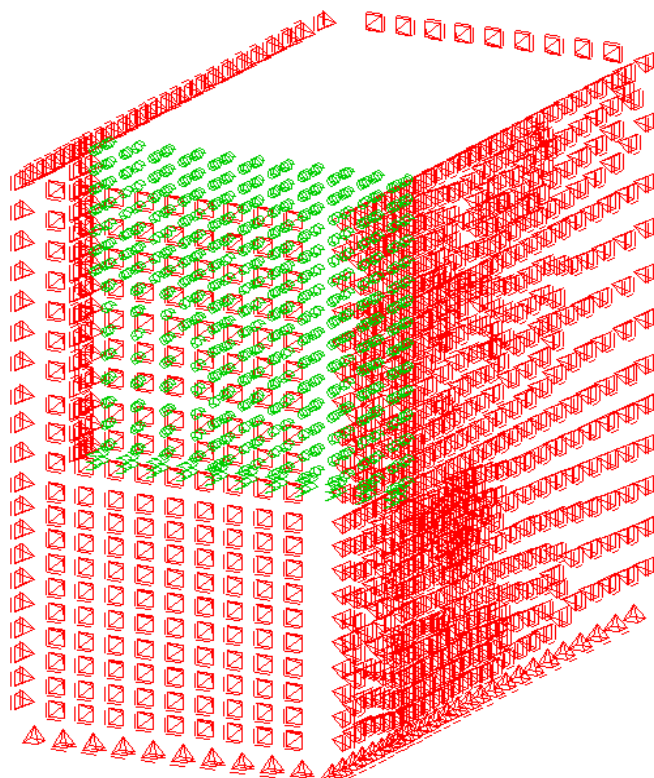
Na początkowym etapie modelowania stworzono prostą reprezentację, uwzględniającą tylko jednorodną warstwę gruntu. W późniejszych częściach pracy przedstawiono bardziej skomplikowane warunki gruntowo-wodne, uwzględniające ich zróżnicowaną strukturę. Kolejnym etapem w budowie modelu geometrycznego było dodanie odpowiednich podpór. Aby rozwiązać równania metodą elementów skończonych (MES), konieczne było określenie precyzyjnych warunków brzegowych. Każdy węzeł modelu musiał mieć przypisane odpowiednie stopnie swobody, które określają możliwe przemieszczenia i obroty. Szczególną uwagę należy zwrócić na węzły znajdujące się na zewnętrznych krawędziach modelu, dla których definiowanie warunków brzegowych jest stosunkowo proste, ponieważ oprogramowanie SOFiSTiK dostarcza gotowe komendy, umożliwiające dokładne określenie sposobu podparcia tych węzłów. Dla przykładu poniższej podano zastosowanie komendy SAR:

```
sar 1 fix py grp 1 t 0
```

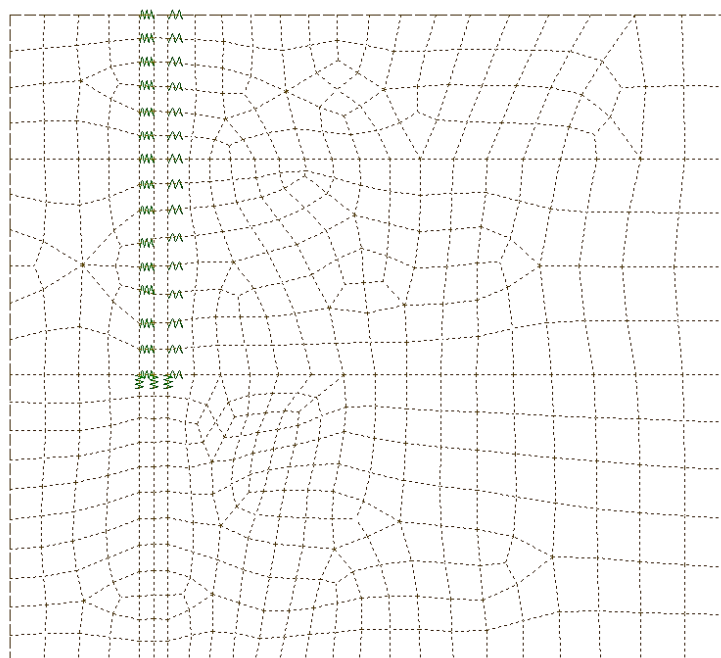
Komenda ta blokuje możliwość przemieszczenia powierzchni w kierunku osi y, pozostawiając swobodę ruchu w kierunkach x i z oraz umożliwiając obrót.

Zagadnienie współpracy między gruntem a konstrukcją jest skomplikowane i wymaga szczególnej uwagi. W nowoczesnych programach geotechnicznych tego typu analizy wspierane są automatycznymi funkcjami, które umożliwiają łatwe określenie obszaru kontaktu między materiałami. Jednak w przypadku oprogramowania SOFiSTiK, użytkownik musi ręcznie wprowadzić zasady współdziałania tych dwóch materiałów, ponieważ różnią się one swoimi właściwościami, co wpływa na odmiennosć ich macierzy konstytutywnych. Jeśli interfejs nie zostanie zdefiniowany, wyniki analizy mogą być błędne, a przemieszczenia w takich warunkach będą niewłaściwe.

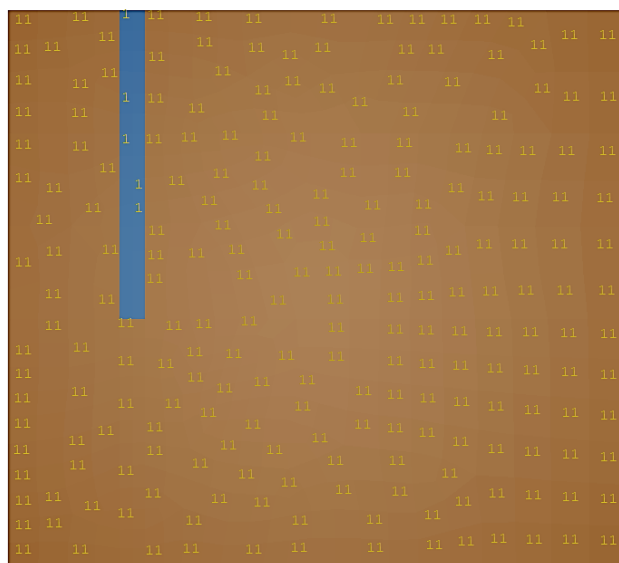
W kontekście analiz geotechnicznych proces ten jest nazywany „definiowaniem interfejsu”. Dodanie interfejsu do modelu pozwala na precyzyjne określenie wzajemnego oddziaływania gruntu i konstrukcji. W systemie SOFiSTiK interfejs traktowany jest jako część materiału, a jego parametry, związane z siłą normalną (c) i siłą styczną (ct), wprowadza się podczas definiowania właściwości gruntów w module AQUA. Te wartości są kluczowe, ponieważ określają sposób, w jaki grunt i konstrukcja współpracują ze sobą.



Rys. 5.22. Sofistik_graphic_podparcie modelu, w tym definicja interface określające współpracę gruntu z konstrukcją_widok 3D [opr. wł.]



Rys. 5.23. Sofistik_graphic_szczegółowy widok interface w modelu na styk konstrukcja – grunt [opr. wł.]



Rys. 5.24. Sofistik_graphic_zdefiniowane materiały w modelu geometrycznym: grunt (11) i konstrukcja (1) [opr. wł.]

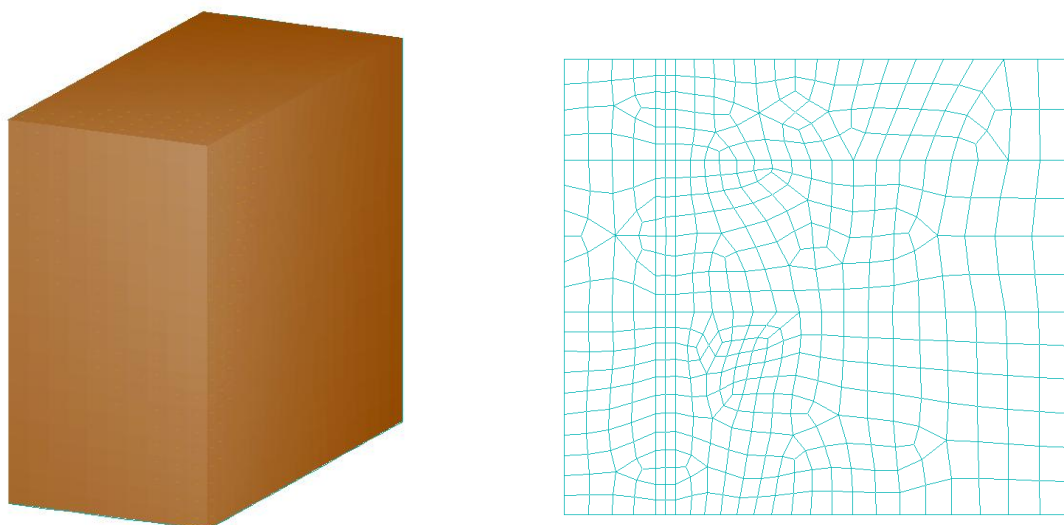
Niezwykle istotnym elementem całego procesu jest weryfikacja poprawności wprowadzonych danych oraz wyników uzyskanych w trakcie obliczeń. W tym celu przeprowadzono porównanie wyników modelowania z rezultatami generowanymi przez specjalistyczne oprogramowanie geotechniczne Plaxis. Szczegóły dotyczące walidacji modelu oraz analizy funkcjonowania konstrukcji w otoczeniu gruntowym zostały przedstawione w kolejnych częściach tego rozdziału.

Koncepcję PDW można dostosować do różnych scenariuszy obliczeniowych i projektowych, przy czym w tej fazie badań autor koncentruje się na jednym z prostszych przypadków – ścianie szczelinowej działającej jako wspornik w fazie tymczasowej, co wynika z jej technologicznych korzyści. W praktyce głębokość podparcia przy realizacji głębokich wykopów z wykorzystaniem ścian szczelinowych zależy od właściwości gruntu oraz grubości samej ściany. Dla ściany o grubości 80 cm typowa głębokość podparcia wynosi około 3 m, chociaż wartości mogą sięgać od 2 m do 3,7 m. Wykonanie głębszych wykopów wymaga zastosowania dodatkowych systemów podparcia, takich jak rozpory lub kotwy gruntowe. Dwa najczęściej wykorzystywane systemy rozparcia bazują na stropach rozporowych, które muszą przenosić znaczną siłę poziomą wywołaną przez parcie gruntu na ścianę. To z kolei prowadzi do konieczności zwiększenia zbrojenia stropów, co podnosi koszty budowy. W fazie docelowej obciążenia te są znacznie mniejsze, przez co dodatkowe zbrojenie staje się zbędne. Zastosowanie sprzężenia w ścianie szczelinowej mogłoby znacznie zredukować siły poziome działające na stropy, co prowadziłoby do obniżenia kosztów budowy. Podobne oszczędności

można uzyskać w przypadku zastosowania kotwienia lub rozpór. Oprócz kosztów materiałowych i robocizny, występują również trudności technologiczne, takie jak ograniczenie przestrzeni na placu budowy. Rozpory, zwłaszcza o dużych rozmiarach (np. długość 27 m i średnica 800 mm), zajmują dużo miejsca, co utrudnia składowanie materiałów i manewrowanie maszynami budowlanymi, w tym dźwigami. Operatorzy muszą zachować dużą ostrożność, aby nie zaburzyć równowagi rozpór, co wydłuża proces ich montażu i demontażu. W kosztorysach często nie uwzględnia się oszczędności związanych z brakiem konieczności instalacji i demontażu rozpór, traktując te koszty jako stałe (materiał, robocizna, sprzęt). Możliwość wykonania głębokiego wykopu, obejmującego nawet dwa poziomy podziemne, bez konieczności stosowania dodatkowych rozpór, jest istotną oszczędnością, szczególnie w przypadku dużych, skomplikowanych projektów. W analogiczny sposób w przypadku kotwienia gruntowego, koszty projektowania, wykonania i eksploatacji kotew są wysokie. Ich zastosowanie wymaga skoordynowanego działania, ponieważ nie można jednocześnie wykonywać kotew i stropu w tej samej strefie roboczej. Dodatkowo, przy realizacji inwestycji w pobliżu innych działek, konieczne jest uzyskanie zgody właścicieli sąsiednich terenów na instalację kotew, co generuje dodatkowe koszty. W obszarach miejskich, gdzie opłaty za zajęcie terenu naliczane są za każdy metr kwadratowy i dzień, takie koszty mogą być znaczne. Ostatecznie, możliwość realizacji głębokiego wykopu bez konieczności używania dodatkowych rozpór lub kotew gruntowych znacząco redukuje koszty projektu i upraszcza cały proces realizacji inwestycji.

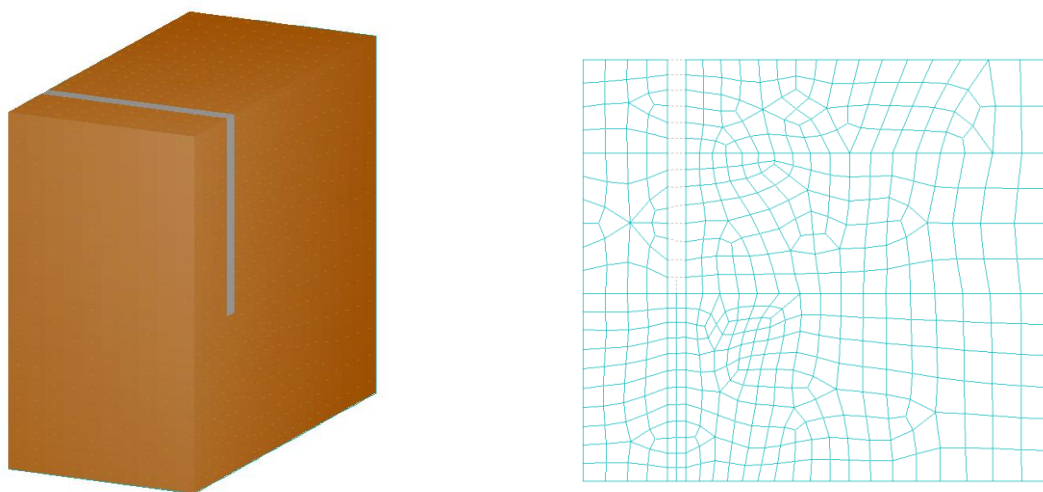
Poniżej przedstawiono 4 fazy, które jako obrazują analizowane tutaj proste zadanie ściany szczelinowej pracującej jak tzw. w środowisku geotechnicznym „wspornik” w celu wykonania poprawnego „ustawienia” pracy ośrodka gruntowego w oprogramowaniu Sofistik.

- Faza „0” – „In – situ”



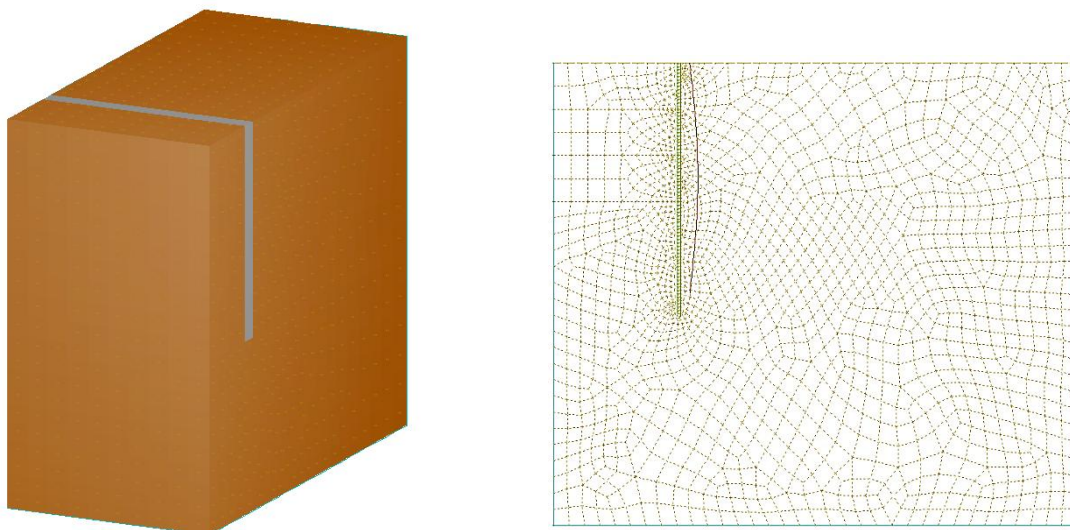
Rys. 5.25. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla 0 fazy – „in situ”.
Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]

- Faza „I” – Instalacja ściany szczelinowej



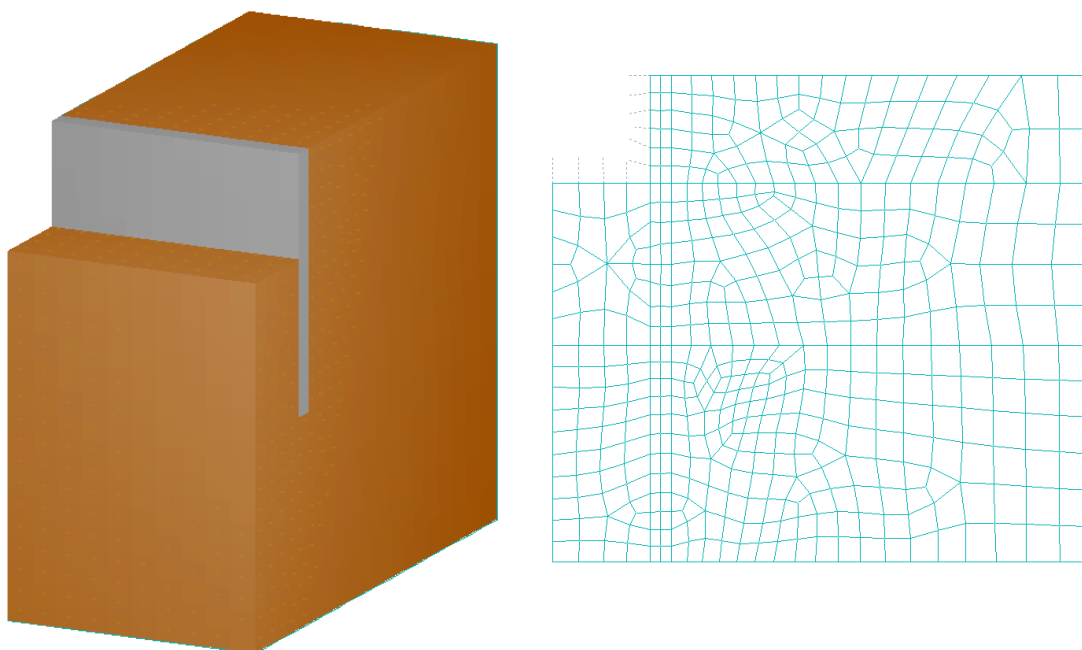
Rys. 5.26. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla I fazy – instalacja ściany szczelinowej. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]

- Faza „II” – Sprężenie ściany szczelinowej



Rys. 5.27. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla II fazy – sprężenie ściany szczelinowej. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]

- Faza „III” – wykop 4,0 m



Rys. 5.28. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla III fazy – wykop na głębokość 4,0m. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]

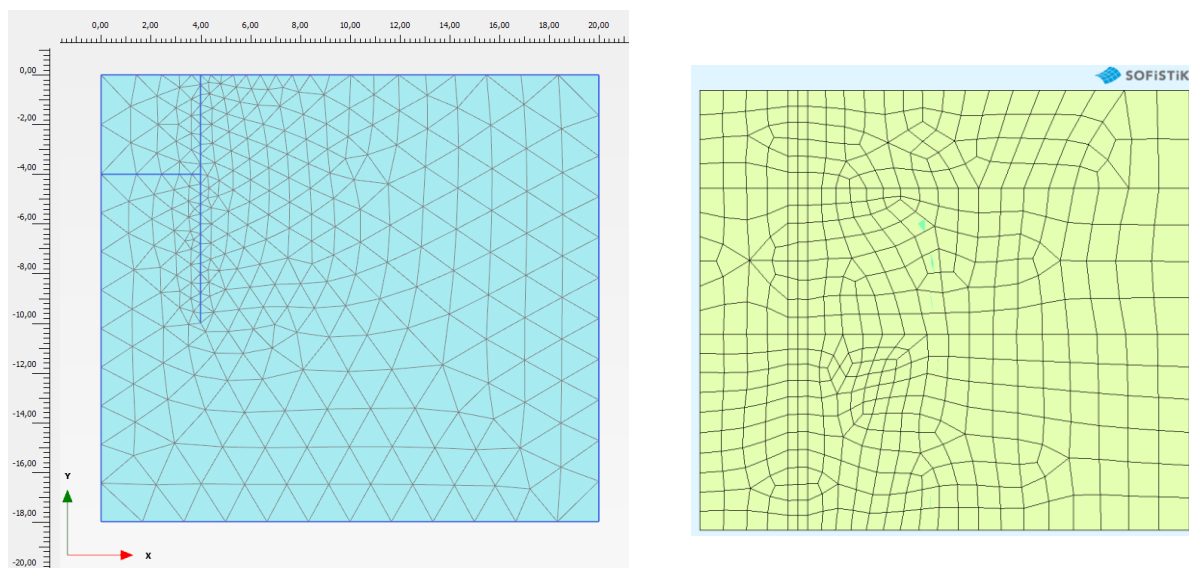
Aby zaadaptować nowe technologie lub podejścia obliczeniowe, które wcześniej nie były stosowane w jednym środowisku, konieczne jest „skalibrowanie” modelu oraz porównanie jego wyników z wynikami uzyskanymi za pomocą sprawdzonego i zaufanego oprogramowania. W praktyce inżynierskiej powszechnie stosuje się metodę weryfikacji wyników, zwłaszcza w przypadku nietypowych i trudnych do przewidzenia działań, poprzez porównanie ich z wynikami uzyskanymi innymi metodami obliczeniowymi. W ramach tej pracy dyplomowej, autor stworzył model porównawczy w dobrze znanym oprogramowaniu geotechnicznym – Plaxis, które jest dedykowane analizom interakcji konstrukcji z podłożem gruntowym i uchodzi za jedno z najbardziej zaawansowanych narzędzi na rynku.

Chociaż Sofistik posiada szerokie możliwości i może być wykorzystywane do analiz różnorodnych konstrukcji, takich jak mosty czy tunele, każdy plik wymaga odpowiedniego przygotowania do takiej analizy. W związku z tym, w oprogramowaniu Plaxis zbudowano analogiczny model, przy użyciu tych samych parametrów materiałowych, tego samego fazowania i warunków brzegowych, a następnie porównano wyniki uzyskane w Sofistik.

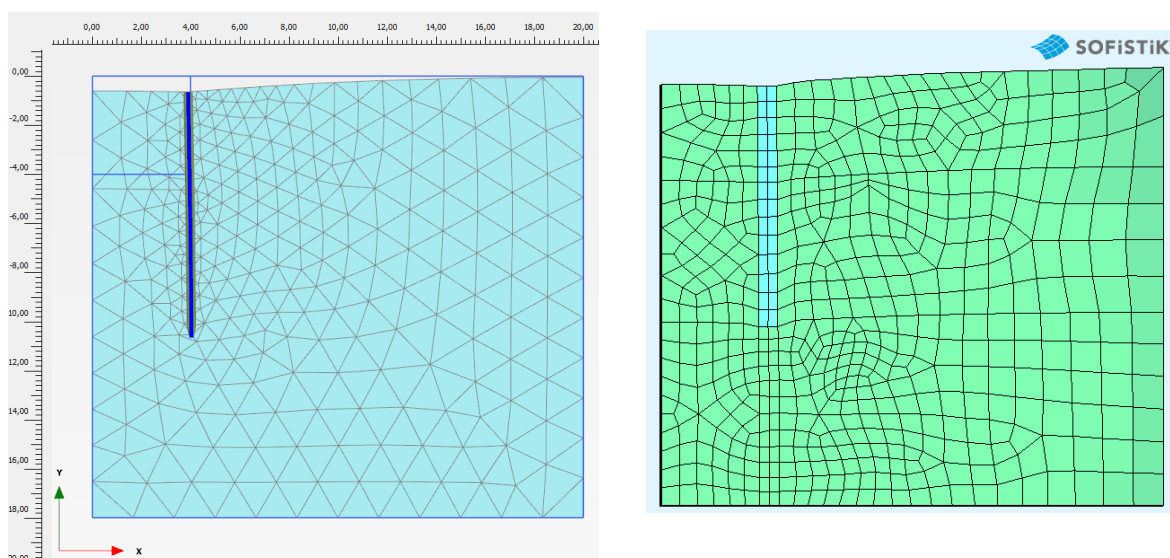
Przyjęte fazowanie na potrzeby walidacji modeli:

- Faza I – „in situ”
- Faza II – Instalacja ściany
- Faza III – wykop 4,0m

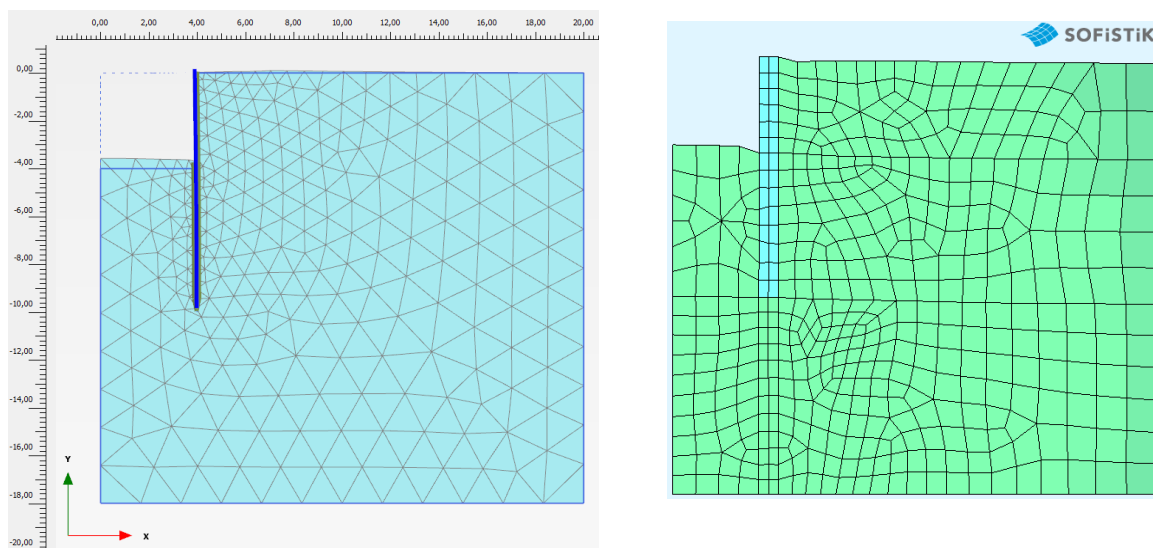
W celu ułatwienia weryfikacji poprawności przemieszczeń, głębokość wykopu została ograniczona do 4,0 m, co pozwalało na dokładniejsze porównanie wyników, szczególnie w sytuacji braku obciążeń zewnętrznych. Niemożliwe było na tym etapie przyjęcie większej głębokości wykopu, ponieważ analiza zostałaby przerwana z uwagi na *model collapse*, co oznacza, że bez dodatkowego rozparcia niemożliwe byłoby wykonanie głębszego wykopu. Dopiero po tej weryfikacji przystąpiono do zaadoptowania algorytmu sprężeniowego, który również został sprawdzony za pomocą analogicznych modeli w Sofistik, dostosowanym do takich analiz. Porównanie wyników rozpoczęto od analizy przemieszczeń w węzłach o tych samych współrzędnych, a poniżej przedstawiono wyniki walidacji i porównania tych samych modeli w obu środowiskach – Sofistik i Plaxis.



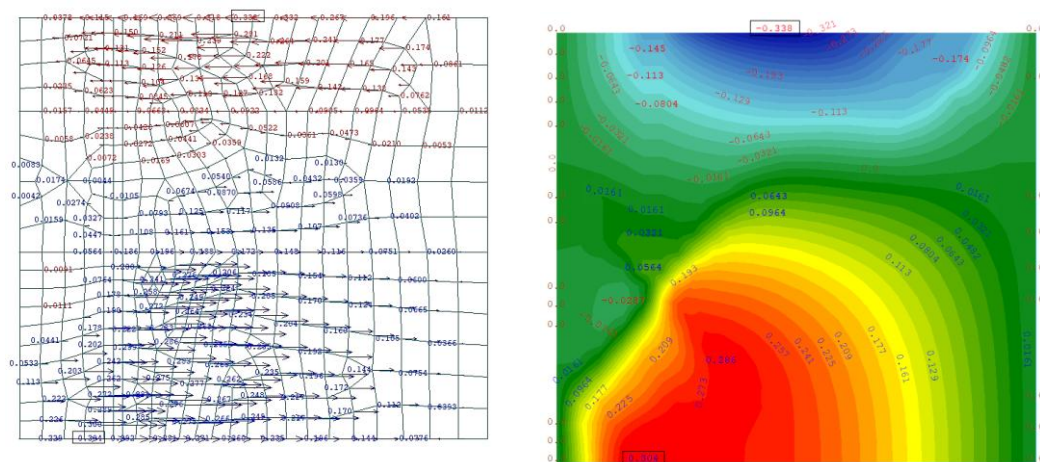
Rys. 5.29. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza I – „in situ” – deformacja [opr. wł.]



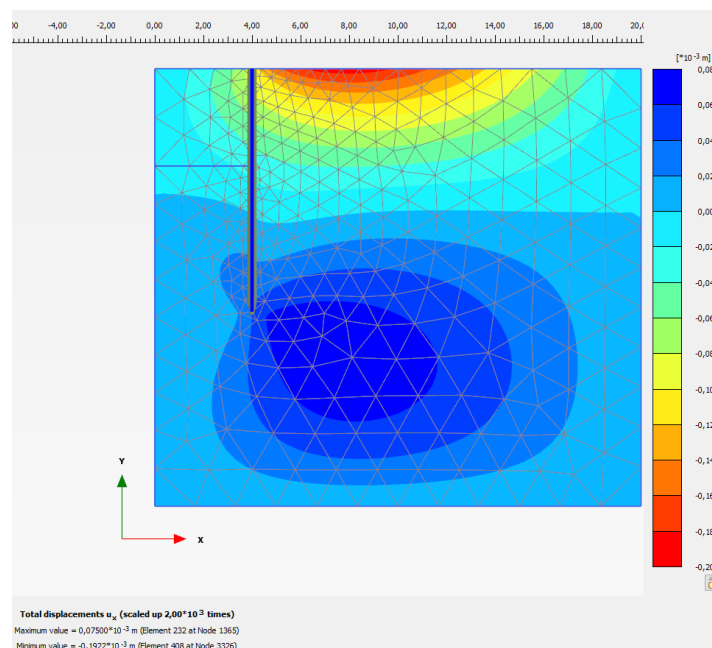
Rys. 5.30. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza II – Instalacja ściany – deformacja [opr. wł.]



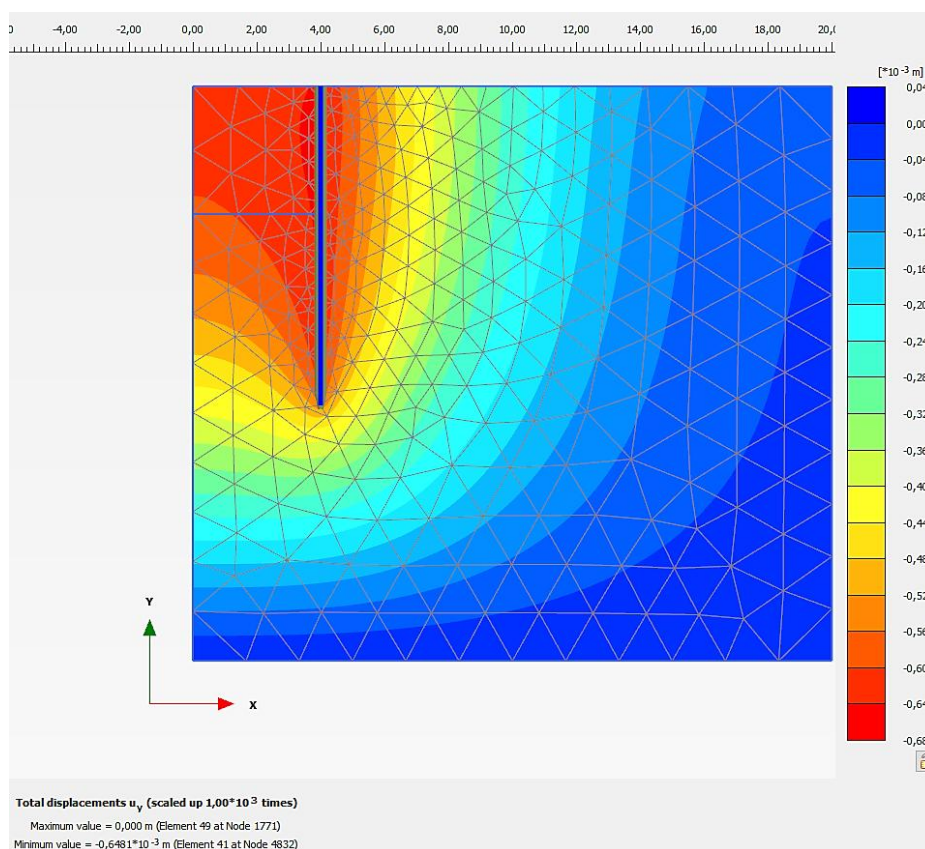
Rys. 5.31. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza III – wykop 4,0m – deformacja [opr. wł.]



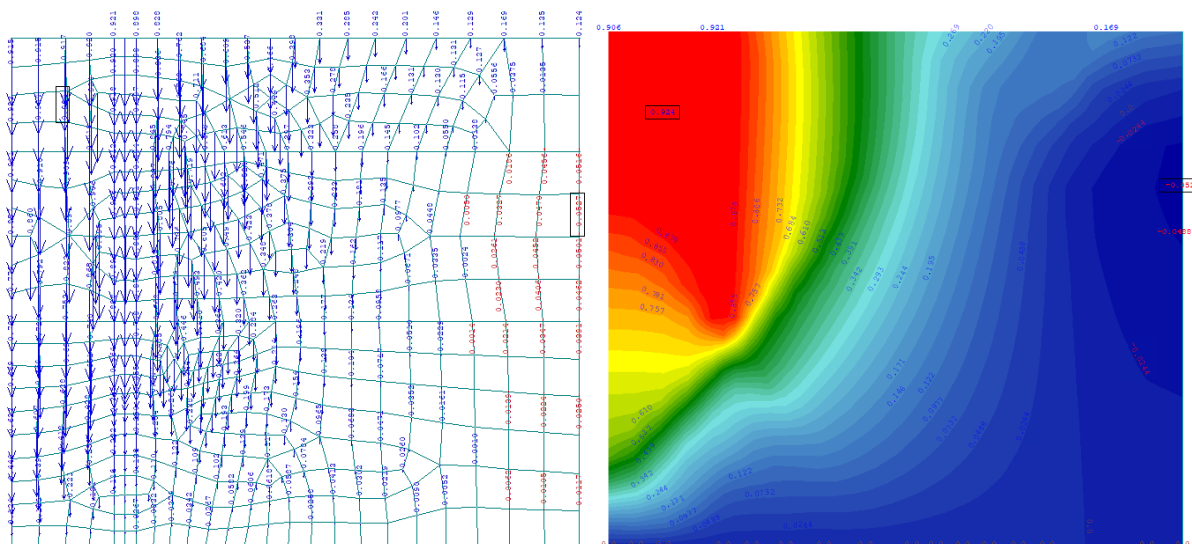
Rys. 5.32. Porównanie modeli – Sofistik –Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia poziome [opr. wł.]



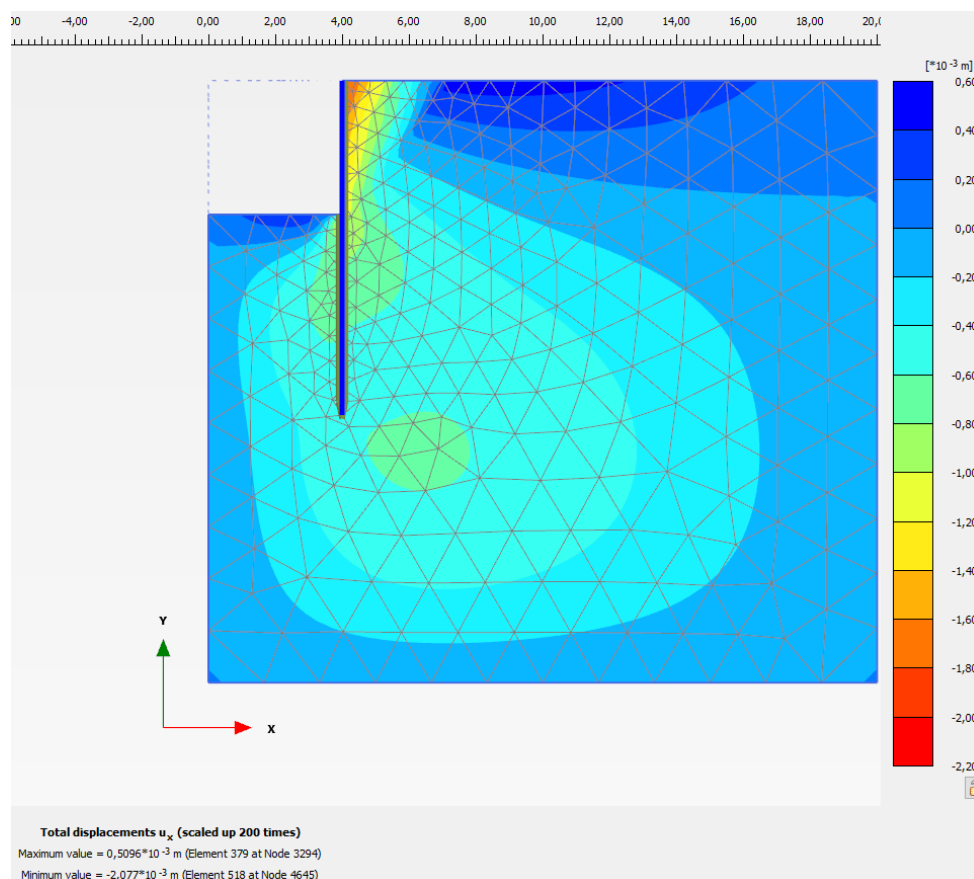
Rys. 5.33. Porównanie modeli – Plaxis –Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia poziome [opr. wł.]



