

RZECZ O GEOSYNTETYKACH I NASYPACH. POZYTYWNE DOŚWIADCZENIA Z LOKALIZACJI OBIEKTU NA IV (V) KATEGORII ODDZIAŁYWAŃ GÓRNICZYCH

*Jacek Ajdukiewicz**

1. Tytułem wprowadzenia

Katastrofa, jaka miała miejsce 26 stycznia 2006 roku, w trakcie której nastąpiło zawalenie się dachu hali wystawowej na terenie Międzynarodowych Targów Katowickich, pociągając za sobą śmierć 65 osób, wstrząsnęła społeczeństwem nie tylko polskim, ale rozeszła się szerokim echem po całym świecie. W jej następstwie cały szereg ekspertów z różnych dziedzin wykonuje ekspertyzy dla ustalenia szczegółowych przyczyn katastrofy. Dla społeczeństwa może być pewnym zaskoczeniem fakt, że analizowane są w trakcie toczącego się postępowania również zagadnienia ewentualnych ruchów górotworu, jako jednego z czynników, który mógł mieć wpływ na zaistnienie tej katastrofy budowlanej.

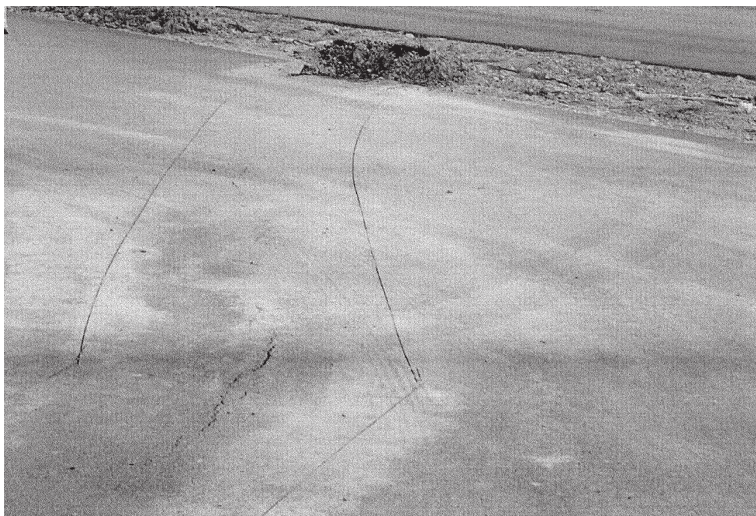
Zachodzi więc pytanie: Czy podobne katastrofy względnie awarie budowlane mogą mieć miejsce w odniesieniu do innego typu budowli, a wśród nich – do budowli wykonanych z materiałów mineralnych, jak np. nasypów, najazdów, ramp, ścian oporowych itp. obiektów? Teoretycznie, przy obecnym stanie wiedzy europejskiej i światowej, można by wykluczyć możliwość wystąpienia sytuacji katastrof i awarii w obszarze liniowych obiektów komunikacyjnych. W zasadzie, bo ostatnie lata w naszym kraju przyniosły szereg sytuacji i to w budowanych głównych szlakach komunikacyjnych, w których, jak dotychczas nie zginęli ludzie, ale trwająca pogoń za maksymalnym obniżeniem kosztów inwestycyjnych z jednoczesną tendencją do stosowania jak najtańszych materiałów konstrukcyjnych rokuje nadzieje i duże szanse na wystąpienie skutków śmiertelnych w przyszłości.

Znane powszechnie pęknięcie wzdłużne i poprzeczne (fot. 1) nasypu autostrady A4 w mieście Ruda Śląska w pobliżu węzła autostradowego „Batory” (w kilometrażu od 330+700 do 331+200), przypisywane przez nadzór geotechniczny górnictwu i prowadzeniu wydobywania węgla w bezpośrednim pobliżu szlaku autostradowego – jest najbardziej spektakularną awarią ostatnich lat.

Mniej uwagi środki masowego przekazu poświęcają innym przypadkom, jakie wystąpiły np.: na tej samej autostradzie – na południowym odcinku Krakowa, na autostradzie A2 w rejonie Nowego Tomyśla czy pomiędzy Koninem a Strykowem i na szeregu innych nowobudowanych odcinków tras komunikacyjnych, gdzie wskazuje się przez specjalistów-praktyków: wadliwe obliczenia, stosowanie zbyt słabych zbrojeń podnasypowych, czy wreszcie

* *Przedsiębiorstwo Realizacyjne Inora Sp. z o.o.*

lekceważenie pewnych fundamentalnych zasad posadawiania obiektów na gruntach słabych, nienośnych względnie zapadliskowych.



Fot. 1. Świadcstwo oderwania się masy nasypu autostrady A4 w kilometrażu ~330+700 w rejonie przejścia trasy autostrady z wykopu w nasyp

Dla autora jest realnie przerażający fakt powszechności stosowania pod różnego typu nasypami, wznoszonymi nad gruntami słabonośnymi wzgl. nienośnymi, zadziwiającego systemu zbrojeń podnasypowych, określanych w artykule [1] jako „20 + 30” lub „20 + 40”. W branży zapanowało nieomal przekonanie, że układ dwóch luźnoułożonych w podstawie nasypu geosiatek o wytrzymałościach doraźnych $F_{k,Ten} = 20, 30$ czy 40 kN/m ze sztywnymi węzłami i zawartością 2% sadzy węglowej, rozmieszczonych pod nasypami w dystansie 0,35 m od siebie jest najlepszym sposobem na zapewnienie trwałości wznoszonego nad nimi nasypu.

Zbrojenia tego typu występują na Żuławach na Drodze Krajowej nr 7, a także na okalającej Warszawę DK-50 oraz na autostradzie A1 i to zarówno na odcinku pomiędzy Gdańskiem a Toruniem, jak i Sośnicą i Gorzyczkami, jak też w wielu dziesiątkach innych projektów.

To rozwiązanie, uniwersalne wydawałoby się i powszechne, występujące w bardzo wielu projektach oraz w wykonawstwie, stało się wręcz „religią”, gdyż w związku ze swoją „uniwersalnością” nie może mieć nic wspólnego z rzeczywistym inżynieringiem i obowiązującymi w krajach Unii Europejskiej zasadami obliczeniowymi i konstrukcyjnymi.

Problem tylko w tym, że definiowane w podany powyżej sposób geosiatki tylko przez stosunkowo bardzo krótki odcinek czasu po zabudowaniu zachowują swą wyższą (doraźną) wytrzymałość, a następnie bardzo szybko ulegają wydłużeniom wskutek reologicznych właściwości surowców, z których są wykonane. Nadają się zatem doskonale do budowy dróg budowlanych (montażowych, prowizorycznych, czasowego przeznaczenia), nie kwalifikują się natomiast do zastosowania w obiektach, w których miałyby przez wiele dziesiątków lat przenosić obciążenie. Autor ma nadzieję, że w treści niniejszego artykułu uda mu się przybliżyć P.T. Zainteresowanym zagadnienia krótko- i długoterminowych wytrzymałości geosyntety-

ków, jak również zwrócić uwagę na zagadnienie wielkości wydłużeń geosyntetyków pod obciążeniem, występujących w trakcie i po zabudowie w konstrukcjach inżynierskich.

Autor ma także nadzieję, że w trakcie XXIX Zimowej Szkoły Mechaniki Górniczej i Geoinżynierii temat ten zostanie przedstawiony bardziej szczegółowo również w pracach innych autorów, ograniczając się samemu do podania informacji, że pod nowooddanym (a już pękniętym) do użytku fragmentem autostrady A4 w Rudzie Śląskiej również zostało wykonane zbrojenie podnasypowe typu „20+40”, o sumarycznej krótkoterminowej, doraźnej (znamionowej, fabrycznej) wytrzymałości na zerwanie rzędu 60 kN/m (sic!).

2. Lokalizacja obiektu inwestycyjnego

Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie zainteresowanym historii projektu nasypu składającego się z dwóch najazdów o łącznej długości 775 mb usytuowanego na szlaku drogi wojewódzkiej nr 933 Racibórz – Pszczyna w Bziu Zameckim, będącym dzielnicą miasta Jastrzębie Zdrój.

Według uzyskanych danych niezbędnych do rozpoczęcia procesu projektowania, teren na którym miał zostać wybudowany przedmiotowy nasyp zakwalifikowany został do IV kategorii oddziaływań górniczych, de facto, jak wynika z danych uzyskanych z wykonywanego podczas budowy i po jej zakończeniu monitoringu – była to V kategoria. Pod wiaduktem, do którego prowadziły projektowane najazdy, przebiegał tor kolei górniczych, służący przede wszystkim do wywozu wydobywanego przez trzy kopalnie: „Zofiówka”, „Pniówek” i „Borynia” węgla koksującego w ilości do 40000 Mg na dobę.

Wykonana uprzednio kalkulacja kosztów wykonania nowego odcinka szlaku transportowego DW 933 zapewniającego, ze względu na zaprogramowane na najbliższe lata osiadania obiektu wskutek konieczności dokonania wydobywania zalegającego pod obiektem w formie filara ochronnego węgla, określiła koszt inwestycyjny budowy nowego wiaduktu i dwóch najazdów na 30,5 mln złotych. Inwestor, którym było miasto Jastrzębie Zdrój nie tylko nie posiadał takich środków, ale nawet pomimo wsparcia z funduszy Unii Europejskiej – nie był w stanie podjąć decyzji o wydatkowaniu kwoty tej wielkości na zamierzoną inwestycję. Wystąpił więc do kilku zespołów projektowych o określenie możliwości wydatkowania najchętniej 50% wyznaczonych pierwotnie kosztów tej inwestycji. Wykonania przedsięwzięcia projektowego podjął się zespół zawodowych projektantów drogowych Zakładu Projektowania Dróg i Ulic „ABJ” s.c. z Katowic. Zamierzenie projektowe przewidywało wykorzystanie odpowiednio dobranych materiałów geosyntetycznych, jak i wiedzy inżynierskiej reprezentowanej przez Przedsiębiorstwo Realizacyjne „INORA” z Gliwic. Koszt realizacji wiaduktu i dwóch najazdów wg wykonanego przez ten team projektu miał wynosić 15,4 mln złotych.

3. Warunki gruntowe i informacja o eksploatacji górniczej

Wiadukt nad torami górniczych linii kolejowych, do którego zaprojektowano i wykonano nasypy w ciągu DW 933 zlokalizowany jest na granicy obszarów górniczych dwóch kopalń: „Zofiówka” i „Pniówek” nad dotychczasowym, szerokim na 80 m, filarem ochronnym.

Górotwór w rejonie budowy przedmiotowych najazdów uformowany jest z warstw czwartorzędowych, trzeciorzędowych i z karbonu.

Czwartorzęd zbudowany jest z glin, piasków i żwirów. Wykazuje dużą zmienność w wykształceniu litologicznym oraz znaczne zmiany grubości na niedużych odległościach. Przeciętna grubość tych warstw wynosi od 30 do 50 m.

Trzeciorzęd zbudowany jest z warstw ilastych, marglistych, miejscami zapiaszczonych, przewarstwionych cienkimi wkładkami i soczewkami pyłów i piasków pylastych. Wkładki piaszczyste stanowią odizolowane horyzonty wodne zawierające słone wody reliktywne. Miąższość utworów trzeciorzędowych wynosi około 330 m.

