

Piotr Jabłoński, Irena Bagińska***

WIELOWARIANTOWA PRACA ŚCIANY SZCZELINOWEJ W METODZIE STROPOWEJ

1. Wstęp

Płytko posadowione tunele komunikacyjne często wykonywane są w technologii stropowej. Metoda ta posiada wiele zalet, lecz na etapie projektowym zmusza projektanta do rozpatrzenia etapowości pracy konstrukcyjnych ścian tunelu najczęściej wykonanych ze ścian szczelinowych.

Przedmiotem niniejszego artykułu jest analiza wpływu zmienności podatności więzi sprężystych, modelujących grunt, na zmianę wartości sił wewnętrznych ścian konstrukcyjnych tunelu. Analizę wykonano dla jednego z etapów pracy ściany szczelinowej w metodzie stropowej. Omówiono problemy pojawiające się przy rozwiązywaniu podstawowych zagadnień spotykanych na etapie projektowania.

2. Etapy pracy ściany szczelinowej

Proces technologiczny metody stropowej (mediolańskiej) przewiduje wznoszenie konstrukcji etapowo.

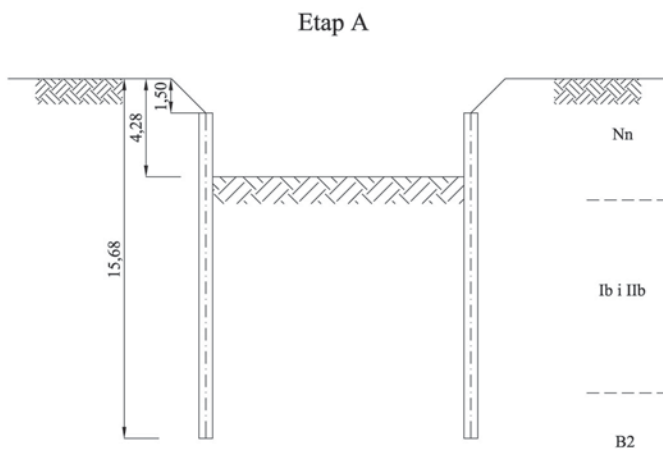
2.1. Etap A

W pierwszej kolejności bezpośrednio w gruncie wykonywane są ściany szczelinowe. Stanowią one podczas realizacji budowy nie tylko zabezpieczenie wykopu, ale także docelowo konstrukcyjny element obudowy tunelu. Wykonany zostaje wykop do poziomu spodu płyty stropowej (rys. 1). Wyrównane podłoże gruntowe staje się naturalnym szalunkiem dla

* student, Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, Wrocław

** Instytut Geotechniki i Hydrotechniki, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, Wrocław

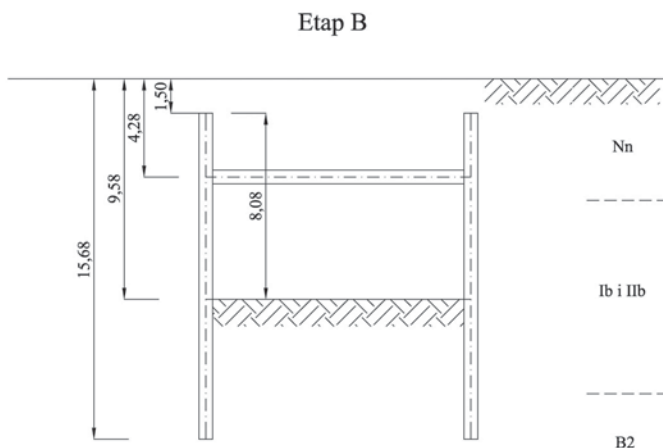
żelbetowej płyty stropowej. W rozpatrywanym przypadku ściany szczelinowe zabezpieczające wykop zostają odkopane do poziomu 4,28 m p.p.t.



