

HYDROGEOLOGIA i GEOLOGIA INŻYNIERSKA



ZYGMUNT GLAZER, JOANNA PINIŃSKA

Uniwersytet Warszawski

BADANIA NAD WSTĘPNĄ KONSOLIDACJĄ PODŁOŻA ZWAŁOWISKA ZEWNĘTRZNEGO PRZY ZASTOSOWANIU DRENÓW PIASKOWYCH

UKD 624.131.439.5:624.131.523:622.693.25:622.271:626.862.1

Zwałowiskom odpadów przemysłowych, skał płonnych, gruntów nadkładu poświęca się ciągle zbyt mało należytej uwagi. Główny wysiłek skupia się na uzyskaniu surowców, przy dość marginesowym traktowaniu powstających przy tym odpadów. W przypadkach zwałowisk węgla kamiennego taka sytuacja nie stwarzała dotychczas szczególnych trudności, gdyż składowany materiał miał przeważnie wysokie parametry wytrzymałościowe, a podłoże stanowiły na ogół grunty skaliste o znacznej nośności. Niemniej jednak i w takich warunkach zdarzały się groźne w skutkach awarie, jak choćby powszechnie znana katastrofa w Aberfan, w południowej Walii (8).

Znacznie trudniejsze problemy wyłożyły się przy rozwoju górnictwa odkrywkowego, kiedy to należy złożyć olbrzymie ilości gruntów nadkładu na podłożu o znacznie mniejszej nośności. W tych przypadkach zwałowisko staje się ważnym obiektem inżynierskim, bezwzględnie wymagającym właściwego zaprojektowania i wykonywania zgodnie z zatwierdzonym projektem. Wszelkie zaniedbania pod tym względem mogą pociągać za sobą groźne skutki zarówno dla samego obiektu, jak i dla otaczającego środowiska. W szczególności dotyczy to rozpoznawania podłoża zwałowiska i warunków jego pracy, gdyż wpływa to na stateczność obiektu. W tym zakresie poważne znaczenie mają badania geologiczne, pozwalające na określenie nośności podłoża, które musi przetrześć obciążenie rzędu kilku MN/m², a więc przekraczające obciążenia w podłożu, wywoływane najcięższymi obiektami przemysłowymi i zaporami. Badania te stanowią również podstawę prowadzenia gospodarki zwałowanymi gruntami, doboru mieszanek o optymalnych właściwościach, wbudowywania gruntów w odpowiednie partie zwałowiska, właściwe kierowanie postępowaniem zwałowania dla zapewnienia bezpiecznej współpracy zwałowiska z podłożem.

Przekroczenie nośności podłoża powoduje powstawanie stref wypierania gruntów podłoża na przedpolu zwałowiska, naruszenie stateczności jego zboczy, a więc prowadzi do obniżenia projektowanej wysokości zwałowiska i do znacznego zwiększenia powierzchni zajmowanej przez zwal. Te niekorzystne procesy nasilają się przy zwałowaniu znacznych ilości gruntów i szybkim postępie zwałowania, prowadząc do deformacji i zniszczeń obiektów w zasięgu wypierania podłoża, a w rejonach rolniczych do wyeliminowania z gospodarki rolnej rozległych terenów uprawnych. Przykłady takie znane są z wielu opracowań (8, 9), i ich autorzy podkreślają, że zasięg strefy wypierania zwałowiska usytuowanego na niestatecznym podłożu może dochodzić do kilkuset metrów od jego czoła. Jedną z głównych przyczyn tak rozległych deformacji jest niewspółmiernie duża prędkość obciążania gruntów podłoża, w stosunku do zachodzącego w nich procesu konsolidacji. Jeśli czas niezbędny do skonsolidowania gruntów podłoża w danych warunkach obciążenia nie jest wystarczający aby nastąpiło odfiltrowanie wody, następuje wzrost ciśnienia wody w porach i nośność gruntów ulega znacznemu zmniejszeniu (4).

Przebieg procesu konsolidacji i znaczenie ciśnienia wody w porach przy analizie nośności podłoża zwałowisk w Polsce nie są jednak uwzględniane w dostatecznym stopniu. Składa się na to wiele przyczyn, jak brak odpowiedniego sprzętu pomiarowego, niedostateczna liczba doświadczeń z tej dziedziny, nieprowadzenie badań poświęconych temu zagadnieniu a często również niedostateczna wiedza wykonawców. Nie docenia się również we właściwej mierze możliwości celowego kierowania procesem konsolidacji, w celu polepszenia właściwości gruntów podłoża.

Podstawę analizy teoretycznej tego zagadnienia stanowi obecnie teoria konsolidacji Terzagiego. Wymaga ona jednak rozwinięcia i dostosowania do istniejących warunków inżyniersko-geologicznych. Podstawowe równanie liniowej teorii konsolidacji Terzagiego podaje zmiany wartości ciśnienia porowego (u) w czasie (t) i głębokości (z).