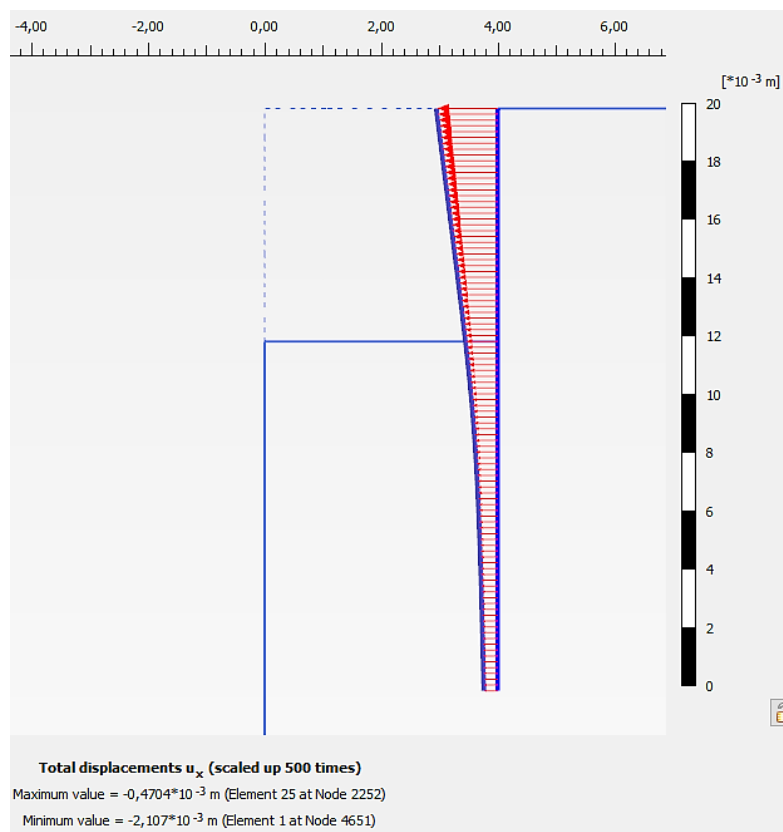
Rys. 5.34. Porównanie modeli – Plaxis – Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]



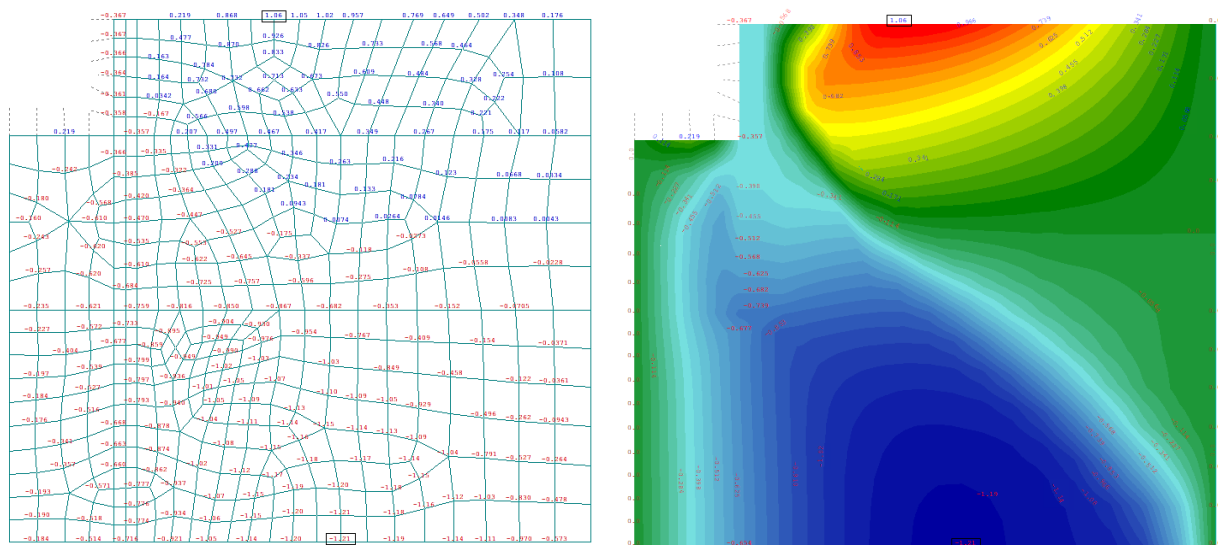
Rys. 5.35. Porównanie modeli – Sofistik – Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]



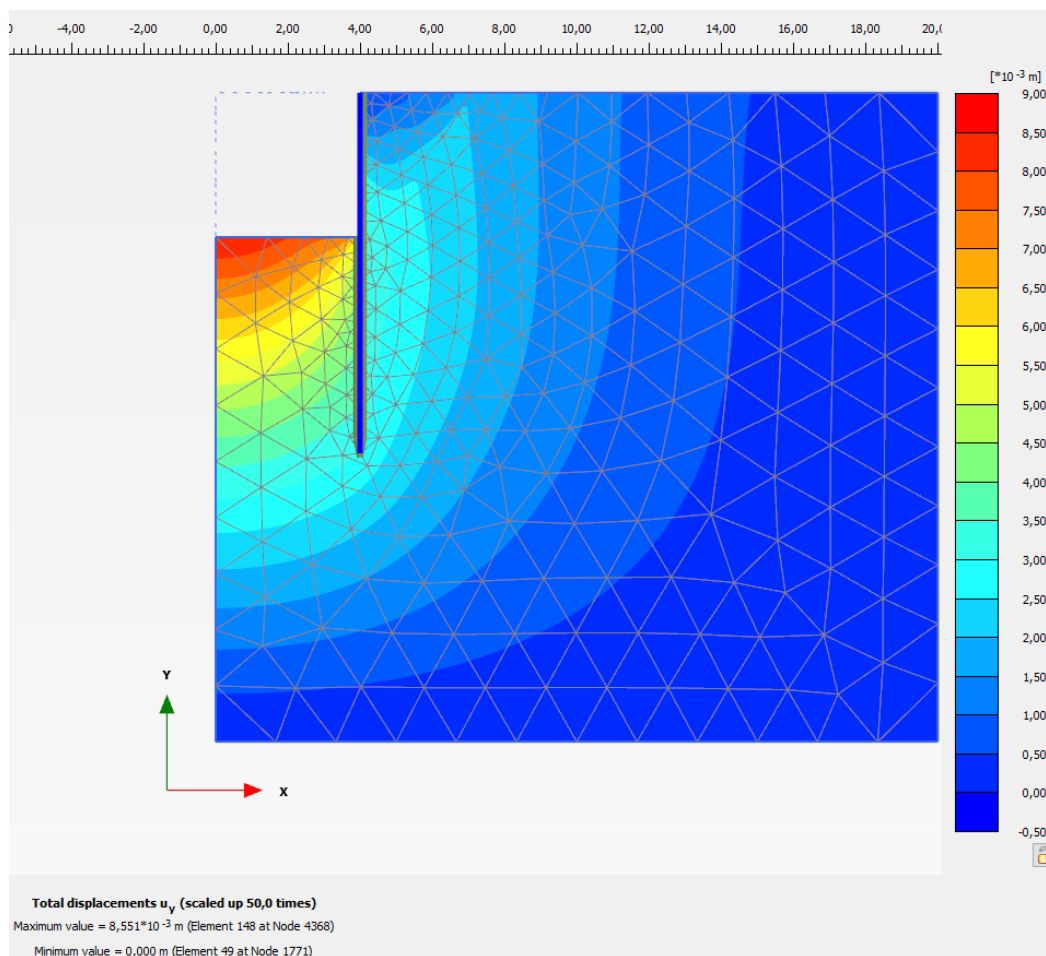
Rys. 5.36. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome [opr. wł.]



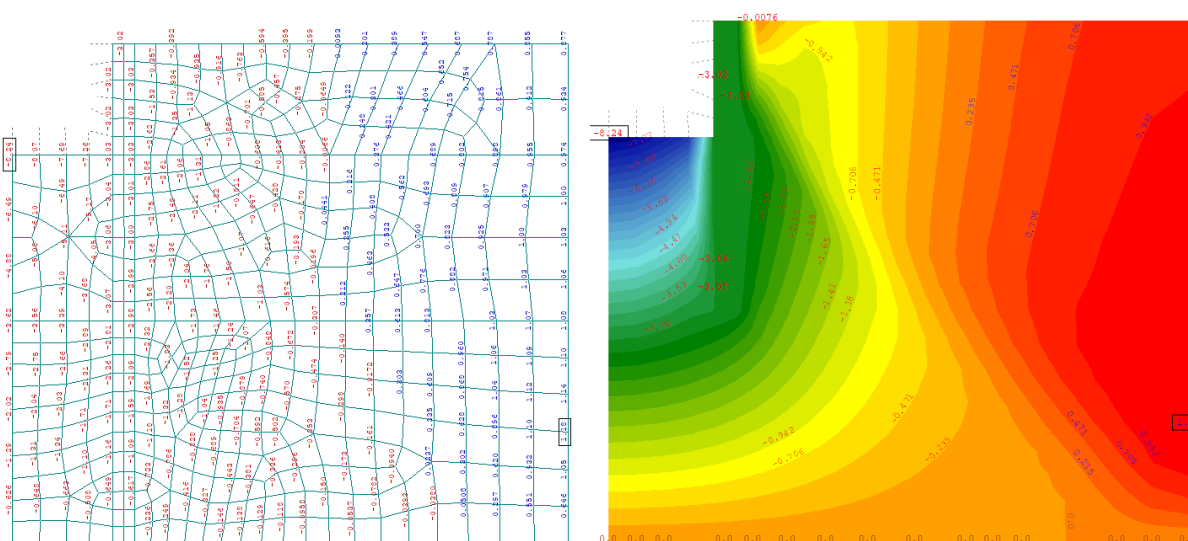
Rys. 5.37. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome w postaci wektorowej [opr. wł.]



Rys. 5.38. Porównanie modeli – Sofistik – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome [opr. wł.]

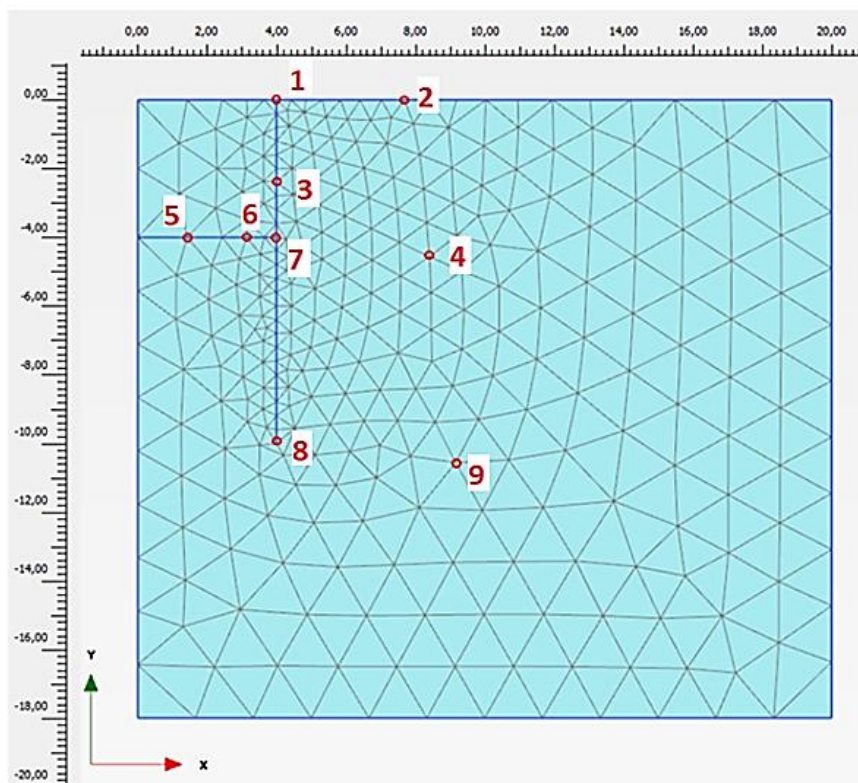


Rys. 5.39. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]



Rys. 5.40. Porównanie modeli – Sofistik – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]

Przedstawione powyżej wyniki w postaci graficznej obrazują jednakowy charakter pracy obu modeli, zatem wybrano kilka charakterystycznych punktów i porównano dokładne wyniki w określonych węzłach, korzystając z wyników wygenerowanych przez oba środowiska w postaci tabelarycznej. Przyjęto 9 punktów kontrolnych o jednakowych współrzędnych. Wynik tego porównania znajduje się poniżej.



Rys. 5.41. Porównanie modeli – Plaxis – oznaczenia wybranych węzłów do dokładnego porównania wyników [opr. wł.]

Tabela 5.1. Porównanie wyników przemieszczeń Plaxis – Sofistik dla II fazy – Instalacja ściany.

Faza II - instalacja ściany							
Nr węzła	Numer wg oznaczenia	Współrzędne		Plaxis		SOFISTIK	
		X [m]	Y [m]	u_x[mm]	u_y [m]	X [mm]	Y [mm]
4627	1	4,000	0,000	-0,101	-0,001	-0,169	-0,909
3311	2	7,522	0,000	-0,192	0,000	-0,211	0,408
4487	3	4,000	-2,600	-0,053	-0,001	-0,092	-0,908
2796	4	8,195	-4,462	0,030	0,000	0,073	0,475
4478	5	1,423	-4,000	-0,018	-0,001	-0,024	-0,924
4654	6	3,267	-4,000	-0,031	-0,001	-0,062	-0,922
4542	7	4,000	-4,000	-0,028	-0,001	-0,076	-0,906
2933	8	4,000	-10,000	-0,042	-0,001	-0,056	-0,882
746	9	9,286	-11,585	0,071	0,000	0,133	0,106

Tabela 5.2. Porównanie wyników przemieszczeń Plaxis – Sofistik dla III fazy – Wykop 4,0m.

Faza III - wykop 4,0m							
Nr węzła	Numer wg oznaczenia	Współrzędne		Plaxis		SOFISTIK	
		X [m]	Y [m]	u_x[mm]	u_y [m]	X [mm]	Y [mm]
4627	1	4,000	0,000	-1,920	0,001	-1,567	0,820
3311	2	7,522	0,000	-0,496	0,002	-0,668	1,641
4487	3	4,000	-2,600	-0,417	0,003	-0,364	3,030
2796	4	8,195	-4,462	-0,309	0,002	-0,438	1,682
4478	5	1,423	-4,000	0,231	0,008	0,159	8,070
4654	6	3,267	-4,000	0,196	0,008	0,219	7,260
4542	7	4,000	-4,000	-1,114	0,005	-1,358	4,030
2933	8	4,000	-10,000	-0,486	0,003	-0,658	3,020
746	9	9,286	-11,585	-0,555	0,001	-0,758	0,848

Walidacja wykazuje poprawność ogólnych założeń metody. Wyniki adaptacji znanych w inżynierii metod sprężania do ściany szczelinowej przedstawiono na rysunkach 5.41 – 5.43. Po walidacji modelu pod kątem ośrodka gruntowego i współpracy tego środowiska

z konstrukcją oraz sprawdzeniu działania algorytmu sprężania elementów żelbetowych możliwe jest połączenie tych zagadnień w jeden kompletny model.

5.4.4. WYNIKI I WNIOSKI Z ANALIZY MODELI 3D

Autor po przeprowadzeniu walidacji modeli ośrodka gruntowego uzyskał pewność, iż oprogramowanie Sofistik zostało dostosowane do przedmiotowej analizy. Pole uzyskania zgodności zachowania się gruntu w Sofistiku pozwoliło na wyłączenie z przestrzeni błędów wpływu współpracy ośrodka gruntowego ze ścianą szczelinową. Możliwe zatem stało się rozpatrywanie zagadnienia działania sprężenia – implementacji algorytmu sprężeniowego i analizy jego oddziaływania na model złożony z submodeli: ośrodka gruntowego oraz ściany szczelinowej (obiektu żelbetowego).

Podjęte działania badawcze uformowano pod kątem postawionej tezy głównej i tez pomocniczych w rozdziale 1.3. Autor wykaże, iż zastosowanie sprężenia w ścianach szczelinowych pozytywnie wpłynie na koszty realizacji przedsięwzięcia przy tym samym poziomie bezpieczeństwa. W drugiej tezie pomocniczej autor wymienia jako cel, przeanalizowanie sytuacji projektowej dla dwóch kondygnacji podziemnych, gdzie wykorzystanie sprężenia pozwoli na zrezygnowanie z jednego poziomu rozparcia. Przez dwie kondygnacje podziemne, autor przyjmuje głębokość wykopu równą 6,0m. Przy takim założeniu realizacja podziemia inwestycji z wykorzystaniem ścian szczelinowych nie obędzie się bez jednego poziomu rozparcia w typowej sytuacji obliczeniowej.

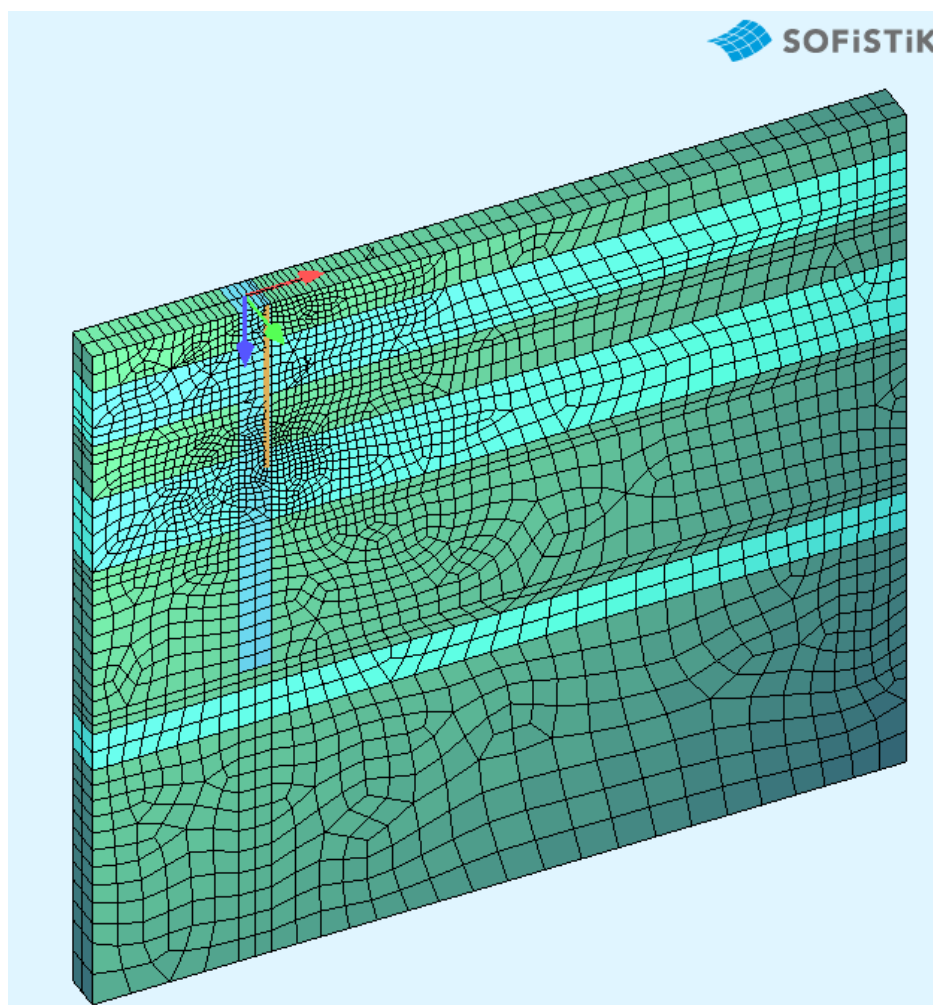
Rysunki 5.42 – 5.46. przedstawiają wynik aplikacji algorytmu sprężającego do trójprzestrzennego modelu odwzorującego sprężoną ścianę szczelinową. W trakcie analizy wykonano setki modeli i przyjęto dziesiątki podejść obliczeniowych w ramach „testowania” działania i funkcjonalności powstałego modelu. Autor niniejszej pracy wybrał najbardziej kluczowe przykłady, które obrazują ogólne i obiektywne wyniki rozpatrywanego tematu. Pominęto oczywiste założenia, które dotyczą technikaliów oprogramowania lub warsztatu stosowania MES, bowiem przedmiotem niniejszej dysertacji doktorskiej jest skupienie się na zagadnieniach PDW, nie na zgłębianie wiedzy na temat silników i interface danych programów MES. Samą treść kodu źródłowego autor uznaje obecnie jako *know-how*, ponieważ trwa postępowanie mające na celu objęcie ochroną patentową rozpatrywanego zagadnienia.

Oprócz założeń postawionych na początku rozdziału, przyjęto dodatkowe założenia uznane jako strategiczne dla zbadania postawionych tez:

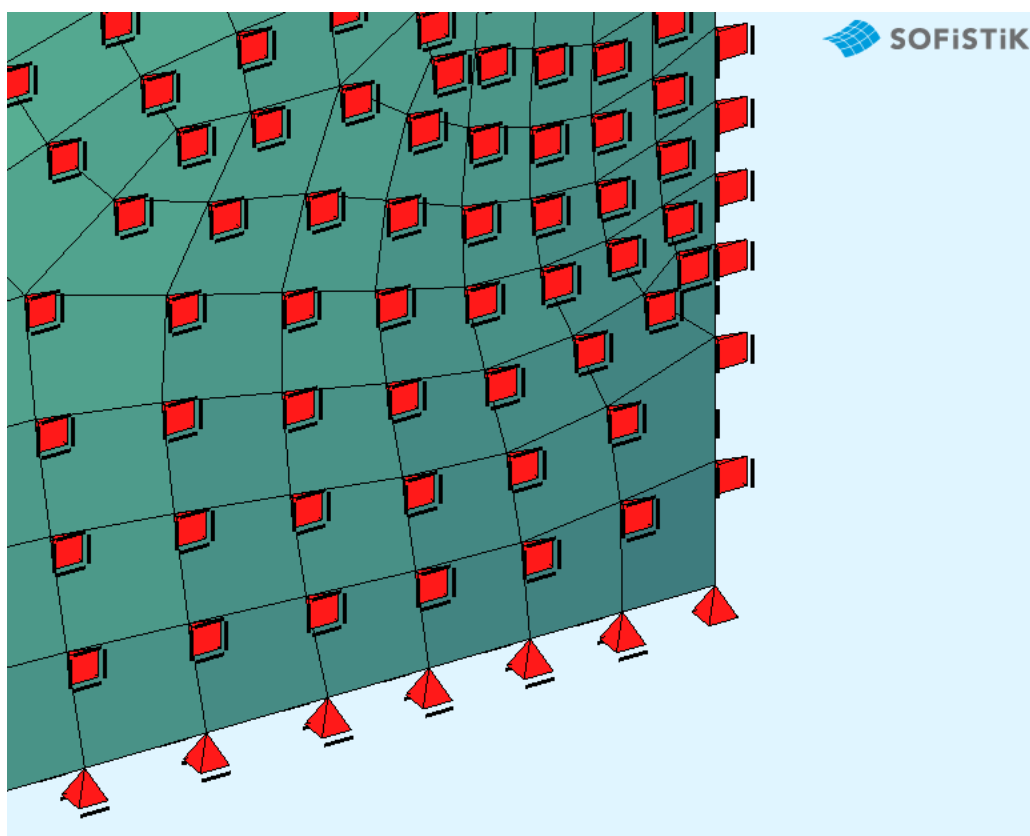
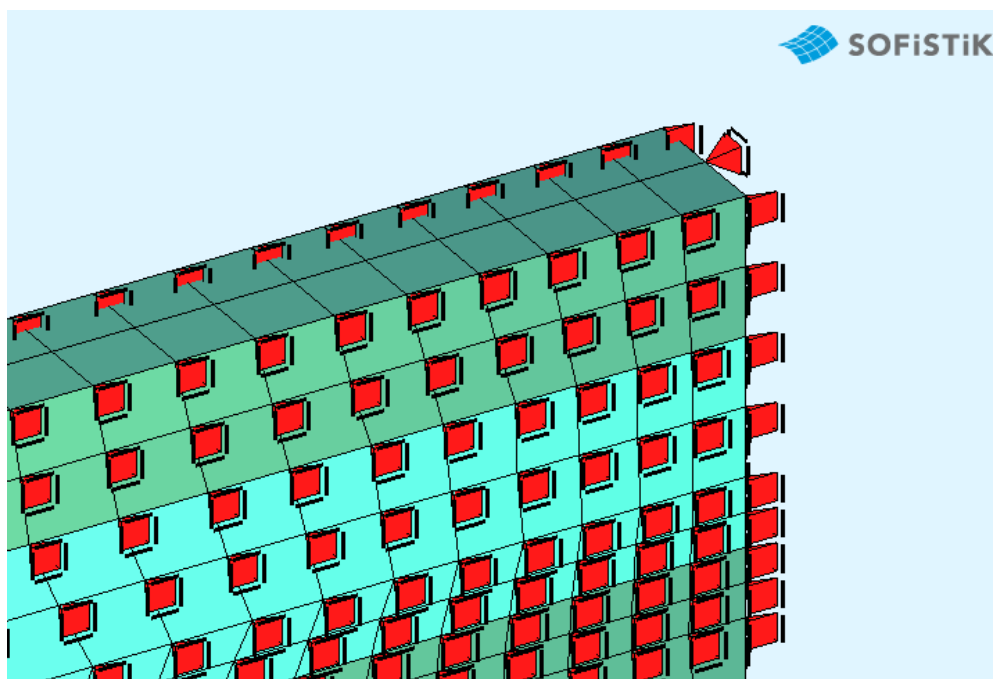
- element żelbetowy odwzorowano jako belka,

- ośrodek gruntowy został odwzorowany z wykorzystaniem elementów trójprzestrzennych BRIC.
- kable sprężające zamodelowano jako linie strukturalne z przyłożonym obciążeniem zastępczym od sprężenia (postać iteracyjna), które odwzorowują działanie sprężenia w danym przypadku obciążenia.
- utrzymano przyjęte pierwotnie fazowanie: in situ, montaż sprężenia, sprężenie i wykop.
- model uproszczono do PSO w szerokości 1,0 mb, który ma odwzorować 1,0 mb obudowy wykopu w postaci ściany szczelinowej.
- warunki brzegowe odpowiadają PSO oraz model zablokowano przemieszczenia po krawędziach granicznych (patrz. Rys. 5.43).

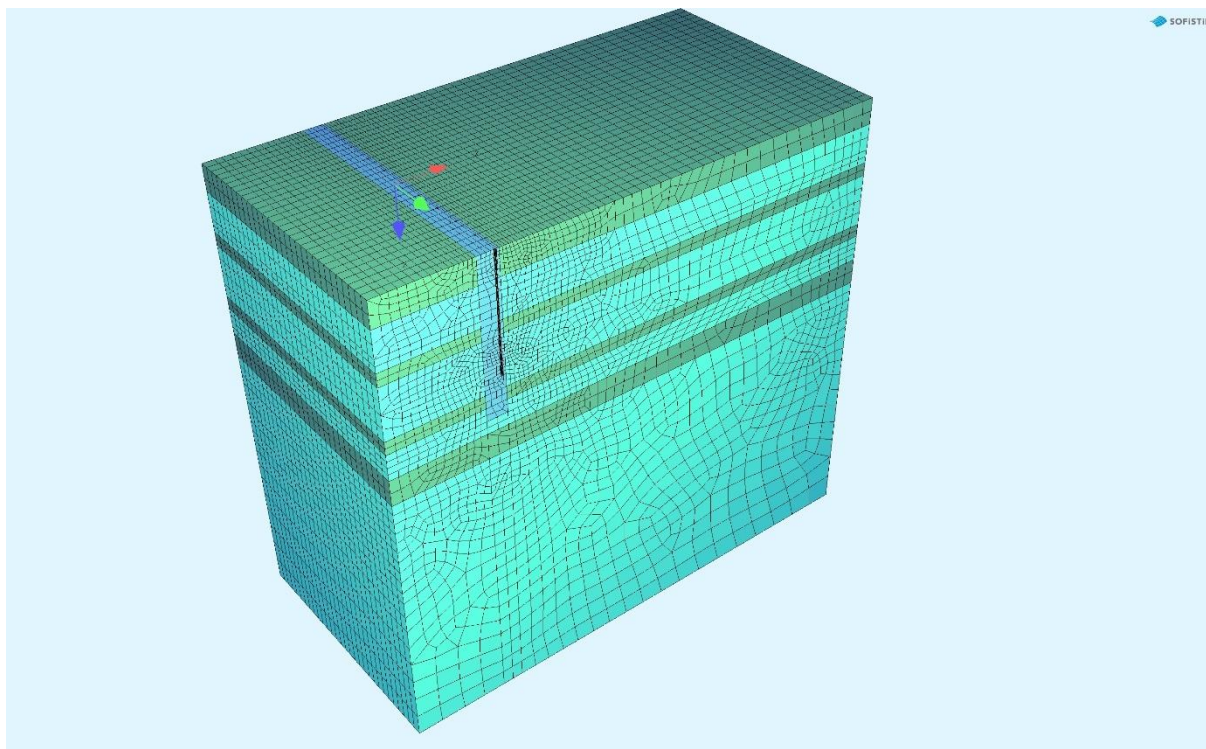
Utworzony model pozwolił przeanalizować założoną sytuację obliczeniową.



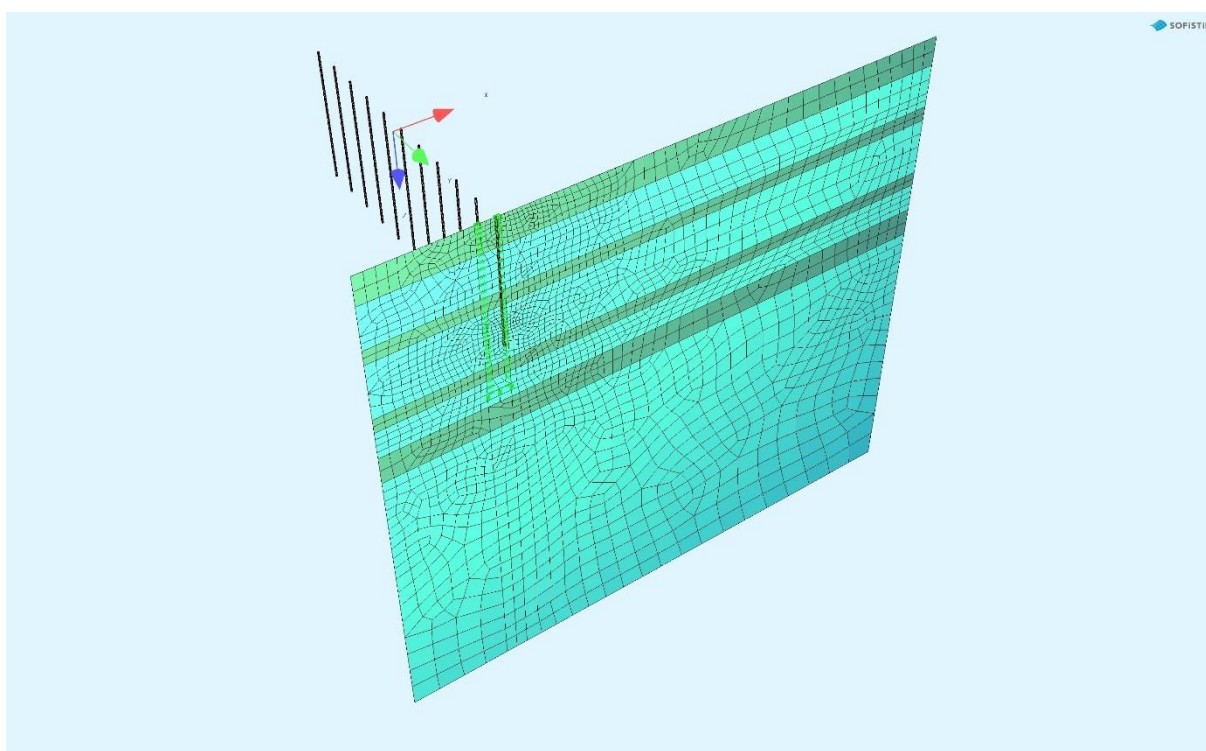
Rys. 5.42. Widok ogólny analizowanego modelu 3D odwzorowanego jako PSO w oprogramowaniu Sofistik uproszczony do szerokości 1,0 mb [opr. wł.].



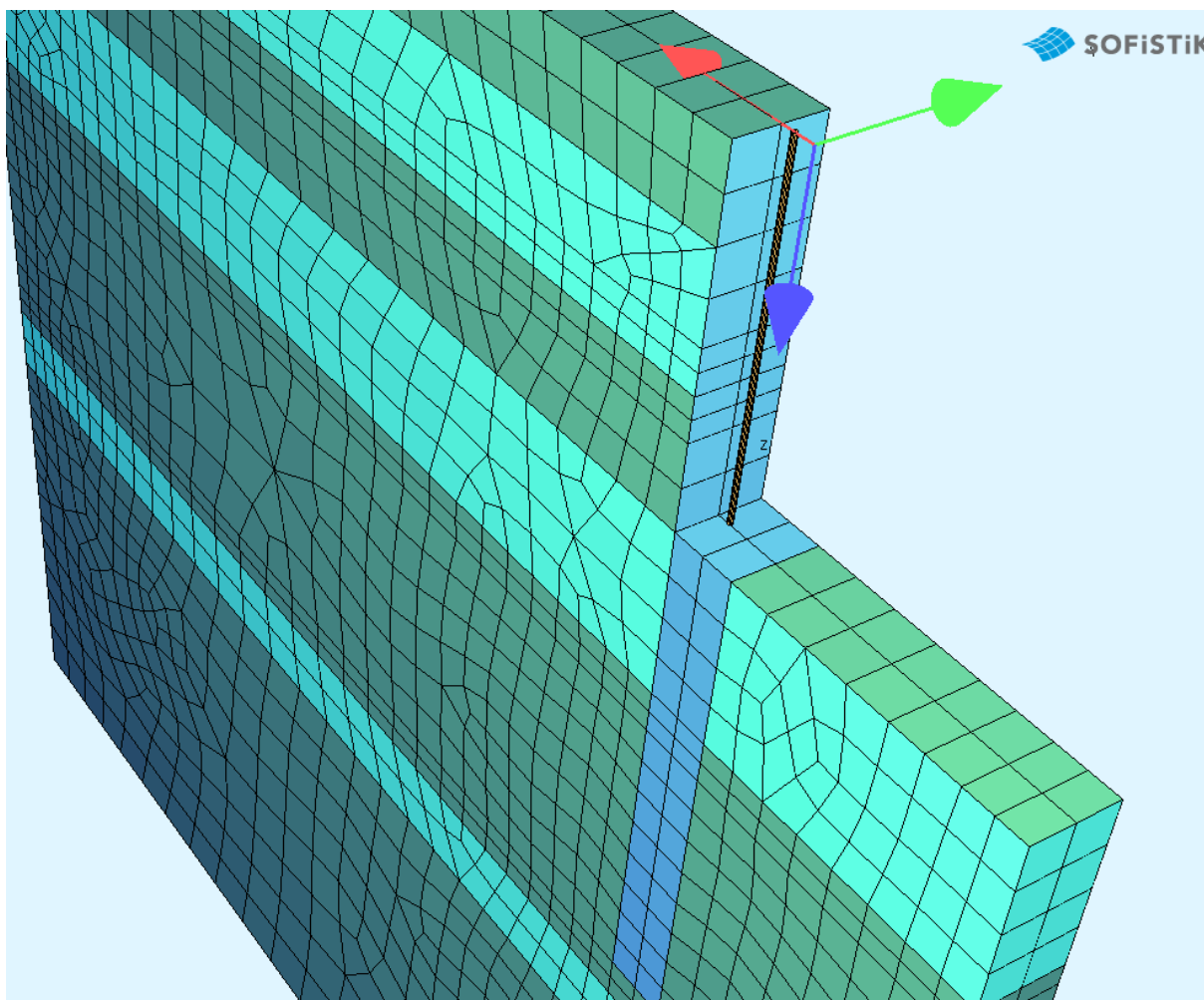
Rys. 5.43. Warunki brzegowe dla rozpatrywanych sytuacji obliczeniowych PDW w oprogramowaniu Sofistik [opr. wł.].



Rys. 5.44. Widok modelu odwzorowanego w PSO dla zwiększonej szerokości modelu – przedstawienie możliwości modelu [opr. wł.].



Rys. 5.45. Model 3D odwzorowany w PSO, przedstawiający jeden spójny model dla: ośrodka gruntowego, ściany szczelinowej i sprężenia. Widoczna jest możliwość zadawania cięgien sprężających w dowolnym rozstawie [opr. wł.].



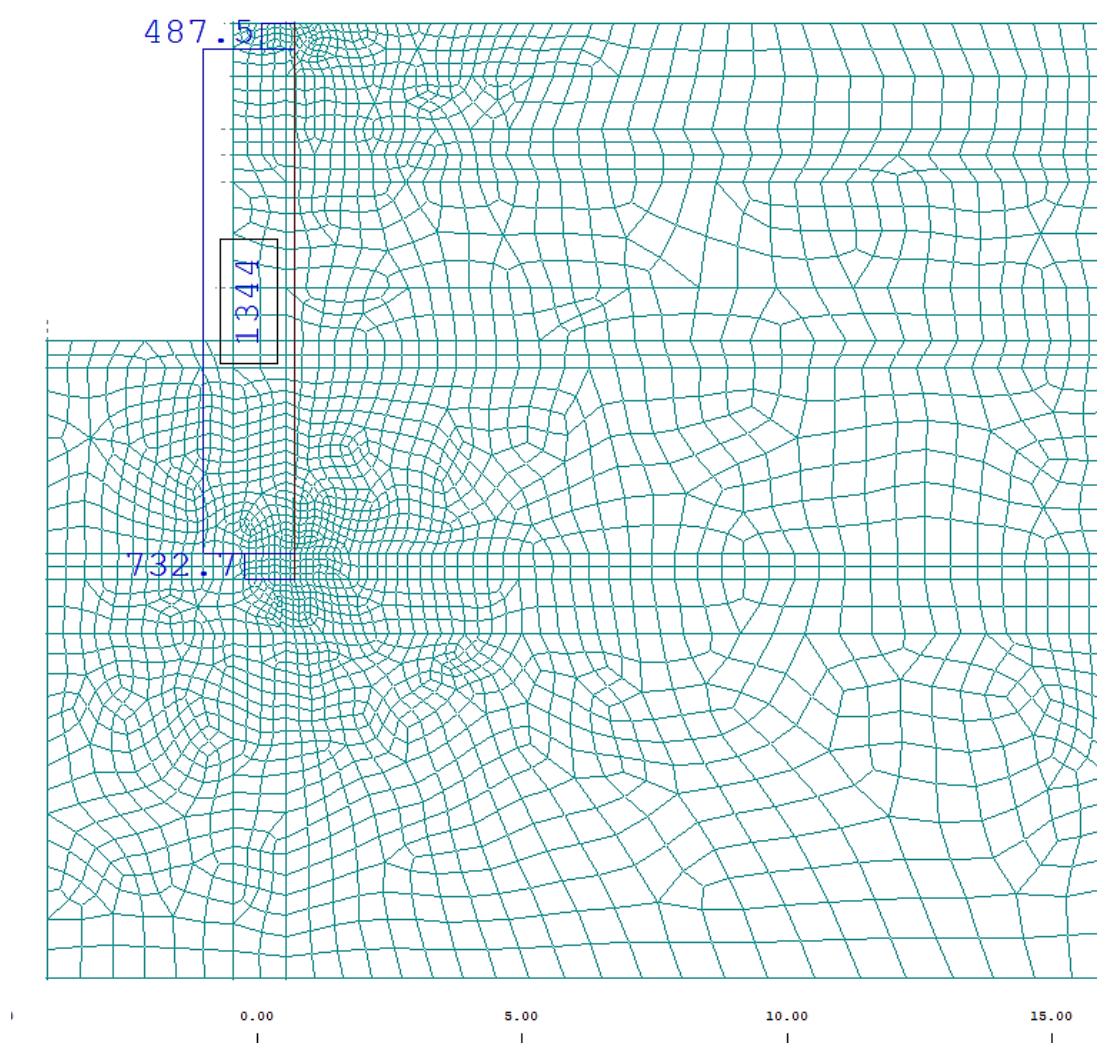
Rys. 5.46. Widok kabla sprężającego usytuowanego w przekroju ściany szczelinowej.
Przypadek obliczeniowy dla głębokości wykopu 6,0 m [opr. wł.].

Po wykonaniu walidacji modeli ośrodka gruntowego między Sofistik, a Plaxis w celu potwierdzenia, iż oprogramowanie Sofistik, w którym utworzono algorytm sprężeniowy działa prawidłowo, co do analizy zagadnień gruntowych, zaimplementowano opisany w pkt. 5.3. moduł sprężający. Dzięki temu możliwe było przeanalizowanie prostego przypadku sprężonego elementu żelbetowego obciążonego parciem gruntu w jednym spójnym środowisku PSO dla modelu trójwymiarowego. W obliczeniach rozpatrywano jedynie straty doraźne, ponieważ rozwiązanie PDW jest dedykowane sytuacji tymczasowej głębienia wykopu. Rozprężenie układu następuje po wykonaniu stropu kondygnacji „0”. Wtedy układ znajduje się w równowadze statycznej.

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń numerycznych sprężonej sekcji ściany szczelinowej w oprogramowaniu Sofistik dla głębokości wykopu wynoszącej 6,0 m. Nie wykorzystano dodatkowego rozparcia, jak również nie założono obc. dodatkowych w postaci obciążenia naziomu. Kable sprężające zlokalizowano po stronie rozciąganej przekroju tj. po stronie gruntu.

Sensem było zweryfikowanie wyników pod kątem postawionych też, jak również potwierdzenie sensu zgłębiania dalszych optymalizacji (dodaniu większej liczby kabli, dostosowania geometrii itd.). Obudowa wykopu jest stabilna, dzięki zastosowaniu sprężeniu, lecz badania pokazały mniej obiecujące rezultaty niż pierwotnie zakładano, co zostanie podsumowane na końcu niniejszego rozdziału.

W obliczeniach przyjmowano różne wartości siły sprężającej. Po wielu iteracjach uznano, iż najbardziej efektywne działania sprężonej obudowy uzyskuje się przy przyjęciu wartości siły sprężającej na poziomie 1400 kN (patrz. Rys. 5.47). W każdym przypadku zastosowano stal Y1860 i przyjmowano kabel 19 splotowy o $A=2850 \text{ mm}^2$.

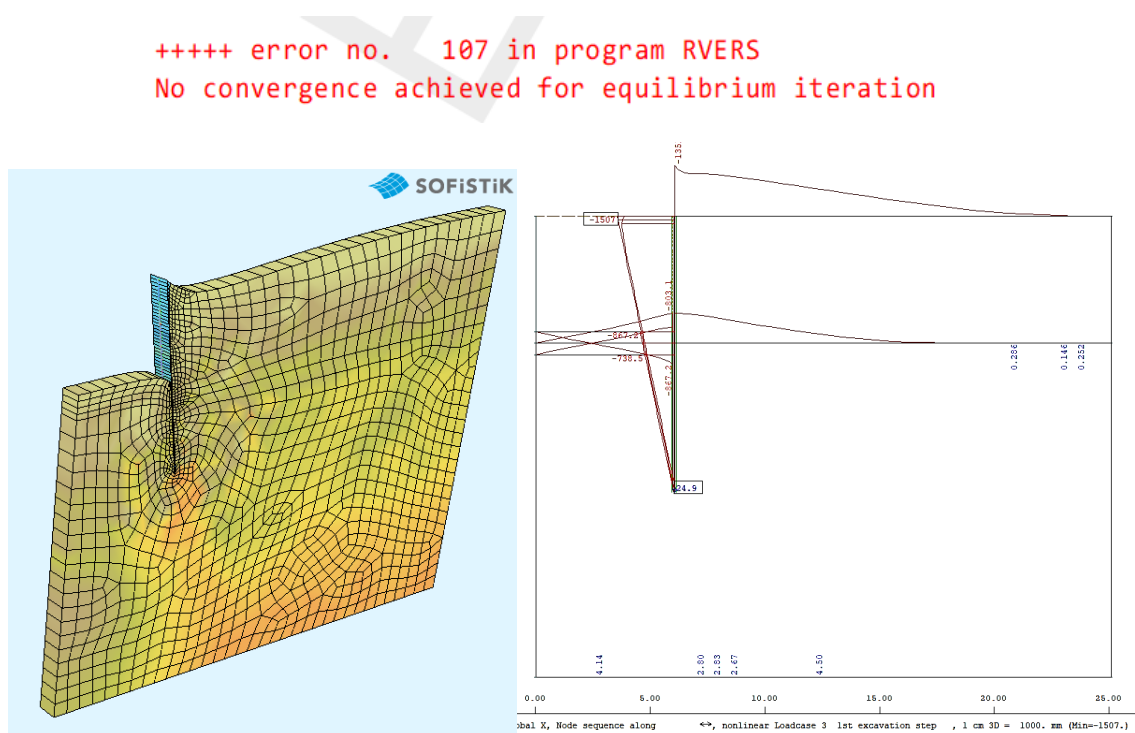


Rys. 5.47. Przyjęta wartość siły sprężającej jako wynik po uznaniu strat doraźnych – wingraf Sofistik [opr. wł.]

Autor rozpatrywał porównywanie efektywności zastosowania sprężenia przez weryfikację naprężeniową oraz przemieszczeniową. Ośrodki gruntowe w obu podejściach były takie same,

zatem efekty oddziaływań sprężenia w PDW najprościej w zasadny sposób wykazać właśnie przez wymienione wartości.

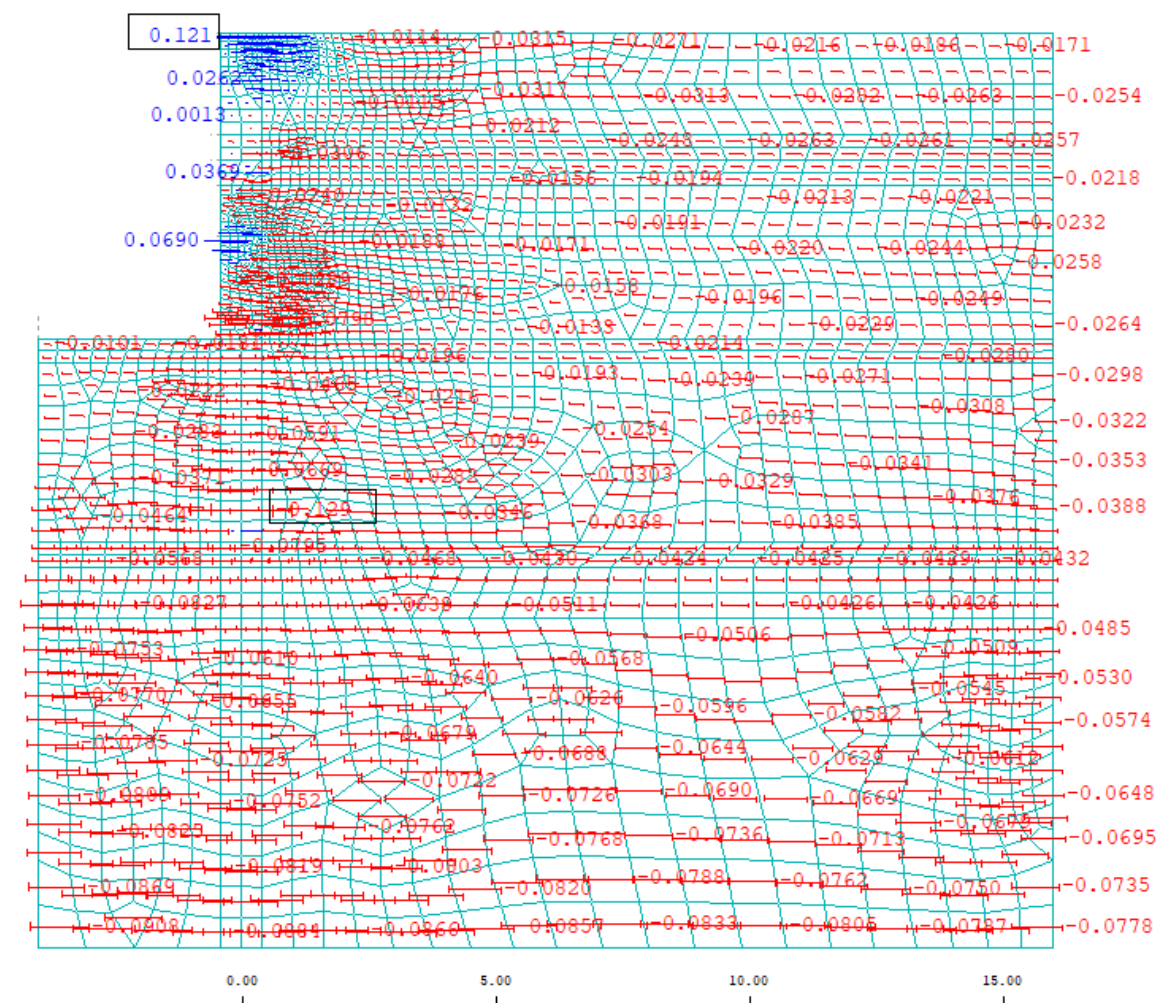
W typowej sytuacji projektowej, bazując na obowiązujących normach projektowych, niemożliwe byłoby wykonanie wykopu o głębokości 6,0 m bez dodatkowego rozparcia. Oprogramowanie Sofistik po wczytaniu bibliotek normowych zatrzymuje obliczenia i wyrzuca następujące błędy (patrz. Rys. 5.48).

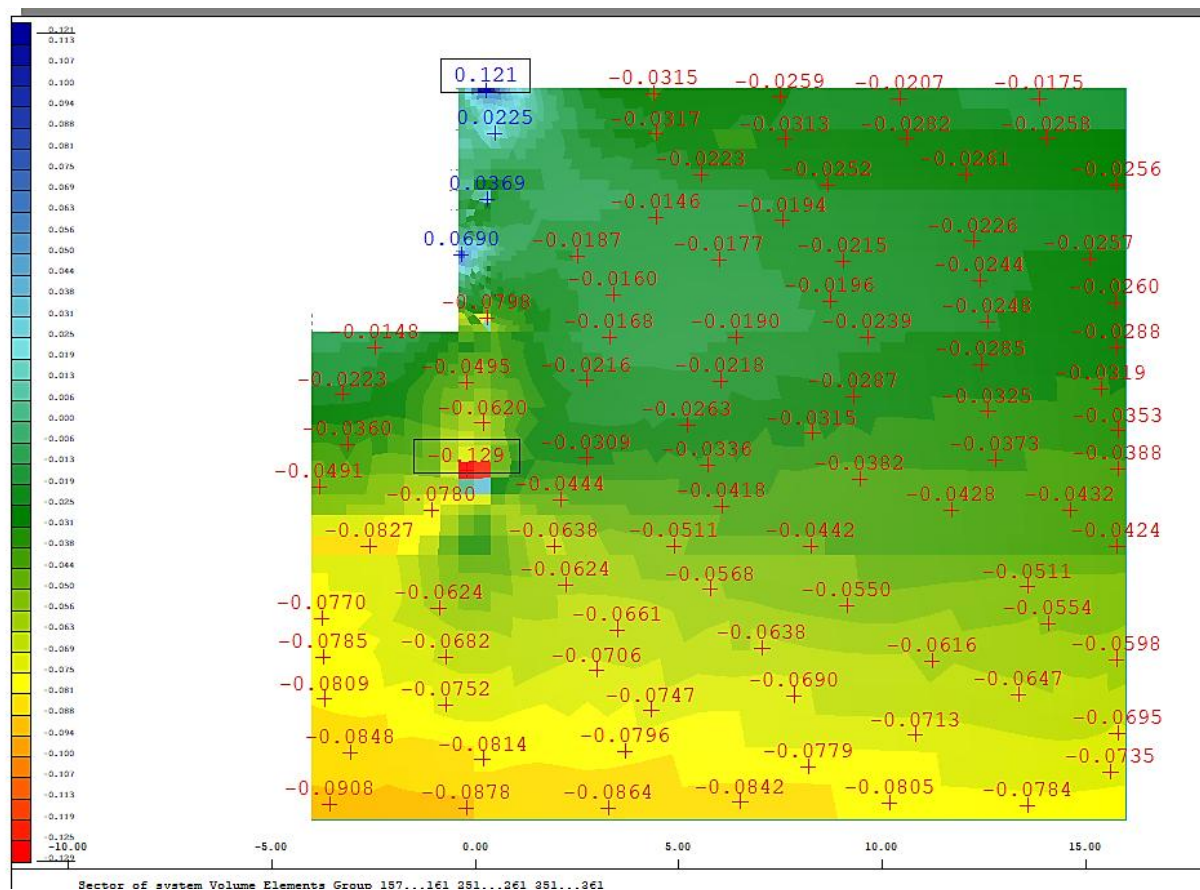


Rys. 5.48. Zatrzymanie obliczeń MES w oprogramowaniu Sofistik dla typowej sytuacji obliczeniowej. Przykład błędu nr 107 oraz wizualizacja zniszczenia, co oznacza brak równowagi statycznej układu. Zjawisko to odnotowano już dla głębokości wykopu 5,0m [opr. wł.]

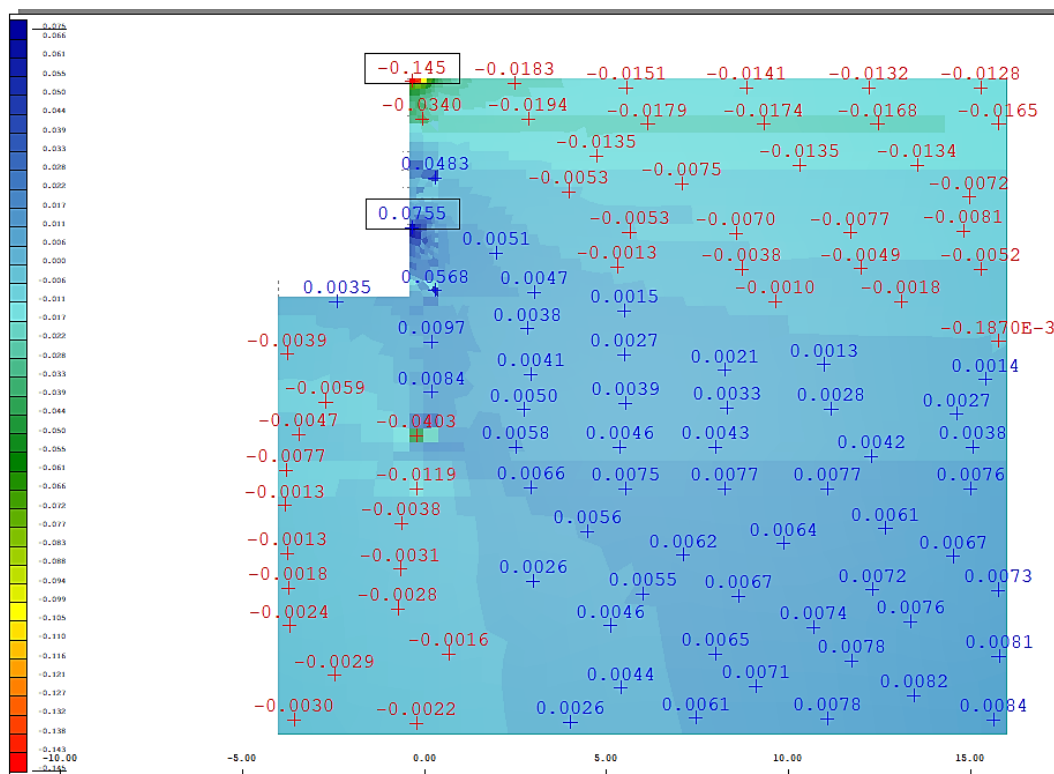
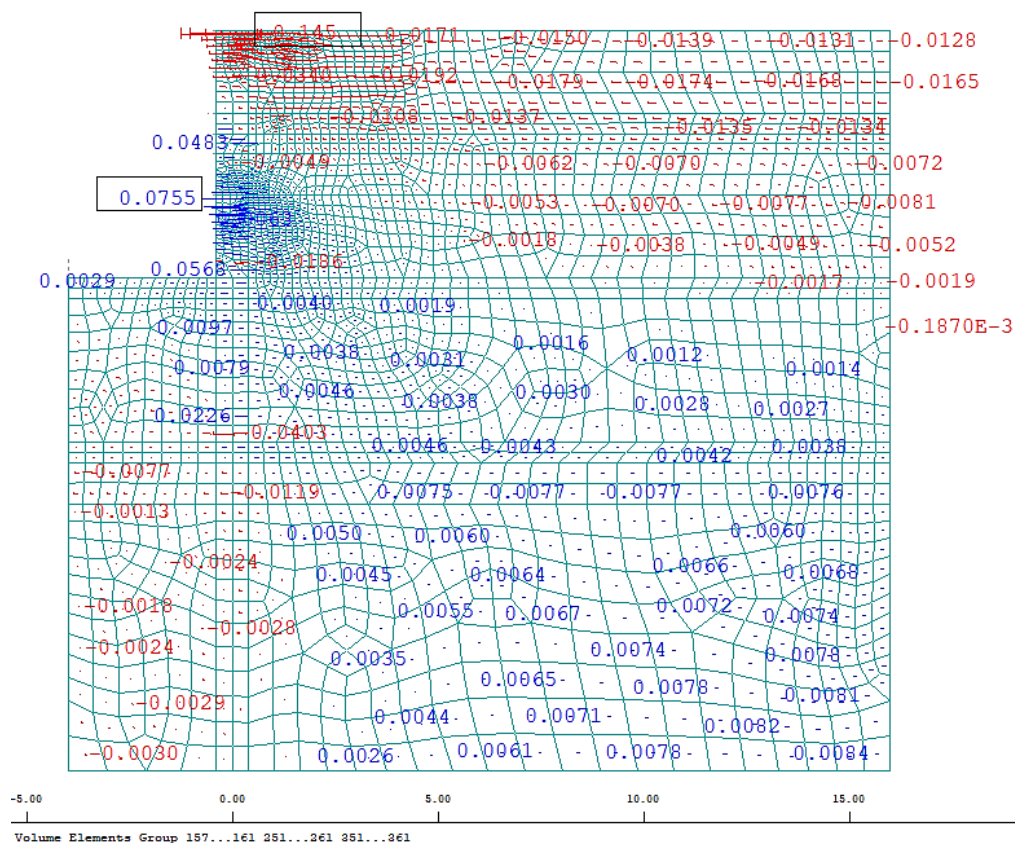
Aby możliwe było możliwie rzeczowe porównywanie efektów „pracującego” sprężenia, autor posługiwał się jednym modelem z zaaplikowanym modułem sprężeniowym, który można było wyłączyć. Tym samym przeprowadzono obliczenia dla uzgodnionego wcześniej fazowania bez działającego modułu sprężającego oraz z działającym modułem sprężeniowym. Z uwagi na brak równowagi statycznej przy wyłączonym sprężeniu, autor usunął wszelkie obciążenia naziomu oraz wyłączył biblioteki norm. Rozpatrywano zatem tylko charakterystyczne parcie gruntu w obu przypadkach tzn. bez sprężenia i z sprężeniem, aby oddać sens PDW. Brak stateczności obudowy bez sprężenia w przeciwieństwie do „uzbrojenia układu” potwierdza 2 punkt tezy pomocniczej.

Rysunek 5.49. przedstawia wyniki naprężeń głównych w kierunku poziomym x dla sytuacji BEZ SPREŻENIA. Kolejny rysunek przedstawia również naprężenia główne w kierunku x, lecz z włączonym modułem spreżającym. Widoczne jest zredukowanie naprężeń rozciągających po stronie rozciąganej, co przekłada się na doprężenie przekroju tzn. jego uszczelnienie, zmniejszenie zarysowań. Wszelkie efekty PDW zostaną przedstawione o opisane w pkt. 5.5. niniejszej pracy.

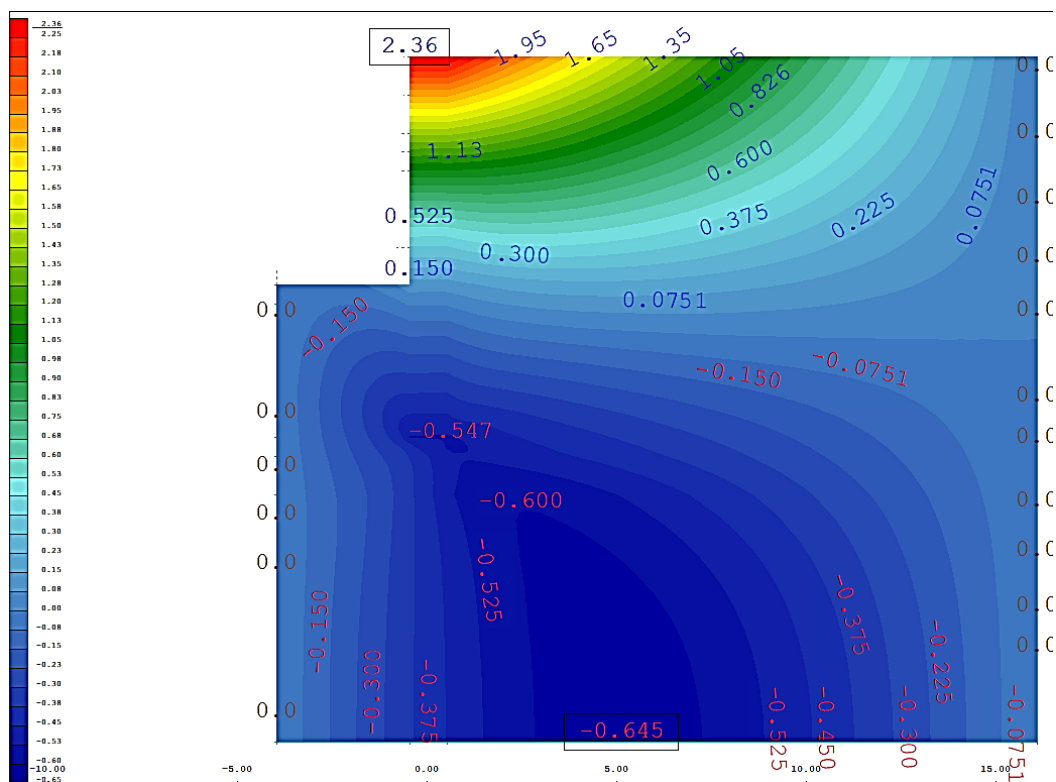
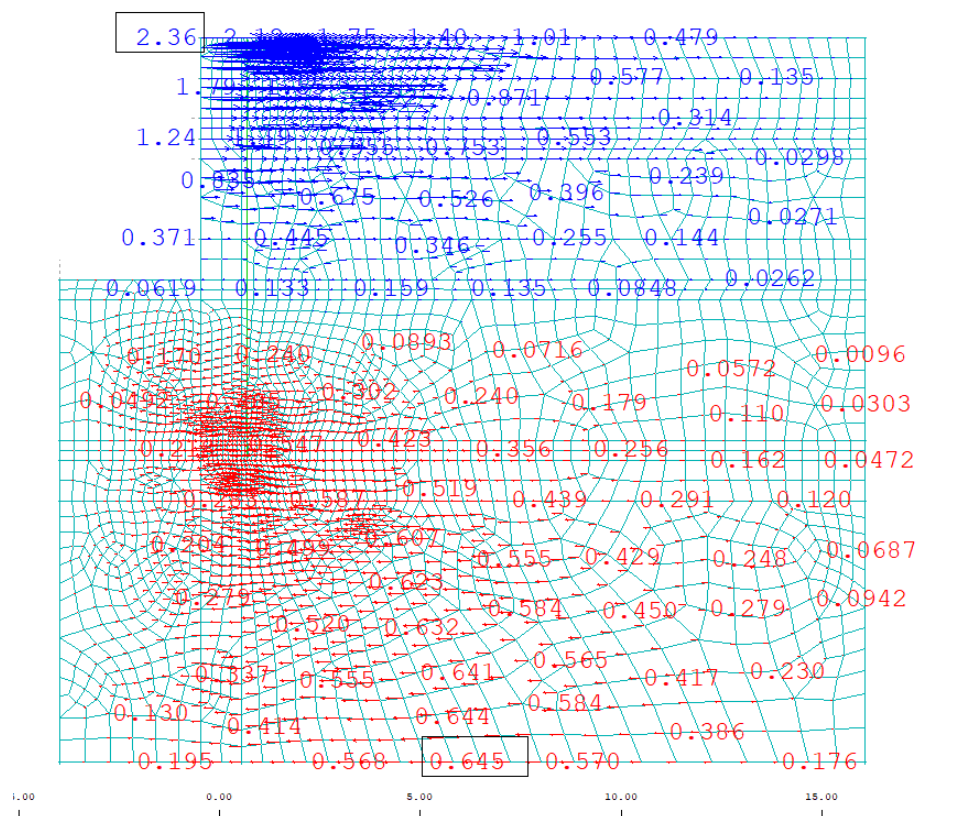




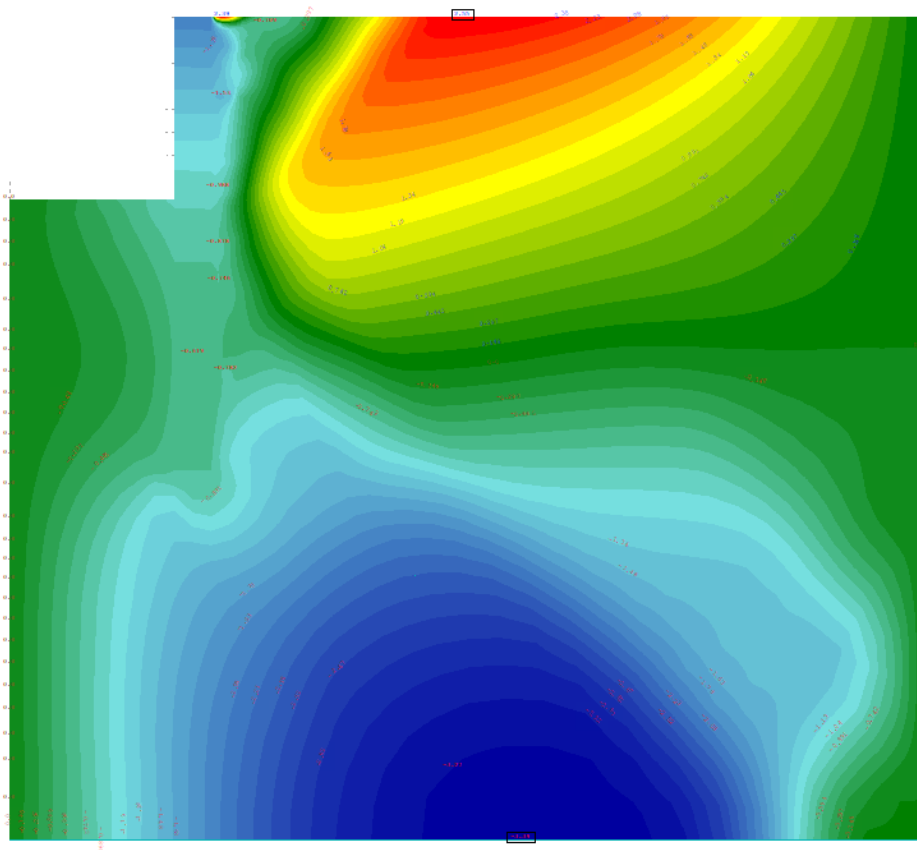
Rys. 5.49. Wyniki naprężeń głównych w kierunku x (horyzontalne) dla ostatniej fazy bez sprężenia, postać wektorowa oraz izobaryczna – Sofistik [opr. wł.]



Rys. 5.50. Wyniki naprężeń głównych w kierunku x (horyzontalne) dla ostatniej fazy ze sprężeniem, postać wektorowa oraz izobaryczna – Sofistik [opr. wł.]



Rys. 5.52. Przeszaczenia horyzontalne w kierunku x dla ostatniej fazy w sytuacji ze sprężeniem. Przeszaczenie oczepu wynosi 2,36 cm.



Rys. 5.53. Sofistik – Faza IV – Wykop 6,0m – przemieszczenia poziome – forma wektorowa – $\max u_x$ dla wierzchu ściany wynosi 3,06 cm przy zmobilizowanym sprężeniu.

Z powyższej analizy wynika, że dzięki zastosowaniu sprężenia możliwe jest osiągnięcie wielu korzyści. Do najważniejszych obserwacji należy zaliczyć:

- dzięki zastosowaniu sprężenia możliwe jest wykonanie obudowy wykopu o schemacie statycznym „wspornik” dla wykopu o głębokości 6,0m bez stosowania dodatkowego rozparcia,
- redukcję przemieszczeń oczepu ściany szczelinowej po zmobilizowaniu sprężenia,
- zmniejszenie naprężeń rozciągających po stronie rozciąganej, co przekłada się na szczelność obudowy i redukcję stali zbrojeniowej,
- zwiększenie globalnej wytrzymałości na zginanie sprężonej sekcji ściany szczelinowej.

Niestety, należy uczciwie przyznać, iż otrzymane dane nie pozwolą spełnić ambicji założeniowych dla PDW. Celem autora było przygotowanie spójnego modelu, który w pełni pozwoliłby zająć się procesem projektowych sprężonej obudowy wykopu. Aktualnie analiza 3D potwierdziła, że idea umieszczenia sprężenia w ścianie szczelinowej jest zasadna i warto rozwijać tę koncepcję. Niestety model 3D okazał się bardzo niestabilny i trudny w używaniu

dla typowego wykorzystania w projektowaniu. Czas obliczeń przy analizie nieliniowej stał się bardzo znaczący, co w przypadku potrzeby szybkiego sprawdzenia drobnych korekt, okazało się niemal niemożliwe do wykorzystania w codziennej praktyce inżynierskiej. Zadanie 3D i utworzony model działa dla jednej sytuacji projektowej. Każda modyfikacja w postaci zmiany ilości kondygnacji podziemnej lub utworzenia modelu złożonego ze stropów rozporowych, kotew gruntowych i sprężenia zajęłaby dużo czasu projektowego, a wrażliwość układu i wiele zmiennych autorskich dodatkowo utrudnia zadanie.

Warto jednak podkreślić, iż PDW daje ogromne możliwości i może zrewolucjonizować realizację podziemnych części inwestycji. Autor z wykorzystaniem podejścia autorskiego udowodnił, że możliwe jest wykonanie bezpiecznej obudowy wykopu dla dwóch kondygnacji podziemnych, co znacząco przyspieszy czas realizacji, tym samym pozwoli zaoszczędzić istotną część budżetu inwestora. Potwierdzono zatem zasadność obranego kierunku badań.

W kolejnych częściach pracy autor pochyła się nad ściśle inżynierskim narzędziem pozwalającym na projektowanie sprężonych ścian szczelinowych w oparciu o uzyskaną dotąd wiedzę z analizy 2D/3D oraz o metodykę przedstawioną jako metodę analityczną – patrz. rozdziale 3 i 4 niniejszej pracy.

5.5. ZINTEGROWANIE MODELI NUMERYCZNYCH W CELU PROJEKTOWANIA PDW

Po uzyskaniu przez autora podstaw o sensowności wykorzystania sprężenia w ścianach szczelinowych, celem stało się opracowanie ścieżki projektowej, która pozwoliłaby sprawnie projektować PDW. Niestety utworzony model stanowi raczej „prototyp numeryczny”, niż użytkowe narzędzie, z uwagi na bardzo skomplikowany system aplikowania danych. Zmiana sytuacji projektowej na np. 3 kondygnacji podziemne z częściowo wykorzystanym kotwieniem lub rozparciem staje się zupełnie nowym wyzwaniem i zajmuje relatywnie dużo czasu. Samo odczytywanie wyników dla subtelnych różnic w parametrach początkowych, znacząco wpływa na wyniki końcowe. To za sprawą potrzeby bardzo drobnego siatkowania modelu na styku systemu sprężenia, ściany żelbetowej i ośrodka gruntowego. Model pozwala wykonać obliczenia z wykorzystaniem algorytmu sprężeniowego i potwierdza możliwość wzmocnienia ściany szczelinowej, lecz autor chciał dodatkowo opracować model istotny aplikacyjnie, tak aby sprawnie możliwe było zamodelowanie dowolnej sytuacji projektowej.

Jak wytłumaczono na początku niniejszego rozdziału, obecnie na rynku nie istnieje oprogramowanie pozwalające na projektowanie sprężonych ścian szczelinowych.

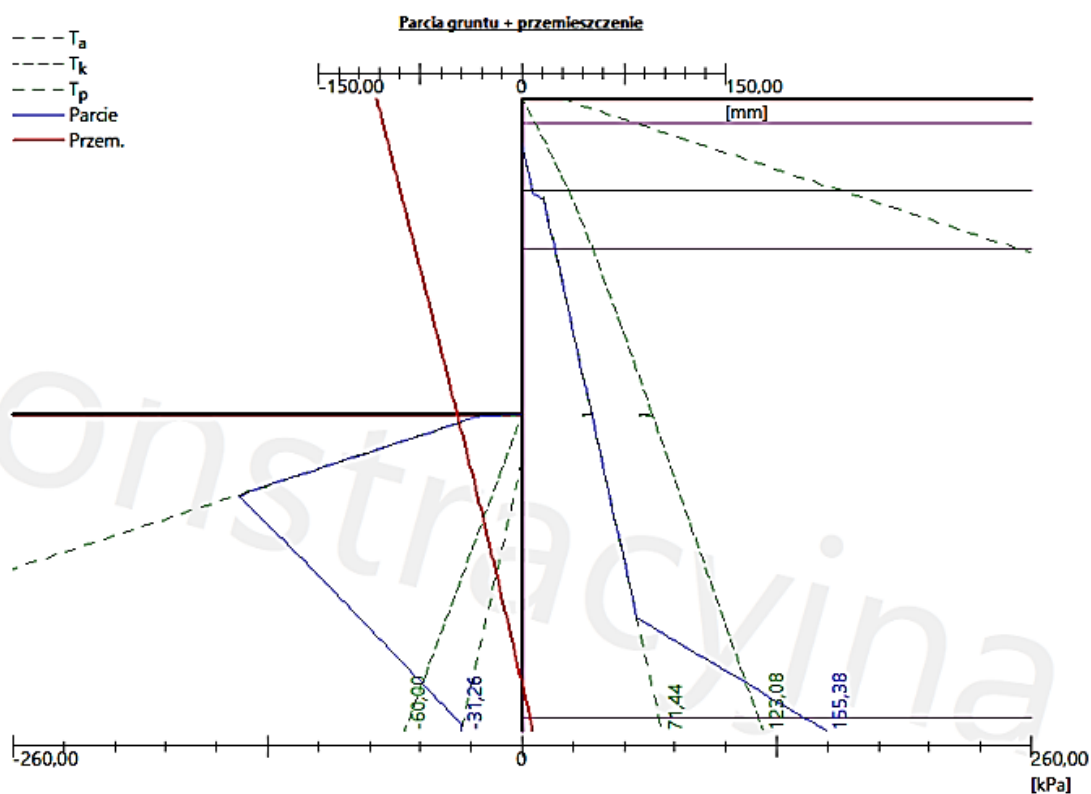
W celu przeanalizowania tego rodzaju ustroju, konieczne jest połączenie kilku środowisk projektowych i ujednolicenie przekazywanych pomiędzy nimi informacjami.