Rys. 1. Szkic etapu A

2.2. Etap B

Drugi etap to wykonanie płyty stropowej, która staje się rozporą ścian szczelinowych. Rozpoczyna się dążenie wykopu pod wykonaną żelbetową płytą stropową klasycznie do przewidzianego poziomu płyty dennej. W omawianym przypadku założenia geometrii skrajni wewnętrznej obiektu sprawiły, iż przed wykonaniem wykopu do poziomu płyty dennej konieczne było pośrednie zakotwienie ścian szczelinowych (rys. 2). Dlatego sche-



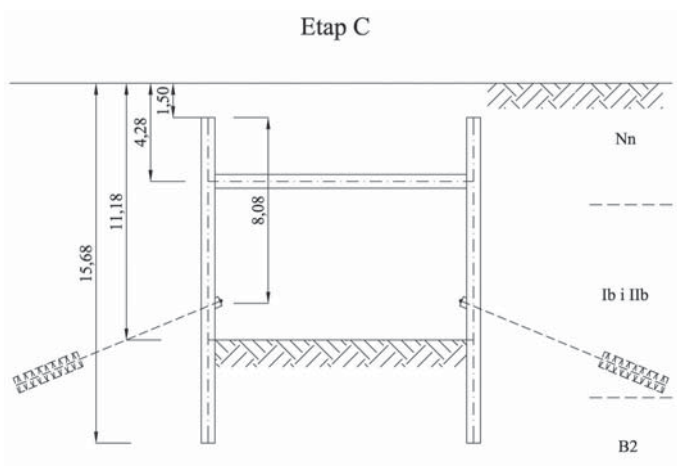
Rys. 2. Szkic etapu B

mat etapu B przewiduje wykonanie wykopu do poziomu zakotwienia pośredniego. Jest to etap, w którym ściany szczelinowe są najbardziej narażone na działanie maksymalnych wartości momentów zginających.

Na tym etapie realizacji technologicznej możliwe jest odtworzenie pierwotnej funkcji terenu nad płytą stropową.

2.3. Etap C

Po wykonaniu kotwienia pośredniego, które poprawia stateczność i redukuje momenty zginające w konstrukcji ścian szczelinowych możliwe jest kontynuowanie wykopu do poziomu płyty dennej (11,18 m p.p.t.) (rys. 3).

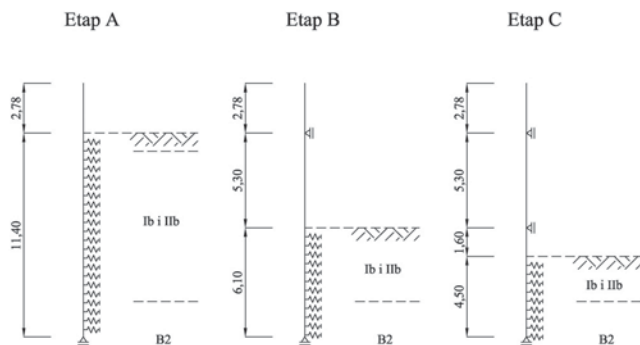


Rys. 3. Szkic etapu C

Kończącą czynnością jest wykonanie żelbetowej płyty dennej będącej ostatnim elementem konstrukcyjnym płytkiego tunelu komunikacyjnego. Docelowo stropy stanowią rozporę dla ścian szczelinowych, a kotwy tracą swą rolę konstrukcyjną.

Każdy kolejny etap technologiczny budowy tunelu metodą mediolańską wymaga stworzenia nowego schematu statyczno-obliczeniowego pracy ścian szczelinowych. Schematy statyczne różnią się sposobem podparcia ścian oraz zróżnicowanym obciążeniem (rys. 4).

Do dalszej analizy wybrano schemat etapu B jako najbardziej niebezpieczny podczas całego procesu pracy ściany szczelinowej. Zgodnie z zaleceniami Siemińskiej–Lewandowskiej zastosowano do analizy metodę uwzględniającą współpracę gruntu, ściany i podparć pozwalającą na określenie przemieszczenia ściany w każdej fazie wykonania konstrukcji [6]. Podczas obliczeń wykorzystano metodę współpracy ściany szczelinowej ze sprężysto–plastycznym ośrodkiem gruntowym.