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [1]$$

w którym współczynnik konsolidacji

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\alpha_v \gamma_w} \quad [2]$$

Równanie to zostało wyprowadzone dla ośrodka jednorodnego, izotropowego, a do rozwiązania przyjmuje się liniową zależność między zmianami obciążenia a wskaźnikiem porowatości (e) oraz stałą wartość współczynnika filtracji (k) i współczynnika ściśliwości (α_v) w trakcie procesu konsolidacji. Konsolidacja jest procesem długotrwałym i jednym ze sposobów jego przyspieszenia i wzmocnienia przez to podłoża, jest metoda stosowania pionowych drenów piaskowych opatentowana przez Daniela E. Morana w 1925 r. Metoda ta znalazła zastosowanie przy wznoszeniu różnych obiektów inżynierskich: zapór, nasypów drogowych i kolejowych, lotnisk, budynków, grodzi, murów podporowych. Stosując tę metodę wykonano dotychczas wiele obiektów, przy czym technologia wykonania pionowych drenów została znacznie ulepszona, co pozwoliło na uzyskanie dobrych wyników przy jednoczesnym obniżeniu kosztów wykonawstwa. Stosowane są również filtry plastikowe w osłonie teksturalnej, spełniające tę samą rolę co dreny piaskowe.

Teoretyczne podstawy stosowania drenów pionowych zostały rozwinięte przez wielu badaczy na podstawie teorii konsolidacji Terzagiego (2, 6, 7).

Podstawowe równanie konsolidacji dla pionowych drenów w jednorodnym gruncie spoistym ma postać:

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial e_v}{\partial \sigma'_1} + \frac{\partial e_v}{\partial \sigma'_2} + \frac{\partial e_v}{\partial \sigma'_3} \right) \nabla^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3]$$

Rozwiązanie tego równania jest możliwe dla danych warunków brzegowych. Zależność współczynnika konsolidacji c_r , przy ruchu wody w kierunku poziomym, od czynnika czasu T_r i średnicy zastępczej okręgu d_e , z którego zbierana jest woda do pionowego drenu, dla gruntów warstwowych ma postać:

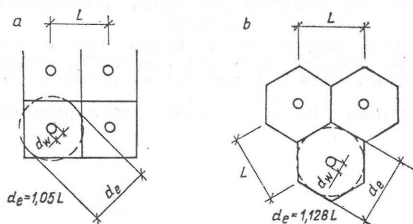
$$c_r = \frac{T_r d_e^2}{t} \quad [4]$$

Średnica zastępczego okręgu d_e ustalana jest w zależności od przyjętego sposobu rozwiązania drenów. Przy siatce kwadratowej (ryc. 1a) powierzchnia zastępczej okręgu d_e , z którego zbierana jest woda do pionowego drenu, dla gruntów warstwowych ma postać:

$$d_e = L \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} = 1,05 L$$

Przy rozstawie w mijankę (ryc. 1b) powierzchnia okręgu równa się powierzchni sześciokąta foremnego i wtedy:

$$d_e = L \sqrt{\frac{4}{\pi}} = 1,128 L$$



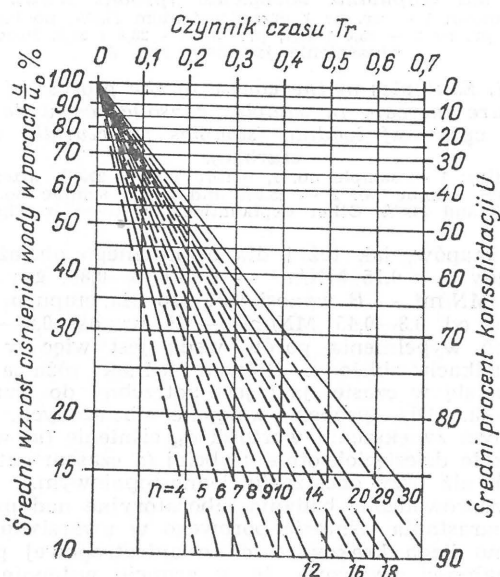
Ryc. 1. Wyznaczanie średnicy zastępczej (d_e) przy rozstawie drenów.

a — w siatce kwadratowej, b — mijankowo.

Fig. 1. Delimitation of supplementary diameter (d_e) in drain spacing.

a — in quadrangular network, b — in staggered arrangement.

Zależność czynnika czasu T_r od średniego postępu konsolidacji U lub od wzrostu wartości ciśnienia wody w porach i stosunku $n = \frac{d_e}{d_w}$ przedstawiona została przez S. J. Johnsona (7), ryc. 2.



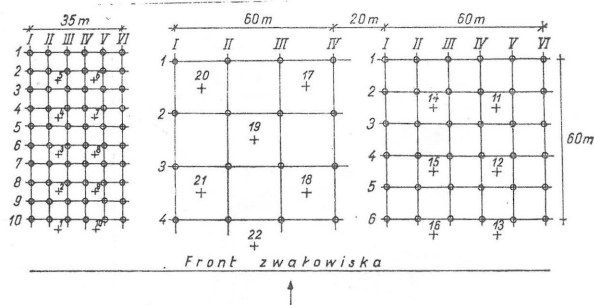
Ryc. 2. Konsolidacja przy pionowych drenach (wg S. J. Johnsona).

Fig. 2. Consolidation under the conditions of vertical orientation of drains (after S. J. Johnson, 7).