Karbon produktywny reprezentowany jest przez warstwy orzeskie, rudzkie i siodłowe zalegające monoklinalnie na wschód pod kątem od 2° do 8°.

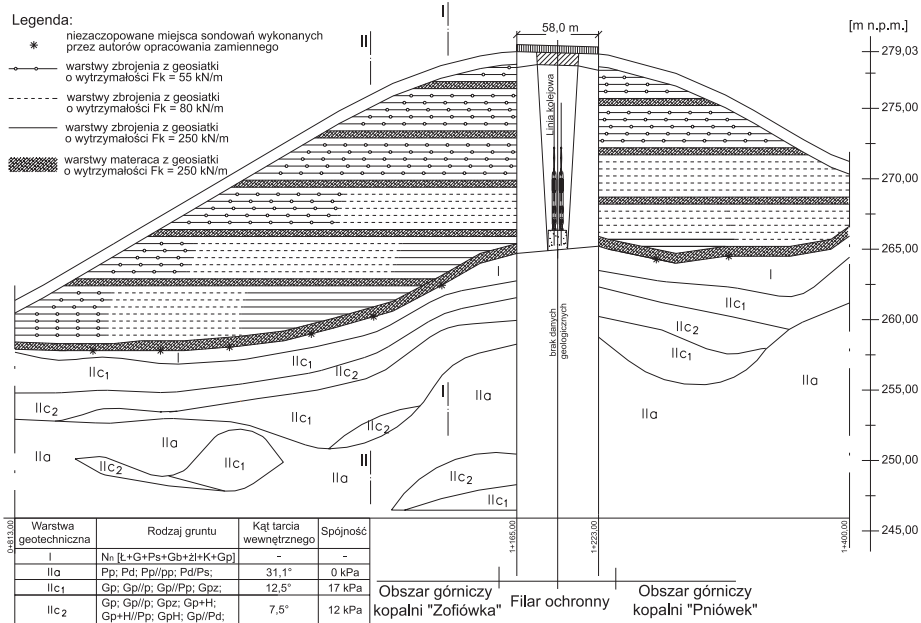
Warstwy orzeskie wykształcone są głównie jako skały ilaste i mułowce. Skały piaszczyste występują podrzędnie.

Warstwy rudzkie w górnej części wykształcone są we frakcji iłowcowo-mułowcowej, natomiast w dolnej części przeważają piaszczyste nad iłowcami i mułowcami.

Warstwy siodłowe zbudowane są głównie z piaszczystych gruboławicowych, grubo- i średnioziarnistych, czasem z wkładkami zlepieńców. Łupki ilaste i piaszczyste tworzą warstwy o niedużej miąższości i występują głównie w stropie i spagu pokładów węgla.

W rejonie wiaduktów występują zaburzenia tektoniczne, z których za najważniejsze należy przyjąć:

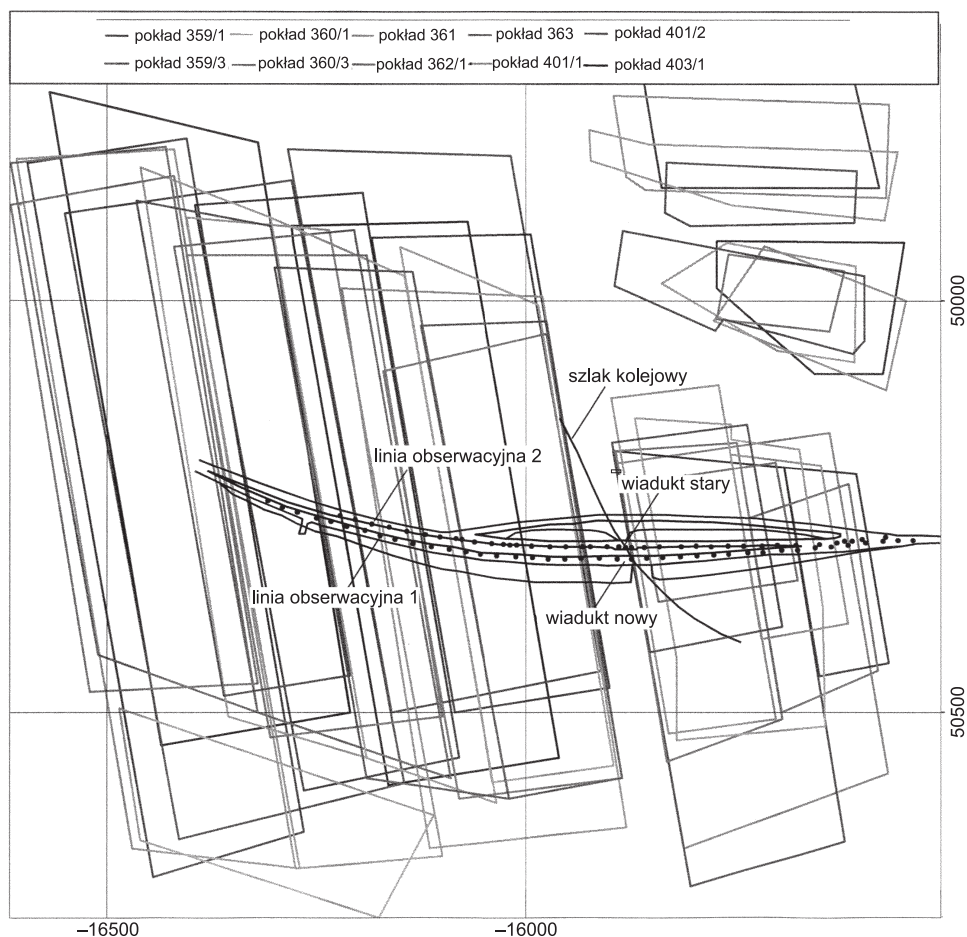
- uskok „Pniówkowski” o zrzucie 25÷35 m,
- uskok „Centralny” o zrzucie 10÷20 m.



Rys. 1. Przekrój podłużny przez obiekt „Wiadukt wraz z najazdami w ciągu DW 933” wraz z oznaczeniami wymienionych w „legendzie” zbrojeń geosyntetycznych z geosiatek, wykonanych w kierunku wzdłużnym z odpornego na $2 \leq \text{pH} \leq 12$ w 100% w okresie 120 lat poliwinylalkoholu (PVA) oraz parametry warstw geologicznych występujących pod najazdami

Parametry geotechniczne podłoża gruntowego pod wybudowanymi najazdami oraz przekrój podłużny przez nasypy, wiadukt i podłoże gruntowe prezentuje rysunek 1.

Jeżeli chodzi o zagadnienia hydrotechniczne, to silnie napięte zwierciadło wód gruntowych obecnie, wskutek odkształceń pogórnich, znajduje się na głębokości około 2÷3 m, bezpośrednio pod 2 metrową warstwą gliny, na której posadowiony jest nasyp. W ciągu ponad 30-letniej działalności wydobywczej prowadzonej w głębi ziemi pod nasypami doprowadzono na obszarze inwestycji do 5÷17 metrowego obniżenia terenu, a w momencie rozpoczęcia prac projektowych zakładano, iż w najbliższych latach nastąpi dalsze jego osiadanie o rząd co najmniej 4,5 metra. Przy tak niekorzystnych warunkach gruntowo-wodnych, wyjątkowo słabym podłożu i specyficznych założeniach geometrycznych, przyjęto, że rozwiązaniem najlepszym pod względem technicznym i ekonomicznym będzie wzmocnienie nasypu zbrojeniem geosyntetycznym.



Rys. 2. Ściany wydobywcze, eksploatowane i wyeksploatowane od roku 1972 do dnia oddania (10.10.2002 r.) najazdów i wiaduktu do eksploatacji

W bezpośrednim podłożu dróg najazdowych w nasypach niekontrolowanych pochodzenia antropogenicznego, stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła na powierzchni lub na niewielkiej głębokości do 0,5 m pod powierzchnią terenu. W podłożu nasypów występowało również napięte zwierciadło wód gruntowych nawiercone w stropie warstw gruntów sypkich, a więc na zmiennej głębokości od 4,5 do 9,1 m p.p.t. W rejonie nowo wybudowanego wiaduktu ustabilizowane zwierciadło wód gruntowych występowało na głębokości od 0,9 do 2,0 m p.p.t., a w otworach badawczych po jego wschodniej stronie występowały wypływy na powierzchnię lub zwierciadło wód stabilizowało się na małej głębokości.

4. Dokonana eksploatacja górnicza

W rejonie wiaduktów w ciągu drogi wojewódzkiej nr 933 eksploatację górniczą prowadzą kopalnie „Zofiówka” i „Pniówek”. Pomiedzy tymi kopalniami, wzdłuż granicy ich wydobyć, został ustanowiony filar graniczny o szerokości od 50 do 80 m. Konsekwencją ustanowienia filara było nakładanie się krawędzi eksploatacyjnych w wielu pokładach. W rejonie wiaduktów kopalnia „Zofiówka” prowadziła eksploatację w dziewięciu pokładach, a kopalnia „Pniówek” w siedmiu pokładach. Zasadnicze dane dotyczące dokonanej eksploatacji przedstawiono w tablicy 1, natomiast zakres dokonanej eksploatacji przedstawiono na rysunku 2.

Tablica 1. Eksploatacja dokonana przez kopalnie „Zofiówka” i „Pniówek”

Pokład	Ściana	Grubość [m]	Głębokość [m]	Czas eksploatacji
KOPALNIA „ZOFIÓWKA” – eksploatacja dokonana				
359/1	F-5, F-7, F-9	1,2-1,6	496-512	1976-1981
359/3	F-5, F-7, F-9	1,6-1,7	509-516	1979-1983
360/1	F-9, F-11, F-13	2,1-2,2	525-535	1983-1986
360/3	F-9	1,3-1,4	530-540	1986-1987
361	F-9, F-11	2,9-3,0	553-565	1991-1993
362/1	F-9, F-11	1,5-1,6	567-578	1994-1997
363	F-15, F-17, F-19	2,6-2,8	617-633	1997-1999
401/2	F-15, F-17	2,3-2,4	638-647	1999-2000
403/1	H-7, F-15	3,4-3,5	648-659	1989-2001
KOPALNIA „PNIÓWEK” – eksploatacja dokonana				
359/1	S-1, S-3, S-4	1,3-1,4	517-552	1974-1976
359/3	S-2, S-3, S-4	1,2-1,5	522-570	1975-1977
360/1	S-2, S-6	2,0-2,3	538-567	1976-1978
361	S-1, S-2, S-3	1,7-2,4	564-587	1980-1984
362/1	S-2, S-3	1,4-1,6	577-585	1983-1985
363	S-1, S-2, S-9, S-9A	2,1-2,4	628-674	1987-1993
401/1	S-8	1,7-1,9	640-650	1995-1996

5. Projekt i budowa wysokiego i stromego nasypu z gruntów zbrojonych geosyntetykami

Punktem centralnym budowy nowego, zbrojonego geosyntetykami nasypu, był zaprojektowany przez dr inż. J. Śliwkę żelbetowy wiadukt, przebiegający nad górniczymi liniami kole-