Rys. 4. Schematy statyczne dla poszczególnych etapów pracy ściany szczelinowej

3. Analiza doboru sztywności podpór sprężystych modelujących grunt

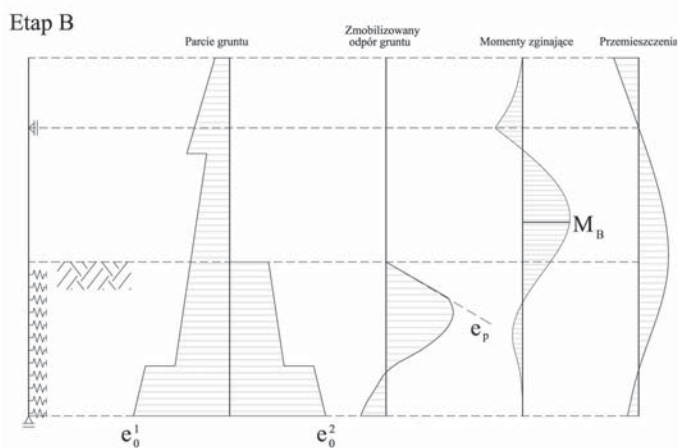
Do analizy przyjęto schematy statyczne etapu B jak na rysunku 4. Ściany szczelinowe zamodelowano w postaci przekrojów poprzecznych prętowych o charakterystykach: 1000×600 mm i parametrach materiałowych jak dla żelbetu z betonu C30/37 i stali BSt500.

Obliczenia przeprowadzono dla rzeczywistych warunków gruntowo wodnych określonych na podstawie archiwów geologiczno-inżynierskich. Pierwszą rozpoznaną warstwą są nasypy niebudowlane. Miąższość nasypów kształtuje się na poziomie 5,3 m. Poniżej występują zagęszczone piaski średnie (IIb o $I_D = 0,75$) oraz warstwa zagęszczonych pospółek (Ib o $I_D = 0,75$), które w dalszych rozważaniach są traktowane jako jedna warstwa geotechniczna gruntów niespoistych (Ib i IIb o miąższości 8,4 m). Ostatnią warstwę, będącą w zasięgu ścian szczelinowych, stanowią twar doplastyczne gliny lodowcowe (B2 o $I_L = 0,05$), które zgodnie z danymi archiwalnymi występują do głębokości ok. 50,0 m p.p.t. Parametry geotechniczne określono na podstawie [8]. W rozpatrywanym zagadnieniu przyjęto brak występowania wody gruntowej.

Obciążenie wywierane przez grunt na konstrukcję oporową przyjęto jako parcie spoczynkowe realizowane zarówno od strony wykopu, jak i od strony gruntu. Ściany szczelinowe są konstrukcjami żelbetowymi o grubości standardowo min. 60 cm. Z uwagi na ich sztywność oraz bezpośrednie rozparcie płytą stropową trudno uznać je za konstrukcje podatne. Dzięki tym cechom minimalne przemieszczenia ściany od gruntu nie powodują redukcji pierwotnego parcia spoczynkowego gruntu na ścianę do wartości parcia czynnego. Zasadność takiego założenia potwierdziły obliczone przemieszczenia, które uzyskiwały wartości mniejsze niż połowa koniecznych do uzyskania parcia czynnego. Podobnie było z odporem gruntu.

Płytę stropową zamodelowano jako poziomą podporę przegubowo-przesuwną, a ponadto założono obciążenie naziomu $p = 10$ kN/m².

W obliczeniach przyjęto metodę zakładającą modelowanie gruntu znajdującego się poniżej dna wykopu jako podpory sprężyste, których sztywność odwzorowuje rodzaj i charakter gruntu. Przyjęto współpracę ściany z gruntem tylko na odcinku poniżej dna wykopu (rys. 4). Założono iteracyjny charakter dobierania modelu obliczeniowego ze względu na ilość podpór sprężystych. Kryterium istnienia podpory w danym miejscu opiera się na kontroli wartości reakcji jaka wydrukuje się w podporze podczas kolejnych obliczeń statycznych. W przypadku gdy wartość reakcji przekroczy graniczną wartość odpowiadającą efektywnemu parciu biernemu (odporowi), podpora jest usuwana i zastępowana obciążeniem w postaci parcia biernego charakterystycznego dla danej głębokości. W kolejnych krokach iteracyjnych kontrolowane są reakcje w kolejnych więziach sprężystych. Proces odrzucania więzi sprężystych prowadzi się tak długo, aż reakcje we wszystkich pozostawionych podporach sprężystych są mniejsze od wartości granicznej. Dzięki przeprowadzeniu iteracyjnych obliczeń statycznych możliwe jest określenie zmobilizowanego odporu gruntu jaki nastąpi w analizowanym schemacie oraz momentów zginających i przemieszczeń konstrukcji (rys. 5).