W nawiązaniu do podstaw teoretycznych interesujące są praktyczne obserwacje laboratoryjne i terenowe nad wstępną konsolidacją iłów krakowieckich, przeprowadzone na specjalnie zaprojektowanym poletku doświadczalnym. Na poletku tym zaprojektowano minimalny rozstaw drenów w danych warunkach, korzystając z wykresu podanego na ryc. 2. Przy wartości $n > 30$ dla średnicy studni $d_w = 0,25$ m, rozstaw drenów w danych warunkach powinien wynosić:

$$L = \frac{d_e}{1,05} = \frac{30 \cdot 0,25}{1,05} = 7,02 \text{ m}$$

W takim rozstawie wykonano dreny piaskowe w siatce kwadratowej, a w celu porównania zaprojektowano również warianty o większym rozstawie drenów 12×12 m i 20×20 m. Dreny o średnicy 10" wykonano do głębokości 19 m od poziomu terenu.



siatka
7 × 7 m

siatka
20 × 20 m

siatka
12 × 12 m

· pale piaskowe, + punkty pomiarowe

network
7 × 7 m

network
20 × 20 m

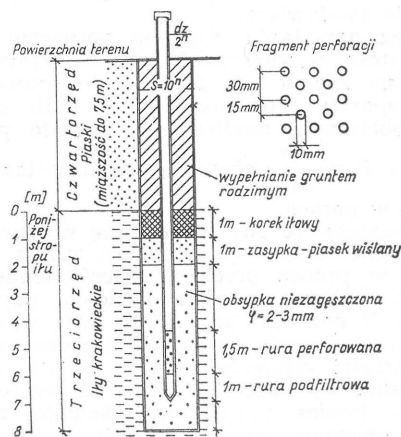
network
12 × 12 m

· sand piles, + measurement points

Ryc. 3. Schemat rozmieszczenia pali piaskowych oraz punktów pomiarowych ciśnienia porowego na poletku doświadczalnym.

Fig. 3. Scheme of situation of sand piles and points of measurement of pore pressure in experimental field.

Na ryc. 3 przedstawiono system rozmieszczenia na poletku badawczym zastosowanego drenażu. W centrum siatki drenów umieszczono punkty pomiarowe (piezometry), w celu obserwacji zmian ciśnienia wody. Piezometry pomiarowe wykonano wg schematu podanego na ryc. 4.

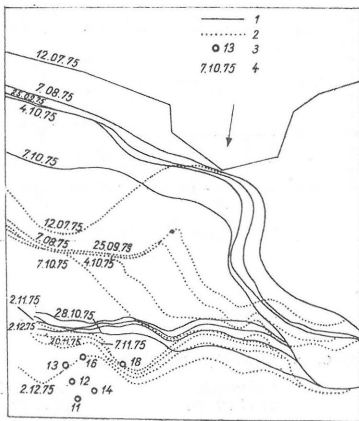


Ryc. 4. Schemat wykonania punktu obserwacyjnego z rurą piezometryczną.

Fig. 4. Diagramme showing the construction of measurement point with piezometer tube.

Zastosowany system pomiarowy nie zapewniał ścisłego pomiaru wartości ciśnienia wody w porach, lecz przy braku odpowiedniej aparatury przyjęto uproszczenie, traktując wartość wzniosu poziomu wody w rurce piezometrycznej za jednoznacznie z wartością ciśnienia wody w porach (u). W rzeczywistości należy się spodziewać, że przy precyzyjnym pomiarze wartość ta byłaby wyższa.

Analizowane poletko doświadczalne znajdowało się w rejonie zasięgu wpływu narastających obciążeń od nasypu przesuwającego się stopniowo, zgodnie ze schematem podanym na ryc. 5. Ogólny model warunków inżyniersko-geologicznych w rejonie doświadczalnych poletek był następujący: pod pokrywą piaszczystych osadów czwartorzędowych i zwietrzliny ilów krakowieckich występuje seria ilów krakowieckich poziomo laminowanych (piaski pylaste, iły z wkładkami piasków pylastych, pyły). Laminy biegną poziomo, a ich miąższość wynosi 1–50 mm. Poniżej tych utworów zalegał kompleks ilasto-pylasty reprezentujący iły krakowieckie.



Ryc. 5. Schemat przesuwania się frontu zwałowania w czasie prowadzenia obserwacji, skala 1:2000.

1 — zasięg zwałowiska, 2 — zasięg wyporu, 3 — punkty pomiarowe (wybrane), 4 — data pomiaru.

Fig. 5. Diagramme of the advance of heap front in the course of observations in the scale 1:2000.

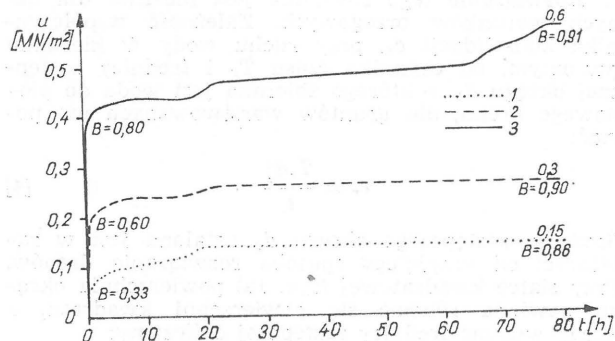
1 — extent of dump, 2 — extent of pore-water pressure, 3 — measurement points, 4 — date of measurement.

Wzrost ciśnienia porowego w tak wykształconym podłożu gruntowym obserwowano bezpośrednio w terenie poprzez pomiar zmian zwierciadła wody a dla porównania przeprowadzono również badania laboratoryjne procesu narastania ciśnienia wody w porach na próbkach gruntu. W badaniach laboratoryjnych zastosowano dwa systemy obciążenia próbki — szybkie jednostopniowe obciążenie oraz obciążenie próbki etapami, co nawiązywało do różnej technologii sypania zwałowiska.

Przebieg narastania ciśnienia porowego w próbkach gruntów w warunkach laboratoryjnych przedstawiono na ryc. 6 i 7. Badania te prowadzono w komorze aparatu typu norweskiego i dla obu przypadków obciążania analizowano wartość parametru Skempton $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$ obrazującego narastanie ciśnienia wody w porach.

Obserwowano, że gdy w komorze wywarto jednorazowo ciśnienie danego stopnia, wzrost ciśnienia porowego w próbce przebiega nierównomiernie. Po pierwszym szybkim wzroście ciśnienia, gdy wartość parametru B dochodzi od 0,33 do 0,80, w zależności od stopnia obciążenia, następuje powolne wyrównywanie wartości ciśnienia σ_3 i u — nie następuje jednak pełne wyrównanie ciśnień i wartość $B < 1$ (0,86–0,91). Proces narastania ciśnienia miejscami przebiega skokowo, co świadczyłoby o przebudowie struktury.

Obserwacje narastania ciśnienia porowego w próbkach obciążanych etapowo wykazują, że wartości parametrów Skempton B są podobne, jak ma to miejsce przy jednostopniowym obciążeniu dla poszczegól-

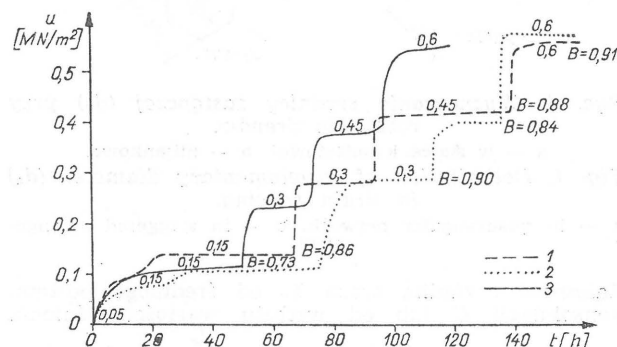


Ryc. 6. Przykłady przebiegu procesu narastania ciśnienia porowego w próbkach konsolidowanych jedynym stopniem obciążenia (próbki NNS).

Wilgotność: 1 — pr. nr 1 przed badaniem 28,5%, po badaniu 28,0%, pr. nr 2 — 26,7 i 27,1, pr. nr 3 — 26,8 i 27,0. 0,15, 0,3 i 0,6 — ciśnienie w komorze (MN/m^2), $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$ — parametr Skemptona.

Fig. 6. Examples of the course of the process of pore pressure increase in samples consolidated under a single cycle of loading (samples structurally undisturbed).

Humidity: 1 — sample no. 1, before test — 28.5%, after test — 28.0%, sample no. 2—26.7 and 27.1%, sample no. 3—26.8 and 27.0%; 0.15, 0.3 and 0.6 — pressure in chamber (in MN/m^2), $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$ — Skempton parameter.



Ryc. 7. Przykłady przebiegu procesu narastania ciśnienia porowego w próbkach konsolidowanych kilkoma stopniami obciążenia (próbki NNS).

Wilgotność: 1 — pr. nr 1 przed badaniem 27,6%, po badaniu 28,8%, pr. nr 2 — 25,0 i 26,7, pr. nr 3 — 28,8 i 29,8. Pozostałe objaśnienia jak przy ryc. 6.

Fig. 7. Examples of the course of the process of pore pressure increase in samples consolidated under several cycles of loading (samples structurally undisturbed).

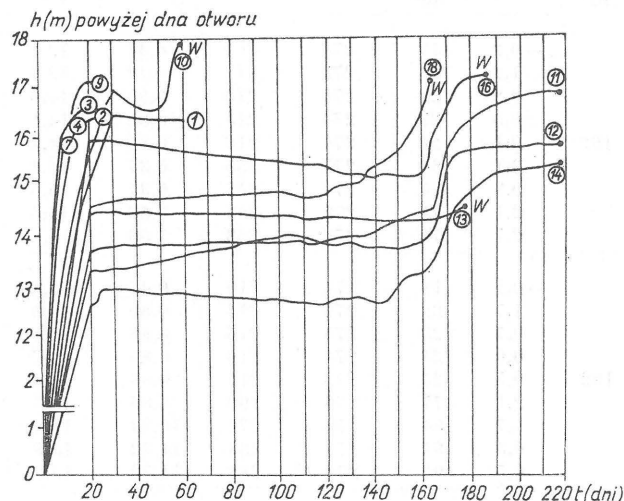
Humidity: 1 — sample no. 1, before test — 27.6%, after test — 28.8%, sample no. 2 — 25.0% and 26.7%, sample no. 3 — 28.8% and 29.8%. Other explanations as given in Fig. 6.

nych etapów, jak też i dla ostatecznego obciążenia. Np. gdy $\sigma_3 = 0,15 \text{ MN/m}^2$ — $B = 0,73$ —0,86; gdy $\sigma_3 = 0,6 \text{ MN/m}^2$ — B wynosi 0,91 lub dla etapu σ_3 rosnącego od 0,3—0,45 MN/m^2 — B wynosi 0,84—0,88. Stopień wypełnienia porów wodą jest więc w obu przypadkach zbliżony. Główna jednak różnica zachodzi w czasie, jaki jest potrzebny do wzrostu ciśnienia. Dla próbek wstępnie obciążonych, przy kolejnym zwiększeniu wartości σ_3 , ciśnienie (u) wzrasta około dziesięciokrotnie szybciej (a czasem natychmiast), niż przy obciążeniu jednostopniowym.

Przeprowadzone badania laboratoryjne nad procesem narastania ciśnienia porowego w uwarstwionych poziomo ilach krakowieckich o anizotropowej przepuszczalności wykazują, że w gruncie wstępnie obciążonym przyrost ciśnienia zachodzi przy następnych stopniach obciążenia szybciej niż w etapie wstępnego obciążenia.

Stwierdzenie to sugeruje, że w warunkach praktycznych, w anizotropowym ośrodku gruntowym w

trakcie sypania przedzwału, bądź pierwszego poziomu zwałowiska, następuje początkowo wolne narastanie ciśnienia porowego w podłożu. Jeżeli ciśnienie to nie zostanie usunięte za pomocą oddrenowania wody, to przy formowaniu następnego stopnia zwałowiska nastąpi bardzo szybki wzrost ciśnienia porowego i gwałtowne zredukowanie wartości parametrów wytrzymałościowych podłoża, połączone z przebudową



Ryc. 8. Przebieg wzrostu poziomu wody w piezometrach (h) w czasie (t).

Cyfra w kółku numer piezometru, W — chwila wyporu.
Fig. 8. The increase of water level in piezometers (h) in time (t).

Encircled number — number of piezometer, W — moment of dump up thrust

struktury gruntu, niszczeniem wiązań i przebiciami hydraulicznymi, międzywarstwowymi. Obserwacje przebiegu narastania ciśnienia porowego w warunkach terenowych potwierdzają te wstępne spostrzeżenia laboratoryjne.

Przebieg procesu wzrostu ciśnienia przedstawiony na ryc. 8 wskazuje etapowe podnoszenie się poziomu wody w piezometrach najbliższych zwałowiska. Licząc od dna otworu (suchego w czasie wykonywania drenów) ciśnienie wynosi 170 kN/m². Ponieważ piezometry te zostały zniszczone wskutek wyporu podłoża, dalsze obserwacje prowadzono w piezometrach 1 i 10, gdzie zauważa się częściowe rozproszenie ciśnienia. Gdyby w tym okresie nastąpiła stabilizacja obciążenia, ciśnienie wody w porach uległoby powolnemu rozproszeniu tak, jak obserwują to dla nasypów C. Cassins, P. Nissio (1). Jednak szybki przyrost obciążenia, który następuje w niedługim czasie, powoduje ponowny gwałtowny wzrost ciśnienia porowego; poziom wody w piezometrach podnosi się do 17–18 m od dna otworu. Wartości te w danych warunkach należy uznać za krytyczne — bezpośrednio poprzedzające wypór.

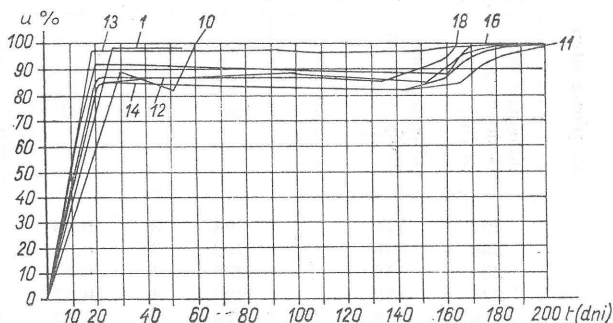
Jeżeli z pewnym przybliżeniem przyjąć, że poziom wody w piezometrach jest równy wzrostowi ciśnienia porowego (u) i przyjąć za 100% wartość u, bezpośrednio poprzedzające wypór, zauważa się, że w analizowanych warunkach czas potrzebny, aby następowało rozproszenie ciśnienia porowego powinien być większy od trzech miesięcy, dla każdego z trzech proponowanych warunków rozstawu drenów (ryc. 9).

Obliczenia teoretyczne, na podstawie uzyskanej z badań laboratoryjnych wartości obliczeniowej współczynnika $c_v = 1 \cdot 10^{-6}$ m²/s (5) określają, że obniżenie ciśnienia porowego o 50% np. dla rozstawu drenów 7 × 7 m nastąpi po czasie

$$t = \frac{T_r \cdot d_e^2}{c_v} = \frac{0,3 \cdot (1,05 \cdot 7)^2}{1 \cdot 10^{-6}} = 1,5 \cdot 10^7 \text{ s} \approx 170 \text{ dni}$$

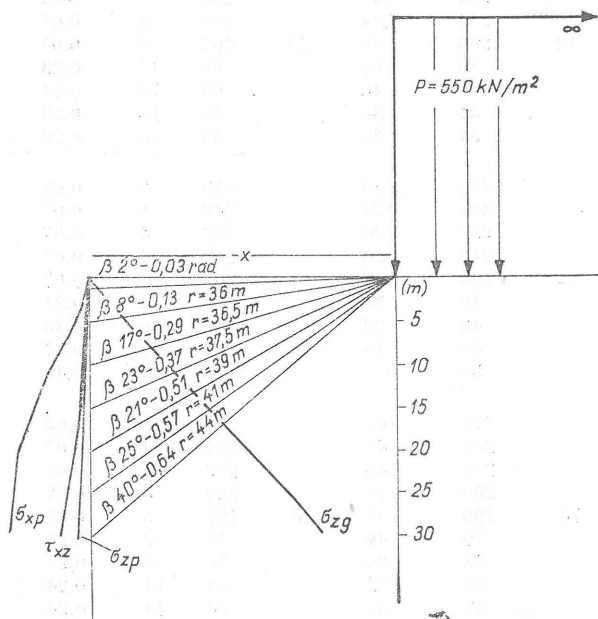
przy danym stopniu obciążenia.

Dla rozstawu 12 × 12 m czas ten jak widać na ryc. 8 kształtuje się podobnie, przy rozstawie 20 × 20 m (piezometr 18) wymagany jest czas znacznie dłuższy. Dotyczy to przypadku gdyby rozpraszanie



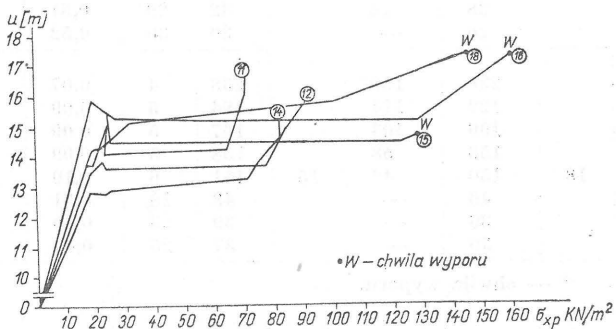
Ryc. 9. Przykładowe wykresy wzrostu ciśnienia porowego (u) w czasie (t).
1–18 numery piezometrów.

Fig. 9. Examples of diagrammes of increase of pore pressure (u) in time (t).
1–18 — numbers of piezometers.



Ryc. 10. Przykład obliczania rozkładu naprężeń w podłożu zwałowiska na głębokości do 30 m (piezometr nr 16).

Fig 10. Example of calculation of stress distribution in dump substratum at depth up to 30 m (piezometer no. 16).



Ryc. 11. Przykłady wzrostu ciśnienia wody (u) zależnie od naprężeń σ_{xp} od zwałowiska.

Fig. 11. Examples of increase of water pressure (u) depending on stresses σ_{xp} from dump.

ciśnienia zachodziło w stałym polu naprężeń. Należy jednak pamiętać, że w rozważanym przypadku pole naprężeń jest zmienne w wyniku zbliżającego się frontu zwałowania i nim ciśnienie uległo rozproszeniu

Nr piezometru	Odległość od zwałowiska z [m]	Odległość od surowy wyporu [m]	Głębokość z [m]	r [m]	β [°]	β rad.	Naprężenia od gruntu		Naprężenia od zwałowiska		Naprężenia całkowite		Naprężenia ścinające τ_{xzp} kN/m ²	ciśnienie poro- we u [m]
							σ_{zg} kN/m ²	σ_{xg} kN/m ²	σ_{zp} kN/m ²	σ_{xp} kN/m ²	σ_z kN/m ²	σ_x kN/m ²		
11	292	178		294	3	0,05			-0,2	17	274	209	0,47	13,8
	250	156		252	3	0,05			-1,2	19	273	211	0,47	13,7
	230	156		232	4	0,07			0,8	23	275	215	0,85	14,9
	220	132		222	4	0,07			0,5	23	274	215	0,85	14,1
	216	106	15	218	4	0,07	274	192	0,1	24	274	216	0,85	14,1
	82	60		84	11	0,19			3,1	64	277	256	6,37	14,4
	76	54		78	11	0,19			0,3	66	274	258	6,37	15,5
	72	52		74	12	0,21			2,1	71	276	263	7,56	16,4
	72	52		74	12	0,21			2,1	71	276	263	7,56	16,6
12	280	162		282	3	0,05			-0,1	18	274	210	0,47	13,5
	246	140		248	4	0,07			1,7	22	276	214	0,85	13,9
	224	140		226	4	0,07			0,7	23	275	215	0,85	13,7
	214	124		216	4	0,07			0,0	24	274	216	0,85	13,7
	206	96	15	207	4	0,07	274	192	-0,5	25	273	217	0,85	13,7
	66	50		68	13	0,23			2,1	77	276	269	8,86	13,7
	60	48		62	14	0,24			1,7	84	276	276	10,24	15,0
	54	38		56	15	0,26			0,5	91	274	283	11,72	15,8
	54	20		56	15	0,26			0,5	91	274	283	11,72	15,8
13	270	142		273	3	0,05			-0,4	18	273	210	0,47	14,3
	240	124		242	4	0,07			1,3	23	275	215	0,85	14,3
	220	120		222	4	0,07			0,3	24	274	216	0,85	15,5
	210	120		212	4	0,07			-0,2	24	274	216	0,85	15,5
	204	88	15	205	4	0,07	274	192	-0,6	25	273	217	0,85	14,4
	46	38		49	18	0,31			4,6	107	279	299	16,71	14,4
	42	32		45	20	0,35			14,0	123	288	315	20,48	14,5
	40	18		43	21	0,37			7,3	123	281	315	22,49*	14,7
	36	—		40	23	0,40			11,2	129	285	321	26,71	—
14	272	168		275	3	0,05			-0,2	18	274	210	0,47	12,9
	230	148		232	4	0,07			0,8	23	275	215	0,85	12,8
	210	146		212	4	0,07			-0,2	24	274	216	0,85	12,9
	200	114		202	4	0,07			-0,7	24	273	216	0,85	12,9
	196	88	15	198	5	0,09	274	192	2,2	28	276	220	1,33	12,9
	70	40		72	12	0,21			1,0	71	275	263	7,56	13,2
	68	36		70	12	0,21			0,1	73	274	265	7,56	13,6
	62	32		64	14	0,24			5,9	82	280	274	10,24	14,5
	62	34		64	14	0,24			5,9	82	280	274	10,24	15,2
16	250	132		252	3	0,05			-1,3	19	272	211	0,47	15,8
	222	112		224	4	0,07			0,5	24	274	216	0,85	15,5
	200	112		200	4	0,07			-0,7	24	273	216	0,85	15,4
	190	98		190	4	0,07			-1,6	26	272	218	0,85	15,3
	182	70	15	182	5	0,09	274	192	1,0	29	275	221	1,33	15,2
	36	22		39	23	0,40			11,2	29	285	321	26,72	15,2
	32	24		35	25	0,44			7,8	42	281	334	31,27	16,1
	28	14		32	29	0,51			16,8	60	291	352	41,15	17,3
	26	—		30	30	0,52			15,7	67	290	359	43,77*	17,3
18	236	150		238	4	0,07			1,2	23	275	215	0,85	14,7
	122	114		184	5	0,09			1,2	23	275	215	1,33	14,8
	166	103		167	5	0,09			-0,4	30	274	222	1,33	15,0
	156	58		158	5	0,09			-1,1	31	273	223	1,33	15,1
	150	46	15	151	6	0,10	274	192	1,0	35	275	227	1,91	15,2
	46	—		48	18	0,31			4,6	105	279	297	16,71	15,8
	36	—		39	23	0,40			11,2	129	285	321	26,72	16,9
	30	—		37	25	0,44			7,8	145	282	337	31,27*	17,3

* — chwila wyporu.

wartość naprężeń wywołanych zwałowaniem wzrosła. Dla wyjaśnienia wartości naprężeń, które w danych warunkach wywołały krytyczną wartość u , rozważono stan naprężeń w podłożu zwałowiska.

Obliczenie stanu naprężeń w podłożu prowadzono stosując następujące założenia:

1. Podłoże traktowano jako ośrodek izotropowy — sprężysty,
2. Obciążenie rozłożone jest równomiernie,
3. Obciążenie działa na półprzestrzeni.

Obliczenia prowadzono dla poszczególnych eta-

pów położenia frontu zwałowania i dla różnych głębokości, gdy:

$$\sigma_{xp} = \frac{p}{\pi} \left(\beta - \frac{xz}{r^2} \right)$$

$$\sigma_{zp} = \frac{p}{\pi} \left(\beta + \frac{xz}{r^2} \right)$$

$$\tau_{xzp} = \frac{p}{\pi} \sin^2 \beta$$

a oznaczenia są zgodne z podanymi na ryc. 10. Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli. Na ryc. 11 przedstawiono zależność wzrostu ciśnienia wody w porach (u) od wartości naprężeń poziomych σ_{xp} wywołanych zwałowiskiem.

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że w ilach krakowieckich przy zastosowaniu drenów o rozstawie 12×12 m niszczący wpływ ciśnienia porowego następował przy wartości $\sigma_{xp} \approx 130$ kN/m² (piezometr 15, 16), a przy rozstawie 20×20 m już gdy $\sigma_{xp} \approx 100$ kN/m². Naprężenia ścinające w podłożu osiągały wtedy wartość $\tau_{zxp} = 220-430$ kN/m².

Warto przypomnieć, że jeżeli parametry gruntu są następujące: $\phi' = 22^\circ$, $c' = 50$ kN/m² to efektywna wytrzymałość na ścinanie gruntu podłoża (gdy $\tau' = \sigma' \tan \phi' + c'$) wynosi około 490 kN/m². Tak więc τ' jest bliskie τ_{zxp} , co nie zapewnia warunków stateczności podłoża i wyjaśnia z punktu widzenia mechaniki gruntów, naturę powstającego na tak szeroka skalę procesu wypierania podłoża wielu zwałów posadowionych na nie przygotowanym odpowiednio podłożu.

Przeprowadzone badania wykazują więc jak dużą rolę odgrywa wstępne przygotowanie podłoża pod przyszłe zwałowisko i pozwala sformułować następujące wnioski:

1. Właściwe zagospodarowanie zwałowisk i zapewnienie stateczności wymaga traktowania ich jako poważnego obiektu budowlanego wykonywanego zgodnie z uprzednio sporządzonym projektem.

2. Znaczna uwaga powinna być poświęcona właściwemu opracowaniu własności podłoża zwałowiska i uwzględnienia w obliczeniach wartości parametrów efektywnych.

3. Znaczącość parametrów efektywnych podłoża zwałowiska niezbędna jest szczególnie, gdy zbudowane jest ono z gruntów spoistych, dla których wartość współczynnika konsolidacji c_v jest mniejsza od 10^{-6} m²/s.

4. W podłożu o takiej budowie na skutek obciążenia zwałem ciśnienie wody w porach gruntu jest bardzo znaczne i jak wykazuje doświadczenie przeprowadzone w ilach krakowieckich osiąga wartość bliską 0,2 MN/m². Na skutek tego efektywna wytrzymałość gruntów na ścinanie (τ') ulega silnemu obniżeniu i niewielki wzrost naprężeń ścinających w wyniku przesunięcia się frontu zwałowania powoduje, że równowaga podłoża znajduje się w stanie granicznym.

5. W takich przypadkach zabezpieczenie podłoża zwałowiska przed awarią wymaga wstępnej konsolidacji gruntów podłoża, przy zastosowaniu drenów o odpowiednim rozstawie. Ma to na celu zmniejszenie wartości ciśnienia porowego, tak aby wartość $\tau' \gg \tau_{zxp}$. Przeprowadzone badania wykazują bowiem, że w ilach krakowieckich wartość naprężeń ścinających τ_{zxp} wywołanych obciążeniem p od zwałowiska jest bardzo bliska ich wytrzymałości efektywnej i niewielkie wahania wartości ciśnienia wody w porach (u) prowadzą do przekroczenia tej wytrzymałości.

SUMMARY

The paper presents conditions of the increase of pore pressure (u) on the dump subgrade of an open-cast mine. On the basis of field measurements it was estimated that the critical value of the pore pressure (u) under given conditions is 0.17–0.20 MN/m². It was found that in order to reduce so high pore pressure by 50% it is necessary to make drain network with 7×7 m or 12×12 m spacing, which would work for a least 160–170 days. If the pore pressure is not dispersed, then — according to calculations — the values of shear stress caused by the dump (τ_{zxp}) will be almost equal the value of effective shear strength (τ') of the subsoil. It means that the value of stress in the substratum will reach its limit state. The results of field studies and theoretical calculations explain causes of the strong deformations of the subgrade which took place when the subsoil was consolidated in uncontrolled way.

6. Projektowany rozstaw drenów powinien wynikać z analizy parametrów konsolidacji gruntów podłoża, określonych na podstawie wcześniejszych badań laboratoryjnych, bądź z analizy badań ciśnienia wody w porach *in situ* przeprowadzonych przy użyciu aparatury pomiarowej.

7. Przeprowadzone badania rozproszenia ciśnienia porowego w podłożu zwałowiska zbudowanym z ilów krakowieckich wskazują, że rozproszenie ciśnienia następuje w okresie co najmniej 160–170 dni pracy sączków. Przy czym obserwacje terenowe zgodne są z obliczeniami teoretycznymi. Dane te dotyczą zastosowania siatki sączków o rozstawie 7×7 m, 12×12 m. W analizowanych warunkach rozstaw 20×20 m nie dał pożądanych efektów.

8. Należy zwrócić również uwagę, że przeprowadzone rozważania dotyczą obciążeń od zwałowiska, dochodzących maksymalnie do rzędu 0,5 MN/m². I już w tych warunkach rejestrowano, nawet przy użyciu mało precyzyjnego sprzętu pomiarowego, w terenie wartości u rzędu 0,2 MN/m². Należy sądzić, że w rzeczywistości wartości te musiały być znacznie większe. Całość przeprowadzonych obserwacji wskazuje więc na skalę zjawisk jakie wystąpić mogą w podłożu zwałowisk o większych rozmiarach niż w rozważanym przypadku.

LITERATURA

1. Cassins C., Nisio P. — Comportamento di un grosso rilevato su sedimenti fluviali compressibili. XII Convegno Nazionale di Geotecnica — A.G.I., Cosenza 1975.
2. Chaput D., Thomann G. — Consolidation d'un sol avec drains verticaux sous charge variable. Lab. Centr. de Pont et Chaussées, Paris 1975.
3. Furmański J. — Stateczność strefy zwał zewnątrz kopalni siarki w Machowie w świetle wyników własnych badań laboratoryjnych. Zesz. Nauk. AGH (zesz. specj.) 1969.
4. Glazer Z. — Problemy formowania zwałowisk. Ibidem 1977 nr 555 Sozologia i Sozotechn. z. 8.
5. Glazer Z., Vu Cao Minh — Współczynnik konsolidacji — podstawowy parametr do prognozowania przebiegu konsolidacji gruntów. Techn. Poszuk. Geol. 1976 nr 4.
6. Hansbo S. — Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains. Proceedings — Swedish Geotechnical Institute. 1969 no. 18.
7. Johnson S. J. — Foundation precompression with vertical sand drains. J. of Soil Mechanics and Foundation Division, 1970 no. 1.
8. Krajewski R. — Katastrofa osuwiskowa w Aberfan (południowa Walia). Zesz. Nauk. AGH 1968 nr 219.
9. Mularz S., Rybicki S. — Subgrade and dump deformations caused by dumping of mine waste. Engineering Geology 1977, 11/197, Amsterdam.

РЕЗЮМЕ

В статье рассмотрен вопрос нарастания порового давления в слоистом основании внешнего отвала карьера. На основании измерений проведенных в полевых условиях было установлено, что критическая величина порового давления (u) в данных условиях равняется 0,17–0,20 МН/м². Установлено также, что для понижения так большой величины на 50% необходимо составление сетки дрена с расстоянием 7×7 или 12×12 м, работающих не менее чем 160–170 дней. Если поровое давление не будет рассеяно, из вычислений видно, что величина напряжений сдвига, вызванных отвалом (τ_{zxp}) будет почти равна величине эффективного сопротивления сдвигу (τ') грунтов основания. Величина напряжений в основании достигнет предельного состояния. Представленные результаты полевых исследований и теоретических вычислений позволяют выяснить причины деформаций грунтового основания, выступающих в случае, когда это основание не было подвергнуто контролируемой консолидации.