W niniejszym podrozdziale autor przedstawi propozycję projektowania PDW z wykorzystaniem zintegrowania modeli numerycznych, tak aby osiągnąć zamierzony cel, w możliwie przystępny sposób. Dotychczasowa literatura nie opisuje w szczególności podobnego toku postępowania. Procedura wydaje się być zbliżona do tej przywołanej przy pracy firmy Keller [70].

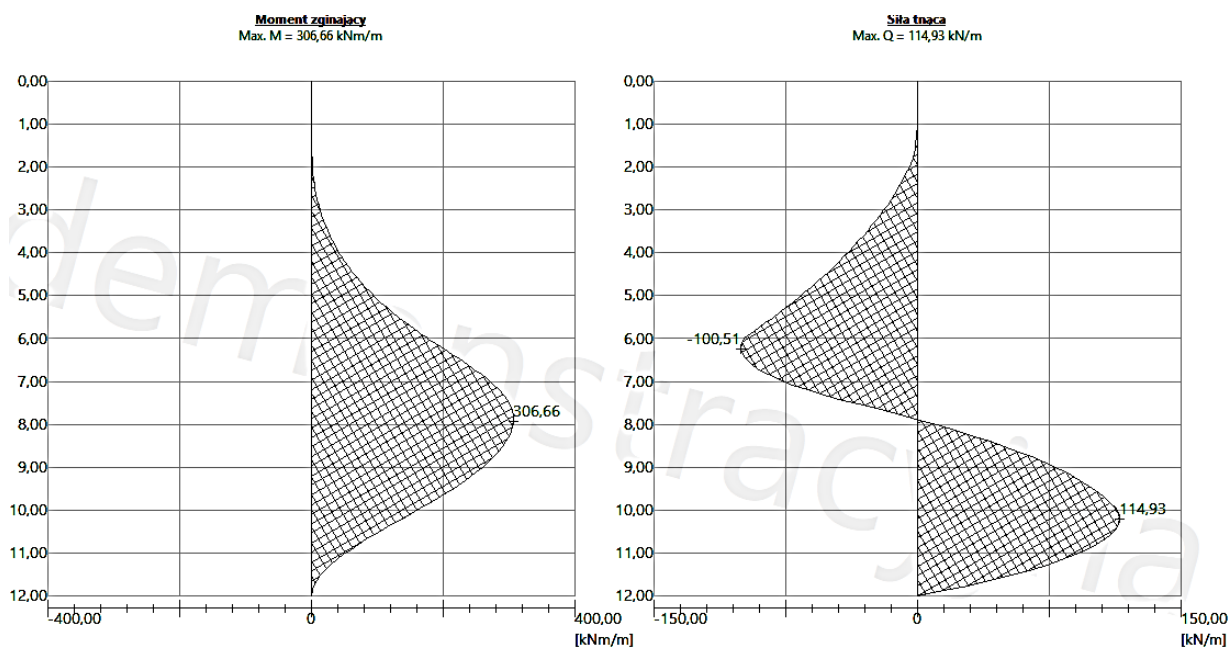
1. Określenie parć gruntu na konstrukcję

Niniejsza integracja modeli obliczeniowych rozpoczyna się od określenia wartości parć gruntu na ścianę szczelinową dla danej sytuacji projektowej. Można w tym celu wykorzystać programy specjalistyczne takie jak GEO5 (moduł *ściana analiza*), Sofistik, Plaxis 2, GGU Retain czy Midax GTX. Istotne jest, aby rozpatrywać układ płaski z określeniem wszystkich założeń projektowych tzn. materiałów, geometrii, fazowania i weryfikacji odkształceń/naprężeń dopuszczalnych. GEO5 (*ściana analiza*) wykorzystuje metodę parć zależnych jako algorytmiczne rozwiązanie dla wyznaczania efektów oddziaływań dla parcia gruntu i innych obciążeń zewnętrznych. Wynikami są siły przekrojowe (M, T) oraz przemieszczenia, które są wprost sprzężone z wartościami reakcji przekazywanych na obudowę przez grunt.

Dla postawionej tezy autor przygotował model w GEO5 dla sytuacji trójfazowej (oczywiście bez dostępnej w GEO5 fazy sprężania). Rysunki 5.54 – 5.56. przedstawiają wyniki uzyskane w GEO5 dla ściany szczelinowej gr. 80,0 cm. Założenie zadania są niezmiennie względem postawionych na początku niniejszego rozdziału.



Rys. 5.54. GEO5 – wyniki parć i przemieszczeń dla ostatniej fazy obudowy niesprężonej. Przyjęto wartości charakterystyczne, aby możliwe było przeanalizowanie przypadku.



Rys. 5.55. GEO5 – wyniki sił wewnętrznych dla ostatniej fazy obudowy niesprężonej (gł. 6,0m). Przyjęto wartości charakterystyczne, aby możliwe było przeanalizowanie przypadku.

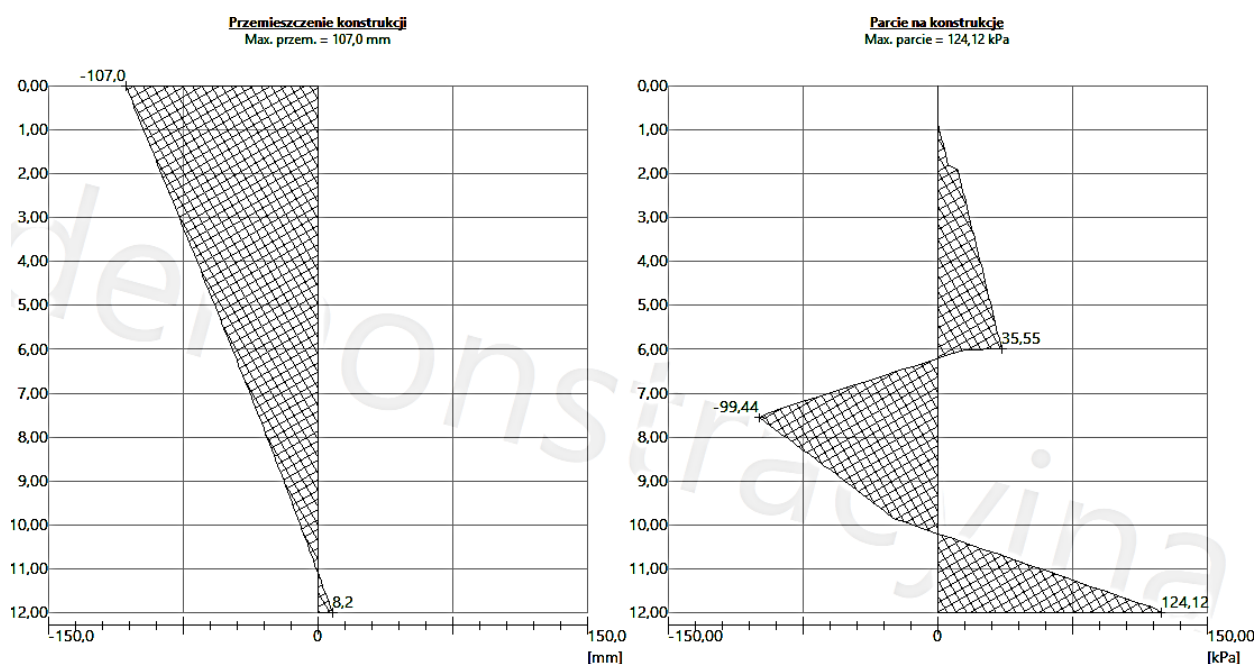
Obliczenia przebiegły prawidłowo.

Max. wartości sił wewnętrznych w konstrukcji

Maksymalna siła tnąca = 114,93 kN/m

Maksymalny moment = 306,66 kNm/m

Maksymalne przemieszczenie = 107,0 mm



Rys. 5.56. GEO5 – wyniki przemieszczeń konstrukcji oraz parć gruntu na konstrukcję dla ostatniej fazy głębienia wykopu.

Sily działające

Siła bierna $F_{y,pas} = 1597,00 \text{ kN/m}$ $y_{t,pas} = 2,08 \text{ m}$

Siła czynna $F_{y,akt} = 420,07 \text{ kN/m}$ $y_{t,akt} = 3,87 \text{ m}$

Głębokość punktu obrotu = 12,00 m

Wykorzystanie na obrót

Moment stabilizujący $M_{stab} = 3314,58 \text{ kNm/m}$

Moment destabilizujący $M_{dstab} = 1627,19 \text{ kNm/m}$

Wymagany współczynnik bezpieczeństwa $SF_0 = 1,50 < 2,04$

Sprawdzenie ogólne obrotu SPEŁNIA WYMAGANIA

Określenie wartości parć dla danej rzędnej

Oprogramowania takiej jak GEO5 pozwalają na wygenerowanie wartości parć w funkcji długości ściany w formie tabelarycznej. Jest to przestępna forma, którą w łatwy sposób można zaaplikować do innego oprogramowania obliczeniowego. Rysunek 5.57. przedstawia wygenerowane z GEO5 wyniki parć dla ostatniej fazy głębienia wykopu nazwanej lokalnie tzn. w bieżących obliczeniach Fazą II, a globalnie Fazą IV (dla przypomnienia: Faza I – wykonanie ściany, Faza II – zainstalowanie sprężenia, Faza III – sprężenie obudowy, Faza IV – wykop do docelowej głębokości).

Wyniki obliczeń (Faza budowy 2)

Wykresy parć gruntu na konstrukcję (przed i za ścianą)

Głębokość [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.10
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.11
0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	6.52	57.01
0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	7.54	62.89
0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	12.16	90.19
1.04	0.00	0.00	0.00	1.15	14.79	105.69
1.57	0.00	0.00	0.00	4.32	21.56	148.48
1.75	0.00	0.00	0.00	5.44	23.83	163.64
1.84	0.00	0.00	0.00	5.96	24.85	170.69
1.84	0.00	0.00	0.00	10.64	24.85	170.69
2.09	0.00	0.00	0.00	12.14	27.82	191.28
2.61	0.00	0.00	0.00	15.26	33.59	234.07
2.85	0.00	0.00	0.00	16.71	36.00	253.86
2.85	0.00	0.00	0.00	16.71	36.00	253.86
3.13	0.00	0.00	0.00	18.38	38.80	276.87
3.65	0.00	0.00	0.00	21.51	44.02	319.66
4.17	0.00	0.00	0.00	24.63	49.24	362.46
4.70	0.00	0.00	0.00	27.75	54.42	405.25
5.22	0.00	0.00	0.00	30.87	59.32	448.05
5.74	0.00	0.00	0.00	33.99	64.19	490.84
6.00	0.00	0.00	0.00	35.55	66.62	512.24
6.00	0.00	-0.00	-20.11	35.55	66.62	512.25
6.26	0.00	-2.61	-41.49	37.11	69.04	533.64
6.78	0.00	-7.83	-84.29	40.23	73.89	576.43
6.85	0.00	-8.55	-90.19	40.66	74.55	582.33
7.30	-2.73	-13.04	-127.08	43.35	78.74	619.22
7.83	-5.90	-18.26	-169.88	46.47	83.60	662.02
8.35	-9.07	-23.48	-212.67	49.59	88.47	704.81
8.87	-12.24	-28.70	-255.47	52.72	93.36	747.61
9.39	-15.41	-33.91	-298.26	55.84	98.27	790.40
9.91	-18.58	-39.13	-341.06	58.96	103.20	833.20
10.43	-21.75	-44.35	-383.85	62.08	108.14	875.99
10.96	-24.92	-49.57	-426.65	65.20	113.11	918.79
11.48	-28.09	-54.78	-469.44	68.32	118.09	961.58
11.75	-29.74	-57.50	-491.73	69.95	120.69	983.87
11.75	-29.74	-57.50	-491.73	69.95	120.69	983.87
12.00	-31.26	-60.00	-512.24	71.44	123.08	1004.38

Obwiednie modułu reakcji podłoża i sił wewnętrznych w konstrukcji

Głębokość [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Przemieszczenie [mm]	Parcie [kPa]	Siła Tnąca [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-106.96	0.00	-0.00	-0.00
0.60	0.00	0.00	-101.00	0.00	0.00	-0.00

Głębokość [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Przemieszczenie [mm]	Parcie [kPa]	Siła Tnąca [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.20	0.00	0.00	-95.05	2.10	-0.37	0.04
1.80	0.00	0.00	-89.09	5.74	-2.72	0.86
2.40	0.00	0.00	-83.14	14.01	-9.77	4.43
3.00	0.00	0.00	-77.19	17.60	-19.25	13.03
3.60	0.00	0.00	-71.24	21.19	-30.89	27.96
4.20	0.00	0.00	-65.29	24.78	-44.69	50.53
4.80	0.00	0.00	-59.36	28.37	-60.63	82.02
5.40	0.00	0.00	-53.45	31.96	-78.73	123.72
6.00	0.00	0.00	-47.61	35.53	-98.84	176.53
6.00	0.00	0.00	-47.54	15.15	-99.05	177.32
6.60	0.00	0.00	-41.74	-30.17	-94.57	236.36
7.20	0.00	0.00	-35.96	-75.80	-62.78	284.94
7.80	3.96	0.00	-30.24	-91.39	-7.76	306.38
8.40	3.96	0.00	-24.60	-71.48	41.09	295.78
9.00	3.96	0.00	-19.04	-51.85	78.08	259.44
9.60	3.96	0.00	-13.53	-32.47	103.37	204.43
10.20	3.96	3.96	-8.07	0.01	114.93	137.87
10.80	3.96	3.96	-2.65	42.65	102.12	71.48
11.40	3.96	3.96	2.76	85.17	63.77	20.43
12.00	0.00	3.96	8.16	124.12	0.00	-0.00

Rys. 5.57. GEO5 – wyniki obliczeń parć gruntu, obwiedni modułu reakcji podłoża i sił wewnętrznych w konstrukcji dla docelowej głębokości wykopu obudowy niesprężonej.

Określenie reakcji podłoża działającego na ścianę szczelinową

Otrzymane w koku 1 i 2 dane należy wprowadzić do modelu sprężonej ściany szczelinowej w Sofistiku. W analizie 2D oraz 3D grunt został reprezentowany jako elementy 2D lub 3D o danych parametrach określające dane relacje konstytutywne. Dalej dodano dodatkowe elementy *interface* między ośrodkiem gruntowym, a ścianą szczelinową, co miało za zadanie odwzorować możliwie najbliższy rzeczywistości charakter pracy na styku grunt – konstrukcja. W niniejszej propozycji nie definiuje się relacji konstytutywnych, a wprowadza się do modelu podpory sprężyste o zmiennej liniowo sztywności. Wartości sztywności zaimplementowano bazując na kalibracji modeli GEO5 – Sofistik, wzorów empirycznych i doświadczeń projektowych. Najbardziej efektywne okazało się kalibrowanie modelu tak, aby przy tym samym zestawie współczynników częściowych uzyskać tożsame odpowiedzi w oprogramowaniu Sofistik względem GEO5.

Dodanie podpór sprężystych w środowisku Sofistik odbywa się z wykorzystaniem polecenie SPRI – patrz. Rys. 5.58. Model ściany szczelinowej w Sofistiku został podzielony na n węzłów wzdłuż osi głównej tak, aby możliwe było dodawanie wartości dla podpory sprężystej odpowiadającej danej głębokości wygenerowanej z GEO5.

3.20 SPRI – Spring Elements

See also: BOUN, FLEX, GRP

SPRI

Item	Description	Unit	Default
NO	Spring number PROP Define defaults MESH Generation of elements IMSH Generation of elements FIT Fitting of elements FITL Fitting of elements QGRP Coupling of areas QREF Coupling of areas SBOX Springs for nodes within SBOX QBOX Springs for QUADs within SBOX	—	!
NA	Number of node where the spring acts	—	!
NE	Number of a second node AUTO create node automatically	—	-
DX	explicit X-component of direction	m/LIT	0
DY	explicit Y-component of direction	m	0
DZ	explicit Z-component of direction	m	0
CP	Axial spring constant	$[kN/m^3]$	0
CT	Lateral spring constant	$[kN/m^3]$	0
CM	Rotational spring constant	$[kN/rad/m]$	0
PRE	Prestressing	$[kN/m^2]$	0
GAP	Spring gap (slip)	$[m]_{1001}$	0
CRAC	Rupture stress	$[kN/m^2]$	-
YIEL	Yield stress YIEL<0 only in compression YIEL>0 tension and compression	$[kN/m^2]$	-
MUE	Friction coefficient for the lateral spring	—	-
COH	Cohesion value for the lateral spring	$[kN/m^2]$	0
DIL	Dilatation value for the lateral spring	—	-
GAPT	Spring gap (slip) of transverse spring	$[m]_{1001}$	0
DP	Damping in axial direction	$[kNsec/m^3]$	0.
DT	Damping in lateral direction	$[kNsec/m^3]$	0.
DM	Damping moment about the axis	$[kNsec/m^2]$	0.

Item	Description	Unit	Default
EXPP	Exponent for non-linear damping DP^{EXPP}	—	1.0
EXPT	Exponent for non-linear damping DT^{EXPT}	—	1.0
EXPM	Exponent for non-linear damping DM^{EXPM}	—	1.0
MNO	Number of stress-strain curve / material	—	-
AR	Reference area	$[*]$	1.0
DIV	Subdivision in Elements	—	-
NM	optional Midpoint Control Node	—	-
NARE	Start node of reference edge	—	-
NERE	End node of reference edge	—	-
NMRE	optional midpoint node of reference edge	—	-
KR	Direction data of moment-axis or	$LIT/-$	0
DRX	Explicit direction of moment-axis	—	*
DRY	Explicit direction of moment-axis	—	*
DRZ	Explicit direction of moment-axis	—	*
DROT	Additional rotation about spring axis	$[*]_s$	0
MPRE	Prestress moment	$[kNm/m^2]$	0
MGAP	rotational spring gap (slip)	$[rad]$	0
MCRA	rotational failure moment	$[kNm/m^2]$	-
MYIE	yield moment	$[kNm/m^2]$	-
DXSQ	explicit search direction	$[m]_{1001}$	0
DYSQ	for QGRP	$[m]_{1001}$	0
DZSQ		$[m]_{1001}$	0

This record defines elastic support in points, along edges or in areas. All Values are thus referred to an area AR, which may have different units. The default is always 1.0, thus a definition of a single spring constant in $[kN/m]$ will yield the expected result. The generated elements however will always have values based on a single point.

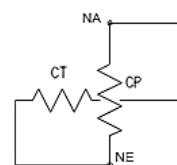
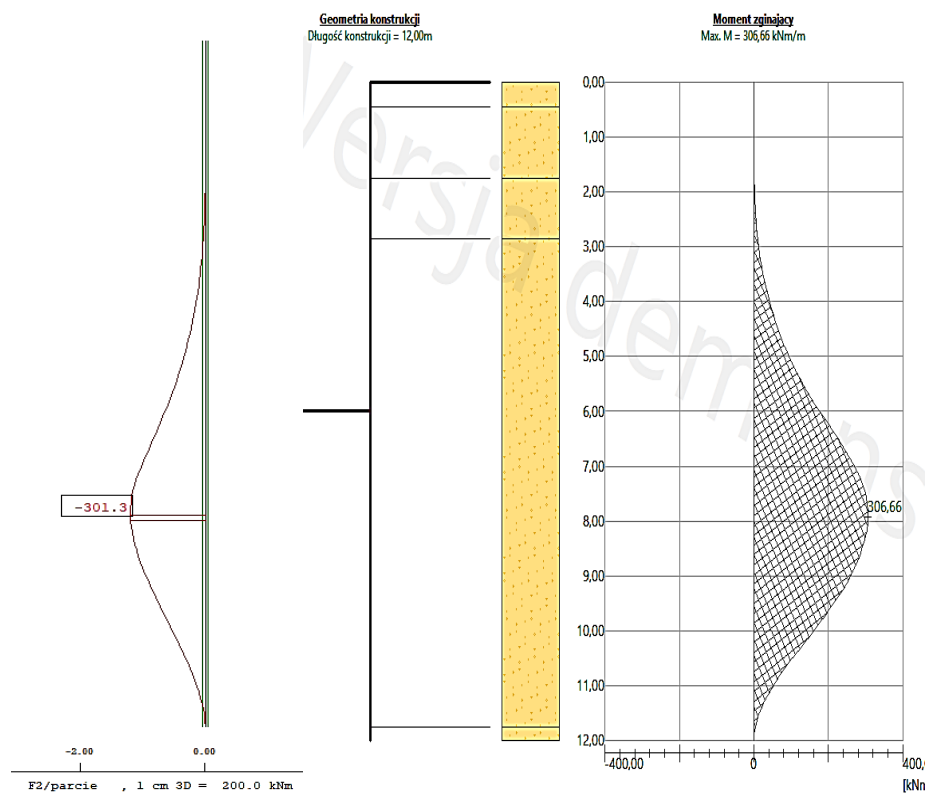


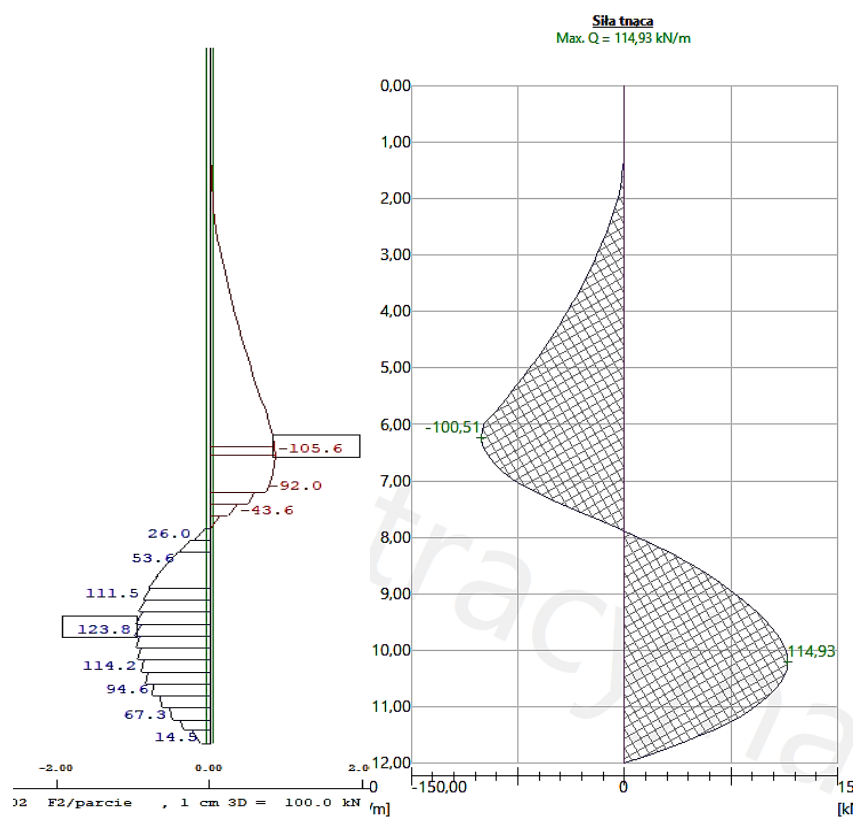
Figure 3.30: Spring element

Rys. 5.58. Definicja podpór sprężystych w oprogramowaniu Sofistik.

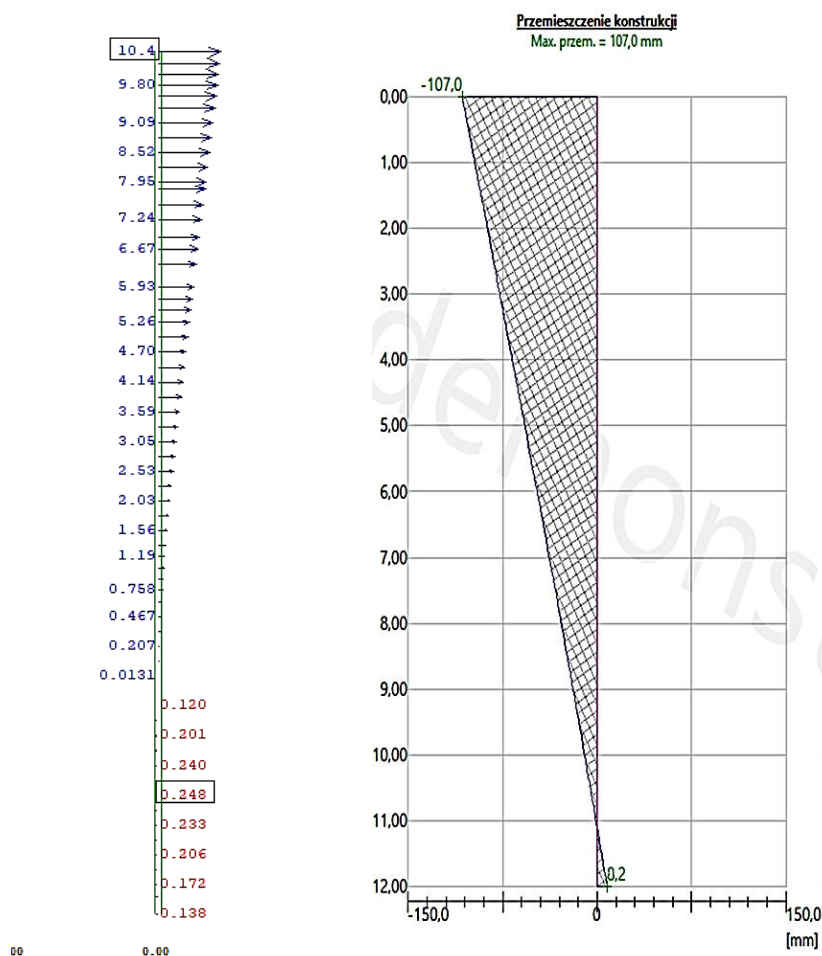
Rysunki 5.59 – 5.61. przedstawiają skalibrowany model PDW w środowisku Sofistik z odwzorowaniem z GEO5 – uzyskano zgodność sił wewnętrznych i przemieszczeń dla układów niesprężonych o tożsamy założeniach początkowych.



Rys. 5.59. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofisitk (po lewej) i GEO5 (po prawej).

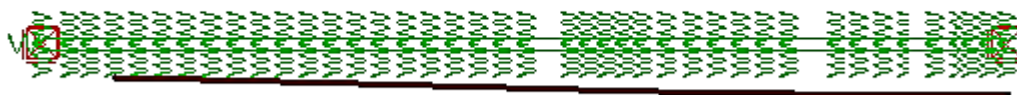


Rys. 5.60. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofisitk (po lewej) i GEO5 (po prawej).
Wyniki sił tnących.



Rys. 5.61. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofisitk [cm] (po lewej) i GEO5 [mm] (po prawej). Wyniki przemieszczeń.

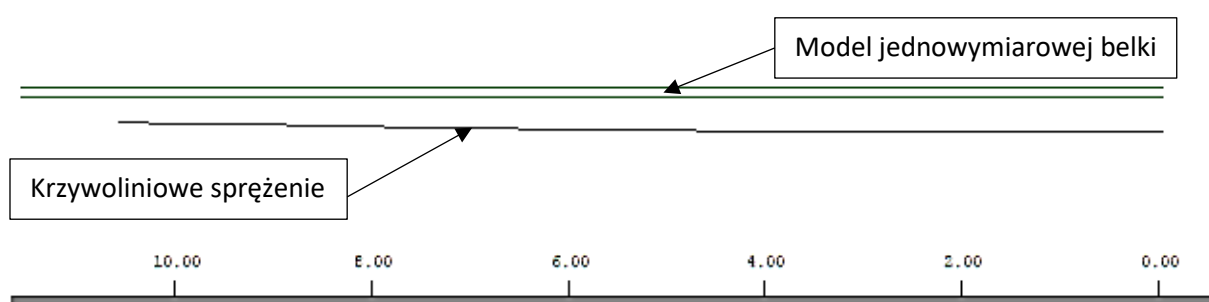
Podparcie sprężyste dodano z wykorzystaniem polecenia SPRI dla każdego węzła po długości ściany, który odpowiada otrzymanej rzędnej z programu GEO5 dla danej wartości parcia. Dodatkowo dodano podporę sprężystą w miejscu odpowiadającym spodowi ściany szczelinowej, lecz z możliwością przesuwu lewa – prawa, tak aby zobrazować możliwość odpowiedzi na zdefiniowaną metodę parć zależnych w GEO5.



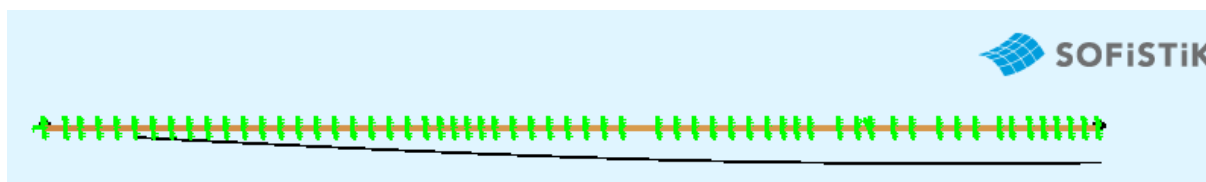
Rys. 5.62. Sofisitk – podparcie sprężyste utworzone z wykorzystaniem polecenia SPRI dla sytuacji początkowej.

Utworzenie modelu obliczeniowego PDW w Sofistiku

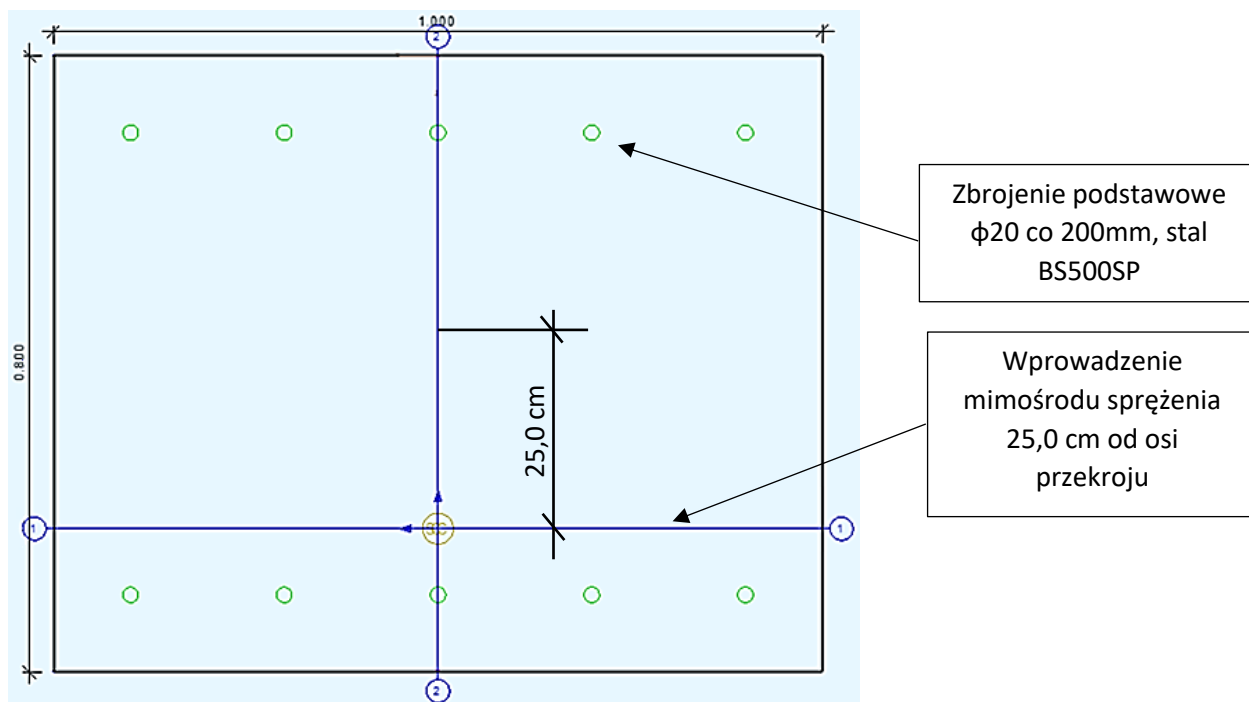
W celu uproszczenia modelu obliczeniowego zaproponowano belkę reprezentowaną przez element jednowymiarowy w środowisku 3D (e1p3). Do belki (można obrazowo przyjąć, że właściwie do *słupa* podpartego tak, aby pracował w układzie płaskim) wprowadzono kabel sprężający na bazie opracowanego wcześniej algorytmu sprężeniowego. Dla tego układu odwzorowano obciążenia w postaci reakcji z podpór sprężystych, schemat podparcia i relacje sprężeniowego PDW. Warunki brzegowe przedstawiono w kroku 3. Niniejszy podrozdział przedstawia jedynie najistotniejsze cechy i właściwości modelu z uwagi na ochronę własności intelektualnej twórcy.



Rys. 5.63. Model belki sprężonej utworzony w Sofistik, odpowiadającej PDW. Przekrój belki zgodny z Rysunkiem 5.65.



Rys. 5.64. Sofistik – wizualizacja PDW modelowanej jako belka podparta sprężyscie – faza 0.



Rys. 5.65. Przekrój rozpatrywanej konstrukcji PDW. Rozpatrywano ścianę o gr. 80,0 cm z nieliniowo usytuowanym kablem sprężającym (mimośród 20,0cm)

Po potwierdzeniu, iż utworzony model w Sofistiku odpowiada siłami wewnętrznymi i przemieszczeniami modelowi w GEO5, rozpoczęto analizę zagadnienia z włączonym modułem sprężeniowym. Dla globalnej fazy II zadano siłę sprężającą od 1000 kN do 1400kN (max. dopuszczalna wartość siły dla przyjętej stali Y1860). Analiza bazowała na obliczeniach prowadzonych w sposób nieliniowych bez dystrybucji sił rozciągających przez grunt.

Do obliczeń ostatecznych niezmiennie przyjmowano postawione na początku rozdziału założenia materiałowe. Obliczenia statyczne realizowano, aby możliwe było wyznaczenie wymaganego sprężenia, które pozwoli ograniczyć w PDW naprężenia rozciągające do $f_{ctm} = 2,9$ MPa przy analizowaniu betonu konstrukcyjnego klasy C30/37. W każdym przypadku otulina wynosiła 75 mm zgodnie z zaleceniami normowymi (patrz. pkt. 2.5). Analizowano również przypadek z betonem klasy C40/50, gdzie ograniczono f_{ctm} do 3,5 MPa. Analizowano układ sprężenia bez przyczepności. Dopuszczalne wartości rys od strony gruntu za ścianą to 0,3 mm, a od strony wykopu (przed ścianą) to 0,2 mm.

Założone parametry materiałowe:

Materials

Mat	Classification
1	S 355 (EN 1993)
10	B 500 B (EN 1992)
11	B 500 B (EN 1992)
12	B 500 B (EN 1992)
13	B 500 B (EN 1992)
20	Y 1860 (EN 1992) Y1860
30	C 30/37 (EN 1992) C30/37
31	C 30/37 (EN 1992) C30/37-

Mat 1 S 355 (EN 1993)

Young's modulus	E	205000	[MPa]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	355.00	[MPa]
Shear modulus	G	78846	[MPa]	Compressive yield	fyc	355.00	[MPa]
Compression modulus	K	170833	[MPa]	Tensile strength	ft	490.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	490.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness	t-max	40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
Safety sectional design	γ -M0	1.00	[-]	Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Safety stability design	γ -M1	1.00	[-]	Proportional limit	fp	355.00	[MPa]
Safety rupture	γ -M2	1.25	[-]	Dynamic allowance	σ -dyn	0.00	[MPa]

Mat 10 B 500 B (EN 1992)

Young's modulus	E	200000	[MPa]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[MPa]	Compressive yield	fyc	500.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[MPa]	Tensile strength	ft	540.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	540.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		50.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	152.17	[MPa]

Mat 20 Y 1860 (EN 1992) Y1860

Young's modulus	E	195000	[MPa]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	1600.00	[MPa]
Shear modulus	G	75000	[MPa]	Compressive yield	fyc	1600.00	[MPa]
Compression modulus	K	162500	[MPa]	Tensile strength	ft	1860.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	1860.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		60.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	1.60	[-]
Relaxation	EN-1992	Class 2		Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Relaxation	ρ (1000h)	2.50	[%]	Proportional limit	fp	1600.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	160.87	[MPa]

Mat 31 C 30/37 (EN 1992) C30/37-

Young's modulus	E	30000	[MPa]	Safety factor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f_c	30.00	[MPa]
Shear modulus	G	12500	[MPa]	Nominal strength	f_{ck}	30.00	[MPa]
Compression modulus	K	16667	[MPa]	Tensile strength	f_{ctm}	2.90	[MPa]
Nominal Weight	γ	0.0	[kN/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,05}$	2.03	[MPa]
Mean density	ρ	0.0	[kg/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,95}$	3.77	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f_{bd}	3.04	[MPa]
				Service strength	f_{cm}	38.00	[MPa]
				Fatigue strength	$f_{cd,fat}$	14.96	[MPa]
				Tensile strength	f_{ctd}	1.35	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.14	[N/mm]

Rys. 5.66. Zdefiniowane materiały: stal zbrojeniowa, beton konstrukcyjny, stal sprężająca w oprogramowaniu Sofistik.

Opracowany w tej formie model pozwolił na prowadzenie dużo dokładniejszych analiz w sposób zdecydowanie bardziej stabilny. Nieporównywalny okazał się również czas poświęcony na obliczenia. Realizacja analizy nieliniowej dla elementu jednowymiarowego przebiega nieporównywalnie szybciej, niż dla analizy modelu trójwymiarowego (nawet w PSO). Jako największą zaletę określa się łatwość w określeniu współpracy PDW z ośrodkiem gruntowym, który w niniejszej propozycji jest „uściślony” do reprezentacji przez konkretną wartość stałej sprężystości osiowej (ang. axial spring constant) wyrażonej w kN/m³.

5. Analiza wyników

Kluczowe wyniki dla zaprezentowanego zintegrowanego podejścia do projektowania PDW przedstawia podrozdział 5.5.

5.6. KLUCZOWE WYNIKI BADAŃ NUMERYCZNYCH

Autor niniejszej pracy chcąc kompleksowo przedstawić wykonane badania PDW, zaprezentował wyniki działania modeli w układzie płaskim oraz przestrzennym (uproszczonym do PSO). Modele te potwierdziły sens stosowania sprężenia w ścianach szczelinowych w kryterium wzmocnienia i możliwości wykonania bezpiecznej obudowy wykopu bez stosowania dodatkowego sprężenia. Zalety tego podejścia przedstawi rozdział 6 i 7. Niestety wykonane modelu numeryczne, mimo iż spełniały swoją funkcję umożliwiały analizę, nie sprawdziły się w zastosowaniach aplikacyjnych z uwagi na znaczący czas obliczeń każdej korekty modelu jak również niestabilności modelu. W celu zoptymalizowania pracy i możliwości zwymiarowania ustroju PDW, autor zintegrował modele przez co rozumie się przeanalizowanie ściany sprężonej w oprogramowaniu Sofistik, które jako zaawansowane narzędzie numeryczne sprawdza się przy projektowaniu konstrukcji sprężonych, lecz z wykorzystaniem danych z zewnętrznego programu jakim w przypadku autora było GEO5. Tym samym uzyskano przejrzystość działań i pewność, co do analizowania zagadnienia

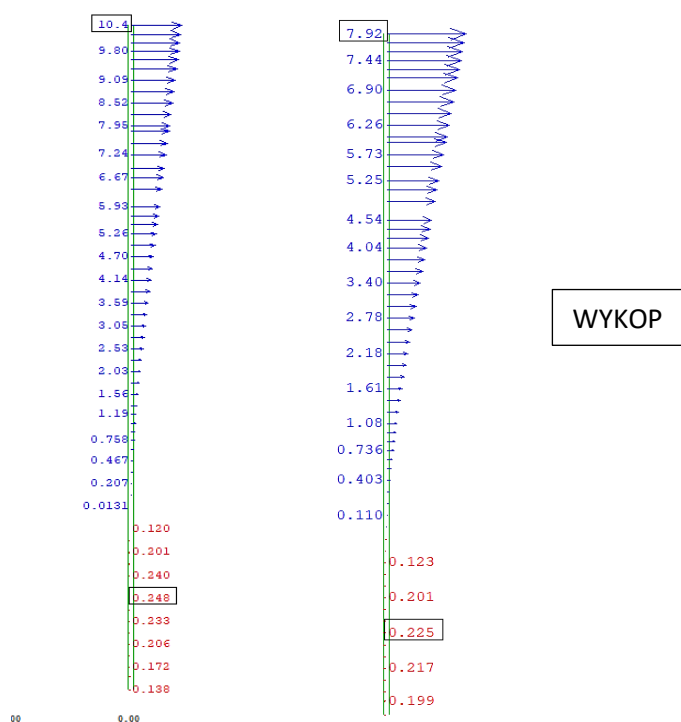
w dedykowanym środowisku, bez obaw, iż program, który wprost nie jest przystosowany do obliczeń geotechnicznych (Sofistik), zostanie wykorzystany do analiz dedykowanych tzn. sprężeniowych. Zaś wszelkie rozważania na temat redystrybucji sił i oddziaływania gruntu na konstrukcję ściany szczelinowej przeprowadzono w dedykowanym temu oprogramowaniu tj. GEO5. Zintegrowanie tych działań obliczeniowych zyskuje przewagę w czasie wykonywania analizy, stabilności modeli i bezpieczeństwu, iż użytkownik korzysta z narzędzi dedykowanych danej analizie.

Odpowiadając postawionej tezie badawczej, wykonano porównanie dwóch odpowiadających sobie modeli w Sofistiku, różniących się między sobą jedynie „aktywnością” modułu sprężającego. Sytuacja projektowa w tym: założenia geometryczne, parametry materiałowe, warunki brzegowe, ilość stali zbrojeniowej (niesprężającej) zostały niezmiennie.

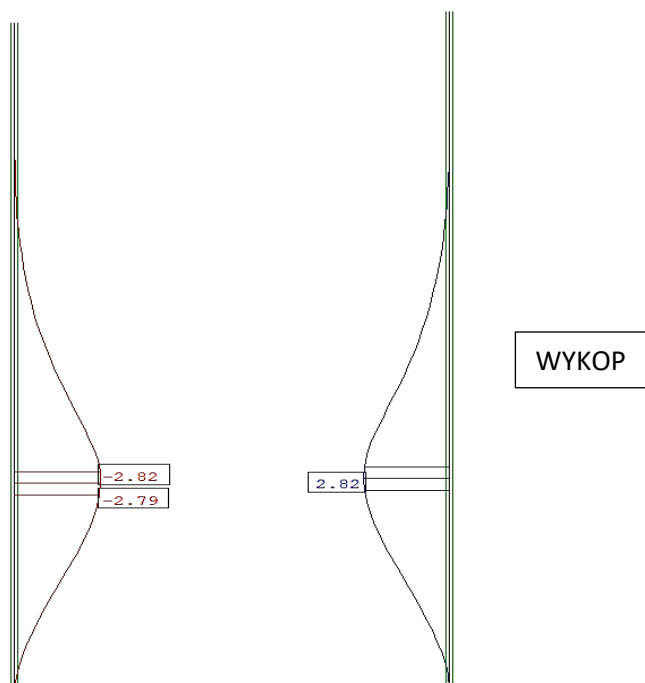
Poniżej przedstawiono kluczowe wyniki badań dla niniejszej dysertacji doktorskiej. Jasne jest, iż istnieje niemal nieskończenie wiele przypadków, które można przeanalizować dostosowując dane założenia do danego problemu. Autor rozumie przez to: dogęszczenie zbrojenia, zmiana jego geometrii, dostosowanie geometrii ściany (pogrubienie ściany w celu zwiększenia mimośrod, lecz ze zminimalizowaniem wykorzystania stali zbrojeniowej), zmiana siły sprężającej, zmiana układu kabli sprężających. Możliwości jest wiele, lecz tutaj autor skupił się na odwzorowaniu, które ujawni potencjał stosowania sprężenia w ścianie szczelinowej. Wszelkie modyfikacje tego rodzaju technologii mogą stanowić dalsze analizy – patrz. rozdział 10.

Po wykonaniu szeregu analiz autor skupił się na opracowaniu optymalnego „ustawienia” systemu sprężającego tak, aby możliwie obiektywnie móc porównać wyniki układu „bez sprężenia” z układem „ze sprężeniem”. Główne różnice w wynikach dotyczą przemieszczeń obudowy, sił wewnętrznych oraz przede wszystkim naprężeń.

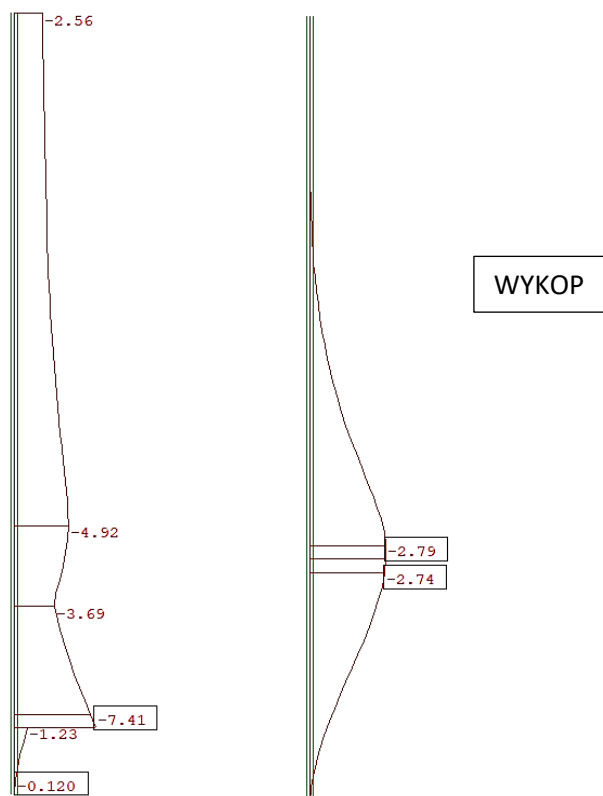
PRZEMIESZCZENIA



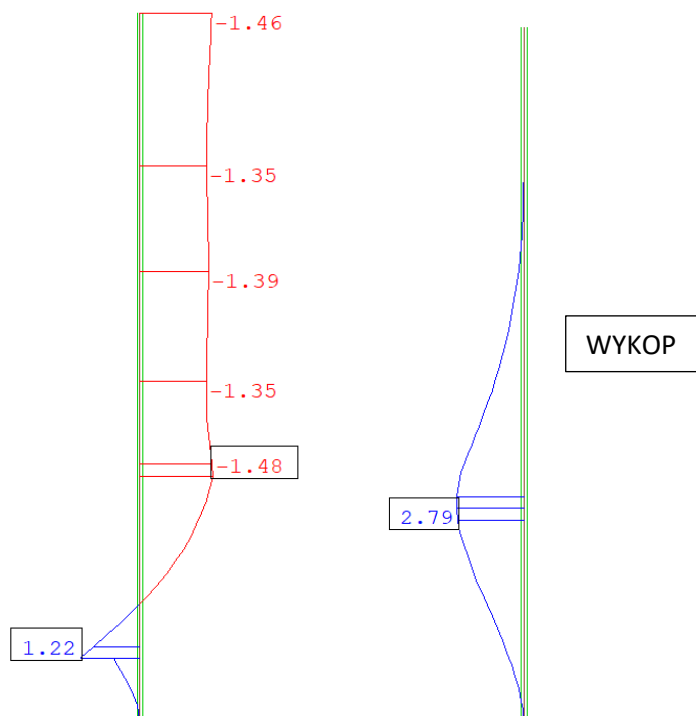
Rys. 5.67. Wyniki przemieszczeń poziomych ściany niesprężonej (po lewej), ściany sprężonej (po prawej).



Rys. 5.68. Sofisitk – maksymalne naprężenia rozciągające ściany od strony wykopu (po lewej), od strony gruntu (po prawej) dla docelowej głębokości wykopu – Faza IV (bez sprężenia).



Rys. 5.69. Wyniki obwiedni naprężeń ściskających dla sprężonej obudowy (po lewej), niesprężonej (po prawej)



Rys. 5.70. Naprężenia rozciągające dla ściany sprężonej (po lewej), dla ściany niesprężonej (po prawej).

Prezentowane wyniki potwierdzają sens wykorzystania systemu sprężenia w ścianach szczelinowych w kontekście zmniejszenia naprężeń w betonie tzn. uszczelnienia obudowy i zmniejszenia przemieszczeń samej ściany. W konsekwencji możliwe jest uzyskanie bardziej wytrzymałej obudowy wykopu na daną sytuację projektową. Sprawę zdecydowanie polepsza zwiększenie mimośrodów sprężenia. Autor nie odnotował znaczących różnic dla przemieszczeń obudowy przy osiowo zadanym sprężeniu. Różnice te uwidaczniają się przy zadanych mimośrodkach. Wyniki otrzymane w zdecydowanie dokładniejszym modelu 1D potwierdzają wyniki otrzymywane w analizie 3D. Dokładność otrzymywanych wyników w podejściu „zintegrowanych” jest zdecydowanie lepsza. Nieporównywalne jest także samo korzystanie z modeli. Pozorne większe poświęcenie czasu na utworzenie modelu w programie takim jak GEO5, przekłada się na oszczędności czasu analizy docelowe układu PDW.

6. WYNIK SPRĘŻENIA PODEJŚCIA ANALITYCZNEGO I NUMERYCZNEGO DLA SPRĘŻONEJ ŚCIANY SZCZELINOWEJ – WYTYCZNE WYKONAWCZE

W niniejszym rozdziale autor przedstawi podsumowanie dotychczas opracowanych informacji w jeden, spójnej procedurze wykonawczej. Autor rozumie przez to uwzględnienie wszystkich wymagań stawianych przez normy projektowe oraz opracowane aspekty wymiarujące wynikające z wykonanych obliczeń tzn. sprzężenie między podejściem analitycznym, a numerycznym. Docelowy „kształt” prezentowanego scenariusza aplikacyjnego jest opracowany na podstawie metody analitycznej przedstawionej w rozdziale 4 oraz zintegrowanego podejścia numerycznego przedstawionego w pkt 5.4.

Z uwagi na pewien innowacyjny charakter prezentowanego rozwiązania, autor skupi się jedynie na informacjach prawnie jawnych. Technologia PDW jest procedowana w aspekcie objęcia jej patentową ochroną własności intelektualnej i w niniejszej dysertacji doktorskiej autor pochyła się głównie nad naukowym rozwinięciem sensowności i możliwości technologicznych metody. Celem nie jest zdradzanie informacji natury *know-how*, które mogłyby zostać wykorzystane do realizacji niniejszych zadań przez inny podmiot gospodarczy. Informacje te nie są przede wszystkim rozwinięciem naukowym, a stanowią jedynie istotne szczegóły technologiczne. Niniejsza praca nie traci bowiem na jakości w kontekście naukowym czy badawczym.

WYNIK SPRĘŻENIA PODEJŚCIA NUMERYCZNEGO I ANALITYCZNEGO

Wymagania dla tradycyjnej stali zbrojeniowej, niesprężonej

- Zbrojenie konwencjonalne musi spełniać wymagania klasy A-IIIN.
- W miejscach styku z kablami sprężającymi dopuszczalna tolerancja ułożenia prętów wynosi ± 5 mm. Należy zachować grubość otuliny zgodnie z rysunkami zbrojeniowymi. Przyjmuje się, że jest to 75mm.
- Wszystkie pręty zbrojeniowe muszą być stabilnie zamocowane przed przystąpieniem do betonowania.
- Wzmocnienie w strefie zakotwień kabli sprężających powinno być zgodne z europejskimi aprobatami technicznymi.

Wymagania dla betonu

- Minimalna klasa betonu przewidziana w aspekcie wykonawczym to C30/37 XD2, XC4, XA1, wg PN-EN206-1 + W8 wg PN-88/B-06250, „contractor”. Wieniec należy wykonać z betonu C30/37 XA1 XD2 W8 wg PN-EN206-1 + W8 wg PN-88/B-06250,

a murki prowadzące z C16/20 XC1. Zalecana klasa betonu na same ściany szczelinowe to 40/50. Pełne parametry wytrzymałościowe powinny zostać osiągnięte po 28 dniach dojrzewania, jednak przy zastosowaniu mieszanki o klasie C40/50, możliwe jest osiągnięcie min. wytrzymałości na ściskanie na poziomie 33MPa już po 112 dniach. Grubość otuliny wynosi 75 mm.

- Sprężanie konstrukcji może nastąpić dopiero po zatwierdzeniu wyników badań wytrzymałościowych próbek.
- Beton powinien dojrzewać zgodnie z wytycznymi obowiązujących norm. W celu kontroli jakości należy pobrać co najmniej trzy próbki betonu z każdej sekcji ściany, poddając je dojrzewaniu w identycznych warunkach jak beton w konstrukcji.
- Proces dostarczania, układania oraz pielęgnacji mieszanki betonowej musi być realizowany w sposób ograniczający skurcz początkowy i całkowity. Skurcz po 56 dniach nie może przekraczać 0,00045.
- W trakcie betonowania należy uwzględnić dwie kwestie: 1) zapewnienie warunków umożliwiających naciąg kabli sprężających, b) Prawidłowe prowadzenie rury pompy betonowej, aby nie naruszyć elementów zbrojeniowych i cięgien sprężających.
- Mieszanka betonowa musi być dokładnie zagęszczona, szczególnie w rejonach zakotwień kabli sprężających. Należy stosować beton o konsystencji S3, z możliwie najmniejszym wymiarem ograniczonego normą kruszywa tj. 4/32.
- W przypadku jakichkolwiek odchyień w położeniu cięgien sprężających należy niezwłocznie skontaktować się z projektantem w celu przeprowadzenia weryfikacji. Przeprowadzenie sprężenia możliwe jest wyłącznie po uzyskaniu zgody kierownika budowy oraz inspektora nadzoru inwestorskiego.
- Styki betonów kolejnych sekcji ściany szczelinowej w przypadku betonowania w różnych terminach powinny zostać odpowiednio przygotowane poprzez „zgroszkowanie” tzn. oczyszczenie, usunięcie mleczka cementowego oraz zmatowienie, aby odsłonić większe frakcje kruszywa.

Wymagania dot. systemu sprężenia

1. Wszystkie urządzenia sprężające muszą posiadać aktualne certyfikaty, udostępniane projektantowi na żądanie, w tym certyfikaty potwierdzające kalibrację urządzeń. Materiały i wykonanie muszą spełniać wymagania norm europejskich.

2. Wykonawca zobowiązany jest do opracowania programu sprężania, który wymaga akceptacji projektanta.
3. Ciężna sprężająca: a) Średnica ciężien wynosi 15,7 mm (przekrój 150 mm², stal Y1860 MPa). b) Stal musi charakteryzować się niską relaksacją i być zgodna z PN-EN 1992-1-1. c) Minimalna siła zrywająca pojedynczy splot to 260 kN.
4. Technologia sprężania: Proces musi być realizowany zgodnie z aprobatą techniczną systemu sprężania, zarówno dla kabli z przyczepnością, jak i bez przyczepności.
5. Instalacja ciężien: a) Ciężna powinny być układane zgodnie z dokumentacją techniczną, z zastosowaniem podpórek dystansowych (odstęp podpórek max. 500 mm), b) Położenie ciężien w płaszczyźnie ściany może mieć tolerancję ± 100 mm, a w kierunku prostopadłym ± 5 mm, c) Profile i pozycjonowanie ciężien mają nadrzędne znaczenie w stosunku do pozostałego zbrojenia, d) Projektowana siła naciągu wynosi maksymalnie 182 kN (70% siły zrywającej splot).
6. Procedura sprężania: a) Naciąg końcowy można realizować dopiero po uzyskaniu przez beton wytrzymałości $f_{cm} \geq 30$ MPa (próbki sześciennie) i $f_{cm} \geq 25$ MPa (próbki cylindryczne), b) W przypadku wątpliwości co do jakości betonu na etapie sprężania, konieczna jest konsultacja z projektantem, c) Uzyskane wartości wydłużenia ciężien powinny być weryfikowane w stosunku do założeń projektowych. Po otrzymaniu wyników należy je niezwłocznie przekazać projektantowi do akceptacji.
7. Kanały kablowe: a) muszą być szczelne na etapie formowania ściany i dojrzewania betonu (wraz z zakotwieniem biernym), b) Nie mogą ulegać zanieczyszczeniu zaczynem cementowym ani ulec zatkaniu, c) dopuszcza się wypełnienie kanałów zawiesiną bentonitową w celu redukcji parcia mieszanki betonowej – zaleca się podwójnie przywiązywać drutem wiązałkowym kanały do zbrojenia kosza zbrojeniowego.
8. Testy korozyjne: a) W celu weryfikacji wpływu zawiesiny bentonitowej na stal sprężającą należy wykonać test zanurzeniowy próbki stalowej splotów (40 cm długości) w budowlanych warunkach eksploatacyjnych, b) Próbkę przetrzymywać od chwili rozpoczęcia betonowania sekcji przez czas utrzymywania zmobilizowanych sił sprężających.

9. Monitoring ściany szczelinowej: a) Należy przeprowadzać monitoring geodezyjny przemieszczeń poziomych ściany szczelinowej projektowanego budynku, b) min. 1 reper na każdej sekcji ściany (gdy sekcja ma długość do 2,4 m), c) montowane na 2 poziomach – w poziomie oczepu żelbetowego ściany szczelinowej, w głębokości docelowego wykopu oraz na dnie wykopu. d) Pomiary należy wykonać: po jednym dla wykonywania części podziemnej wykopu i nie rzadziej niż raz na 1 tydzień w okresie do wykonania płyty fundamentowej, następnie co 2 tygodnie do czasu zakończenia stanu „0” inwestycji. e) Zaleca się montaż inklinometrów automatycznych w sekcjach sprężonych.
10. Monitoring przemieszczeń ściany szczelinowej należy prowadzić zgodnie z osobnym projektem monitoringu.

Przygotowanie i wykonane sprężenia

1. Montaż bloku zakotwienia biernego w prefabrykowanym koszu zbrojeniowym przeznaczonym do integracji z sekcją ściany szczelinowej, zgodnie z założeniami technologicznymi oraz wymogami norm budowlanych dotyczącymi systemów sprężających. Stabilizacja osłonek ochronnych wzdłuż osi konstrukcji nośnej, realizowana zgodnie z dokumentacją technologiczną oraz rysunkami wykonawczymi, z zachowaniem minimalnej wysokości wystawiania osłonek powyżej dolnej krawędzi oczepu na poziomie 2,5 m. Po osadzeniu kosza zbrojeniowego w szczelinie należy zabezpieczyć i unieruchomić osłonki poprzez ich stabilizację względem murków oporowych, zapewniając odpowiednią integralność i równoległość elementów względem płaszczyzny ściany. Wskazane jest uprzednie potwierdzenie zgodności gabarytów szkieletu zbrojeniowego z projektem – w przypadku wystąpienia odchyłek nieprzekraczających 15,0 cm, konieczne jest ich proporcjonalne skompensowanie na całej długości osłonki. Wszelkie większe niezgodności należy niezwłocznie skonsultować z projektantem konstrukcji. Dodatkowo, wszystkie prefabrykowane segmenty osłonek muszą być starannie uszczelnione na połączeniach oraz w obrębie ich styku z zakotwieniem biernym, aby zapobiec migracji mieszanki betonowej do wnętrza układu. W celu zwiększenia stabilności zaleca się podwójne mocowanie osłonek za pomocą drutu wiązałkowego do dystansowych elementów podpierających oraz wzmocnienie połączeń poprzez miejscowe spawanie podpórek montażowych i strzemion do głównych prętów nośnych kosza zbrojeniowego. W sytuacji kolizji osłonki z tuleją przewidzianą pod zakotwienie gruntowe dopuszcza się jej przesunięcie

lub bezpośredni kontakt z tuleją, pod warunkiem braku naruszenia integralności systemu sprężania.

2. Instalacja splotów sprężających w wykonanym wcześniej kanale kablowym, zgodnie z harmonogramem robót montażowych. Alternatywnie, sploty sprężające mogą zostać wprowadzone już na etapie układania osłonek, pod warunkiem zachowania odpowiedniego poziomu ochrony przed uszkodzeniem mechanicznym i kontaminacją obcymi substancjami.
3. Scalenie oraz doszczelnienie zakotwienia biernego, obejmujące staranne uszczelnienie wszystkich połączeń systemowych oraz montaż dodatkowego zbrojenia miękkiego w obrębie strefy zakotwienia biernego, w celu optymalizacji rozkładu naprężeń w obszarze kotwienia.
4. Weryfikacja szczelności kanału kablowego, realizowana za pomocą testu ciśnieniowego, np. przy użyciu sprężonego powietrza, umożliwiającego wykrycie ewentualnych nieszczelności zarówno na poziomie indywidualnych połączeń, jak i całego przewodu kablowego. Każdy odcinek układu powinien zostać przebadany oddzielnie przed przeprowadzeniem końcowej kontroli integralności całej instalacji.
5. Ochrona wnętrza osłonek przed migracją mieszanki betonowej w trakcie formowania ściany szczelinowej poprzez ich tymczasowe wypełnienie materiałem uszczelniającym o niskiej sztywności oraz ograniczonej przyczepności do powierzchni splotów sprężających i osłonek. Do tego celu mogą zostać wykorzystane substancje takie jak wosk techniczny, pianka poliuretanowa o niskiej gęstości lub inne atestowane materiały o sprawdzonych właściwościach hydroizolacyjnych i antyadhezyjnych.
6. Umieszczenie prefabrykowanego kosza zbrojeniowego w szczelinie ściany szczelinowej oraz przeprowadzenie procesu formowania konstrukcji nośnej, przy uwzględnieniu wszystkich wymagań technologicznych związanych z sekwencyjnym betonowaniem sekcji pierwotnych i wtórnych.
7. Przygotowanie strefy zakotwień czynnych oraz oczepu ściany szczelinowej, obejmujące szczegółowe opracowanie styku między betonem ściany, a betonem oczepu, w celu zapewnienia monolitycznego połączenia i ciągłości strukturalnej, zgodnie z obowiązującymi normami inżynierskimi. Montaż zbrojenia oczepu oraz zakotwienia czynnego, przy czym blok zakotwienia powinien być umiejscowiony, co najmniej 20,0 cm powyżej styku konstrukcji. Na etapie montażu osłonki wymagają przycięcia bez ingerencji w sploty sprężające, a sam element kotwiący musi zostać osadzony na splotach i precyzyjnie połączony z osłonką. Przed przystąpieniem

do betonowania oczepu, wszystkie elementy zakotwienia muszą zostać trwale ustabilizowane.

8. Wykonanie oczepu konstrukcyjnego przy szczególnym uwzględnieniu dokładnego zagęszczenia mieszanki betonowej w obrębie strefy zakotwienia, z uwagi na wysokie zagęszczenie zbrojenia i potencjalne ryzyko powstawania raków tzn. pustek.
9. Realizacja procesu sprężania konstrukcji, możliwa wyłącznie po osiągnięciu przez beton oczepu pełnej wytrzymałości na ściskanie na poziomie 30 MPa oraz zatwierdzeniu programu sprężenia przez projektanta, kierownika budowy i inspektora nadzoru.
10. Inwentaryzacja uszkodzeń strukturalnych oczepu oraz ściany szczelinowej, obejmująca analizę potencjalnych deformacji i przemieszczeń osłonek względem osi konstrukcji.
11. Sprężanie kabli, realizowane w sposób kontrolowany, z zapewnieniem płynnego wzrostu siły oraz bieżącą kontrolą wydłużenia splotów i ciśnienia roboczego. Procedura uznawana jest za zakończoną po osiągnięciu docelowego wydłużenia z tolerancją +/- 5-10%.
12. Zabezpieczenie zakotwienia po zakończeniu sprężenia, zgodnie z aprobatą techniczną europejskiego systemu sprężania, a także przygotowanie go do potencjalnego rozkotwienia w przyszłości.
13. Iniekcja kabli sprężających, uzależniona od przyjętej metody – może być wykonana natychmiast lub po procesie rozkotwienia.
14. Dokonanie końcowej inspekcji technicznej oczepu, mającej na celu potwierdzenie prawidłowego wykonania wszystkich operacji montażowych.
15. Realizacja procedury rozkotwienia kabli, gdy pozwalają na to warunki techniczne, a następnie ewentualna iniekcja kanałów sprężających (dla wyboru technologii sprężania z przyczepnością). Wszystkie wnęki i pustki technologiczne muszą zostać uszczelnione zaprawami szybkowiązującymi o niskim skurczu, w celu ochrony konstrukcji przed oddziaływaniem czynników korozyjnych.
16. Opracowanie kompletnej dokumentacji powykonawczej, obejmującej raporty techniczne oraz dokumentację fotograficzną.

7. STUDIUM PRZYPADKU – PORÓWNANIE MOŻLIWOŚCI PDW Z PODEJŚCIEM KONWENCJONALNYM

Współczesna inżynieria lądowa stawia przed projektantami szereg wyzwań związanych z optymalizacją rozwiązań konstrukcyjnych, kosztowych oraz technologicznych. Jednym z kluczowych aspektów projektowania obiektów żelbetowych jest wybór odpowiedniej metody wykonania konstrukcji podziemnych, które niejednokrotnie stanowią istotny element budynków wysokościowych oraz infrastrukturalnych. Sensowność wykorzystania technologii sprężenia została w niniejszej pracy szeroko opisana wraz z podaniem konkretnych przykładów. W niniejszym rozdziale autor przełoży przedstawioną dotychczas zasadność konstrukcyjną na kwestie optymalizacji technologicznej, co w ogólności jest bezpośrednio związane z oszczędnościami kosztowymi.

Zagadnienia związane z wyceną robót budowlanych stanowią jedno z największych ryzyk w procesie realizacji inwestycji. Każdy projekt budowlany niesie za sobą konieczność przeprowadzenia szczegółowych analiz kosztorysowych, które uwzględniają szerokie spektrum czynników, takich jak warunki gruntowe, technologia wykonania, materiały budowlane oraz aspekt logistyczny. Istotnym problemem jest fakt, że nie istnieje uniwersalna metoda wyceny, która byłaby adekwatna dla każdego przypadku inwestycyjnego. W związku z tym, kluczowe jest przeprowadzenie analiz porównawczych, które pozwolą na identyfikację optymalnych rozwiązań technologicznych i ekonomicznych.

W niniejszym rozdziale zaprezentowano porównanie dwóch koncepcji wykonania kondygnacji podziemnych budynku wysokościowego, które uwzględniają:

- **Metodę konwencjonalną**, w której stabilizacja konstrukcji opiera się na zastosowaniu kotew gruntowych lub stalowych rozpór tymczasowych,
- **Podejście PDW**, polegającą na zastosowaniu sprężenia w pionowych konstrukcjach oporowych.

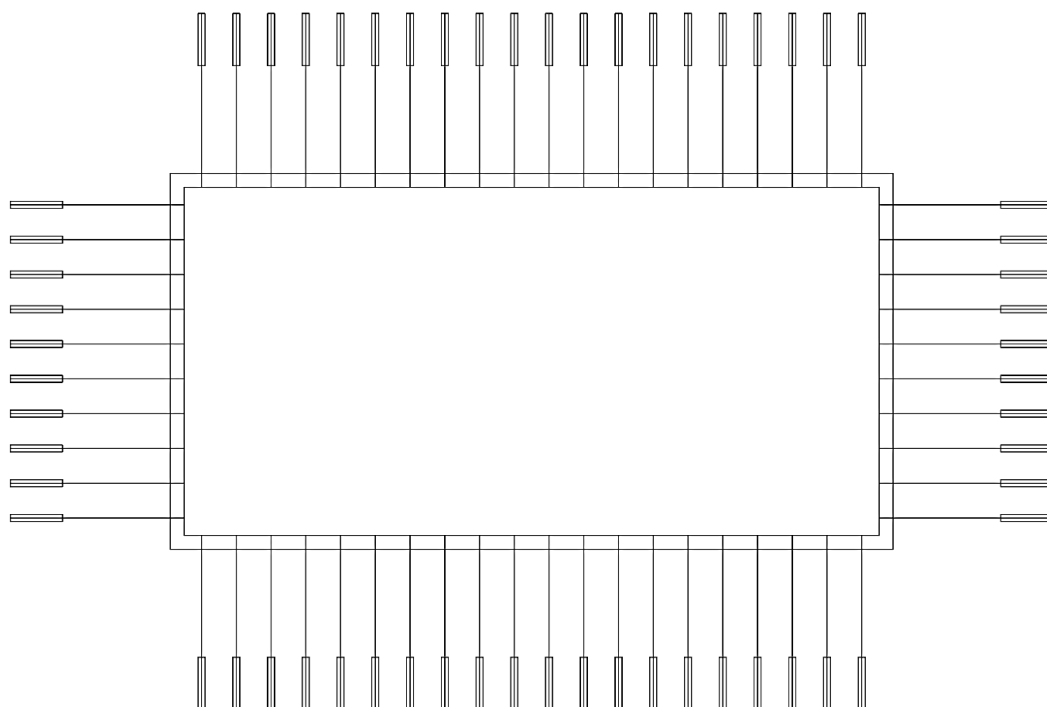
Przeprowadzone analizy pozwolą na ocenę efektywności obydwu rozwiązań w kontekście technicznym oraz kosztowym. W celu przedstawienia wyników analiz, wybrano modelowy przypadek projektowy, obejmujący budynek wysokościowy z trzema kondygnacjami podziemnymi. Jest to ogólny przypadek pozwalający na zilustrowanie zalet stosowania sprężenia w ścianach szczelinowych. Podstawowe parametry projektowe są następujące:

- Wymiary budynku w rzucie: 40 m x 20 m,
- Grubość ścian szczelinowych: 80 cm,
- Długość ścian szczelinowych: 20 m,
- Wysokość kondygnacji podziemnej: 3,0 m,
- Warunki gruntowe: średni piasek, nieuwodniony,
- Lokalizacja inwestycji: Warszawa.

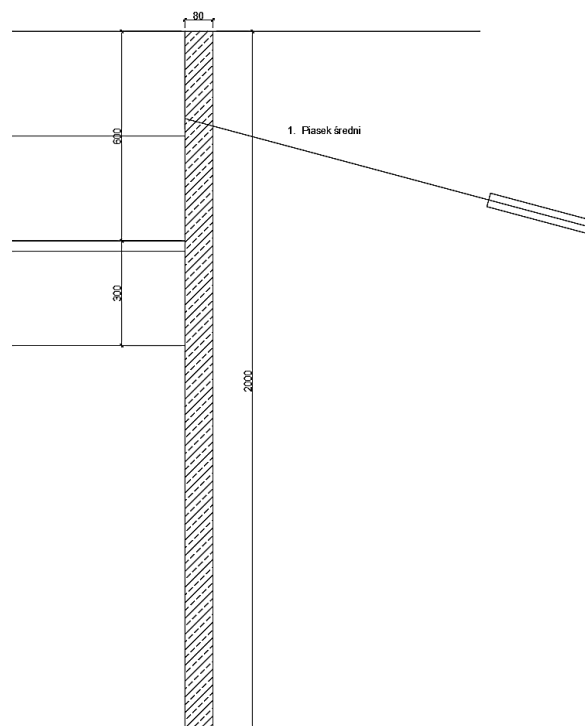
W analizie założono, że obie koncepcje zostaną porównane w identycznych warunkach, co pozwoli na maksymalnie obiektywną ocenę ekonomiczną obu metod.

Koncepcja Ia: podejście tradycyjne – zastosowanie kotew gruntowych

W ramach tej koncepcji stabilizacja ścian szczelinowych oraz kondygnacji podziemnych jest realizowana przy wykorzystaniu kotew gruntowych. Jest to technologia powszechnie stosowana w praktyce inżynierskiej, polegająca na osadzaniu w gruncie stalowych cięgów sprężających, które przekazują obciążenia na warstwę nośnego gruntu. Proces ten wymaga wykonania odpowiednich odwiertów, instalacji cięgów oraz ich naprężenia.

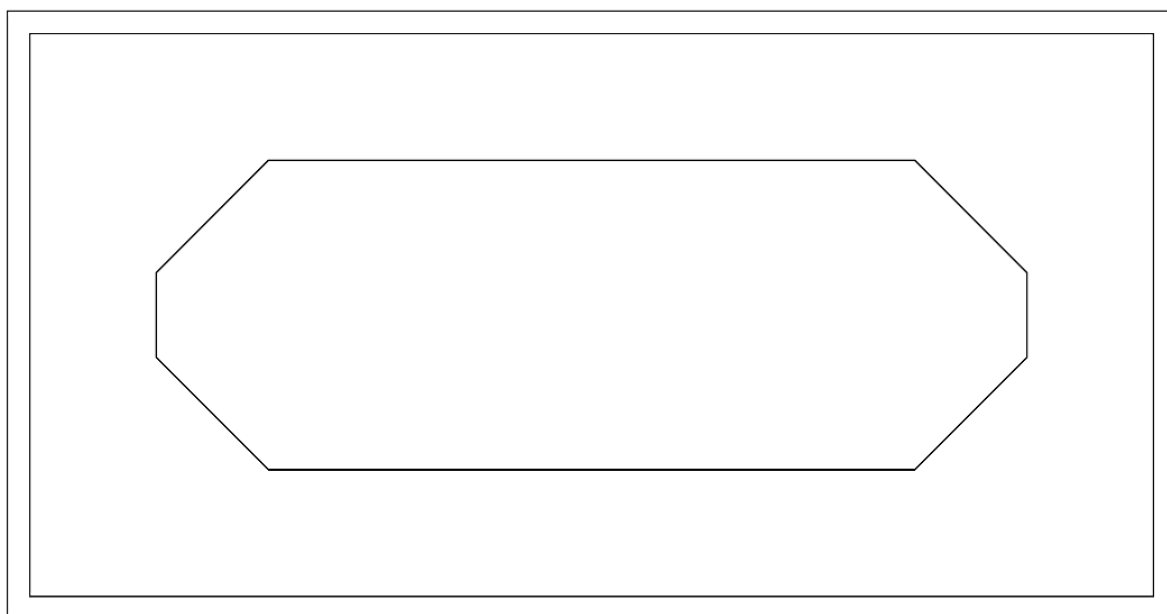


Rys. 7.1. Koncepcja Ia – wykonanie pierwszego poziomu kotwienia przy użyciu kotew gruntowych o długości 15,0m, w rozstawie co 2,0m – rzut koncepcji.



Rys. 7.2. Koncepcja Ia – wykonanie pierwszego poziomego kotwienia przy użyciu kotew gruntowych – przekrój koncepcyjny.

W każdej z omawianych koncepcji drugi poziom podparcia będzie stanowił strop rozporowy z otworem technologicznym (koncepcja O-ring).



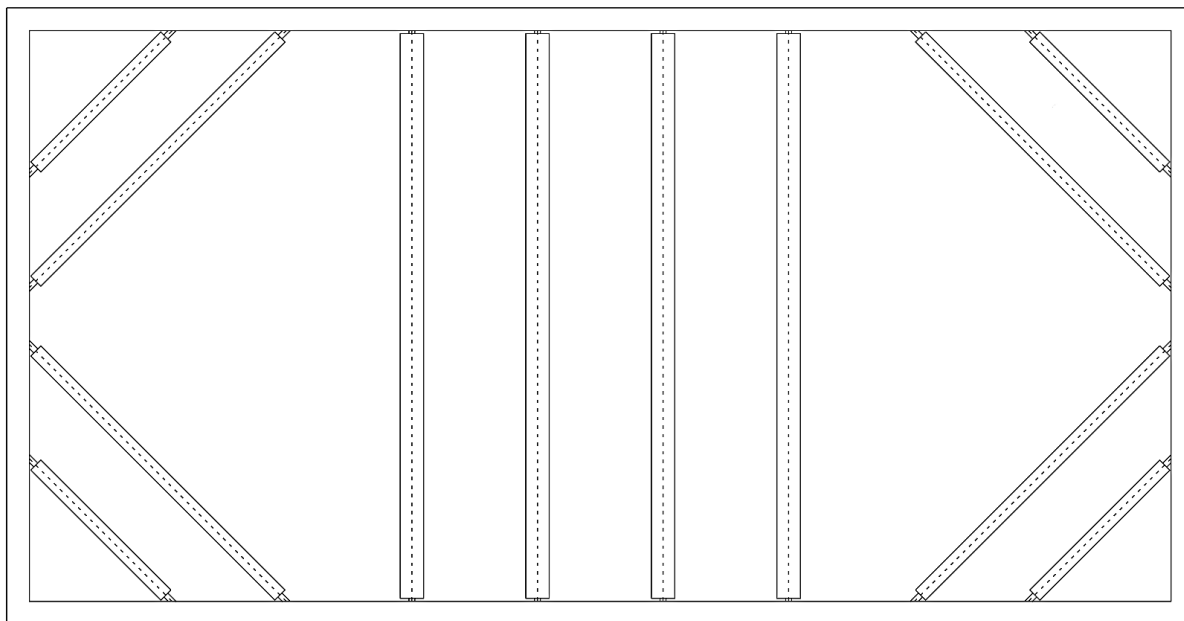
Rys. 7.3. Koncepcja Ia, Ib i II – wykonanie drugiego poziomu podparcia z wykorzystaniem stropu rozporowego z otworem technologicznym – rzut koncepcji.

Zastosowanie tej metody wiąże się jednak z szeregiem wyzwań, takich jak:

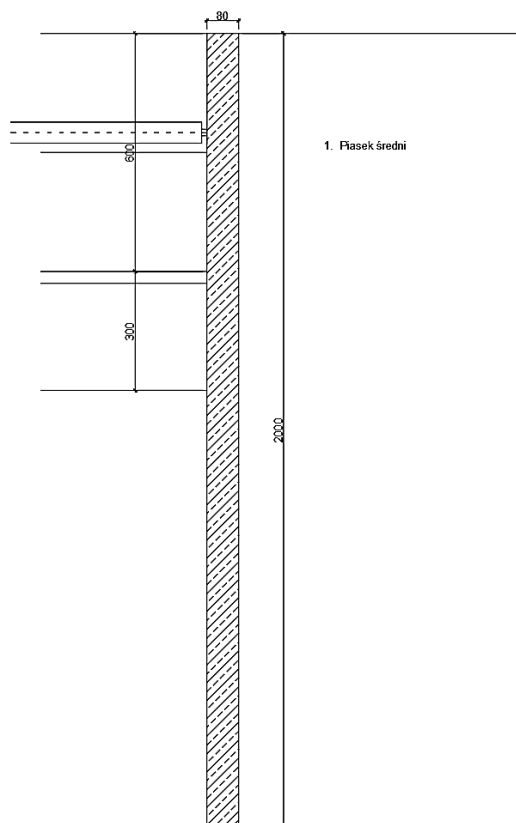
- **Wysokie koszty montażu kotew** – wymagane jest wykonanie specjalistycznych odwiertów oraz zastosowanie technologii sprężenia,
- **Długi czas realizacji** – proces instalacji i napinania kotew jest czasochłonny,
- **Potrzeba ciągłej kontroli technicznej** – konieczność monitorowania sił sprężenia w kotwach oraz ich zachowania w dłuższym okresie czasu,
- **Ryzyko oddziaływania na sąsiednie konstrukcje** – w przypadku gęstej zabudowy miejskiej, stosowanie kotew może wpływać na stabilność sąsiednich obiektów.

Koncepcja Ib: podejście tradycyjne – zastosowanie rozpór stalowych

Analogiczna koncepcja nazwana roboczo Ib ma pokazać znany przypadek z wykorzystaniem rozpór stalowych. Dla rozpatrywanego przypadku przyjęto najbardziej popularne i najczęściej stosowane rozpory stalowe o średnicach 508x12,5mm oraz 813x12,5mm. Rozpatrywaną koncepcję przedstawiono na Rys. 7.4 i 7.5.



Rys. 7.4. Koncepcja Ib – wykonanie pierwszego poziomego rozparcia z wykorzystaniem rozpór stalowych – rzut koncepcji.



Rys. 7.5. Konceptja Ib – wykonanie pierwszego poziomego rozparcia z wykorzystaniem rozpór stalowych – przekrój koncepcji.

Konceptja II: PDW – zastosowanie sprężenia w ścianach szczelinowych

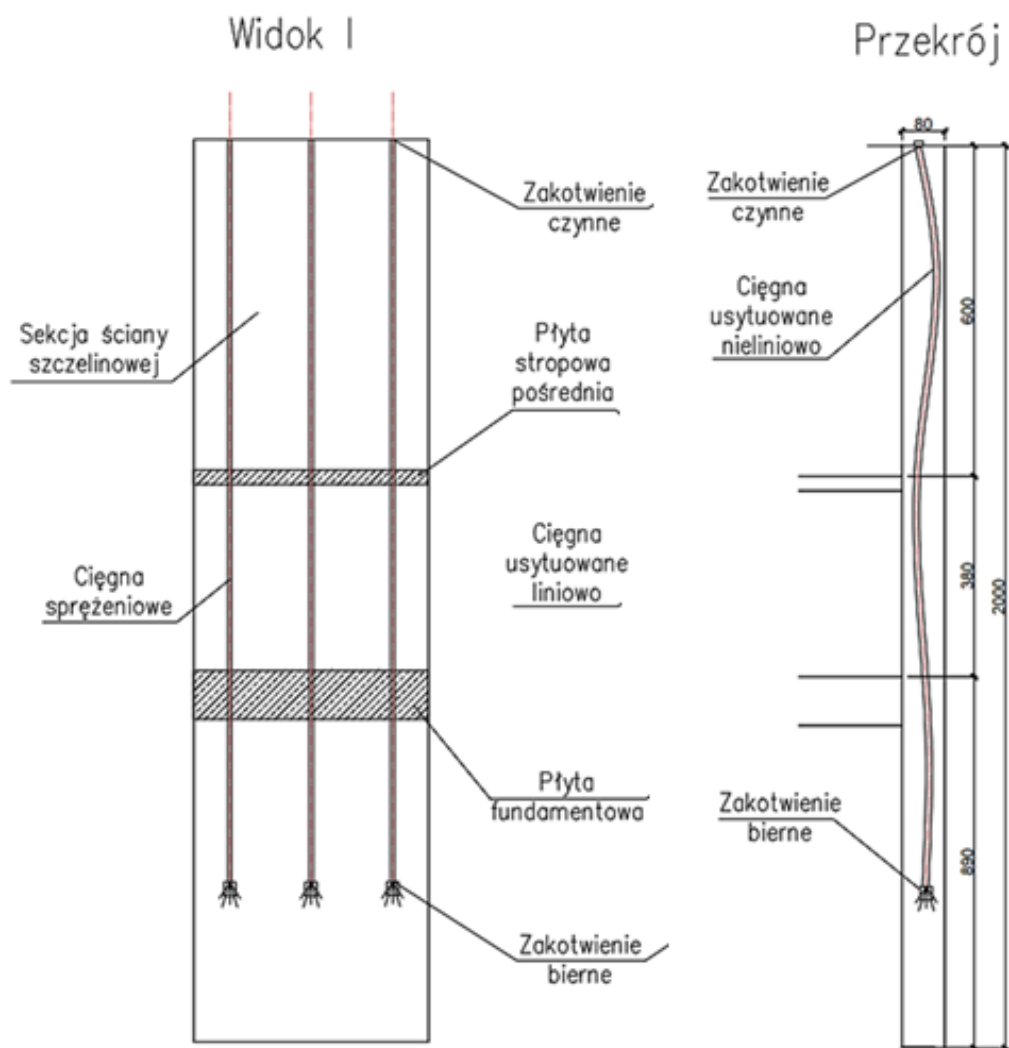
Alternatywnym podejściem jest opisywane w niniejszej dysertacji podejście PDW. Główną wyjściową do rozpatrywania zalet jest całkowita lub częściowa reedukacja rozpór stalowych lub kotew gruntowych, co przynosi dwie zasadnicze korzyści: obniża koszt realizacji obudowy z uwagi na redukcję wymienionych elementów oraz przyspiesza czas potrzebny na wykonanie wykopu przez redukcję faz (możliwość wykonania wykopu w jednej fazie dla wykopu o gł. 6,0 m – patrz. Rys. 7.6.)



Rys. 7.6. Koncepcja II – rzut proponowanego rozwiązania. Przestrzeń wykopu jest wolna od przeszkód w postaci rozpór. Teren sąsiada nie jest zajęty przez kotwy gruntowe.

Odpowiednia konfiguracja trasy przebiegu kabla sprężającego ma istotny wpływ na parametry pracy elementu konstrukcyjnego. Możliwość sterowania tym ułożeniem pozwala na dostosowanie charakterystyk nośnych i użytkowych konstrukcji do wymagań projektowych. W analizowanym przypadku zastosowano wariant najbardziej podstawowy, w którym kabel sprężający został usytuowany wzdłuż osi ściany szczelinowej. Alternatywne rozwiązanie, polegające na nieliniowym układzie kabla dostosowanym do rozkładu momentów sprężających zarówno w danej fazie obciążenia, jak i w kontekście obwiedni oddziaływań, umożliwia istotne ograniczenie poziomych przemieszczeń konstrukcji oraz redukcję naprężeń wewnętrznych w elemencie żelbetowym.

Zjawisko to skutkuje obniżeniem zapotrzebowania na stal zbrojeniową, konieczną do przejęcia sił rozciągających, co bezpośrednio wpływa na optymalizację zużycia materiału. W przypadku liniowego ułożenia kabla sprężającego lub jego przesunięcia w kierunku wykopu, możliwe jest korzystne ukształtowanie rozkładu naprężeń, co ma kluczowe znaczenie w aspekcie warunków użytkowalności konstrukcji, zwłaszcza w odniesieniu do ograniczenia szerokości rys. W wielu wariantach projektowych to właśnie konieczność spełnienia rygorystycznych kryteriów dotyczących kontroli zarysowania determinuje zwiększenie ilości zastosowanej stali sprężającej, co bezpośrednio przekłada się na wzrost kosztów realizacji inwestycji.



Rys. 7.7. Koncepcja II – przekrój proponowanego rozwiązania. Możliwe jest nieliniowe ułożenie kabla sprężającego.

Podstawy kosztorysowe:

Struktura kosztorysowa w początkowej fazie realizacji każdego wariantu technologicznego pozostaje tożsama. Obejmuje ona wykonanie szczeliny technologicznej, przygotowanie i zastosowanie zawiesziny bentonitowej, eksploatację niezbędnego parku maszynowego oraz zużycie określonej ilości mieszanki betonowej. Kluczowe różnice pojawiają się na etapie obliczeń dotyczących ilości zastosowanego zbrojenia biernego, a także przy analizie zasadności użycia stalowych systemów rozpierających lub alternatywnie kotew gruntowych, co wpływa na całkowity bilans kosztowy inwestycji.

W przypadku koncepcji II istotnym aspektem jest możliwość realizacji wykopu o głębokości do 6,0 m (tj. odpowiadającej wysokości dwóch kondygnacji) bez konieczności tymczasowego wstrzymywania prac w celu montażu rozpór stalowych bądź instalacji i sprężania kotew

gruntowych. Takie rozwiązanie przekłada się na uproszczenie harmonogramu robót, redukcję kosztów pośrednich oraz zwiększenie efektywności logistycznej procesu budowlanego.

Poniżej przedstawiono przykład metodyki kosztorysowania dla tradycyjnego zakresu prac związanych z realizacją podziemnej części obiektu budowlanego, uwzględniający poszczególne etapy technologiczne oraz ich wpływ na całosciowy budżet inwestycji.

KOSZTORYS:				
1	KNR 2-01 0405-03	Przygotowanie podłoża - usunięcie ziemi roślinnej spycharkami o mocy 150 KM ...	m ³	
1*		robocizna	r-g	44.1210
2*		spycharka gąsienicowa 110 kW (150 KM)	m-g	12.5000
2	KNR 2-10 0501-01	Wytwarzanie zawiesziny ilowej z ilu w stanie naturalnym o ciężarze właściwym 1.15 t/m ³ ...	m ³	
1*		robocizna	r-g	185.2700
2*		il płuczkowy gat.I	m ³	33.6000
3*		wodorotlenek sodowy	kg	2000.0000
4*		woda przemysłowa z rurociągu	m ³	200.0000
5*		spycharka gąsienicowa 74 kW (100 KM)	m-g	0.8800
6*		przenośnik taśmowy przewoźny 10 m	m-g	48.4000
7*		przenośnik taśmowy przewoźny 15 m	m-g	145.2000
8*		przesiewnik wibracyjny 3 pokładowy 41-50 m ³ /h	m-g	48.4000
9*		mieszarka do zapraw 3.1-10 m ³ /h	m-g	145.2000
10*		mieszarka do zapraw do 3 m ³ /h	m-g	48.4000
11*		wibrosito z mieszalnikiem 12 m ³ /h	m-g	96.8000
12*		pompa zatapiana elektryczna 80 m ³ /h H=4-70 m	m-g	145.2000
3	KNR 2-10 0503-06	Głębienie wykopów szczelinowych odcinkowych o szer. 0.9-1 m głębok.do 25 m ...	m ²	
1*		robocizna	r-g	1283.5200
2*		il płuczkowy gat.I	m ³	200.0000
3*		glebiarka ICB	m-g	448.0000
4	KNR 2-10 0504-04	Wypełnienie szczelin ciągłych o głębok.do 25 m bentonitem ...	m ²	
1*		robocizna	r-g	110.7800
2*		bentonit mielony	m ³	200.0000
3*		koparka gąsienicowa 0.25 m ³	m-g	116.0000
5	KNR 2-10 0506-01	Zbrojenie ścian nosnych ...	t	
1*		robocizna	r-g	9618.7600
2*		pręty okrągłe do zbrojenia betonu śr. do 40 mm	kg	210000.0000
3*		nożyce do prętów mechaniczne elektryczne śr. 40 mm	m-g	2462.0000
4*		giętarka do prętów mechaniczna śr.do 40 mm	m-g	2462.0000
5*		wciągarka mechaniczna z napędem elektrycznym 5-10 t	m-g	2462.0000
6*		spawarka spalinowa 300 A	m-g	2684.0000
7*		koparka jednonaczyniowa gąsienicowa 0.6 m ³	m-g	1232.0000
6	KNR 2-10 0505-01	Wypełnienie szczelin odcinkowych betonem lub ilobetonem ...	m ³	
1*		robocizna	r-g	1323.6300
2*		beton zwykły z kruszywa naturalnego (mieszanka ilobetonowa)	m ³	234.0000
3*		woda przemysłowa	m ³	20.0000
4*		pompa do betonu na samochodzie 60 m ³ /h	m-g	462.0000
5*		żuraw samojezdny kołowy 7-10 t	m-g	462.0000
6*		pompa zatapiana elektryczna 80 m ³ /h H=4-70 m	m-g	462.0000
7	KNR 2-01 0203-01 z.sz. 2.3.2.	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiorcami o poj. łyżki 1.20 m ³ w gruncie kat. II	m ³	
1*		robocizna	r-g	96.2438
2*		koparka gąsienicowa 1.20 m ³	m-g	29.1368
3*		samochód samowyladowczy 10-15 t	m-g	78.0394

Rys. 7.8. NormaPRO – podstawa struktury kosztorysowej jest taka sama w przypadku obu koncepcji.

Dane kosztowe dla koncepcji Ia:

W analizowanym przypadku konieczne byłoby zastosowanie 60 kotew gruntowych o długości 18,0 m każda, co stanowi istotny element konstrukcyjny w systemie zabezpieczenia wykopu. Proces kosztorysowania tego rodzaju elementów inżynierskich jest wyjątkowo złożony, głównie ze względu na znaczne zróżnicowanie kosztów ich wykonania. W 2025 roku stawki jednostkowe za realizację kotwy gruntowej kształtowały się w przedziale od 170 zł/mb do 350 zł/mb. Tak szeroki zakres cenowy wynika z wielu czynników wpływających na finalne koszty, takich jak:

- lokalizacja inwestycji oraz dostępność sprzętu i materiałów,

- warunki gruntowo-wodne, w tym obecność i poziom wód gruntowych,
- liczba i rozmieszczenie kotew względem ściany szczelinowej,
- sposób wykonania – czy kotwy realizowane są pod stropem, czy jako pierwszy poziom kotwienia,
- geometria kotwy, w tym długość buławy iniekcyjnej oraz parametr siły sprężającej,
- metoda iniekcji oraz typ zastosowanej kotwy (tymczasowa vs. stała),
- konieczność doszczelnienia iniekcji lub powtórnej mobilizacji sprzętu w przypadku rozprężenia kotew.

Na podstawie konsultacji ze specjalistami ustalono, że optymalnym i uzasadnionym przyjęciem do kalkulacji będzie wartość jednostkowa 230 zł/mb. Przyjęcie tej ceny wynika z korzystnych warunków gruntowo-wodnych (brak wody gruntowej), realizacji kotew jako pierwszego poziomu kotwienia oraz wykonywania ich w gruntach niespoistych, co upraszcza proces technologiczny i obniża koszty wykonania.

Warto podkreślić, że oszacowana cena nie uwzględnia ewentualnych dodatkowych uzgodnień kontraktowych pomiędzy zamawiającym a wykonawcą, a jedynie odzwierciedla możliwie najbardziej neutralną wartość rynkową.

Prosty rachunek daje wynik (M+R):

$$60\text{szt} \cdot 230\text{zł/mb} \cdot 18\text{mb} = \mathbf{248\ 400\ \text{zł}}$$

Proces uzyskania zgody na czasowe zajęcie terenu sąsiedniej działki w celu realizacji prac budowlanych jest nieodłącznym elementem inwestycji, a jego koszty zależą od statusu prawnego gruntu. W sytuacji, gdy przyległa działka stanowi własność miejską, stawki za użytkowanie terenu regulowane są na podstawie obowiązujących uchwał samorządowych. W przypadku m.st. Warszawy, zgodnie z Uchwałą Nr LXXIV/2468/2022 Rady Miasta Stołecznego Warszawy z dnia 16 grudnia 2022 r., wysokość opłat za zajęcie pasa drogowego jest zróżnicowana w zależności od kategorii drogi. Aktualnie koszty dzienne wynoszą:

- **od 5,2 zł/m²** dla drogi wojewódzkiej,
- **od 2,6 zł/m²** dla drogi gminnej.

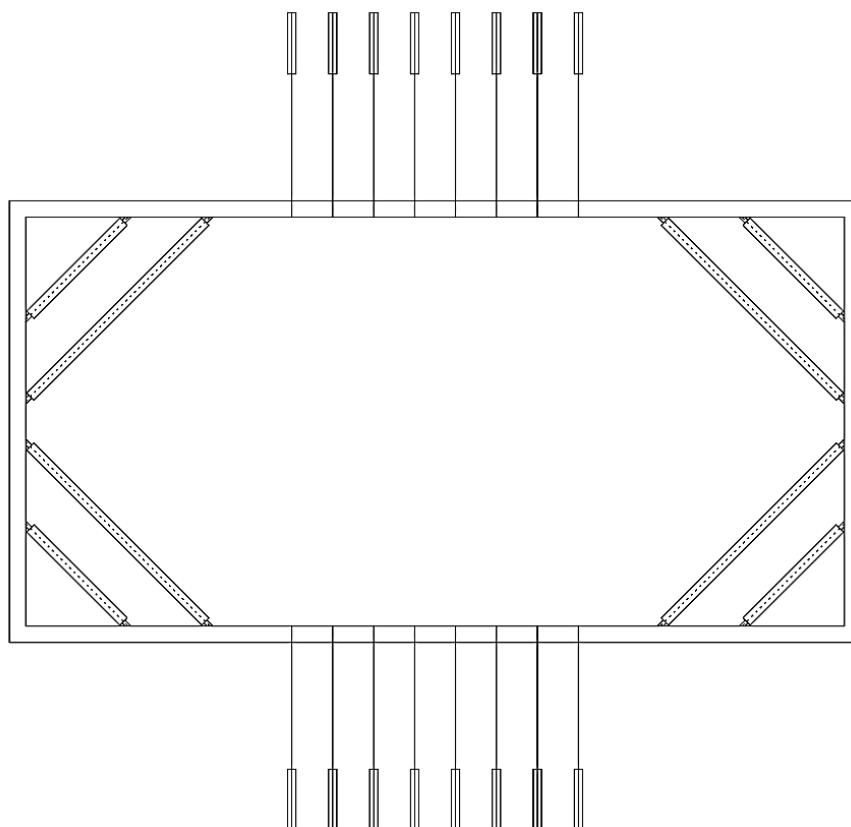
W kontekście realizacji inwestycji podziemnej każda pojedyncza kotwa gruntowa wymaga zajęcia powierzchni rzędu **18 m²**. Przekłada się to na dzienny koszt użytkowania terenu wynoszący od **46,8 zł do 90,0 zł** za każdą kotwę, w zależności od kategorii drogi.

Z uwagi na specyfikę procesu budowlanego, kotwy gruntowe w stanie sprężonym pozostają w użytkowaniu przez kilka miesięcy. Przyjmując minimalny okres eksploatacji na **4 miesiące**, łączny koszt wynajmu terenu dla **60 kotew gruntowych** może wynosić od **336 960 zł** (dla drogi gminnej) do **648 000 zł** (dla drogi wojewódzkiej).

Ostateczny koszt realizacji podziemnych kondygnacji w przypadku wariantu technologicznego opierającego się wyłącznie na zastosowaniu kotew gruntowych, przy założeniu, że wszystkie kotwy znajdują się poza granicami działki inwestora, może wynieść nawet **896 400 zł**.

W praktyce inwestycyjnej często stosuje się jednak rozwiązania hybrydowe, które polegają na zastosowaniu kotew gruntowych głównie w narożnikach wykopu, natomiast w jego centralnej części wykorzystuje się alternatywne systemy zabezpieczeń, np. rozpory stalowe. Takie podejście pozwala ograniczyć koszty związane z użytkowaniem terenu sąsiedniego, lecz jednocześnie wpływa na wzrost ceny jednostkowej wykonania 1 mb kotwy, ze względu na konieczność dostosowania technologii do bardziej złożonych warunków pracy konstrukcji.

Poniżej przedstawiono szczegółowy schemat kosztorysowy dla wariantu hybrydowego, uwzględniający optymalizację nakładów inwestycyjnych oraz analizę wpływu wybranej technologii na harmonogram prac budowlanych – patrz. Rys. 7.9.



Rys. 7.9. koncepcja hybrydowa wykorzystująca kotwy gruntowe i rozpory stalowe.

Dane kosztowe dla koncepcji Ib:

W koncepcji Ib wyniki obliczeń pokazują konieczność zastosowania rozpór stalowych o długościach:

- 6,5m – 4szt – $\varnothing 508 \times 12,5 \text{ mm}$
- 12,0m – 4szt. – $\varnothing 508 \times 12,5 \text{ mm}$
- 20,0m – 4szt. – $\varnothing 813 \times 12,5 \text{ mm}$

Suma metrów bieżących rozpór stalowych – $\varnothing 508 \times 12,5 \text{ mm}$

$$(6,5 \text{ mb} + 12 \text{ mb}) \cdot 4 \text{ szt} = 74 \text{ mb}$$

Masa rozpory: 153 kg/mb

$$74 \text{ mb} \cdot 153 \text{ kg/mb} = 11\,322 \text{ kg}$$

Suma metrów bieżących rozpór stalowych – $\varnothing 813 \times 12,5 \text{ mm}$

$$20mb \cdot 4szt = 80 mb$$

Masa rozpory: $247kg/mb$

$$80mb \cdot 247kg/mb = 19\,760kg$$

Łączna masa stali:

$$11\,322kg + 19\,760kg = 31\,082kg$$

Rynek warszawski w 2025 roku dyktuje cenę 7,0 zł/kg za używaną rozporę. Daje to wynik (M):

$$31\,082kg \cdot 7,0zł/kg = \mathbf{217\,574\,zł}$$

W kontekście stosowania systemu rozpór stalowych należy uwzględnić nie tylko ich montaż, lecz także późniejszy demontaż, który generuje dodatkowe nakłady czasowe i finansowe. Proces ten wymaga zaangażowania zarówno pracowników, jak i sprzętu dźwigowego, co wpływa na harmonogram realizacji inwestycji oraz łączny koszt robót budowlanych.

Prace montażowe i demontażowe przyjęto z doświadczenia przyjmując możliwie „bezpieczne” wartości tzn. niższe ceny, niż w rzeczywistości mogłoby wystąpić. Zabieg ten jest celowy, ponieważ pozwoli on ujawnić przewagę stosowania sprzęcia jako oszczędności kosztowej względem możliwie najtańszych rozwiązań konkurencyjnych.

Montaż dla tego rodzaju przedsięwzięcia wycenia się jako praca ok. 4 osób przez kilka dni. Należy uwzględnić w tym mobilizację i zużycie sprzętu, energii (spawarek, dźwigu itp.). Cena rynkowa wykwalifikowanego pracownika w I kw. 2025 r. to 90 zł brutto/h.

$$4\,osoby \cdot 90zł/h \cdot 10h \cdot 4dni = \mathbf{14\,400\,zł}$$

Demontaż sprawi, iż powyższą kwotę należy pomnożyć razy 2. Tym samym uzyskuje się wartość robocizny R na poziomie **28 800 zł**. Bazując na doświadczeniu autora jak również na wywiadzie środowiskowym, otrzymana wartość robocizny dla montażu i demontażu rozpór dla rynku warszawskiego w I kw. 2025 r. jest wartością bardzo atrakcyjną.

Podczas montażu rozpór często występują trudności związane z właściwym połączeniem elementów konstrukcyjnych, zwłaszcza w miejscach ich styku ze ścianą szczelinową. W celu

zapewnienia stabilnego mocowania rozpór, na etapie prefabrykacji zbrojenia ściany szczelinowej, do kosza zbrojeniowego montuje się specjalnie przygotowaną blachę stalową, potocznie określaną jako „marka stalowa”. Blacha ta jest integralnie połączona z prętami zbrojenia, a następnie całość zostaje umieszczona w szczelinie gruntowej wypełnionej zawieszoną bentonitową. Po przeprowadzeniu betonowania sekcji ściany metodą kontraktor, marka stalowa staje się trwałym elementem konstrukcji.

Kluczowe znaczenie ma precyzyjne umiejscowienie blachy na etapie betonowania, gdyż po odkopaniu ściany szczelinowej nie ma już możliwości dokonania jakichkolwiek korekt jej położenia. W praktyce zdarzają się sytuacje, w których rzeczywiste rozmieszczenie marek stalowych nie pokrywa się dokładnie z projektem, co skutkuje problemami z dopasowaniem rozpór do już zabetonowanych elementów. Dopiero na placu budowy istnieje możliwość dostosowania elementów do rzeczywistych warunków, co jednak wydłuża czas montażu i zwiększa koszty robocizny. Ze względu na to ryzyko, wykonawcy często uwzględniają w kosztorysie wyższe stawki za instalację tego typu systemów podparcia.

Kolejnym istotnym aspektem technologicznym jest dostępność sprzętu dźwigowego, który odgrywa kluczową rolę w procesie montażu i demontażu rozpór. Już na etapie planowania inwestycji dobiera się odpowiednie dźwigi wieżowe oraz przeprowadza analizę ich wysokości, zasięgu oraz udźwigu, a następnie zgłasza je do Urzędu Dozoru Technicznego w celu uzyskania wymaganych zezwoleń. Na podstawie tych analiz podejmowana jest decyzja dotycząca ewentualnej konieczności tymczasowego zwiększenia wysokości żurawia wieżowego na czas montażu i demontażu rozpór lub alternatywnie – wynajęcia dodatkowego dźwigu kołowego. Wybór optymalnego rozwiązania uzależniony jest od specyficznych warunków realizacji inwestycji, takich jak układ przestrzenny placu budowy, ograniczenia logistyczne czy harmonogram prac konstrukcyjnych.

Powyższe czynniki jednoznacznie wskazują, że system rozpór stalowych, mimo swojej skuteczności w stabilizacji wykopów, wiąże się z wieloma wyzwaniem organizacyjnymi i dodatkowymi kosztami, które należy uwzględnić na etapie planowania i kosztorysowania inwestycji.

Dane kosztowe dla koncepcji II:

Aby oszacować koszty związane z wykorzystaniem sprzętu w omawianej koncepcji należy przeanalizować:

- Koszt wykonania sprzężenia w tym: materiał + elementy dodatkowe, robocizna, sprzężenie i obsługa
- Redukcja kosztów związana z mniejszym wskaźnikiem zbrojenia dla samych ścian szczelinowych, ale też dla stropu rozporowego – rozpatrywany jako dalsze analizy

W rozpatrywanym przypadku nie uwzględniono redukcji wskaźnika zbrojenia, zatem porównano tylko różnice technologiczne między wymienionymi koncepcjami Ia, Ib oraz II.

Założenia co do kosztów wykonania sprzężenia (R+M+S):

- Ilość kanałów sprzężających: 84 (w obliczeniach przyjęto 2 kanały na sekcję o długości 2,8m, ilość sekcji 42)
- Długość kanałów: 15m

Koszty wykonania sprzężenia (dane na I kwartał 2025 roku): 170zł/mb – dane te pochodzą z przeprowadzonych z wykonawcami konsultacji (zapytano 3 wykonawców) i stanowią wartość średnią z zaproponowanych wartości na rynku warszawskim. Na potrzeby tej wartości tę zaokrąglono w górę do pełnych złotych.

Aby precyzyjnie oszacować koszty związane z zastosowaniem technologii sprzężenia w analizowanej koncepcji, konieczne jest przeprowadzenie szczegółowej analizy obejmującej następujące aspekty:

- Koszt wykonania sprzężenia, który uwzględnia:
 - zakup materiałów, w tym cięgien sprzężających oraz elementów dodatkowych,
 - koszty robocizny związanej z montażem systemu,
 - koszty procesu sprzężania i jego technicznej obsługi.
- Oszczędności wynikające z redukcji wskaźnika zbrojenia, które mogą obejmować zarówno ściany szczelinowe, jak i elementy poziome konstrukcji, np. strop rozporowy. Potencjalne zmniejszenie zużycia stali zbrojeniowej wymaga jednak osobnej analizy i w ramach bieżącego opracowania nie zostało uwzględnione. W związku z tym porównaniu poddano jedynie różnice technologiczne pomiędzy trzema wariantami koncepcyjnymi oznaczonymi jako Ia, Ib oraz II.

W ramach analizy przyjęto następujące parametry techniczne dla systemu sprężającego:

- Liczba kanałów sprężających: 84
 - Założono, że każda sekcja ściany szczelinowej o długości 2,8 m będzie wyposażona w 2 kanały sprężające.
 - Całkowita liczba sekcji wynosi 42, co daje 84 kanały sprężające w całej konstrukcji.
- Długość pojedynczego kanału sprężającego: 15 m
- Koszt jednostkowy wykonania sprężenia: **160 zł/mb**
 - Dane te uzyskano na podstawie konsultacji przeprowadzonych z trzema wykonawcami, działającymi na rynku warszawskim. Zapytania skierowano do firm wyspecjalizowanych w układaniu systemów sprężen w obiektach mostowych oraz przemysłowych (mowa o stropach kablobetonowych). Jest to wartość robocizny i wykorzystania sprzętu (sprężarek) przeliczona na uśredniony 1mb danego sprężenia.
 - Wartość 170 zł/mb stanowi średnią cenę zaproponowaną przez wykonawców na I kwartał 2025 roku.
 - W celu zachowania spójności kosztorysowej, na potrzeby niniejszego opracowania kwotę tę zaokrąglono do pełnych złotych.

Oszacowanie kosztów sprężenia w rozpatrywanej koncepcji wymaga nie tylko uwzględnienia wydatków związanych z materiałami i robocizną, ale także potencjalnych oszczędności wynikających z redukcji tradycyjnego zbrojenia. Jak wspomniano wcześniej, celem niniejszego rozważania kosztowego jest potwierdzenie zasadności i sensowności technologii PDW, tym samym autor dla rzetelności obliczeń przyjął możliwie najmniej korzystny wariant w kierunku PDW. Oczywiście możliwe jest precyzyjne przeanalizowanie przewidywanych kosztów realizacji danego przedsięwzięcia z wykorzystaniem PDW, lecz jest ku temu potrzebna realna inwestycja. Utworzenie przykładu reprezentatywnego mogłoby być nieobiektywne z uwagi na dostosowanie wymagań/sytuacji obliczeniowej do zalet PDW np. kiepskie warunki gruntowe itp.

Poniżej przedstawiono obliczenia kosztowe dla rozpatrywanej koncepcji II:

Łączna ilość mb kabli sprężających:

$$84 \cdot 15m = 1260mb$$

Koszt wykonania sprężenia (R+M+S):

$$1260mb \cdot 160zł/mb = \mathbf{201\ 600zł}$$

Warto dodać, że niezwykle istotną zaletą związaną z analizą wykorzystania sprężenia jest zredukowanie stali miękkiej wykorzystanej w koszu zbrojeniowym. Prosta symulację dla tego rodzaju przypadku przedstawiono poniżej.

We wszystkich analizowanych wariantach ściana szczelinowa zachowuje identyczne parametry geometryczne oraz jest wykonywana w ten sam sposób pod względem technologicznym. Różnice pojawiają się jednak w zakresie wskaźnika zbrojenia, który zależy od przyjętej metody stabilizacji – poprzez zastosowanie systemu rozpór lub kotew gruntowych. Wartość wskaźnika zbrojenia różni się w poszczególnych wariantach koncepcyjnych **Ia, Ib oraz II**, co wynika z odmiennego sposobu przenoszenia obciążeń i stabilizacji konstrukcji. W przypadku koncepcji **Ia oraz Ib** oszacowany wskaźnik zbrojenia wynosi około **75 kg/m²** powierzchni ściany szczelinowej. Zastosowanie technologii sprężenia, w zależności od panujących warunków gruntowo-wodnych, przyczynia się do redukcji przemieszczeń górnej krawędzi ściany oraz wpływa na zmianę rozkładu momentów zginających w konstrukcji.

Optymalizacja ściany szczelinowej pod kątem mniejszych momentów zginających prowadzi do obniżenia zapotrzebowania na zbrojenie w porównaniu do podejścia tradycyjnego. Autor przeprowadził trzy niezależne analizy, z których wynika, że redukcja wskaźnika zbrojenia waha się w przedziale **8% – 12%**. Na potrzeby dalszych obliczeń symulacyjnych i porównań przyjęto uśrednioną wartość redukcji wskaźnika zbrojenia na poziomie 10%. Wyniki te wskazują, że zastosowanie sprężenia w konstrukcji ściany szczelinowej nie tylko poprawia jej parametry użytkowe, ale także pozwala na optymalizację zużycia stali zbrojeniowej, co może istotnie wpłynąć na efektywność ekonomiczną realizowanego przedsięwzięcia. Wyniki symulacji dla przykładu zredukowania wskaźnika zbrojenia o 10%.

Obecna cena stali zbrojeniowej (I kwartał 2025 roku) to 4,3 – 4,6 zł brutto/kg

Powierzchnia ścian szczelinowych w omawianym przykładzie wynosi:

$$(40 + 20) \cdot 2 \cdot 2 = 2400m^2$$

Masa stali zbrojeniowej dla omawianego przykładu (koncepcja I):

$$2400m^2 \cdot 75kg/m^2 = 180\,000kg$$

Przyjmując cenę 4,5 zł/kg otrzymuje się wartość:

$$4,5\,zł/kg \cdot 180\,000kg = \mathbf{810\,000zł}$$

Przy redukcji wskaźnika zbrojenia o 10% otrzymuje się wartość:

$$2400m^2 \cdot 0,9 \cdot 75kg/m^2 \cdot 4,5\,zł/kg = \mathbf{729\,000\,zł}$$

Powyższa analiza została przeprowadzona przy ogólnych założeniach, aby jak najdokładniej oddać sens adaptacji technologii mostowych do konstrukcji oporowych. Oczywiście jest, że każdą koncepcję projektową należy rozpatrzyć indywidualnie. Szczególnie w aspektach geotechnicznych, bardzo istotne jest uwzględnienie wszystkich zmiennych wpływających na cenę danej realizacji. Zamysłem autora nie było przeanalizowanie konkretnego przykładu w oparciu o dane danego wykonawcy, tylko oddanie sensu tego innowacyjnego rozwiązania, dlatego autor posiłkował się tylko znanymi ogólnie i aktualnymi cenami materiałów, a ceny robocizny przyjmował w oparciu o konsultacje w kilkoma wykonawcami tylko, gdy było to niezbędne do analizy.

W tabeli 7.1. przedstawiono wyniki powyższych rozważań dot. kalkulacji kosztowej dla podejścia konwencjonalnego oraz PDW.

Podsumowanie kosztów [zł]:

Tabela 7.1. Podsumowanie kosztów dla każdej z omawianych koncepcji [PLN].

	M	R	S	M+R+S	obsługa (średnia)	Stal	SUMA
Kotwy gruntowe	-	-	-	248 400	492 480	810 000	1 058 400
Rozpory stalowe	217 574	28 800		-	-	810 000	1 056 374
Sprężenie	-	-	-	201 600	-	810 000	1 011 600
Sprężenie przy redukcji wskaźnika zbrojenia o 10%				201 600		729 000	930 600

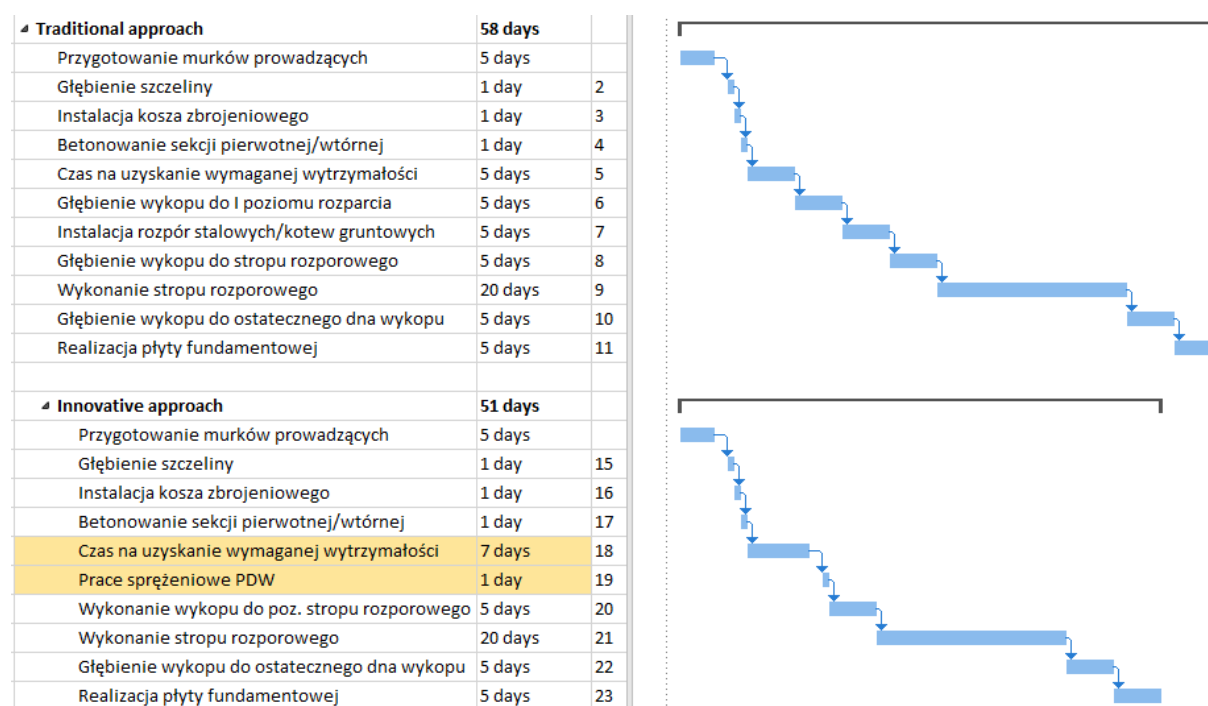
Z powyższej analizy wynika, iż przy najmniej korzystnym założeniu dla omawianej technologii PDW, wartość końcowa realizacji inwestycji jest mniejsza niż w przypadku konwencjonalnych metod. Warto nadmienić, iż powyższe wyliczenia dot. głównie aspektu redukcji materiałów i uwzględnienia robocizny. W typowej sytuacji inwestycyjnej, należy uwzględnić również koszt danej metody jak również ryzyko związane z wadami każdej z metod.

Optymalizacja harmonogramowa przedsięwzięć budowlanych stanowi kluczowy element skutecznego zarządzania projektami budowlanymi, zapewniając terminową realizację prac oraz minimalizację kosztów. Harmonogramowanie polega na planowaniu i organizacji kolejnych etapów budowy, z uwzględnieniem zasobów ludzkich, sprzętowych oraz materiałowych. Skuteczne harmonogramowanie wymaga uwzględnienia wielu czynników, takich jak warunki atmosferyczne, dostępność surowców, logistyka dostaw, a także potencjalne ryzyka związane z realizacją inwestycji.

Zastosowanie niekonwencjonalnych technologii, takich jak sprężenie konstrukcji ściany szczelinowej, pozwala na znaczącą redukcję czasu realizacji poszczególnych etapów budowy, co bezpośrednio przekłada się na obniżenie kosztów całego przedsięwzięcia. Optymalizacja czasu wykonania projektu pozwala na zmniejszenie kosztów stałych, takich jak wynajem sprzętu, koszty pracy czy wydatki administracyjne. Dodatkowo, skrócenie harmonogramu może przyczynić się do wcześniejszego oddania obiektu do użytku, co generuje szybszy zwrot z inwestycji.

W konwencjonalnym podejściu konieczne jest wieloetapowe kotwienie oraz czasochłonne wykonanie stropów rozporowych. Wykorzystanie sprężenia pozwala na redukcję liczby etapów prac i przyspieszenie realizacji całej inwestycji, eliminując konieczność montażu i demontażu tymczasowych rozpór oraz zmniejszając ilość zbrojenia w konstrukcji. Dzięki temu inwestor unika dodatkowych kosztów związanych z użytkowaniem terenów miejskich i może szybciej przystąpić do dalszych etapów realizacji.

Na Rys. 7.10 przedstawiono przykład redukcji czasu wykonania obudowy wykopu dla rozpatrywanego przypadku na podstawie sporządzonych harmonogramów, co autor uznaje za optymalizację harmonogramową uwzględniającą technologię sprężenia ścian szczelinowych, w kontekście jej wpływu na czas realizacji oraz korzyści finansowe wynikające z jej zastosowania.



Rys. 7.10. Wyniki optymalizacji technologicznej dla opisywanego zagadnienia w kontekście redukcji czasu trwania realizacji części podziemnej inwestycji. [opr. wł.]

Na Rys. 7.10 przedstawiono różnice w czasie realizacji omawianej sytuacji projektowej. Czasy trwania tych samych w obu przypadkach są oczywiście przyjęte jako orientacyjne. Istotne jest zwrócenie uwagi na wyróżnione pozycje, które odróżniają rysunek dolny od górnego. Zaproponowane przez autora czasy trwania tych czynności tzn. 7 dni na uzyskanie odpowiedniej wytrzymałości mieszanki oraz 1 dzień na wykonanie prac związanych ze sprężaniem zostało przyjęte na mocy wywiadu eksperckiego wśród krajowych firm

wykonawczych, które pomogły wycenić realizację tego rodzaju przedsięwzięcia. Istotne jest znaczące przyspieszenie realizacji inwestycji, które w warunkach najmniej korzystnych może wynieść 7 dni. Oznacza to realne oszczędności kosztowe dla inwestora. Podsumowanie powyższego rozdziału przedstawia Tabela 2.

Tabela 7.2. Podsumowanie dot. kalkulacji kosztów podejścia konwencjonalnego oraz PDW

	Kotwy gruntowe	Rozpory stalowe	PDW	PDW przy redukcji wskaźnika zbrojenia 0 10%
M [PLN]		217 574		
R [PLN]		28 800		
S [PLN]				
M+R+S [PLN]	248 400		201 600	201 600
Dzierżawa/obsługa [PLN]				
Koszt stali [PLN]	810 000	810 000	810 000	729 000
Czas realizacji	58 dni	58 dni	51 dni	51 dni
WYNIK	1 058 400	1 056 374	1 011 600 + szybciej o 7 dni	930 600 + szybciej o 7 dni

8. PODSUMOWANIE, WNIOSKI I KIERUNEK DALSZYCH BADAŃ

Rozprawa doktorska stanowi kompleksowe opracowanie problematyki związanej z zastosowaniem sprężonych ścian szczelinowych w inżynierii geotechnicznej oraz efektywnością ich modelowania przy wykorzystaniu zaawansowanych metod numerycznych. W toku pracy przeprowadzono pogłębioną analizę zarówno aspektów technologicznych, projektowych, jak i realizacyjnych, ukierunkowaną na integrację innowacyjnych rozwiązań materiałowo-strukturalnych z metodyką modelowania numerycznego, co umożliwiło sformułowanie szeregu istotnych wniosków o charakterze naukowym i praktycznym.

Kluczowe ustalenia przedstawione w niniejszej rozprawie obejmują:

- Opracowanie autorskiej koncepcji sprężonej ściany szczelinowej jako elementu konstrukcyjnego o zwiększonej nośności, której integralną cechą jest wprowadzenie sił sprężających w sposób analogiczny do technologii kablobetonowych. Propozycja ta stanowi istotne rozszerzenie obecnych rozwiązań w zakresie głębokiego posadowienia oraz obudów wykopów i dostarcza wielu korzyści związanych ze zmniejszeniem kosztów realizacji przy zachowaniu tego samego poziomu bezpieczeństwa.
- Weryfikację funkcjonalności zaproponowanej koncepcji przy użyciu metod modelowania numerycznego – w szczególności w środowisku MES, z uwzględnieniem nieliniowych modeli konstytutywnych dla ośrodka gruntowego (Hardening Soil), które umożliwiły dokładną ocenę stanu naprężeń, odkształceń oraz interakcji między ścianą szczelinową, a gruntem.
- Ocena wpływu parametrów sprężenia na efektywność strukturalną ściany szczelinowej wykazała jednoznacznie korzyści wynikające z wprowadzenia sił sprężających – zwłaszcza w zakresie redukcji przemieszczeń poziomych, minimalizacji zarysowań oraz optymalizacji grubości i zbrojenia ściany.
- Zidentyfikowanie obszarów optymalizacyjnych w obrębie technologii wykonywania ścian szczelinowych – zarówno pod kątem doboru materiałów (stal sprężająca, beton wysokiej wytrzymałości), jak i aspektów wykonawczych, takich jak kolejność etapowania prac, zastosowanie prefabrykowanych elementów prowadzących, czy innowacyjnych układów sprężających.

- Wykazanie potencjału w zakresie redukcji śladu węglowego poprzez zastosowanie zoptymalizowanych przekrojów ścian, ograniczenie zużycia stali zbrojeniowej i cementu, a także skrócenie czasu realizacji inwestycji dzięki zmniejszeniu potrzebnych prac zabezpieczających i odwodnieniowych.

W kontekście dyscypliny naukowej Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport, niniejsza rozprawa wnosi istotną wartość poprzez:

- poszerzenie dotychczasowego paradygmatu projektowania obudów głębokich wykopów o element sprężenia, dotychczas niemalże nieobecny w literaturze i praktyce inżynierskiej w odniesieniu do ścian szczelinowych;
- rozwinięcie metodyki modelowania zachowania złożonego układu konstrukcja – grunt przy uwzględnieniu parametrów sprężających;
- wskazanie kierunków praktycznej implementacji rozwiązań w warunkach miejskich oraz silnie zurbanizowanych (np. analiza VARSO jako studium przypadku);
- integrację optymalizacji konstrukcyjnej z uwarunkowaniami środowiskowymi i procesowymi.

Pomimo szerokiego zakresu przeprowadzonych analiz, należy wskazać pewne ograniczenia badawcze wynikające m.in. z:

- przyjęcia uproszczonych warunków brzegowych w modelach numerycznych – zwłaszcza w odniesieniu do długoterminowego oddziaływania wody gruntowej;
- ograniczonej dostępności danych empirycznych dla pełnej walidacji modeli MES w odniesieniu do konstrukcji rzeczywistych sprężonych ścian szczelinowych, z racji ich prototypowego charakteru;
- potrzeby dalszej kalibracji parametrów sprężenia z uwzględnieniem zmienności właściwości gruntu w czasie i przestrzeni.

Poniżej umieszczono pełną ścieżkę postępowania, którą zrealizował autor niniejszej rozprawy doktorskiej w celu podkreślenia opracowanej autorskiej procedury projektowej opartej na skuteczności rozwiązania.



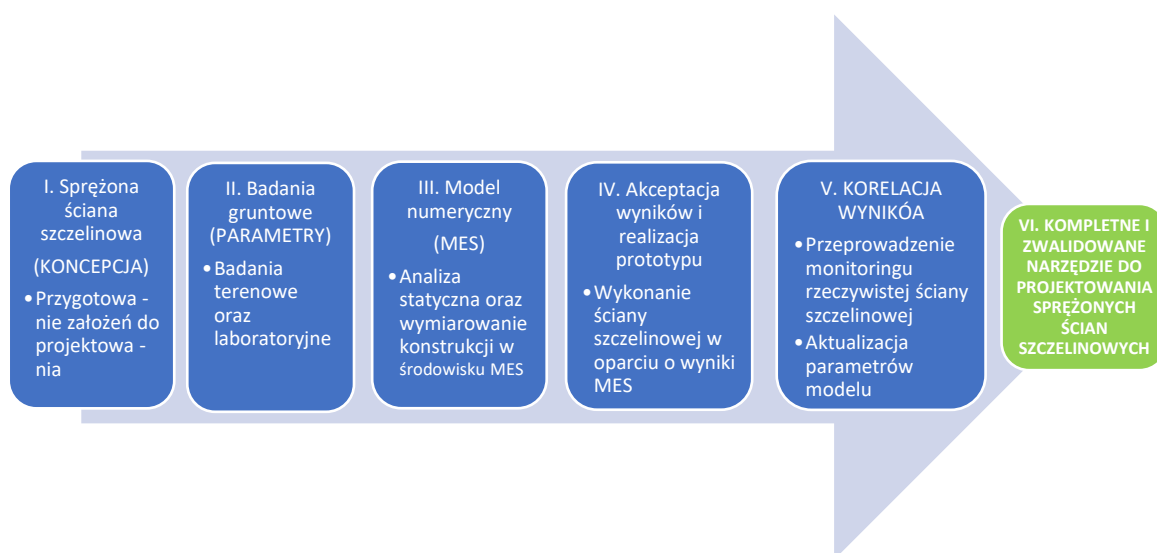
Kontynuacja prac badawczych powinna koncentrować się na:

1. Eksperymentalnej weryfikacji działania sprężonych ścian szczelinowych w warunkach rzeczywistych – poprzez monitoring deformacji, naprężeń i strat sprężenia w obiektach pilotażowych.
2. Opracowaniu hybrydowych modeli numeryczno – analitycznych, uwzględniających wpływ efektów długoterminowych, takich jak pełzanie, relaksacja sprężenia czy agresywne środowisko gruntowe.
3. Zastosowaniu zaawansowanych algorytmów optymalizacji wielokryterialnej (np. NSGA-II, MOPSO) w celu integracji kryteriów kosztowych, technologicznych i środowiskowych w procesie projektowania sprężonych ścian.
4. Rozwoju metod prefabrykacji sprężonych paneli szczelinowych oraz ocenie ich przydatności w warunkach ograniczonego dostępu i przestrzeni technologicznej.

5. Wdrożeniu systemów monitoringu konstrukcji umożliwiających bieżącą ocenę stanu technicznego i efektywności działania elementów sprężonych.

Warto podkreślić wysoce aplikacyjny charakter niniejszej rozprawy, bowiem dzięki interdyscyplinarnemu podejściu oraz zastosowaniu najnowszych osiągnięć w dziedzinie modelowania komputerowego, technologii materiałowych i organizacji procesu budowlanego, rozprawa ta przyczynia się do poszerzenia granic obecnej wiedzy i stanowi fundament pod dalsze eksploracje naukowe i wdrożeniowe w obszarze konstrukcji głębokiego posadowienia.

Poniżej przedstawiono obrazowo kierunek dalszych badań, którego celem jest opracowanie następującej ścieżki proceduralnej w aspekcie projektowania i wykonywania sprężonych ścian szczelinowych.



SPIS NORM:

[N1] – PN EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008.

[N2] – PN-EN 1991 – Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje

[N3] – PN EN 1992-1-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

[N4] – N-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie.

[N5] – PN-EN 1992-1-2:2008/Ap1:2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1–2: Reguły ogólne. Projektowanie na warunki pożarowe.

[N6] – PN-82/B-02000 *Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.*

[N7] – PN EN 1997 – Projektowanie geotechniczne

[N8] - PN-EN-1538:2015-08 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe

BIBLIOGRAFIA

- [1]. https://www.montana.edu/ce/mission_vision_plan.html - dostęp na dzień 19.03.2024 r.
- [2]. <https://compliancechain.com/sustainability-in-construction-why-it-matters/> - dostęp na dzień 19.03.2024 r.
- [3]. https://single-market-economy.ec.europa.eu/sectors/construction_en - dostęp na dzień 19.03.2024 r.
- [4]. Pomponi F., Stephan A. (2021). Water, energy, and carbon dioxide footprints of the construction sector: A case study on developed and developing economies, *Water Research*, vol. 194, 116935, <https://doi.org/10.1016/j.watres.2021.116935>
- [5]. Venkrbec, V., Galić, M., Klanšek, U.: Construction process optimisation – review of methods, tools and applications, *GRAĐEVINAR*, 70 (2018) 7, s. 593-606, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.1719.2016>
- [6]. Jendrzejek S., Gosławski P.: Modelowanie statyczne skomplikowanych konstrukcji inżynierskich, V Ogólnopolska Konferencja "Konstrukcja i Wyposażenie Mostów", Wisła 2008.
- [7]. Chróścielewski J., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł.: Wprowadzenie do modelowania MES w programie SOFISTIK, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2016.
- [8]. Deaton J.B: A finite element approach to reinforced concrete slab design. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2005.
- [9]. K. Thomas, 'Current Post-tensioned and Prestressed Brickwork and Ceramics in Great Britain', in *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*, ed. F. B. Johnson (Gulf, Houston, Tex., 1969) pp. 285–301.
- [10]. S. Garrity, T. Garwrod, Behaviour of Prestressed Brickwork Diaphragm Wall Bridge Abutment, 9 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering w Tokio, 1977, s. 557-62
- [11]. Curtin, W. G.; Lane, Robert F. „Concise Practical Surveying (General Techniques S.) – Hardcover”, Butterworth-Heinemann Ltd, 1974
- [12]. W. G. Curtin, G. Shaw and J. K. Beck, „Design of Reinforced and Prestressed Masonry”, *Default Book Series*. January 1988
- [13]. Curtin, W. G.; Shaw, Gerry; Parkinson, Gary; Golding, J.; Seward, Norman, „Structural Foundation Designers' Manual”, Wiley, 2006, DOI:10.1002/9780470775066

- [14]. W.C. Curtin, „The structural behaviour of plain and post-tensioned brick diaphragm walls”, PhD Thesis, Division of Structural Engineering – Department of Civil and Structural Engineering – University of Manchester Institute of Science and Technology – March, 1982
- [15]. <https://www.curtins.com/our-history/> - dostęp na dzień 23.03.2024
- [16]. June Uduehi, „A comparative study of the structural behaviour of prestressing beams of brickwork and concrete and the shear strength of brickwork beams”, Department of Civil Engineering and Building Science – The University of Edinburgh – December 1989
- [17]. Hobbs, B., Y. Daou, 1988. “Post-tensioned T-Section Brickwork Retaining Walls,” Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, pp. 665-675.
- [18]. Beck, J.K., Shaw, G., and Curtin, W.G. 1986. The design and construction of a 3 m high post-tensioned concrete blockwork diaphragm earth retaining wall in a residential landscaping scheme. In Practical design of masonry structures: proceedings of a symposium. Institute of Civil Engineers (ICE). Thomas Telford, London. pp. 225–236.
- [19]. Ambrose, R. J., R. Hulse, S. Mohajery, 1988. “Cantilevered Prestressed Diaphragm Walling Subjected to Lateral Loading,” Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, pp. 583-594.
- [20]. Curtin, W. G., J. Howard, 1988. “Lateral Loading Tests on Tall Post-Tensioned Brick Diaphragm Walls,” Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, pp. 595-605.
- [21]. Curtin, W. G., J. Howard, 1991. “Research on Prestressed Cantilever Diaphragm Walls,” *The Structural Engineer*, Vol. 69, No. 6, pp. 105-112.
- [22]. Graham, K. J., A. W. Page, 1994. “An Experimental Study of the Flexural Behaviour of Post-Tensioned Hollow Clay Masonry,” Proceedings of the 10th International Brick/Block Masonry Conference, Calgary, Canada, pp. 639-648.
- [23]. Graham, K. J., A. W. Page, 1995. “The Flexural Design of Post-Tensioned Hollow Clay Masonry,” *Proceedings, 7th Canadian Masonry Symposium*, McMaster University, Hamilton, Canada, pp. 763-774.
- [24]. Graham, K. J., A. W. Page, 1995. “Testing of Post-Tensioned Hollow Clay Masonry,” *Proceedings, 4th Australian Masonry Conference*, Sydney, Australia, pp. 228-239.

- [25]. Lacika, E. M., R. G. Drysdale, 1995. "Experimental Investigation of Slender Prestressed Brick Walls," *Proceedings, 7th Canadian Masonry Symposium*, McMaster University, Hamilton, Canada, pp. 724-735.
- [26]. Mojsilović, N., P. Marti, 1996. "Load Tests on Post-Tensioned Masonry Walls," *Proceedings, 6th North American Masonry Conference*, University of Notre Dame, South Bend, USA, pp. 327-335.
- [27]. Garrity, S. W., M. E. Phipps, 1988. "An Experimental Study of the Influence of Vertical Prestress on the Horizontal Flexural Strength of Clay Brickwork," *Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland, pp. 642-652.
- [28]. Garrity, S. W., T. G. Garwood, 1990. "The Construction and Testing of a Full-Scale Prestressed Clay Brickwork Diaphragm Wall Bridge Abutment," *Proceedings of the British Masonry Society*, No. 4, pp. 24-29.
- [29]. Garrity, S. W., T. G. Garwood, 1991. "Prestressed Clay Brickwork Bridge Abutments," *TMS Journal*, Vol. 10, No. 1, August, pp. 75-82.
- [30]. Garrity, S. W., T. G. Garwood, 1993. "Further Testing of a Prestressed Brickwork Bridge Abutment," *Proceedings, 6th North American Masonry Conference*, Philadelphia, USA, pp. 633-644.
- [31]. Garrity, S. W., T. G. Garwood, 1994. "The Testing of a Deep Prestressed Brickwork Diaphragm Wall to Failure," *Proceedings of the British Masonry Society*, No. 6, March, pp. 244-247.
- [32]. Lissel, S. L., D. Tilleman, E. Y. Sayed-Ahmed, N. G. Shrive, 1998. "Carbon Fibre Reinforced Plastic (CFRP) Prestressed Masonry," *Proceedings, 8th Canadian Masonry Symposium*, Jasper, Canada, pp. 610-621.
- [33]. Sayed-Ahmed, E. Y., S. L. Lissel, G. Tadros, N. G. Shrive, 1998. "Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) Post-Tensioned Masonry Diaphragm Walls: Prestressing, Behaviour and Design Recommendations," Accepted for publication in the *Canadian Journal of Civil Engineering*.
- [34]. Donida, G., A. M. L. Piemontese, M. Tamburri, 1991. "Numerical Experimental Analysis of Prestressed Masonry Walls," *Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference*, Berlin, Germany, pp. 823-830.
- [35]. Shrive, N. G., A. Huizer, D. Tilleman, W. Eng, 1996. "Thermal Stressing of Plain and Prestressed Masonry Diaphragm Walls," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 850-861.

- [36]. Huizer, A., N. G. Shrive, D. Tilleman, 1992. "Thermal and Flexural Tests of Plain and Post-Tensioned Masonry Diaphragm Walls," Proceedings, IASS-CSCE Congress, Waterloo, Canada, pp. 721-729.
- [37]. Roumani, N. A., M. E. Phipps, 1988. "The Ultimate Shear Strength of Unbonded Prestressed Brickwork I and T Section Simply Supported Beams," Proceedings of the British Masonry Society, No. 2, April 1988, pp. 82-84.
- [38]. British Standard, BS 5628, 1995. "Code of Practice for Use of Masonry," British Standards Institute, London, England.
- [39]. Phipps, M. E., 1992. "The Codification of Prestressed Masonry Design," Proceedings, 6th Canadian Masonry Symposium, Saskatoon, Canada, pp. 561-572.
- [40]. Phipps, M. E., 1993. "The Principles of Post-Tensioned Masonry Design," Proceedings, 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, USA, pp. 621-632.
- [41]. Phipps, M. E., T. I. Montague, 1996. "The Behaviour and Design of Steel Shear Connectors in Plain and Prestressed Masonry," Proceedings, 6th North American Masonry Conference, University of Notre Dame, South Bend, Indiana, pp. 789-798.
- [42]. Ganz, H.-R., 1989. "New Post-Tensioned System for Masonry," Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, Canada, pp. 165-176.
- [43]. Garrity, S. W., 1995. "Corrosion Protection of Prestressing Tendons for Masonry," Proceedings, 7th Canadian Masonry Symposium, McMaster University, Hamilton, Ontario, pp. 736-750.
- [44]. Ganz, H.-R., 1991. "Post-Tensioned Masonry, Vorgespanntes Mauerwerk," Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Germany, pp. 831-836.
- [45]. Ganz, H.-R., 1993. "Strengthening of Masonry Structures with Post-Tensioning," Proceedings, 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, USA, pp. 645-655.
- [46]. Ganz, H.-R., 1993. "Recent Experience with Post-Tensioned Masonry in Switzerland," Proceedings, 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, USA, pp. 657-667.
- [47]. Ganz, H.-R., 1996. "VSL's Experience with Post-Tensioned Masonry," Proceeding of the CCMS Symposium Held in Conjunction with Structures Congress XIV, Chicago, USA, pp. 25-36.

- [48]. [40] Shaw, G., 1996. "Innovative Development of Prestressed Masonry,"
Proceeding of the CCMS Symposium Held in Conjunction with Structures Congress
XIV, Chicago, USA, pp. 13-24.
- [49]. Lissel, Shelley & Sayed-Ahmed, Ezzeldin & Shrive, N.G. (1999). Prestressed
Masonry - The Last Ten Years.
- [50]. Ganz, H.-R., 1996. "VSL's Experience with Post-Tensioned Masonry,"
Proceeding of the CCMS Symposium Held in Conjunction with Structures Congress
XIV, Chicago, USA, pp. 25-36.
- [51]. Shaw, G., W. G. Curtin, C. L. Priestly, G. J. Othick, 1988. "Prestressed
Channel Section Masonry Walls," *The Structural Engineer*, Vol. 66, No. 7/5, pp. 117-
120.
- [52]. Curtin, W. G., G. Shaw, 1989. "Designers' Experience of Workmanship in
Reinforced and Prestressed Masonry," *Proceedings of the British Masonry Society*,
No. 3, pp. 41-42.
- [53]. Shaw, G., R. J. Baldwin, 1995. "The Construction of End-Built Pre-Stressed
Masonry Flat Arch Box Girder Footbridges," *Masonry International*, Vol. 9, No. 1, pp.
1-5.
- [54]. Shaw, G., 1996. "Innovative Development of Prestressed Masonry,"
Proceeding of the CCMS Symposium Held in Conjunction with Structures Congress
XIV, Chicago, USA, pp. 13-24.
- [55]. Garrity, S. W., R. D. Nicholl, 1994. "Reinforced and Prestressed Masonry
Earth Retaining Walls – A Cost Study," *Proceedings of the 10th International
Brick/Block Masonry Conference*, Calgary, Canada, pp. 431-440.
- [56]. K Ravi., L. Gary, C Steven i inni, Development of Innovative Post-Tensioning
System for Prestressed Clay Brick Masonry Walls – Construction productivity
Advancement Research (CPAR) Program – June 1997 – US ARMY CORPS of
ENGINEERS - <https://apps.dtic.mil/sti/pdfs/ADA327657.pdf>
- [57]. Ezzeldin Yazeed Sayed-Ahmed, Post-tensioning masonry diaphragm walls
using carbon fibre reinforced plastic (cfrp) tendons, Konferencja: 11th International
Block/Brick Masonry Conference (11th IB2MaC), Chinese Association for
Engineering Construction Standardization and Tongji University At: Szanghaj, Chiny,
1997
- [58]. <https://www.scribd.com/document/293149557/Diaphragm-Wall> - dostęp na
dzień 19.04.2024 r.

- [59]. W.G. Curtin, An Investigation of the Structural Behaviour of Post-Tensioned Brick Diaphragm Walls, *The Structural Engineer*, Volume 64, Issue 16, 1986.
- [60]. C VEDER, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19 Issue 2, 1961, s. 18-20, doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1961.11363>
- [61]. Kerr, W. C. and Tamaro G. J. (1990). Diaphragm walls-Update on Design and Performance. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Proc. of a Specialty Conference at Cornell University, Geotechnical Special Publication 25. ASCE
- [62]. Erik Mellier, Memphis Loygue, Thierry Jeanmaire, „Öngerilmeli diyafram duvar ve bu tür bir duvarı gerçekleştirme yöntemi” – eng. „Pre-stressed molded wall, and method for creating such a wall”, Turcja, Wdrożenie: TR201808886T·2014-02-28, Publikacja: TR201808886T4·2018-07-23, <https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/048570297/publication/TR201808886T4?q=pn%3DTR201808886T4>
- [63]. Erik Mellier, Memphis Loygue, Thierry Jeanmaire, „Paroi moulee precontrainte et procede de realisation d'une telle paroi”, eng. „Pre-stressed molded wall, and method for creating such a wall”, Francja, Wdrożenie: FR2014050442W·2014-02-28, Publikacja: WO2014135768A1·2014-09-12, <https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/048570297/publication/WO2014135768A1?q=pn%3DWO2014135768A1>
- [64]. Jin Xiaofei; Liang Shuting; Zhu Xiaojun; Zhang Yuliang, „All-wet-joint precast prestressed underground continuous wall and construction method thereof”, Chiny, Wdrożenie: CN201410111822A·2014-03-25, Publikacja: CN103835283A·2014-06-04, <https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/050799149/publication/CN103835283A?q=pn%3DCN103835283A>
- [65]. Chai Xinzong, Liu Jinsheng, Shen Liming, Wang Yuhong, Zheng Jianmin, Lin Hengyan, Shu Ning, Tian Zimin, Zhao Mingshi, Wang Huai, Wei Fangping, Ling Ping, Xu Desheng, eng. „Post-tensioned prestressing underground diaphragm wall and construction method”, Chiny, Wdrożenie: CN201410064101A·2014-02-25, Publikacja: CN103835311A·2014-06-04,

<https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/050799176/publication/CN103835311A?q=pn%3DCN103835311A>

- [66]. Yong Wan, Shaoming Liao, Zhongchi Liu, Weidong Wang, eng. „Lattice type prefabricated prestressed underground continuous wall and its construction method”, Chiny, Wdrożenie: CN200810040682A·2008-07-17, CN101319498B·2010-07-14, <https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/040179737/publication/CN101319498B?q=pn%3DCN101319498B>
- [67]. Nicolas DEMEY, Thierry JEANMAIRE, Marco NOVARIN, Bertrand Steff De Verninac, eng. „Anchor device for prestressed diaphragm wall”, Australia, Wdrożenie: AU2018218297A·2018-02-13, AU2018218297B2·2023-08-03, <https://worldwide.espacenet.com/patent/search/family/058779154/publication/AU2018218297B2?q=pn%3DAU2018218297B2>
- [68]. <https://www.zetas.com.tr/en/offer-portfolio/prestressed-diaphragm-walls/#>
- [69]. Soletanche-Freyssinet Technology, „Prestressed Diaphragm wall”, 133, boulevard National - 92500 Rueil-Malmaison, Tél.: +33 (0) 1 47 76 42 62, www.soletanchefreyssinet.com
- [70]. A. Zimny, „Sprężanie ściany szczelinowej”, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Vol. 4, s. 174-182, 2019, Polska.
- [71]. <https://www.baslerhofmann.ch/default-fe0f5433cb.html> - dostęp na dzień 20.04.2024 r.
- [72]. Marschalko, M.; Zięba, Z.; Niemiec, D.; Neuman, D.; Mońka, J.; Dąbrowska, J. Suitability of Engineering-Geological Environment on the Basis of Its Permeability Coefficient: Four Case Studies of Fine-Grained Soils. *Materials* 2021, 14, 6411. <https://doi.org/10.3390/ma14216411>.
- [73]. Marschalko, M.; Zięba, Z.; Niemiec, D.; Neuman, D.; Mońka, J.; Dąbrowska, J. Suitability of Engineering-Geological Environment on the Basis of Its Permeability Coefficient: Four Case Studies of Fine-Grained Soils. *Materials* 2021, 14, 6411. <https://doi.org/10.3390/ma14216411>.
- [74]. https://www.gunb.gov.pl/sites/default/files/attachment/kat_2014.pdf - dostęp na dzień 30.12.2024
- [75]. A. Lewandowska. Budowa obiektu a obudowa wykopu - nietatwe zależności: aktualne problemy budowy i projektowania głębokich wykopów. cz. 1. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. Vol. 2, str. 64-71, 2010.

- [76]. Li, M.; Wu, M.; Guo, N.; Mei, L.; Zhao, Y. Analysis of Four Types of Anchorage Devices for Prestressed Glulam Beam and Experimental Research. *Materials* 2021, 14, 6494. <https://doi.org/10.3390/ma14216494>.
- [77]. Sousa, J.J.; Liu, G.; Fan, J.; Perski, Z.; Steger, S.; Bai, S.; Wei, L.; Salvi, S.; Wang, Q.; Tu, J.; et al. Geohazards Monitoring and Assessment Using Multi-Source Earth Observation Techniques. *Remote Sens.* 2021, 13, 4269. <https://doi.org/10.3390/rs13214269>.
- [78]. Wang, X.-W.; Xu, Y.-S. Impact of the Depth of Diaphragm Wall on the Groundwater Drawdown during Foundation Dewatering Considering Anisotropic Permeability of Aquifer. *Water* 2021, 13, 418. <https://doi.org/10.3390/w13040418>.
- [79]. Młynarek, Z. Podłoże Gruntowe a Awaria Budowlana (Subsoil Influence to Construction Failures), XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane (Construction Failures); Szczecin-Międzyzdroje Poland, May 2009.
- [80]. Warunki techniczne wykonania i odbioru ścian szczelinowych i baret – załącznik do monografii S-89 „Ściany szczelinowe i barety – konstrukcje i zastosowania” Instytut Badawczy Dróg i Mostów – Warszawa 2022 r.
- [81]. <https://constrofacilitator.com/> - dostęp na dzień 30.12.2024 r.
- [82]. <https://www.bm-cat.com/pl-pl/actualites/metoda-podstropowa-czyli-jak-wykonac-glebokie-wykopy-w-miescie> - dostęp na dzień 30.12.2024 r.
- [83]. <https://maz.piib.org.pl/kolo-mlodych-moiib/1107-varso-tower> dostęp na dzień 30.12.2024 r.
- [84]. <https://www.bm-cat.com/pl-pl/actualites/metoda-podstropowa-czyli-jak-wykonac-glebokie-wykopy-w-miescie> - dostęp na dzień 30.12.2024 r.
- [85]. <https://maz.piib.org.pl/kolo-mlodych-moiib/1107-varso-tower> - dostęp na dzień 30.12.2024 r.
- [86]. J. Sangseom, K. Dohyun, Estimation of the Load Sharing Ratio of Pre-installed Columns in Top-Down Buildings on Korean Rock, 2018, KSCE Journal of Civil Engineering 22(6), DOI:10.1007/s12205-017-1102-z
- [87]. <https://www.intacinsa.com/en/history-of-post-tensioning/> - dostęp na dzień 31.12.2024 r.
- [88]. J. L. Wang; L He. A Prestressing Tendon Element. *Geoenvironmental Engineering*, 2013, 8, 1262–1274.

- [89]. Stefan Pyrak, Janusz Tatar: Konstrukcje z betonu cz. 1. Warszawa: Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, 1979, s. 16–21, 24–27, 269–299. ISBN 83-02-01877-5.
- [90]. <https://www.kablobeton.pl/> - dostęp na dzień 31.12.2024 r.
- [91]. Hassan, M.; Nassef, A.; El Damatty, A. Determination of optimum post-tensioning cable forces of cable-stayed bridges. Eng. Struct. 2012, 44, 248–259, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.06.009.
- [92]. Wu X.; Xiao R. C. Optimization of cable force for cable-stayed bridges with mixed stiffening girders based on genetic algorithm. J. Jiangsu Univ. (Nat. Sci). 2016, 2, 208–222.
- [93]. Zhou, Y.; Li, C.; Zhou, C.; Luo, H. Using Bayesian network for safety risk analysis of diaphragm wall deflection based on field data. Reliab. Eng. Syst. Saf. 2018, 180, 152–167, doi: 10.1016/j.res.2018.07.014.
- [94]. Rosłon, J.; Książek-Nowak, M.; Nowak, P.; Zawistowski, J. Cash-Flow Schedules Optimization within Life Cycle Costing (LCC). Sustainability 2020, 12, 8201, doi: 10.3390/su12198201.
- [95]. Kulejewski J., Rosłon J. Koncepcja integracji optymalizacji ekonomicznej harmonogramu budowy z uwzględnieniem zarządzania wartością przedsięwzięć budowlanych, Inżynieria i Budownictwo 2021, 77, 70–73
- [96]. KNAUFF, Michał i inni. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. 2006.
- [97]. A. Ajdukiewicz, J. Mames. Konstrukcje z betonu sprężonego. Wyd. Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2008.
- [98]. Freyssinet Prestressing, The system of the inventor of prestressed concrete. Bruchure and materials.
- [99]. Szydłowski R., Łabuzek B., Współczesne rozwiązania kablobetonowych konstrukcji sprężonych, wykład na XXXIII Ogólnopolskich Warsztatach. Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 6–9 marca 2018, tom II – wykłady, 317–388.
- [100]. R. Szydłowski. Stropy płytowe sprężone cięgnami bez przyczepności Teoria, Projektowanie, Badania, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2019.
- [101]. <https://inzynierbudownictwa.pl/konstrukcje-sprezone-podstawowe-roznice-miedzy-zalozeniami-technologicznymi-w-struno-i/> - dostęp na dzień 02.01.2024
- [102]. Khan S., Williams M., Post-tensioned Concrete Floors, Butterworth-Heinemann, Bodmin, UK, 1994.

- [103]. Kluz T., Materiały do produkcji betonów sprężonych. Stan obecny i perspektywy rozwojowe. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1964, str. 42-47.
- [104]. Freyssinet Polska: Stropy sprężone, Materiały instruktażowe
- [105]. <http://monostrand-anchorage.blogspot.com/> - dostęp na dzień 02.01.2024 r.
- [106]. Freyssinet Prestressing, The system of the inventor of prestressed concrete. Bruchure and materials.
- [107]. <http://en.vsl.cz/> - dostęp na dzień 03.02.2024
- [108]. <http://severs.impressinteractive.com.au/> - dostęp na dzień 03.02.2024
- [109]. Sieńko R., Szydłowski R., Odpowiedź przekrycia dachowego o konstrukcji ciągnowej na oddziaływanie w postaci fali akustycznej. Przegląd Budowlany, Nr 5, 2003, str. 41÷44.
- [110]. www.wiremanufacture.com - dostęp na dzień 03.02.2024
- [111]. FIB, Post-tensioning in building, FIB-Bulletin No. 31, Lozanna 2005.
- [112]. U. K. Concrete Society, Post-tensioned concrete floors – Design Handbook, Technical Report No. 43, Cromwell Press, Wiltshire, UK, 2005, 110.
- [113]. KNAUFF, Michał i NIEDOŚPIAŁ, Marcin, 2021. *Betonowe konstrukcje sprężone w budownictwie ogólnym*. 1. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN SA. ISBN 9788301219864.
- [114]. STAROSOLSKI, Włodzimierz, 2022. Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. 18. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN. ISBN 9788301220730.
- [115]. <https://isap.sejm.gov.pl/isap.nsf/DocDetails.xsp?id=WDU20021691386> dostęp na dzień 05.01.2024 r.
- [116]. <https://nscme.com/projects/kahramaa-new-hq-tower-lusail-doha/> - dostęp na dzień 31.12.2024 r.
- [117]. <https://www.ischebeck-titan-geo.co.uk/ground-anchors/> - dostęp na dzień 31.12.2024 r.
- [118]. Shirodkar, S., Savoikar, P.P. Applications of Diaphragm Walls for Underground and Marine Structures—A Review. In: Kolathayar, S., Vinod Chandra Menon, N., Sreekeshava, K.S. (eds) Best Practices in Geotechnical and Pavement Engineering. IACESD 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 449, 2024. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-99-8505-0_31
- [119]. <https://www.finesoftware.pl/oprogramowanie-geotechniczne/> - dostęp na dzień 07.01.2025 r.

- [120]. <https://www.midasit.pl/midas-gts-nx/> - dostęp na dzień 07.01.2025 r.
- [121]. <https://www.sofistik.com/en/> - dostęp na dzień 07.01.2025 r.
- [122]. <https://www.ansys.com/> - dostęp na dzień 07.01.2025 r.
- [123]. Knauff M., Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015.
- [124]. Jendrzejek S., Gosławski P.: Modelowanie statyczne skomplikowanych konstrukcji inżynierskich, V Ogólnopolska Konferencja "Konstrukcja i Wyposażenie Mostów", Wisła 2008.
- [125]. Chróścielewski J., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł.: Wprowadzenie do modelowania MES w programie SOFISTIK, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2016.
- [126]. Deaton J.B: A finite element approach to reinforced concrete slab design. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2005.
- [127]. <https://docplayer.pl/33689907-Projektowanie-elementow-sprezonych-metoda-magnela.html> - dostęp na dzień 08.01.2025 r.
- [128]. Bathe K. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1982, 1996.
- [129]. Cook R. D., Malkus D.S., Plesha M. E., Witt R.J.: Concepts and Applications of Finite Element Analysis, John Wiley and sons, University of Wisconsin-Madison, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore 1989, 2002.
- [130]. Zienkiewicz O.C.: Metoda elementów skończonych. Arkady, Warszawa 1972.
- [131]. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Zhu J. Z: The finite element method: its basis and fundamentals. Elsevier, Butterworth-Heinemann, Amsterdam, 2005.
- [132]. Argyris J. H., Kelsey S., Kamel H.: Matrix Methods of Structural Analysis. Agardograph 72. Pergamon Press, London 1963.
- [133]. Gomuliński A., Kacprzyk Z., Maj M., Pawłowska B., Sokół T.: Biblioteka elementów skończonych. Poradnik. Arkady, Warszawa 1989.
- [134]. Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 2016.
- [135]. Deaton J.B: A finite element approach to reinforced concrete slab design.
- [136]. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2005.

- [137]. Kleiber M.: Wprowadzenie do metody elementów skończonych. PWN, Warszawa-Poznań, 1989.
- [138]. Kleiber M.: Mechanika techniczna – tom XI. Komputerowe metody mechaniki ciał stałych. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 1995.
- [139]. To. Zagrajek, G. Krzesiński, P. Marek, Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji. Ćwiczenia z zastosowaniem systemu ANSYS Oficyna wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2006.
- [140]. Kmita J., Bień J., Machelski Cz.: Komputerowe wspomaganie projektowania mostów. WKŁ, Warszawa, 1989.
- [141]. Plaxis. Plaxis Material Models Manual 2014. Plaxis. 2018.
- [142]. Smith, I.M., Griffiths, D.V. (1982). Programming the Finite Element Method. John Wiley & Sons, Chisester, U.K, second edition.
- [143]. Koiter, W.T. (1960). General theorems for elastic-plastic solids. In I.N. Sneddon, R. Hill (eds.), Progress in Solid Mechanics. North-Holland, Amsterdam, volume 1, 165–221.
- [144]. Langen, H., Vermeer, P.A. (1990). Automatic step size correction for non-associated plasticity problems. Int. J. Num. Meth. Engng., 29, 579–598.
- [145]. Schanz, T. (1998). Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation, Stuttgart Universität.
- [146]. Kondner, R.L. (1963). A hyperbolic stress strain formulation for sands. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, 1, 289–324.
- [147]. Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div., 96, 1629–1653
- [148]. Sofistik 2023 – FEM Manual.
- [149]. Rowe, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In Proc. Roy. Soc. A., No. 269. 500–527.
- [150]. Zsoil 2018 – manual - <https://zsoil.com/zsoil-manual/> - dostęp na dzień 19.01.2025 r.
- [151]. TENDON Manual, Service Pack 2020-6 Build 289

SPIS RYSUNKÓW

• Rys. 1.1. Zawartość rysunkowa patentu TR201808886T4, później – PCT/FR2014/050442 dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [62,63].....	27
• Rys. 1.2. Zawartość rysunkowa patentu CN103835283A dla sprężonej ściany szczelinowej [64].....	28
• Rys. 1.3. Zawartość rysunkowa patentu CN103835311A dla sprężonej ściany szczelinowej [65].....	30
• Rys. 1.4. Zawartość rysunkowa patentu CN101319498B dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [66].....	31
• Rys. 1.5. Zawartość rysunkowa patentu AU2018218297B2 dla prefabrykowanej sprężonej ściany szczelinowej [67].....	32
• Rys. 1.6. Koncepcja projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].....	33
• Rys. 1.7. Zdjęcia zrealizowanego projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].....	34
• Rys. 1.8. Wyniki przemieszczeń poziomych sprężonej ściany szczelinowej projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].....	35
• Rys. 1.9. Przebieg naprężeń ściskających na długości sprężonej ściany szczelinowej projektu „Prestressed Diaphragm Wall by post-tensioning” [68].....	36
• Rys. 1.10. Założenia technologiczne współpracy konsorcjum Soletanche – Freyssinet [69].....	36
• Rys. 1.11. Realizacja sprężonej ściany szczelinowej przez konsorcjum Soletanche – Freyssinet [69].....	37
• Rys. 1.12. Schematy przedstawiające wybrany odcinek sprężonej ściany szczelinowej projektu Keller Polska [70].....	38
• Rys. 1.13. Rzut sprężanych sekcji ściany szczelinowej [70].....	39
• Rys. 1.14. Schemat zakotwienia czynnego BBV L7 – wg. opracowań BBV Systems(lewa strona). Zakotwienie czynne (prawa strona) – wykonanie Keller Polska [70].....	40
• Rys. 1.15. Zainstalowane kotwienie bierne w sprężonej ścianie szczelinowej. Wykonanie Keller Polska [70].....	40
• Rys. 1.16. Na zdjęciu widoczna jest faza poświęcono podnoszeniu i instalowaniu kosza zbrojeniowego z zainstalowanymi cięgnami sprężającymi w szczelinie wypełnionej bentonitem [70].....	41
• Rys. 1.17. Porównanie wyników analizy Plaxis 2D z wynikami przemieszczeń inklinometrycznych – wykonanie Keller Polska [70].....	42
• Rys. 1.18. Szkic konstrukcji nośnej autorstwa Carlo Rabaiotti – projekt Basler&Hofmann [71].....	43
• Rys. 1.19. Cięgna sprężające w klatkach wzmacniających stabilizują całą konstrukcję [71].....	44
• Rys. 2.1. Podstawowe elementy ściany szczelinowej: 1 – murki prowadzące, 2 – rozparcie murków prowadzących, 3 – element rozdzielczy sekcje ścian szczelinowych, 4 – sekcja pierwotna, 5 – sekcja wtórna, 6 – sekcja teowa – żebrowana, 7 – kolejna/niezabetonowana	

sekcja (wtórna). A – rzędna wierzchu murków prowadzących, B – gr. Nominalna ściany, Bw – szerokość wykopu szczeliny, L – długość sekcji tzn. rozstaw osiowy elementów rozdzielczych, D – głębokość szczeliny, H – wysokość ściany [80].....	50
• Rys. 2.2. Schematyczny układ murków prowadzących ściany szczelinowej [80].....	53
• Rys. 2.3. Przykłady przekrojów murków prowadzących w wersji: a) wykonywanych in situ i w wersji b) wykonywanych jako prefabrykowane [80].....	54
• Rys. 2.4. Przykład głębinienia wykopu z wykorzystaniem koparki linowej. W dolnej części widoczne jest zamontowanie elementu rozdzielczego dane sekcje [81].....	60
• Rys. 2.5. Schemat zbrojeniowy typowej sekcji ściany szczelinowej. Legenda: 1 – zbrojenie główne (pionowe), 2 – zbrojenie poziome (prostokątne strzemiona), 3 – stężenia (a – na pow. czołowej, b – na pow. frontowej), 4 – elementy dystansowe, 5 – miejsca do zawiesi szkieletu w szczelinie, 6 – pręty do podnoszenia szkieletu, a – rozstaw prętów poziomych, b – rozstaw prętów pionowych [80].....	63
• Rys. 2.6. Głębinienie wykopu do poziomu pierwszego rozparcia [82].	74
• Rys. 2.7. Widok umieszczonych w gruncie słupów tymczasowych, na których opierają się stropy docelowe, w tym stropy rozporowe [83].....	73
• Rys. 2.8. Proces usuwania urobku spod wykonanego stropu rozporowego. Widoczne są słupy tymczasowe podtrzymujące stropy rozporowe [84].....	74
• Rys. 2.9. Proces wykonywania elementów pionowych po wykonaniu płyty fundamentowej. Jednocześnie wykonuje się tradycyjne deskowanie poziome i betonuje się otwór technologiczny [85].....	75
• Rys. 2.10. Technologia realizacji inwestycji z wykorzystaniem metody top&down: a) wykonanie ścian szczelinowych; b) wykonanie słupów tymczasowych; c) wykonanie głównego stropu „0”; d) usuwanie urobku spod stropu, wykonanie kolejnych stropów podziemia; e) i f) jednoczesne wznoszenie docelowej konstrukcji nadziemna [86].....	79
• Rys. 2.11. Graficzne przedstawienie autorskiej modyfikacji procesu wytwarzania ściany szczelinowej ze sprężeniem (PDW). Zmiana sprowadza się do dodania czynności α i β w toku prowadzenia robót [opr. wł.].....	84
• Rys. 3.1. Prosty przykład ideowy sprężenia belki cz. 1 [96].....	89
• Rys. 3.2. Schemat pokazujący ogólną ideę konstrukcji sprężonych kablobetonowych – cz. 2. Redukcja naprężeń wywołanych sprężeniem i obciążeniem [96].....	90
• Rys. 3.3. Schemat pokazujący ogólną ideę konstrukcji sprężonych kablobetonowych – cz. 2. Redukcja naprężeń wywołanych sprężeniem i obciążeniem [96].....	91
• Rys. 3.4. Porównanie cech elementów strunobetonowych i elementów/konstrukcji kablobetonowych [97].....	92
• Rys. 3.5. Schemat systemu sprężania z przyczepnością – rozwiązanie dla belek, elementów smukłych lub o znaczących rozpiętościach [98].....	94
• Rys. 3.6. Przedstawienie systemu sprężania z przyczepnością – obręb zakotwienia czynnego. Na fotografii widoczne są rurki odpowietrzające/rurki iniekcyjne. Przy strefie zakotwienia biernego zamontowano analogiczne rozwiązanie, aby jedna strona pełniła funkcję odpowietrzającą podczas iniektowania [źródło: własne].....	95

• Rys. 3.7. Strefa zakotwienia czynnego przed montażem rurek iniekcyjnych/odpowietrzających [źródło: własne].....	95
• Rys. 3.8. Strefa zakotwienia biernego – wykorzystanie rozwidlonych splotów. Na styku osłonek cięgien i systemu zakotwienia biernego widoczne są trójniki pozwalające na zainstalowanie rurki iniekcyjnej/odpowietrzającej [źródło: własne].....	96
• Rys. 3.9. System sprężania bez przyczepności [98,101].....	98
• Rys. 3.10. Element sprężony cięgnem (a – z przyczepnością, b – bez przyczepności) po uszkodzonym zakotwieniu [99].....	98
• Rys. 3.11. Przywiezione na plac budowy kable sprężeniowe bez przyczepności czekające na wbudowanie [90].....	99
• Rys. 3.12. Przykład ułożenia kabli sprężeniowych bez przyczepności w deskowaniu. Jest to grafika komputerowa nie pokazująca zbrojenia tradycyjnego [90].....	99
• Rys. 3.13. Przykład ułożenia kabli sprężeniowych bez przyczepności w deskowaniu [90].....	100
• Rys. 3.14. Zależność σ – ϵ różnych stali [102].....	103
• Rys. 3.15. System kabli wielosplotowych (Multistrand) firmy Freyssinet [104].....	106
• Rys. 3.16. System płaskich kabli sprężających z przyczepnością [90].....	106
• Rys. 3.17. Zakotwienia do wewnętrznych cięgien bez przyczepności systemu Freyssineta: pojedyncze (a), dla kilku splotów (b) [98,104].....	107
• Rys. 3.18. Zakotwienia biernie (a) z wykorzystaniem zacisków plastycznych (b) [105].....	108
• Rys. 3.19. Przekrój przez zakotwienie czynne (a) i biernie (b) do pojedynczych splotów [104].....	108
• Rys. 3.20. Zakotwienia płaskie systemu wielosplotowego Freyssinet. Przekroje (a), widok czoła (b), wymiary (c) [104, 106].....	108
• Rys. 3.21 Zakotwienia biernie z wykorzystaniem rozwidlonych splotów [107, 108].....	109
• Rys. 3.22. Zakotwienie gwintowane do kabli (a) [107] oraz prętów sprężających (b) [110].....	109
• Rys. 3.23. Sprężenie bez przyczepności: budowa cięgna (a), płaskie cięgno wielosplotowe (b). System VT-CMM-System [111].....	110
• Rys. 3.24. Zakotwienia splotów w postaci pętli: a) z zakotwieniami z jednej strony, b) z zakotwieniami po obydwu stronach [102].....	110
• Rys. 3.25. Cięgno w swobodnym zwisie [99].....	112
• Rys. 3.26 Profil cięgna w elemencie dwuprzęsłowym z przewieszeniem [111].....	113
• Rys. 3.27. Układ sił działających na zakotwienie przy mimośrodowym położeniu cięgna	
• na podporze [100].....	114
• Rys. 3.28. Praktyczny profil cięgna i wywoływane obciążenie zastępcze [111].....	115
• Rys. 3.29. Trasowanie cięgna w wolnopodpartym elemencie jednoprzęsłowym: a) trasa cięgna, b) określenie odległości cięgna od krawędzi [100].....	116
• Rys. 3.30. Zakończenie cięgien na długości element wieloprzęsłowego [102].....	117

• Rys. 3.31. Optymalne trasowanie sprężenia biegnącego przez cały element dwuprzęsłowy [100].....	118
• Rys. 3.32. Zasada powstawania strat od tarcia (a) i poślizgu ciągu w zakotwieniu [113].....	120
• Rys. 3.33. Zasada powstawania strat od poślizgu ciągu w zakotwieniu [100].....	123
• Rys. 3.34. Siła sprężająca w przypadku $x_0 \leq 0,5l$ [113].....	124
• Rys. 3.35. Siła sprężająca w przypadku $x_0 > 0,5l$ [113].....	125
• Rys. 3.36. Spadek siły w wyniku odkształcenia sprężystego betonu [113].....	127
• Rys. 3.37. Rozwój skurczu (a) i pełzania betonu w czasie (b) [100].....	127
• Rys. 3.38. Relaksacja splotów w czasie [102].....	128
• Rys. 3.39. Przebieg siły w czasie (a) i na długości (b) w elemencie kablobetonowym [100].....	129
• Rys. 3.40. Minimalne odstępki: a) między ciągami w strunobetonie, b) pomiędzy kanałami kablowymi w kablobetonie [N1].....	143
• Rys. 3.41. Przyporządkowanie omawianych w pkt. 3.8 oznaczeń [113].....	145
• Rys. 3.42. Wyznaczanie: a) momentu rysującego M_{cr} przy czystym zginaniu, b) siły rysującej N_{cr} przy osiowym rozciąganiu [113].....	148
• Rys. 3.43. Warunek dekompresji (zamalowana część wykresu naprężeń przedstawia ściskanie) [113].....	151
• Rys. 3.44. Odkształcenia i naprężenia w stanie granicznym nośności w sytuacji trwałej: a) siła sprężająca jako obciążenie, b) siła sprężająca jako siła wewnętrzna [113].....	158
• Rys. 3.45. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu rozpór stalowych [116].....	159
• Rys. 3.46. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu rozpór sprężanych gwoździ gruntowych [117].....	160
• Rys. 3.47. Przykład powszechnie stosowanego podejścia przy realizacji podziemnej części inwestycji opartego na wykorzystaniu kotew gruntowych [118].....	160
• Rys. 3.48. Powstanie idei PDW – technologia kablobetonowa po przekształceniu geometrycznym z belki poziomej na ustrój pionowy zainstalowany w ścianie szczelinowej. Rysunki zaczerpnięto z [97].....	161
• Rys. 3.49. Schemat ideowy PDW – sprężonej ściany szczelinowej. Widok I to widok jednej sekcji ściany szczelinowej. Przekrój A przedstawia możliwość liniowego usytuowania systemu sprężenia w ścianie szczelinowej. Przerój B przedstawia możliwość nieliniowego zlokalizowania cięgien sprężających w zależności od obwiedni momentów zginających.....	162
• Rys. 4.1. Stal sprężająca. Zależności obliczeniowe naprężenie-odkształcenie wg normy [N1], przyjęto $\epsilon_{ud} = 20\%$, $\epsilon_{uk} = \epsilon_{ud} / 0,9 = 22,22\%$ [113].....	166
• Rys. 4.2. Odkształcenia i naprężenia w przekroju prostokątnym w stanie granicznym nośności [113].....	167
• Rys. 4.3. Naprężenia i siły w stanie granicznym nośności (gdy klasa betonu jest nie wyższa niż C50/60) [113].....	170

- Rys. 4.4. Przybliżone obliczanie przyrostu naprężeń w zbrojeniu rozciągany: a) gdy istnieje zbrojenie A_{s1} , b) gdy nie ma zbrojenia A_{s1} [113]..... 172
- Rys. 4.5. Wykres obrazujący ideę znajdowania wartości siły sprężającej na bazie zmodyfikowanej metody Magnel’a [127]..... 185
- Rys. 5.1. Rozwiązywanie zagadnień analizy ośrodków ciągłych metodami przybliżonymi. Schemat postępowania [138]..... 188
- Rys. 5.2. Wizualizacja rozwiązywania problemów z wykorzystaniem MES [134]..... 189
- Rys. 5.3. Powierzchnia Coulomba – Mohra w przestrzeni naprężeń głównych [148]..... 201
- Rys. 5.4. Okręgi naprężeń przy granicy plastyczności, gdzie jeden dotyka obwiedni Coulomba [150], a) Wykorzystując efektywne parametry wytrzymałościowe C-M, b) Wykorzystując parametry wytrzymałościowe bez odpływu [141]..... 203
- Rys. 5.5. Definicja $E_{ref,50}$ oraz $E_{ref,ur}$ dla zadania w aparacie trójosiowego ściskania w warunkach z drenażem [141]..... 206
- Rys. 5.6. Reprezentacja całkowitego konturu modelu Hardening Soil w przestrzeni naprężeń głównych dla gruntów niespoistych z powierzchnią domykającą [141]..... 207
- Rys. 5.7. Graficzne przedstawienie struktury blokowej plików wsadowych, które tworzy się z wykorzystaniem języka CADINP w środowisku Sofistik [Opr. wł.]..... 214
- Rys. 5.8. Chronologia działań badawczych autora niniejszej pracy dla działań numerycznych w 2D – 3D – 2D/3D (kroki 1 – 8) [Opr. wł.]..... 219
- Rys. 5.9. Wycinek instrukcji stosowania modułu TALPA od Sofistik z wyróżnieniem w jaki sposób zdefiniowano domyślnie układ współrzędnych [148]..... 220
- Rys. 5.10. Opis błędu powstałego przy umieszczeniu osi sprężenia w przekroju ściany szczelinowej. Moduł sprężający w Sofistiku wymaga osi z jako osi równoległej do wektora grawitacji, a moduł TALPA w silniku funkcyjnym jako oś pionową ma zadaną oś y..... 221
- Rys. 5.11. Sofistik_graphic_nieliniowo zadany kabel sprężający w ścianie szczelinowej jako wyodrębniony przypadek analizy. Wynik implementacji algorytmu sprężeniowego w środowisku modułu TALPA..... 221
- Rys. 5.12. Sofistik_visualization_nieliniowo zadany kabel sprężający w ścianie szczelinowej jako wyodrębniony przypadek analizy – animacja ukazująca jakie reakcje wywołuje zadanie siły sprężającej w ścianie szczelinowej. Aktualny globalny układ współrzędnych to z –(x-y) sprężenie działa, lecz brak parcia gruntu..... 222
- Rys. 5.13. Zobrazowanie podjętej decyzji o utworzeniu modelu 3D przez ograniczenia oprogramowania do analizowania sprężenia i zagadnień geotechnicznych w jednym spójnym modelu PDW- λ 222
- Rys. 5.14. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja SYSP [151]..... 223
- Rys. 5.15. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja AXES [151]..... 224
- Rys. 5.16. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja TOPP [151]..... 225

• Rys. 5.17. Sofistik_fragment instrukcji pokazujący potrzebne do wprowadzenia sprężenia parametry_funkcja TGEO [151].....	225
• Rys. 5.18. Cześć główna algorytm sprężającego w oprogramowaniu Sofistik – propozycja autorska.....	227
• Rys. 5.19. Sofistik_graphic_przedstawienie wprowadzonych punktów i linii strukturalnych tworzących model geometryczny – widok 2D [opr. wł.].....	228
• Rys. 5.20. Sofistik_graphic_przedstawienie wprowadzonych punktów i linii strukturalnych tworzących model geometryczny – widok 3D [opr. wł.].....	228
• Rys. 5.21. Sofistik_visualization_proces tworzenia modelu geometrycznego z wyznaczonymi elementami skończonymi jako elementy bryłowe [opr. wł.].....	229
• Rys. 5.22. Sofistik_graphic_podparcie modelu, w tym definicja interface określające współpracę gruntu z konstrukcją_widok 3D [opr. wł.].....	231
• Rys. 5.23. Sofistik_graphic_szczegółowy widok interface w modelu na styk konstrukcja – grunt [opr. wł.].....	231
• Rys. 5.24. Sofistik_graphic_zdefiniowane materiały w modelu geometrycznym: grunt (11) i konstrukcja (1) [opr. wł.].....	232
• Rys. 5.25. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla 0 fazy – „in situ” Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.].....	234
• Rys. 5.26. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla I fazy – instalacja ściany szczelinowej. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]....	234
• Rys. 5.27. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla II fazy – sprężenie ściany szczelinowej. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.].....	235
• Rys. 5.28. Sofistik_graphic_etapowanie_geometria modelu dla III fazy – wykop na głębokość 4,0m. Po lewej stronie przedstawiony jest widok 3D, a po prawej widok 2D [opr. wł.]....	235
• Rys. 5.29. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza I – „in situ” – deformacja [opr. wł.]... ..	237
• Rys. 5.30. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza II – Instalacja ściany – deformacja [opr. wł.].....	237
• Rys. 5.31. Porównanie modeli: Sofistik i Plaxis_Faza III – wykop 4,0m – deformacja [opr. wł.].....	238
• Rys. 5.32. Porównanie modeli – Sofistik –Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia poziome [opr. wł.].....	238
• Rys. 5.33. Porównanie modeli – Plaxis –Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia poziome [opr. wł.].....	239
• Rys. 5.34. Porównanie modeli – Plaxis – Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia pionowe [opr. wł.].....	239
• Rys. 5.35.. Porównanie modeli – Sofistik – Faza II – Instalacja ściany – przemieszczenia pionowe [opr. wł.].....	240
• Rys. 5.36. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome [opr. wł.].....	240

- Rys. 5.37. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome w postaci wektorowej [opr. wł.]..... 241
- Rys. 5.38. Porównanie modeli – Sofistik – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia poziome [opr. wł.]..... 241
- Rys. 5.39. Porównanie modeli – Plaxis – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]..... 242
- Rys. 5.40. Porównanie modeli – Sofistik – Faza III – Wykop 4,0m – przemieszczenia pionowe [opr. wł.]..... 242
- Rys. 5.41. Porównanie modeli – Plaxis – oznaczenia wybranych węzłów do dokładnego porównania wyników [opr. wł.]..... 243
- Rys. 5.42. Widok ogólny analizowanego modelu 3D odwzorowanego jako PSO w oprogramowaniu Sofistik uproszczony do szerokości 1,0 mb [opr. wł.]..... 246
- Rys. 5.43. Warunki brzegowe dla rozpatrywanych sytuacji obliczeniowych PDW w oprogramowaniu Sofistik [opr. wł.]..... 247
- Rys. 5.44. Widok modelu odwzorowanego w PSO dla zwiększonej szerokości modelu – przedstawienie możliwości modelu [opr. wł.]..... 248
- Rys. 5.45. Model 3D odwzorowany w PSO, przedstawiający jeden spójny model dla: ośrodka gruntowego, ściany szczelinowej i sprężenia. Widoczna jest możliwość zadawania cięgien sprężających w dowolnym rozstawie [opr. wł.]..... 248
- Rys. 5.46. Widok kabla sprężającego usytuowanego w przekroju ściany szczelinowej. Przypadek obliczeniowy dla głębokości wykopu 6,0 m [opr. wł.]..... 249
- Rys. 5.47. Przyjęta wartość siły sprężającej jako wynik po uznaniu strat doraźnych – wingraf Sofistik [opr. wł.]..... 250
- Rys. 5.48. Zatrzymanie obliczeń MES w oprogramowaniu Sofistik dla typowej sytuacji obliczeniowej. Przykład błędu nr 107 oraz wizualizacja zniszczenia, co oznacza brak równowagi statycznej układu. Zjawisko to odnotowano już dla głębokości wykopu 5,0m [opr. wł.]..... 251
- Rys. 5.49. Wyniki naprężeń głównych w kierunku x (horyzontalne) dla ostatniej fazy bez sprężenia, postać wektorowa oraz izobaryczna – Sofistik [opr. wł.]..... 253
- Rys. 5.50. Wyniki naprężeń głównych w kierunku x (horyzontalne) dla ostatniej fazy ze sprężeniem, postać wektorowa oraz izobaryczna – Sofistik [opr. wł.]..... 254
- Rys. 5.51. Przemieszczenia horyzontalne w kierunku x dla ostatniej fazy w sytuacji bez sprężenia. Przemieszczenie oczepu wynosi 4,57 cm..... 255
- Rys. 5.52. Przemieszczenia horyzontalne w kierunku x dla ostatniej fazy w sytuacji ze sprężeniem. Przemieszczenie oczepu wynosi 2,36 cm..... 256
- Rys. 5.53. Sofistik – Faza IV – Wykop 6,0m – przemieszczenia poziome – forma wektorowa – max u_x dla wierzchu ściany wynosi 3,06 cm przy zmobilizowanym sprężeniu..... 258
- Rys. 5.54. GEO5 – wyniki parć i przemieszczeń dla ostatniej fazy obudowy niesprężonej. Przyjęto wartości charakterystyczne, aby możliwe było przeanalizowanie przypadku..... 261
- Rys. 5.55. GEO5 – wyniki sił wewnętrznych dla ostatniej fazy obudowy niesprężonej 261

• (gł. 6,0m). Przyjęto wartości charakterystyczne, aby możliwe było przeanalizowanie przypadku.....	261
• Rys. 5.56. GEO5 – wyniki przemieszczeń konstrukcji oraz parć gruntu na konstrukcję dla ostatniej fazy głębienia wykopu.....	262
• Rys. 5.57. GEO5 – wyniki obliczeń parć gruntu, obwiedni modułu reakcji podłoża i sił wewnętrznych w konstrukcji dla docelowej głębokości wykopu obudowy niesprężonej.....	265
• Rys. 5.58. Definicja podpór sprężystych w oprogramowaniu Sofistik.....	266
• Rys. 5.59. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofistik (po lewej) i GEO5 (po prawej). ...	267
• Rys. 5.60. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofistik (po lewej) i GEO5 (po prawej). Wyniki sił tnących.....	267
• Rys. 5.61. Wyniki kalibracji modeli niesprężonych w Sofistik [cm] (po lewej) i GEO5 [mm] (po prawej). Wyniki przemieszczeń.....	268
• Rys. 5.62. Sofistik – podparcie sprężyste utworzone z wykorzystaniem polecenia SPRI dla sytuacji początkowej.....	268
• Rys. 5.63. Model belki sprężonej utworzony w Sofistik, odpowiadającej PDW. Przekrój belki zgodny z Rysunkiem 5.65.....	269
• Rys. 5.64. Sofistik – wizualizacja PDW modelowanej jako belka podparta sprężystości – faza 0.....	269
• Rys. 5.65. Przekrój rozpatrywanej konstrukcji PDW. Rozpatrywano ścianę o gr. 80,0 cm z nieliniowo usytuowanym kablem sprężającym (mimośród 20,0cm.....)	270
• Rys. 5.66. Zdefiniowane materiały: stal zbrojeniowa, beton konstrukcyjny, stal sprężająca w oprogramowaniu Sofistik.....	272
• Rys. 5.67. Wyniki przemieszczeń poziomych ściany niesprężonej (po lewej), ściany sprężonej (po prawej).....	274
• Rys. 5.68. Sofistik – maksymalne naprężenia rozciągające ściany od strony wykopu (po lewej), od strony gruntu (po prawej) dla docelowej głębokości wykopu – Faza IV (bez sprężenia).....	274
• Rys. 5.69. Wyniki obwiedni naprężeń ściskających dla sprężonej obudowy (po lewej), niesprężonej (po prawej).....	275
• Rys. 5.70. Naprężenia rozciągające dla ściany sprężonej (po lewej), dla ściany niesprężonej (po prawej).....	275
• Rys. 7.1. Koncepcja Ia – wykonanie pierwszego poziomu kotwienia przy użyciu kotew gruntowych o długości 15,0m, w rozstawie co 2,0m – rzut koncepcji.....	284
• Rys. 7.2. Koncepcja Ia – wykonanie pierwszego poziomu kotwienia przy użyciu kotew gruntowych – przekrój koncepcyjny.....	285
• Rys. 7.3. Koncepcja Ia, Ib i II – wykonanie drugiego poziomu podparcia z wykorzystaniem stropu rozporowego z otworem technologicznym – rzut koncepcji.....	285

- Rys. 7.4. koncepcja Ib – wykonanie pierwszego poziomego rozparcia z wykorzystaniem rozpór stalowych – rzut koncepcji..... 286
- Rys. 7.5. koncepcja Ib – wykonanie pierwszego poziomego rozparcia z wykorzystaniem rozpór stalowych – przekrój koncepcji..... 287
- Rys. 7.6. koncepcja II – rzut proponowanego rozwiązania. Przestrzeń wykopu jest wolna od przeszkód w postaci rozpór. Teren sąsiada nie jest zajęty przez kotwy gruntowe... .. 288
- Rys. 7.7. koncepcja II – przekrój proponowanego rozwiązania. Możliwe jest nieliniowe ułożenie kabla sprężającego..... 289
- Rys. 7.8. NormaPRO – podstawa struktury kosztorysowej jest taka sama w przypadku obu koncepcji..... 290
- Rys. 7.9. koncepcja hybrydowa wykorzystująca kotwy gruntowe i rozpory stalowe..... 293
- Rys. 7.10. Wyniki optymalizacji technologicznej dla opisywanego zagadnienia w kontekście redukcji czasu trwania realizacji części podziemnej inwestycji. [opr. wł.]..... 301

SPIS TABLIC

• Tabela 1.1. Przykład zastosowania sprężenia w ścianach szczelinowych [57].....	24
• Tabela 2.1. Właściwości zawieszin bentonitowych wg PN-EN 1538:2015-08 [N8].....	56
• Tabela 2.2. Tolerancje wykonawcze dla wykonania murków prowadzących [80].....	66
• Tabela 2.3. Tolerancje wykonawcze dla głębienia szczeliny [80].....	66
• Tabela 2.4. Tolerancje wykonawcze dla elementów rozdzielczych i zbrojenia [80].....	67
• Tabela 2.5. Tolerancje wykonawcze dla geometrii ogólnej ścian szczelinowych [80].....	67
• Tabela 3.1. Właściwości cięgna bez przyczepności Y1860 S7-15,7 [99].....	102
• Tabela 3.2. Zjawiska powodujące straty siły sprężającej i oznaczenia tych strat [113].	119
• Tabela 3.3. Zjawiska powodujące straty siły sprężającej i oznaczenia tych strat [113].....	120
• Tabela 3.4. Orientacyjne i przykładowe wartości współczynnika tarcia μ wg [N1].	121
• Tabela 3.5. Straty sprężenia wywołane tarciem kabli i poślizgiem w zakotwieniach [113].....	124
• Tabela 3.6. Wartość relaksacji końcowej w zależności od temperatury przy nieprężeniach początkowych równych $0,7f_p$ [102].....	128
• Tabela 3.7. Wymagania normy [N1] dotyczące strefy rozciąganej w elementach sprężonych cięgnami, które mają przyczepność do betonu [101].....	139
• Tabela 3.8. Minimalna odległość osi cięgna od zewnętrznej krawędzi dla wolnopodpartych Si ciągłych płyt żelbetowych i sprężonych wg. [N3].....	142
• Tabela 3.9. Minimalna odległość osi cięgna od krawędzi zewnętrznej oraz minimalna grubość płaskich płyt żelbetowych i sprężonych wg. [N3].....	142
• Tabela 3.10. Minimalne wymagane otulenie $c_{min,dur}$ [mm], stal sprężająca/stal zbrojeniowa [N1].....	142
• Tabela 3.11. Graniczne szerokości rys w_{max} [mm] i inne wymagania wg normy [N1].....	150
• Tabela 3.12. Wymagania dotyczące naprężeń i zarysowania wg normy [N1].....	154
• Tabela 4.1. Obliczanie momentu granicznego w przekrojach prostokątnych.....	167
• Tabela 4.2. Obliczanie momentu granicznego w płycie sprężonej cięgnami bez przyczepności bez uwzględniania zbrojenia A_{s2}	171
• Tabela 4.3. Szerokość rys w zginanych elementach sprężonych cięgnami bez przyczepności....	173
• Tabela 5.1. Porównanie wyników przemieszczeń Plaxis – Sofistik dla II fazy – Instalacja ściany.....	244
• Tabela 5.2. Porównanie wyników przemieszczeń Plaxis – Sofistik dla III fazy – Wykop 4,0m.....	244
• Tabela 7.1. Podsumowanie kosztów dla każdej z omawianych koncepcji [PLN].....	300
• Tabela 7.2. Podsumowanie dot. kalkulacji kosztów podejścia konwencjonalnego oraz PDW....	302