Rys. 5. Graficzna prezentacja schematu statycznego i wyników iteracyjnych obliczeń statycznych

Analizując charakter otrzymanego zmobilizowanego odporu gruntu dowiadujemy się jak w poszczególnych obszarach przegłębienia pracuje ściana szczelinowa w skokowo zmiennych warunkach gruntowych. Możemy wnioskować, iż dla takiego schematu statycznego ściana posiada zbyt duże przegłębienie, ponieważ odpór gruntu w jej podstawie przeszedł na stronę od gruntu. Ostateczną decyzję o głębokości przegłębienia ściany należy jednak podjąć po przeanalizowaniu wszystkich schematów statycznych oraz warunków gruntowo wodnych.

Jedynym problemem, jaki pojawia się przy budowania tego rodzaju modelu obliczeniowego, jest dobór sztywności podpór sprężystych. Literatura podaje kilka sposobów rozwiązania [1, 3, 7]. Ostatecznie zdecydowano się na wykorzystanie formuły obliczenio-

wej zaczerpniętej za Krasińskim [5], gdzie sztywność podpory sprężystej została opisana wzorem (1).

$$k_{xi} = S_n \varphi E_0 a_i \quad (1)$$

Na wartość sztywności podpory sprężystej k_{xi} mają wpływ cztery parametry:

- współczynnik technologiczny dla ścian szczelinowych ($S_n = 0,8 \div 0,9$),
- moduł pierwotnego odkształcenia gruntu (E_0),
- współczynnik uwzględniający długotrwałość obciążenia dla ścian stałych — w zależności od rodzaju i stanu gruntu ($\varphi = 0,30 \div 0,65$),
- rozstaw podpór sprężystych ($a_i = 0,5$ m).

Krasiński zaznacza, że sztywności k_{xi} osiągają wartość wyliczoną z (1) dopiero na pewnej głębokości z_c poniżej pierwotnego poziomu terenu. Głębokość tę przyjmuje się:

- dla gruntów niespoistych $z_c = 5,0$ m,
- dla gruntów mało spoistych $z_c = 4,0$ m,
- dla gruntów średnio spoistych $z_c = 3,0$ m,
- dla gruntów zwięzła spoistych $z_c = 2,0$ m,
- dla gruntów bardzo spoistych i organicznych $z_c = 1,0$ m.

W poziomie terenu przyjmuje się $k_{xi} = 0$, a na odcinku od poziomu terenu do głębokości z_c przyjmuje się liniowy wzrost k_{xi} . Dla gruntu uwarstwionego wymagane jest obliczenie wysokości zastępczej h_z dla każdej warstwy, tak aby określić zastępczy poziom terenu [2].

W analizowanym przykładzie zachodziła konieczność wyznaczenia zmiennych wartości k_{xi} zarówno ze względu na zmienną głębokość położenia więzi sprężystych, jak i zmienny charakter ośrodka gruntowego. Przykładowe wartości k_{xi} zamieszczono w tabeli 1.

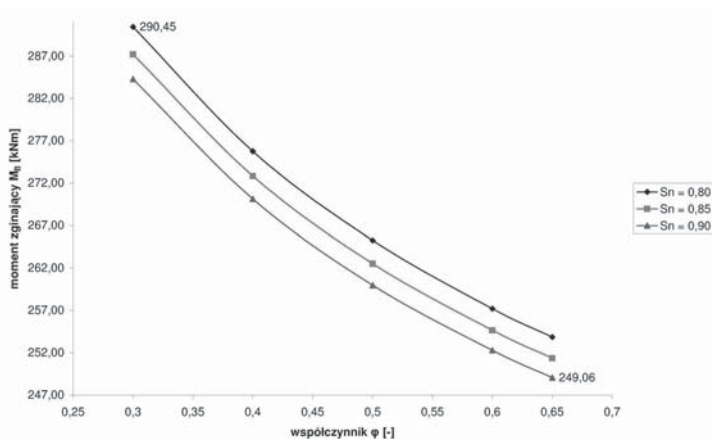
TABELA 1
Przykładowe wartości sztywności więzi sprężystych dla $S_n = 0,80$ oraz $\varphi = 0,30$

Etap B												
Rodzaj gruntu	Ib i IIb								B2			
$z_c - h_z$ m	5,00								-0,85			
H m	0,25	0,75	1,25	1,75	2,25	2,75	3,25	3,75	4,25	4,75	5,25	5,75
k_{xi} kN/m	2034	4067	6101	8134	10168	12201	14235	16269	4800	4800	4800	4800

W przytoczonej formule (1) trudno dobrać konkretne wartości współczynników S_n oraz φ , które skutecznie odwzorują sytuację terenową. Dlatego dla szeregu wartości współczynników S_n oraz φ , w dopuszczalnym przedziale ich zmienności, przeprowadzono analizę ich wpływu na maksymalny moment zginający M_b (rys. 5).