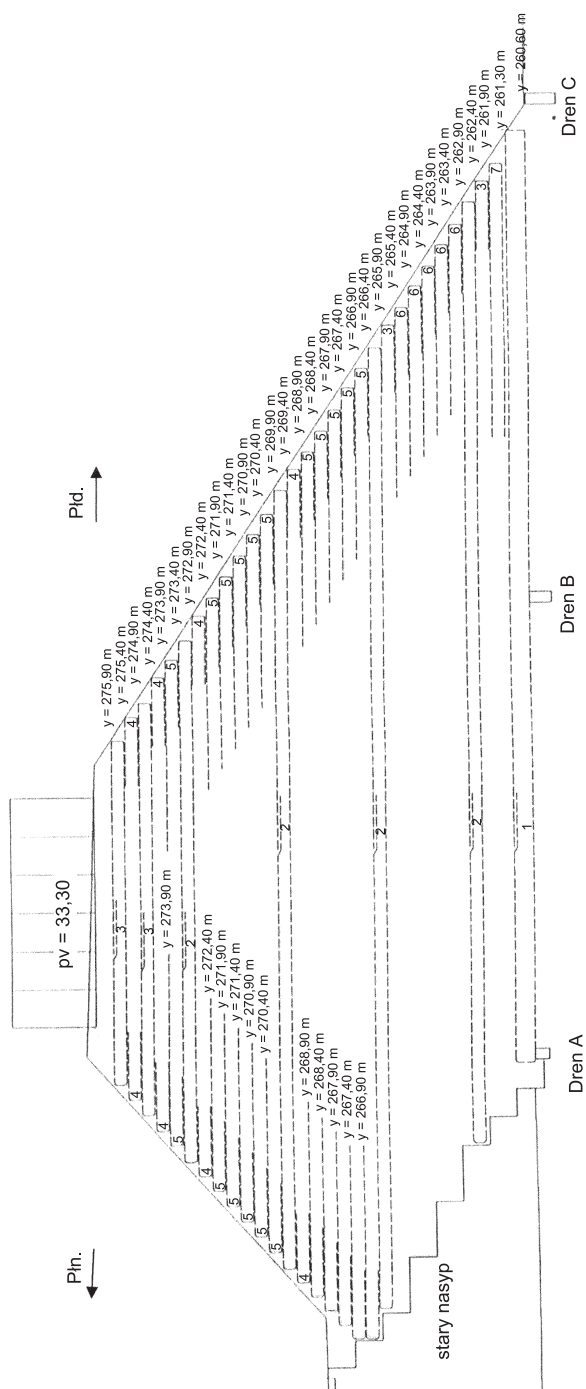
jowymi. Światło pionowe wiaduktu wynosi 9,0 m; zachowano w projekcie rezerwę na osiadania terenu i korektę niwelety toru kolejowego rzędu 4,5 m! Roboty ziemne obejmowały łącznie wykonanie dwóch nasypów-najazdów, o łącznej kubaturze rzędu 135 000 m³ i o łącznej długości 775 m. Najazdy wytyczone zostały łukiem o promieniu $R = 2500$ m. Pochylenia skarp nasypów na łuku wewnętrznym wynoszą 1:0,7. Maksymalna wysokość nasypu jest równa 16,5 m. Obciążenie użytkowe od pojazdów samochodowych przyjęto jako $q = 33,3$ kN/m².

Najprawdopodobniej obiekt ten jest pierwszą w Europie – a być może i na świecie – budowlą wykonaną na obszarze czwartej, a więc najwyższej, dopuszczającej realizację obiektów inżynierskich, kategorii szkód górniczych – i to jednocześnie z zastosowaniem jako materiału nasypowego – bardzo silnie zasolonego i zasiarczonego popłuczkowego kamienia przywęglowego. Materiał ten charakteryzował się następującymi parametrami technicznymi [2]: zastosowano mułowiec pochodzący z KWK „Pniówek”, którego wytrzymałość na ściskanie wynosiła – 73,3 MPa, ciężar objętościowy – 26,42 kN/m³, rozmałalność wg E.Skutty – AAA (próbki nie zmieniały formy ani konsystencji), rozmywalność po 15 min. – 1,95%, rozmywalność po 30 min. – 2,62%, zawartość pierwiastka C – 14,74%, badania uziarnienia – zawartość frakcji kamienistej – 1,7%, zawartość frakcji żwirowej – 83,3%, zawartość frakcji piaskowej – 15,0%, wskaźnik uziarnienia $U = 12,5$ (materiał różnoziarnisty), wskaźnik krzywizny $c = 2,6$ (optymalna wartość $c = 1,0 \div 3,0$), badania zagęszczalności – $\rho_{d_{\max}} = 1,94$ g/cm³, $w_{\text{opt}} = 4,4\%$.

Materiał ten ujęto konstrukcyjnie w kształt i formę poszczególnych warstw nasypu, składającego się z szeregu warstw zazbrojonych odpowiednio obliczonymi i dobranymi geosyntetykami. Materiał mineralny (świeży, nieodprężony popłuczkowy kamień przywęglowy), który był dostarczany na teren budowy bezpośrednio z kopalni „Pniówek” wagonami samowyladowczymi, formowano w warstwy konstrukcyjne (o grubości 50 i 70 cm) w postaci pełnych materacy, półmateracy i ćwierćmateracy wykonanych z geosiatek wyprodukowanych z materiału (włókien) o najwyższej odporności chemicznej (zakres odporności na pH: 2÷12 w okresie do 120 lat): PVA (poliwinylalkoholu). Fakt usytuowania budowy na terenach czynnej eksploatacji górniczej wymagał szczególnej ostrożności konstruktorów przy projektowaniu i przyjmowaniu rozwiązań technologicznych. W trakcie budowy występowały problemy, które mogły zaważyć na stateczności całego obiektu, co wymagało stałych konsultacji z odpowiednimi specjalistami i jednostkami nadzorującymi realizację oraz podejmowania racjonalnych decyzji inżynierskich, z korektą projektu włącznie. Korekta taka była konieczna, kiedy okazało się w trakcie wykonawstwa, że ponad 80-metrowy odcinek nasypu osiadł aż o około 1500 mm wskutek prowadzonej pod ziemią eksploatacji górniczej na jednej z przebiegających mniej więcej prostopadle do osi nasypów ścian wydobywczych. Należało więc wykonać dodatkowe trzy półmetrowe warstwy z zazbrojonych geosyntetykami, scharakteryzowanych powyżej, materiałów nasypowych. W założeniach projektowych przyjęto, że obiekt do 2011 roku osiadzie o 4500 mm.

W kształtowaniu geometrii konstrukcji wykorzystano istniejące najazdy dotychczasowego, zlokalizowanego obok, lecz uszkodzonego nasypu dla częściowego oparcia na nim północnych zboczy nowych najazdów (rys. 3).

Całość konstrukcji wykonano w oparciu o doświadczenia własne [1, 3, 7÷13], normy kilku krajów europejskich [14, 19÷21] jak również dostępną w tym zakresie fachową literaturę przedmiotu [22÷24 i inne].



Rys. 3. Przekrój poprzeczny przez system drenów francuskich, zazębianie nowego nasypu ze starym oraz przede wszystkim – obraz systemu zbrojeń geosyntetycznych (materace z geosiatek o $UTS = 250 \text{ kN/m}$ oraz ćwierćmaterace z geosiatek o $UTS = 80 \text{ i } 55 \text{ kN/m}$)

Po splantowaniu terenu oraz po wykonaniu drenaży „francuskich” (fot. 2) w podstawie nasypu, przystąpiono do przygotowania podłoża pod zasadnicze warstwy konstrukcji. Celem podwyższenia wielkości sił zapewniających stateczność budowli, w strefie posadowienia wykonano materac wzmacniający z mechanicznie zagęszczonego naturalnego kruszywa mineralnego, w dwustronnej osłonie (w pełnym materacu) z geosiatki FORTRAC® R 250/30-30M, rozwijanej prostopadłe do osi nasypu. Grubość warstwy tłucznia wypełniającego tę warstwę wyniosła 700 mm. Kolejnym etapem było formowanie warstw konstrukcyjnych nasypu o grubości 500 mm każda. Materiałem nasypowym, z którego formowano warstwy konstrukcyjne był scharakteryzowany uprzednio popłuczkowy kamień przywęgłowy (świeża skała płonna). Geosyntetyczne wkładki zbrojące stanowiły siatki FORTRAC® M. W obliczowaniu poszczególnych stopni zastosowano geotekstyl FIBERTEX® typu F-4M. Dla wzmocnienia korpusu nasypu – co siódmą warstwę wykonano w formie pełnego materaca wykonanego z geosiatek FORTRAC® R250/30-30M (PVA). Odpowiedni naciąg siatek uzyskano dzięki systemowi naciągu, opracowanego i dostarczonego przez Przedsiębiorstwo INORA. Poszczególne warstwy formowane były pomiędzy specjalnymi, pozycjonowanymi wewnątrz nasypu, szalunkami (fot. 3). Podstawowe parametry zastosowanych geosyntetyków zestawiono w tabeli 2.



Fot. 2. Jastrzębie-Zdrój, DW 933. Widoczne dreny francuskie przygotowane pod najazd wschodni.

W oddali widoczna płyta i podpory nowego wiaduktu. Po stronie prawej widoczny stary nasyp, który utracił swą sprawność techniczną

Szczegółowe obliczenia konstrukcyjne wykazały konieczność użycia trzech typów siatek FORTRAC®: R250/30-30M, R80/30-30MP oraz R55/30-30MP, zapewniających najefektywniejszy ekonomicznie stosunek wytrzymałości długoterminowej (F_d) do znamionowej (UTS) przy założonej wielkości dopuszczalnego wydłużenia zbrojenia: podczas zabudowy do 2% i w okresie 120-letniego, założonego okresu eksploatacji obiektu, o dalsze max. 1%. Założono tu bezpieczną jeszcze 2% rezerwę wydłużenia z tytułu wystąpienia szkód górniczych, tj. przyjęto max. łączne wydłużenie w stanie bez odkształceń pogórniczych: $\epsilon \leq 3\%$.

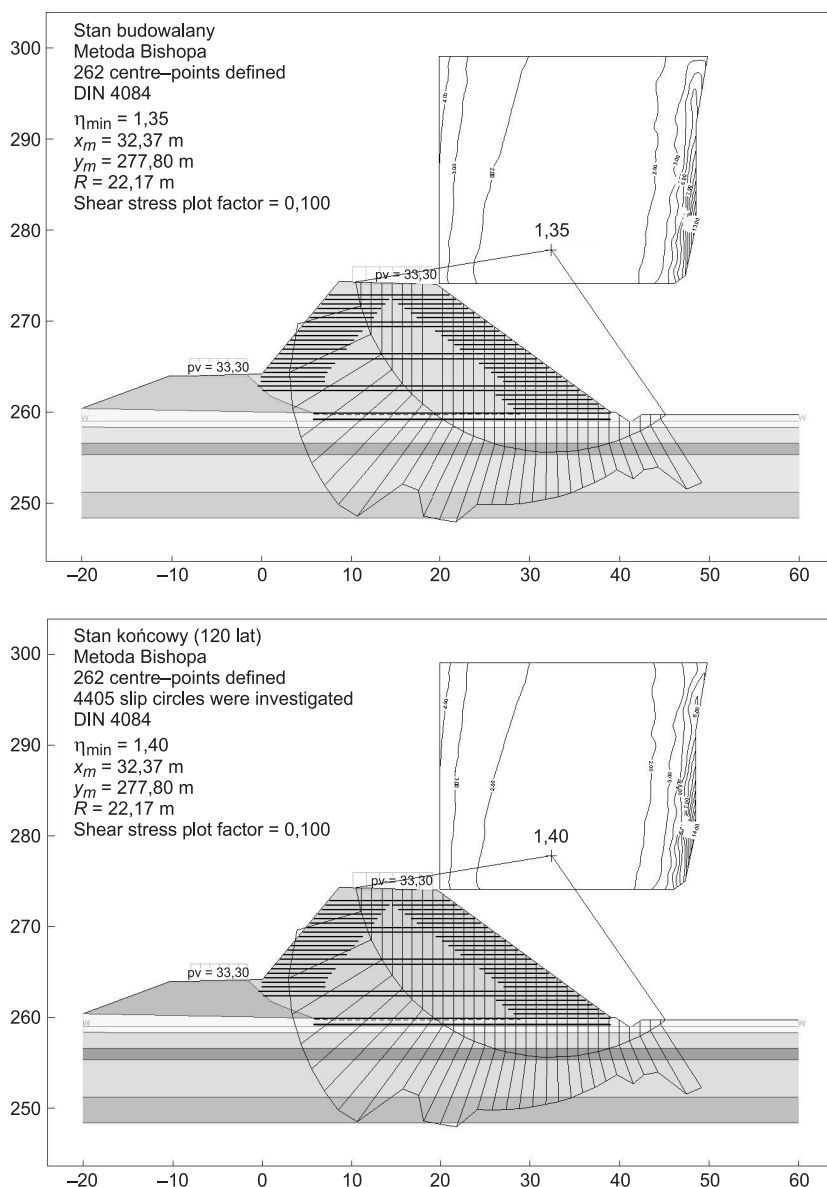
Tabela 2. Skrócona charakterystyka techniczna niektórych zastosowanych geosyntetyków

Rodzaj materiału: producent geosiatek: <i>HUESKER</i> Synthetic producent geowłókniny: <i>FIBERTEX A/S</i>		FORTRAC R250/30-30M	FORTRAC R80/30-30MP	FORTRAC R55/30-30MP	FIBERTEX F-4M
Numer Aprobaty Technicznej	Jedn.	AT/2000-04- -0977	AT/2000-04- -0977	AT/2000-04- -0977	AT/99-04- -0707
Wytrzymałość obliczeniowa dla 120 lat eksploatacji (przy max. wydłużeniu $\epsilon \leq 3\%$ dla 120 lat) [$F_{d,120}$]	kN/m				
	min.	82,5	25,2	17,3	–
Wydłużenie przy zerwaniu:	%				
– kierunek wzdłużny	max.	≤ 6	≤ 6	≤ 6	65
– kierunek poprzeczny	max.	≤ 6	≤ 20	≤ 20	80
Nominalna doraźna wytrzymałość [F_k] na rozciąganie (UTS)	kN/m				
– kierunek wzdłużny	min.	=250	=80	=55	=18
– kierunek poprzeczny	min.	=30	=30	=30	=19

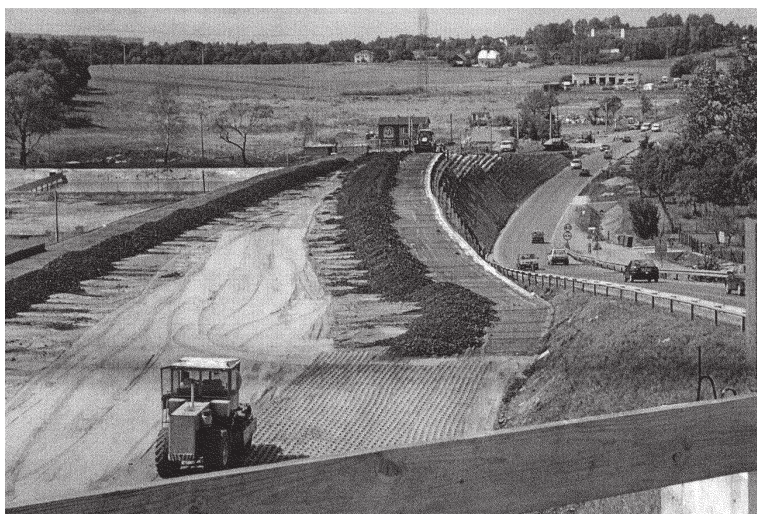
**Fot. 3.** Najazd po stronie zachodniej w trakcie realizacji. Widoczne warstwy konstrukcyjne, pozycjonowane szalunki oraz wielkości kątów nachylenia skarpy północnej

Przykładowo na rysunku 4 podano w jednym z przekrojów wyniki obliczeń dla stanu budowlanego (rys. 4a) i stanu eksploatacji (rys. 4b). Łączna ilość zużytych wyrobów geosyntetycznych to blisko 240 000 m². W związku z przekroczeniem w dostarczonym przez KWK „Pniówek” materiale nasypowym dopuszczalnej (normatywnie – do 10%) ilości węgla, w obawie o samozapłon tego materiału – w trakcie formowania najazdów poszczególne zbro-

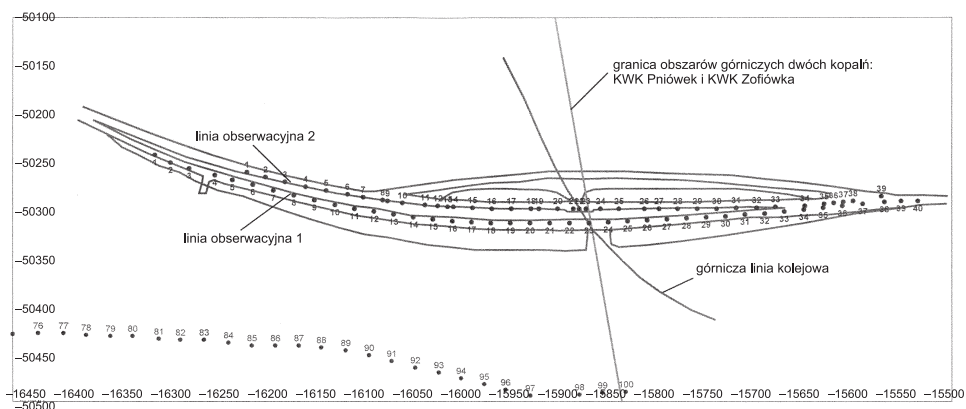
jone warstwy konstrukcyjne o grubości 500 mm były oddzielane od siebie warstwami piasku o grubości ok. 100 mm (fot. 4). Drenaże „francuskie”, o zróżnicowanych wymiarach (od 50 do 120 cm głębokości), wykonano z geotekstyliów FIBERTEX® typu F-4M, z wypełnieniem tak zaprojektowanych drenów naturalnym, mineralnym materiałem, o frakcji 40/63 mm.



Rys. 4. Wyniki obliczeń statyki nasypu łącznie z zalegającymi pod nasypem warstwami geologicznymi gruntów: a) stan budowlany; b) stan końcowy



Fot. 4. Widok z wiaduktu na zachodni najazd w trakcie jego budowy



Rys. 5. Obraz sytuacyjny zaprojektowanego nasypu. Zaznaczono repery, które zostały rozmieszczone na nowowybudowanym nasypie (linia obserwacyjna 1, pkt. od 1 do 40). Pozostałe służyły uprzednio wykonywanym (od 1972 r.) pomiarom [3, 25]

Podkreślić należy, iż dzięki zastosowanej technologii budowy oraz odpowiednio nadzorowanemu wykonawstwu w zakresie zgodności z treścią wykonanego przez INORE projekt technologii zagęszczania poszczególnych ponad 20 warstw konstrukcyjnych – obiekt oddano do użytku po upływie 5 miesięcy trwania budowy i to bez żadnego okresu oczekiwania na konsolidację. Po zakończeniu budowy i oddaniu obiektu do eksploatacji, na całej jego długości zainstalowano 40 szt. reperów pomiarowych (rys. 5). Całkowity koszt budowy wiaduktu i obydwu zazbrojonych na IV kat. oddziaływań górniczych najazdów wyniósł finalnie 11,6 mln złotych, a więc 38,03% kosztu wycenionego w pierwotnej koncepcji!

Nadrzędnym celem tego przedsięwzięcia ze strony jednostki autorskiej było udowodnienie możliwości wykorzystania świeżego kamienia przywęglowego jako taniego materiału do budowy konstrukcji inżynierskich, dróg i autostrad. W szczególności miano tu na myśli ciąg planowanej do budowy w najbliższych latach autostrady A1: Gliwice–Sośnica–Gorzyczki, przebiegającej na długich odcinkach po terenach aktywnych górniczo, jak również udowodnienie, iż realnym i technicznie wykonalnym jest wznoszenie liniowych obiektów komunikacyjnych na obszarach nawet najwyższej kategorii szkód górniczych, lecz po uprzednim dokładnym rozpoznaniu geologicznym i geotechnicznym podłoża gruntowego i po wykonaniu całego szeregu dokładnych obliczeń inżynierskich na bazie właściwie zastosowanych norm – tak krajowych (nielicznych niestety), jak i zagranicznych. Zadbano również o alternatywne obliczenia statyki konstrukcji nasypu dla wszystkich stanów granicznych i dla zakładanych reakcji nasypów na oddziaływanie przechodzącej prostopadle do ich osi wzdłużnej eksploatacji górniczej – tak po stronie dotychczas wybieranych pokładów węgla, jak i zalegających na uprzednio realizowanych poziomach wydobywczych pokładów usytuowanych w dotychczasowym filarze ochronnym.

6. Zagadnienia wytrzymałościowe geosyntetyków

Warto zaznaczyć, że zastosowane zbrojenie poprzeczne nasypu w charakterystycznych przekrojach pozwalało, w wyniku przeprowadzonych uprzednio obliczeń inżynierskich, uzyskać wytrzymałość długookresową (dla horyzontu czasowego 120 lat, jaki był założony w projekcie tego obiektu) – sumarycznie rzędu $\Sigma F_{d,120,F} = 1500 \text{ kN/m}$, co daje:

- dla najefektywniejszych, znajdujących się obecnie na rynku europejskim, geosiatek, o najniższej wartości współczynnika materiałowego, występującego w obliczeniach pod oznaczeniem A1 (bliższe dane dla tego i innych współczynników – vide [1]), wykonanych z surowca PVA o najwyższych możliwych do wykorzystania: wydatku z jednostki masy parametrach wytrzymałościowych, a jednocześnie - ekonomicznie najkorzystniejszych dla inwestycji tego typu – wartości sumy wytrzymałości krótkoterminowych (znamionowych, doraźnych, fabrycznych, UTS) określona została w projekcie obiektu na poziomie $\Sigma F_{k,F} = 4700 \text{ kN/m}$;
- dla występujących na rynku krajowym geosiatek z włókien poliestrowych np. produkcji czeskiej Armatex (firma Kordarna, dealer w RP – firma Elikopol) zachodziłaby konieczność zabudowy geosiatek o dużo większej jednostkowej wytrzymałości znamionowej i w dodatku o łącznej wytrzymałości krótkoterminowej na poziomie $\Sigma F_{k,Arm} = 7800 \text{ kN/m}$;
- dla prób zastosowania występujących na rynku geosiatek, wykonanych z polipropylenu (PP) względnie polietylenu wysokiej gęstości (HDPE), takich jakie produkują firmy Netlon (p.n. Tensar) względnie Tenax (siatki o tej samej nazwie), nie biorąc wszakże pod uwagę faktu, iż: 1° wyroby z tych surowców nie są w stanie pracować efektywnie pod obciążeniem przez okres 120 lat oraz 2° z surowców tych nie można uzyskać potrzebnych dla tego projektu wytrzymałości jednostkowych, adekwatnych do wytrzymałości krótkoterminowej geosiatek np. z PVA rzędu 250 kN/m (długoterminowej, 120 lat – $82,5 \text{ kN/mb}$) – przy wszakże posiadanych przez te rodzaje siatek wielkościach współczynników współczynnika materiałowego A1 [tu należy zauważyć, że np. w Niemczech siatki „Tensar” otrzymały dopuszczenie do wzmocnienia i zbrojenia skarp z gruntów zbrojonych o nachy-

leniu do 70° – ale tylko dla budowli prywatnych – nie dla państwowych – (a takimi są obiekty nadzorowane przez Bundesstrassenamt (autostrady, drogi krajowe) względnie przez Bundesbahn (a więc całość sieci Deutsche Bundesbahn) – dla uzyskania wytrzymałości długoterminowych, potrzebnych dla omawianego w niniejszym artykule nasypu należałoby użyć siatek z tych poliolefin (PP/HDPE) o wytrzymałości krótkoterminowej, sumarycznie dla tego kierunku (w poprzek długości najazdów) na poziomie $\Sigma F_{k,Ten} = 13\,000\text{ kN/m!}$

Dla pełnego zorientowania P.T. zainteresowanych o zastosowanych w obiekcie „Jastrzębie Zdrój” zbrojeniach należy również podać, iż suma wytrzymałości długoterminowych, $F_{d,120,F}$ pokazanych na rysunku 1 wynosiła: w przekroju I-I – 1553,80 kN/m zaś w przekroju II-II – 1497,50 kN/m – co w przypadku zastosowanych geosiatek z PVA o wytrzymałościach krótkoterminowych (UTS), wynoszących odpowiednio: 250, 80 i 55 kN/m daje wartości $\Sigma F_{k,F}$ odpowiednio: 4 755,00 kN/m oraz 4 600,00 kN/m. W przypadku, gdyby ktoś chciał zastosować w miejsce geosiatek „Fortrac®M” np. siatki czeskie o nazwie fabrycznej „Armatex” – powyższe wartości wynosiłyby odpowiednio: $\Sigma F_{k,Arm} = 8\,157,45\text{ kN/m}$ oraz 7 861,87 kN/m.

Dla trzeciego, omawianego powyżej przypadku – geosiatek np. „Tensar” względnie „Tenax” sumy wytrzymałości krótkoterminowych musiałyby wynosić odpowiednio $\Sigma F_{k,Ten} = 14\,263,88\text{ kN/m}$ oraz 13 747,05 kN/m!!!

Na podstawie tak zaprezentowanych przykładów jest chyba dla wszystkich rzeczą oczywistą, dlaczego nie wolno w sposób dowolny zamieniać zamieszczonych w projektach, obliczeniach i specyfikacjach technicznych (oczywiście wykonywanych rzetelnie i uwzględniających niuanse takie jak: wielkość F_d , wielkości dopuszczalnych wydłużeń, rodzaj materiału użytego do budowy geosyntetyku, czasokres obliczeniowy sprawności eksploatacyjnej zaprojektowanego obiektu inżynierskiego, itp.) gatunków, rodzajów i cech charakterystycznych (parametrów technicznych) geosyntetyków. Jest bowiem absolutną nieprawdą, że geosiatka o $F_k = 120\text{ kN/m}$ wykonana z PES (poliestru) może zostać użyta w miejsce wyspecyfikowanej w projekcie geosiatki o $F_k = 120\text{ kN/m}$, ale wykonanej z PVA (poliwinylalkoholu); że geosiatka 40 kN/m ze sztywnymi węzłami jest lepsza od geosiatki z włókien PP względnie PES, lecz z węzłami splatanymi - te ostatnie bowiem mają o wiele lepszą charakterystykę w teście *pull-out*, co oznacza, że lepiej pracują zabudowane np. w zbrojeniu skarp.

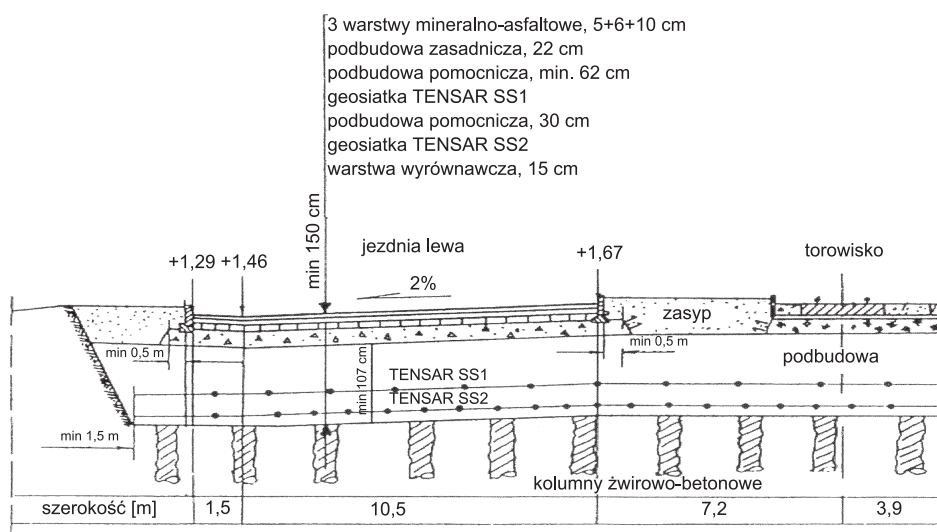
Te zagadnienia powinny znać dokładnie osoby odpowiedzialne za zakupy geosyntetyków, ich zabudowę w obiektach, a także, i to w bardzo dużym stopniu uszczegółowienia - projektanci.

Autor ma nadzieję, że w tym momencie jest zrozumiałe, dlaczego nie komentuje sprawy zastosowania pod nasypem autostrady A4 tych ostatnich geosiatek, o łącznej wytrzymałości krótkoterminowej $\Sigma F_{k,Ten} = 60\text{ kN/m}$, a rzeczywistej, długoterminowej łącznej wytrzymałości, lecz dla okresu jedynie 60 lat (tj. tylko połowy normatywnej żywotności obiektów w rodzaju „nasyp autostradowy”) $\Sigma F_{d,60,Ten}$ na poziomie...6,5 kN/m!

Autor sądzi, że powodem zamieszania z zamieszczaniem właściwych zbrojeń geosyntetycznych pod obiektami typu: nasypy autostradowe względnie drogi krajowe, wojewódzkie i inne oraz realizowanych zbrojeń nadpalowych (rys. 6) pod obiektami inżynierskimi w rodzaju: przyczółki względnie podpory mostowe, jezdnie, torowiska, przepusty, itp. są dwa istotne czynniki:

1. brak wiedzy o wartościach długookresowych parametrów wytrzymałościowych i izochronach wydłużeń poszczególnych rodzajów geosiatek (a inaczej o własnościach wytrzyma-

- łościowych i pełzaniowych materiałów, z których są one wykonywane) i to u osób zarówno zajmujących się projektowaniem, opracowywaniem specyfikacji technicznych, wykonawstwem obiektów, jak i wśród inwestorów, nadzorców, oraz niestety i naukowców (to ostatnie jest szczególnie przykre i bolesne);
2. chęć jak najtańszego sposobu wykonania przez wykonawców poszczególnych obiektów - połączona w dodatku ze zwyczajem niezwykle krótkich, przeważnie jednorocznych, udzielanych przez wykonawców gwarancji – spotykające się z przemożną chęcią sprzedaży „za wszelką cenę” dystrybuowanych przez siebie materiałów geosyntetycznych przez licznych, handlujących takimi wyrobami agentów i dystrybutorów, nie dysponujących wiedzą techniczną na poziomie potrzebnym do oceny realności zamówień z punktu widzenia technicznych i rzeczywistych potrzeb danego obiektu i uwarunkowań.



Rys. 6. Przykładowy przekrój poprzeczny konstrukcji drogowej z nadpalowym zbrojeniem geosyntetycznym, opartej obliczeniowo na tzw. „Metodzie Guido”, dającej wyniki położone po stronie niebezpiecznej. Zwłaszcza vibracje od pojazdów poruszających się po torowisku, jak również obciążenia od ruchu pojazdów samochodowych na jezdniach, doprowadzą w krótkim okresie czasu do tzw. „efektu irlandzkiego”, tj. do odwzorowania zakończeń kolumn/pali na nawierzchniach drogowych i torowiskach [13]

Najbardziej naganną jest sytuacja, kiedy tego rodzaju działalnością zajmują się osoby obdarzone bardzo wysokim stopniem zaufania społecznego, a więc te, które legitymują się wysokimi tytułami naukowymi!

W przypadku uszkodzonego obiektu z autostrady A4 wystarczy zwykle wyczucie inżynierskie, że nie jest możliwe przeciwdziałanie parametrem $\Sigma F_{k,Ten} = 60 \text{ kN/m}$ siłom rozporu ze strony dziesięcio- czy też dwunastometrowej wysokości nasypu, bardzo szerokiego, tak w koronie, jak i w podstawie, wykonanego z gruntu w ukopu i w dodatku usytuowanego na pochyłościach 10/20/10% grunтовой podstawy – i to w dodatku podstawy utworzonej przez matkę-przyrodę z gruntów podatnych, tak na nawodnienie, jak i na przesuw pod działaniem

sił poziomych. Z jednej strony pseudozbrojenie z pseudomateraca o wydumanych, cudownych właściwościach rzekomego uzyskiwania przez mineralne materiały ziarniste extra spójności pomiędzy ziarnami w przypadku włożenia ich pomiędzy dwie warstwy geosiatek – oczywiście z węzłami sztywnymi i z 2-procentową zawartością sadzy węglowej (!!!) – z drugiej zaś strony dążenie do „spłynięcia” po pochylonej o 10% w stosunku do poziomu podstawie gruntowej i to skłonnej do rozluźnienia swojej wewnętrznej struktury – ogromnej, wynoszącej wiele tysięcy ton, masy nasypu.

Jak mówią młodzi Polacy: „to się nie trzyma kupy!” I każdy inżynier czuje to i zna ze swojej praktyki. Chyba tego uczucia i wiedzy zabrakło tym wszystkim, którzy doprowadzili do tak absurdalnej konstrukcji [projektanci, doradcy naukowcy, autorzy obliczeń stateczności obiektu i jego zabezpieczenia (rzekomego) na oddziaływanie II kategorii szkód górniczych].

7. Wpływ dotychczasowej eksploatacji górniczej na wybudowane: wiadukt i na obydwaj najazdy do wiaduktu

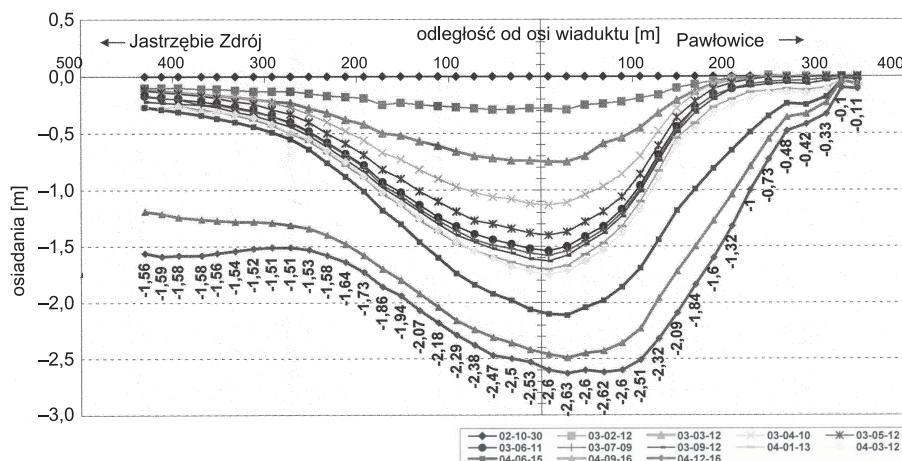
Dla obiektów zlokalizowanych na powierzchni istotna jest prędkość osiadania samej powierzchni terenu. Maksymalna prędkość osiadania terenu w rejonie obiektu „Jastrzębie” do końca 2002 r. była mniejsza od 2,5 mm/dobę. W związku z rozpoczęciem pod koniec grudnia 2002 r. eksploatacji pierwszego pokładu w ochronnym filarze granicznym i to bezpośrednio pod wiaduktem, prędkość osiadania w 2003 r. znacznie wzrosła, osiągając, jak wynika z pomiarów wykonywanych w okresach miesięcznych, maksymalnie 17,5 mm/dobę (rys. 7, 8). W okresie od 04.03.2003 r. do 11.03.2003 r. na wiadukcie wykonywano codziennie pomiary osiadania. Z pomiarów tych wynika, że prędkość osiadania była inna w każdym dniu tygodnia i wynosiła od 0 do 32 mm/dobę. Jednocześnie mierzono również zmiany wychyleń od pionu, zachodzące w czterech betonowych podporach płyty wiaduktu. Ich graficzne zobrazowanie przedstawiono na rysunku 9. Pomiary te potwierdzają wyniki badań [4, 6] dotyczących wpływu postępu frontu i przerw w eksploatacji na prędkość osiadania. Świadczą również o dużym zruszeniu górotworu, co będzie okolicznością niekorzystną przy dalszej planowanej eksploatacji pod wiaduktem.

Do dnia pisania tych słów (luty 2006 r.) pod wiaduktem i najazdami po ich oddaniu do eksploatacji, w kierunku prostopadłym do osi tych obiektów, przeszła eksploatacja pięciu zmechanizowanych ścian wydobywczych, każda po mniej więcej 200 mb szerokości. Trzy bezpośrednio w obszarze filaru ochronnego i po jednej z każdej z jego stron (rys. 10). Eksploatację wszystkich, po zamianie pól wydobywczych z KWK „Pniówek”, prowadziła KWK „Zofiówka”. Sumarycznie obiekty inżynierskie od dnia oddania do eksploatacji (10.10.2002r.) do końca 2004 roku:

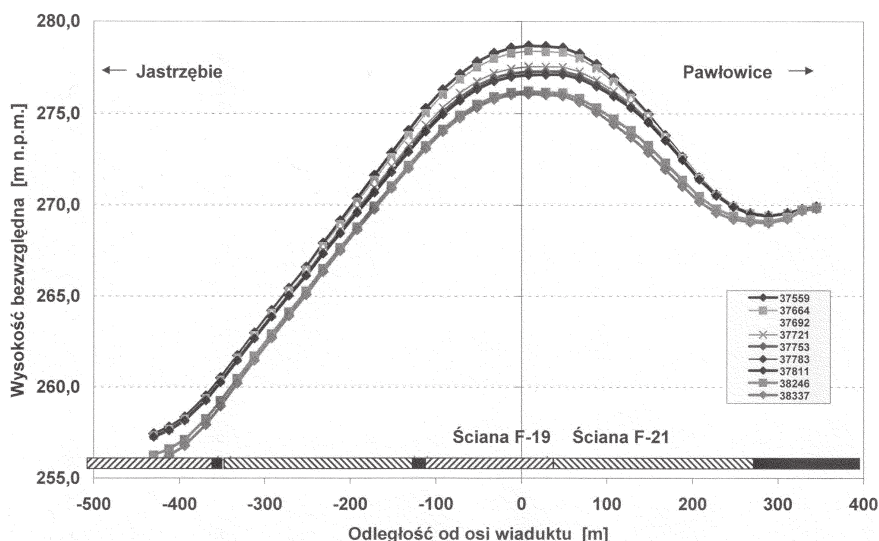
- uległy obniżeniu maksymalnie o ponad 2.630 mm (rys. 7);
- dokonały przemieszczenia poziomego o 340 mm w kierunku miasta Jastrzębie Zdrój (umownie – w kierunku zachodnim);
- pięciokrotnie dokonywały nachyleń w kierunku południowym, a następnie – północnym, z maksymalnym nachyleniem 16 mm/m (rys. 11).

Pomimo wykonania tych ruchów, które można określić jako swojego rodzaju „taniec” („tańczę nasypy”) – wymiary liniowe, tak korony, jak i podstawy najazdów nie zwiększyły się o więcej jak o 0,1%, zaś na nawierzchni jezdni bitumicznej nie pojawiły się (na całych,

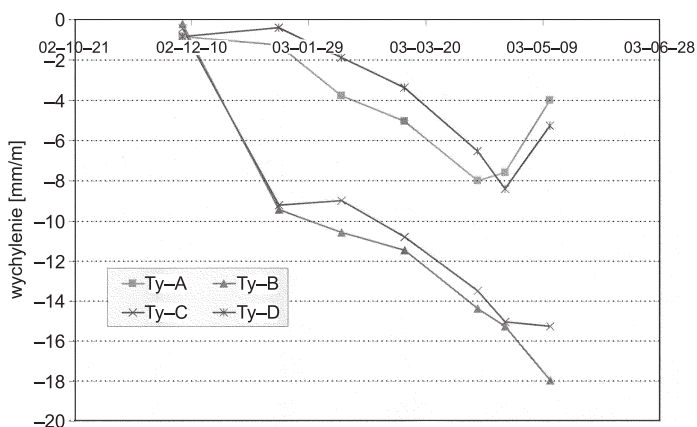
zazbrojonych geosyntetykami, długościami): pęknięcia, wybrzuszenia, sfalowania i wszystkie inne odkształcenia kształtu: ciągłości lub powierzchni. Natomiast na jezdniach drogowych DW-933, poza końcami obszaru zazbrojonego na wschodnim i zachodnim kierunku, trwa praktycznie bezustannie usuwanie spiętrzeń (ściskanie) i uzupełnianie ubytków (rozciąganie) nawierzchni bitumicznych.



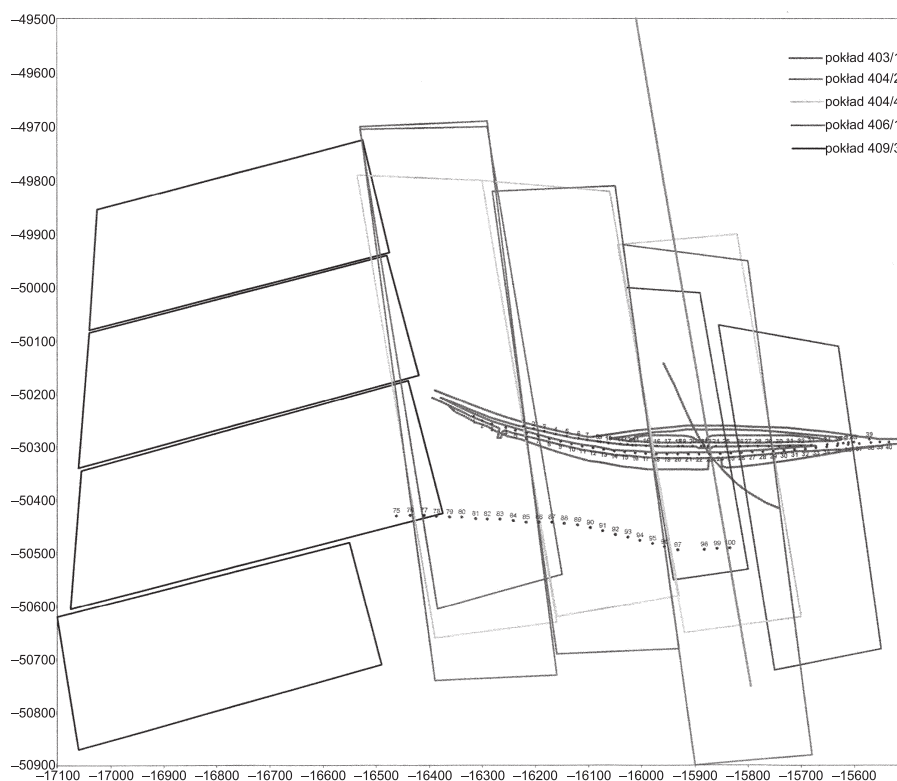
Rys. 7. Krzywe osiadania uzyskane podczas monitoringu osiadań wiaduku (w osi „0”) i najazdów w trakcie i po przejściu pod nimi pierwszej, drugiej oraz trzeciej ściany, wydobywanych w filarze ochronnym (styczeń 2003 – marzec 2004 r.) – wg prof. dr hab. inż. Jana Zycha [25]



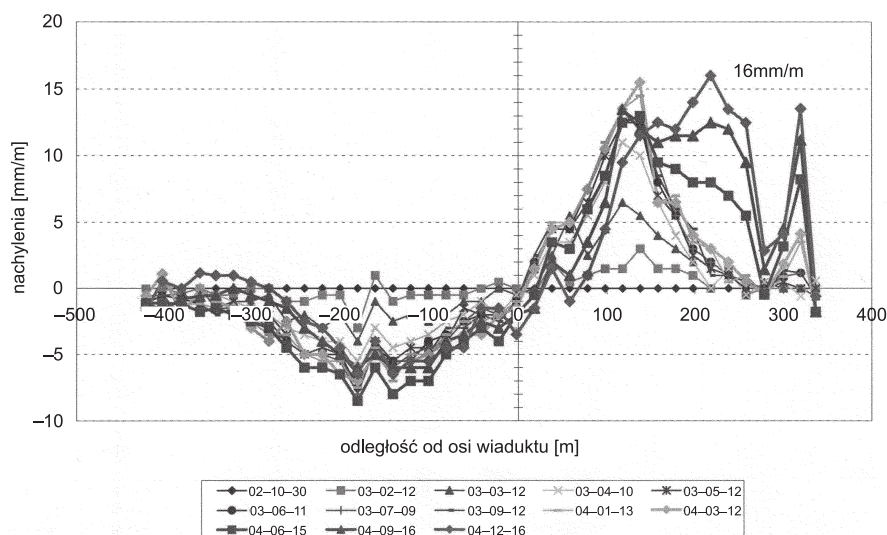
Rys. 8. Bezwzględne wielkości osiadań terenu w linii usytuowania wiaduku i najazdów w okresie jak na rysunku 7; wg prof. dr hab. inż. Jana Zycha [25]



Rys. 9. Wychylenie słupów nośnych (A,B,C,D) nowego wiaduktu w okresie przejścia pod nim pierwszej ściany wydobywanej w filarze ochronnym. Identyczne ruchy wykonywały zazbrojone geosyntetykami najazdy, tworząc „tańczący nasyp” [3]



Rys. 10. Pokłady węgla, przewidziane do eksploatacji już po oddaniu (10.10.2002 r.) najazdów i wiaduktu do eksploatacji, z perspektywą do 2008 r. [3]



Rys. 11. Nachylenia terenu w rejonie nowego wiaduktu i dróg najazdowych w okresie od 10.2002 do 03.2004 r. – wg prof. dr hab. inż. Jana Zycha [25]

W ten sposób, zauważalny gołym okiem, zdaje swój egzamin przemyślana i właściwie zaprojektowana, obliczona i wybudowana konstrukcja najazdów, zaś brak zbrojenia w jezdniach poza granicami projektu jest widoczny gołym okiem.

8. Dalsze rozwinięcie i wykorzystanie doświadczeń po wybudowaniu obiektu

Następnym obiektem, do budowy, którego wykorzystano rozwiązania i wiedzę inżynierską, zastosowane w budowie obiektu nasypowego w Jastrzębiu Zdroju, była rekonstrukcja Drogi Krajowej nr 44 na odcinku od węzła autostradowego A4/A1 Gliwice – Sośnica poprzez Borową Wieś do Mikołowa. Po opuszczeniu bowiem (w wyniku oddania do użytku odcinka autostrady A4 i węzeł Gliwice – Sośnica – węzeł Chorzów Batory) przez górnictwo obszarów wydobywczych usytuowanych pod pasem autostradowym – wszystkie zlokalizowane na tym terenie kopalnie: „Sośnica-Makoszowy”, „Bielszowice” i „Halemba”, przenieśli swoje pola wydobywcze na południe, podchodząc zresztą już wcześniej pod trasę DK-44. Wykonane rzetelnie prognozy górnicze pozwoliły na zlokalizowanie na kilometrażu tej drogi rejonów występowania (aktualnego i perspektywicznego) szkód górniczych I, II, III oraz IV kategorii jak również na zlokalizowanie pasów i kierunków przebiegu dwóch uskoków: knurowskiego i makoszowskiego. Zadaniem INORY było więc zaproponowanie technologii i doboru materiałów geosyntetycznych, z opracowaniem ich specyfikacji technicznych włącznie, dla umożliwienia jednostce projektowej, którą było Biuro Projektów Budownictwa Komunikacyjnego TRAKT, kierowane przez dr inż. Grzegorza Nowaczyka, wykonania projektu budowlanego i wykonawczego tej rekonstrukcji.

Droga Krajowa nr 44 stanowi bowiem [w przypadku awaryjnej konieczności zamknięcia ruchu na autostradzie A4 na odcinku Gliwice – Ruda Śląska – Katowice np. wskutek

możliwego oderwania się od jej nasypu w km. 330+700 do 331+200, zagwoździowanej (po awarii, jaka wystąpiła przed oddaniem do eksploatacji tej części autostrady) bryły odłamu – żaden bowiem z wykonanych gwoździ nie łączy bryły odłamu z pozostałą częścią nasypu, ani też z podłożem gruntowym pod nasypem] rokadową i alternatywną trasę objazdu zamkniętego odcinka autostrady.

Na omawianej trasie drogi państwowej nr 44 zastosowano 6 zróżnicowanych konstrukcyjnie i wytrzymałościowo rozwiązań zbrojeń geosyntetycznych, wykonanych w dolnej warstwie podbudowy mineralnej, w samej podbudowie, jak również jedno- lub dwuwarstwowo w warstwach nawierzchni bitumicznych. Zastosowano również na szeregu odcinków odwodnienia przy pomocy odpowiednio zwymiarowanych drenów francuskich, jako że ten typ odwodnień pozwala na bezawaryjną ewakuację z podbudowy oraz odpływ z samego drenu wód drenarskich – nawet przy szerokim zakresie prognozowanych osiadań, jako efektów wydobywczej działalności górniczej kopalń węgla kamiennego. Cechy tej nie posiadają drenaże rurowe i tą wadą charakteryzują się też wykonane odwodnienia na przebiegających przez obszary aktywności górniczej odcinkach autostrady A4.

Rekonstrukcja DK-44 (fot. 5) została wykonana przez szwedzką firmę budownictwa drogowego „NCC” i w swoim podstawowym zakresie została zakończona w listopadzie 2005 roku. W roku 2006 będą jeszcze wykonywane prace o charakterze kosmetycznym (elementy chodników, wjazdów do posesji, itp.), lecz sam szlak drogowy jest już finalnie zakończony.



Fot. 5. Rekonstrukcja Drogi Krajowej nr 44 na odcinku narażonym na występowanie szkód górniczych I, II, III oraz IV kategorii, jak również przebiegu dwóch uskoków: knurowskiego i makoszowskiego

W trakcie budowy, a prowadzona ona była pod jednostronnym ruchem kołowym, a dwustronnym dla pojazdów uprzywilejowanych (autobusy komunikacji zbiorowej, karetka pogotowia ratunkowego, straż pożarna, policja) dochodziło do sytuacji, kiedy na jeszcze nieroz-

branej połowie starej jezdni powstawały odkształcenia i pęknięcia nawierzchni w wyniku czynnej eksploatacji górniczej – podczas, gdy na nowowyprowadzonej i geosyntetycznie zabudowanej drugiej połowie jezdni brak było (i brak jest nadal) jakichkolwiek odkształceń i zniekształceń formy i płaskości nawierzchni bitumicznej.

Oczywiście, finalna ocena sprawności zastosowanych rozwiązań i zabudowania będzie możliwa dopiero za kilka lat, lecz już obecnie można stwierdzić, że najprawdopodobniej, naśladując Premiera Rządu RP, będzie można powiedzieć: „Yes, yes, yes!!!”

9. Podsumowanie i podziękowania

Celem niniejszego artykułu było uświadomienie kadrze inżynierskiej i naukowej, zawodowo zajmującej się konstrukcją, projektowaniem, obliczaniem i budową liniowych obiektów komunikacyjnych, iż w dobie współczesnej istnieją wypróbowane systemy obliczeniowe, pozwalające na takie konstruowanie tego typu obiektów, że nawet po zastosowaniu jako materiałów nasypowych substancji będących dotychczas np. odpadami pogórnymi, lecz po właściwym i rzetelnym obliczeniu zbrojeń geosyntetycznych i doborze właściwych ich parametrów: wytrzymałości długoterminowej oraz dopuszczalnych wielkości wydłużeń: w okresie zabudowy i budowy oraz w okresie wieloletniej eksploatacji wzniesionego obiektu inżynierskiego – nawet IV czy też V kategoria szkód górniczych i „taniec” obiektu, do jakiego dochodzi wskutek przechodzenia pod obiektem ścian wydobywczych – nie są w stanie nie tylko spowodować katastrofy budowlanej, ale nawet doprowadzić do jakichkolwiek odkształceń na drogowych nawierzchniach bitumicznych, usytuowanych na dobrze zaprojektowanym tego typu obiekcie.

Autorowi jest przyjemnie, że zasadniczą ideę zabudowania najazdów w Jastrzębiu inni inżynierowie wykorzystali przy zmianie uprzednio zaprojektowanych zbrojeń geosyntetycznych i wykonaniu zbrojeń zbliżonych do zbrojeń z najazdów w Jastrzębiu Zdroju wprowadzając je zamiennie już w trakcie budowy (niedługo po zakończeniu budowy obiektu jastrzębskiego) jednego z nasypów autostrady A4 w Rudzie Śląskiej – Kochłowicach, usytuowanego około 800÷1000 mb od tego nasypu, który uległ pęknięciu. Szkoda tylko, że do zbrojenia zastosowano geotkaniny, o wydłużeniu przy zerwaniu dochodzącym do ok. 15% (a więc 2,5 raza większym jak wydłużenia geosiatek z nasypu w Jastrzębiu) oraz, że przez nieomal rok tzw. zawijki na skarpach tego nasypu były wystawione na działania promieniowania UV, co w znamienitym stopniu obniżyło parametry wytrzymałościowe zastosowanych geotkanin na ich, zawijek obszarze. Szkoda również, że przeprojektowując ten nasyp Biuro Projektów nie skonsultowało swoich zamierzeń z inżynierami z INORY, którzy z chęcią podzieliliby się swymi doświadczeniami i wiedzą w tym zakresie.

Autor wyraża nadzieję, że uda się doprowadzić do wszechstronnego wyjaśnienia skoliwości stosowania w projektach drogowych, kolejowych i hydrotechnicznych (w których projektanci widzą celowość i sens zastosowania geosyntetyków) domorosłych rozwiązań, autorami których są nie w pełni wyposażeni we współczesną wiedzę w tym zakresie inżynierowie oraz niestety i utytułowane wyższymi tytułami naukowymi osoby, nie zadające sobie na ogół dotąd trudu na studiowanie zagranicznej literatury przedmiotu, lecz w bezkrytyczny sposób utożsamiający np. krótkoterminową doraźną wytrzymałość geosyntetyków „ F_k ” z długoterminową „ F_d ” względnie wyznający „religie” zbrojeń „20+30”, „20+40”, itp.

Autor sądzi, iż tym wszystkim „specjalistom” należy zalecić nauczanie się podstawowego w branży geosyntetycznej wzoru:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma} \quad (\text{szczegóły – patrz [1], [12], [13], [16], [18] i inne})$$

w miejsce najczęściej spotykanych w praktyce przekonań, że: $F_d = F_k$ względnie, jak praktykują niektórzy pozbawieni współczesnej wiedzy osobnicy:

$$F_d = \frac{F_k}{2} \text{ lub } F_d = \frac{F_k}{1,7} !!!$$

Nawiązując do już ponad 3,5 letniego okresu eksploatacji obiektu w Jastrzębiu Zdroju autor pragnie, najserdeczniej jak umie, podziękować Osobom, z których wsparcia, głównie moralnego, w trakcie jego realizacji korzystał.

Dziękuję Panu Prof. dr hab. inż. Eugeniuszowi Dembickiemu, Honorowemu Prezydentowi Polskiego Komitetu Geotechniki za Jego, jakże pochlebną, ocenę zrealizowanego projektu, wyrażoną słowami:

„Po zapoznaniu się z projektami dotyczącymi bardzo trudnego obiektu (najazdów do wiaduktu nad stale czynnymi torami kolejowymi służącymi do wywozu węgla z kilku kopalń Rybnickiego Okręgu Węglowego), zlokalizowanego wg założeń na obszarze IV kategorii oddziaływań górniczych w miejscowości Jastrzębie Zdrój, bardzo wysoko ocenilem ten projekt i wysokie kompetencje zawodowe specjalistów z Przedsiębiorstwa Realizacyjnego INORA, tak w zakresie wiedzy inżynierskiej (działalność obliczeniowa i projektowa), jak i znajomości samych materiałów geosyntetycznych, ich własności i zasad prawidłowego posługiwania się nimi w konstrukcjach inżynierskich.

W wyniku mojej długoletniej pracy na Wyższych Uczelniach Francji, Niemiec, Australii i innych krajach oraz uczestnictwa w wielu kongresach geotechnicznych i geosyntetyków mam możliwość oceny prac inżynierskich INORY, w kontekście osiągnięć innych zespołów z Europy Zachodniej, na bazie czego mogę stwierdzić, że: zatrudnieni w Przedsiębiorstwie Realizacyjnym INORA Sp. z o.o. specjaliści pod kierownictwem Pana mgr inż. Jacka Ajdukiewicza, reprezentują dobry poziom europejski w swoich opracowaniach inżynierskich, konstrukcyjnych i aplikacyjnych. Swoimi bardzo licznymi pracami przyczyniają się w walny sposób do rozpowszechniania na terenie Polski prawidłowego stanu wiedzy z zakresu swojej specjalności” (wyłuszczenie wg oryginału opinii).

Dziękuję Panom: Prof. Politechniki Gdańskiej dr hab. inż. Kazimierzowi Gwizdale, Prof. Politechniki Gdańskiej dr hab. inż. Adamowi Boltowi oraz Prof. Politechniki Śląskiej dr hab. inż. Kazimierzowi Kłóskowi – za możliwość konsultacji z nimi niektórych zagadnień technicznych w trakcie wykonawstwa obiektu i za moralne wsparcie w boju z przeciwnikami dościsła do realizacji obiektu.

Dziękuję także Panu Profesorowi dr hab. inż. Janowi Zychowi z Politechniki Śląskiej za umożliwienie mi posługiwania się w niniejszym artykule jego twórczą interpretacją wyników pomiarów geodezyjnych [25], prowadzonych na obszarze obiektu od 1972 roku przez Służbę Geodezyjną, aktualnie zgrupowaną w służbach technicznych Jastrzębskiej Spółki Węglowej, jak również za jego autorskie graficzne zobrazowanie tych wyników.

Dziękuję wreszcie P.T. Inspektorom i Dyrekcji Katowickiego Oddziału Najwyższej Izby Kontroli, którzy wskutek otrzymania stosownego donosu, autorstwa (już na całe szczęście byłego) Naczelnego Dyrektora jednej z liczących się w tamtych latach na rynku budow-

lanym, lecz, również na całe szczęście dla Krajowych Inwestorów – już obecnie upadłej – dużej firmy inżynieryjnej, przez ponad trzy miesiące badali zarówno zakres i jakość zastosowanych na jastrzębskim obiekcie rozwiązań technicznych, materiałów i technologii, jak również szukali rzekomych korupcyjnych powiązań projektantów, dostawców z Inwestorem. Satisfakcją autora była dokonana w protokole pokontrolnym NIK bardzo wysoka ocena podejścia Inwestora, Urzędu Miejskiego w Jastrzębiu Zdroju, do tematu i stwierdzenie rzetelności i celowości wydatkowania przezeń społecznych środków finansowych na ten obiekt, zaś sam autor został zaszczycony formalnymi przeprosinami za konieczność odbycia licznych spotkań z Inspektorami NIK-u oraz za rzetelność i prawdziwość udzielanych wobec nich wyjaśnień i zeznań. Tak, więc można powiedzieć, że projekt „Jastrzębie Zdrój” zakończony został dwoma sukcesami: technicznym oraz moralnym.

Życzyć należy podobnych sukcesów wszystkim tym, którzy pójdą tym samym śladem i wyżej od materialnych doraźnych korzyści stawiać będą inżynierską (doktorską, profesorską) moralność oraz profesjonalną wiarygodność i rzetelność.

Oby już żaden nasyp nie zapadł się, nie osiadł, nie pękł, jak też nie trzeba było już... dokonywać przeciążeń na gotowych nawierzchniach bitumicznych, co niestety niedawno faktycznie miało miejsce na jednym z ważniejszych gospodarczo obiekcie komunikacyjnym - dzięki zamianie dobrze obliczonego materaca geosyntetycznego na trzy rodzaje kolumn z przekładką z geosyntetyku o trzykrotnie (a właściwie – sześciokrotnie) mniejszym „ F_k ”, ale za to o 2,5 krotnie większym... wydłużeniu przy zerwaniu w stosunku do geosiatki przewidzianej do zabudowy w materacu, usytuowaną nad kolumnami a pod najazdem na stalowo-betonową estakadę. Dzieła tego dokonał znany uczony, przeciwstawiając rzetelnym obliczeniom inżynierskim swoje profesorskie jedynie... „Moim zdaniem...”

Może tragedia w hali wystawowej MTK wpłynie na „zamieniaczy”, „polepszaczy” i „moimzdaniowców” otrzeźwiająco. Oby!!! Wdzięczne będą przyszłe pokolenia.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami - możliwe zagrożenia dla projektantów.cz.I i cz. II. Magazyn Autostrady; nr 5 i 6/2004
- [2] Wyniki badań laboratoryjnych kamienia popłuczkowego z KWK Zofiówka i KWK Pniówek; Główny Instytut Górnictwa; Katowice; 10.04.2000
- [3] Ajdukiewicz J., Zych J.: Geosynthetic reinforced soils, applications in areas of heavy mining activities and subsidence. New methods in geotechnical engineering; Bratysława; 23-24 czerwca 2003
- [4] Zych J.: Wpływ postępu frontu eksploatacyjnego na przebieg osiadań w czasie. Międzynarodowa Konferencja: V Szkoła Geomechaniki. Katedra Geomechaniki, Budownictwa Podziemnego i Ochrony Powierzchni Wydziału Górnictwa i Geologii Politechniki Śląskiej. Ustroń – 16-19 październik 2001. str. 561-578
- [5] Zych J.: Wpływ postępu frontu eksploatacyjnego na przebieg prędkości osiadania w czasie. Sborník přednášek 8. Důlné měřické konference: Aktuální problémy důlního měřictví a geologie. Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava. Hornicko-geologická fakulta. Institut geodézie a důlního měřictví; 27-29 listopad 2001; Deštné v Orlických Horách. str. 285-297
- [6] Zych J.: Wpływ dużego postępu frontu na rozkład deformacji na powierzchni. International Conference: Geotechnika-Geotechnics 2002; Strbske Pleso; Republika Słowacka; 25-27 wrzesień 2002; str. 175-178
- [7] Ajdukiewicz J., Gałuszka E.: Wykorzystanie geosyntetyków przy usuwaniu skutków eksploatacji górniczej) RACE News, Newsletter for The Risk Abatement Center for Central and Eastern Europe (RACE); Katowice; 29-30.01.1998

- [8] Ajdukiewicz J.: Poradnik projektanta, inwestora i wykonawcy. Geotekstyla. Przedsiębiorstwo Realizacyjne *INORA*, Gliwice; 1994
- [9] Ajdukiewicz J., Sobolewski J.: Wykorzystanie geosyntetyków w budowie nowoczesnych nasypów i wałów. „Budownictwo górnicze i tunelowe” – kwartalnik naukowo-techniczny; nr 2/99
- [10] Ajdukiewicz J.: Geosyntetyki w aplikacjach zrealizowanych na terenie Polski południowej. XIV Dni Technika; Dobczyce; 1-2.06.1999
- [11] Ajdukiewicz J.: Geosyntetyki – nowoczesne materiały konstrukcyjne oczekujące na szersze zastosowania w górnictwie krajowym. VIII Międzynarodowe Sympozjum „Geotechnika '98”; Ustroń; 18-21.10.1998
- [12] Ajdukiewicz J.: Niektóre aspekty stosowania geosyntetyków w Polsce. XVII Dni Technika; SIT-Kom Kraków; Wadowice; czerwiec 2002
- [13] Ajdukiewicz J., Alexiew D., Sobolewski J.: Nasypy na palach ze zbrojeniem w podstawie. Zasady projektowania i przykłady zrealizowanych obiektów. Zastosowanie odpadów przemysłowych i geosyntetyków w budownictwie ziemnym; Materiały Sesji Naukowej z okazji Jubileuszu 70-lecia Profesor Krystyny M. Skarżyńskiej; Kraków; 28 września 2004 r.
- [14] Das Geotextilhandbuch. SVG 2. Auflage 1988; Edition 2000; Szwajcaria
- [15] Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Strassenbaues. M Geok E; FGSV; Koln; 2005; Niemcy
- [16] Technische Lieferbedingungen fuer Geokunststoffe im Erdbau des Strassenbaues; TL Geok E-StB 05; FGSV Koln; 2005; Niemcy
- [17] Checklisten fuer die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Strassenbaues; C Geok E; FGSV Koln; 2005; Niemcy
- [18] Ruegger R., Hutenus R.: Bauen mit Geokunststoffen, Ein Handbuch fuer den Geokunststoff-Anwender; SVG; St. Gallen; 2003; Szwajcaria
- [19] BS 8006:1995, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills; BSI; 1995; Wielka Brytania
- [20] EBGeo-Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. DGGT; 1997; Niemcy
- [21] DIN 1054:1976; DIN 1057:2003; E DIN 4085; 2002-12; Niemcy
- [22] Koerner R.: Designing with Geosynthetics. Fourth Edition; Prentice Hall; Upper Saddle River; New Jersey; 1997; USA
- [23] Lothspeich S.E., Thornton J.S.: Comparison of different Long Term Reduction Factors for Geosynthetic Reinforcing Materials. Second European Geosynthetics Conference EURO GEO 2000; Bolonia; 2000; Włochy
- [24] Edel R.: Odwodnienie dróg. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności; Warszawa; wyd. II; 2003; str. 132-144 i inne
- [25] Wyniki pomiarów geodezyjnych w obrębie Bzia Zameckiego; Służba Geodezyjna kopalni Jastrzębskiej Spółki Węglowej – za lata 1972-2005

The matter of geosynthetics and embankments. The positive experiences from location of the embankment on surface under IV (V) mining deformations category

ABSTRACT: The paper presents the results of engineering works for calculating as well as designing two embankments, reinforced with geosynthetics, taking into consideration the ground conditions and mining activity carried out. Also, the results of calculations are presented, together with the system of geosynthetic reinforcement of the new embankment, for the construction of which the waste rock excavated directly from underground has been used. From the continuous measurements it can be concluded clearly that the concept of the project was correct, while the intense and substantial relocations are not reflected on the surface of the constructed road.

The paper discusses the experiences in the application of modern geosynthetic materials made of PVA (polyvinylalcohol) for the construction of a steep and high embankment of an object of transportation infrastructure, in the area which has been and will be in the future influenced by mining activities, the subsidence being of category four (according to Polish classification), but in practice – category five, the highest category of these classification.