4. Analiza otrzymanych wyników oraz wnioski

Biorąc pod uwagę analizy Krasieńskiego [4], które dowodziły że największy wpływ na wyniki obliczeń ma dobór sztywności obudowy oraz parametry wytrzymałościowe ośrodka gruntowego oczekiwano niewielkiego wpływu zmienności S_n oraz φ na momenty zginające. Otrzymane wyniki zmienności momentu M_B dla schematu statycznego etapu B przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Wartość momentu zginającego M_B w zależności od zmienności współczynnika S_n oraz φ dla schematu z etapu B

Ustalono, iż wartości momentów zginających zmieniają się maksymalnie o ok. 14%, przy maksymalnej zmianie iloczynu S_n i φ o ok. 45%. W tym przypadku radykalna zmiana współczynników technologicznych nie wpłynęła drastycznie na zmianę wartości momentów wewnętrznych. Jednak spodziewana różnica wartości przekroczyła wartości przewidywane w pracy [4]. Postać iloczynowa wzoru na sztywność więzi sprężystych (1) wskazuje, że podobna sytuacja zaistnieje gdy zmianom będzie podlegać wartość E_0 .

Charakterystyka przemieszczeń pokazanych na rysunku 5 wskazuje, że przyjęta warstwa geotechniczna B2 zaburza pracę ściany jako sztywno utwierdzonej. Tak duże zagłębienie ze względów obliczeniowych staje się, w analizowanym przypadku, bezzasadne. Głębienie ściany szczelinowej do proponowanego poziomu ma sens jedynie dla odciążenia ewentualnego dopływu wody gruntowej.

Ustalono, iż zmiana współczynników technologicznych, a także moduł pierwotnego odkształcenia gruntu może istotnie wpływać na wartość momentów zginających indukujących się w konstrukcji. O ile współczynniki S_n i φ mogą ostatecznie zostać przyjęte z konkretnego zakresu, o tyle ustalenie modułu E_0 wymaga wykonania rzetelnych badań polowych lub laboratoryjnych. Bez nich wiedza projektantów o wartości E_0 staje się często niedostateczna i ogranicza się do przyjęcia wartości normowych. Pokazano, że w pewnych sytuacjach nale-

ży zachować szczególną ostrożność przy określaniu jego wartości, ponieważ ma to znaczący wpływ na określane wielkości momentów zginających.

LITERATURA

- [1] Bolt A., Dembicki E., Horodecki G., Jaworska K.: Analiza pomiarów i obliczeń ścian szczelinowych wielopoziomowo kotwionych. „XI Krajowa Konferencja Mechanika Gruntów i Fundamentowania”, Politechnika Gdańska, Gdańsk 25–27 czerwiec 1997, s. 97–106
- [2] Kosecki M.: Statyka ustrojów palowych. Zasady obliczania metodą uogólnioną, Biuletyn PZLiTB, nr 1/88. Zakład Poligraficzny Politechniki Szczecińskiej, Szczecin, 1988, s. 16–23
- [3] Krakowska K.: Modele gruntów w zastosowaniu do wyznaczania przemieszczeń ścian szczelinowych. [w:] Zabielska-Adamska K. (red.), Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo. Zeszyt 29. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2006
- [4] Krasieński A.: Analiza pracy i przemieszczeń rozpiętej i kotwionej obudowy wykopów, Inżynieria i budownictwo, nr 12, 2006, s. 664–668
- [5] Krasieński A.: Pomoce dydaktyczne. Obliczanie i projektowanie ścianek szczelnych, Gdańsk, 2007, Dostępne w Internecie: http://www.pg.gda.pl/~tbrzo/pliki/Pomoce_sc_sz.pdf (23.01.2011r.)
- [6] Siemińska-Lewandowska A.: Projektowanie ścian głębokich wykopów — teoria i praktyka. Geoinżynieria, nr 2, 2006, s. 16–22
- [7] Stilger-Szydło E.: Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego: teoria, projektowanie, realizacja. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2005, s. 125–132
- [8] PN-81/B-03020 Grunty budowlane Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie