

Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa

Patroni



Instytut Inżynierii Lądowej
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu Politechniki
Poznańskiej



Polski Komitet Geotechniki
Oddział Wielkopolski



budimex

GT PROJEKT

Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa

pod redakcją Adama Dudy
i Michaliny Flieger-Szymańskiej



Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej
Poznań 2020

Recenzenci:

dr Stanisław Dąbrowski

dr inż. Adam Duda

prof. dr hab. inż. Antoni Florkiewicz

dr inż. Tomasz Jeż

dr hab. Katarzyna Machowiak, prof. PP

prof. dr hab. Andrzej Muszyński

dr inż. Szymon Topoliński

dr hab. inż. Wojciech Tschuschke, prof. UPP

dr hab. inż. Jędrzej Wierzbicki, prof. UAM

dr inż. Jarosław Wilanowicz

dr inż. Andrzej Wojtasik

Projekt okładki – Adam Duda

Redakcja – Donata Guminiak

Opracowanie komputerowe tekstu – Eugeniusz Strykowski

Zezwala się na korzystanie na warunkach licencji Creative Commons *Uznanie autorstwa na tych samych warunkach 4.0* (znanej również jako CC-BY-SA) dostępnej pod adresem <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/> lub innej wersji językowej tej licencji, lub którejkolwiek późniejszej wersji tej licencji opublikowanej przez organizację Creative Commons.

ISBN 978-83-7775-598-3 – wydanie drukowane

ISBN 978-83-7775-599-0 – wydanie elektroniczne

(dostępne na stronie <http://ed.put.poznan.pl>)

Wydanie 1

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI POZNAŃSKIEJ

ul. Piotrowo 5, 60-965 Poznań

tel. +48 (61) 665 3516, faks +48 (61) 665 3583

e-mail: office_ed@put.poznan.pl

www.ed.put.poznan.pl

Druk i oprawa:

Perfekt Druk

ul. Skórzewska 63, 60-185 Skórzewo

tel. (61) 666 05 19

Spis treści

| | |
|--|-----|
| Przedmowa | 7 |
| ANDRZEJ GRUCHOT, TYMOTEUSZ ZYDRŃ | |
| Wpływ zbrojenia korzeniami grabu na wytrzymałość na ścinanie gruntu pylastego | 9 |
| TYMOTEUSZ ZYDRŃ, ANDRZEJ GRUCHOT, ADAM RADKOWSKI, MATEUSZ MARCZYK | |
| Wpływ systemów korzeniowych wybranych mieszanek traw na wytrzymałość na ścinanie gruntów | 21 |
| MARCIN BILSKI, KATARZYNA MACHOWIAK, ARTUR WILMAŃSKI | |
| Wpływ właściwości fizykochemicznych kruszyw mineralnych na adhezję lepszca asfaltowego do ich powierzchni | 33 |
| KRZYSZTOF NEPELSKI | |
| Parametry odkształceniowe lessów lubelskich wyznaczone z badań CPTU, SDMT oraz presjometrem Menarda | 47 |
| KAROLINA MAZURKIEWICZ, MARCIN SKOTNICKI | |
| Wpływ parametrów infiltracyjnych gruntu na odpływ ze zlewni miejskiej | 61 |
| ADAM DUDA, MICHAŁ NOWAK | |
| Stabilizacja i zabezpieczenie wybranego odcinka Klifu Orłowskiego | 71 |
| JERZY SOBKOWIAK, ALICJA OPIĘŁA, TOMASZ SOBKOWIAK | |
| Antropopresja przyczyną niestateczności zbocza – studium przypadku | 85 |
| JERZY SOBKOWIAK, MICHALINA FLIEGER-SZYMAŃSKA, TOMASZ SOBKOWIAK | |
| Wzmocnienie korpusu nasypu linii kolejowej w trudnych warunkach eksploatacyjnych i w skomplikowanych warunkach geologiczno-inżynierskich | 115 |
| MACIEJ KORDIAN KUMOR, ŁUKASZ ALEKSANDER KUMOR | |
| Przypadek awarii geotechnicznej zabudowanej skarpy w wyniku destrukcyjnej niwelacji w jej sąsiedztwie | 127 |
| JACEK NAWRACAŁA, ANDRZEJ T. WOJTASIK, MIŁOSZ JUST | |
| Awaria dwóch obiektów inżynierskich obciążonych pęcznieniem zasypki przyczółków | 147 |
| WŁODZIMIERZ ANDRZEJ BEDNAREK | |
| Innowacyjność stosowanych rozwiązań zmniejszających hałas w otoczeniu drogi kolejowej | 161 |

| | |
|--|-----|
| MICHAŁ PAWŁOWSKI, SZYMON WĘGLIŃSKI | |
| Płyty sztywne do oceny nośności podłoża i warstw konstrukcji nawierzchni | 183 |
| SZYMON WĘGLIŃSKI | |
| Nieprawidłowości związane z przygotowaniem drewna do wywozu oraz jego transportem po drogach publicznych | 201 |
| KATARZYNA MACHOWIAK, WIOLETTA NIEMCZYK | |
| Skały okruchowe systemu kredowego z terenu parku narodowego gór stołowych – petrografia i minerały ciężkie | 223 |

Przedmowa

Jednym z głównych problemów współczesnego budownictwa jest maksymalne zagospodarowanie terenów dostępnych pod zabudowę. Obszary o prostej budowie geologicznej, wolne od geozagrożeń, spotykane są w procesie inwestycyjnym coraz rzadziej. W związku z rozwojem i zwiększającym się zapotrzebowaniem na obiekty mieszkalne, przemysłowe oraz na rozbudowę infrastruktury, w tym chociażby drogowej, działania inżynierskie coraz częściej obejmują tereny w bliskim sąsiedztwie siedlisk ludzkich, niekiedy sprowadzając w ten sposób zagrożenie dla istniejącej zabudowy czy też wkraczając na tereny ekologicznie cenne. Dlatego też aspekty ekologiczne w szeroko pojętym budownictwie są obecnie niezwykle istotne. Geotechnicy zmagają się z coraz trudniejszymi warunkami gruntowo-wodnymi, a podejmowane inwestycje często zakłócają równowagę w przyrodzie. Wszyscy zdajemy sobie sprawę z tego, że priorytetowym zadaniem nowoczesnego budownictwa jest zminimalizowanie negatywnych skutków jego ingerencji w przyrodę. W tym celu coraz intensywniej prowadzona jest polityka mająca wpłynąć na zmianę świadomości inwestorów i potencjalnych klientów, oparta na budownictwie zrównoważonym.

W niniejszej publikacji omówiono konkretne przykłady problemów na styku budownictwa i ekosystemów, pojawiających się w wyniku rosnącej presji człowieka. Wskazano drogi wykorzystania w budownictwie naturalnego potencjału materiałów ekologicznych oraz obojętnych dla środowiska materiałów odpadowych. Na kartach tej monografii czytelnicy znajdą treści związane z badaniami terenowymi i laboratoryjnymi, wyniki analiz projektowych dotyczących stateczności zboczy i nasypów budowlanych, omówienie zagadnień złożoności procesu infiltracji wód, a także rozdział o charakterze badawczym i przeglądowym.

W poszczególnych rozdziałach będzie można zapoznać się z tematyką dotyczącą:

- pozytywnego oddziaływania fragmentów korzeni w gruncie na zwiększenie jego wytrzymałości na ścinanie,

- stopnia adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni różnych ekologicznych kruszyw naturalnych pod kątem ich stosowania i odporności w mieszankach mineralno-asfaltowych,
- określania parametrów odkształceniowych gruntu wyznaczanych kilkoma metodami polowymi na przykładzie badań lessów lubelskich,
- możliwości redukcji odpływu powierzchniowego i podpowierzchniowego wód w sytuacji infiltrowania jedynie części wód opadowych (omówienie konkretnego przypadku zlewni miejskiej),
- sposobu zabezpieczenia częściowo odsłoniętego przez procesy erozyjne systemu korzeniowego drzew, który stanowił element zbrojenia nadmorskiego klifu,
- przyczyn niestateczności skarpy w dolinie rzecznej wywołanej postępującą i złożoną antropopresją,
- przyczyn niestateczności podtorza i korpusu nasypu kolejowego wraz z opisem technologii jego wzmocnienia,
- awarii geotechnicznej naziomu zabudowanej skarpy po samowolnej dewastacji (m.in. wycięciu drzewostanu i zaburzeniu stosunków wodnych) terenu sąsiadującej działki,
- stosowania innowacyjnych metod i urządzeń w celu zmniejszenia hałasu wywołanego transportem kolejowym,
- stosowania płyt sztywnych jako ekologicznych metod nieinwazyjnych do oceny nośności podłoża i konstrukcji nawierzchni drogi,
- nieprawidłowości związanych z przygotowaniem drewna do wywozu z lasu oraz jego dalszym transportem, zwykle przeciążonymi pojazdami, po drogach publicznych,
- genezy i składu mineralnego piaskowców kredowych - naturalnego kruszywa stosowanego w budownictwie.

Monografię przygotowali autorzy reprezentujący kilka dyscyplin: geotechnicy, geolodzy, specjaliści od budownictwa, w tym drogowego i kolejowego, oraz osoby naukowo związane z inżynierią środowiska. Dzięki swojej interdyscyplinarnej tematyce niniejsza publikacja ma szansę stać się interesującym materiałem do dyskusji naukowej na temat ekologicznych aspektów w szeroko pojętym budownictwie.

WPŁYW ZBROJENIA KORZENIAMI GRABU NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE GRUNTU PYLASTEGO

1. Wstęp

Grunt jest ośrodkiem porowatym, którego właściwości geotechniczne w znacznej mierze zależą od czynników środowiskowych i ulegają zmianom w wyniku zaistnienia obciążeń przekraczających jego opór graniczny. Wzrost populacji ludzi oraz urbanizacji zwiększył zapotrzebowanie na tereny do zagospodarowania, dlatego coraz częściej tereny niestabilne i erozyjne są przedmiotem działań inżynierskich ukierunkowanych na ich przystosowanie do istniejących potrzeb.

W geotechnice istnieje szereg metod pozwalających na ulepszenie bądź wzmocnienie podłoża gruntowego. Mogą to być metody związane z wymianą gruntu, jego konsolidacją dynamiczną lub przeciążeniem czy też budową specjalnych konstrukcji (kolumn kamiennych, gwoździ gruntowych). Poprawa właściwości gruntu to również jego chemiczna stabilizacja z wykorzystaniem spoiw hydraulicznych obejmująca mieszanie gruntu in situ (np. DSM), iniekcję ciśnieniową, ale może to być także zamrażanie gruntu czy też jego spiekanie [8, 12, 23]. Stabilizację gruntów można również prowadzić za pomocą materiałów odpadowych, a w szczególności drobnoziarnistych popiołów lotnych o właściwościach puculanowych [5] lub rozdrobnionych żużli wielkopieczowych, wiąże się to jednak z wprowadzaniem tych materiałów do gruntu. Najbardziej pożądane są te działania, które są przyjazne dla środowiska naturalnego, a więc z wykorzystaniem roślinności lub z zastosowaniem włókien naturalnych bądź sztucznych jako zbrojenia rozproszonego. Koncepcję i zasadę wzmocnienia gruntu za pomocą włókien zapoczątkował francuski inżynier Vidal [22], który stwierdził, że dodanie zbrojenia do gruntu zwiększa jego wytrzymałość na ścinanie. Badania nad wykorzystaniem zjawisk

związanych ze wzmocnieniem podłoża gruntowego systemami korzeniowymi drzew lub zbrojeniem rozproszonym z użyciem włókien były również prowadzone w Polsce m.in. przez Jeża [7], Łukasiewicza [10] czy też Zydronia i in. [24, 25].

Wykonując analizę stateczności skarpy lub zbocza naturalnego, uwzględnia się parametry wytrzymałości na ścinanie ośrodka gruntowego. Z drugiej strony na poprawę stateczności pozytywnie wpływa współpraca systemu korzeniowego roślin występujących na zboczu z gruntem. Należy jednak wskazać na zmienność parametrów wytrzymałości na ścinanie gruntu w zależności od jego wilgotności oraz na znaczną bioróżnorodność roślin i ich systemu korzeniowego. Istnieje szereg czynników, które oddziałują na architekturę systemów korzeniowych [11, 20], powodując, że ich wpływ na wzmocnienie gruntu jest zróżnicowany [21]. Przyjmuje się, że wpływ ten jest związany z liczbą korzeni (gęstością systemu korzeniowego) oraz ich wytrzymałością na rozciąganie [25].

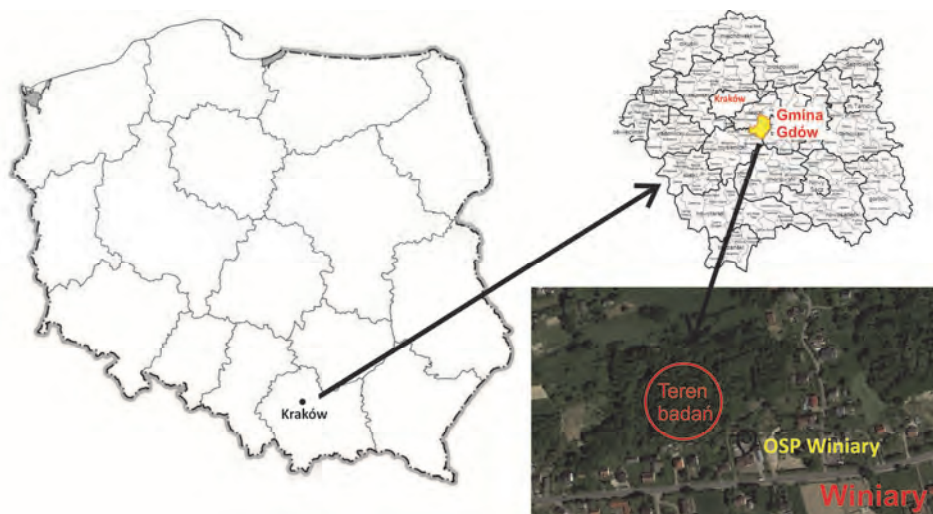
Systemy korzeniowe roślinności występującej na naturalnych zboczach mogą funkcjonować jako naturalne wzmocnienie gruntu, a tym samym oddziaływać mechanicznie na utrzymywanie stateczności tych zboczy. Wynika to z faktu wzrostu wytrzymałości na ścinanie gruntu na skutek istniejącej wartości wytrzymałości na rozciąganie korzenia i tarcia na ich poboczniczy. Wykorzystanie systemu korzeniowego jako biologicznych kotew można osiągnąć poprzez dobór odpowiednich gatunków drzew, których wytrzymałość na rozciąganie korzeni będzie jak największa [9].

Celem badań było określenie wpływu korzeni grabu pospolitego (*Carpinus betulus*) zastosowanych jako zbrojenie rozproszone na wytrzymałość na ścinanie pyłu grubego ilastego pobranego z koluwium osuwiska zlokalizowanego w miejscowości Winiary w województwie małopolskim. Wybór korzeni grabu wynikał z dominacji tego gatunku na osuwisku.

2. Materiały i metody badań

2.1. Miejsce badań

Grunt do badań oraz korzenie grabu pospolitego pobrano z zalesionego obszaru osuwiska zlokalizowanego w miejscowości Winiary w gminie Gdów w województwie małopolskim (N 49°54'05, E 20°07'55) (rys. 1) w 2019 r. W maju i czerwcu 2010 r. na terenie Winiar powstały



Rys. 1. Lokalizacja terenu badań (oprac. własne za [google.maps])



Rys. 2. Przykłady osuwisk z okolic Winiar powstałych w 2010 r.

liczne osuwiska, które zostały aktywowane po intensywnych opadach deszczu (rys. 2).

Obszar badań pod względem geologicznym znajduje się w Zewnętrznych Karpatach Zachodnich w północnej części strefy jednostki śląskiej. Według *Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski w skali 1 : 50 000* [1] na analizowanym terenie występują czwartorzędowe gliny lessowate, a poniżej nich obecne są utwory kredowe reprezentowane przez zlepieńce i łupki warstw istebniańskich, łgockich, łupki pstre oraz piaskowce i gezy warstw gezowych. Kierunek spadku stoku jest zbliżony do południowe-

go, kierunek upadu warstw skalnych jest południowo-zachodni, a kąt ich upadu wynosi od 22° do 70° .

Pokrywę roślinną analizowanego obszaru stanowią głównie gatunki liściaste z przewagą grabu zwyczajnego (*Carpinus betulus*), a ponadto występują: brzoza brodawkowata (*Betula pendula*), robinia akacjowa (*Robinia pseudoacacia*), lipa (*Tilia*), dąb szypułkowy (*Quercus robur*), a także leszczyna pospolita (*Corylus avellana*) i wiśnia ptasia (*Prunus avium*).

2.2. Badania właściwości geotechnicznych

Zakres badań terenowych obejmował określenie gęstości objętościowej gruntów pylastych budujących w przewadze koluwium osuwiska oraz ich wilgotność. Natomiast zakres badań laboratoryjnych obejmował określenie podstawowych właściwości geotechnicznych gruntu pylastego, a więc jego skład uziarnienia, granice konsystencji oraz parametry wytrzymałości na ścinanie. Skład uziarnienia oznaczono metodą areometryczną [14, 16]. Granicę płynności oznaczono metodą Casagrande'a, a plastyczności metodą waleczkowania [15].



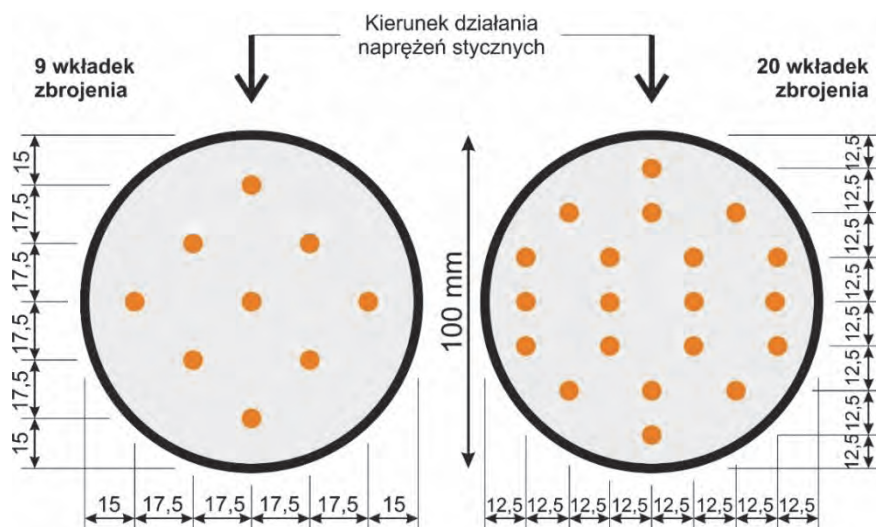
Rys. 3. Aparat bezpośredniego ścinania

Oznaczenie parametrów wytrzymałości na ścinanie przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania (rys. 3) zgodnie z normą [17]. Próbki o średnicy 100 mm i wysokości 20 mm formowano bezpośrednio w skrzynce aparatu przy wilgotności zbliżonej do 15% do uzyskania gęstości objętościowej wynoszącej $1,60 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$. Wilgotność oraz gęstość objętościowa przyjęte do formowania próbek były wartościami średnimi uzyskanymi

w trakcie badań terenowych na osuwisku. Próbki konsolidowano przez 60 min przy naprężeniach normalnych 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa, a następnie ścinano z prędkością $0,1 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ do uzyskania 20% odkształcenia względnego. Badania przeprowadzono bez i z dodatkiem zbrojenia w postaci korzeni w warunkach bez i z zawodnieniem próbek. Proces zawodnienia był prowadzony w trakcie konsolidacji próbek i utrzymywany w trakcie ich ścicia.

Wkładki zbrojenia w postaci fragmentów korzeni o długości 2,0 cm i średnicy 2–3 mm były instalowane pionowo w uformowanej próbce, symetrycznie na całej jej powierzchni (rys. 4). Dodatek zbrojenia wynosił 0,25% i 0,50% przesuszanej masy korzeni w stosunku do suchej masy gruntu, co stanowiło 9 i 20 wkładek korzeni o masie odpowiednio od 0,54 g do 0,57 g oraz od 1,10 g do 1,12 g. Przed badaniem próbki korzenie umieszczano w wodzie na co najmniej 24 godziny celem ich nasycenia i uplastycznienia. Spowodowało to, że masa próbek korzeni zwiększyła się i wynosiła od 1,14 g do 1,39 g oraz od 1,91 g do 2,53 g odpowiednio przy 9 i 20 wkładkach.

Schemat rozkładu zbrojenia w próbce gruntu przedstawiono na rysunku 4. Stosunek powierzchni zbrojenia do powierzchni próbki wynosił przy 9 wkładkach od 0,36% do 0,81%, a przy 20 wkładkach od 0,80% do 1,80% odpowiednio przy średnicy zbrojenia 2 mm i 3 mm. Wartości przekroju korzeni jako zbrojenia zastosowanego w prezentowanych bada-



Rys. 4. Schemat rozkładu wkładek zbrojenia korzeniami w próbce gruntu do badań wytrzymałości na ścinanie

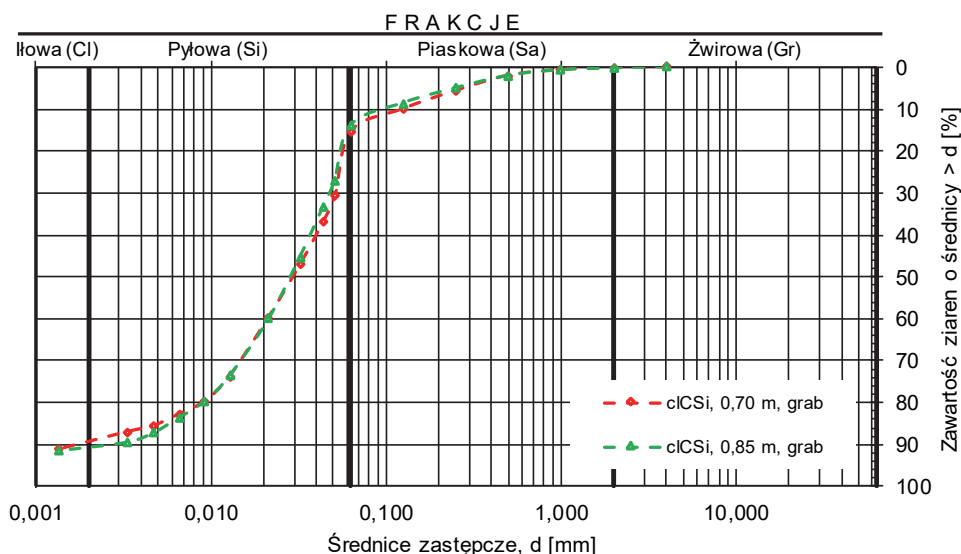
niach przyjęto przez podobieństwo do wymagań stawianych wartościom minimalnym przekroju zbrojenia w palach wierconych żelbetowych [13]. Zgodnie z tymi wymaganiami przy przekroju poprzecznym pala poniżej $0,5 \text{ m}^2$ lub powyżej $1,0 \text{ m}^2$ zbrojenie powinno wynosić odpowiednio co najmniej 0,5% oraz 0,25% pola powierzchni tego przekroju.

3. Wyniki badań

3.1. Właściwości geotechniczne pyłu

W składzie uziarnienia wielofrakcyjnego pyłu grubego ilastego (cICSi) największy udział miała frakcja pyłowa, której zawartość wynosiła od 74% do 77%, frakcji piaskowej było od 13% do 15%, ilowej od 9% do 11%, a żwirowej poniżej 0,5% (rys. 5).

Wilgotność naturalna badanego gruntu zmieniała się w zależności od pory roku i w okresie wiosennym wahała się od 18% do ponad 20%, w lecie od 10% do 13%, a na jesieni od 7% do 8%. Zakres gęstości objętościowej wynosił od $1,96 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ do $2,05 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ w okresie wiosennym, od $1,44 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ do $1,60 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ w okresie letnim oraz od $1,37 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ do $1,51 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ jesienią. Granica plastyczności dla uśrednionej próbki gruntu

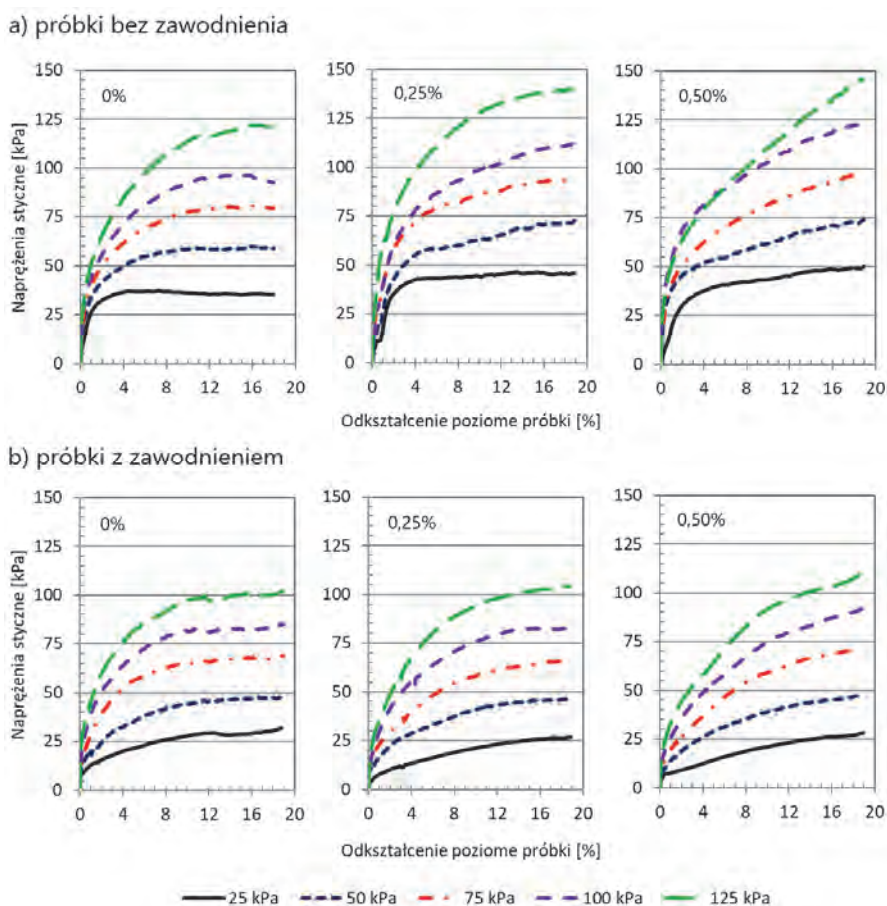


Rys. 5. Krzywe uziarnienia badanego gruntu pobranego ze stanowiska badawczego

wynosiła 18,1%, a granica płynności 25,0%, co pozwoliło stwierdzić, że badany grunt w zależności od pory roku był w stanie od zwartego do twardoplastycznego.

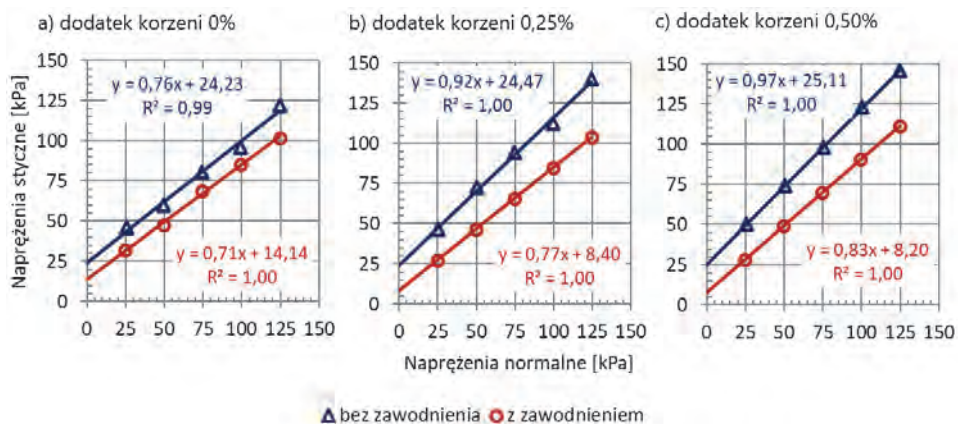
3.2. Wytrzymałość na ścinanie

Analiza zależności naprężeń ścinających od odkształcenia poziomego próbek pyłu grubego ilastego dla poszczególnych naprężeń normalnych pozwoliła wskazać, że występowało ścinanie plastyczne (rys. 6). Można więc stwierdzić, że dodatek korzeni grabu od 0% do 0,5% do pyłu grubego ilastego pomimo wyraźnego wzrostu wartości naprężeń ścinających nie spowodował „usztynienia” gruntu.



Rys. 6. Zmiany naprężeń ścinających wraz ze wzrostem odkształcenia poziomego próbek

Na rysunku 7 przedstawiono przebieg linii wytrzymałości na ścinanie. Najwyższe wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskano w badaniach bez zawodnienia próbek oraz przy największym dodatku korzeni. Wartości naprężeń ścinających zależały od dodatku korzeni i naprężeń normalnych. Przykładowo w trakcie badań bez zawodnienia próbek przy naprężeniu normalnym wynoszącym 25 kPa wzrost dodatku korzeni od 0% do 0,5% spowodował zwiększenie naprężeń stycznych od 46 kPa do 50 kPa, natomiast w badaniach z zawodnieniem nastąpiło zmniejszenie wartości wytrzymałości gruntu od 32 kPa do 27 kPa. Z kolei przy naprężeniach normalnych wynoszących 150 kPa uzyskano zwiększenie naprężeń ścinających zarówno w badaniach bez zawodnienia próbek (od 122 kPa do 146 kPa), jak i z zawodnieniem (od 101 kPa do 104 kPa).



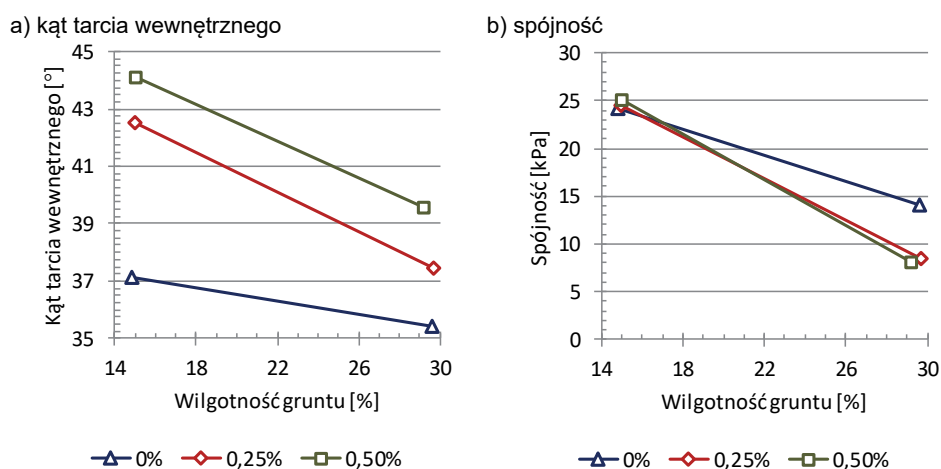
Rys. 7. Zależność naprężeń ścinających (stycznych) od normalnych

Analizując zmiany wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie, należy stwierdzić, że dodatek korzeni grabu jako zbrojenia pyłu grubego ilastego spowodował wyraźne zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego oraz nieznaczne zmniejszenie spójności (rys. 8). Z kolei zawodnienie gruntu spowodowało istotne zmniejszenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności.

Najwyższe wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie uzyskano dla pyłu grubego ilastego z dodatkiem 0,5% korzeni grabu w badaniach bez zawodnienia próbek. Wzrost dodatku korzeni od 0% do 0,5% spowodował zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego pyłu grubego ilastego o 7° (19% względne) i 4° (12% względne) odpowiednio w warunkach

bez i z zawodnieniem próbek. Natomiast w przypadku spójności stwierdzono pomijalnie małe, poniżej 1 kPa (4% względne) zwiększenie jej wartości oraz zmniejszenie o blisko 6 kPa (42% względne) wraz ze wzrostem dodatku korzeni odpowiednio bez i z zawodnieniem próbek.

Ogólnie można stwierdzić, że zawodnienie próbek w istotny sposób zmniejszyło wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie (rys. 8). Należy zauważyć, że zawodnienie spowodowało zwiększenie wilgotności próbek o blisko 15% niezależnie od tego, czy były one bez korzeni czy z ich dodatkiem.



Rys. 8. Wpływ wilgotności na parametry wytrzymałości na ścinanie pyłu grubego ilastego w zależności od dodatku korzeni

Zmniejszenie kąta tarcia wewnętrznego w wyniku zawodnienia próbek wahało się od 2° w badaniach bez zbrojenia do 5° w badaniach ze zbrojeniem korzeniami. W przypadku spójności było to zmniejszenie od 10 kPa do 17 kPa odpowiednio w badaniach bez i z dodatkiem zbrojenia (rys. 8).

3.3. Analiza wyników badań

Przedstawione powyżej wyniki badań wzmocnienia pyłu grubego ilastego korzeniami grabu wykazały ich wpływ na wytrzymałość na ścinanie. Obecność korzeni w gruncie wpłynęła na zwiększenie jego wytrzymałości na ścinanie. Jedynie w badaniach próbek zawodnionych

przy niskich wartościach naprężeń normalnych dla gruntu z dodatkiem korzeni uzyskano mniejsze wartości wytrzymałości na ścinanie niż dla gruntu bez dodatku korzeni. Taka zależność może wskazywać, że siły tarcia na poboczniczy korzeni nie zostały wzbudzone, albo świadczą o tym, że tarcie na powierzchni korzenia jest mniejsze niż tarcie pomiędzy ziarnami gruntu. Wraz ze wzrostem naprężeń normalnych (powyżej 25 kPa) nastąpił wzrost oporu tarcia na poboczniczy, co wpływa na poprawę współpracy korzeni z gruntem. Fan [2] zauważa, że w przypadku korzeni o niewielkiej długości wartość naprężeń normalnych ma istotny wpływ na wzmocnienie gruntu. Wyniki badań Pollen [18] wskazują, że wilgotność gruntu wpływa na warunki współpracy korzeni z gruntem. Przy niskiej wytrzymałości na ścinanie dominującym mechanizmem współpracy gruntu z korzeniami jest ich wyciąganie i w takiej sytuacji podstawowe znaczenie ma wielkość tarcia na kontakcie obu materiałów. W związku z tym można założyć, że w warunkach naturalnych wpływ korzeni będzie większy, niż wykazały to niniejsze badania.

Obecnie coraz częściej w geoinżynierii pojawiają się rozwiązania z wykorzystaniem włókien naturalnych na potrzeby poprawy właściwości geotechnicznych gruntów. Zastosowanie włókien i innych form zbrojenia naturalnego do wzmocnienia gruntu jest istotne i potencjalnie korzystne z punktu widzenia środowiska naturalnego ze względu na ich odnawialność, stosunkowo niewielkie zapotrzebowanie na energię do ich wytworzenia, a także opłacalność i wysoki potencjał gospodarczy [m.in. 3, 19]. Jak wykazują Gowthaman i in. [4], Hejazi i in. [6], Ghosha i in. [3], systemy korzeniowe oraz naturalne włókna stanowią alternatywę dla klasycznych wzmocnień z użyciem geosyntetyków oraz kotew gruntowych stosowanych w celu polepszenia właściwości geotechnicznych gruntów w inżynierii geotechnicznej.

4. Podsumowanie

Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie pyłu grubego ilastego zbrojonego wkładkami korzeni potwierdziły powstawanie mechanizmu interakcji grunt-korzenie. Dodatek korzeni grabu jako zbrojenia pyłu grubego ilastego spowodował wyraźne zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego i nieznaczne zmniejszenie spójności, przy czym wpływ tego wzmocnienia zależał od ilości dodatku korzeni i warunków badania. Należy wyraźnie zaznaczyć, że zawodnienie pyłu grubego ilastego w trakcie badania wpłynęło na zmniejszenie jego wytrzymałości na ścinanie, a tym

samym spowodowało zmniejszenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności w stosunku do badań bez zawodnienia próbek.

Można więc wskazać, że obecność systemu korzeniowego w profilu gruntowym spowoduje zwiększenie jego wytrzymałości na ścinanie. Dlatego naturalne wzmocnienie gruntu przez kontrolowane nasadzenie drzew lub krzewów jest ważne z punktu widzenia inżynierii geotechnicznej, a głównie poprawy stateczności przypowierzchniowych warstw zboczy lub skarp.

Autorzy wskazują, że na podstawie przeprowadzonych badań, jak również przedstawionego przeglądu literatury celowe wydaje się stosowanie zbrojenia gruntu np. włóknami naturalnymi lub sztucznymi. Można założyć, że dodatek włókien w sposób długotrwały wzmacnia grunt słabonośny i tym samym ich stosowanie powinno być jednym z działań w inżynierii geotechnicznej.

Literatura

- [1] Burtan J.: *Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski w skali 1:50 000 – Arkusz Wieliczka*. PIG, Warszawa 1954.
- [2] Fan C.C.: *A displacement-based model for estimating the shear resistance of root-permeated soils*. Plant Soil, 355, 2012, s. 103–119, doi: 10.1007/s11104-011-1084-4.
- [3] Ghosha S.K., Bhattacharyab R., Mondal, M.M.: *Potential applications of open weave jute geotextile (soil saver) in meeting geotechnical difficulties*. Procedia Engineering, 200, 2017, s. 200–205, doi: 10.1016/j.proeng.2017.07.029.
- [4] Gowthaman S., Nakashima K., Kawasaki S.: *A state-of-the-art review on soil reinforcement technology using natural plant fiber materials: past findings, present trends and future directions*. Materials, 11, 553, 2018, doi: 10.3390/ma11040553.
- [5] Gruchot A., Ligas E.: *Wytrzymałość na ścinanie mieszanek popioło-żużli z piaskiem*. Przegląd Górniczy, 12, 2012, s. 123–127.
- [6] Hejazi S.M., Sheikhzadeh M., Abtahi S.M., Zadhoush A.: *A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers*. Construction and Building Materials, 30, 2012, s. 100–116, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045.
- [7] Jeż J.: *Biogeotechnika*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.
- [8] Jończyk M., Jendrysik K., Kanty P.: *Stabilizacja masowa jako nowoczesna metoda wzmacniania podłoża*. Materiały Budowlane, 2, 2020, s. 14–16.
- [9] Libunelo R., Jinca M.Y., Rahim D.: *Greening with Vetiver Grass to Reduce the Risk of Landslides and Slope Erosion (A Case Study on the Outer Ring Road of Gorontalo Province Indonesia)*. IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN), 9, 2019, 5, s. 19–25.
- [10] Łukasiewicz S.: *Rekultywacja biologiczna składowiska odpadów Poznania w Suchym Lesie*. Badania Fizjograficzne, R. V, seria A, Geografia Fizyczna, 2014, s. 215–231, doi: 10.14746/bfg.2014.5.15.
- [11] Mattia Ch., Bischetti G.B., Gentile F.: *Biotechnical characteristics of root systems of typical Mediterranean species*. Plant and Soil, 278, 2005, s. 23–32.

- [12] Pisarczyk S.: *Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2005.
- [13] PN-EN 1536+A1:2015-08 *Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2015.
- [14] PN-EN ISO 14688-2:2006 *Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2006.
- [15] PN-EN ISO 17892-12:2018-08 *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 12: Oznaczanie granic płynności i plastyczności*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2018.
- [16] PN-EN ISO 17892-4:2017-01 *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 4: Badanie uziarnienia gruntów*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2017.
- [17] PN-EN ISO 17892-10 *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 10: Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2009.
- [18] Pollen N.: *Temporal and spatial variability in root reinforcement of streambanks: Accounting for soil shear strength and moisture*. *Catena*, 69, 2007, s. 197–205, doi: 10.1016/j.catena.2006.05.004.
- [19] Sharma V., Vinayak H.K., Marwaha B.M.: *Enhancing compressive strength of soil using natural fibers*. *Construction and Building Materials*, 93, 2015, s. 943–949, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.065
- [20] Stokes A., Atger C., Bengough A.G., Fourcaud T., Sidle R.C.: *Desirable plant root traits for protecting natural and engineered slopes against landslides*. *Plant and Soil*, 324, 1–2, 2009, s. 1–30, doi: 10.1007/s11104-009-0159-y.
- [21] Vergani C., Schwarz M., Cohen D., Thormann J.J., Bischetti G.B.: *Effects of root tensile force and diameter distribution variability on root reinforcement in the Swiss and Italian Alps*. *Canadian Journal of Forest Research*, 44, 2014, s. 1426–1440, doi: 10.1139/cjfr-2014-0095.
- [22] Vidal H.: *La terre armée*. *Materiaux*, 38, 1969, s. 1101–1156.
- [23] Więckowski A., Hajto D., Proficz P.: *Technika zamrażania gruntów i skał luźnych*. *Przegląd Budowlany*, 89, 3, 2018, s. 16–19.
- [24] Zydróż T., Bienias B., Gruchot A.: *Wpływ systemu korzeniowego topoli czarnej i robinii akacjowej na wytrzymałość na ścinanie gruntów*. *Rocznik Ochrona Środowiska (Annual Set The Environment Protection)*, 18, 2016, s. 772–799.
- [25] Zydróż T., Gruchot A., Czesak K.: *Zastosowanie funkcji Weibulla do oceny wytrzymałości na rozciąganie korzeni wybranych gatunków drzew*. *Acta Scientiarum Polonorum, seria Architectura* 17(4), 2018, s. 61–69, doi: 10.22630/ASPA.2018.17.4.41.

TYMOTEUSZ ZYDRŃ, ANDRZEJ GRUCHOT, ADAM RADKOWSKI

Uniwersytet Rolniczy w Krakowie

MATEUSZ MARCZYK

absolwent Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie

WPŁYW SYSTEMÓW KORZENIOWYCH WYBRANYCH MIESZANEK TRAW NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE GRUNTÓW

1. Wprowadzenie

Jednym z problemów inżynierskich związanych z formowaniem nasypów jest odpowiednie zabezpieczenie powierzchni skarp przed procesami denudacyjnymi, głównie ablacją. Dlatego też w celu przeciwdziałania tego typu procesom wykonawcom budowli ziemnych stawia się wymóg zadarnienia skarp [4]. Wpływa to na związanie powierzchniowej warstwy gruntu przez korzenie, a także na wilgotność gruntu [7, 8]. Dobór gatunków traw do zadarnienia powinien uwzględniać ich preferencje siedliskowe, a przede wszystkim zdolność wzmocnienia podłoża gruntowego.

Celem pracy było określenie wpływu wybranych mieszanek traw trawnikowych na wytrzymałość na ścinanie gruntu.

2. Zakres badań

Zakres prac obejmował badania zadarnionych próbek gruntów pochodzących z poletek doświadczalnych Stacji Doświadczalnej w Prusach Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie (rys. 1). W ramach pracy określono:

- podstawowe właściwości geotechniczne gruntu stanowiącego podłoże poletek doświadczalnych (skład granulometryczny, granice konsystencji),
- wytrzymałość na ścinanie gruntów w warunkach in situ ścinarką obrotową, po osiem oznaczeń na każdym z poletek,



Rys. 1. Widok ogólny miejsca poboru próbek gruntu

- wytrzymałość na ścinanie pobranych próbek klasy A w badaniach laboratoryjnych.

Badania polowe zostały wykonane w początkowym okresie wegetacji (koniec kwietnia), natomiast badania laboratoryjne przeprowadzono na próbkach pobranych w dwóch okresach:

- przed rozpoczęciem okresu wegetacyjnego (połowa marca),
- w początkowym okresie wegetacyjnym (koniec kwietnia).

W ramach badań terenowych określono również wilgotność objętościową gruntu za pomocą sondy TDR w ośmiu losowo wybranych punktach na każdym z poletek.

Laboratoryjne badania wytrzymałości na ścinanie wykonano dla próbek gruntów zawierających korzenie pięciu mieszanek traw: Uni, Sport, Klomb, Park i Ekstrema. Przed poborem próbek zrywano warstwę humusową o miąższości 2–5 cm, a następnie za pomocą pierścienia tnącego wycinano próbki gruntu z warstwą korzeniową, które zabezpieczano przez wyschnięciem. Dla celów porównawczych do badań pobrano również próbki gruntu z terenu pozbawionego roślinności, usytuowanego w pobliżu poletek.

Badania laboratoryjne przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania na próbkach o średnicy 6 cm i wysokości 2 cm. Próbki konsolidowano przez 30 minut przy naprężeniach w zakresie od 13 kPa do 75 kPa, a następnie ścinano z prędkością $0,5 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ do uzyskania

20% odkształcenia poziomego. W trakcie konsolidacji i ścinania próbki były zawodnione do pełnej ich wysokości. Po wykonaniu badań część próbek gruntu z korzeniami traw została poddana przemywaniu celem określenia masy korzeniowej.

3. Charakterystyka badanych mieszanek traw

W pracy analizowano pięć mieszanek traw (tab. 1), które różnią się pod względem zastosowań oraz wymagań siedliskowych.

Tabela 1. Skład mieszanek

| Mieszanka | Skład |
|-----------|---|
| Uni | kostrzewa czerwona 40%, kostrzewa trzcinowa 10%, wiechlina łąkowa 10%, życica trwała 40% |
| Sport | kostrzewa czerwona 10%, kostrzewa trzcinowa 5%, wiechlina łąkowa 20%, życica trwała 65% |
| Klomb | kostrzewa czerwona 80%, kostrzewa szczeciniasta 5%, wiechlina Bluestar 5%, życica Nira 10% |
| Park | kostrzewa czerwona 50%, kostrzewa trzcinowa 10%, wiechlina łąkowa 5%, życica trwała 35% |
| Ekstrema | kostrzewa czerwona 45%, kostrzewa szczeciniasta 5%, kostrzewa trzcinowa 10%, wiechlina łąkowa 5%, życica trwała 35% |

Mieszanka Uni ma szerokie zastosowanie na różnych glebach, jest odporna zarówno na susze, jak i na działanie niskich temperatur oraz udeptywanie. Stosowana jest powszechnie do zadarnień terenów zielonych, rekreacyjnych. Mieszanka Sport z kolei jest wykorzystywana jako zadarnienie terenów użytkowanych sportowo i rekreacyjnie. Podobnie jak mieszanka Uni jest odporna na udeptywanie i charakteryzuje się dużą zdolnością regeneracji. Z kolei mieszanka Klomb odznacza się wysokimi walorami estetycznymi i z tego względu jest stosowana jako pokrycie terenów reprezentacyjnych. Wyróżnia się bardzo powolnym odrostem oraz dużą odpornością na mrozy i suszę. Mieszanka traw Park nie wymaga intensywnej pielęgnacji, jest odporna na susze i mrozy, rekomenduje się ją na tereny zacienione. Z kolei mieszanka Ekstrema charakteryzuje się rozwiniętym systemem korzeniowym, niskimi wymaganiami siedliskowymi i dlatego jest stosowana do rekultywacji terenów zdegradowanych w zabiegach przeciwerozrywających.

4. Wyniki badań i ich analiza

4.1. Charakterystyka geotechniczna gruntu

Wyniki badań wykazały, że według nomenklatury geotechnicznej [10] podłoże poletek stanowił pył gruby ilasty (clCSi) charakteryzujący się średnią spoistością (tab. 2). Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie gruntu pobranego z okolic poletek doświadczalnych wykazały, że grunt ten charakteryzuje się wartością kąta tarcia wewnętrznego $39,5^\circ$ oraz spójnością wynoszącą 13,5 kPa.

Tabela 2. Podstawowe właściwości geotechniczne pyłu grubego ilastego

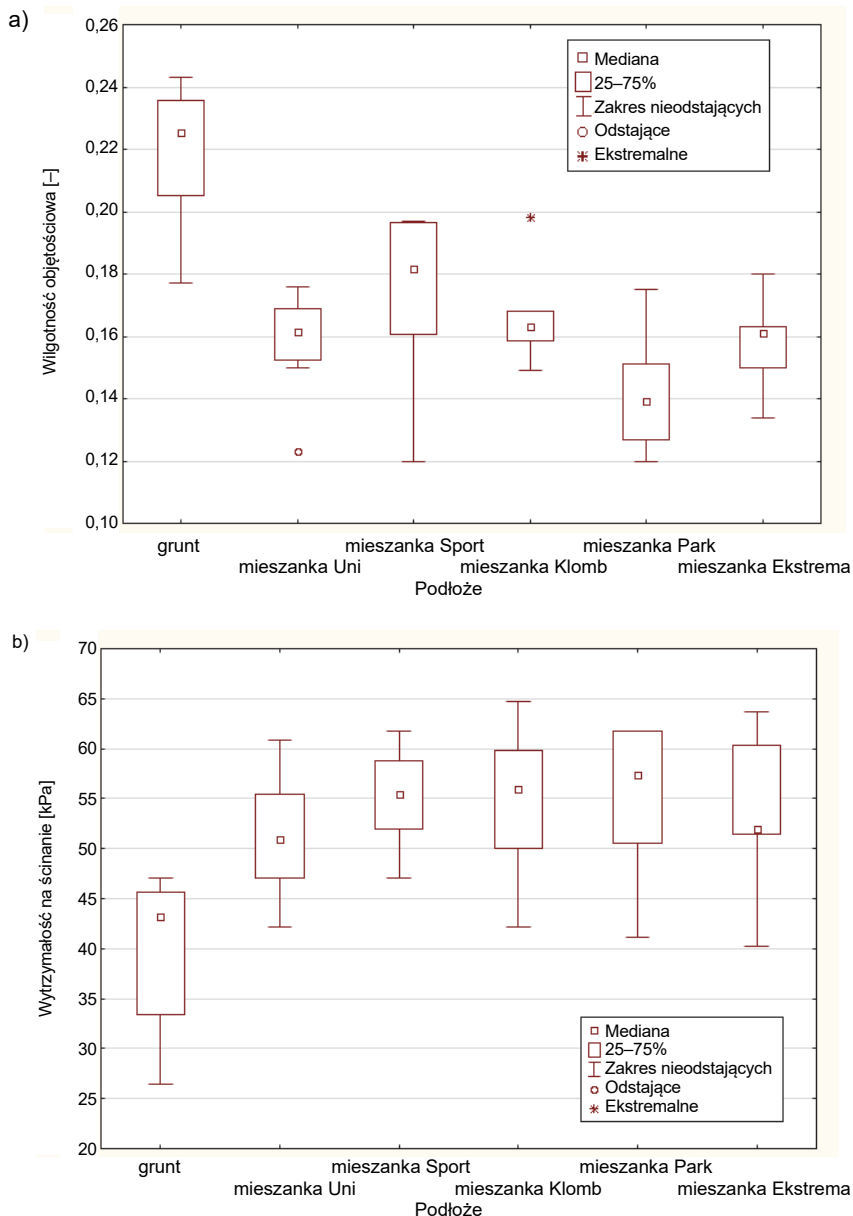
| Parametry | Jednostka | Wartość parametru |
|--|---------------------------------|-------------------|
| Zawartość frakcji | | |
| piaskowa (2–0,063 mm) | % | 2,1 |
| pyłowa (0,063–0,002 mm) | % | 85,2 |
| iłowa (<0,002 mm) | % | 12,6 |
| Gęstość objętościowa | $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ | 1,73 |
| Wilgotność naturalna | % | 19,5 |
| Granica płynności w_L (zgodnie z metodą Cassagrande'a) | % | 31,2 |
| Granica plastyczności w_P | % | 18,9 |
| Wskaźnik plastyczności I_p | % | 12,2 |

4.2. Wytrzymałość na ścinanie in situ

Wyniki badań polowych wykazały, że wilgotność objętościowa podłoża na poletkach obsadzonych analizowanymi mieszankami traw różni się wyraźnie (rys. 2a). Stwierdzono, że grunt bez pokrywy roślinnej charakteryzuje się zauważalnie większą wilgotnością niż grunt na poletkach obsianych mieszankami traw.

Badania wytrzymałości na ścinanie gruntu ścinarką obrotową (rys. 2b) wykazały, że – odwrotnie niż w przypadku pomiarów wilgotności objętościowej – jej wartości dla gruntu bez pokrywy roślinności są znacząco mniejsze niż na poletkach z mieszankami traw. W przypadku mieszanek najmniejsze wartości oporu na ścinanie uzyskano dla mieszanki Uni, a bardzo zbliżonymi wartościami tego parametru charakteryzowały się mieszanki Sport, Klomb i Park. Otrzymane wyniki wskazują, że systemy korzeniowe analizowanych gatunków traw powodują zwiększenie wy-

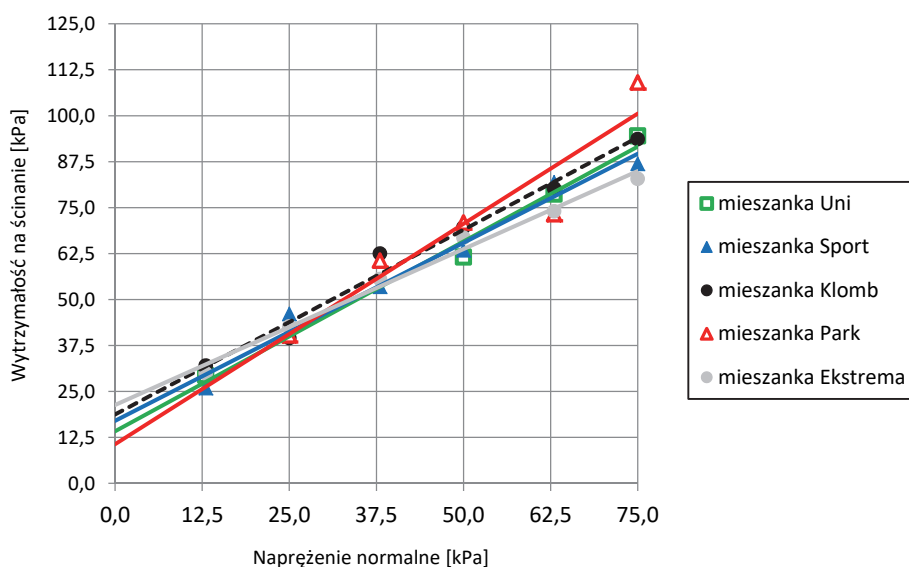
trzymałości na ścinanie podłoża gruntowego maksymalnie o 15 kPa, przy czym należy zwrócić uwagę, że wpływ na wyniki badań miała również wilgotność podłoża.



Rys. 2. Wyniki pomiarów wilgotności objętościowej (a) oraz wytrzymałości na ścinanie (b)

4.3. Laboratoryjne badania wytrzymałości na ścinanie

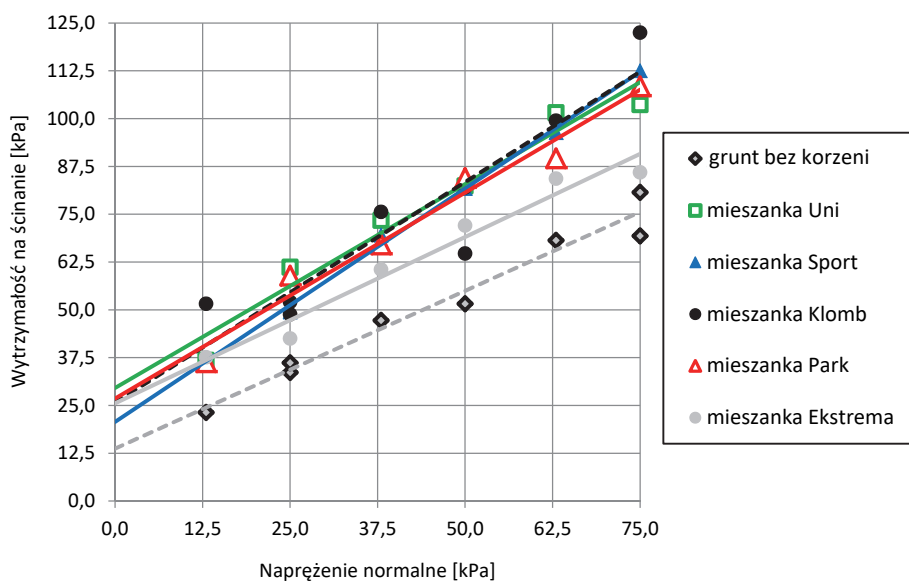
Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie przedstawiono na rysunkach 3 i 4. Wyniki badań próbek pobranych na początku marca (rys. 3), przed rozpoczęciem okresu wegetacji, wskazują, że wytrzymałość na ścinanie gruntu z systemem korzeniowym analizowanych mieszanek traw była bardzo podobna, przy czym nieco większy wpływ na wzmocnienie gruntu ma mieszanka Park, a najmniejszy mieszanka Ekstrema. Analiza kowariancji (ANCOVA $F(4,21) = 1,31$ $p = 0,298$) nie wykazała istotnych pod względem statystycznym różnic pomiędzy analizowanymi gatunkami mieszanek traw.



Rys. 3. Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu z systemem korzeniowym mieszanek traw pobranych przed rozpoczęciem okresu wegetacyjnego (początek marca)

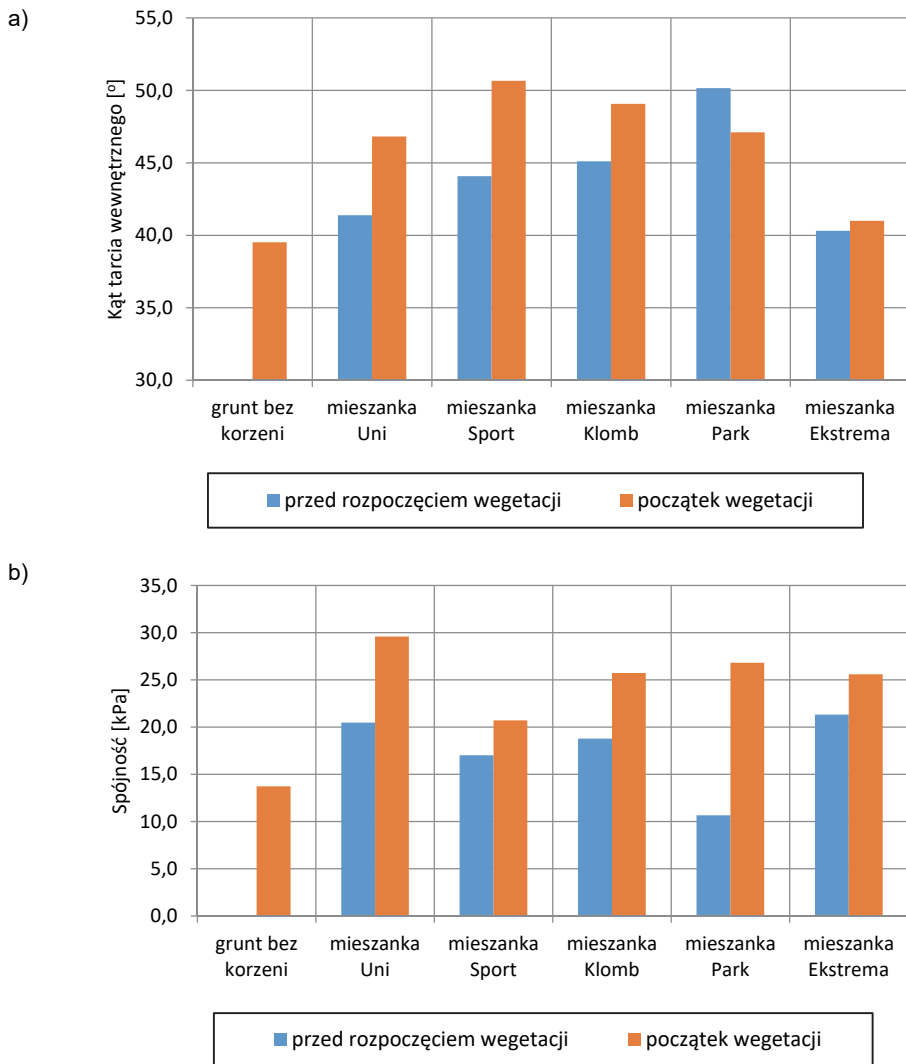
Wyniki badań próbek gruntu pobranych w kwietniu (rys. 4), a więc na początku okresu wegetacyjnego, pozwalają stwierdzić, że wytrzymałość na ścinanie gruntu z korzeniami traw była znacząco większa niż gruntu bez korzeni. Na tę zależność mogła mieć wpływ porowatość gruntu, która w przypadku gruntu bez korzeni wynosiła średnio 0,46, a dla mieszanek mieściła się w zakresie 0,41–0,43. Wyniki prac Rahardjo i in. [11] również wskazują, że grunt zawierający korzenie może się cha-

rakteryzować mniejszą porowatością niż grunt bez systemu korzeniowego. Analizując otrzymane wyniki, można również stwierdzić, że dla gruntu z mieszanką traw Ekstrema są one znacząco niższe niż otrzymane dla pozostałych mieszanek. Wyniki analizy statystycznej (test kowariancji ANCOVA, $F(5,33) = 19,189$, $p = 0,00$) wykazały, że wartości wytrzymałości na ścinanie gruntu z mieszankami traw są statystycznie istotnie większe niż wytrzymałość samego gruntu. Z kolei wytrzymałość gruntu z mieszanką traw Ekstrema na poziomie istotności $\alpha = 0,05$ była mniejsza w stosunku do pozostałych mieszanek ($F(4,26) = 3,858$, $p = 0,013$).



Rys. 4. Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu z systemem korzeniowym mieszanek traw pobranych w początkowym okresie wegetacji (koniec kwietnia)

Wytrzymałość na ścinanie gruntu zawierającego korzenie analizowanych mieszanek traw uzyskana dla próbek pobranych w kwietniu była zauważalnie większa niż dla próbek pobranych na początku marca (por. rys. 3, 4). Wyniki połowych badań wytrzymałości na ścinanie przeprowadzonych na terenie Włoch dla różnych gatunków traw przedstawione w pracy Comino i Druetty [2] wskazują, że w okresie wegetacji (czerwiec) wpływ systemów korzeniowych traw na zwiększenie wytrzymałości na ścinanie gruntu jest większy niż na początku tego okresu (kwiecień).



Rys. 5. Wartości kąta tarcia wewnętrznego (a) i spójności (b) gruntu bez systemów korzeniowych mieszanek traw i z systemem korzeniowym

Na rysunku 5 przedstawiono wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie badanych próbek gruntu. Ogólnie można stwierdzić, że zarówno wartości kąta tarcia wewnętrznego, jak i spójności próbek zawierających systemy korzeniowe mieszanek traw były większe niż próbek gruntu bez korzeni. Jedynie wartości kąta tarcia wewnętrznego uzyskane dla gruntu z mieszanką traw Ekstrema różniły się nieznacznie (o 3% względ-

ne) od wartości tego parametru dla próbek gruntu z korzeniami. Nastąpiło zwiększenie wartości kąta tarcia wewnętrznego próbek zawierających korzenie pozostałych mieszanek od 19% do 28% względnych w stosunku do gruntu bez korzeni. Z kolei wartości spójności próbek gruntu z korzeniami były od 50% do 115% względnych większe niż spójności próbek gruntu niezawierających korzeni.

4.4. Analiza wyników badań

Analiza wyników prezentowanych badań wskazuje, że wzrost wytrzymałości gruntu na ścinanie na skutek występowania systemu korzeniowego analizowanych mieszanek traw wyniósł maksymalnie 35 kPa przy naprężeniu 75 kPa, natomiast przy mniejszych naprężeniach przeciętnie ok. 20 kPa.

Podobne wartości wzmocnienia gruntu korzeniami traw podane są w pracy Zhonga i in. [12], którzy wartości tego parametru oszacowali na podstawie powierzchni względnej korzeni zajmowanej w profilu oraz ich wytrzymałości na rozciąganie. Z kolei wyniki badań w aparacie bezpośredniego ścinania uzyskane dla różnych gatunków traw stosowanych do umocnień skarp w północnej części Włoch [1] wykazały, że maksymalny wpływ korzeni na wzmocnienie wynosi ok. 15 kPa, ale przeważnie nie przekracza 5 kPa. Z badań Eab i in. [5] gruntu wzmocnionego korzeniami wetiwerii (*Vetiveria nemoralis* A. Camus) wynika, że przyrost wytrzymałości na ścinanie w zakresie naprężeń normalnych do 25 kPa wynosi ok. 10 kPa, a przy naprężeniach 100 kPa już ok. 20 kPa. Wyniki badań podane w cytowanej pracy wskazują, że obecność korzeni w gruncie powoduje zmianę zarówno jego wartości kąta tarcia wewnętrznego, jak i spójności. W cytowanych badaniach autorzy określili zwiększenie wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności maksymalnie odpowiednio o 6° i 6 kPa. Wyniki Gonzalez-Ollauri i Mickovskiego [6] wskazują, że wzmocnienie gruntu korzeniami lucerny siewnej (*Medicago sativa* L.) powoduje przyrost wytrzymałości na ścinanie gruntu maksymalnie o 35 kPa. Gonzalez-Ollauri i Mickovski [6] otrzymali również wyniki wskazujące, że przy niepełnym nasyceniu gruntu uzyskane wartości wytrzymałości na ścinanie dla próbek z korzeniami były mniejsze niż dla samego gruntu.

Wyniki badań Maffry i in. [9] dotyczących systemów korzeniowych roślin zielnych z obszaru Brazylii oraz sadzonek wyhodowanych w warunkach laboratoryjnych wykazały wzrost wytrzymałości na ścinanie

gruntu z korzeniami o ok. 15–50 kPa w stosunku do wyników badań uzyskanych dla gruntu pozbawionego korzeni. Obecność masy korzeniowej miała wpływ zarówno na wartości kąta tarcia wewnętrznego, jak i na spójność gruntu. Z kolei badania połowe wytrzymałości na ścinanie gruntów pokrytych roślinnością trawiastą przeprowadzone w rejonie włoskich Alp [2, 3] wskazują również, że wzrost wytrzymałości gruntu na ścinanie związany z obecnością w nich korzeni traw zasadniczo nie przekraczał 15 kPa.

5. Podsumowanie

Polowe badania ścinarką obrotową oraz pomiary wilgotności na polkach pokrytych pięcioma mieszankami traw potwierdziły, że systemy korzeniowe roślinności trawiastej powodują wzrost wytrzymałości gruntu na ścinanie oraz wpływają na wilgotność podłoża gruntowego. Badania laboratoryjne wykazały istotny wpływ procesu wegetacji na wyniki oznaczeń wytrzymałości na ścinanie gruntu. Wytrzymałość na ścinanie zadarnionych próbek gruntu pobranych w początkowym okresie wegetacji była wyraźnie większa niż próbek pobranych przed rozpoczęciem tego okresu.

Spośród analizowanych mieszanek traw systemy korzeniowe mieszanek Uni, Klomb Sport i Park wykazały podobny wpływ na wzmocnienie gruntu, a zdecydowanie mniejsze wzmocnienie gruntu uzyskano w przypadku mieszanki Ekstrema. Stwierdzono również, że wzmocnienie gruntu za pomocą korzeni wpływa zarówno na zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego, jak i spójności.

Literatura

- [1] Cazuffi D., Corneo A., Crippa E.: *Slope stabilisation by perennial 'gramineae' in Southern Italy: Plant growth and temporal performance*, (w:) Stokes A., Spanos I., Norris J.E., Cammeraat E. (eds.): *Eco- and Ground Bio-Engineering: The Use of Vegetation to Improve Slope Stability*, Springer, 2007, s. 111–124.
- [2] Comino E., Druetta A.: *In situ Shear Tests of Soil Samples with Grass Roots in Alpine Environment*. American Journal of Environmental Sciences 5(4), 2009, s. 474–485.
- [3] Comino E., Marengo P., Rolli V.: *Root reinforcement effect of different grass species: A comparison between experimental and models results*. Soil & Tillage Research, 110, 2010, s. 60–68, doi: 10.1016/j.still.2010.06.006.
- [4] Dz.U. z 2019 r., poz. 1643. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

-
- [5] Eab K.H., Likitlersuang S., Takahashi A.: *Laboratory and modelling investigation of root-reinforced system for slope stabilisation*. *Soils and Foundations*, 55(5), 2015, s. 1270–1281.
- [6] Gonzalez-Ollauri A., Mickovski S.B.: *Plant-soil reinforcement response under different soil hydrological regimes*. *Geoderma*, 285, 2017, s. 141–150, <http://dx.doi.org/10.1016/j.geoderma.2016.10.002>.
- [7] Jeż J.: *Biogeotechnika*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.
- [8] Koda E., Osiński P., Głazewski M.: *Agrogeotechniczne umacnianie skarp budowli ziemnych*. *Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 4(50), 2010, s. 36–47.
- [9] Maffra C., Sousa R., Sutili F., Pinheiro R.: *The Effect of Roots on the Shear Strength of Texturally Distinct Soils*. *Floresta e Ambiente*, 26(3), 2019, e20171018, <https://doi.org/10.1590/2179-8087.101817>.
- [10] PN-EN ISO 14688-2 *Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikacja gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2006.
- [11] Rahardjo H., Satyanaga A., Leong E.C., Santosod V.A., Ng Y.S.: *Performance of an instrumented slope covered with shrubs and deep-rooted grass*. *Soils and Foundations*, 54(3), 2014, s. 417–425.
- [12] Zhong R., He X., Bao Y., Tang Q., Gao J.-Z., Yan D.-D., Wang M.F., Li Y.: *Estimation of soil reinforcement by the roots of four post-dam prevailing grass species in the riparian zone of Three Gorges Reservoir, China*. *Journal of Mountain Science*, 13, 2016, s. 508–521, <https://doi.org/10.1007/s11629-014-3397-2>.

MARCIN BILSKI, KATARZYNA MACHOWIAK

Politechnika Poznańska

ARTUR WILMAŃSKI

Laboratorium Drogowe GDDKiA O. Poznań

WPŁYW WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNYCH KRUSZYW MINERALNYCH NA ADHEZJĘ LEPISZCZA ASFALTOWEGO DO ICH POWIERZCHNI

1. Wstęp

Jednym z czynników determinujących trwałość mieszanki mineralno-asfaltowej, a co za tym idzie, asfaltowej nawierzchni drogowej, jest adhezja lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw mineralnych. Dobre powinowactwo pomiędzy lepiszczem asfaltowym i kruszywem gwarantuje zachowanie pełnej funkcjonalności mieszanki mineralno-asfaltowej. Na jakość powinowactwa (adhezję) pomiędzy lepiszczem asfaltowym a kruszywem ma wpływ wiele czynników, m.in. stopień zawilgocenia i zapylenia kruszywa, mikro- oraz makrostruktura i tekstura ziaren kruszywa, stopień kwasowości kruszywa, uziarnienie mieszanki mineralnej, właściwości fizykochemiczne lepiszcza asfaltowego. W przypadku budownictwa drogowego najczęściej przyjmuje się, że głównym czynnikiem decydującym o adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszywa jest zawartość krzemionki SiO_2 . W zależności od procentowego udziału krzemionki kruszywa skał magmowych dzieli się na cztery podstawowe grupy: kwaśne, obojętne, zasadowe i ultrazasadowe.

Jak wynika z literatury przedmiotu [1, 2], lepiszcze asfaltowe ma słabe powinowactwo w przypadku skał kwaśnych o zawartości krzemionki powyżej 65% i zastosowanie mieszanki mineralno-asfaltowej z ich udziałem wymaga dodania preparatów poprawiających adhezję. Kruszywa zasadowe o zawartości krzemionki poniżej 55% charakteryzują się natomiast znacznie większym powinowactwem do lepiszcza asfaltowego, dzięki czemu można ograniczyć stosowanie dodatków poprawiających

adhezję lub całkowicie z nich zrezygnować. Kruszywa ze skał magmowych obojętnych wykazują na ogół właściwości pośrednie, nie ma natomiast badań dotyczących skał magmowych ultrasasadowych, gdyż takie kruszywa nie są powszechnie dostępne.

Obok kruszyw skał magmowych wykorzystuje się także kruszywa skał osadowych i metamorficznych. We wszystkich rodzajach kruszyw ich struktury, tekstury, a w przypadku (głównie) skał osadowych – ich porowatość, mają również duży wpływ na jakość powinowactwa lepiszcza asfaltowego do powierzchni ziaren. Kruszywa o ziarnach szorstkich i bardziej porowate utrzymują mechanicznie cząsteczki lepiszcza asfaltowego poprzez jego zakleszczanie w nierównościach oraz porach. Dodatkowo w czasie procesu produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej gorące kruszywo utrzymuje uwięzione powietrze w szczelinach, a w momencie ochładzania się kruszywa wytwarza się podciśnienie, które zasysa lepiszcze asfaltowe z powierzchni kruszywa, tworząc silniejsze wiązania.

Właściwości samego lepiszcza asfaltowego mają również znaczący wpływ na jego adhezję do powierzchni kruszywa. W tym przypadku największe znaczenie ma pochodzenie materiału wyjściowego do produkcji lepiszcza asfaltowego, czyli ropy naftowej, a także metoda jej przerobu i procesu produkcji samego lepiszcza. W przypadku asfaltowej nawierzchni drogowej, szczególnie warstwy ścierniczej (górnej warstwy jezdni), wody opadowe stanowią również czynnik osłabiający adhezję lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszywa. W trakcie obmywania przez wodę powierzchni mieszanki mineralno-asfaltowej następuje rozrywanie wiązań adhezyjnych pomiędzy lepiszczem asfaltowym a powierzchnią kruszywa ze względu na fakt, że woda zazwyczaj wykazuje większe powinowactwo do powierzchni kruszywa niż lepiszcze asfaltowe [1–4].

2. Cel pracy

Celem badań jest ocena wpływu właściwości fizykochemicznych kruszyw, takich jak zawartość krzemionki (SiO_2), jak również (makro- i mikro-) struktura i tekstura wybranych rodzajów kruszyw mineralnych na adhezję lepiszcza asfaltowego do ich powierzchni.

3. Charakterystyka badanych materiałów i metodyka badań

3.1. Lepiszczce asfaltowe

W przeprowadzonych badaniach jako lepiszcze wykorzystano asfalt drogowy gatunku 20/30. Jest to lepiszcze asfaltowe charakteryzujące się najmniejszą wartością penetracji spośród normowych niemodyfikowanych asfaltów drogowych. Celowo wykorzystano lepiszcze asfaltowe o dużej twardości, aby zminimalizować efekt zbrylania się obtoczonych lepiszczem ziaren kruszywa w trakcie badania powinowactwa. Dodatkowo zastosowanie twardego asfaltu drogowego miało na celu zminimalizowanie przywierania próbek po badaniu do powierzchni podkładek, na których dokonuje się oceny wizualnej stopnia pokrycia powierzchni kruszywa lepiszczem asfaltowym oraz późniejszych obserwacji pod mikroskopem.

3.2. Kruszywa mineralne

Do badań wybrano jedenaście różnych odmian kruszyw mineralnych o uziarnieniu 8/11 mm różniących się strukturą i teksturą, stopniem zwietrzenia i porowatością, a w przypadku skał krystalicznych – przede wszystkim zawartością SiO_2 . W grupie analizowanych próbek znalazły się następujące rodzaje kruszyw:

- bazalt (nazywany w niniejszej pracy świeżym),
- bazalt zwietrzały (pokryty warstewką utlenionych związków żelaza),
- dolomit,
- gabro,
- gnejs,
- granit alkaliczno-skaleniovowy,
- granit,
- granodioryt,
- „porfir” bezkwarcowy („melafir”),
- „sjenit” (granodioryt/dioryt kwarcowy),
- wapień.

Kruszywa, które mają podobną zawartość SiO_2 , reprezentowane są przez gabro – skałę głębinową oraz jej wulkaniczny odpowiednik w postaci bazaltu. Do badań wytypowano dwa rodzaje (czarnego kenozoicznego) bazaltu: bazalt świeży, bez wyraźnych oznak zwietrzenia, oraz bazalt nieco zwietrzały, pokryty rdzawą warstewką utlenionych związków żelaza.

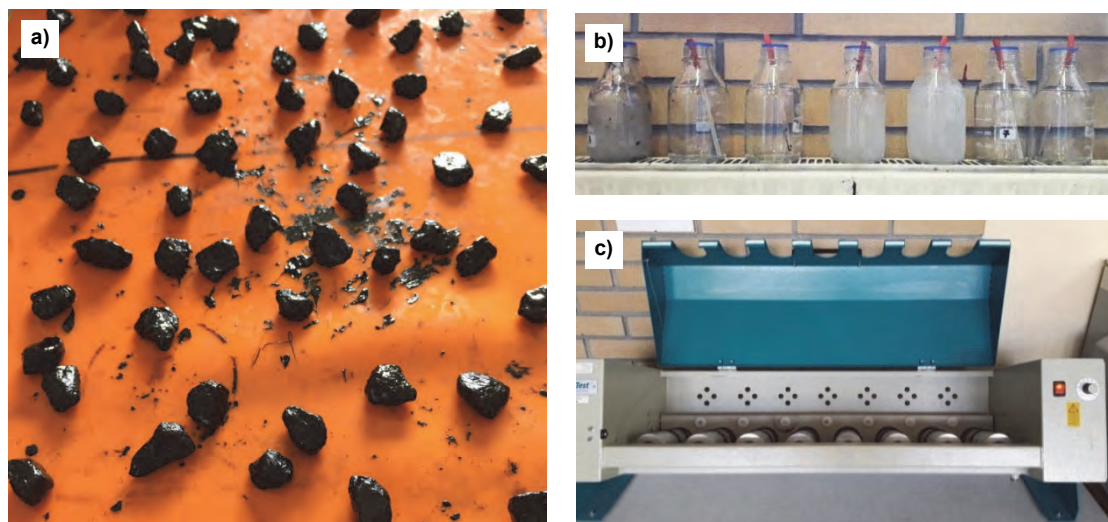
Kruszywa głębinowe kwaśne reprezentowane są przez kilka granitoidów o różnych proporcjach zawartości skalenii alkalicznych względem plagioklazów. Wśród nich można wyróżnić: alkaliczno-skaleniowy granit, granit i granodioryt. Kruszywa głębinowe reprezentują również „sjenity”. Nie jest to jednak właściwa nazwa petrograficzna tychże skał, a jedynie nazwa zwyczajowa, którą w niniejszej publikacji będziemy opatrywać cudzysłowem. W istocie jest to nierozdzielona mieszanka granodiorytu (skały kwaśnej o zawartości $\text{SiO}_2 > 65\%$) i diorytu kwarcowego (skały obojętnej, zawierającej pomiędzy 53% a 65% SiO_2).

Skały wulkaniczne reprezentowane są również przez „porfir” bezkwarcowy, który nazywany jest też zwyczajowo „melafirem”. Kruszywo to stanowi odmianę wulkanicznych skał zasadowych (starych bazaltoidów paleozoicznych) o nieco wyższej zawartości SiO_2 aniżeli w przypadku dwóch wcześniejszych kenozoicznych bazaltów, mieszczące się w przedziale od 44% do 53%, jednakże bliżej jego górnej granicy.

Skały metamorficzne reprezentowane są przez gnejsy. Jest to kruszywo przeobrażone ze skał wyjściowych zasobnych w SiO_2 i zawierające podobną jego ilość co kwaśne granitoidy. Dodatkowo do badań zostały włączone dwie skały osadowe węglanowe – wapień i dolomity. Są to skały różniące się nieco składem chemicznym, ale o podobnej twardości i porównywalnej porowatości.

3.3. Badanie adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw mineralnych

Badanie adhezji wykonano zgodnie z normą PN-EN 12697-11:2012 *Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badania mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco*. Część 11: *Oznaczanie powinowactwa pomiędzy kruszywem i asfaltem*, wykorzystując tzw. metodę obracanej butelki (*rolling bottle method*). W pierwszej kolejności przygotowano próbki badawcze. Kruszywo i lepiszcze asfaltowe wygrzewano w temperaturze 150°C, po czym następowało mieszanie (otaczanie) asfaltu drogowego 20/30 w ilości ok. 17 g (w zależności od gęstości kruszywa) z poszczególnymi kruszywami o masie 510 ± 2 g. Tak przygotowane próbki rozłożono na silikonowej podkładce (osobno każde ziarno kruszywa w pełni otoczone asfaltem 20/30) i pozostawiono na 24 godziny do wystygnięcia (rys. 1a). Ze względu na fakt, że woda jest jednym z czynników determinujących wielkość adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw, badanie laboratoryjne powinowactwa wykonuje się w środowisku wodnym.



Rys. 1. Próbkę kruszywa otoczone lepiszczem asfaltowym (a), butelki do badania adhezji (b), wirówka (c)

Pojedynczą próbkę kruszywa otoczonego lepiszczem asfaltowym o masie 150 ± 2 g umieszczono w szklanej butelce z wodą destylowaną (rys. 1b) o temperaturze $5 \pm 1^\circ\text{C}$. Następnie butelkę ułożono w pozycji poziomej w wirówce (rys. 1c) i poddano obracaniu. Badanie wykonywano przez 24 godziny w celu uzyskania większych różnic w wartościach adhezji pomiędzy poszczególnymi kruszywami. W wyniku oddziaływania wody oraz wzajemnego ocierania się ziaren kruszywa w trakcie obracania następowało ścieranie i odmywanie lepiszcza asfaltowego z powierzchni kruszywa. Po zakończeniu procesu obracania próbki wyjęto z butelek, wyłożono na silikonową podkładkę i dokonano oceny stopnia pokrycia powierzchni kruszywa lepiszczem asfaltowym.

3.4. Badanie struktury pod lupą binokularną i mikroskopem stereoskopowym

W celu określenia wpływu struktury kruszywa mineralnego na wielkość adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszywa, jak również określenia składu mineralnego oraz stopnia zwiętrzenia kruszyw przeprowadzono obserwacje kruszyw pod lupą binokularną i mikroskopem stereoskopowym z obrazowaniem cyfrowym. Opisy struktur i tekstur kruszywa skał krystalicznych i wulkanicznych zawiera tabela 1. Kruszywa węglanowe (opis niezawarty w tabeli) są drobnoziarniste – w przy-

Tabela 1. Opisy petrograficzne skał krystalicznych i wulkanicznych będących przedmiotem badań

| Rodzaj kruszywa | Struktura | Tekstura | Skład mineralny | Uwagi |
|--|--|---------------------------|--|---|
| Bazalt (świeży) | struktura afanitowa (skrytokrystaliczna) | zbita i masywna | nie można rozpoznać makroskopowo (skład podstawowy analogiczny do składu gabra) | zawartość SiO ₂ w przedziale 44–53%, wulkaniczna skała zasadowa (odpowiednik gabra) |
| Bazalt zwietrzały | struktura afanitowa (skrytokrystaliczna) | zbita i masywna | nie można rozpoznać makroskopowo (skład podstawowy analogiczny do składu gabra) | zawartość SiO ₂ w przedziale 44–53%, wulkaniczna skała zasadowa (odpowiednik gabra), na powierzchni kruszywa warstewka utlenionych związków żelaza |
| Gabro | fanerokrystaliczna, nierównoziarnista, ofitowa | zbita, masywna, bezładna | plagioklasy i pirokseny | zawartość SiO ₂ w przedziale 44–53%, głębinowa skała zasadowa |
| Gnejs | nematoblastyczna | gnejsowa (lineacja) | blasty kwarcu, amfiboli, plagioklazów, rzadziej skaleni alkalicznych, liczne lyszczyki – biotyt i muskowit | zawartość SiO ₂ zwykle >65%, przeobrażona skała pierwotnie kwaśna |
| Granit alkaliczno-skaleniowy | fanerokrystaliczna, nierównoziarnista, porfirowata | zbita i masywna, bezładna | kwarc, skalenie alkaliczne w przewadze nad plagioklazami, małe ilości biotyty | skała kwaśna, zawartość SiO ₂ > 65%, porfirokryształy różowego skalenia alkalicznego |
| Granit | fanerokrystaliczna, równoziarnista, średnioziarnista | zbita i masywna, bezładna | kwarc, skalenie alkaliczne w porównywalnych ilościach z plagioklazami, czarne blaszki biotyty | skała kwaśna, zawartość SiO ₂ > 65% |
| Granodioryt | fanerokrystaliczna, równoziarnista, średnioziarnista | zbita i masywna, bezładna | kwarc, plagioklasy w przewadze nad mlecznobiałym ortoklazem, blaszki biotyty | skała kwaśna, zawartość SiO ₂ > 65% |
| „Porfir” bezkwarcowy („melafir”) | porfirowa | zbita i masywna, bezładna | fenokryształy zwietrzałych skaleni, głównie plagioklazów i minerałów ciemnych zatopione w szarym, afanitowym cieście skalnym | zawartość SiO ₂ w przedziale 44–53%, wulkaniczna skała zasadowa (bazalt paleozoiczny) |
| „Sjenit” (granodioryt/dioryt kwarcowy) | fanerokrystaliczna, równoziarnista, średnioziarnista | zbita i masywna, bezładna | kwarc (20–60% objętości skały), plagioklasy, ortoklaz, biotyt; kwarc (<20% objętości skały), plagioklasy, amfibole, biotyt | dwa rodzaje kruszywa zmieszane z sobą w przypadkowych proporcjach – granodioryt (skała kwaśna >65% SiO ₂) i dioryt kwarcowy (skała obojętna 53–65% SiO ₂) |

padku wapieni i dolomitów niemal monomineralne. W wapieniach nie widać wyraźnego występowania znaczącej liczby skamieniałości czy rekrytalizacji krzemionki, są to raczej dość jednorodne wapienie mikrytowe. Z analizowanych kruszyw nie wykonano płytek cienkich do oglądu skał pod mikroskopem polaryzacyjnym, gdyż na obecnym etapie badań nie było potrzeby aż tak szczegółowych obserwacji.

Do kruszyw o strukturze fanerokrystalicznej, w której makroskopowo widoczne są wszystkie kryształy, zaliczają się skały plutoniczne: gabbro, granitoidy (alkaliczno-skalenkowy granit, granit, granodioryt oraz „sjenit”). Skały te cechują też tekstury bezładne. Jedyną skałą z grupy metamorficznych reprezentuje kruszywo gnejsowe. Analizowane gnejsy mają strukturę nematoblastyczną (dominują minerały o pokroju słupkowym), a teksturę liniową (gnejsową), którą cechuje wyraźnie równoległe ułożenie blastów. Wszystkie skały krystaliczne charakteryzuje nierówność i chropowatość powierzchni, gdyż różnice w pokroju, wielkości i wykształceniu poszczególnych minerałów powodują zróżnicowanie w wystających powierzchniach poszczególnych minerałów w skale.

Kruszywo wulkaniczne bazaltowe charakteryzuje natomiast struktura afanitowa (makroskopowo nie da się wyróżnić poszczególnych kryształów ze względu na ich niewielkie rozmiary). Powierzchnie tych kruszyw są gładkie i bardziej homogeniczne aniżeli kruszyw skał plutonicznych. Wulkaniczny „porfir” bezkwarcowy ma strukturę porfirową. Widoczne są makroskopowo fenokryształy zatopione w afanitowym „cieście” skalnym. Struktura ta jest pośrednia pod względem gładkości powierzchni pomiędzy afanitową strukturą bazaltów a fanerokrystaliczną skał plutonicznych.

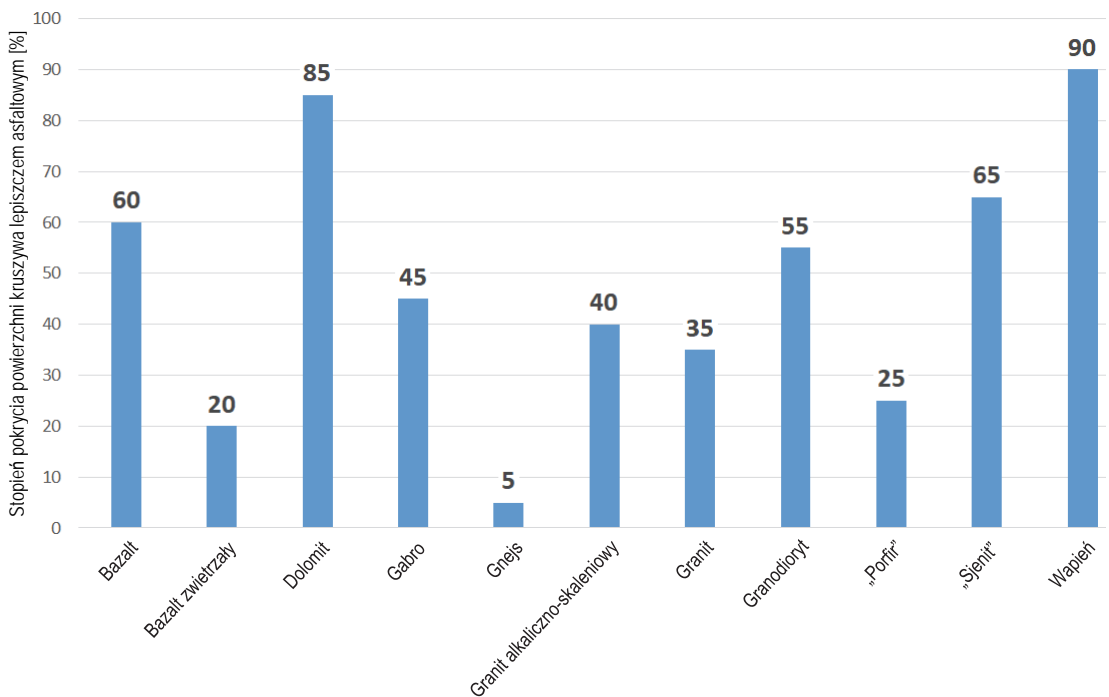
Dolomity i margle są skałami z natury bardziej miękkimi i na ogół o większej porowatości niż skały magmowe czy metamorficzne. Analizowane skały dolomitowe i wapienne to kruszywa bardzo drobnoziarniste, równoziarniste. Zbliżone rozmiary ziaren mineralnych kalcytu i dolomitu dają gładkość powierzchni (podobną do obserwowanej w bazaltach).

4. Wyniki badań i ich analiza

4.1. Wyniki badań „metodą obracanej butelki”

Ocena adhezji (powinowactwa) lepiszcza asfaltowego (asfaltu drogowego 20/30) do powierzchni wybranych jedenastu kruszyw mineralnych została wykonana w sposób wizualny zgodnie z normą PN-EN

12697-11:2012. Oceny wizualnej stopnia pokrycia powierzchni kruszywa lepiszczem asfaltowym dokonuje się z dokładnością do 5%. Metoda wizualna jest stosunkowo niedokładna, ponieważ wyniki zależą przede wszystkim od subiektywnej oceny osoby dokonującej pomiaru, dlatego wskazane jest doświadczenie przy prowadzeniu tego typu badań. Istnieją metody (np. przedstawione w pracach [4, 5]), które pozwalają w dokładniejszy sposób dokonać takiej oceny, jednakże wymagają one więcej czasu. Autorzy pracy uznali, że uzyskana dokładność w przypadku oceny wizualnej jest wystarczająca na potrzeby prowadzonych badań.



Rys. 2. Stopień pokrycia asfaltem 20/30 powierzchni wybranych kruszyw mineralnych

Na rysunku 2 przedstawiono w postaci graficznej średnie procentowe wartości stopnia pokrycia lepiszczem asfaltowym powierzchni kruszyw (adhezji) w przypadku zastosowania asfaltu drogowego 20/30 oraz jedenastu kruszyw mineralnych. Ocenie poddawano trzy próbki każdego z wybranych kruszyw, a za wartość ostateczną adhezji przyjęto wartość średnią z trzech ocen z dokładnością do 5%.

4.2. Ocena adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni ziaren kruszyw ze względu na zawartość krzemionki

Analizując dane przedstawione na rysunku 2 ze względu na zawartość krzemionki SiO_2 w składzie badanych kruszyw, można zauważyć, że największym stopniem pokrycia powierzchni kruszywa lepiszczem asfaltowym (adhezją) charakteryzują się skały osadowe węglanowe – dolomit oraz wapień. Są to skały o niewielkiej zawartości krzemionki SiO_2 lub charakteryzujące się jej całkowitym brakiem. Zadowolające powinowactwo (zakres od 55% do 65%) do lepiszcza asfaltowego wykazują bazalt (zasadowa skała magmowa wulkaniczna), granodioryt (kwaśna skała magmowa plutoniczna) oraz „sjenit” (mieszanka dwóch skał plutonicznych kwaśnych i obojętnych). Są to skały o zawartości SiO_2 od 44% do ponad 65%. W przypadku wyżej wymienionych skał konieczne jest zastosowanie środków adhezyjnych w celu poprawy powinowactwa lepiszcza do powierzchni kruszywa. Wyjątek stanowi bazalt pokryty pyłem mineralnym głównie z utlenionych związków żelaza (pokrycie powierzchni kruszywa lepiszczem wynosi 20%), który prawdopodobnie stanowił swoisty filtr w miejscu kontaktu kruszywa z asfaltem i którego obecność wpłynęła na słabe powinowactwo.

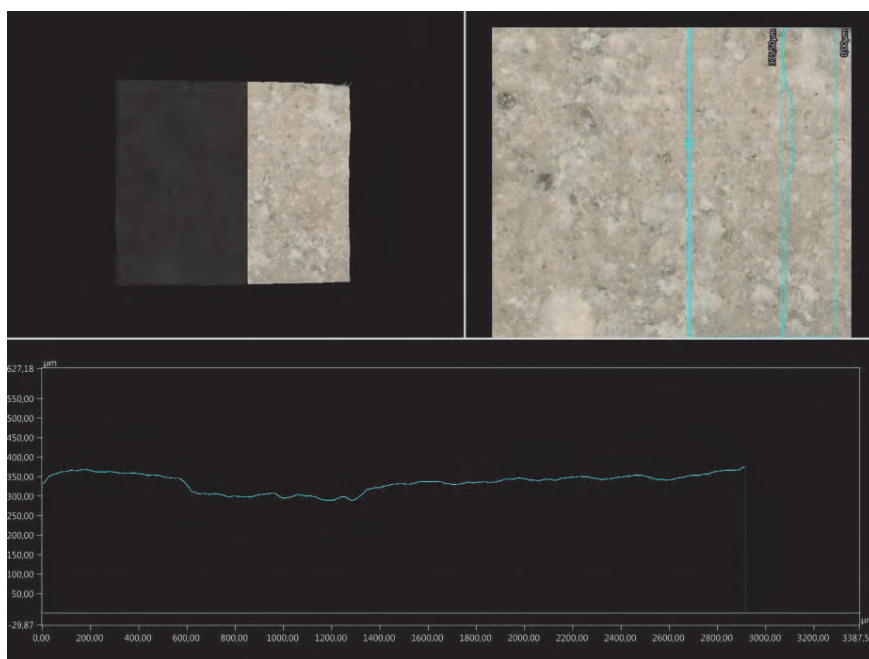
Niezadowolającą adhezją (zakres od 35% do 45%) do lepiszcza asfaltowego charakteryzują się pozostałe skały głębinowe: alkaliczno-skaleniowy granit, granit i gabro. Są to skały zróżnicowane pod względem zawartości SiO_2 – od kwaśnych granitoidów po zasadowe gabro (gabro jest plutonicznym odpowiednikiem bazaltu o nominalnie tożsamym składzie chemicznym). Wymienione granitoidy natomiast cechuje znaczny udział skaleni alkalicznych (sodowo-potasowych). Bardzo słabe powinowactwo (25%) wykazuje „porfir” bezkwarcowy, czyli skała wulkaniczna pod względem składu chemicznego z pogranicza skał zasadowych i obojętnych, zbliżona chemicznie do bazaltów. Zauważono również, że w przypadku gnejsu, którego skład chemiczny można z kolei porównać do kwaśnych granitoidów, praktycznie nie zaobserwowano powierzchni pokrytej lepiszczem asfaltowym (5%). W gnejsach występuje także spora ilość skaleni alkalicznych. Można stwierdzić, że nie zaobserwowano bezpośredniej zależności pomiędzy zmniejszeniem wielkości adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw w zależności od przyrostu zawartości SiO_2 w składzie kruszywa. Zauważono, że na przyczepność lepiszcza asfaltowego, bardziej niż wysoka zawartość w kruszywie SiO_2 , może mieć wpływ podwyższona koncentracja pierwiastków Na i K. Bar-

dzo często te pierwiastki są zgodnie skorelowane właśnie z SiO_2 (granitoidy alkaliczno-skaleniove zawierają zwykle więcej SiO_2 aniżeli, zasobne w plagioklasy, granodioryty czy tonality), nie jest to jednak reguła we wszystkich skałach. Stwierdzono, że znaczącym aspektem wpływającym na pogorszenie powinowactwa lepiszcza asfaltowego do kruszywa jest stopień zwietrzenia skały, szczególnie w kontekście wtórnego pokrycia powierzchni zwietrzeliną w postaci pyłu mineralnego.

4.3. Ocena adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw ze względu na strukturę

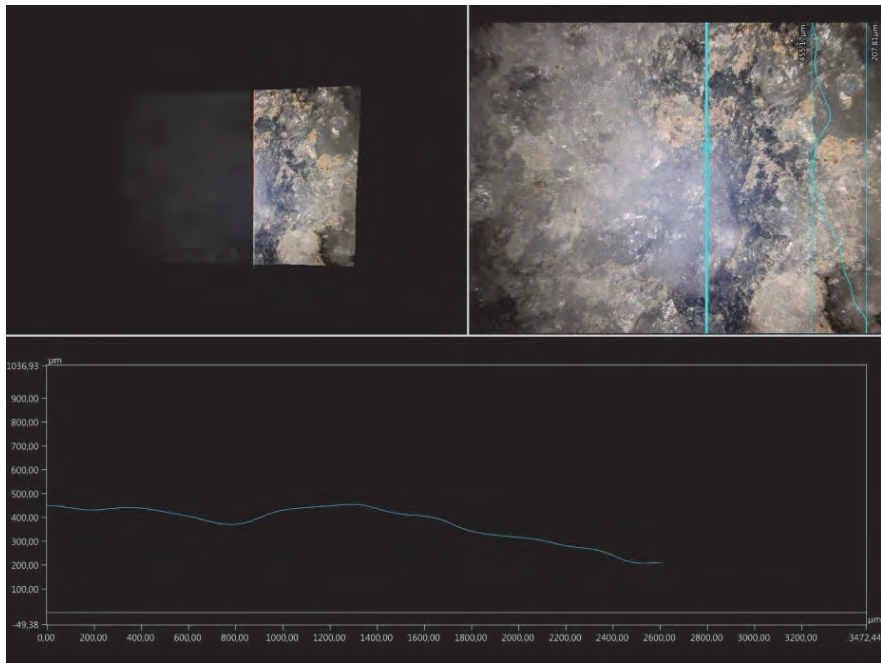
Analizując dane przedstawione na rysunku 2, zauważono, że ze względu na strukturę kruszywa wykazujące najlepsze pokrycie lepiszczem asfaltowym, czyli wapień i dolomit, należą do grupy skał węglanowych, w tym przypadku raczej równoziarnistych, drobnoziarnistych. Cechuje je naturalnie większa porowatość aniżeli w przypadku pozostałych analizowanych kruszyw. Naturalna, doskonała trzykierunkowa łupliwość kalcytu i dolomitu, z których zbudowane są opisywane skały, zapewne sprzyja dodatkowej penetracji szczelin łupliwości przez lepiszcze asfaltowe. Kruszywa, które wykazują nieco gorsze, ale zadowalające powinowactwo do lepiszcza asfaltowego od skał węglanowych, a mianowicie „sjenit”, bazalt (świeży) i granodioryt, są to kruszywa zróżnicowane zarówno pod względem struktury, jak i zawartości SiO_2 . Jednakowo dobrą przyczepność asfaltu do powierzchni nierównych skał plutonicznych i do gładkiej powierzchni bazaltu można wytłumaczyć dwojaką przyczepnością asfaltu – fizyczną (poprzez „zahaczanie” asfaltu o nierówności) oraz chemiczną (poprzez tworzenie wiązań chemicznych). Niezadowalającą adhezję wykazywały kruszywa: gabra, alkaliczno-skaleniowy granit i granit. Wszystkie te skały mają struktury fanerokrystaliczne – nierówne o chropowatych powierzchniach. O ile granitoidy są raczej świeże, gabra można uznać za skały dość mocno zwietrzałe (plagioklasy są mlecznobiałe, a pirokseny zielonkawe, co świadczy o wtórnych procesach rozkładających minerały pierwotne). Najmniejszą adhezją charakteryzowały się kruszywa: bazalt (zwietrzały), „porfir” bezkwarcowy oraz gnejs. Również te skały mają znacznie zróżnicowane struktury. W przypadku dwóch pierwszych słabe powinowactwo można tłumaczyć dużym stopniem ich zwietrzenia, co jest widoczne w pokryciu bazaltu pyłem mineralnym, natomiast w przy-

padku „porfiru” bezkwarcowego – zawartością silnie zwietrzałych fenokryształów plagioklazów i minerałów zawierających żelazo. Gnejs – jedyną skałę metamorficzną z badanej grupy kruszyw, cechuje struktura nematoblastyczna i linijna tekstura. Być może właśnie kierunkowość tekstury i podobnie, cyklicznie rozkładające się nierówne, linijne kontakty pomiędzy ciemnymi i jasnymi „laminami” skały wpłynęły w negatywny sposób na zdolność przyczepności lepiszcza asfaltowego. Gnejs wykazał prawie całkowity brak pokrycia lepiszczem. Należy zauważyć, że gnejsy zawierają dość dużo skaleni alkalicznych (zasobnych w Na i K).

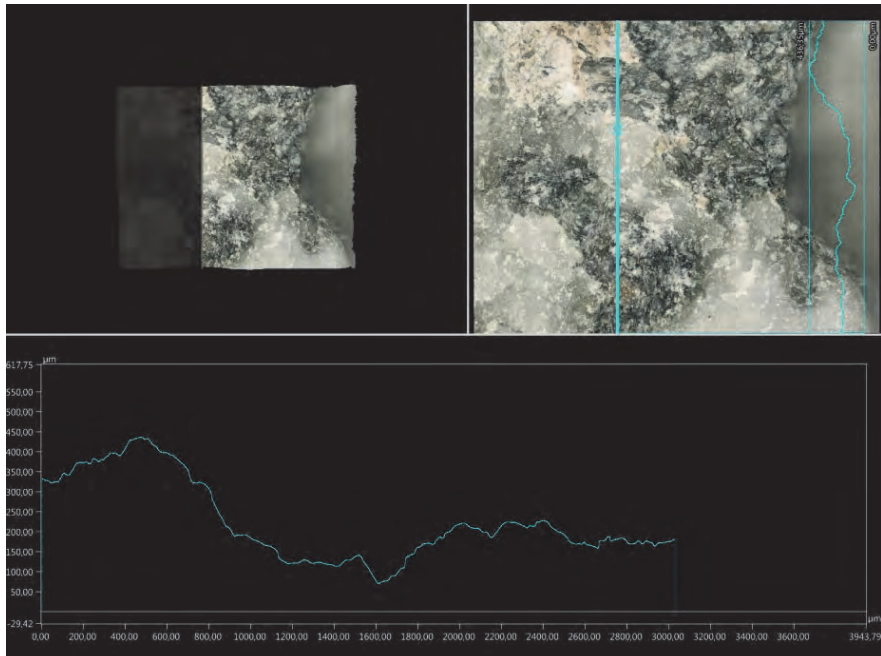


Rys. 4. Mikrofotografia kruszywa wapiennego z przedstawionym skanem linii powierzchni kruszywa, widoczne mikrytowe ziarna kalcytu o nieostrych kontaktach międzyziarnowych

Na załączonych fotografiach (rys. 4–6) przedstawiono skany wybranych powierzchni trzech przykładowych kruszyw, które cechuje różna adhezja lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszywa, a mianowicie: wapień (90%), „sjenit” (65%) i gabro (45%).



Rys. 5. Mikrofotografia „sjenitu” z linią skanu powierzchni kruszywa, widoczne nieznaczne załamania linii na kontakcie między kryształami kwarcu, skalenia i biotyту



Rys. 6. Mikrofotografia gabra z linią skanu powierzchni kruszywa, wyraźnie widoczne ostre załamania na kontaktach piroksen-plagioklaz oraz nierówności powierzchni samych kryształów

5. Wnioski

Po przeprowadzeniu pilotażowego cyklu badań stwierdzono, że:

1. Najlepsze powinowactwo lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw wykazują skały wapienne i dolomityczne. Dobra adhezja jest prawdopodobnie efektem równoziarnistości, drobnoziarnistości i porowatości tych skał. Nie bez znaczenia jest z pewnością doskonała trzykierunkowa łupliwość budujących je minerałów (kalcytu i dolomitu). Kruszywa węglanowe są jednak znacznie mniej odporne chemicznie i mechanicznie niż kruszywa magmowe, stąd też ich małe zastosowanie w budownictwie drogowym.

2. Nie zaobserwowano bezpośredniej zależności pomiędzy zmniejszeniem adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw wraz z przyrostem zawartości SiO_2 w składzie skały.

3. Zaobserwowano pewne zależności pomiędzy powinowactwem lepiszcza asfaltowego a strukturami powierzchni kruszyw mineralnych. Rozkład adhezji w odniesieniu do struktur skał przedstawia się jednak niejednoznacznie. Pomimo to można stwierdzić, że nieznacznie większą adhezją lepiszcza asfaltowego charakteryzuje się kruszywo o strukturach afanitowych, równoziarnistych, względnie homogenicznych, aniżeli kruszywa posiadające zróżnicowane, nierówne powierzchnie. Jako przykład można podać skały o nominalnie tożsamym składzie chemicznym, a różniące się wyłącznie strukturą, czyli plutoniczne gabbro i bazalt – jego wulkaniczny odpowiednik. Wniosek ten wymaga jednak weryfikacji na większej, reprezentatywnej liczbie próbek.

4. Na powinowactwo lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszyw bardziej niż wysoka zawartość w kruszywie SiO_2 może mieć wpływ podwyższona koncentracja pierwiastków Na i K. Bardzo często te pierwiastki są zgodnie skorelowane właśnie z SiO_2 (granitoidy alkaliczno-skaleniove zawierają zwykle więcej SiO_2 aniżeli, zasobne w plagioklasy, granodioryty czy tonality), nie jest to jednak zasadnicza reguła we wszystkich skałach.

5. Znaczącym aspektem wpływającym na pogorszenie adhezji lepiszcza asfaltowego do powierzchni kruszywa jest stopień jego zwiertzenia, szczególnie w kontekście wtórnego pokrycia skał zwiertzeliną w postaci pyłu mineralnego (przykład: dwa rodzaje kruszywa bazaltowego – świeże i zwiertzałe).

6. Przedstawione wyniki badań należy potraktować jako pilotażowe. Wymagają bowiem powtórzenia na większej grupie kruszyw o możliwie różnych zawartościach SiO_2 (np. kwarcyt, granit, gabbro, serpentynit),

a także o różnych strukturach w obrębie tej samej grupy chemicznej, czyli skał plutonicznych w relacji z ich wulkanicznymi odpowiednikami (podobnie jak przedstawiona relacja gabro–bazalt).

7. Dalsze badania będą wymagały także porównania zdolności adhezyjnej lepiszczka asfaltowego i kruszyw w odniesieniu do wybranych cech fizycznych skał – przede wszystkim nasiąkliwości i mrozoodporności.

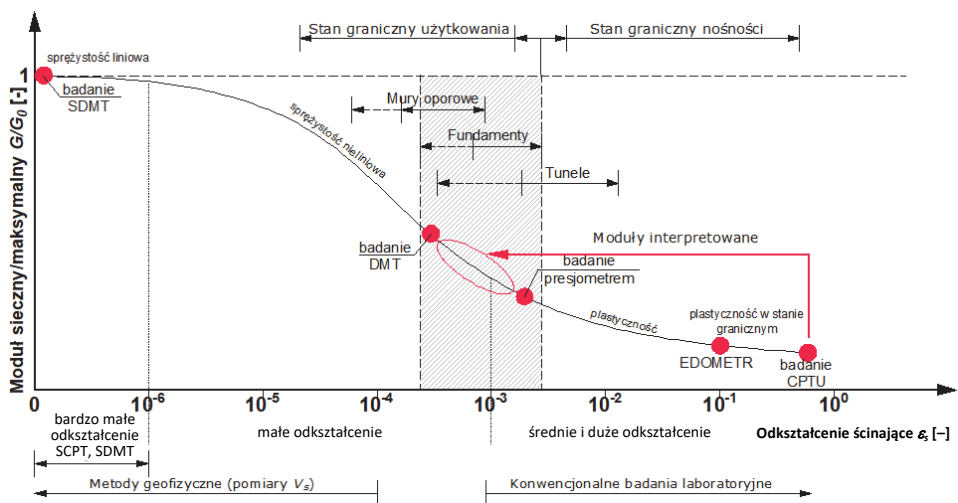
Literatura

- [1] Iwański M.: *Wykorzystanie kruszyw węglanowych w drogownictwie*. Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego, Kraków 2013.
- [2] Trzaska E.: *Adhezja asfaltu do kruszywa*. *Nafta-Gaz*, VI(XVII), 2011, s. 423–427.
- [3] Jaskuła P.: *Niszczące działanie wody i mrozu na mieszanki mineralno-asfaltowe – przegląd literatury*. *Drogi i Mosty*, 4, 2004, s. 5–44.
- [4] Pawłowska W., Słowik M., Nowak A., Krzemień A., Wilmański A.: *Ocena przyczepności asfaltu do kruszyw mineralnych z wykorzystaniem metody fotogrametrycznej*. *Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej / Archives of Institute of Civil Engineering*, s. 127–146.
- [5] Riekstins A., Haritonovs H., Balodis A.: *Evaluation of adhesion between bitumen and aggregate with the digital image processing method*, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Vol. 660, 2019, s. 1–8.

PARAMETRY ODKSZTAŁCENIOWE LESSÓW LUBELSKICH WYZNACZONE Z BADAŃ CPTU, SDMT ORAZ PRESJOMETREM MENARDA

1. Wstęp

Podłoże gruntowe jest typowym ośrodkiem o silnie nieliniowym zachowaniu. Sztywność gruntu zmienia się wraz z odkształceniami, a zależność przyjmuje charakterystyczny kształt określany jako krzywa S [2, 21, 27] (rys. 1). Zgodnie z teorią sprężystości odkształcalność ciała opisuje się parametrami: M – modułem ściśliwości (jednowymiarowym), E – modułem odkształcenia lub G – modułem odkształcenia postaciowego (tzw. modułem ścinania) oraz dodatkowo współczynnikiem Poissona ν . Parametry te opisują liniowy model zachowania się ciała sprężystego i są z sobą ściśle powiązane zależnościami:



Rys. 1. Krzywa zmiany sztywności gruntu S z metodami badawczymi wg [2]

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1)$$

oraz

$$E = M \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (2)$$

Grunt nie jest ciałem sprężystym w pełnym zakresie odkształceń i dlatego jego sztywność się zmienia. W praktyce badawczej występuje wiele metod wyznaczania wymienionych parametrów, zarówno laboratoryjnych, jak i polowych, a wyniki otrzymane różnymi metodami mogą znacznie od siebie odbiegać, co jest związane w dużej mierze z zakresem odkształceń podczas badania. Badania wykonywane różnymi technikami są często porównywane ze sobą [5, 13–15, 28]. W pracy przedstawiono porównanie parametrów odkształceniowych lessów lubelskich wyznaczonych różnymi metodami polowymi.

2. Badania polowe

Badania realizowano na poletku badawczym. Wykonano sondowanie statyczne CPTU, badanie dylatometrem płaskim z pomiarem sejsmicznym SDMT oraz testy presjometrem Menarda PMT. Poletko było zlokalizowane na terenie Lublina na obszarze występowania gruntów lessowych. Testy wykonano w odległości ok. 1,4–2,6 m od siebie, co pokazano na rysunku 2.



Rys. 2. Lokalizacja poletka doświadczalnego oraz domiary badań

Na podstawie wykonanych badań oraz po analizie materiałów geologicznych dokonano podziału stratygraficzno-litologicznego. Stwierdzono, że pod warstwą przypowierzchniowych, zerodowanych, humusowych pyłów (warstwa 1 wg rys. 3) w zakresie głębokości ok. 0,8–8,0 m p.p.t zalegają lessowe grunty pylaste facji eolicznej, tzw. lessy typowe (warstwy 2–3 wg rys. 3). W spągu występuje niewielkie przewarstwienie piaszczyste, co jest często spotykane w spągu lessów eolicznych. Poniżej, do głębokości ok. 10,0 m p.p.t., występują lessy zaglinione facji eoliczno-aluwialnej (warstwa 4 wg rys. 3), pod którymi rozpoznano wodnolodowcowe piaski (warstwa 5 wg rys. 3).

2.1. Sondowanie CPTU

Sondowanie statyczne CPTU do głębokości ok. 11 m p.p.t. wykonano za pomocą penetrometru Pagani TG 63-200 (rys. 3). W warstwie pylastych lessów eolicznych opory stożka q_c wahały się w zakresie 4,0–8,0 MPa, osiągając jedynie lokalnie 15 MPa w przewarstwieniu piaszczystym w spągu. Opory stożka q_c miały tendencję wzrostową wraz z głębokością, co jednak nie jest regułą w lessach. Współczynnik tarcia R_f wynosił ok. 2%, a nadwyżki ciśnienia wody w porach nie stwierdzono. Na podstawie nomogramów *soil behaviour type* grunt klasyfikowany jest jako piaszczysto-pylasty. W zaglinionych lessach eoliczno-aluwialnych nastąpił spadek oporów q_c do wartości ok. 2,0–3,0 MPa oraz znaczny wzrost współczynnika R_f do ok. 6–8%. W piaskach występujących pod lessami opory stożka rejestrowano na poziomie ok. 15 MPa. Podsumowując dane otrzymane z badania, można stwierdzić, że jest to typowe podłoże lessowe występujące na terenie Lublina [20]. W sondowaniach statycznych CPTU nie otrzymuje się bezpośrednio modułów ścisłości M , są one wyrowadzane z zależności empirycznych. Najczęściej wykorzystuje się formuły Sanglerata [22]:

$$M = \alpha_m q_c \quad (3)$$

gdzie:

q_c – opór stożka,

α_m – współczynnik empiryczny

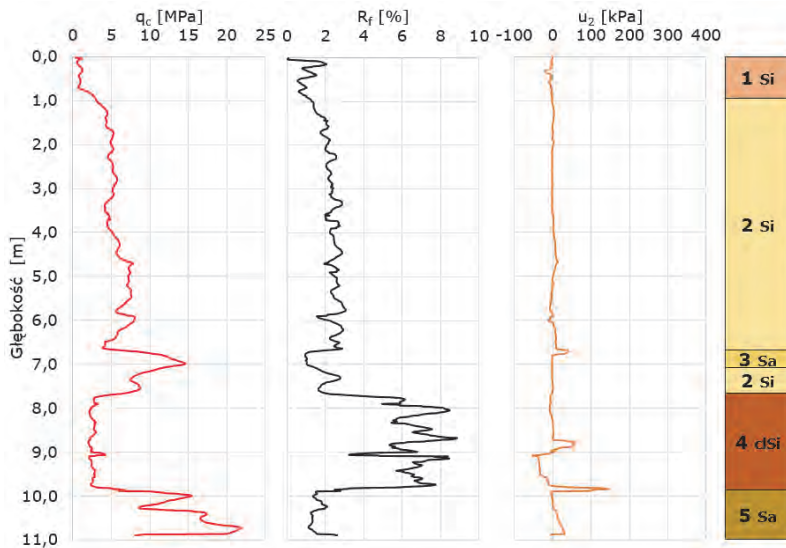
lub Senneseta [23]:

$$M = \alpha_m (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4)$$

gdzie:

q_t – opór stożka netto,

σ_{v0} – naprężenia geostatyczne w poziomie pomiaru.

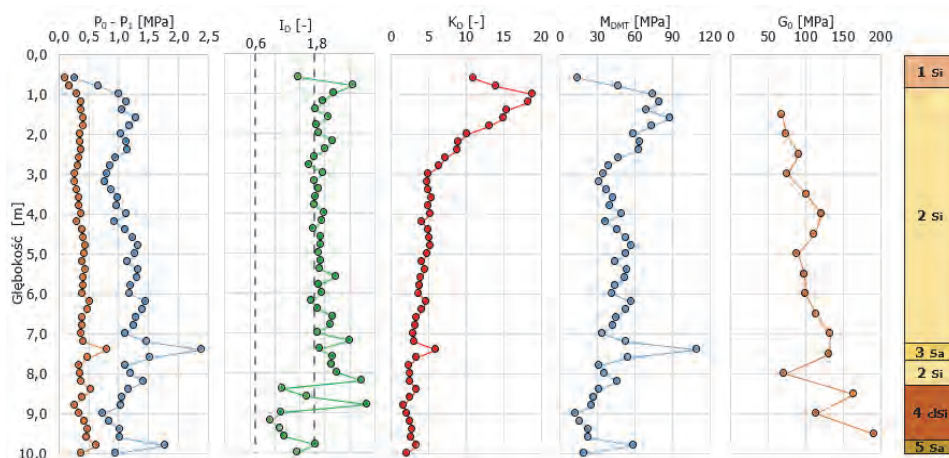


Rys. 3. Parametry sondowania CPTU

Najważniejsze jest odpowiednie określenie współczynnika empirycznego a_m , który może przyjmować wartość w szerokim zakresie 1–15 [3, 22]. Młynarek i in. [6, 17] dla lessów z okolic Łańcuta, zgodnie z wytycznymi Kulhawego i Mayna [6], przyjmowali wzór (4) ze współczynnikiem $a_m = 8,25$. Frankowski [4] dla lessów z Kazimierza Dolnego wyprowadził dla formuły (3) współczynnik $a_m = 2,5$. Współczynnik ten został skalibrowany w odniesieniu do modułu ścisłości wyznaczonego z badań edometrycznych, a więc w warunkach dużych odkształceń. Autor przyjął współczynnik $a_m = 6,0$, który został wyznaczony i skalibrowany z pomiarami osiadań rzeczywistych budynków posadowionych na lessach w Lublinie [19]. Na podstawie wyników tych badań oraz po analizie prac m.in. [1, 13, 18] autor stwierdza ponadto, że tak określony moduł ścisłości odzwierciedla pracę gruntu przy odkształceniach rzędu 0,1% i jego wartość powinna być z reguły nieznacznie mniejsza od modułu dylatometrycznego.

2.2. Badanie dylatometrem płaskim SDMT

W odległości ok. 2,6 m od badania CPTU wykonano test dylatometrem płaskim z pomiarem sejsmicznym SDMT. Łopatkę wciskano do głębokości 10 m p.p.t. urządzeniem Pagani, pomiary ciśnień wykonywano



Rys. 4. Parametry testu SDMT

co 0,2 m, natomiast pomiary sejsmiczne co 0,5 m. Najważniejsze parametry badania przedstawiono na rysunku 4.

W obrębie lessów eolicznych w badaniu SDMT można wyróżnić dwie strefy: pierwszą do głębokości ok. 3 m p.p.t. oraz drugą w zakresie 3–8 m p.p.t. W strefie przypowierzchniowej wartości modułu dylatometrycznego M_{DMT} są wyższe, osiągają lokalnie nawet do 90 MPa, w dolnej zaś strefie wahają się w zakresie 35–55 MPa. Początkowy moduł ścinania G_0 wyznaczony na podstawie prędkości fali poprzecznej w teście sejsmicznym wykazuje tendencję wzrostową wraz z głębokością, przyjmując dla warstwy eolicznej wartości 70–130 MPa.

Analizując rozkład wskaźnika naprężenia bocznego K_D , zauważa się znaczny jego wzrost w strefie przypowierzchniowej. Wskaźnik K_D jest podstawą do wyznaczenia wskaźnika prekonsolidacji gruntu OCR . Wyznaczenie OCR z testów DMT wymaga zastosowania formuł zależnych m.in. od rodzaju gruntu, lokalizacji i genezy. Dla gruntów spoistych istnieje wiele interpretacji regionalnych, natomiast dla gruntów piaszczystych, czyli o wskaźniku materiałowym $I_D > 1,8$, wyznaczenie OCR jest dużo trudniejsze i według najnowszych badań łączy się je z oporem stożka q_c pochodzącym z sondowania CPT [7, 10]. Pyły lessowe są gruntami przejściowymi, dlatego wyznaczenie OCR nie jest jednoznaczne, a autor nie dotarł do wiarygodnej interpretacji wyznaczającej OCR dla dokładnie tych gruntów. Dlatego przeanalizowano cztery interpretacje OCR , z czego jedna, na podstawie pierwotnej formuły Marchettiego [11], została przedstawiona jedynie poglądowo, ponieważ odnosi się do grun-

tów o $I_D < 1,2$. Formuła ta ma postać:

$$OCR = 0,5 K_D^{1,56} \quad (5)$$

Po analizie pracy Stefaniak [25] dotyczącej określania stopnia prekonsolidacji przejściowych gruntów pylasto-piaszczystych przyjęto także dwie inne formuły. Pierwsza, autorstwa Lunne'a i in. [8], odnosząca się do młodszych, normalnie skonsolidowanych osadów, ma postać:

$$OCR = 0,3 K_D^{1,17} \quad (6)$$

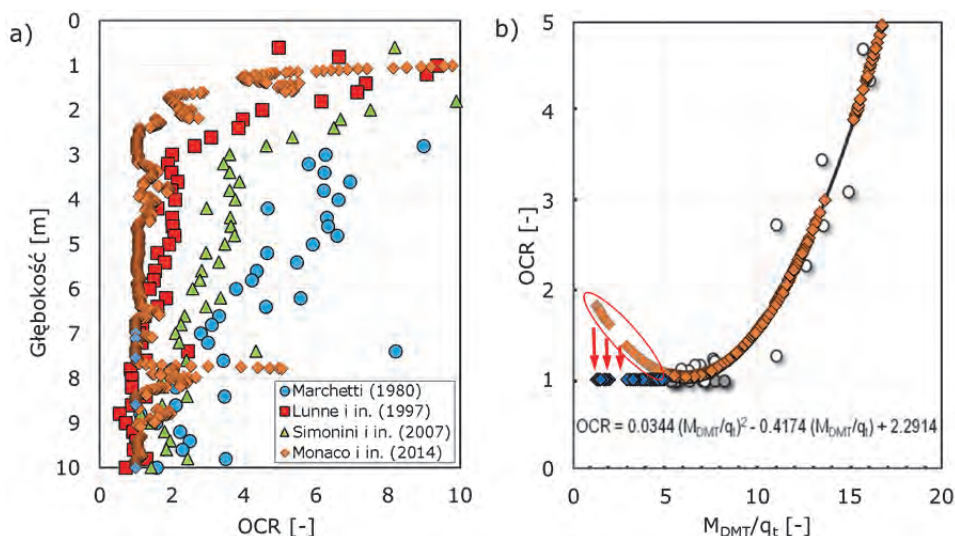
Druga, autorstwa Simoniniego i in. [24], odnosi się do najmłodszych osadów pylastych:

$$OCR = 0,66 K_D^{1,05} \quad (7)$$

Ponieważ wskaźnik I_D w przeważającej części profilu był większy od 1,8, świadczy to o zachowaniu gruntu jak podłoża piaszczystego. Dlatego skorzystano również z wytycznych Marchettiego [10] i wskaźnik OCR wyznaczono jak dla piasków z formuły

$$OCR = 0,0344(M_{DMT}/q_t)^2 - 0,4174(M_{DMT}/q_t) + 2,2914 \quad (8)$$

zaproponowanej przez Monaco i in. [18]. Wyniki obliczeń ze wszystkich powyższych interpretacji przedstawiono na rysunku 5. Autor zauważył, że



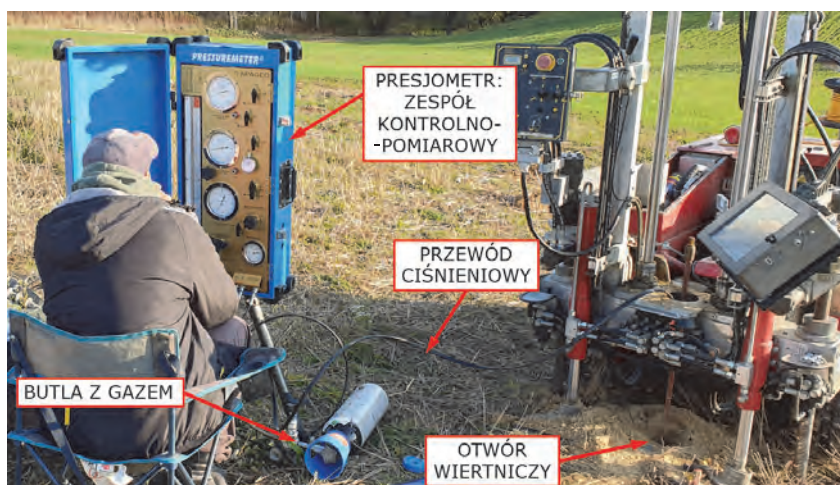
Rys. 5. OCR wyznaczone na podstawie badań CPTU oraz SDMT: a) rozkład OCR na głębokości, b) wartości na tle oryginalnego wykresu Monaco i in. [18]

gdy korzystano z formuły (8), dla $M_{DMT}/q_t < 5$ wartości OCR wzrastały, co uznano za nieprawidłowy trend i dla podanego zakresu OCR skorygowano do 1, a wartości skorygowane zaznaczono na niebiesko. Mając na uwadze genezę gruntu, wartości OCR uzyskane z formuł zarówno Marchettiego [11], jak i Simoniniego i in. [24] wydają się znacznie przeszacowane. Z formuł Monaco i in. [18] oraz Lunne'a i in. [8] otrzymano stosunkowo zbieżne wartości. Należy zaznaczyć, że żadna z formuł nie odnosi się ściśle do pyłów eolicznych, dlatego wyniki należy traktować poglądowo.

Podsumowując, rozkład K_D i OCR wskazuje na niewielką prekonsolidację stref przypowierzchniowych, co jest zjawiskiem typowym dla tej strefy. Biorąc jednak pod uwagę genezę gruntu, zdaniem autora wzrost K_D i OCR może jedynie pozornie świadczyć o prekonsolidacji tej strefy. Może to być również efekt „pseudoprekonsolidacji” związany z cementacją gruntu węglanem wapnia [10, 16]. Znaczny wzrost K_D w strefie przypowierzchniowej jest zjawiskiem powszechnym i często rejestrowanym przez autora w badaniach DMT lessów na terenie Lublina. Natomiast głębiej grunt można określić jako normalnie skonsolidowany.

2.3. Badanie presjometrem Menarda

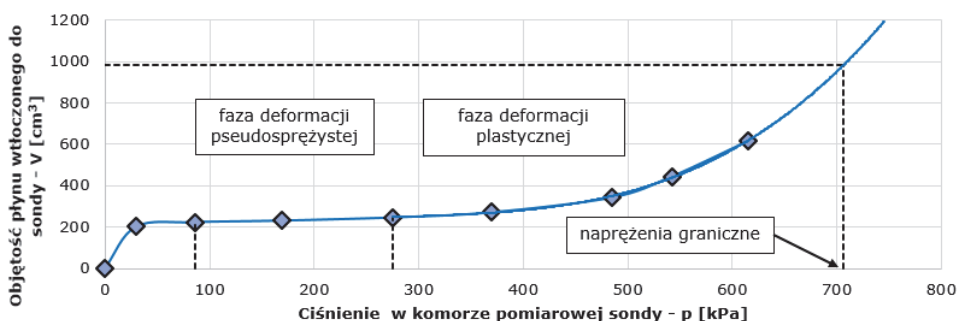
W bliskim sąsiedztwie badań CPTU oraz SDMT wykonano otwór wiertniczy w celu klasyfikacji gruntu oraz pomiarów presjometrem Menarda PMT z sondą typu BX 60 mm. Zastosowano technikę badań presjome-



Rys. 6. Stanowisko badawcze podczas badania presjometrem Menarda

trycznych poprzedzonych wierceniem PDP (*pre-drilling pressumeter test*). Stanowisko badawcze przedstawiono na rysunku 6.

Presjometr Menarda w Polsce nie jest narzędziem często wykorzystywanym w badaniach. Cieszy się natomiast dużą popularnością we Francji, gdzie jest podstawowym narzędziem do badań geotechnicznych. Francuska literatura i normy dostarczają wielu przykładów i metod obliczeń. W Polsce największe doświadczenie w zakresie tych badań ma Tarnawski, który w monografii [26] zebrał najważniejsze informacje na temat metodyki badań, interpretacji oraz przykłady obliczeń.



Rys. 7. Krzywa presjometryczna dla testu na głębokości 3,0 m

Na poletku wykonano łącznie 7 pomiarów na głębokościach: 1,5 m, 2,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 5,4 m, 6,5 m oraz 7,8 m. W każdym z testów zwiększono ciśnienie w 7–10 krokach co 0,1 MPa. Rezultatem badań były krzywe presjometryczne oraz pełzania, które są podstawą do wyznaczenia dwóch głównych parametrów badania – modułu presjometrycznego E_M oraz naprężeń granicznych p_l . Przykładową krzywą z testu na głębokości 3,0 m pokazano na rysunku 7.

Moduł presjometryczny E_M jest wyliczany na podstawie wyników fazy deformacji pseudosprężystej, gdzie zamiana objętości jest quasi-liniowa do przyrostu ciśnienia. Naprężenia graniczne p_l to wytrzymałość gruntu w stanie ogólnego uplastycznienia, którą wyznacza się jako ciśnienie w momencie dwukrotnego powiększenia objętości względem początku zakresu pseudo-sprężystego. W każdym z testów liczba pomiarów w fazie deformacji plastycznych, poza zakresem quasi-liniowym, wynosiła minimum 3, dzięki czemu można było prawidłowo określić naprężenia graniczne p_l metodą ekstrapolacji [26, 29]. Ostatecznie wyznaczone parametry z badania presjometrem zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie wyników badań presjometrycznych

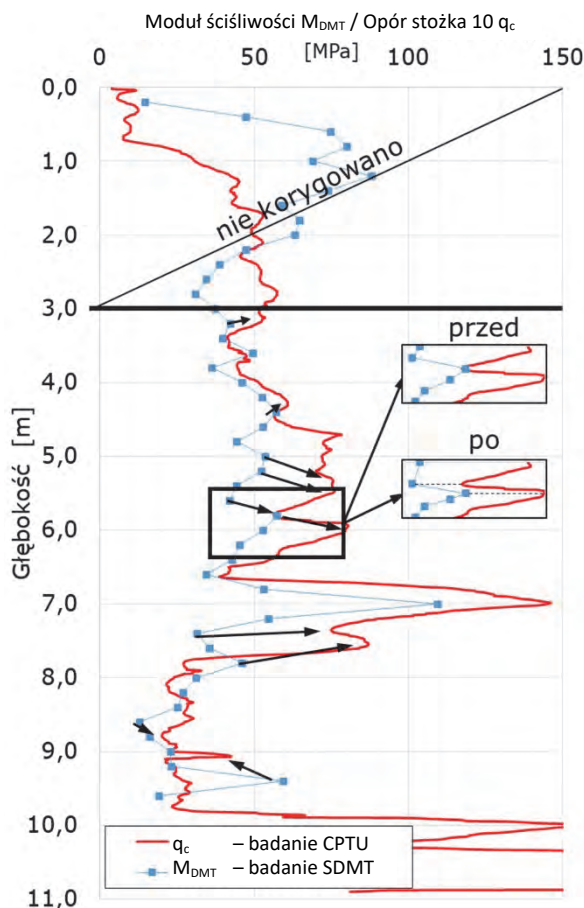
| Głębokość badania | Moduł presjometryczny | Naprężenia graniczne | Wskaźnik |
|-------------------|-----------------------|----------------------|---------------|
| | E_M [MPa] | p_l [kPa] | E_M/p_l [-] |
| 1,5 | 18,2 | 655 | 28 |
| 2,5 | 15,1 | 703 | 21 |
| 3,0 | 16,9 | 706 | 24 |
| 4,5 | 20,8 | 769 | 27 |
| 5,4 | 22,4 | 1187 | 19 |
| 6,5 | 12,4 | 763 | 16 |
| 7,8 | 12,6 | 897 | 14 |

3. Analiza wyników

Analizę porównawczą wyników poprzedzono korektą pomiarów ze względu na zmienną głębokość występowania warstw obserwowaną nawet w nieodległych od siebie punktach badawczych. Korekta polegała na niewielkim przesunięciu pomiarów w pionie, tak by charakterystyczne elementy krzywych pomiarowych z poszczególnych badań pokrywały się ze sobą. Przykładowy efekt zastosowanej korekty przedstawiono na rysunku 8. Na rysunku 9a zaprezentowano rozkład modułów w profilu wyznaczonych różnymi metodami. Ponieważ z wykonanych badań otrzymuje się różne rodzaje modułów, w celu bezpośredniego porównania sprowadzono je do jednowymiarowego modułu ściśliwości (rys. 9b) z wykorzystaniem zależności (1) oraz (2) [1, 12]. Następnie wyznaczono pomiędzy nimi relacje, wyliczając moduł znormalizowany względem modułu początkowego M_0 .

Tabela 2. Porównanie parametrów odkształceniowych z badań CPTU, SDMT oraz PMT

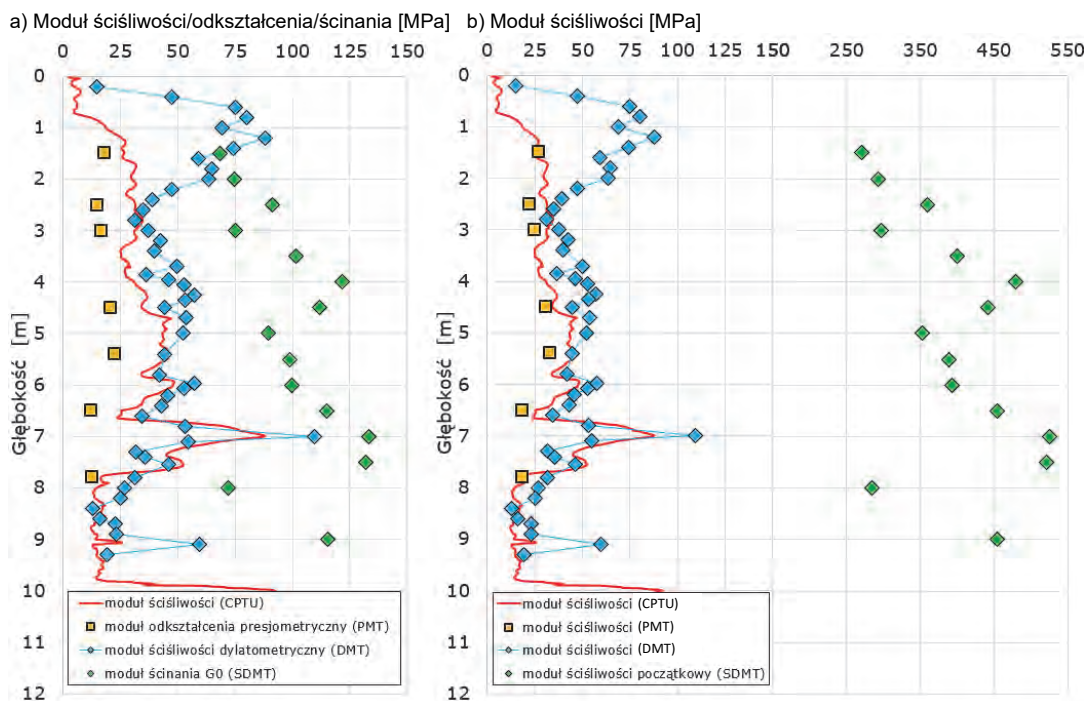
| Głębokość | Parametr odkształceniowy [MPa] | | | | Równoważny moduł ściśliwości [MPa] | | | | Znormalizowany moduł M_{xxx}/M_0 [%] | | |
|-----------|--------------------------------|-----------|-----------|-------|------------------------------------|-----------|-----------|-------|--|---------------|---------------|
| | E_M | M_{CPT} | M_{DMT} | G_0 | M_M | M_{CPT} | M_{DMT} | M_0 | M_M/M_0 | M_{CPT}/M_0 | M_{DMT}/M_0 |
| 1,5 | 18,2 | 27,4 | 66,6 | 68,6 | 27,0 | 27,4 | 66,6 | 270,3 | 10,0 | 10,1 | 24,6 |
| 2,5 | 15,1 | 30,8 | 36,8 | 91,1 | 22,3 | 30,8 | 36,8 | 359,1 | 6,2 | 8,6 | 10,3 |
| 3,0 | 16,9 | 32,1 | 37,4 | 75,2 | 25,0 | 32,1 | 37,4 | 296,5 | 8,4 | 10,8 | 12,6 |
| 4,5 | 20,8 | 37,8 | 44,5 | 112,0 | 30,8 | 37,8 | 44,5 | 441,2 | 7,0 | 8,6 | 10,1 |
| 5,4 | 22,4 | 43,6 | 46,3 | 98,7 | 33,2 | 43,6 | 46,3 | 389,1 | 8,5 | 11,2 | 11,9 |
| 6,5 | 12,4 | 32,6 | 38,7 | 115,1 | 18,4 | 32,6 | 38,7 | 453,8 | 4,0 | 7,2 | 8,5 |
| 7,8 | 12,6 | 25,3 | 46,3 | 132,1 | 18,6 | 25,3 | 46,3 | 520,6 | 3,6 | 4,9 | 8,9 |



Rys. 8. Metoda korekty danych do analizy - rozkład na głębokości modułu dylatometrycznego M_{DMT} oraz oporu stożka q_c (przeskalowany $\times 10$)

Z tabeli 2 wynika, że najmniejsze wartości przybierały moduły z badania presjometrem, nieco większe wyznaczone z badania CPTU, a największe z badania SDMT. Moduły ścisłości uzyskane z badania dylatometrem były nieznacznie wyższe (do 20%) od modułów z badania CPTU. Nie dotyczy to pomiarów na głębokości 1,5 m i 7,8 m. W tych przypadkach moduł M_{DMT} był mniej więcej dwukrotnie wyższy od modułu M_{CPT} . Zdaniem autora jest to związane ze wskaźnikami OCR i K_D , które na tych głębokościach były znacznie wyższe, co pokazano na rysunkach 4 i 5.

Moduł presjometryczny E_M z wyjątkiem dwóch głębokości stanowił ok. 0,5 modułu ścisłości M_{CPT} oraz ok. 0,3 lub 0,45 (wystąpiły dwie strefy) modułu dylatometrycznego M_{DMT} . Wartość modułu ścinania G_0 , oprócz



Rys. 9. Porównanie parametrów odkształceniowych z badań CPTU, SDMT oraz PMT:
a) parametry bezpośrednie z badań, b) wyniki sprowadzone do modułu ścisłości

przypowierzchniowego pomiaru na głębokości 1,5 m, była 2–3 razy większa od modułu dylatometrycznego M_{DMT} . Zależność ta w połączeniu ze wskaźnikiem K_D odpowiada gruntom z pogranicza piasków i pyłów zgodnie z badaniami opisanymi w pracach [10, 12].

Po sprowadzeniu wszystkich wartości do jednowymiarowego modułu ścisłości M potwierdziły się założenia wynikające z krzywej degradacji sztywności (rys. 1). Wartości modułów ścisłości z badań PMT, CPTU i SDMT były odpowiednio względem siebie wyższe i stanowiły ok. 4–12% modułu początkowego uzyskanego w pomiarach sejsmicznych, co jest zgodnie z badaniami [1, 9].

4. Podsumowanie i wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań uzyskano parametry odkształceniowe różnego typu. W celu ich porównania, wykorzystując zależność teorii sprężystości, sprowadzono je do jednego parametru – modułu

ściśliwości. Wartości tych modułów wyznaczone w poszczególnych badaniach różniły się od siebie, jednak zaobserwowano zależność opisaną przez Atkinsona i Sallforsa [2] i zobrazowaną na rysunku 1. Największe moduły uzyskiwano z badań sejsmicznych, ponieważ pomiar był wykonywany w warunkach bardzo małych odkształceń. Mniejsze wartości otrzymano kolejno z testów dylatometrycznych i z sondowań CPTU. Moduły M_{DMT} odpowiadają zakresowi odkształceń od 0,01% dla piasków do 2,00% dla pyłów [1]. Należy nadmienić, że w badaniu dylatometrycznym mierzy się odkształcalność horyzontalną, a grunt nie jest ośrodkiem idealnie izotropowym, dlatego moduł ściśliwości w kierunku pionowym może się różnić. Jednak w wielu przypadkach osiadania obliczone z wykorzystaniem modułu dylatometrycznego pokrywają się z pomiarami na rzeczywistych obiektach [9]. Natomiast moduły z sondowań CPTU zostały zinterpretowane z założeniem uzyskania wartości w zakresie odkształceń występujących pod typowymi fundamentami, czyli ok. 0,1%. Najmniejsze wartości modułów uzyskano z pomiarów presjometrycznych, których pomiar odpowiada odkształceniom rzędu 0,1–1%.

Analiza wartości oraz relacji q_c-R_f , I_D , $G_0-M_{DMT}-K_D$, q_t-M_{DMT} potwierdza także, że eoliczne lessy lubelskie są gruntami typowo „prześciowymi”. Pomimo uziarnienia i cech gruntów spoistych zachowują się jak piaski. Dodatkowo autor zauważa zależność pomiędzy oporem stożka q_c z badania CPTU a naprężeniami granicznymi p_l z pomiarów presjometrycznych, które służą do wyznaczania nośności podłoża. W związku z tym przedstawione wyniki pozwalają na opracowanie korelacji q_c-p_l i umożliwiają wyprowadzanie nośności podłoża lessowego dla fundamentów bezpośrednich na podstawie sondowań CPTU.

Wyniki badań potwierdziły związki korelacyjne autora dla lessów z wcześniejszych badań, a także pozwoliły na sformułowanie kolejnych wstępnych korelacji. Ze względu na to, iż badania zostały wykonane na jednym poletku doświadczalnym, nie można traktować ich jako wiążących i należy potwierdzić je serią badań w innych lokalizacjach.

Literatura

- [1] Amoroso S., Monaco P., Marchetti D.: *Use of the Seismic Dilatometer (SDMT) to estimate in situ G-γ decay curves in various soil types*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 - Proceedings of the 4th International Conference on Site Characterization 4, ISC-4, Vol. 1, October 2014, s. 489–497.
- [2] Atkinson J., Sallfors G.: *Experimental determination of soil properties*. Proceedings of the 10th ECSMFE, Vol. 3, Florence 1991.

- [3] Ciloglu F., Cetin K.O., Erol A.O.: *CPT-based compressibility assessment of soils*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, 2014, s. 629–636.
- [4] Frankowski Z., Pietrzykowski P.: *Charakterystyki odkształceniowe lessów południowo-wschodniej Polski*, Vol. 65, 10, 2017, s. 832–839.
- [5] Godlewski T., Kotlicki W., Wysokiński L.: *Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7*. Poradnik, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2011.
- [6] Kulhawy F.H., Mayne P.H.: *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Institute, New York 1990.
- [7] Lechowicz Z., Szymański A.: *Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych*. Część 1: *Metodyka badań*. SGGW, Warszawa 2002.
- [8] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.: *Cone penetration testing in geotechnical practice*. E&FN Spon, London 1997.
- [9] Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M.: *The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations*. International Conference on in situ measurement of Soil Properties, 2001, s. 95–131.
- [10] Marchetti S.: *Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001*. The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, 2015, s. 43–65.
- [11] Marchetti S.: *In situ tests by flat dilatometer*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, 1980, s. 299–321.
- [12] Marchetti S., Monaco P., Totani G., Marchetti D.: *In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT)*, (w:) *Proceedings from Research to Practice in Geotechnical Engineering*, Vol. 180, 2008, s. 292–311.
- [13] Mayne P.W.: *Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in situ tests*. International conference on in situ measurement of soil properties & case histories, 2001.
- [14] Młynarek Z., Wierzbicki J., Stefaniak K.: *Evaluation of deformation parameters of organic subsoil by means of CPTU, DMT, SDMT*. Architecture Civil Engineering Environment, Vol. 6, 4, 2013, s. 51–58.
- [15] Młynarek Z.: *Site investigation and mapping in urban area*. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, Madrid 2007, s. 175–202.
- [16] Młynarek Z., Wierzbicki J., Mańka M.: *Geotechnical parameters of loess soils from CPTU and SDMT*, (w:) *International Conference on the Flat Dilatometer DMT '15*, 2015, s. 481–489.
- [17] Młynarek Z., Wierzbicki J., Mańka M.: *Moduły ścisłości i ścinania lessów z badań CPTU i SDMT*. Inżynieria Morska i Geotechnologia, Vol. 36, 3, 2015, s. 193–199.
- [18] Monaco P., Amoroso S., Marchetti S., Marchetti D., Totani G., Cola S., Simonini P.: *Overconsolidation and stiffness of venice lagoon sands and silts from SDMT and CPTU*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 140, 2014, s. 215–227.
- [19] Nepelski K.: *Numeryczne modelowanie pracy konstrukcji posadowionej na lessowym podłożu gruntowym*. Rozprawa doktorska, promotor E. Błazik-Borowa, Politechnika Lubelska, Lublin 2019.
- [20] Nepelski K., Rudko M.: *Identyfikacja parametrów geotechnicznych lessów lubelskich na podstawie sondowań statycznych CPT*. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, Vol. 27, 2, 2018, s. 186–198.
- [21] Rabarijoely S.: *Określenie modułu ścinania z badań dylatometrycznych (DMT) na przykładzie iltów plioceńskich z poletka Stegny*. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, Vol. 86, 63, 2014, s. 77–86.
- [22] Sanglerat G.: *The penetrometer and soil exploration*. Elsevier, Amsterdam 1972.
- [23] Senneset K., Janbu N., Svano G.: *Strength and deformation parameters from cone penetration tests*, (w:) *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Rotterdam 1982.

- [24] Simonini P., Ricceri G., Cola S.: *Geotechnical characterization and properties of Venice lagoon heterogeneous silts*, Vol. 3–4, 2007.
- [25] Stefaniak K.: *Analysis of overconsolidation effect in alluvial subsoil using CPTU and DMT*, (w:) *Proceedings of the 5th International Young Geotechnical Engineers' Conference – 5th iYGEC*, 2013, s. 383–386.
- [26] Tarnawski M.: *Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2007.
- [27] Truty A.: *Sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń. Aspekty modelowania numerycznego*. Czasopismo Techniczne, Vol. 3, 2008, s. 107–126.
- [28] Wszędrywony-Nast M.: *Ocena metod oznaczania modułu odkształcenia do projektowania ścian szczelinowych*. Geologos, Vol. 11, 2007, s. 303–310.
- [29] PN-EN ISO 22476-4 *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Część 4: Badanie presjometrem Menarda*.

WPŁYW PARAMETRÓW INFILTRACYJNYCH GRUNTU NA ODPŁYW ZE ZLEWNI MIEJSKIEJ

1. Wstęp

Redukcja spływu wód opadowych z terenów miast jest priorytetowym kierunkiem projektowania i modernizacji systemów odwodnieniowych. Ograniczanie wielkości odpływu jest istotne z punktu widzenia ochrony środowiska, prowadzi do zatrzymania wody opadowej na terenie zlewni i przeciwdziała obniżaniu poziomu zwierciadła wód podziemnych [6]. Mniejszy odpływ przekłada się też na niższe koszty wykonania sieci kanałów i urządzeń do jego odprowadzania. Najprostsze sposoby redukcji odpływu to zastępowanie powierzchni szczelnych przepuszczalnymi lub kierowanie spływu z terenów szczelnych na obszar przepuszczalny [8, 13]. W obu przypadkach zmniejszanie objętości następuje w wyniku bezpośredniej infiltracji wód opadowych z powierzchni terenu.

Jeśli przepuszczalność gruntu jest dobra, jego zdolności infiltracyjne są wystarczające do wchłonięcia zarówno opadu trafiającego na powierzchnię przepuszczalną, jak i dodatkowego spływu skierowanego z powierzchni szczelnej. Słaba przepuszczalność gruntu nie wyklucza całkowicie możliwości infiltracji wód opadowych. Zatrzymanie nawet części objętości odpływu może ograniczyć przekroje kanałów sieci kanalizacji deszczowej.

W publikacji przedstawiono wyniki analizy możliwości zastosowania bezpośredniego wsiąkania wód opadowych przez grunty o słabej przepuszczalności do zmniejszenia odpływu ze zlewni miejskich. Celem rozważań jest określenie maksymalnej możliwej redukcji odpływu w zakresie opadów wykorzystywanych przy wymiarowaniu przekrojów kanalizacji deszczowej.

2. Modelowanie infiltracji w zlewniach miejskich

Infiltracja wód opadowych z powierzchni terenu może być opisana prawem Darcy'ego, wyrażonym za pomocą iloczynu współczynnika filtracji i spadku hydraulicznego. Przy pionowym kierunku przepływu spadek hydrauliczny jest równy jedności, zatem prędkość filtracji odpowiada liczbowo współczynnikowi filtracji gruntu [5]. W obliczeniach zakłada się jednorodność gruntu w strefie, przez którą następuje infiltracja, oraz pomija się zmiany prędkości filtracji w wyniku gromadzenia wody opadowej na powierzchni terenu.

Prawo Darcy'ego dotyczy filtracji w warunkach całkowitego nasycenia gruntu wodą. W początkowej fazie infiltracji, po rozpoczęciu opadu, pory gruntu nie są wypełnione wodą. Dodatkowo w warunkach rzeczywistych na powierzchni gruntu zazwyczaj znajduje się warstwa gleby z roślinnością (głównie trawą), która charakteryzuje się innymi zdolnościami wodoprzepuszczalnymi niż niżej zalegające warstwy gruntu rodzimego. Aby uwzględnić te czynniki, w analizach spływu wód deszczowych na terenach miejskich do opisu infiltracji wykorzystuje się równanie Hortona [2]. Służy ono do szacowania wartości chwilowego natężenia infiltracji $f(t)$:

$$f(t) = f_k + (f_p - f_k) \cdot e^{-a \cdot t} [\text{mm/h}] \quad (1)$$

gdzie:

f_k - infiltracja końcowa [mm/h],

f_p - infiltracja początkowa [mm/h],

a - empiryczna stała, opisująca szybkość zmniejszania infiltracji [1/h],

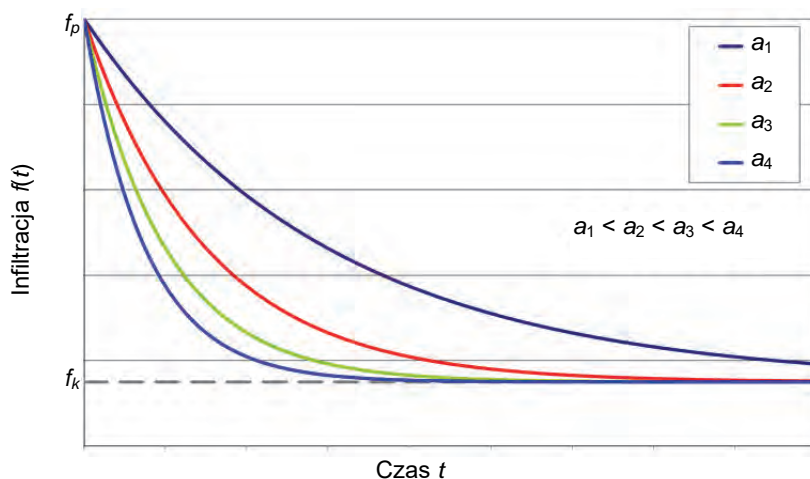
t - czas [h].

Zgodnie z równaniem Hortona zdolności infiltracyjne gruntu maleją wykładniczo od wartości początkowej f_p do końcowej f_k , odpowiadającej współczynnikowi filtracji (rys. 1). Czas, po którym następuje stabilizacja intensywności infiltracji, rośnie wraz ze zmniejszaniem się wartości stałej a .

Całkowitą objętość wody opadowej wsiąkającej w grunt opisuje infiltracja skumulowana F , reprezentowana przez pole pod wykresem infiltracji chwilowej (rys. 1):

$$F = \int_0^T f(t) dt = f_k \cdot T + \frac{(f_p - f_k)}{a} \cdot (1 - e^{-a \cdot T}) = f_k \cdot T + \Delta F [\text{mm}] \quad (2)$$

Wielkość przyrostu infiltracji skumulowanej ΔF nie zależy od pojedynczych wartości infiltracji początkowej i końcowej, lecz od ich różnicy



Rys. 1. Graficzna interpretacja równania Hortona dla różnych wartości stałej a

(wzór (2)). Oznacza to, że taka sama wartość ΔF może dotyczyć gruntów o różnej wodoprzepuszczalności, reprezentowanej przez infiltrację końcową f_k . Wykorzystano tę własność przy doborze wartości parametrów infiltracji, zakładając niezależność wierzchniej warstwy gleby od gruntu rodzimego (podrozdz. 3.3).

3. Zakres analizy

3.1. Charakterystyka zlewni

Analizę wykonano na przykładzie rzeczywistej zlewni miejskiej, znajdującej się w Bydgoszczy (rys. 2). Łączna powierzchnia zlewni wynosi 71,3 ha. Dominującymi rodzajami zagospodarowania terenu są zabudowa jednorodzinna i osiedla domów wielorodzinnych. Całkowita powierzchnia terenów uszczelnionych na obszarze zlewni wynosi 35,7 ha, z czego 30% stanowią dachy.

Wykorzystano model symulacyjny zlewni wykonany w programie SWMM. Model został udostępniony przez Miejskie Wodociągi i Kanalizację w Bydgoszczy Sp. z o.o., eksploatatora sieci kanalizacji deszczowej na terenie miasta. Odwzorowano w nim 144 zlewnie cząstkowe i 174 odcinki kanałów.



Rys. 2. Zagospodarowanie zlewni (a) oraz schemat jej odwzorowania w modelu (b)

3.2. Redukcja odpływu

Przyjęto, że redukcja odpływu będzie realizowana z wykorzystaniem bezpośredniej infiltracji przez powierzchnie przepuszczalne. W tym celu w każdej zlewni cząstkowej spływ z części powierzchni szczelnej, oznaczonej jako ΔA_S , będzie kierowany na powierzchnię przepuszczalną. W obliczeniach uwzględniono trzy wartości ΔA_S wynoszące 10%, 20% i 30% powierzchni szczelnej. Maksymalną wartość ΔA_S ustalono, przyjmując, że na powierzchnię przepuszczalną będzie kierowany spływ z dachów, jako potencjalnie mało zanieczyszczony. Jest to zgodne z wcześniejszym założeniem o wykorzystaniu bezpośredniego wsiąkania przez powierzchnie przepuszczalne, gdzie nie ma możliwości oczyszczania wód opadowych wprowadzanych do gruntu.

Kiedy zdolności infiltracyjne gruntu na powierzchniach przepuszczalnych są znaczne i większe od natężenia opadu, spływ kierowany

z powierzchni szczelnej ulega całkowitej infiltracji. Wówczas redukcja objętości odpływu ΔV osiąga wartość maksymalną (teoretyczną) ΔVT , która jest liczbowo równa powierzchni szczelnej ΔA_s , z której spływ trafia na teren przepuszczalny. W analizie sprawdzano, jaką część teoretycznej redukcji można osiągnąć dla gruntów o słabej przepuszczalności.

3.3. Parametry infiltracji

Główną charakterystykę gruntu stanowi współczynnik filtracji, reprezentowany w obliczeniach przez infiltrację końcową f_k . Przyjęto, że grunt na terenie zlewni ma niską wodoprzepuszczalność. Tworzą go piaski pyłaste [10, 15] o współczynnikach filtracji z przedziału od 4 mm/h do 40 mm/h (tab. 1).

Tabela 1. Przyjęte zakresy parametrów infiltracji do równania Hortona

| Parametr | Wartości |
|------------------------|--------------------------------------|
| f_p [mm/h] | 150, 125, 100, 75, 50 |
| f_k [mm/h] | 40, 36, 32, 28, 24, 20, 16, 12, 8, 4 |
| a [h ⁻¹] | 8, 6, 4, 2 |

Założono, że własności wierzchniej warstwy pokrycia terenu (gleba wraz z roślinnością) są niezależne od gruntu rodzimego zalegającego poniżej. Wartości infiltracji początkowej f_p oraz stałej a przyjęto na podstawie danych literaturowych [11, 12]. Odpowiadają one warunkom przeciętnych zdolności infiltracyjnych z uwzględnieniem roślinności (tab. 1). Dla danego rodzaju gruntu wartości parametrów f_p oraz a podawane w literaturze mają szerokie zakresy [3, 14]. Sprawia to, że niepewność oszacowania tych parametrów jest również relatywnie duża. Z uwagi na ograniczone informacje na temat doboru wartości infiltracji początkowej i stałej a w funkcji własności gruntu oraz ze względu na czytelność prezentowanych wyników w analizie uwzględniano wyłącznie sumaryczny wpływ f_p oraz a reprezentowany przez infiltrację skumulowaną. Rozpatrywano infiltrację skumulowaną dla czasu T wynoszącego 1 godzinę, co odpowiada czasowi trwania opadu, dla którego obliczano odpływ. Przyjęte wartości parametrów infiltracji pozwalają na utworzenie 200 zestawów danych, dla których można wyznaczyć infiltrację skumulowaną. Wartości infiltracji skumulowanej dla zastosowanych w analizie parametrów równania Hortona mieszczą się w przedziale od 9,8 mm do 87,6 mm, wartość średnia wynosi 40,9 mm.

3.4. Opady obliczeniowe

Do odwzorowania zmienności natężenia opadu w czasie zastosowano hietogram wzorcowy Chicago [7] z centralnie (symetrycznie) zlokalizowanym natężeniem szczytowym. W analizie wykorzystano deszcze o częstości przewyższenia c wynoszącej 2, 5 i 10 lat. Takie wartości częstości są zalecane przy wymiarowaniu systemów kanalizacji deszczowej [4] w zależności od sposobu użytkowania terenu. Najczęściej wykorzystywane są opady o częstości przewyższenia równej 2 lata, właściwe dla obliczeń prowadzonych dla terenów mieszkaniowych.

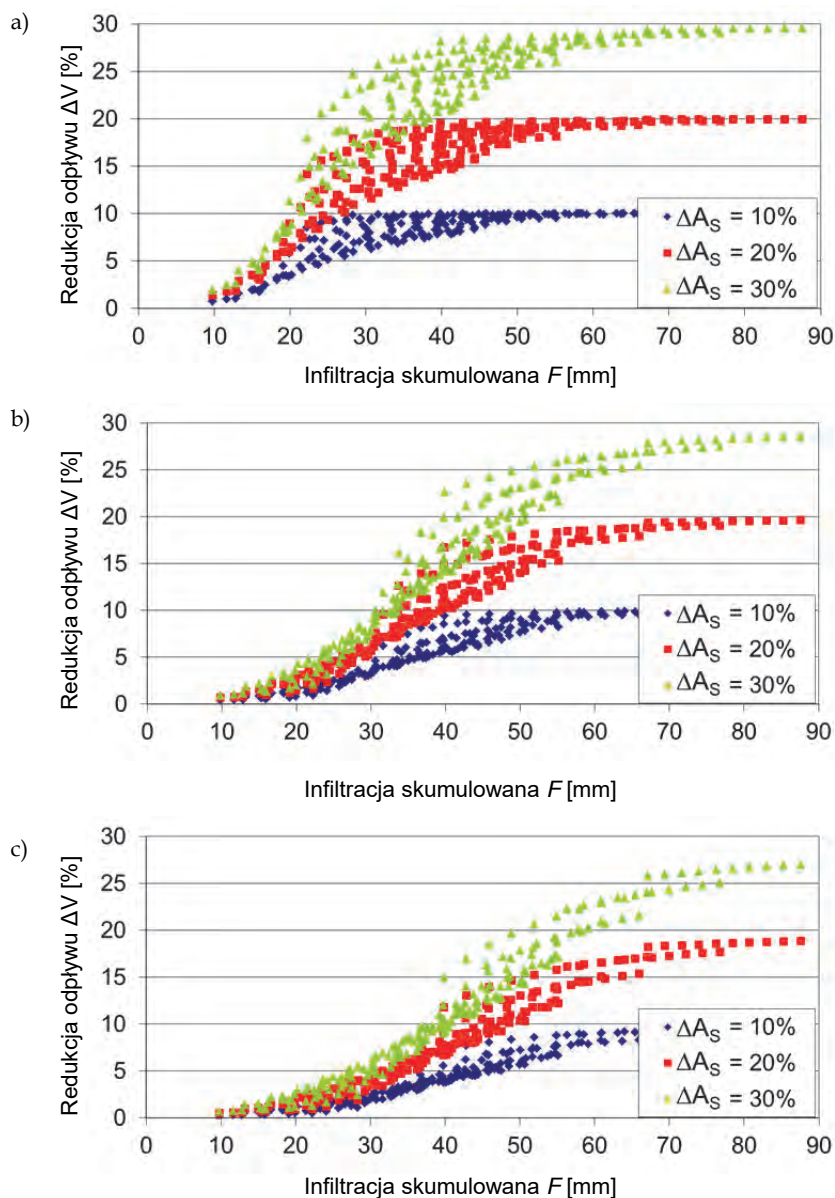
Przyjęto czas trwania opadu równy 1 godzinie. Maksymalne natężenie opadu ma miejsce w połowie czasu trwania (30 min). Jest to wartość przekraczająca najdłuższy czas przepływu przez zlewnię, który wynosi 22 min. Opad taki powinien generować największy chwilowy odpływ ze zlewni [9].

Wysokości opadu deszczu P obliczono według formuły Bogdanowicz i Stachy będącej formą krzywej DDF dla warunków polskich [1]. Wartości P wynoszą 20,2 mm, 29,3 mm oraz 34,9 mm dla częstości odpowiednio 2, 5 i 10 lat. Wysokości opadu są mniejsze od maksymalnej infiltracji końcowej uwzględnionej w obliczeniach (tab. 1). Na powierzchnię przepuszczalną będzie trafiać także część spływu z powierzchni szczelnej, zatem zdolności infiltracyjne gruntu mogą zostać przekroczone mimo relatywnie dużej w porównaniu z opadem wodoprzepuszczalności.

4. Omówienie wyników

Wykonane obliczenia wskazują na możliwość znaczącej redukcji odpływu z powierzchni szczelnych w wyniku skierowania odpływu na powierzchnie przepuszczalne charakteryzowane przez grunty o słabej przepuszczalności.

Dla wszystkich analizowanych częstości opadu c oraz wielkości powierzchni szczelnej ΔA_s , z której spływ kierowany jest na teren przepuszczalny, możliwe jest osiągnięcie redukcji odpływu na poziomie co najmniej 90% wartości teoretycznej ΔVT , oznaczającej całkowitą infiltrację wód opadowych trafiających na powierzchnię przepuszczalną (rys. 3). Dla wartości ΔA_s wynoszącej 10% można uzyskać redukcję odpływu odpowiadającą wartości teoretycznej $\Delta VT = 10\%$ dla wszystkich analizowanych częstości opadu. W przypadku gdy $\Delta A_s = 20\%$, redukcja maksymalna teoretyczna ($\Delta V = \Delta VT = 20\%$) jest możliwa tylko dla opadu o częstości



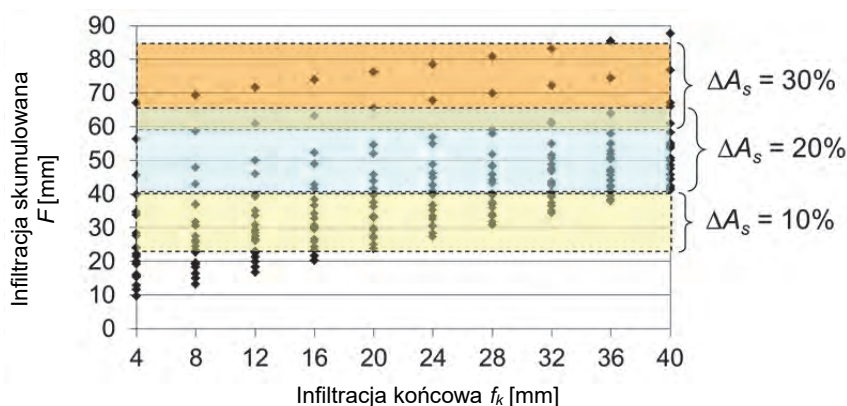
Rys. 3. Redukcja odpływu dla opadów o częstotliwości 2 lata (a), 5 lat (b) i 10 lat (c)

2 lata. Dla deszczu o częstotliwości 5 lat można uzyskać redukcję na poziomie 98% ΔVT ($\Delta V = 19,6\%$). Przy opadzie o $c = 10$ lat największa redukcja odpływu sięga 94% ΔVT ($\Delta V = 18,8\%$). Jeśli przyjmie się skierowanie spływu z 30% powierzchni szczelnych na teren przepuszczalny, maksymalna

redukcja odpływu może wynieść od 99% ΔVT ($\Delta V = 29,7\%$) dla opadu o częstotliwości 2 lata do 90% ΔVT ($\Delta V = 27\%$) dla deszczu o częstotliwości 10 lat.

Należy zaznaczyć, że podane maksymalne wielkości redukcji odpływu są osiągnięte tylko dla wybranych zestawów parametrów infiltracji. Biorąc pod uwagę ograniczone wytyczne odnośnie do przyjmowania wartości parametrów infiltracji do równania Hortona (podrozdz. 3.3), można założyć, że prawdopodobieństwo przypisania konkretnej wartości parametru do danego gruntu jest jednakowe w całym zalecanym zakresie. To, że największa obliczona redukcja odpływu ma miejsce dla wartości parametrów zbliżonych do granicy przyjętego zakresu (np. dla $\Delta A_s = 30\%$), nie oznacza, że jest to najmniej prawdopodobny scenariusz.

Co istotne, redukcja odpływu sięgająca 90% ΔVT może następować nawet dla najmniejszych analizowanych wartości infiltracji końcowej (rys. 4). Wyjątek stanowią odpływy wywołane opadami o częstotliwości 5 i 10 lat dla $\Delta A_s = 30\%$. W przypadku redukcji odpływu wynoszącej co najmniej 90% ΔVT infiltracja końcowa powinna przekraczać 20 mm/h. Można stwierdzić, że skierowanie odpływu z 30% powierzchni szczelnej jest wielkością graniczną dla analizowanych zdolności infiltracyjnych gruntu.



Rys. 4. Wielkość infiltracji skumulowanej F w zależności od infiltracji końcowej f_k

W obliczeniach zakładano, że infiltracja dodatkowego spływu z powierzchni szczelnej następuje na całej powierzchni przepuszczalnej. Jeżeli w warunkach rzeczywistych infiltracja będzie mogła następować jedynie przez część powierzchni przepuszczalnej, redukcja odpływu może być mniejsza niż obliczona na drodze symulacji. Z drugiej strony przyjęty sposób obliczeń infiltracji i odpływu nie uwzględnia chwilowej

retencji wody opadowej na powierzchni zlewni w przypadku, gdy zdolności wodoprzepuszczalne są zbyt niskie, np. w chwili wystąpienia szczytowego natężenia opadu. Pomińnięcie retencji powoduje, że nadmiar wód opadowych, który nie ulega infiltracji, transformowany jest w spływ powierzchniowy. To z kolei może prowadzić do zaniżenia obliczonej redukcji odpływu względem wartości rzeczywistej.

Brak osiągnięcia redukcji odpływu ΔV odpowiadającej wartości teoretycznej dla $\Delta A_S = 30\%$ nawet przy najmniejszej częstotliwości opadu można wytłumaczyć uproszczeniem polegającym na przyjęciu jednakowej wartości ΔA_S dla każdej zlewni cząstkowej. W przypadku znacznego stopnia uszczelnienia zlewni cząstkowej skierowanie spływu z dużej części powierzchni szczelnej może przekroczyć zdolności infiltracyjne gruntu.

Zdolności redukcji odpływu są zależne od relacji między czasowymi przebiegami opadu i infiltracji. Dla zbliżonej infiltracji skumulowanej otrzymano znaczące różnice w redukcji odpływu (rys. 3). W porównaniu z wielkością opadów deszczu wykorzystywanych do wymiarowania systemów kanalizacyjnych zdolności infiltracyjne gruntu rodzimego o słabej przepuszczalności są znaczne. Dodatkowo można je zwiększyć, modyfikując parametry wierzchniej warstwy, co stanowi interesującą alternatywę dla wykorzystania obiektów retencyjno-infiltracyjnych, jak np. skrzynki rozsączające, do wprowadzania do gruntu wód z powierzchni o relatywnie małym zanieczyszczeniu.

Zaprezentowane wyniki wskazują na możliwość ograniczenia odpływu ze zlewni i redukcję przekrojów kanałów odprowadzających wody opadowe. W przypadku wystąpienia deszczu o większej intensywności niż zastosowana w projektowaniu przekrojów kanałów gruntu o słabej przepuszczalności będą miały niewystarczające zdolności infiltracyjne. Pojawi się spływ także z powierzchni przepuszczalnych. Analiza funkcjonowania systemu kanalizacyjnego w takich warunkach pod kątem spełniania wymogów normy PN-EN 752 może być wykonana przy wykorzystaniu programu symulacyjnego takiego jak użyty w prezentowanej analizie.

5. Wnioski

Na podstawie wykonanych symulacji odpływu oraz analizy wyników można sformułować następujące wnioski:

1. W całym analizowanym zakresie częstotliwości c oraz ΔA_S jest możliwość redukcji objętości odpływu ΔV wynoszącej 90% wartości teoretycznej ΔVT .

2. Dla $\Delta A_S = 10\%$ możliwa jest całkowita infiltracja wód opadowych kierowanych z powierzchni szczelnej na przepuszczalną dla wszystkich analizowanych częstotliwości opadu.

3. Dla częstotliwości opadu $c = 2$ latami całkowitą infiltrację wód opadowych kierowanych z powierzchni szczelnej na powierzchnię przepuszczalną można osiągnąć dla ΔA_S wynoszącej 10% oraz 20%. Dla $\Delta A_S = 30\%$ uzyskano redukcję objętości odpływu $\Delta V = 99\% \Delta VT$.

Badania przedstawione w publikacji sfinansowano ze środków Politechniki Poznańskiej (504101 01/13/SBAD/0912).

Literatura

- [1] Bogdanowicz E., Stachy J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. IMGW, Warszawa 1998.
- [2] Bauer S.W.: *A modified Horton equation for infiltration during intermittent rainfall*. Hydrological Sciences Journal, 19(2), 1974, s. 219-225.
- [3] Duan R., Fedler C.B., Borelli J.: *Field evaluation of infiltration models in lawn soils*. Irrigation Science, 29, 2011, s. 379-389.
- [4] EN 752:2017: *Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Zarządzanie systemem kanalizacyjnym*. PKN, Warszawa 2017.
- [5] Gabryszewski T., Wieczysty A.: *Ujęcia wód podziemnych*. Arkady, Warszawa 1985.
- [6] Geiger W., Dreiseitl H.: *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*. Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [7] Keifer C.J., Chu H.H.: *Synthetic rainfall pattern for drainage design*. ASCE Journal of the Hydraulics Division, 83(HY4), 1957, s. 1-25.
- [8] Królikowska J., Królikowski A.: *Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie*. Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa 2012.
- [9] Mazurkiewicz K., Skotnicki M.: *A determination of the synthetic hyetograph parameters for flow capacity assessment concerning stormwater systems*. E3S Web of Conferences, 45, 00053, 2018.
- [10] Pazdro Z.: *Hydrogeologia ogólna*. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1983.
- [11] Pitt R., Lantrip J., O'Connor T.: *Infiltration Through Disturbed Urban Soils*. Journal of Water Management Modeling, 104, 2000, s. 1-10.
- [12] Rossman L.A., Huber W.C.: *Storm Water Management Model Reference Manual Volume 1 – Hydrology (Revised)*. U.S. EPA 2016.
- [13] Słyś D.: *Retencja i infiltracja wód deszczowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [14] Weber J.F.: *Parámetros del modelo de infiltración de Horton obtenidos mediante el uso de un simulador de lluvia, Córdoba, Argentina*. Ambiente & Água, 9, 2014, s. 161-172.
- [15] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKŁ, Warszawa 1987.

ADAM DUDA

Politechnika Poznańska

MICHAŁ NOWAK

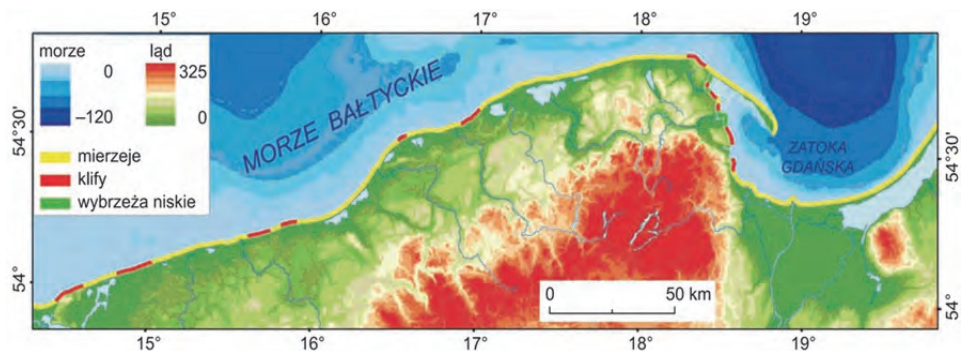
Stabilny Grunt Sp. z o.o.

STABILIZACJA I ZABEZPIECZENIE WYBRANEGO ODCINKA KLIFU ORŁOWSKIEGO

1. Wprowadzenie

Jak podano w pracy Frankowskiego, Lipnickiej i Małeckiej [1], klify zajmują 95,6 km polskiego brzegu Bałtyku. Bez uwzględnienia Półwyspu Helskiego stanowią one 22% polskiego wybrzeża. Brzegi klifowe występują na 12 odcinkach, co pokazano na rysunku 1. Orientacyjną lokalizację przedmiotowego odcinka Klifu Orłowskiego, długości zaledwie ok. 42 m, zlokalizowanego w Gdyni (Kamiennej Górze), pokazano na rysunku 2.

Klify są to urwiska brzegowe, czyli strome, niekiedy pionowe zbocza na brzegu morskim lub jeziornym, utworzone w wyniku erozyjnego działania fal. Przemiany, jakim podlegają brzegi klifowe, należy rozpatrywać jako procesy zachodzące nie tylko na brzegu, ale też na nadbrzeżu i w przybrzeżu. Brzegi klifowe cofają się, zmieniając warunki geologiczno-inżynierskie nowych terenów położonych na ich zapleczu. W literaturze



Rys. 1. Typy polskiego wybrzeża [1]



Rys. 2. Mapa orientacyjna

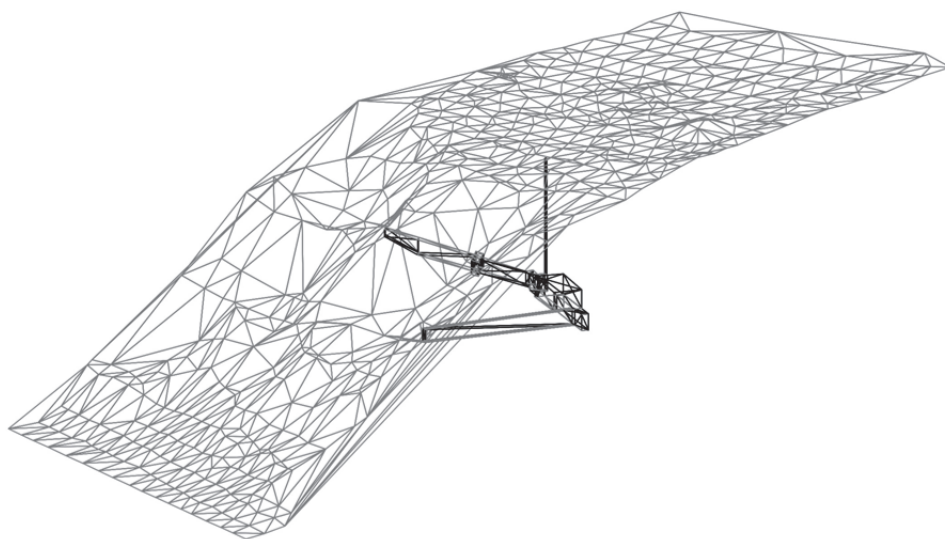
opisano wiele przykładów tego destrukcyjnego procesu. Wśród nich można wymienić np. zmiany klifu w Jastrzębiej Górze [2–5], gdzie cofanie się brzegu doprowadziło do zniszczenia posadowionych na nim budynków. Kolejnym przykładem może być zniszczenie kościoła z przełomu XIV i XV w. w Trzęsaczu [6, 7]. Opis procesów geodynamicznych zachodzących na wybrzeżu morskim, które kształtują linię brzegową, można znaleźć w publikacjach [8–11]. Budowa samego Klifu Orłowskiego była przedmiotem zainteresowania wielu badaczy i została omówiona przykładowo w pracach [12–15]. Sposoby zabezpieczania brzegów morskich opisano w publikacjach [16–18], a wykorzystanie do tego geosyntezy w artykule [19]. Ważnym elementem zabezpieczenia brzegów morskich jest odpowiedni monitoring (temu zagadnieniu są poświęcone prace [20–23]), który pozwala zareagować we właściwym momencie i podjąć odpowiednie działania wyprzedzające, eliminujące zagrożenia związane z erozją samego klifu bądź minimalizujące negatywne skutki tego procesu (np. ewakuację mieszkańców oraz mienia).

2. Budowa geologiczna z warunkami gruntowo-wodnymi

2.1. Zakres badań

Na potrzeby realizacji niniejszego zadania w okresie od stycznia do marca 2018 r. wykonano uzupełniające badania terenowe w postaci szczegółowych pomiarów geodezyjnych klifu oraz wierceń ręcznych

i sondowań dynamicznych DPL. W pierwszym etapie geodezyjnie określono rzędne wysokościowe w miejscu planowanego przebiegu ścieżki skarpowej oraz dodatkowo rzędne terenu w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących drzew o średnicy pnia powyżej 30 cm. W drugim etapie wykonano uszczegóławiające geodezyjne pomiary rzędnych powierzchni klifu w regularnej siatce w celu uzyskania całościowego obrazu powierzchni terenu (pochylenia oraz kształtu zbocza) na potrzeby sporządzenia mapy warstwicznej do celów projektowych. Model 3D uzyskany z pomiarów geodezyjnych terenu wraz z położeniem schronu w korpusie zbocza pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Model powierzchni terenu wraz z usytuowaniem schronu w korpusie zbocza

W trzecim etapie wykonano 17 odwiertów geotechnicznych z powierzchni zbocza do głębokości 1–4 m p.p.t., łącznie 39,6 mb, oraz 9 sondowań podłoża lekką sondą dynamiczną DPL do głębokości 1,3–4 m p.p.t., łącznie 22,3 mb. W czwartym etapie wykonano badania laboratoryjne gruntów pobranych z otworów wiertniczych. Wykonano:

- 2 oznaczenia zawartości części organicznych I_{omv}
- 14 oznaczeń wilgotności naturalnej gruntów W_{nv}
- 6 analiz (areometrycznych) uziarnienia gruntów spoistych,
- 8 analiz (sitowych) uziarnienia gruntów niespoistych.



Rys. 4. Plan sytuacyjny z lokalizacją punktów badań oraz liniami przekrojów geotechnicznych

Na rysunku 4 pokazano plan sytuacyjny z lokalizacją punktów badań oraz liniami przekrojów geotechnicznych.

2.2. Warunki gruntowo-wodne

Warunki gruntowo-wodne opisano na podstawie 9 odwiertów i 1 sondowania DPL wykonanych przez Pracownię Geokarta do głębokości 5–25 m p.p.t. oraz 17 odwiertów geotechnicznych i 9 sondowań DPL wykonanych przez firmę Michał Nowak Geotechnika i Fundamentowanie do głębokości 1–4 m p.p.t. W podłożu rozpoznano plejstocenijskie osady stadiału głównego fazy pomorskiej zlodowacenia północnopolskiego wykształcone w postaci piasków drobnych, średnich i grubych, piasków gliniastych oraz glin piaszczystych. Warstwę przypowierzchniową zbcza do głębokości kilku metrów tworzy nasyp niekontrolowany, powstały prawdopodobnie w trakcie budowy schronu przeciwlodniczego, składający się z mieszaniny piasków drobnych próchnicznych, piasków drobnych, piasków średnich, piasków gliniastych, glin próchnicznych oraz glin piaszczystych z lokalnymi domieszkami okruchów gruzu betonowego, gruzu ceglanego, żużla oraz śmieci.

Grunty niespoiste tworzące nasyp niekontrolowany występują w stanie od luźnego do średniozagęszczonego ($I_D = 0,28-0,50$). Nasyp niekontrolowany zbudowany z gruntów spoistych występuje w stanie od plastycznego do twaroplastycznego ($I_L = 0,35-0,25$). Grunty niespoiste rodzime występują w stanie od luźnego do średniozagęszczonego ($I_D = 0,28-0,55$). Grunty spoiste rodzime występują w stanie od plastycznego do zwarteo ($I_L = 0,30-0,00$). Pakiet glin piaszczystych w stanie zwartym występuje na głębokości ok. 8–10 m i jest nachylony zgodnie z pochyleniem klifu. Wodę gruntową stwierdzono jedynie w formie sączeń na głębokości 0,7–4,4 m p.p.t. Poziomu wodonośnego wykonanymi badaniami nie stwierdzono. Woda gruntowa może pojawiać się lokalnie, po okresach roztopów oraz intensywnych opadów, w postaci wody zawieszanej na stropie gruntów spoistych.

2.3. Charakterystyka zbocza

Parametry zbocza, które pokazano także na rysunku 5, są następujące:

- wysokość: ok. 27 m,
- budowa geologiczna: nasyp niekontrolowany spoczywający na osadach lodowcowych,
- woda gruntowa: występowanie lokalne w postaci sączeń,
- szerokość w granicy działki: 37,2–42,4 m,
- ukształtowanie: nieregularne, pofalowane,
- nachylenie zbocza: średnio 1 : 2,3,
- pokrycie roślinnością: drzewami oraz krzewami,
- zabudowa istniejąca: bunkier przeciwlotniczy z 1944 r.,
- zabudowa projektowana: tarasy widokowe, ścieżka skarpowa.

2.4. Wpływ istniejącej roślinności na zbocze

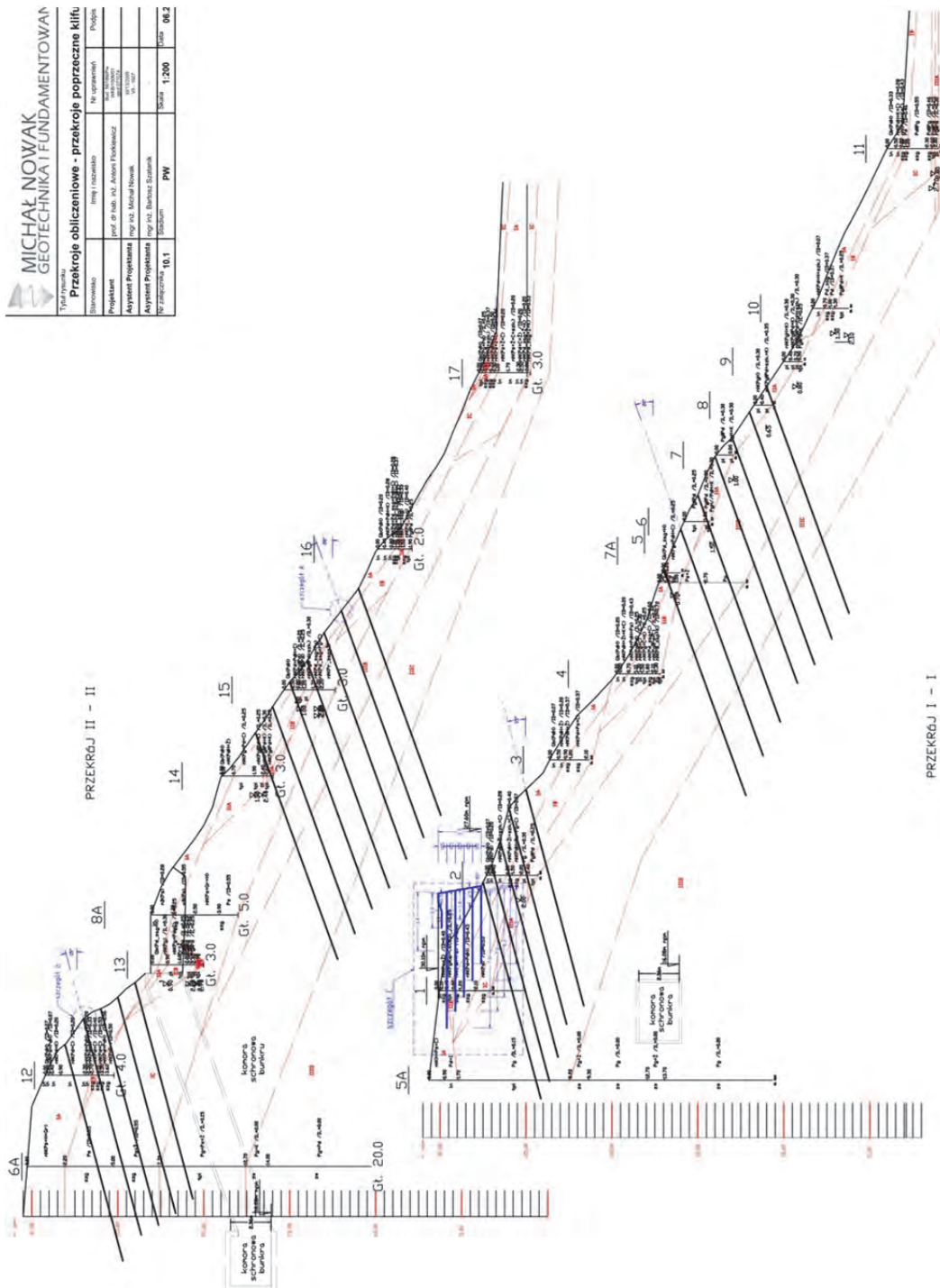
Rodzaje oddziaływań szaty roślinnej na zbocze podzielono następująco:

a) wpływy hydrologiczne:

- przechwytywanie i zatrzymywanie wód opadowych na częściach nadziemnych roślin i ich odparowanie; szacuje się, że masa wód spływowych w dół zbocza redukuje się o 30% do 50%, co wpływa korzystnie na stan gruntów budujących zbocze oraz na stateczność zbocza,

MICHAŁ NOWAK
 GEOTECHNIKA I FUNDAMENTOWAN

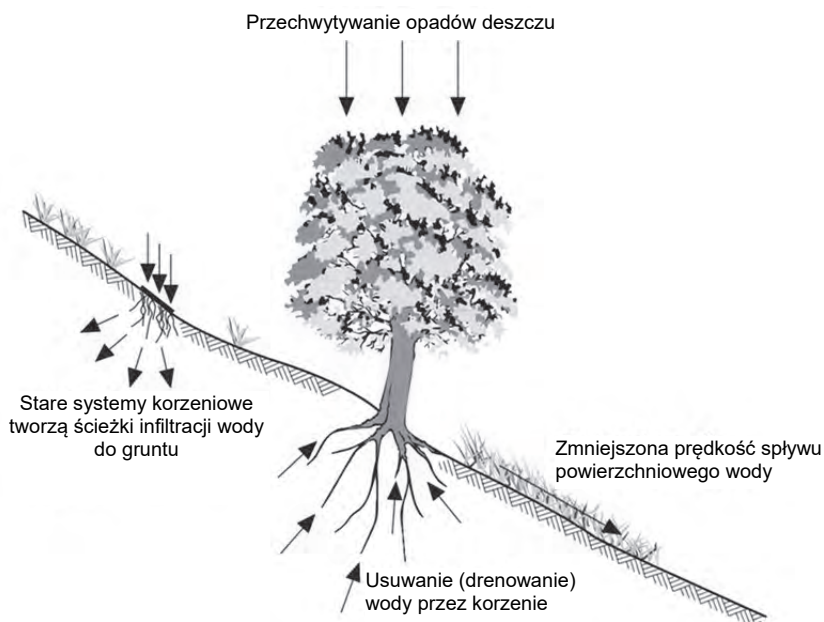
| | | | |
|--|---------------------------|------------------|------------|
| Tytuł projektu: Przekroje obliczeniowe – przekroje poprzeczne kłifu | | | |
| Stwierdził: | Inżynier (zakład): | Nr. opracowania: | Podpis: |
| Projektant: | Inż. dr inż. Adam Duda | | Wzrost: |
| Asystent Projektanta: | Inż. inż. Michał Nowak | | Wzrost: |
| Asystent Projektanta: | Inż. inż. Barbara Szustak | | Wzrost: |
| Nr. zlecenia: | 10.1 | Skala: | 1:200 |
| | | PW: | data: 04.2 |



Rys. 5. Geotechniczne przekroje obliczeniowe przez zbocze

- przeciwdziałanie erozji, transportowi cząstek gruntu po zboczu oraz ograniczenie prędkości spływającej wody wskutek tarcia o rośliny - korzystny wpływ na stateczność zbocza,
- zmniejszenie wilgotności podłoża gruntowego w strefie wpływu roślin, co prowadzi do obniżenia ciśnienia wody w porach - korzystny wpływ na stateczność zbocza,
- zwiększenie szorstkości powierzchni zbocza, co zwiększa infiltrację wody deszczowej - niekorzystny wpływ na stateczność zbocza.

Wpływy te zilustrował np. Sarsby [24], co pokazano na rysunku 6.



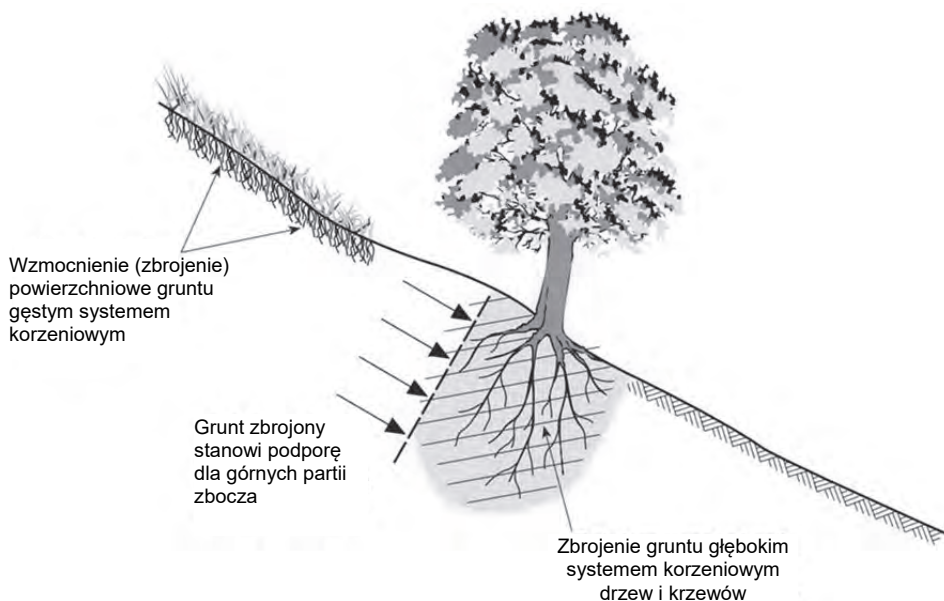
Rys. 6. Wpływ szaty roślinnej na wilgotność i przepływy wody w zboczu (na podstawie [24])

b) wpływy mechaniczne (rys. 7):

- dociążenie zbocza ciężarem drzew - niekorzystny wpływ na stateczność zbocza,
- wzrost naprężeń normalnych do powierzchni poślizgu - korzystny wpływ na stateczność zbocza,
- statyczne i dynamiczne dociążenie zbocza parciem wiatru na drzewa - niekorzystny wpływ na stateczność zbocza,

- zbrojenie gruntu korzeniami drzew – bardzo korzystny wpływ na stateczność zbocza.

Wartość wytrzymałości gruntu na ścinanie z uwzględnieniem wpływu zbrojenia korzeniami jest bardzo trudna do oszacowania. Jednocześnie jest to tematyka aktualna, podejmowana także przez Gruchota i Zydronia w niniejszej publikacji. Przykładowo z analiz przedstawionych w pracy Jeża [25] wynika, że w rozpatrywanym przypadku w strefie przypowierzchniowej o głębokości do 2 m występuje wzrost wytrzymałości oszacowany na ok. 10–20 kPa. W obliczeniach projektowych nie zwiększono jednak spójności gruntów w strefie przypowierzchniowej, uznając, że pozytywny wpływ korzeni drzew na stateczność zbocza jest równoważony przez negatywne oddziaływanie ciężaru drzew oraz parcie wiatru.



Rys. 7. Wpływ mechaniczny szaty roślinnej na zbocze (na podstawie [24])

3. Analiza stateczności zbocza

Obliczenia stateczności wykonano za pomocą programu komputerowego Geo5 firmy Fine, metodą Bishopa, z wykorzystaniem funkcji optymalizującej płaszczyznę poślizgu. Wartości parametrów geotechnicznych zmniejszono zgodnie z normą PN-EN-1997, przyjmując czę-

ściowe współczynniki bezpieczeństwa γ_M według podejścia obliczeniowego nr 3 dla poszczególnych parametrów, odpowiednio:

- $\tan \varphi$: $\gamma_M = 1,25$,
- efektywnej spójności: $\gamma_M = 1,25$,
- wytrzymałości bez odpływu: $\gamma_M = 1,4$,
- wytrzymałości na jednostkowe ściskanie: $\gamma_M = 1,4$,
- ciężaru objętościowego: $\gamma_M = 1,0$.

Współczynnik częściowy do oporu granicznego przyjęto $\gamma_R = 1,0$.

Obliczenia wykonano w dwóch przekrojach obliczeniowych I-I i II-II przedstawionych na rysunku 5, których przebieg w planie pokazano już wcześniej na rysunku 4. Przyjęto następujące warianty obliczeniowe:

- A - analiza stateczności klifu bez uwzględnienia roślin porastających zbocze,
- B - analiza stateczności klifu z uwzględnieniem dociążenia tarasami widokowymi oraz wzmocnienia skarpy gwoździami gruntowymi,
- C - analiza stateczności klifu z uwzględnieniem dociążenia tarasami widokowymi oraz wzmocnienia skarpy gwoździami gruntowymi poprzez przyjęcie w programie obliczeniowym dodatkowej spójności zastępczej gruntu.

Szczegółowe wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki obliczeń stateczności klifu

| Wariant obliczeniowy | Przekrój | Obciążenie korony skarpy | Rodzaj stateczności | Wykorzystanie stateczności skarpy | Ocena stateczności skarpy |
|----------------------|----------|--------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| A | I-I | brak | lokalna | 117,3% | niestateczna |
| | I-I | brak | lokalna | 78,1% | stateczna |
| | I-I | brak | globalna | 93,1% | stateczna |
| | II-II | brak | lokalna | 154,6% | niestateczna |
| | II-II | brak | lokalna | 120,2% | niestateczna |
| | II-II | brak | globalna | 100,0% | niestateczna |
| B | I-I | tarasami | lokalna | 82,4% | stateczna |
| | I-I | tarasami | lokalna | 58,4% | stateczna |
| | I-I | tarasami | lokalna | 47,9% | stateczna |
| | I-I | tarasami | globalna | 92,6% | stateczna |
| | II-II | obudową | lokalna | 111,9% | niestateczna |
| | II-II | obudową | lokalna | 87,3% | stateczna |
| | II-II | obudową | globalna | 92,8% | stateczna |
| C | II-II | obudową | lokalna | 149,8% | niestateczna |
| | II-II | obudową | lokalna | 88,4% | stateczna |
| | II-II | obudową | globalna | 92,8% | stateczna |

4. Rozwiązania projektowe

4.1. Zabezpieczenie zbocza

W celu wzmocnienia i zapewnienia stateczności przedmiotowego zbocza (klifu morskiego) zaprojektowano wykonanie iniekcyjnych stalowych gwoździ gruntowych w dwóch strefach, górnej oraz dolnej, o następujących parametrach:

- a) w strefie górnej (gwoździe o numerach 1-57):
 - średnica zewnętrzna gwoździ: $D_{\text{Stal}} 40 \text{ mm}$,
 - średnica wewnętrzna gwoździ: $D_{\text{Stal}} 16 \text{ mm}$,
 - średnica koronki wiertniczej: 110 mm ,
 - średnica buławy iniekcyjnej: ok. 154 mm ,
 - długość gwoździ: $L = 13,0 \text{ m}$,
 - rozstaw poziomy gwoździ: $H = 3,0 \text{ m}$, w szachownicę; co drugi rząd przesunięty o $1,5 \text{ m}$,
 - rozstaw pionowy gwoździ: $V = 2,0 \text{ m}$, w szachownicę; co drugi rząd przesunięty o $1,0 \text{ m}$,
 - liczba gwoździ: 57 szt.
- b) w strefie dolnej (gwoździe o numerach 58-155):
 - średnica zewnętrzna gwoździ: $D_{\text{Stal}} 52 \text{ mm}$,
 - średnica wewnętrzna gwoździ: $D_{\text{Stal}} 26 \text{ mm}$,
 - średnica koronki wiertniczej: 130 mm ,
 - średnica buławy iniekcyjnej: ok. 182 mm ,
 - długość gwoździ: $L = 14,0 \text{ m}$
 - rozstaw poziomy gwoździ: $H = 3,0 \text{ m}$, w szachownicę; co drugi rząd przesunięty o $1,5 \text{ m}$,
 - rozstaw pionowy gwoździ: $V = 2,0 \text{ m}$, w szachownicę; co drugi rząd przesunięty o $1,0 \text{ m}$,
 - liczba gwoździ: 98 szt.

Gwoździe gruntowe należy przytwierdzić do skarpy za pomocą blachy stalowej (marki) o wymiarach $0,3 \times 0,3 \times 0,02 \text{ m}$, ułożonej na ażurowej płycie betonowej o wymiarach $0,6 \times 0,6 \times 0,1 \text{ m}$, spoczywającej na podłożu gruntowym i pokrytej cienką warstwą betonu (tzw. poduszką). Po wykonaniu gwoździ płyty betonowe należy obsypać urodzajną ziemią (humusem) i obsiać nasionami traw.

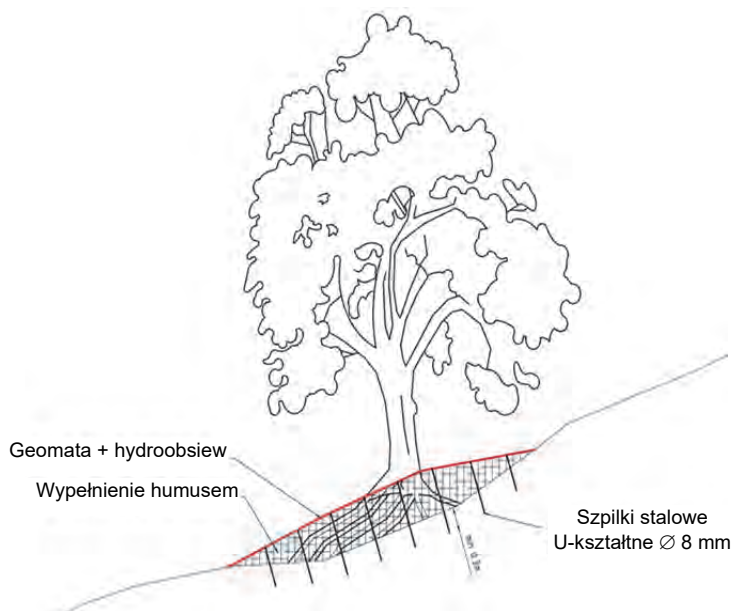
4.2. Zabezpieczenie drzew

Jak już wspomniano, na przedmiotowej działce zinwentaryzowano niemalże 130 dużych drzew, największy okaz, dąb, miał 226 cm obwodu (średnica zastępcza ok. 70 cm). W wyniku erozji zbocza system korzeniowy niektórych starych drzew (klonów, buków, jesionów), objętych ochroną przyrody, został częściowo odsłonięty, zwiększając prawdopodobieństwo ich obalenia np. w wyniku silnych porywów wiatru.

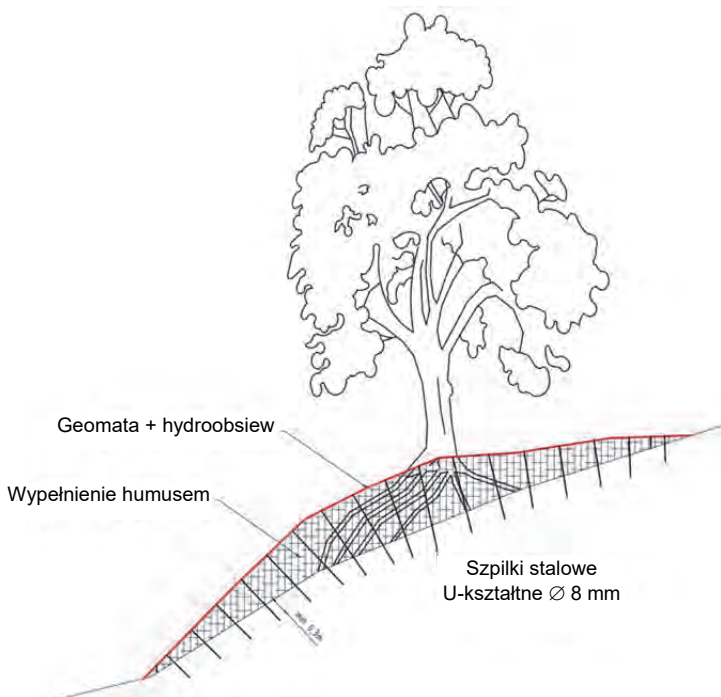


Rys. 8. Drzewa na zboczu; widać częściowo odsłonięty system korzeniowy

Na rysunku 8. pokazano przykładowe okazy, gdzie część odkrytych korzeni znajduje się w niecce, a część jest wyniesiona ponad linię zbocza. W celu zabezpieczenia drzew zaprojektowano obsypanie bryły korzeniowej ziemią urodzajną (humusem). Dodatkowo warstwa humusu będzie okryta geomatą, na której ma zostać wykonany hydroobsiew, lub zostanie przykryta geomatą wegetatywną. Po całkowitym przykryciu i naciągnięciu geomaty przewidziano przyszpilenie jej do skarpy za pomocą U-kształtnych szpilek stalowych w liczbie 4 szt./m². Sposób takiego zabezpieczenia pokazano na rysunkach 9 i 10.



Rys. 9. Schemat zabezpieczenia korzeni drzew w niecce



Rys. 10. Schemat zabezpieczenia korzeni drzew wyniesionych ponad linię zbrocza

5. Wnioski

Opisywany projekt wzmocnienia klifu zakładał jak najmniejszą ingerencję oraz zmianę krajobrazu ze względu na objęty ochroną przyrody stary drzewostan porastający skarpe oraz objęty ochroną konserwatorską schron przeciwlotniczy zlokalizowany w jego obrębie. Dodatkowym utrudnieniem były ograniczona dostępność robót (wąskie uliczki na koronie klifu oraz bulwar nadmorski u jego podnóża), pochylenie oraz gęste zadrzewienie skarpy. Przyjęte rozwiązanie projektowe okazało się optymalne ze względów logistycznych oraz wykonawczych. Gwarantuje ono stateczność klifu przy projektowanym jego dociążeniu tarasami widokowymi oraz lokalnym podcięciu na potrzeby budowy ścieżki skarpowej. Umocnienie drzew oraz klifu zaplanowano w ten sposób, aby wzmocnienia były praktycznie niewidoczne, a przedmiotowy odcinek klifu wyglądał naturalnie, co spełniało zarówno założenia miejscowego planu zagospodarowania, jak również oczekiwania inwestora.

Literatura

- [1] Frankowski Z., Lipniacka T., Małecka J. (red.): *Zasady dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich dla potrzeb rekultywacji terenów zdegradowanych*. Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa 2012.
- [2] Bieniecki T.: *Zabezpieczenie i odtworzenie klifu w Jastrzębiej Górze*. Inżynier Budownictwa, R. 57, 12, 2001, s. 713–716.
- [3] Kamiński M., Krawczyk M., Zientara P.: *Rozpoznanie budowy geologicznej klifu w Jastrzębiej Górze metodą tomografii elektrooporowej pod kątem zagrożenia osuwiskowego*. Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, 452, 2012, s. 119–130.
- [4] Sawicki A., Szymtkiewicz M., Świdziński W., Pruszek Z.: *Przyroda i sztuka inżynierska na przykładzie klifu w Jastrzębiej Górze*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 5, 2002, s. 229–234.
- [5] Sikora Z., Subotowicz W., Wyroślak M., Ossowski R.: *Awaryjny stan brzegu klifowego w Jastrzębiej Górze*. XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin–Międzyzdroje 2015, s. 449–460.
- [6] Branicki R., Grygier W., Matulewicz H.: *Zabezpieczenie klifu i ruin kościoła w Trzęsaczu*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 6, 2009, s. 481–491.
- [7] Łabuz T.A.: *Morfodynamika i tempo erozji klifu w Trzęsaczu (1997–2017)*. Landform Analysis, Vol. 34, 2017, s. 29–50.
- [8] Zaleszkiewicz L., Koszka-Maróń D.: *Procesy aktywizujące degradację wybrzeża klifowego Zalewu Puckiego*. Przegląd Geologiczny, Vol. 53, 1, 2005, s. 55–62.
- [9] Subotowicz W.: *Brzeg morski – element środowiska morskiego*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 2, 2018, s. 79–82.
- [10] Florek W., Kaczmarzyk J., Majewski M., Olszak I.J.: *Zmiany rzeźby klifu w rejonie Ustki jako efekt warunków litologicznych oraz procesów ekstremalnych i przeciętnych*. Landform Analysis, Vol. 7, 2008, s. 53–68

- [11] Frydel J.J., Mil L., Szarafin T., Koszka-Maron D., Przyłucka M.: *Zmienność czasowa i zróżnicowanie przestrzenne wielkości i tempa erozji klifu Zatoki Usteckiej w rejonie Orzechowa*. Landform Analysis, Vol. 34, 2017, s. 3–14.
- [12] Kaulbarsz D.: *Budowa geologiczna i glacitektonika klifu orłowskiego w Gdyni*. Przegląd Geologiczny, Vol. 53, 7, 2005, s. 572–581.
- [13] Ciborowski T., Jankowski M.: *Cementacja węglanowa osadów piaszczystych klifu w Gdyni-Orłowie*. Przegląd Geologiczny, Vol. 55, 2, 2007, s. 140–145.
- [14] Chrzastowska N.: *Abrazja Klifu Orłowskiego w różnych skalach czasowych w obecności progów podwodnych*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 5, 2011, s. 391–400.
- [15] Kubowicz-Grajewska A.: *Morpholithodynamical changes of the beach and the nearshore zone under the impact of submerged breakwaters – a case study (Orłowo Cliff, the Southern Baltic)*. Oceanologia, 57, 2, 2015, s. 144–158.
- [16] Szruba M.: *Ochrona brzegów morskich*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 1, 2017, s. 60–63.
- [17] Łabuz T.: *Sposoby ochrony brzegów morskich i ich wpływ na środowisko przyrodnicze polskiego wybrzeża Bałtyku*. WWF World Wide Fund for Nature Report, 2013.
- [18] Szruba M.: *Modernizacja i budowa umocnień brzegowych*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 1, 2019, s. 28–34.
- [19] Wiśniewski T.: *Zastosowanie geosyntetyków w ochronie brzegów morskich*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 4, 2011, s. 239–247.
- [20] Paleczek W.: *O możliwościach modelowania zmian geometrii przekroju pionowego skarpy morskiego wybrzeża klifowego wskutek abrazji*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 6, 2014, s. 575–580.
- [21] Suchocki C.: *Propozycja budowy numerycznego modelu klifu w układzie współrzędnych obiektu*. Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej. Konferencje, Vol. 129, 54, 2009, s. 111–118.
- [22] Suchocki C., Wasilewski A.: *Monitoring of shore cliff with the application of scanning instruments*. Reports of Geodesy, z. 2, 87, 2009, s. 373–380.
- [23] Suchocki C.: *Zastosowanie skanera naziemnego w monitorowaniu brzegów klifowych*. Rocznik Ochrona Środowiska, t. 11, 2009, s. 715–725.
- [24] Sarsby R.W.: *Environmental Geotechnics*. ICE Publishing, 2013.
- [25] Jeż J.: *Biogeotechnika: przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.

JERZY SOBKOWIAK

Politechnika Poznańska

ALICJA OPIŁA, TOMASZ SOBKOWIAK

Geomenos sp. jawna

ANTROPOPRESJA PRZYCZYNĄ NIESTATECZNOŚCI ZBOCZA – STUDIUM PRZYPADKU

1. Wprowadzenie

Zakres pracy ograniczono zasadniczo do zbocza w rejonie mostu drogowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182 w mieście Wronki, które w dniach 22–23.08.2018 r. uległo intensywnym ruchom osuwiskowym.

Analizowano powstanie i rozwój procesu osuwiskowego w skomplikowanych warunkach geologiczno-inżynierskich na tle historii zasiedlenia i zabudowy skarpy oraz przyległego zbocza.

W opracowaniu uwzględniono wieloaspektową kwerendę, przeanalizowano materiały archiwalne i wyniki obecnie prowadzonych pomiarów geodezyjnych ruchów powierzchniowych zbocza i skarpy, ustalono budowę geologiczną rejonu osuwiska, przedstawiono w ujęciu historycznym zabudowę niestatecznego zbocza oraz opisano przyczyny ruchów masowych analizowanego rejonu.

Utrata stateczności skarp i zboczy w praktyce budowlanej stanowi jeden z najtrudniejszych problemów technicznych, a rozpoznanie przyczyn powstawania osuwiska i przeciwdziałanie skutkom tego zjawiska wymaga dużej wiedzy, doświadczenia i znajomości szerokiego spektrum badań geotechnicznych. Nawet to jednak nie jest gwarantem rozpoznania wszystkich istotnych przyczyn zaistnienia procesu osuwiskowego. Do utraty stateczności zbocza po upływie dostatecznie długiego okresu eksploatacji może dojść z wielu przyczyn. Można ich szukać zarówno wśród czynników egzogenicznych (jak np. deszcze, wysadziny, podtopienia, skurcz, pęcznienie, działanie zamrozu, procesy filtracyjne czy grawitacja), jak i wśród czynników biogenicznych (jak np. niszczące działanie zwierząt budujących nory, takich jak lisy, bobry, borsuki) czy

we wpływie bakterii tlenowych (aerobowych) i beztlenowych (anaerobowych), istotnie decydujących np. o procesie konsolidacji podłoża organicznego. Przedstawione wyżej czynniki niestateczności zbroczy mają charakter obiektywny, należy do nich również budowa geologiczna. Natomiast warunki i jakość zabudowy oraz sposób obciążenia zbrocza to niewątpliwie zespół czynników o charakterze subiektywnym.

Zaistnienie pojedynczo tych niekorzystnych zjawisk i procesów nie spowodowałyby stanu zniszczenia. Jednak, jak w każdej tego typu awarii obiektów budowlanych, o powstaniu stanu awaryjnego (stanu zniszczenia) decyduje jednoczesne zaistnienie szeregu niekorzystnych zjawisk i procesów [15].

2. Stan po awarii w dniach 22–23.08.2018 r.

W dniach 22–23.08.2018 r. powstał ruch osuwiskowy o katastrofalnych skutkach. Skutki zaistniałych ruchów masowych obejmują zbrocze południowe, po lewej stronie rzeki Warty w obrębie miasta Wronki. Osuwisko objęło swoim zasięgiem odcinek od klasztoru oo. Franciszkanów przy ul. Adama Mickiewicza 1 w kierunku na wschód, poprzez



Rys. 1. Mur ogrodzeniowy klasztoru oo. Franciszkanów

odcinek przylegający do szkoły, dalej przez parking Netto, posiadłość prywatną, poprzecznie do mostu i drogi nr 182, działkę prywatną, teren nieczynnej oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego, przepompownię ścieków Przedsiębiorstwa Komunalnego do końca ogródków działkowych. Łączna długość to ok. 500 m po linii brzegowej.

Zniszczone zostało murowane ogrodzenie terenu klasztoru oo. Franciszkanów. Widoczne pęknięcia muru są wynikiem wielokrotnego ruchu zbocza i osuwania się skarpy oraz strefy zboczowej w następstwie kilkunastu dziesiątków lat obciążania niestabilnego zbocza.

Przez cały okres letni przed awarią warunki atmosferyczne były sprzyjające dla stabilności zbocza, ponieważ był to okres suchy i bardzo suchy. Następnie ok. dwóch tygodni przed awarią we Wronkach i na przyległych obszarach wystąpiły intensywne opady, które mogły wywołać przepływy turbulentne wód gruntowych (w strefach infrastruktury podziemnej) i wzrost ciśnienia spływowego, a drgania maszyn budowlanych oraz obciążenie zbocza spowodowały ruch osuwiskowy.



Rys. 2. Teren przy skarpie klasztoru oo. Franciszkanów

Pęknięcie na terenie klasztoru oo. Franciszkanów w strefie bezpośrednio przy krawędzi skarpy (rys. 2) jest skutkiem ruchu osuwiskowego, który nastąpił w dniach 22–23.08.2018 r.

Na rysunku 3 przedstawiono spękania terenu przy moście i w drodze nr 182. Spękania te, w porównaniu z pozostałymi spękaniami w obrębie osuwiska zarówno po lewej, jak i prawej stronie drogi prowadzącej do mostu, są stosunkowo małe. Można na tej podstawie formułować tezę, że most, a zwłaszcza jego część południowa, stanowiły swoistą konstrukcję oporową, która zdecydowanie zmniejszyła niekorzystne skutki procesu osuwiskowego.



Rys. 3. Spękania terenu przy moście w ciągu drogi nr 182

Dalej w kierunku wschodnim osuwisko objęło działkę prywatną, gdzie nastąpiły również niewielkie deformacje terenu. Działka ta nie jest zabudowana – przed 1939 r. w strefie przyskarpowej była tu wybudowana lekka konstrukcja przystani wioślarskiej „Temida”. Obecnie teren ten jest gęsto zarośnięty, przez co jest chroniony przed nadmiernym przesuszaniem powierzchni, a system korzeniowy drzew skutecznie wzmacnia tę strefę.



Rys. 4. Przechylony budynek na terenie nieczynnej oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego

Główna oś osuwiska – miejsce katastrofy – to teren obejmujący nieczynną oczyszczalnię ścieków Zakładu Karnego oraz przepompownię ścieków Przedsiębiorstwa Komunalnego. Rysunek 4 przedstawia przykładowe skutki osuwiska na terenie nieczynnej oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego. Rysunki 5–7 pokazują skutki osuwiska na terenie przepompowni ścieków Przedsiębiorstwa Komunalnego. Na rysunku 6 widać przedłużenie rur w przepompowni ścieków (na skutek ruchu osuwiskowego zabrakło 90 cm rur). Natomiast na rysunku 7 pokazano rozciągnięcie ścianki Larsena. Te dwa zdjęcia świadczą o wielkiej sile masy osuwiskowej, skoro przesunęła przepompownię ścieków w pionie o ok. 67 cm i w poziomie o ok. 90 cm. Pokazano również przykłady zniszczeń w obrębie ogrodów działkowych zlokalizowanych na terenie zbocza (rys. 8, 9). Przedstawiono zniszczenia małej architektury, infrastruktury podziemnej – odprowadzenie drenaży oraz rozerwanie strefy zboczowej. Na rysunku 10 widoczny jest fragment mapy terenu badań z pęknięciami powierzchni spowodowanymi osuwiskiem.



Rys. 5. Widok przepompowni ścieków Przedsiębiorstwa Komunalnego



Rys. 6. Po awarii wystąpiła konieczność przedłużenie rur o ponad 90 cm



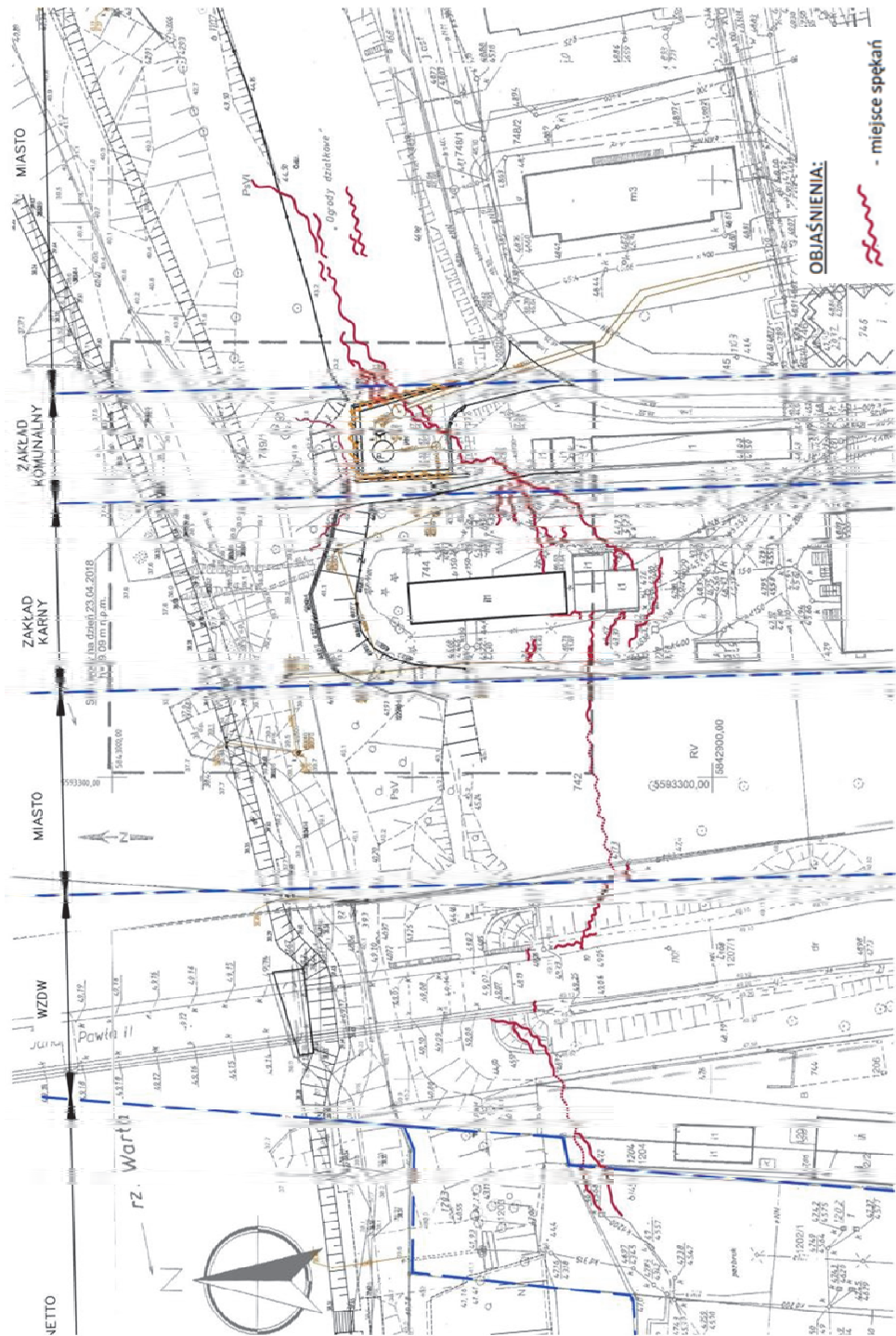
Rys. 7. Wyprostowanie ścianki Larsena



Rys. 8. Zniszczenia terenu ogrodów działkowych



Rys. 9. Przykład zniszczeń na terenie ogrodów działkowych



Rys. 10. Mapa (fragment) terenu badań z pęknięciami powierzchni terenu spowodowanymi osuwiskiem

3. Budowa geologiczna strefy zboczowej

3.1. Fizjografia i morfologia terenu

Teren badań znajduje się w województwie wielkopolskim w gminie Wronki. Omawiany obszar usytuowany jest na pograniczu dwóch mezo-regionów – Pojezierza Poznańskiego na południe od doliny Warty oraz Kotliny Gorzowskiej [4] obejmującej dolinę Warty i Noteci. Kotlina jest częścią międzyrzecza warciańsko-noteckiego [6]. Stanowi część Pradoliny Toruńsko-Eberswaldzkiej, która powstała z połączenia dolin Warty i Noteci, gdzie szerokie międzyrzecze w części wschodniej zbudowane jest z piasków wodnolodowcowych na powierzchni, z których uformowały się wały wydymowe [6]. Dzisiejsza rzeźba terenu jest związana z recesją lądolodu stadiału górnego zlodowacenia Wisły oraz późnoplejstocenią i holocenią ewolucją doliny dolnej Warty [6] i wykazuje wyraźne ślady zależności od starszych, kopalnych form powierzchni. Tak więc na południowym i wschodnim obrzeżu Kotliny Gorzowskiej (Obniżenie Dolnej Warty – strefa prowadzonych badań) usytuowane są obszary intensywnego rozcięcia marginalnego, uwarunkowane wprost istnieniem tu wyraźnego progu wysoczyznowego. Istnienie tego progu związane jest z procesami erozyjnymi w obrębie łąk neogeńskich.

Południową część obszaru stanowi wysoczyzna morenowa płaska, miejscami zdenudownana, rozcięta dość licznymi płytkimi dolinkami denudacyjnymi i fragmentami pojedynczych większych dolin wód roztopowych, w holocenie przekształconych w doliny rzeczne. Miejscami wysoczyzna jest nadbudowana fragmentarycznie zachowanymi równinami wodnolodowcowymi.

Obszar badań wg szczegółowego podziału Niziny Wielkopolskiej na regiony i subregiony geomorfologiczne [5] zaliczany jest do Obornickiej Doliny Warty. Sądząc po sytuacji morfologicznej (przedziale rzędnych) oraz budowie geologicznej, teren badań znajduje się w obrębie terasy akumulacyjnej III i IV [5, 6, 12–14].

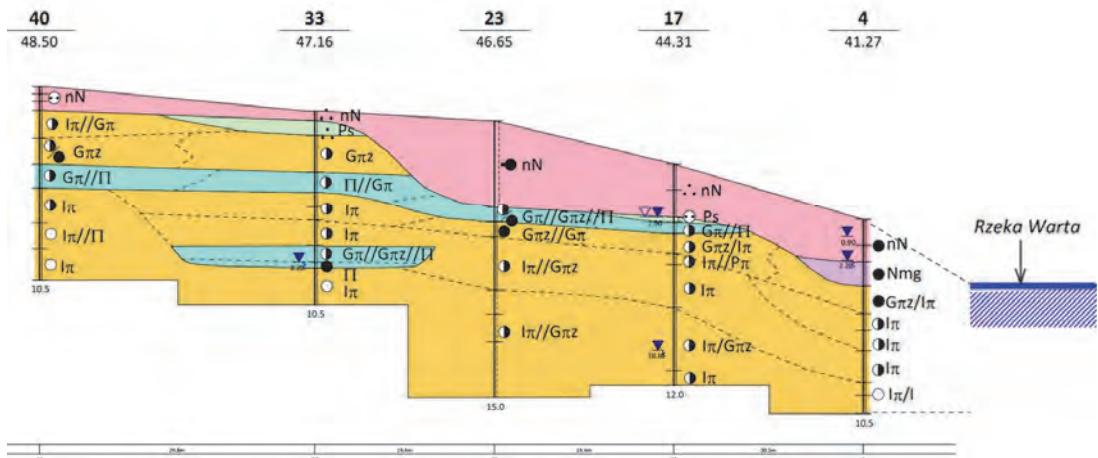
3.2. Budowa geologiczna i litologia utworów

Ze względu na inżynierską istotę rozważanych problemów osuwiskowych zakres analizowanej budowy geologicznej ograniczymy do rozpoznania podłoża kenozoicznego okresu neogenu i czwartorzędu.

Na utworach z okresu paleogenu spoczywają osady z okresu neogenu. Utwory z okresu neogenu reprezentowane są przez osady mioceń-

skie, które zbudowane są z piasków facji ilasto-węglowej oraz piaszczysto-ilasto-pylastej, iłów i mułków. Osady miocenne mają wyrównaną miąższość, nieprzekraczającą na ogół 80 m. Ostatnim oddziałem neogenu są osady plioceńskie. Zostały one wykształcone w postaci serii utworów ilasto-pylastych, tzw. iłów poznańskich. Pod względem litologicznym osady plioceńskie są jednorodne, wykształcone w przewadze w postaci różnorodnych iłów z wkładkami piasków i mułków. W iłach poznańskich często występują soczewki węgla brunatnych. Powierzchnia stropu utworów paleogeńsko-neogeńskich lub neogeńskich jest pofałdowana. Miąższości osadów plioceńskich są zmienne i wahają się od 10 m do nawet 80 m. Na zachód od Wroniek ich miąższość dochodzi do 75 m, natomiast w okolicach doliny rzeki miała tylko 10 m.

Przekrój I-I



Rys. 11. Przykładowy przekrój geologiczny prostopadły do krawędzi zbocza

Osady z okresu czwartorzędu są związane z działalnością akumulacyjną lądolodu, wód rzecznych i zbiorników wodnych. Tworzą one na rozpatrywanym obszarze zwartą pokrywę o zróżnicowanej miąższości, uzależnioną od morfologii stropu utworów i topografii terenu. Osady glacialne reprezentują tu gliny zwałowe zlodowacenia bałtyckiego i środkowopolskiego, z niewielkimi wkładkami osadów piaszczystych interglacjału emskiego. Kompleks glin zwałowych przykryty jest na prawie całym obszarze piaskami akumulacji wodnolodowcowej i rzecznej. Osady z okresu czwartorzędu charakteryzują się zmienną miąższością [6-8].

pienia zaliczyć do grupy czynników o charakterze subiektywnym, powodujących rozwój procesów masowych.

Poszerzając zakres analizy geologicznej strefy zboczowej poza zakres ostatniego osuwiska, które powstało w dniach 22–23.08.2018 r., można zauważyć, że cała strefa zboczowa południowego brzegu Warty od granicy wschodniej miasta do granicy zachodniej wykazuje skomplikowaną budowę geologiczną i złożone warunki geologiczno-inżynierskie.

4. Krótka historia zabudowy zbocza i skarpy

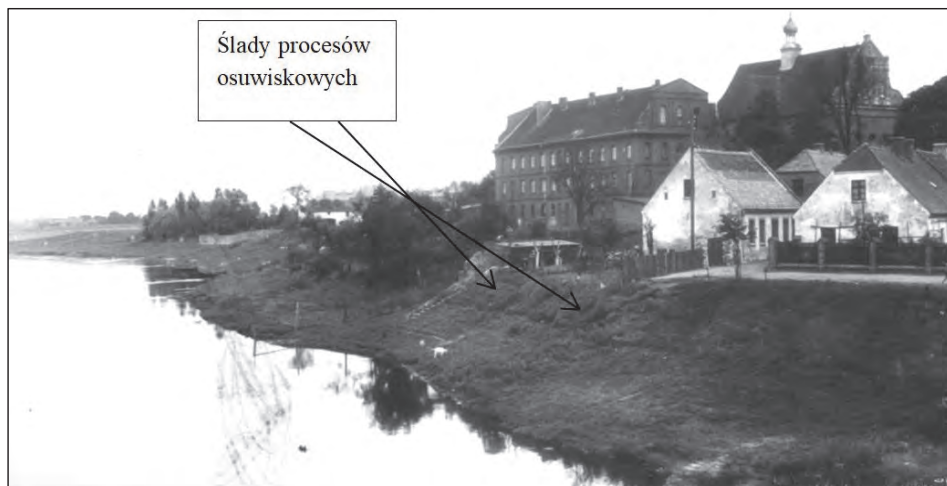
Na budowę geologiczną strefy zboczowej, należąca do grupy czynników obiektywnych powodujących rozwój procesów masowych w tym rejonie, nie mamy wpływu. Natomiast sposób jej obciążania, zmiany ilości i kierunków przepływu wód powierzchniowych i w głębszych, zwłaszcza w strefie przypowierzchniowej, oraz sposób wykorzystania technicznego (pod zabudowę) strefy zboczowej przenosi w pełni na użytkowników – gospodarzy terenu – odpowiedzialność za rozwój procesów osuwiskowych. Ta właśnie grupa czynników o charakterze subiektywnym miała podstawowe znaczenie dla wielkości i skutków powtarzającego się osuwiska.

Istotne dla pełnego zrozumienia przyczyn i skutków powtarzających się ruchów masowych w obrębie zbocza i skarpy jest przedstawienie historii jej zagospodarowania i zabudowy. Sposób zagospodarowania i zabudowy decyduje o daleko idących zmianach obciążenia zbocza i skarpy, o sposobie i warunkach odprowadzenia wód opadowych powierzchniowych i zmianach w intensywności oraz kierunku odprowadzania wód gruntowych. Wszystkie ww. aspekty mieszczą się w pojęciu antropopresji.

Historycznie pierwszy zapis dotyczący Wroniek, a dokładnie miejscowego grodu, pochodzi z 1251 r. W dokumencie z dnia 19 listopada tegoż roku książę Bolesław Wstydlivy wymienia Wronki jako ośrodek grodowo-miejski podległy bezpośrednio królowi i księciu wielkopolskiemu. Historycy jednak za pierwszy wiarygodny dokument dotyczący miasta uznają wzmiankę o ufundowaniu przez księcia Przemysła II w 1279 r. we Wronkach klasztoru Dominikanów [1, 16].

Jest to prawdopodobnie pierwsza lokacja w strefie skarpy lewego brzegu Warty i jest to o tyle istotne, że ze wszystkimi zmianami, jakie niosła historia miasta, obiekt ten oddziałuje na skarpe do dnia dzisiejszego. Zespół zabudowań dawnego klasztoru Dominikanów, obecnie oo. Franciszkanów, obejmuje:

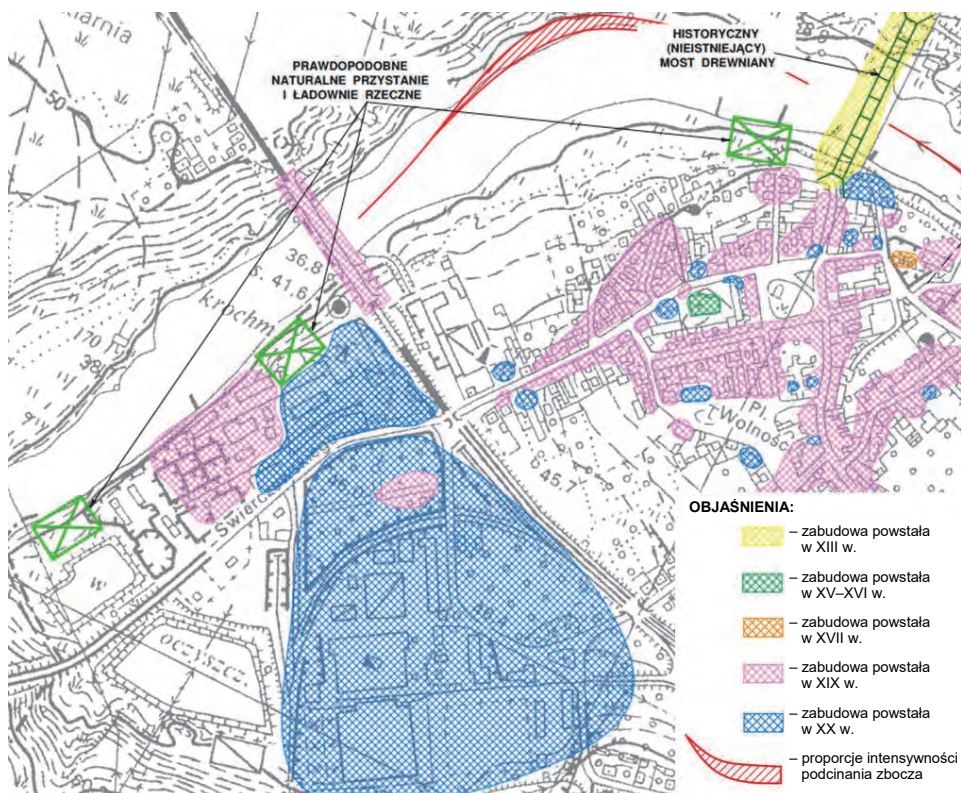
- murowany kościół pw. Zwiastowania Najświętszej Maryi Panny z trzeciej ćwierci XVII w., odrestaurowany w latach 1875–1882, 1925, 1975,
- murowany klasztor, obecnie Wyższe Seminarium Duchowne Zakonu Braci Mniejszych Franciszkanów z 1875 r., odbudowany po pożarze w latach 80. XX w.,
- ogrodzenie murowano-żelazne z 1890 r.,
- murowany budynek inwentarsko-magazynowy z końca XIX w.



Rys. 13. Zdjęcie linii brzegowej Warty na odcinku od klasztoru w stronę dzisiejszego mostu drogowego we Wronkach [15]

Klasztor Dominikanów i most drewniany z ok. 1298 r. to prawdopodobnie pierwsze elementy zabudowy zbrocza i skarpy w dolinie rzeki Warty na terenie dzisiejszych Wroniek [1]. Pod koniec 2017 r. otwarto kładkę dla pieszych na Warcie, która powstała na miejscu dawnego mostu drewnianego. Można więc założyć, że ingerencja antropogeniczna w warunki geologiczno-inżynierskie zbrocza i skarpy rozpoczęła się już w XIII w.

Korzystne położenie Wroniek przy szlaku wodnym, jakim była Warta, i szlaku drogowym Poznań-Szczecin sprzyjało zabudowie lewego zbrocza rzeki. Miasto lokowało się głównie na lewym brzegu Warty. Dzisiejsze istotne problemy związane z ruchami masowymi odnoszą się właśnie do lewego (południowego) zbrocza rzeki. Do mostu prawdopodobnie prowadziła droga wiodąca przy kościele oo. Dominikanów, a później droga z wronieckiego Rynku, nosząca nazwę Mostowej (dziś ul. Zwycięzców) [1, 16].



Rys. 14. Historyczna zabudowa Wronek pokazana na mapie topograficznej, arkusz Wronki

Kupcy przybywający do Wronek na liczne jarmarki, często korzystający z drogi wodnej, musieli dokonywać stosownych opłat, ponieważ w XIII w. istniała we Wronkach komora cła mostowego. Most przez wiele stuleci odgrywał ważną rolę, jednak jego wygląd zmieniał się. W drugiej połowie XVII w. podkreślano jego długość i brzydotę. W tym czasie most nie miał bocznych poręczy.

Następnie kilkakrotnie most przebudowano m.in. po spaleniu przez wojska rosyjskie podczas wojny siedmioletniej (1756–1763), po czym w roku 1805 most zniszczyła kra lodowa. W 1868 r. postawiono nowy most drewniany dla ruchu kołowego i pieszego. Jego lokalizacja nie zmieniła się przez prawie sześć wieków. Na początku XIX w. we Wronkach istniał most zwodzony, a nabrzeże było przystosowane do przeladunku. Wszystkie przystanie i ładownie, zwłaszcza towarów tranzytowych, jakie stanowiły zboże i drewno, znajdowały się na lewym brzegu Warty [16].



Rys. 15. Jedyna mostowa przeprawa drogowa od XIII w. do 1956 r. [15]



Fragment mapy powiatu szamotulskiego z widocznym usytuowaniem więzienia we Wronkach. Lata 90. XIX wieku. Zbiory Zbigniewa Konopackiego

Rys. 16. Historyczna zabudowa Wronek z lat 90. XIX w. Wycinek mapy topograficznej „Messtischblatt”, arkusz Wronke, wyd. z 1893 r. (ze zbiorów Zbigniewa Konopackiego)

Na mapie (rys. 16) pokazano most drogowy i kolejowy, a skarpa jest zabudowana klasztorem i budynkiem, prawdopodobnie szkolnym.

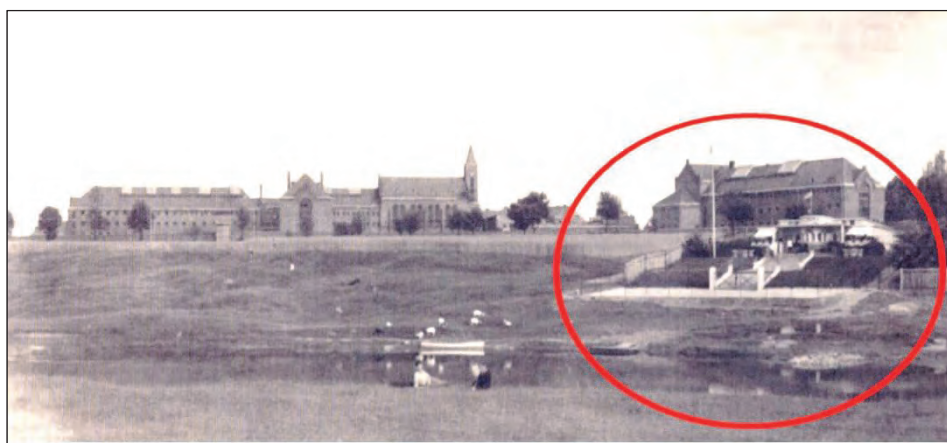
W 1848 r., w związku z uruchomieniem odcinka kolei żelaznej łączącej Szczecin i Poznań, wybudowano we Wronkach most kolejowy. Od

tego czasu kolej przejęła poważną część usług przewozowych. Ciągle jednak ożywiona była żegluga na odcinku między Wronkami a Skwierzyną. Przewożono drewno, zboże, cukier, naftę, rudę fosforową, towary kolonialne. Niektóre towary dowożono drogą wodną do Szczecina, Berlina, a nawet Hamburga.

Począwszy od 1877 r. coraz częściej pojawiały się na Warcie parowce pasażerskie, a od roku 1906 roku łodzie motorowe.

W 1897 r. powstał we Wronkach plac załadunkowo-wyładunkowy. Wysyłano stąd barkami, tzw. berlinkami, głównie cukier z Szamotuł, krochmal z Wroniek oraz spławiano wielkie ilości drewna i zboża. Dla potrzeb tej załadowni przebudowano przy ul. Szkolnej wielki spichrz zbożowy, a przy ówczesnej Stodołowej (dziś Powstańców Wielkopolskich) ogromne magazyny, które zajmowały niemal całą ulicę.

We Wronkach nigdy nie było portu rzecznego, ale znajdowały się tutaj naturalne przystanie i ładownie rzeczne. Jedna z nich przy drewnianym moście, druga przy Wielkopolskich Zakładach Kartoflanych, a trzecia 100 m dalej, na terenie miejskim, poniżej dawniejszej cegielni. Wszystkie przystanie i ładownie znajdowały się na lewym brzegu Warty (rys. 14).



Rys. 17. Przystań wioślarska „Temida” ok. 1942 r. [15]

Już w roku 1928 funkcjonował w mieście tabor żeglugowy należący do 20 właścicieli prywatnych w postaci łodzi sportowych, rybackich oraz osobowych. Natomiast sama przystań wioślarska „Temida” powstała w 1935 r.

Przystań wioślarska TEMIDA - widok od strony Warty. Zbiory Muzeum Ziemi Wronieckiej



Rys. 18. Przystań wioślarska „Temida” [15]

Panorama więzienia od strony Warty. Zbiory Narodowego Archiwum Cyfrowego



Rys. 19. Płaskie zdenudowane zbocze Warty [15]

Płaskie zdenudowane zbocze Warty zostało ukształtowane w wyniku naturalnych procesów zbczowych w postaci spływów błotnych, soliflukcji, spłukiwania bruzdowego czy rozproszonego.

1 września, w dniu wybuchu II wojny światowej, tuż po godzinie 20 zostały przez polskich saperów zerwane oba mosty (kolejowy i drogowy) na Warcie. Po zajęciu Wroniek hitlerowcy szybko je odbudowali. Na miejscu całkowicie zniszczonego mostu kolejowego stanął najpierw tymczasowy drewniany, a obok niego zbudowano obecny most betonowy, który oddano do użytku pod koniec 1942 r.

W 1947 r. w czasie wyjątkowo ostrej zimy wojsko kruszyło lód na Warcie, podkładając ładunki wybuchowe. Działania te miały na celu ochronę drewnianego mostu przed zniszczeniem. Niestety, nie przyniosły oczekiwanego skutku. Napierający lód przewrócił most. Wkrótce go odbudowano, ale w 1956 r. został definitywnie rozebrany. Niestabilny drewniany most stał się niepotrzebny, gdy w 1955 r. powstał nowy, betonowy, na północnym wschodzie od centrum miasta [16].

Ten sposób użytkowania lewego brzegu Warty nie pomógł w utrzymaniu stateczności brzegu, zwłaszcza używanie w różnych przypadkach ładunków wybuchowych (rok 1939 i 1947), które dylatowały genetycznie różne osady. Lokalnie dylatowanie genetycznie różnych osadów powodowało spadek wytrzymałości na ścinanie w strefach kontaktowych. Jednak z uwagi na niewielką ingerencję w zbocze oraz stosunkowo mało intensywne jego obciążanie nie doprowadziło do skutków o charakterze awarii budowlanej.

4.1. Okres po 1950 r.

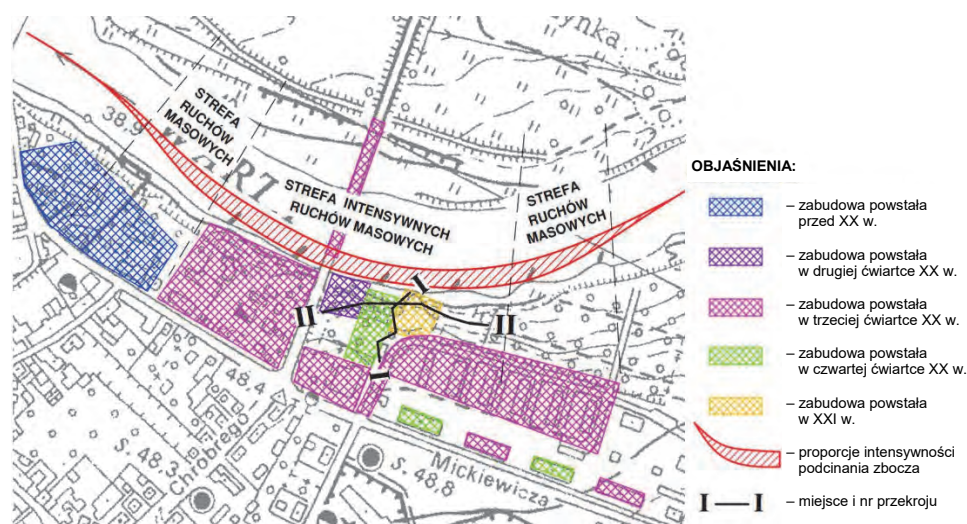
Przed rokiem 1950 na analizowanym odcinku strefy zbczowej istniał tylko niewielki obiekt w postaci budynku sportowej przystani wioślarskiej „Temida” oraz kompleks klasztorny przy moście drogowym.

Pełna i intensywna degradacja lewobrzeżnego zbocza i skarp rzeki Warty rozpoczęła po 1950 r. Ta degradacja zbocza i skarpy była skutkiem wyboru najmniej korzystnego pod względem geologiczno-inżynierskim kierunku rozwoju miasta, który prowadził do gęstej zabudowy strefy zbczowej doliny Warty.

W 1955 r. wybudowano most betonowy przez Wartę w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182. Z uwagi na jego wyraźną niestateczność w latach 1967–1968 wydłużono konstrukcję mostową o kolejne przęsło na lewym brzegu rzeki (nie zachowały się wiarygodne dane o dobudowanej kon-

strukcji). Kapitałny remont mostu wykonano w latach 2002–2003. Od momentu budowy mostu obserwowane są jego stałe deformacje i odchylenia.

Pod koniec lat 50. ubiegłego wieku strefę zboczną zabudowywano budynkami mieszkalnymi os. Słowackiego. Już w 1959 r. budynek przy ul. Mickiewicza 31/33 uległ awarii na skutek oddziaływań podłoża gruntowego. W 1968 r. na skutek braku odwodnienia podłoże zbudowane z ilów spęcało do takiego stanu, że budynek przy ul. Mickiewicza 35/39 musiał być wyburzony [21, 22]. Wyburzenia dokonano metodą wybuchową, a podłoże doznało po raz kolejny zdylatowania w płaszczyznach kontaktowych oraz w obrębie przestrzeni zluźnienia odpężenia ilastego (blokowego).



Rys. 20. Zasięg erozyjnego działania rzeki oraz zabudowa zbocza pokazane na mapie topograficznej, arkusz Wronki

Ponadto każdy z sześciu budynków na os. Słowackiego, usytuowanych prostopadle do biegu rzeki, ma bardzo wyraźne ślady spękań konstrukcji i ścian. Niektóre z nich wymagały dodatkowych zabiegów wzmacniających podłoże gruntowe.

W związku z budową oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego w latach 1984–1985, w bliskiej odległości od mostu w ciągu drogi nr 182, należało zainstalować 60 pali żelbetowych o średnicy 520 mm. Konstruktor niestety przewidział pale żelbetowe wbijane. Absolutnie niewłaściwy pod wieloma względami dobór pali (pale wbijane) oraz konieczność roz-

cięcia zbocza na terenie oczyszczalni szeregiem kanalizacji, podłączeń i instalacji podziemnych spowodowało w 1989 r. awarię zbiornika oczyszczania ścieków.

W 2015 r. pomiędzy ogródkami działkowymi a oczyszczalnią ścieków Zakładu Karnego wybudowano Miejską Przepompownię Ścieków, która zbiera ścieki z osiedla, Zakładu Karnego i częściowo z miasta.

Prowadzona w latach 2018–2019 przy użyciu ciężkiego sprzętu budowlanego budowa promenady nad Wartą, a zwłaszcza sposób, miejsce i jakość hałdowania materii gruntowej pochodzącej z wyrównywania brzegów Warty, pogarszała warunki stateczności zbocza.

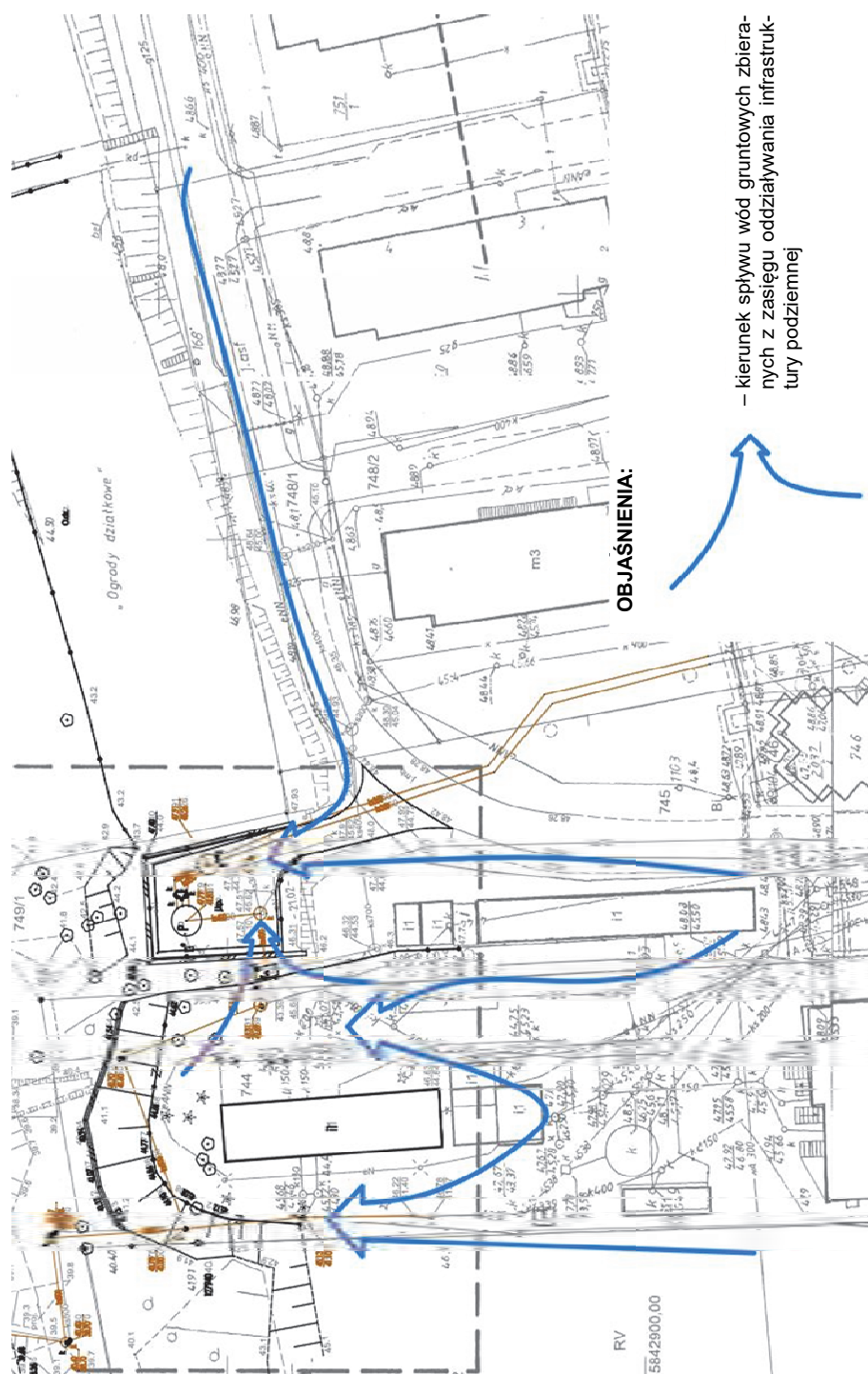
W XX w., zwłaszcza po II wojnie światowej, trwała intensywne i gęsta zabudowa strefy zboczowej w bezpośrednim sąsiedztwie skarpy doliny Warty. Taka bezkrytyczna zabudowa bez uwzględnienia występujących okresowo ruchów masowych w obrębie zbocza musiała skutkować wystąpieniem awarii obiektów budowlanych.

Ostatni zaobserwowany proces osuwiskowy o charakterze dynamicznym uaktywnił się 22–23.08.2018 r. na odcinku od mostu na Warcie poprzez nieczynną oczyszczalnię ścieków Zakładu Karnego, Miejską Przepompownię do końca ogródków działkowych. Na podstawie zinventaryzowanych pod kątem ilości i wielkości pęknięć oraz informacji dotyczących ruchów budowli, a uzyskanych od właścicieli terenów objętych inwentaryzacją, można próbować ustalić przyczyny i przebieg procesu osuwiskowego.

5. Prawdopodobne przyczyny powstania osuwiska

Mając na uwadze powyższe, można podjąć próbę ustalenia przyczyn powstania stanu awaryjnego przy moście drogowym we Wronkach i opisać mechanizm rozwoju procesów osuwiskowych tego obszaru.

Strefa skarpy i zbocza z przyległym terenem, zlokalizowana pomiędzy działką należącą do klasztoru oo. Franciszkanów a terenem sięgającym końca ogrodów działkowych (w kierunku w górę rzeki) na odcinku o długości ok. 500 m, w świadomości inżynierskiej funkcjonowała jako obszar aktywny geodynamicznie poprzez swoją budowę geologiczną i wrażliwość na destrukcyjne czynniki egzogeniczne oraz zależnie od prowadzonej działalności w obrębie terenu przyległego do skarpy. Od lat 60.–70. ubiegłego wieku, czyli od momentu, gdy ta strefa zaczęła być intensywnie zabudowywana, zaczęto zmagać się ze zjawiskami związanymi z procesami niestateczności strefy zboczowej.



Rys. 21. Schemat zbierania wód gruntowych ze stref zainstalowanej infrastruktury podziemnej

Każda inwestycja budowlana, nawet niewielka, zlokalizowana w strefie przyskarpowej, zmieniała w istotnym stopniu warunki geologiczno-inżynierskie i hydrogeologiczne.

Stopień zmian warunków geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych jest niemożliwy do dokładnego określenia, ponieważ nie mamy stanu „0”. O zmianach w podłożu gruntowym i próbach ustalenia istoty wpływu tych zmian na powstanie procesu osuwiskowego możemy spekulować i rozpatrywać je tylko w kategoriach prawdopodobieństwa.

Skarpa i strefa zboczowa zostały wypreparowane w wyniku procesów erozyjnych w trzeciorzędowych osadach zastoiskowych śródlądowego zbiornika zamkniętego – w osadach facji ilów pstrych poznańskich. Facja ta jest reprezentowana przez grunty od mało spoistych do bardzo spoistych, czyli od pyłów piaszczystych (IIp) do ilów pylastych (In). Grunty te układają się w charakterystyczne przekładańce, często tworzące układ warstwowopodobny. Osady te zostały częściowo przykryte miększą warstwą nasypów niebudowlanych. Procesy erozyjne i deluwalne na tym odcinku zbocza zostawiły ślady w postaci plastycznych osadów oraz szlaków piaszczystych wypełniających bruzdy erozyjne.

Budowę geologiczną, z nachylonym w kierunku Warty stropem gruntów spoistych i obszarem wysoczyznowym, zbierającym wody opadowe i infiltrujące w podłoże gruntowe, można bez wątplenia zaliczyć do aspektów sprzyjających zjawiskom ruchów masowych.

Przedstawiony powyżej układ geologiczno-inżynierski utrzymywał stateczność zbocza na poziomie stateczności chwiejnej pod warunkiem zachowania niezmienności cech i parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego.

Wprowadzenie zabudowy w obręb skarpy i strefy zboczowej w sposób zasadniczy zmieniało warunki odpływu wód powierzchniowych i wgłębnych (gruntowych) strefy przystropowej, stan gruntów spoistych poprzez ich uplastycznianie, stan gruntów niespoistych poprzez uruchamianie procesów sufozyjnych i niekiedy kurzawkowych, obciążenie statyczne i dynamiczne zbocza oraz wartości parametrów geotechnicznych wytrzymałościowych, odkształceniowych i fizycznych.

Opis zmian jakościowych i ilościowych podłoża gruntowego odnieśliśmy do zaobserwowanego procesu osuwiskowego, który uaktywnił się 22–23.08.2018 r.

Jako hipotetyczny stan początkowy, od którego można rozważać antropopresję w rejonie skarpy, przyjmiemy rok 1251, historycznie pierwszy zapis dotyczący Wronek.

Facja iłów pstrych poznańskich [2] jest dominująca w podłożu budowlanym i to na ich stropie rozwijają się procesy osuwiskowe. Materia mineralna tworząca te osady ma kilka osobliwych (bo przypisanych genetycznie do tych osadów) cech. Facja reprezentowana jest przez grunty od mało spoistych, takich jak pyły i pyły piaszczyste (II, IIp), do iłów (I, II). Pyły i pyły piaszczyste (II, IIp) to grunty o jednorodnym uziarnieniu, małej spoistości, wykazujące się dużą wrażliwością strukturalną, co oznacza, że na skutek drgań i wody gruntowej ulegają zjawisku upłynniania się (tikotropii). Woda gruntowa i odpowiedni poziom drgań (mała amplituda i duża częstotliwość) mogą doprowadzić takie podłoże do stanu kurzawkowego, czyli takiego, kiedy wywołane ciśnienie porowe u jest równe naprężeniom normalnym σ_n , co powoduje, że naprężenia efektywne σ'_n będą równe zeru, podobnie jak opór na ścinanie ($\tau_f = 0$). Zjawiska te mogły zostać uruchomione po zastosowaniu materiałów wybuchowych przy burzeniu mostów w 1939 r. Również wspomniane wcześniej kruszenie lodu na Warcie przez wojsko w 1947 r., wyburzenie w 1968 r. budynku przy ul. Mickiewicza 35/39 oraz zainstalowanie 60 pali żelbetowych o średnicy 520 mm metodą wbijania w związku z budową oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego w latach 1984–1985 pogorszyły stan wytrzymałościowy pyłów i pyłów piaszczystych (II, IIp).

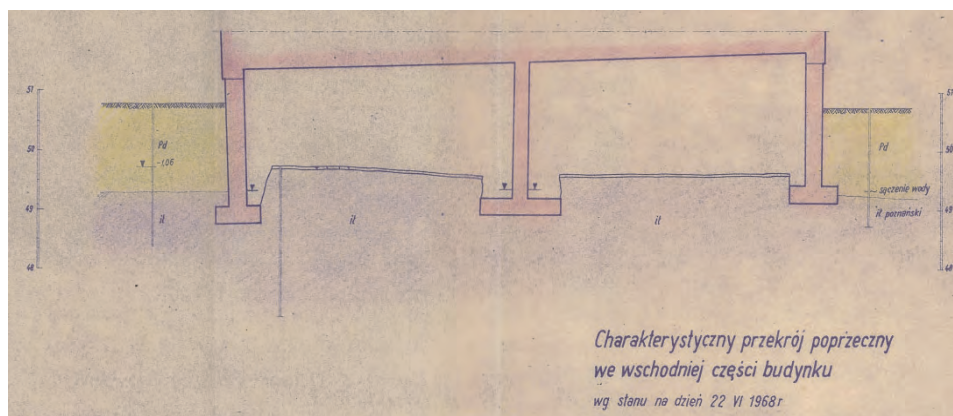
Drgania opisane wyżej nieco inaczej decydowały o warstwie iłów (I, II). Iły zbudowane są z minerałów klastycznych, a odprężenie warstw ilastych iłów pstrych poznańskich, w przeszłości obciążonych kolejnymi lodowcami, odbywa się blokowo, czyli dysypacja naprężenia wewnętrznego realizuje się przez spękanie na bloki. Powierzchnie spękań nazywane zlustrzeniami są strefą osłabień (zdylatowania w płaszczyznach kontaktowych), gdzie migruje woda gruntowa.

Drgania wywołane zarówno wybuchami, jak i wbijaniem pali w podłoże ilaste miały tylko symboliczne (niewielkie) znaczenie dla pogorszenia się parametrów geotechnicznych, jednak w związku ze zbieraniem oddziaływań antropogenicznych w historii skarpy fakt drgań należało również odnotować chociażby z przyczyn formalnych (kronikarskich).

Zdecydowanie większe – podstawowe znaczenie przy spowodowaniu intensywnego ruchu osuwiskowego miały roboty związane z budową budynków i budowli oraz infrastruktury podziemnej takiej jak: kanalizacja, drenaż, instalacje elektryczne i wodociągowe.

Każdy wykop (fundamentowy czy kanalizacyjny) powoduje odprężenie iłów. Jak wspomnieliśmy wyżej, odprężenie iłów realizuje się przez spękania na bloki, zwiększając możliwości migracyjne wód przypowierzchniowych. Gdy zostanie wykonana część podziemna (kondyng-

nacja podziemna, podpiwniczenie lub np. głębokie posadowienie przepompowni ścieków), następuje blokada przepływu wód podziemnych w strefie przypowierzchniowej, zwiększenie parcia wody – zwiększenie ciśnienia spływowego, a więc siły masowej, zwiększenie ilości wody gruntowej na nowych kierunkach przepływu oraz uplastycznianie ilów (zwiększenie stopnia plastyczności) w strefie podparcia. Takie przemodelowanie podłoża ilastego było bezpośrednią przyczyną awaryjnej rozbiórki domu przy ul. Mickiewicza 35/39 z powodu nadmiernego osiadania budynku. Nadmierne osiadanie powstało w wyniku pęcznienia zalegających w podłożu ilów. Pęcznienie to spowodowało zmniejszenie ich wytrzymałości i wyparcie gruntu spod fundamentu [10]. Główną przyczyną dużych zmian własności ilów są warunki klimatyczne, szczególnie zmiana stosunków wodnych w podłożu. Wrażliwość ilów na zmiany warunków klimatycznych można stwierdzić dopiero po szczegółowych badaniach strukturalnych, mineralogicznych i mechanicznych.



Rys. 22. Przekrój poprzeczny z ekspertyzy J. Przysańskiego [10]

Kolejnym negatywnym efektem piętrzenia wody gruntowej jest wystąpienie zjawiska pęcznienia i skurczu ilów, związane m.in. z zawartością minerałów pęczniących takich jak montmorillonit (ośmiokrotnie większa swoją objętość). Grunty podlegające pęcznieniom zaliczamy do tzw. gruntów ekspansywnych, czyli bardzo wrażliwych na przesuszenie lub zawilgocenie. Zjawisko to skutkuje powstawaniem szczelin, którymi wnika woda opadowa – atmosferyczna. Infiltrująca woda gruntowa uplastycznia strop gruntów spoistych, zmieniając radykalnie w strefie

przystropowej wartości parametrów wytrzymałościowych. Pogorszenie tych parametrów może być nawet trzy-czterokrotne [3]. W takich warunkach obiekty posadowione w trawersie zbocza spoistego z konieczności muszą podlegać procesom osuwiskowym. Każdy wzniesiony budynek czy budowla zwiększa oddziaływania uruchamiające zsuw, zwłaszcza że strop ilów na tym odcinku jest nachylony w kierunku Warty, która jest odbiornikiem wód z naturalnych systemów drenujących strefę zboczową i całą przylegającą wysoczyznę.

Wody podziemne w strefie saturacji oddziałują na podłoże budowlane proporcjonalnie do intensywności procesów egzogenicznych (laminarne i turbulentne przepływy wody, insolacja i zamróz), wielości deformacji filtracyjnych (procesy sufozyjne i kurzawkowe, kolmatacja) oraz zróżnicowanej przestrzennie niszy ekologicznej zamieszkaanej przez różnego rodzaju organizmy. Jeżeli do procesów tych dodamy intensywne i permanentne oddziaływanie dynamiczne, to sumaryczna siła tych oddziaływań skutkuje możliwością wystąpienia znacznych odkształceń podłoża gruntowego łącznie z awarią budowli posadowionych na takim podłożu.

Opisany wyżej sposób użytkowania strefy zboczowej i skarpy oraz sposób i warunki odwodnienia terenu, sposób, wielkość i charakter obciążenia, sposób eksploatacji strefy podskarpowej i zboczowej negatywnie oddziałujące na stateczność zbocza nie miałyby większego znaczenia, gdyby nie wyjątkowo niekorzystna budowa geologiczno-inżynierska.

Strefa zboczowa, ulegając wielokrotnie procesom spływowym czy osuwiskowym, wytworzyła płaszczyznę osłabienia, która była potencjalną powierzchnią poślizgu. Badania wielokrotnego ścinania w tej samej płaszczyźnie, przeprowadzone przez Jeża [3] na ilach tej właśnie formacji, wykazały, że spadek wartości wytrzymałości naprężeń ścinających τ_f wynosi do ok. 70%. Oznacza to, że w obliczeniach statecznościowych można uwzględniać maksymalnie 30% nominalnego naprężenia ścinającego. Jeżeli do tego dodamy skanalizowanie wody (poprzez zabudowę strefy poniżej powierzchni terenu), która migruje po osłabionej powierzchni, uplastyczniając strefę kontaktową, to wartość naprężeń ścinających może być równa $\tau_f=0$.

5.1. Schemat mechanizmu zniszczenia

Osuwisko zaistniało na wewnętrznym łuku meandrującej rzeki, a zatem na zboczu intensywnie podcinanym przez rzekę, zwłaszcza w okresie wysokich stanów wód. Na podstawie mapy rozmieszczenia deforma-

cji w podłożu gruntowym zbocza [1–3] przedstawiającej skutki po uruchomieniu się procesu osuwiskowego można stwierdzić, że główna oś kinematycznego ruchu masowego znajduje się na terenie nieczynnej oczyszczalni ścieków Zakładu Karnego na granicy z Miejską Przepompownią. W tym właśnie miejscu (mapa z 1931 r., rys. 3] widoczne jest wyraźnie rozcięcie erozyjne świadczące o intensywniejszym niż w innych miejscach spływie powierzchniowym wody opadowej. Potwierdzeniem tej tezy jest fakt, że w otworach oznaczonych w dokumentacji numerami 4, 5 i 11 [12–14] poziom podłoża mineralnego odpowiada rzędnej ok. 38,0 m n.p.m., czyli głębokości bliskiej dna rzeki w tym miejscu. Ponadto właśnie tam dolna krawędź skarpy oparta została na osadach organicznych w postaci namulów gliniastych w stanie plastycznym. Namuł gliniasty w stanie plastycznym jest podłożem gruntowym o niskiej wartości kąta tarcia wewnętrznego, małej spójności i bardzo dużej odkształcalności, dlatego w tej właśnie strefie nastąpiło uruchomienie procesu osuwiskowego. Dodatkowo na skutek długotrwałej suszy i wysokich temperatur ily uległy znacznemu skurczeniu, a zatem powstały pęknięcia w strefie przypowierzchniowej zbocza oraz płaskiej powierzchni przedzboczowej. Największe pęknięcia występują na powierzchniach odsłoniętych.

Strefa osi głównej osuwiska jest słabo zarośnięta, obciążona różnymi obiektami kubaturowymi oraz zbiornikami oczyszczalni. Po stronie zachodniej nieczynnej oczyszczalni ścieków ZK jest teren zarośnięty, zadrzewiony i zasypany znaczną warstwą gnijących roślin i liści, które stanowią pewną strefę ochronną przed przesuszaniem się powierzchni przyskarpowej. Na tym terenie nie stwierdzono wyraźnych pęknięć podłoża gruntowego również z tego powodu, że nie jest ono obciążone budowlami. Takie pęknięcia powodują utratę spójności gruntu, a w przypadku dostania się w te pęknięcia wody opadowej lub innej wody, np. w postaci ścieków z niekontrolowanych spustów, nastąpił spadek wartości kąta tarcia wewnętrznego. Obiekt należący do ZK od wielu lat był nieczynny. Istniejące, niezlikwidowane instalacje podziemne w postaci sieci kanalizacyjnej mogły w sposób naturalny popękać i rozszczelnić się przy pełzających ruchach masowych w obrębie zbocza i skarpy. Dodatkowo wykonane podłączanie ścieków ZK do Miejskiej Przepompowni wymagało wykonania wykopów liniowych, które stały się miejscem lokalnego drenażu, a raczej ukierunkowania przepływu wód podziemnych równoległe do skarpy. Tak powstał naturalny zbieracz zarówno po stronie nieczynnej oczyszczalni ścieków ZK, jak i po stronie Miejskiej Prze-

pompowni, który skutkował napełnianiem wodą opadową stref wokół zainstalowanych obiektów na obu działkach. Wzrost zawilgocenia spowodował znaczne uplastycznienie podłoża gruntowego, spadek wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego, aż podłoże to znalazło się w stanie krytycznym pod względem wytrzymałościowym.



Rys. 23. Mapa topograficzna 1931 r. (kolor czarny) nałożona na aktualną mapę topograficzną (kolor niebieski). Szczegół A – fragment odkrytej mapy topograficznej

Spójność i kąt tarcia wewnętrznego są podstawowymi i najważniejszymi parametrami wytrzymałościowymi. Jeżeli wartość tych parametrów na skutek nadmiernego zawilgocenia istotnie się zmniejszy i dodamy do tego stanu istniejącą potencjalnie powierzchnię poślizgu oraz istniejącą zabudowę, jak również drgania od sprzętu budowlanego i transportu w związku z realizowaną budową ścieżki rekreacyjnej u podnóża skarpy, to skutek staje się oczywisty – został uruchomiony proces osuwiskowy.

Można przypuszczać, że początkowo osuwisko miało ograniczony zasięg i nie oddziaływało na most, jednak obciążanie strefy przyskarpowej gruntem wydobywanym z rzeki łącznie z dużą ilością wilgoci powodowało prawdopodobnie poszerzanie się strefy osuwiskowej. Po analizie stanu zbocza i terenu przyległego można postawić tezę, że konstrukcja mostu stanowi swego rodzaju oparcie, a raczej podparcie osuwiska.

Budowa geologiczna zbocza, jakość nasypu budowlanego, warunki zabudowy i eksploatacji zbocza, odwodnienie odpływu wód opadowych zbieranych z wysoczyzny i spływających w kierunku rzeki Warty, która ma charakter rzeki drenującej, a w okresach powodziowych staje się rzeką nawadniającą (a raczej brak takiego odwodnienia) stwarzały sprzyjające warunki do powstania osuwiska.

6. Wnioski

Możliwość powstania procesu osuwiskowego oceniamy, biorąc pod uwagę uznane teorie matematyczno-mechaniczne, oparte na znajomości wartości parametrów geotechnicznych. Takie podejście do oceny stateczności zbocza i skarp jest poprawne, jednak do momentu, kiedy nastąpi zmiana tych parametrów na skutek czynników zaliczanych do obiektywnych lub subiektywnych. Obecnie przewidywanie zmian wartości parametrów geotechnicznych możemy zaliczyć raczej do sztuki przewidywania zmian tych wartości niż do naukowych metod ich obliczania. W momencie kiedy już został uruchomiony kinematyczny proces ruchów masowych, przewidywanie jego dalszego rozwoju jest nieporównywalnie trudniejsze i możemy je rozważać tylko w kategoriach prawdopodobieństwa.

Antropopresja na obszarze lewobrzeżnego zbocza poprzez jego intensywną zabudowę jest tylko jedną z przyczyn powstałego osuwiska. Stanowi jednak najważniejszą przyczynę subiektywną tej katastrofy.

Z przedstawionych danych o zabudowie strefy zboczowej z okresu po 1950 r. wynika jednoznacznie, że prawie każda budowa kończyła się ogromnymi problemami technicznymi, łącznie z wyburzeniami budynków. Mimo to właściciele terenów zboczowych i przyskarpowych forsowali zabudowę na tych terenach, lekceważąc wyraźne sygnały, które dawała natura.

Skomplikowana budowa geologiczno-inżynierska, subtelność i osobliwość cech genetycznych materii podłoża budowlanego, słabe ich rozpoznanie oraz powojenny brak doświadczonych kadr inżynierskich mogą stanowić usprawiedliwienie zaistniałej sytuacji.

Literatura

- [1] Grot C.: *Wronki, Z dziejów miasta, Od czasów najdawniejszych do 1945 roku*. Wronki 1987.
- [2] Jaroszewski W., Marks L., Radomski A.: *Słownik geologii dynamicznej*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1985.
- [3] Jeż J.: *Zmiana wytrzymałości ilów poznańskich w czasie po naruszeniu struktury*. Rozprawa doktorska. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej 1977.
- [4] Kondracki J.: *Geografia fizyczna Polski – mezoregiony fizycznogeograficzne*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2001.
- [5] Krygowski B.: *Geografia fizyczna Niziny Wielkopolskiej. Cz. I. Geomorfologia*. Wydawnictwo PTPN, Poznań 1961.
- [6] Liszkowski J., Liszkowska E.: *Objaśnienia do szczegółowej mapy geologicznej Polski, skala 1:50 000, Arkusz Wronki (392)*. PIG PIB, Warszawa 2015.
- [7] Przybyła C., Sojka M., Mrozik K., Wróżyński R., Pyszny K.: *Metodyczne i praktyczne aspekty planowania małej retencji*. Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Poznań 2015.
- [8] Przybyła C., Sojka M., Wróżyński R., Pyszny K.: *Planowanie małej retencji w lasach na przykładzie Puszczy Noteckiej*. Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Poznań 2017.
- [9] Przysański J.: *Opinia techniczna w sprawie stanu drenażu ułożonego wokół budynku mieszkalnego we Wronkach przy ul. Mickiewicza*. Instytut Inżynierii Lądowej PP, Poznań 1969.
- [10] Przysański J.: *Wyniki badań własności podłoża gruntowego w rejonie budynku mieszkalnego we Wronkach przy ul. Mickiewicza 35/39*. Instytut Inżynierii Lądowej PP, Poznań 1968.
- [11] Sobkowiak J., Sobkowiak T.: *Próba oceny wpływu procesu osuwiskowego na stabilność mostu drogowego*. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, 28, 2019, s. 259–276.
- [12] Sobkowiak J., Sobkowiak T.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do Przedsiębiorstwa Komunalnego we Wronkach*. Geomenos sp.j., Poznań 2019.
- [13] Sobkowiak J., Sobkowiak T.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do Urzędu Miasta i Gminy we Wronkach*. Geomenos sp.j., Poznań 2019.
- [14] Sobkowiak J., Sobkowiak T.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do Zakładu Karnego we Wronkach*. Geomenos sp.j., Poznań 2019.
- [15] Strona internetowa Wronieckiego Ośrodka Domu Kultury – Muzeum Ziemi Wronieckiej, zakładka: Rzeką Warta i wronieckie mosty, <http://www.wokwronki.pl/pl/aktualnosci-historia/rzeka-warta-i-wronieckie-mosty.html> (dostęp 31.03.2020).

JERZY SOBKOWIAK

Politechnika Poznańska, Geomenos Sp. jawna

MICHALINA FLIEGER-SZYMAŃSKA

Politechnika Poznańska

TOMASZ SOBKOWIAK

Geomenos Sp. jawna

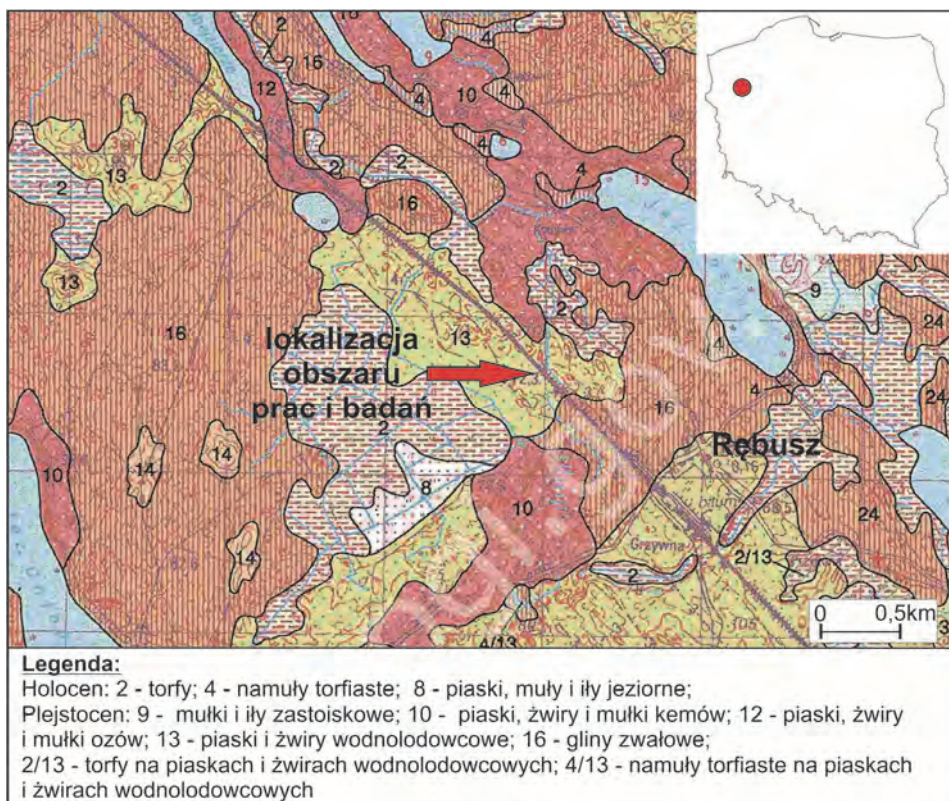
WZMOCNIENIE KORPUSU NASYPU LINII KOLEJOWEJ W TRUDNYCH WARUNKACH EKSPLOATACYJNYCH I W SKOMPLIKOWANYCH WARUNKACH GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH

1. Wprowadzenie

W związku ze stwierdzeniem niestateczności podtorza i korpusu nasypu kolejowego linii kolejowej nr 351 Poznań Główny–Szczecin Główny na odcinku o długości 121,840–121,950 km po obu stronach nasypu zostały przeprowadzone: wizja terenowa, wywiad terenowy wraz z oceną stopnia zagrożenia związanego z zaistnieniem procesu osuwiskowego oraz badania geotechniczne, które umożliwiły szczegółowe rozpoznanie podłoża gruntowego.

Linia ta została wybudowana około 1847 r. jako jednotorowa. Na analizowanym odcinku w latach 1948–1950 przeprowadzono modernizację, która polegała na dobudowie drugiego toru. W 1978 r. linia ta została zelektryfikowana.

Linia kolejowa nr 351 jest linią magistralną o długości 213,500 km. Położona jest na terenie trzech województw: wielkopolskiego, lubuskiego i zachodniopomorskiego. Na obszarze badań obejmującym odcinek o długości 121,840–121,950 km toru zbudowano na nasypie, którego wysokość mieści się w granicach między 2,0 m a 3,0 m (rys. 1). Prędkość maksymalna na tej linii dla pociągów pasażerskich i szynobusów wynosi 130 km/h.



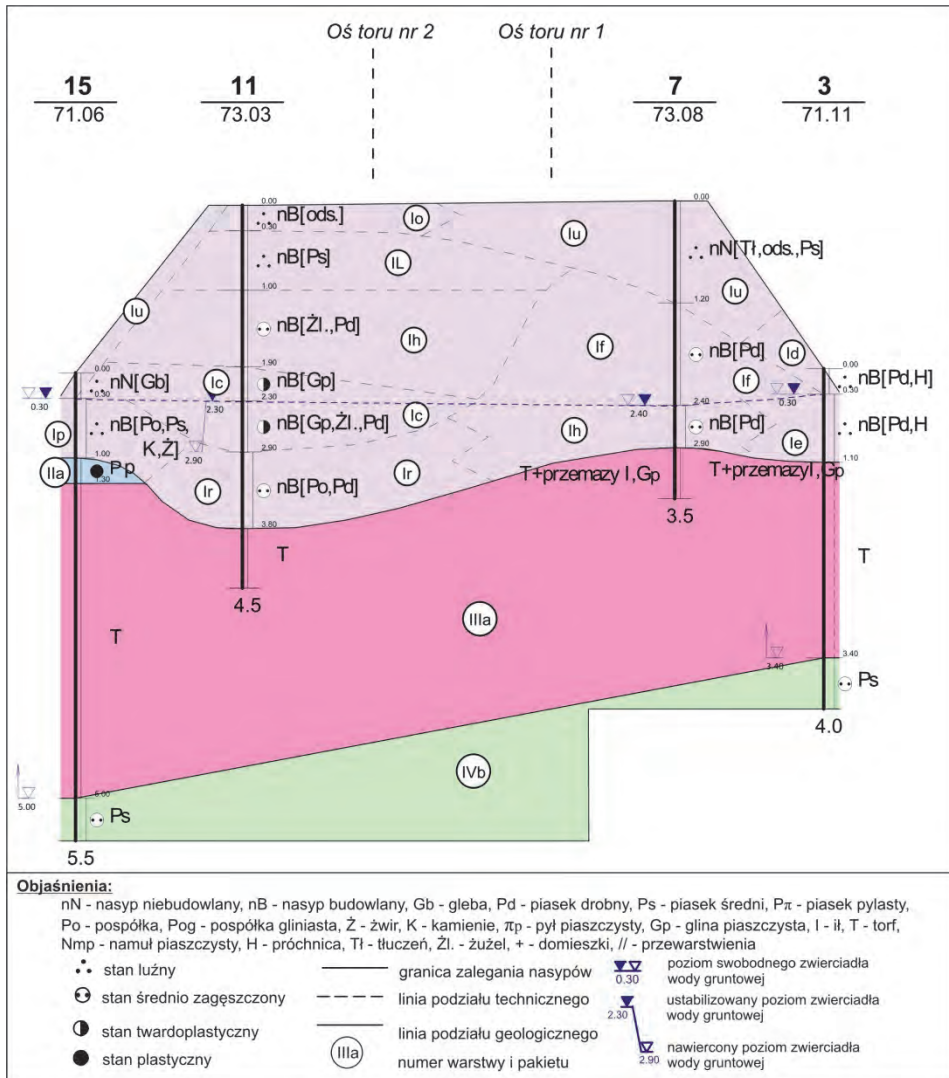
Rys. 1. Lokalizacja obszaru badań (wycinek SmgP arkusz 309 – Chłopowo w skali 1 : 50 000, źródło: http://bazadata.pgi.gov.pl/data/smgp/arkusze_skany/smgp0309.jpg)

2. Warunki gruntowo-wodne

W celu rozpoznania stanu technicznego podłoża gruntowego wykonano 16 otworów badawczych o głębokości od 2,5 m do 5,5 m oraz 10 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 3,3 m do 4,8 m.

Przeprowadzone badania geotechniczne wykazały, że w rejonie awarii, pod nasypem kolejowym, podłoże stanowią grunty organiczne, tj. torfy o miąższości lokalnie przekraczającej nawet 5 m, które nie zostały wymienione ani odpowiednio skonsolidowane, zwłaszcza w strefie krawędziowej nasypu kolejowego zarówno od strony toru nr 1, jak i toru nr 2 (rys. 2). Przeprowadzone badania wykazały również znaczną niejednorodność materiału wbudowanego w korpus nasypu oraz wysoki poziom wód gruntowych. Korpus nasypu został wykonany z mieszaniny różnego rodzaju gruntów, tj. z piasku drobnego (Pd), piasku średniego (Ps)

i piasku pylastego (P π) z domieszkami humusu (+H), żużla (ŻI), gliny piaszczystej (Gp), gliny (G), pospółki gliniastej (Pog), pospółki (Po) i tłucznia (Tł). Wyniki sondowań dynamicznych wykazały, że piaski wbudowane w nasyp są w stanie luźnym i średnio zagęszczonym o wartości stopnia zagęszczenia w przedziale $I_D = 0,20-0,50$. Grunty spoiste występujące w obrębie nasypu są w stanie w twardoplastycznym i plastycznym o wartości stopnia plastyczności w przedziale $I_L = 0,20-0,35$.



Rys. 2. Przykład budowy geologicznej w podłożu gruntowym [2]

W większości wykonanych otworów stwierdzono obecność swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości 0,00–2,80 m p.p.t. (tj. na rzędnych 70,58–70,84 m n.p.m.) oraz w niektórych otworach nawiercono zwierciadło wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości 1,40–5,00 m p.p.t., które stabilizowało się na głębokościach 0,00–2,50 m p.p.t. (tj. na rzędnych 70,53–70,84 m n.p.m.). W zależności od intensywności opadów atmosferycznych, w cyklu rocznym, wahania zwierciadła wody mogą wynieść od +2,00 m do -1,00 m.

Z uwagi na jakość podłoża budowlanego, wysoki poziom wody gruntowej oraz rodzaj gruntów wbudowanych w korpus nasyp stanowi konstrukcję, która łatwo podlega oddziaływaniu procesów egzogenicznych takich jak zawilgocenie czy wysadziny w strefie przyskarpowej – zwłaszcza że jest to odcinek położony w rejonie rozlewisk. Biorąc pod uwagę sytuację morfologiczną (przedział rzędnych) oraz budowę geologiczną, teren badań znajduje się w obrębie równin torfowych występujących w subregionie geomorfologicznym Niziny Wielkopolskiej – Pagórki Myśluborskie (zgodnie z podziałem Niziny Wielkopolskiej na regiony i subregiony geomorfologiczne wg [5]).

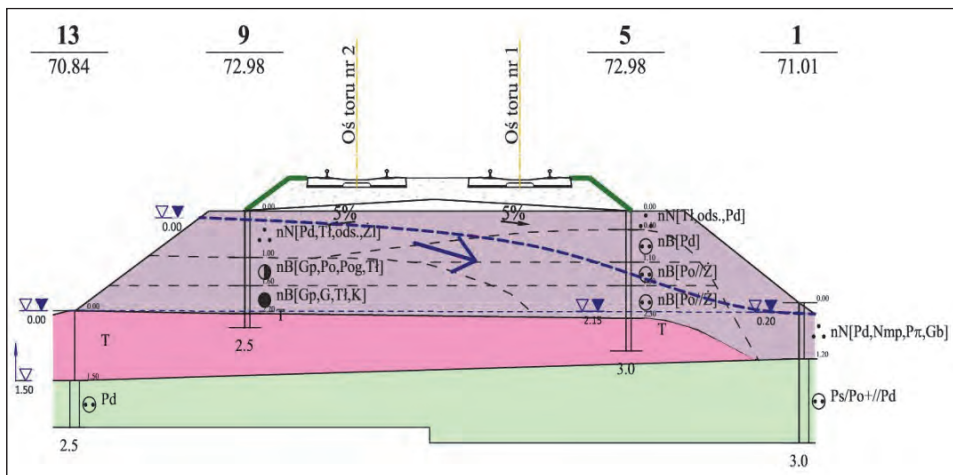
3. Warunki eksploatacyjne oraz prawdopodobny mechanizm zniszczenia korpusu nasypu i skarpy linii kolejowej

Z wywiadu terenowego oraz z opinii toromistrza wynikało, że w czasie wieloletniej eksploatacji obserwowano nieznaczne odkształcenia skarp i korpusu nasypu oraz deformacje nawierzchni kolejowej, na tym odcinku, jednak nie był on zaliczony do fragmentów linii, które należy częściej nadzorować. Dopiero ujawnienie zapadlisk w międzytorzu i strefach podnawierzchniowych zwróciło uwagę na konieczność ustalenia przyczyn ich powstania oraz zakresu destrukcji wewnętrznej w korpusie nasypu.

Po przeanalizowaniu historii budowy i eksploatacji linii kolejowej oraz relacji nadzoru kolejowego, przeprowadzeniu wizji lokalnej i analizie wyników pomiarów oraz badań geotechnicznych ustalono prawdopodobny mechanizm zniszczenia korpusu nasypu i skarpy na odcinku 121,840–121,950 km linii kolejowej nr 351 Poznań-Szczecin.

Stwierdzono, że destrukcja techniczna korpusu nasypu i skarpy jest wynikiem sumowania się skutków jednoczesnego działania kilku zjawisk i procesów egzogenicznych występujących w obrębie podtorza

oraz podłoża gruntowego, a także skutkiem historii budowy, modernizacji i utrzymania linii. Mamy tutaj do czynienia z niejednorodnym materiałem wbudowanym w nasyp, procesem konsolidacji torfów w czasie, permanentnym podtapianiem nasypu (spowodowanym bliskością rozlewisk), które w 2016 r. (informacja od nadzoru linii) sięgało ławy torowiskowej toru nr 2 (rys. 3). Na analizowanym obszarze zaobserwowano również deformacje nasypu związane z procesami sufozyjnymi i lokalnie kurzawkowymi czy wysadzinowymi w strefie przyskarpowej oraz destrukcyjnymi działaniami zoogenicznymi w postaci korytarzy i kawern bobrowych, a także dynamicznym oddziaływaniem przekazywanym przez ruch pociągów.



Rys. 3. Stan podtopienia nasypu w 2016 r. (objaśnienia jak na rys. 2) [2]

Początek intensywnej destrukcji nasypu linii kolejowej w ostatnim okresie należy wiązać z rokiem 2016, kiedy to od strony toru nr 2 woda sięgała ławy torowiska. Ten stan spowodował nasycenie wodą całego korpusu nasypu, a więc każde obciążenie (zwłaszcza dynamiczne) podczas każdorazowego przejazdu pociągu wywoływało znaczny przyrost ciśnienia porowego. Wzrost ciśnienia porowego był tym większy, im cięższy pociąg przejeżdżał i im większą miał prędkość. Wywoływane ciśnienie porowe, zwłaszcza o dużych wartościach, intensyfikowały procesy deformacji filtracyjnych.

W wyniku powyższego wewnątrz korpusu nasypu zostały uruchomione procesy sufozyjne polegające na wypłukaniu drobnej frakcji pyła-

stej i piaszczystej (piaski pylaste $P\pi$ i piaski drobne Pd). Było to możliwe, ponieważ został wytworzony spadek hydrauliczny, który wywołał ciśnienia spływowe na kierunku od toru nr 2 do toru nr 1 (rys. 3). Spadek hydrauliczny w tego rodzaju gruntach powoduje zjawisko sufozji, w wyniku którego następowało zwiększenie porowatości $n_0 < n_1$. Wzrost porowatości wywołuje obniżenie wartości stopnia zagęszczenia I_D , co skutkuje zmniejszeniem wartości kąta tarcia wewnętrznego φ , który jest głównym parametrem wytrzymałościowym decydującym o stateczności nasypu:

$$n_0 < n_1 \Rightarrow I_D^0 > I_D^1 \Rightarrow \varphi^0 > \varphi^1$$

Dodatkowo wyjątkowo wysokie stany wód gruntowych, a w omawianym przypadku stagnujących ponad powierzchnią terenu, na skutek działania prawa Archimidesa - „prawa wyporu” - zintensyfikowały proces odprężenia.

Procesy deformacji filtracyjnych, procesy sufozyjne i lokalnie kurzawkowe (widoczne w czasie wizji terenowej zewnętrznie leje sufozyjne, zapadliska oraz rozcięcia kurzawkowe w skarpach nasypu) (rys. 4-6), przy braku bocznego oparcia (skarpa nasypu kolejowego opierała się na stag-



Rys. 4. Przykład zapadlisk gruntu widocznych w skarpie nasypu od strony toru nr 1



Rys. 5. Lej powstały w procesie sufozyjno-kurzawkowym w skarpie nasypu kolejowego



Rys. 6. Widoczne zapadlisko w torze nr 1

nującym w rowach zwierciadło wody powierzchniowej opadowej i na nieskonsolidowanym podłożu torfowym) mogły wywołać dalsze deformacje i zniszczenie spójności wewnętrznej nasypu, co przypuszczalnie przyczyniło się do powstania kolejnych zewnętrznych lejów sufozycznych oraz rozcięć kurzawkowych w skarpach nasypu.

Wzrost porowatości – rozluźnienie korpusu nasypu, drgania od przejeżdżających pociągów, wbudowanie w korpus nasypu gruntów w postaci piasków drobnych i pylastych, podtopienie odprężonego nasypu,



Rys. 7. Widoczne osunięcie i odchylenie słupów trakcyjnych

intensywne i systematycznie powtarzające się opady atmosferyczne spowodowały, że w podtorzu, korpusie nasypu oraz podłożu gruntowym nastąpiło istotne pogorszenie geotechnicznych parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych. Stan słupów trakcyjnych, który wskazuje na wyraźne odchylenie ich od pionu, oraz podejmowane próby ich stabilizowania na całym analizowanym odcinku dowodziły długo-trwałości procesów destrukcyjnych (rys. 7).

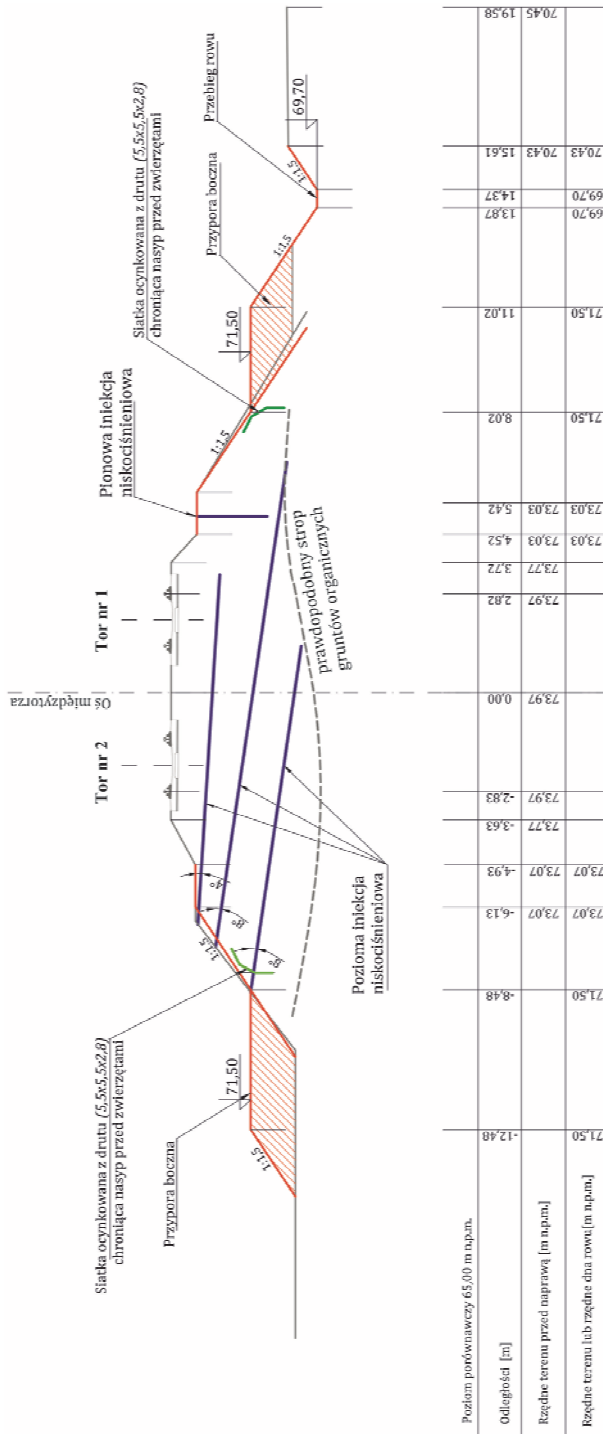
Opisywana konstrukcja nasypu kolejowego według dzisiejszych standardów i przy dzisiejszych obciążeniach podtorza nie spełniała podstawowych wymagań stateczności. Innym, równie ważnym czynnikiem niszczącym korpus nasypu było destrukcyjne działanie bobrów – budowanie przez nie korytarzy i nor powodujące tworzenie kawern (obszarów pustek stanowiących kanały migracji przez żyjące tam bobry).

Przeprowadzona analiza stanu technicznego w obrębie podtorza, korpusu nasypu i podłoża gruntowego wskazała jednoznacznie na konieczność wykonania kompleksowej naprawy omawianego odcinka linii kolejowej w celu poprawy bezpieczeństwa ruchu pociągów.

4. Warunki naprawy oraz zastosowana technologia wzmocnienia korpusu nasypu linii kolejowej

Inwestor postawił kilka bardzo trudnych do spełnienia wymagań komplikujących proces realizacji naprawy awaryjnego odcinka. Przyjęto następujące założenia projektowo-wykonawcze:

1. Wykonanie naprawy przeprowadzone bez demontażu nawierzchni kolejowej torów nr 1 i 2.
2. Wykonanie naprawy przeprowadzone bez demontażu sieci trakcyjnej.
3. Podczas prowadzenia robót ruch pociągów po torach nr 1 i 2 miał odbywać się z ograniczoną prędkością – zgodnie z opracowanym regulaminem ruchu.
4. Drogi dojazdowe o długości ok. 1,0 km oraz teren dla platformy roboczej miały zostać przygotowane tylko po jednej stronie, czyli od strony toru nr 2.
5. Wykonanie wzmocnienia korpusu nasypu miało obejmować oba tory.
6. Dodatkowe odkształcenia podłoża i podtorza kolejowego nie mogły przekroczyć warunków zapisanych w Instrukcji Id-3.
7. Ponieważ zadanie miało być realizowane w obszarze leśnym, to zastosowana technologia musiała być obojętna dla środowiska naturalnego.
8. Odbudowa geometrii nasypu – lawy torowiska i nachylenia skarpy.



Rys. 8. Przykładowy przekrój poprzeczny po zakończonej naprawie korpusu nasypu kolejowego (121,898 km) [4]

Takie wymagania całkowicie uniemożliwiły prowadzenie robót z poziomu torowiska, skomplikowały logistykę i wymusiły czasowe korzystanie z terenów niebędących we władaniu PKP.

Wybór technologii był podyktowany przyjętymi przez inwestora założeniami projektowo-wykonawczymi. Zwykle stosowane są iniekcje pionowe, jednak w tym przypadku posłużono się głównie ukośną iniekcją niskociśnieniową (rys. 8). W trakcie prac terenowych wykonano 134 wiercenia iniekcyjne ukośne o głębokości 6,0 m do 14,0 m oraz 44 wiercenia iniekcyjne pionowe o głębokości ok. 2,0 m.

Iniekcja była realizowana na całej szerokości korpusu nasypu, w trzech rzędach poziomych o nieznacznym kącie nachylenia wynoszącym $\alpha = 4^\circ - 8^\circ$. By spełnić warunki 6 i 7, wybrano odpowiedni produkt – hydraulicznie twardniejącą suchą mieszankę mineralną Dämmer o gęstości zacznym $\rho = 1,6 \text{ g/cm}^3$, która po stwardnieniu nie generuje ryzyka toksyczności.

Skomplikowane warunki gruntowo-wodne wymuszały przyjęcie odpowiednich założeń w projekcie wzmocnienia korpusu nasypu, które zakładały wykluczenie powstania dodatkowych obciążeń przekazywanych do podłoża, tj. gruntów organicznych. Przyjęta mieszanka Dämmer po stwardnieniu osiąga gęstość $\rho = 1,45 - 1,53 \text{ g/cm}^3$, co oznacza, że nie powoduje wzrostu obciążenia, ponieważ jej gęstość jest mniejsza niż w przeszłości gęstość gruntów wbudowanych w korpus nasypu. Podłoże torfowe charakteryzuje się odkształcalnością do 30% swojej miąższości i dlatego naprawa, zwłaszcza w strefie dolnej krawędzi skarpy opartej na torfie, musiała być dokładnie zaprojektowana pod względem podziału prac na etapy i stosowanych rozwiązań technicznych. Zasadniczym warunkiem przyjętych rozwiązań technicznych była konieczność przeprowadzenia wszelkich czynności naprawczych przy czynnej linii kolejowej z możliwością jedynie ograniczenia prędkości pociągów. Taki wymóg techniczny implikował brak możliwości wyłączenia lub demontażu linii trakcyjnych oraz zastosowanie środków chemicznych wprowadzanych w grunt, które będą obojętne dla środowiska przyrodniczego.

Założono, że w pierwszym etapie należy zabezpieczyć odpór boczny nasypu od strony torów nr 1 i 2, natomiast w drugim etapie działań wzmocnić konstrukcję korpusu nasypu. Kolejnym etapem działań było wyeliminowanie wpływu rowów bocznych, tj. odsunięcie ich od korpusu nasypu z uwagi na powstawanie procesów wysadzinowych w obrębie skarpy. W związku z powyższym całość prac naprawczych objęła wykonanie wzmocnienia wewnętrznego korpusu nasypu i przypór wzmacniających po obu stronach torów, odbudowanie odwodnienia

i ławy torowiskowej, wyprofilowanie skarpy i przypory z ich zahumusowaniem, podbicie i uregulowanie torów oraz przeczyszczenie przepustu.

Zagadnienie prawidłowego odwodnienia awaryjnego fragmentu linii kolejowej nie zostało odpowiednio, a przede wszystkim docelowo rozwiązane. Problem prosty technicznie, a jednocześnie bardzo istotny dla trwałości przeprowadzonej naprawy, okazał się skomplikowany ze względu na sprawy kompetencyjne i własnościowe. Wymieniony powyżej przepust jest najniższym posadowionym elementem odwodnienia zarówno po stronie toru nr 1, jak i toru nr 2. Oznacza to, że przepust gromadzi wodę, a nie ją odprowadza. Rów doprowadzający wodę należy do Lasów Państwowych, ale jest we władaniu miejscowego Urzędu Gminy. Żadna z tych instytucji nie jest zainteresowana udroźnieniem należących do nich rowów, natomiast inwestor, czyli PKP, nie może pokrywać kosztów związanych z utrzymaniem obiektów do niego nienależących. Taki pat decyzyjny nie rokuje trwałości przeprowadzonej naprawy.

Metoda iniekcji otworowej polega na wykonaniu ukośnego otworu wiertniczego, tzw. otworu iniekcyjnego, w strefie występowania gruntów nasypowych, w tym gruntów organicznych. Następnie wtłacza się przez ten otwór zaczyn uszczelniający i wiążący chemicznie grunt, który po pewnym czasie przechodzi z cieczy w ciało stałe i spaja ziarna gruntu, czyniąc podłoże gruntowe wzmocnionym, zeskalonym i uszczelnionym. W metodzie tej poszczególne otwory iniekcyjne są wykonywane metodą kolejnego zagęszczania zgodnie z zasadą, że każdy odwiercony otwór iniekcyjny w następnej kolejności spełnia rolę otworu kontrolnego, pozwalającego na stwierdzenie skuteczności wykonywanych prac uszczelniających w sąsiednich otworach. W czasie wykonywanych robót kontrola zasięgu oraz jakości iniekcji odbywała się na bieżąco poprzez obserwacje wpływów kontrolnych ze skarpy nasypu kolejowego.

5. Podsumowanie

1. Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych oraz analiza zjawisk zachodzących w obrębie podtorza, korpusu nasypu i podłoża gruntowego na omawianym odcinku linii kolejowej wykazały, że jego naprawa była bezwzględnie konieczna do dalszego bezpiecznego realizowania ruchu pociągów.

2. Problemem technicznym, który należało rozwiązać, było wzmocnienie rozluźnionego korpusu nasypu odcinka linii kolejowej. Rozluźnienie korpusu nasypu powstało w strefach rozmycia sufozyjnego oraz

kawern i pustek pokurzawkowych oraz pustek w strefach kanałów migracji bobrów.

3. Wybór rozwiązania spełnił wymogi inwestora dotyczące utrzymania ruch pociągów oraz wszystkie oczekiwania związane z nienaruszalnością środowiska naturalnego.

4. Zagadnienie destrukcji konstrukcji ziemnych (linii kolejowych, dróg czy wałów przeciwpowodziowych) przez działalność zwierzęcą – lisów, bobrów, nornic itp., jest coraz powszechniejsze i staje się problemem istotnie technicznym.

5. Naprawa nasypu kolejowego obejmowała podłoże zbudowane z torfów, które mogą się znacznie odkształcać, dlatego też musiała być precyzyjnie zaplanowana pod względem kolejności robót oraz stosowanych rozwiązań technicznych. Naprawę należało przeprowadzić w taki sposób, aby nie doszło do niekontrolowanego procesu konsolidacji podłoża organicznego, ponieważ mogło to skutkować dalszą awarią.

Literatura

- [1] Salwa S.: *Szczegółowa mapa geologiczna Polski arkusz 309 – Chłopowo*, Kielce, PIG Oddział Świętokrzyski i Warszawa, PIG 1999.
- [2] Sobkowiak J., Kassaraba A., Sobkowiak T., Wójcik S., Opila A., Szewczyk A., Jeż J.: *Ekspertyza techniczna dla oceny stanu nasypu kolejowego w torze nr 1 i 2 linii kolejowej nr 351 Poznań Główny–Szczecin Główny na odcinku w km 121,840–121,950*, Geomenos Sp. j., Poznań 2019.
- [3] Sobkowiak J., Tomaszewska A., Sobkowiak T., Opila A.: *Projekt budowlano-wykonawczy naprawy nasypu kolejowego w torze nr 1 i 2 linii kolejowej nr 351 Poznań Główny–Szczecin Główny na odcinku w km 121,840–121,950 na szlaku Rębusz–Słonice*. Geomenos Sp. j., Poznań 2019.
- [4] Sobkowiak J., Sobkowiak T., Opila A.: *Dokumentacja powykonawcza naprawy nasypu kolejowego w torze nr 1 i 2 linii kolejowej nr 351 Poznań Główny–Szczecin Główny na odcinku w km 121,840–121,950 na szlaku Rębusz–Słonice*, Geomenos Sp. j., Poznań 2019.
- [5] Krygowski B.: *Geografia fizyczna Niziny Wielkopolskiej. Część 1: Geomorfologia*, Poznań 1961.
- [6] *Id-3 Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego*. Wydawca PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. Centrala, Warszawa 2009.
- [7] PN-86/B-02480 *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*.
- [8] PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*.
- [9] PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe*.
- [10] PN-B-04452: 2002 *Geotechnika. Badania polowe*.

MACIEJ KORDIAN KUMOR, ŁUKASZ ALEKSANDER KUMOR

Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy

PRZYPADEK AWARII GEOTECHNICZNEJ ZABUDOWANEJ SKARPY W WYNIKU DESTRUKCYJNEJ NIWELACJI W JEJ SĄSIEDZTWIE

1. WSTĘP

Właściwe i pełne rozpoznanie geotechniczne podłoża gruntowego oraz dostosowanie rozwiązań konstrukcyjnych do rzeczywistych warunków geologicznych powinno w każdym przypadku gwarantować długoterminowe bezpieczne użytkowanie obiektów budowlanych. Zwykle prawo budowlane w złożonych lub skomplikowanych warunkach gruntowo-wodnych (kategoria geotechniczna druga/trzecia) wymaga od projektanta ustalenia szczegółowego rozpoznania podłoża gruntowego. Polskie przepisy budowlane nie obligują inwestorów do rozpoznania warunków gruntowo-wodnych, szczególnie na działkach sąsiednich, niebędących ich własnością. Również w bezpośrednim sąsiedztwie działek już zabudowanych, poza przypadkami szczególnymi, nie zabrania się wykonywania robót geotechnicznych związanych ze zmianami dotychczasowego użytkowania terenu przez ich właścicieli. Nierzadko obserwuje się jednak dużą dowolność zmian graniczącą z samowolą właścicieli w przystosowaniu terenu przygranicznego np. pod nowe przedsięwzięcia. Działania są prowadzone w wielu przypadkach z pominięciem prawa, bez prób ukrywania się przed sprawnym okiem administracji budowlanej.

W publikacji przedstawiono charakterystyczną awarię geotechniczną prawidłowo uformowanego i zabudowanego podłoża gruntowego (zakładu przemysłowego) stanowiącego górny naziem skarpy. Naruszenie stateczności spowodowała samowolna i niewłaściwa zmiana kąta nachylenia skarpy, w tym podcięcie jej podstawy poza granicami własnej działki, w terenie sąsiednim. W wyniku wykonanych prac ziemnych oraz dodatkowo (bez odpowiednich pozwoleń) wycinki drzewostanu

przez sąsiada oraz prac ziemnych i niwelacyjnych doprowadzono do rozległej awarii geotechnicznej, ponadlokalnej inwersji stosunków wodnych i zmiany kierunku spływu wód powierzchniowych, a także zniszczenia infrastruktury podziemnej.

1.1. Położenie i charakterystyka terenu awarii skarpy

1.1.1. Opis terenu i charakterystyka lokalizacji

Analizowaną awarię geotechniczną stwierdzono na działce inwestycyjnej o numerze ewidencyjnym 15/10, zabudowanej obiektami przemysłowymi (rys. 1).



Rys. 1. Widok zakładu przemysłowego wraz z granicami działek (kolor niebieski)

Teren stanowi fragment wysokiego prawego tarasu erozyjnego rzeki Drwęcy z wychodniami iłów neogeńskich, ekspansywnych. W części jest miejscem składowania antropogenicznych zwałów nadkładu przemieszczonych z udostępnianych w przeszłości pól eksploatacyjnych iltu.

Skarpy składowiska w ciągu około 30 lat porosły samosiejkami drzew liściastych (rys. 2), które umacniały systemem korzeniowym górotwór.



Rys. 2. Samoistna rekultywacji skarpy drzewami liściastymi po dwudziestu latach

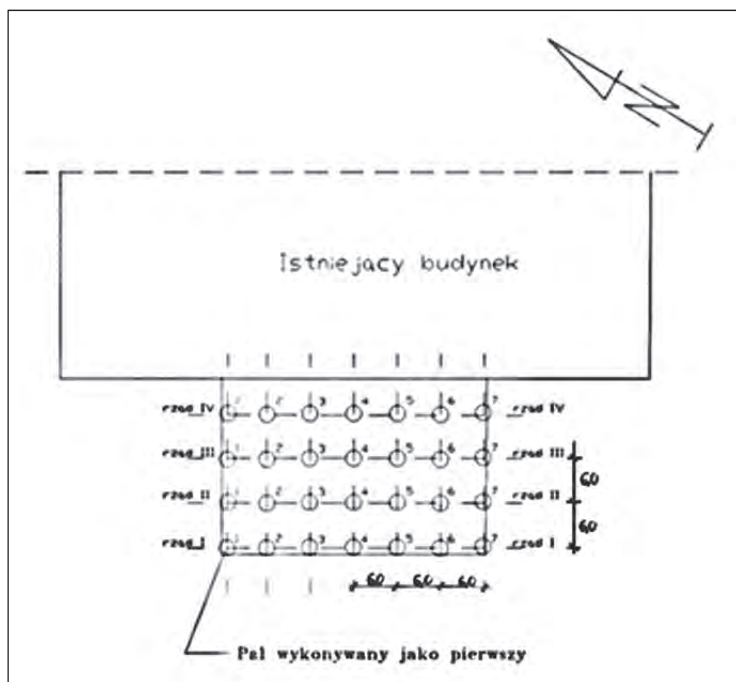
Po zakończeniu wydobycia ilów ceramicznych teren nie został właściwie zrekultywowany (pozostały zagłębienia z okresową stagnacją wody i skarpy o nachyleniu ponad 35°) o zróżnicowanych lokalnie strefach czynnych geodynamicznie.

Według opracowania Województwa Kujawsko-Pomorskiego z 2010 r. pt. *Osuwiska i tereny zagrożone ruchami masowymi w dolinie rzeki Drwęca w granicach województwa kujawsko-pomorskiego* teren działki sklasyfikowano jako obszar III kategorii geotechnicznej stateczności zbocza. Skarpa stanowi wschodnią granicę działki (rys. 1) i nie zarejestrowano jej oficjalnie w Systemie Osłony Przeciwsuwiskowej.

Na fragmencie działki nienaruszonej wyrobiskami i częściowo zrekultywowanej w 1999 r. rozpoczęto budowę bazy produkcyjnej dużej firmy. Budynek produkcyjny został posadowiony na terenie nienaruszonym w sposób bezpośredni na ławach fundamentowych. Natomiast budynek biurowy, zlokalizowany bliżej krawędzi skarpy, posadowiono w sposób pośredni na płycie żelbetowej opartej na palach wierconych Wolfsholza o średnicy 508 mm [2] (rys. 3).

Rozwiązanie posadowienia obiektu biurowego na palach Wolfsholza stanowiło w 1998 r. przemysłany element stabilizujący podłoże, jak również zbocze terenu bazy produkcyjnej.

Do głębokości maksymalnej 4,8 m p.p.t. stwierdzono występowanie nasypu niekontrolowanego w postaci mieszaniny ilów, kamieni, glin piaszczystych zwięzłych (rys. 4). Pale rozstawione w rzędach posadowiono w nienaruszonej warstwie twaroplastycznych ilów neogeńskich



Rys. 3. Rozmieszczenie pali pod budynkiem wg [2]

(stopień plastyczności $I_L = 0,05$). Zaprojektowano zmienną długość pali od 10,5 mb do 16,5 mb. Roboty geotechniczne i palowe przy posadowieniu fundamentów i ukształtowaniu terenu prowadzono pod nadzorem geotechnicznym.

W 2019 r. teren działki był zabudowany obiektami przemysłowymi (rys. 1, 3). Wjazd z drogi gminnej na teren zakładu znajduje się od strony południowej, poza skarpą. Po stronie wschodniej i północno-wschodniej pozostały niezagospodarowane działki inwestycyjne. Działki niezabudowane są obecnie niwelowane i zaczęto je przygotowywać do dalszej zabudowy indywidualnej obiektami przemysłowymi.

1.1.2. Warunki geotechniczne podłoża gruntowego działki

Warunki gruntowo-wodne podłoża działki 15/10 zostały rozpoznane etapowo. W 1998 r. badanie przeprowadzono w celu realizacji budynku głównego, a w 2000 r. na potrzeby posadowienia budynku biurowego oraz uporządkowania naziomu górnego skarp. Jak ustalono w rozpo-

znaniu, podłoże gruntowe reprezentowane jest przez zróżnicowane utwory antropogeniczne i niejednorodne rodzime piaski mineralne oraz rodzime iły ekspansywne z domieszką margli.

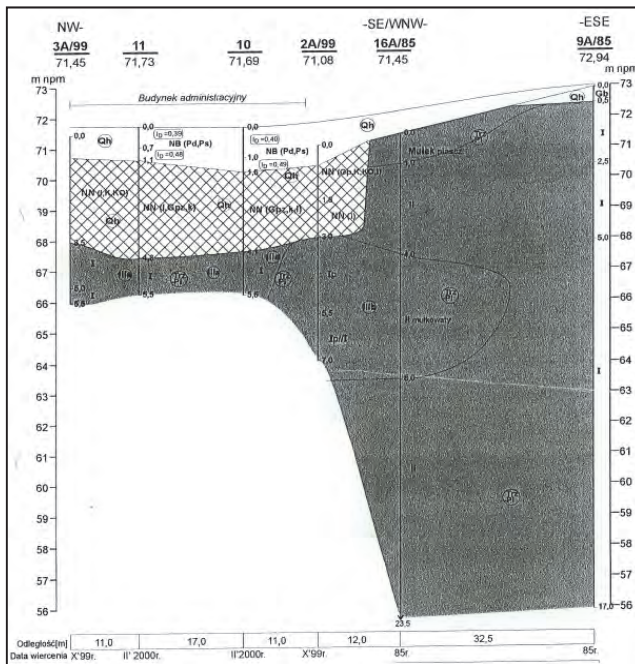
Holocen (Q_1) reprezentują:

- grunty antropogeniczne, które stanowią niejednorodną warstwę piaszczysto-ilasto-próchniczną o miąższości 0,9–3,8 (maksymalnie 5 m),
- grunty koluwium są wykształcone w formie zsuwu zwałowanych piasków, lokalnie piasków drobnych i średnich oraz urobku iłów pylastych zwięzłych.

W plejstocenie (Q_2) uformowały się:

- grunty wodno-lodowcowe wykształcone w postaci mineralnych osadów niespoistych piasków o różnej granulacji, składające się z piasków drobnych, średnich i żwirów.

Neogen ($N_{1,2}$) reprezentują mio-plejocenijskie utwory zastoiskowe zbiornika epikontynentalnego. Litologicznie są to iły, iły pylaste zwięzłe z domieszką margli ziarnistych, zwięzłych. Strop iłów mio-plejocenijskich występuje na rzędnej około 73 m n.p.m., natomiast spągu złożeń iłów ceramicznych nie przewiercono do 23 m p.p.t. (rys. 4).

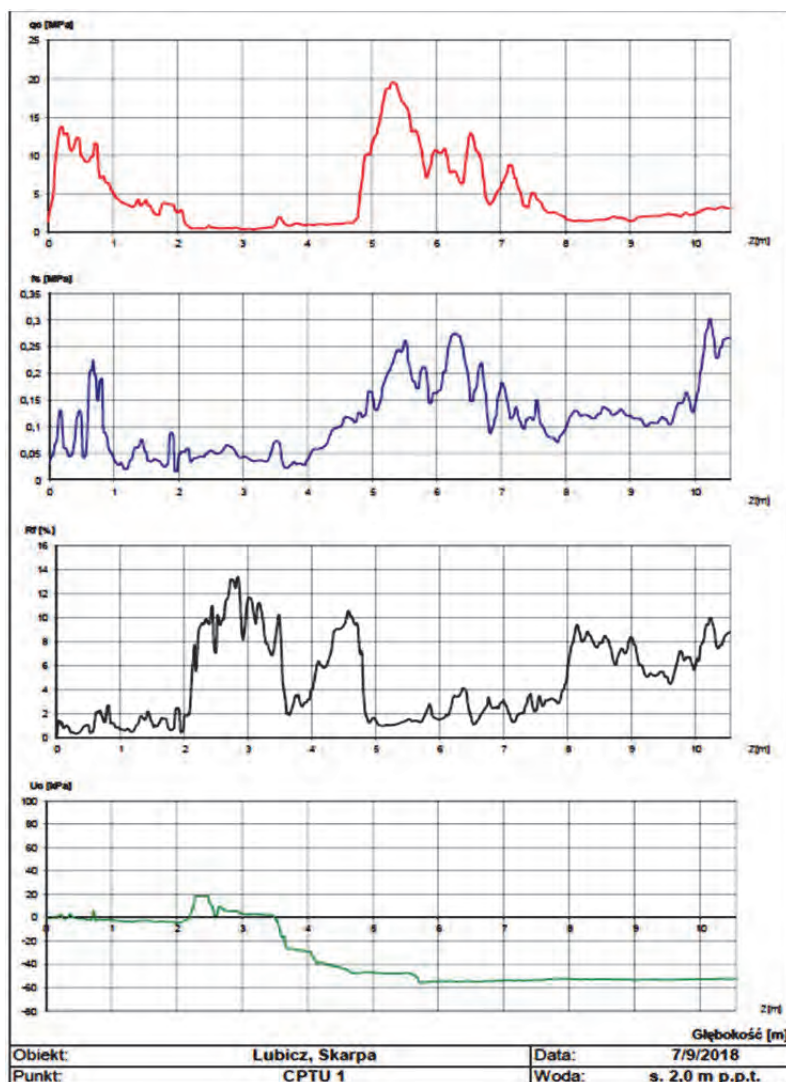


Rys. 4. Archiwalny przekrój geologiczno-inżynierski wg [3]

Tabela 1. Zestawienie parametrów geotechnicznych podłoża wg CPTU 1

| Głębokość [m] | Profile | qc [MPa] | σ_{VO} [kPa] | ID [-] | IL [-] | qn [MPa] | βq [-] | Nm [-] | Φ' [°] | c' [kPa] | SU [kPa] | M0 [MPa] |
|------------------|-----------|-------------|------------------------|-----------|-----------|-------------|------------------|-----------|----------------|-------------|-------------|-------------|
| 0,0 | nN | 10,2 | 8 | 0,70 | - | 10,19 | 0,00 | - | 35°30' | - | - | 50,0 |
| 0,9 | nN | 3,6 | 28 | - | 0,16 | 3,57 | 0,00 | 29,5 | 28°50' | 10 | 274 | 29,7 |
| 2,1 | Clay | 0,5 | 55 | - | 0,43 | 0,45 | -0,01 | 2,4 | 10°40' | 16 | 25 | 4,1 |
| 3,6 | Clay | 1,0 | 74 | - | 0,40 | 0,92 | -0,05 | 6,8 | 18°30' | 9 | 57 | 9,8 |
| 4,0 | Clay | 1,1 | 86 | - | 0,07 | 0,99 | -0,07 | 5,1 | 16°10' | 24 | 55 | 8,9 |
| 4,8 | Fine sand | 18,1 | 103 | 0,85 | - | 17,98 | 0,00 | - | 37°50' | - | - | 83,2 |
| 5,8 | Silt | 7,8 | 128 | - | 0,01 | 7,65 | -0,01 | 44,9 | 31°40' | 15 | 544 | 64,2 |
| 7,3 | Clay | 3,3 | 151 | - | 0,06 | 3,09 | -0,04 | 17,4 | 25° | 16 | 193 | 32,1 |
| 8,0 | Clay | 1,6 | 170 | - | 0,03 | 1,41 | -0,08 | 6,0 | 17°20' | 25 | 78 | 13,0 |
| 9,2 | Clay | 2,4 | 195 | - | 0,01 | 2,19 | -0,06 | 8,8 | 20°20' | 29 | 122 | 19,6 |

Badaniami in situ udokumentowano występowanie wody gruntowej w obrębie gruntów antropogenicznych piaszczystych na głębokości 1,6 m, tj. na rzędnej 76,5 m n.p.m. Wody te płynęły w kierunku południowo-zachodnim, w postaci wysięków w środkowej i dolnej części skarpy, spływając na powierzchnię terenu wyrobiska. W okresie badań, w latach 1998–2000, w obrębie gruntów antropogenicznych i koluwium również odnotowano liczne sączenia z przewarstwionych piaskami gruntów spoistych.



Rys. 5. Przykładowe sondowanie CPTU 1 na skarpie zbocza

Charakterystykę warunków geotechnicznych przedstawia się następująco:

- warstwa Mg – grunty antropogeniczne nasypu niekontrolowanego, (piaski średnie w stanie luźnym i średnio zagęszczonym, ility pylaste w stanie miękkoplastycznym),
- warstwa C – grunty tworzące liczne lokalne koluwium na skłonie i u podnóża skarpy o miąższości do 1,7 m (zbudowane z mieszaniny ility-piaszczystej z domieszką części organicznych); generalnie w stanie plastycznym i luźnym.

Szczegółowe wartości parametrów geotechnicznych zestawiono w tabeli 1, a charakterystykę nienaruszonego podłoża w punkcie badań CPTU 1 przedstawiono na rysunku 5.

1.2. Charakterystyka geotechniczna rozwoju osuwiska

Budynek produkcyjny i biurowy na działce nr 15/10 zaprojektowano w 2000 r. i wybudowano zgodnie ze sztuką budowlaną. Na etapie projektowym przeprowadzono niezbędne analizy stateczności globalnej i lokalnej skarpy stanowiącej wschodnią granicę działki [3]. Stwierdzono, że masyw gruntowy do granicy ogrodzenia terenu i poza ogrodzeniem stanowi potencjalne osuwisko, w związku z tym wykonano zabezpieczające tarasy kaskadowe – przypory. Wzmocnieniem głębokim stateczności skarpy było również posadowienie budynku biurowego na palach Wolfsholtza.

Na terenie działki należącej do firmy produkcyjnej wody opadowe i roztopowe zagospodarowano we właściwy sposób. Wody ujęto zgodnie z warunkami pozwolenia wodno-prawnego, zebrano je drenażami do studni zbiorczej zlokalizowanej w rejonie zachodniego ogrodzenia działki. Woda jest wykorzystywana do podlewania roślinności zielnej i drzew oraz rozsączana na tereny zielone.

Do 2017 r. skarpy, ogrodzenie i budynki były stateczne, a w monitoringu nie zaobserwowano żadnych symptomów aktywności ruchów masowych [3].

W czerwcu 2017 r. właściciel sąsiedniej, zachodniej działki budowlanej, tj. xx/11, rozpoczął bez wymaganych uzgodnień [6] prace ziemne, przygotowując teren pod własną inwestycję. Roboty porządkowe obejmowały początkowo m.in. wycinkę drzew (rys. 2) oraz rozszerzany sukcesywnie zakres robót ziemnych związanych z rozległą makroniwelacją terenu, w tym wjazdy robocze sprzętu ciężkiego na teren działki 15/10 i zwiększenie kąta nachylenia oraz podcięcie skarpy (rys. 6, 7).



Rys. 6. Podcinanie sukcesywne skarpy zbocza przez roboty sąsiada



Rys. 7. Początek osuwiska wywołanego podcięciem skarpy - widoczne zapadnięcie się ogrodzenia

Właściciel działki 15/10 powiadomił Urząd Miasta o nieuprawnionej wycince drzew na terenie swojej działki. Przeprowadzono wizję lokalną z udziałem przedstawicieli urzędu i sporządzono dokumentację fotograficzną po wycięciu drzew przez osoby trzecie na skarpie w granicach działki 15/10 (rys. 2, 6).

W sprawie nieuprawnionej wycinki drzew na działce umorzono postępowanie, motywując to brakiem wystarczających materiałów dowodowych i niewykryciem sprawcy wycinki.

30 lipca 2017 r., ze względu na trwające dalej prace ziemne i niebezpieczne naruszenie stateczności skarpy przez wykonujących niwelację działki budowlanej nr xx/11 w trakcie prac makroniwelacyjnych, zawiadomiono Powiatowego Inspektoratu Nadzoru Budowlanego o wywoła-

niu zagrożenia katastrofą budowlaną. W tym czasie doszło do obsunięcia się skarpy wraz z ogrodzeniem i wypływu wody z sieci, zagrażającego bezpośrednio stateczności posadowienia istniejących budynków biurowego i produkcyjnego na działce 15/10 (rys. 8).



Rys. 8. Uruchomienie osuwiska po podcięciu skarpy – widoczne zapadnięcie naziomu górnego, powstanie niszy i zniszczenie ogrodzenia



Rys. 9. Skutki uszkodzenia górnego naziomu skarpy na skutek podcięcia skarpy na działce sąsiedniej

Jak ustalono, z działki 15/10 oraz ze skarpy biegnącej wzdłuż granicy z działką xx/11 w trakcie makroniwelacji usunięto ponad 2500 m³ gruntu – ilustruje to zdjęcie panoramiczne (rys. 6).

W wyniku rozwoju powierzchniowych ruchów masywu gruntowego i zsuwu skarpy nastąpiło zniszczenie ogrodzenia i przerwanie ciągłości systemu odwodnienia, utworzyły się też nowe strefy tensji, spływu i zsuwów koluwium mas ziemnych (rys. 10).



Rys. 10. Widok pęknięć szczelinowych świadczących o postępującej niestępczości skarpy poza dotychczasowym klinem odłamu

Właściciel działki produkcyjnej 15/10 ponownie złożył w Urzędzie Miasta odpowiedni wniosek o wszczęcie postępowania w sprawie bezprawnego przesunięcia mas ziemnych i stworzeniu zagrożenia życia i zdrowia ludzi oraz zagrożenia mienia. W odpowiedzi uzyskał informację o przekazaniu przez Wójta sprawy do Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego. PINB dokonał kontroli nieruchomości oraz urządzeń budowlanych na działce xx/11 w związku z raptownym osuwaniem się skarpy na działce 15/10.

Uwaga podsumowująca etap formalnych działań. Do 2019 r. próby rozwiązania problemu naruszenia stateczności skarpy na działce 15/10 w wyniku nieuprawnionych działań niwelacyjnych spowodowały dalsze

obsunięcie się podłoża gruntowego oraz stworzyły poważne zagrożenie katastrofą budowlaną i naruszenie bezpieczeństwa budynków produkcyjnego i biurowego posadowionych na działce 15/10. Osiągnięto formalnie etap postępowania administracyjnego, tj. zakończenie kontroli nieruchomości i stanu urządzeń budowlanych na działce nr xx/11. Właściciel terenu 15/10, nie czekając na decyzję organów, podjął kroki ratunkowe i rozpoczęto prace zabezpieczające skarpe i ochronę obiektu przemysłowego przed dalszą degradacją.

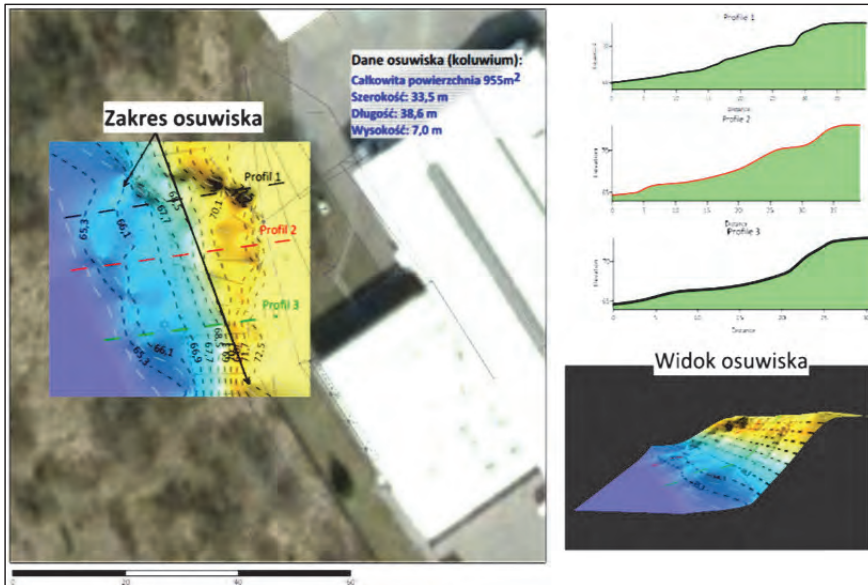
2. Określenie problemu geotechnicznego

Na podstawie wykonanych analiz i prac badawczych nad ustaleniem przyczyn, które doprowadziły do postania awarii geotechnicznej podłoża budowlanego działki nr 15/10, należy stwierdzić, że zasadniczym czynnikiem destrukcyjnym była decyzja o makroniwelacji terenu w strefie krawędziowej i u podstawy ówczesnej skarpy. W wyniku nieprawidłowego wykonywania dużego zakresu prac niwelacyjnych, wycinki drzew i rozległych robót ziemnych na działce sąsiedniej, nr xx/11, podcięto istniejącą ponad 30 lat i właściwie zabezpieczoną w 1998 r. skarpe. Doprowadzono w ten sposób do zaburzenia stanu lokalnej równowagi geostatycznej i niekontrolowanego zsuwu mas ziemnych wraz ze zniszczeniem systemów zabezpieczających i podziemnej sieci drenażu.

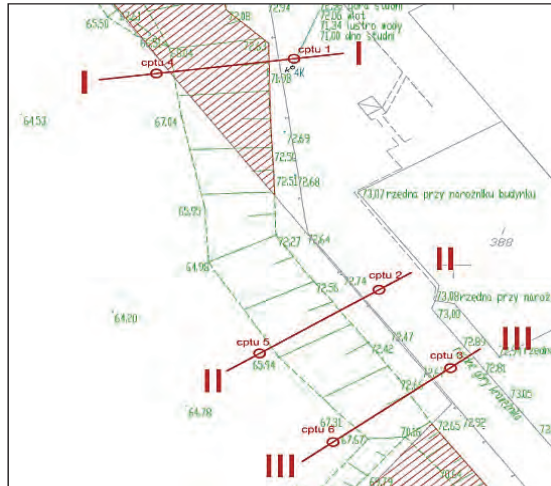
2.1. Analiza stateczności osuwiska

Bezpośrednio po awarii geotechnicznej, we wrześniu 2018 r., przeprowadzono weryfikujące badania geotechniczne podłoża m.in. metodą statycznego sondowania CPTU przy krawędzi górnej i u podnóża krawędzi dolnej oraz w strefie części terenu nienaruszonej skarpy. Wykonano analizę stateczności w trzech charakterystycznych aktywnych przekrojach wyznaczonych w terenie (rys. 11, 12) [4, 5]. Na rysunku 11 przedstawiono ogólne dane, zakres i kształt geometryczny osuwiska w stosunku do obiektów biurowego i przemysłowego.

Miejsca sondowań statycznych zlokalizowano w strefach podcięcia i naruszenia stateczności skarpy oraz w obszarze pierwotnie statecznym. Jednocześnie zinwentaryzowano zasięg aktywnych, nowo powstałych dwóch koluwiów (rys. 12).

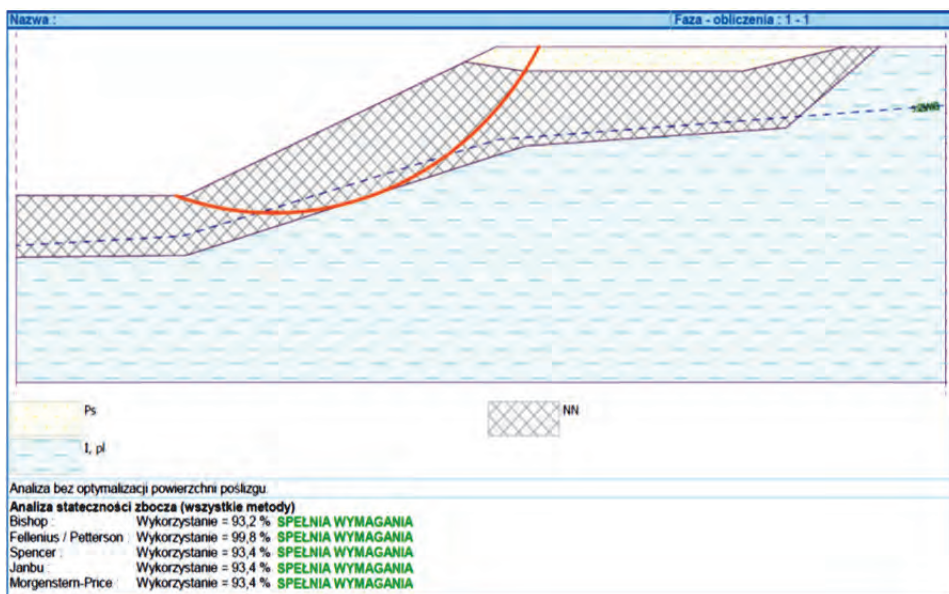


Rys. 11. Zakres i profile powstałego osuwiska na działce 15/10 przy obiektach budowlanych

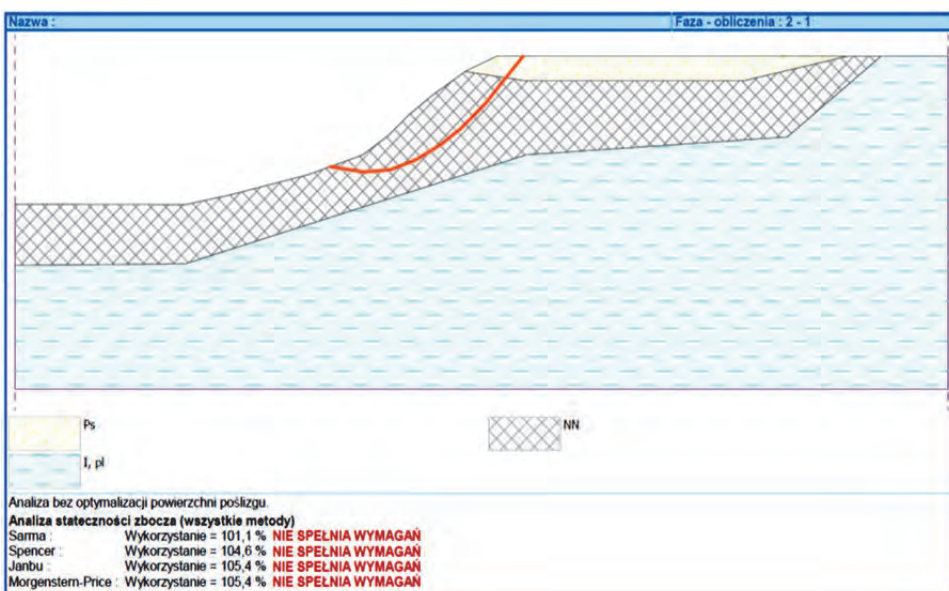


Rys. 12. Zakres nowo powstałego koluwium i profile badawcze osuwiska na działce 15/10 przy obiektach budowlanych

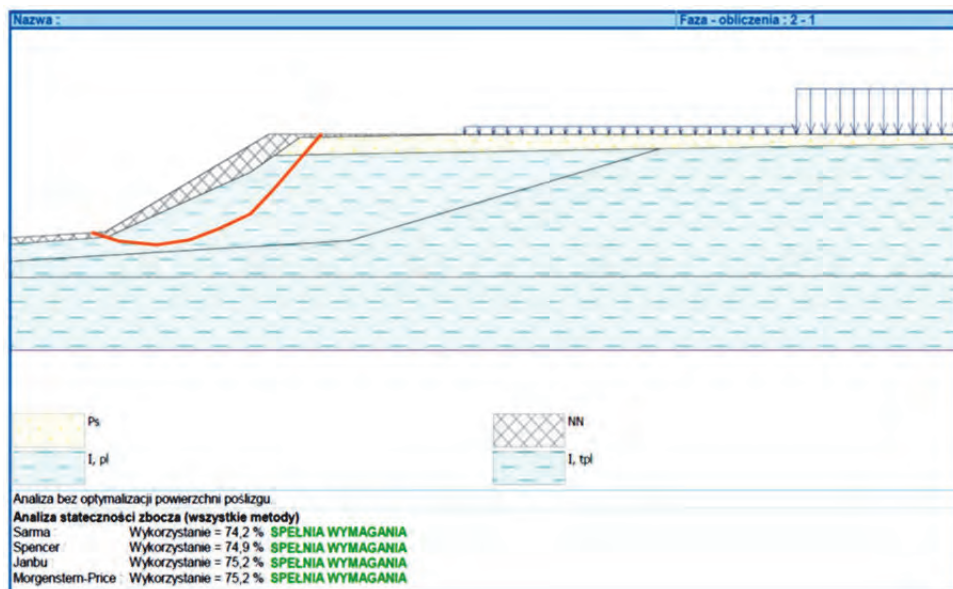
Analizę stateczności skarpy wykonano metodami symulacyjnymi, wykorzystując wartości liczbowe parametrów otrzymane z bezpośrednich badań geotechnicznych w trzech przekrojach przedstawionych na rysunku 12.



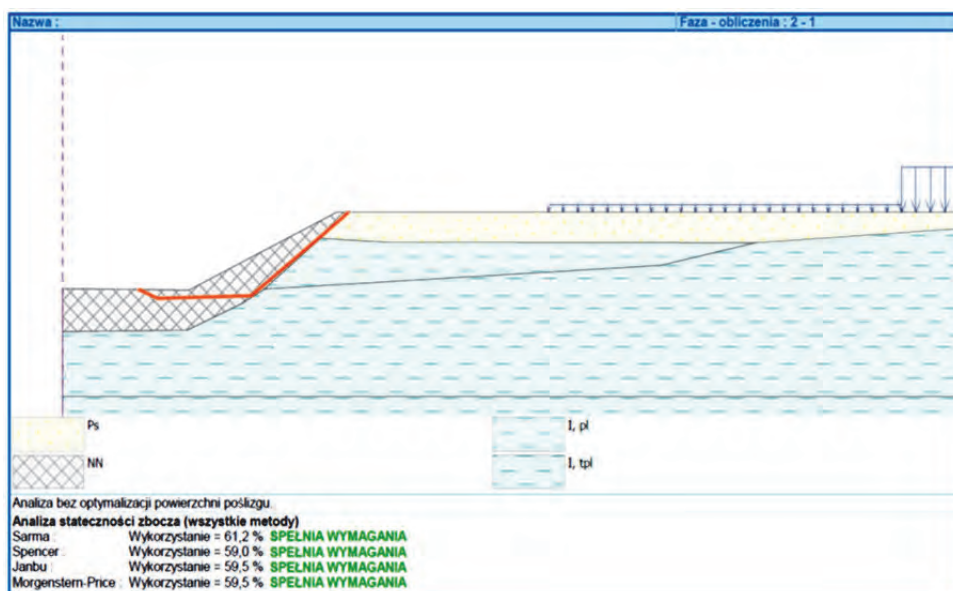
Rys. 13. Przekrój skarpy I-I w miejscu powstałego osunięcia gruntu, stan pierwotny, symulacja z dodatkowym ciśnieniem sphywowym wody – skarpa stateczna



Rys. 14. Wyniki analizy stateczności skarpy I-I w miejscu powstałego osunięcia gruntu bez uwzględnienia ciśnienia sphywowego wody gruntowej, skarpa niestateczna



Rys. 15. Przekrój II-II obok istniejących budynków biurowych; mimo podcięcia skarpy masyw stateczny, brak zagrożenia budynku biurowego



Rys. 16. Przekrój skarpy III-III wzdłuż istniejących budynków; mimo podcięcia skarpy na działce sąsiedniej osuwisko stateczne, brak zagrożenia budynku biurowego

W ocenie uwzględniono stateczności skarpy stan pierwotny, dodatkowe ciśnienie spływowe, działające drenaże. Do końcowych obliczeń stateczności skarpy wykorzystano również dane z opracowania [10]. Przyjęto parametry efektywne wyprowadzone z sześciu profili badań CPTU (rys. 5). Na rysunkach 13–16 przedstawiono kolejne wyniki obliczeń w przekrojach I-I, II-II i III-III, w stanach nienaruszonym i pierwotnym, przy którym nastąpił ruch masowy skarpy [1].

2.2. Wnioski geotechniczne z analizy powstałego osuwiska

Na podstawie wyników analizy zmian warunków gruntowych i obliczeń można generalnie określić następujące przyczyny utraty stateczności w strefie krawędziowej skarpy:

- przyczynę bezpośrednią, która spowodowała naruszenie równowagi geostatycznej i wywołała ruch masywu wraz z powstaniem lokalnego osuwiska, tj. niedostosowane i niewłaściwie prowadzone niwelacyjne prace ziemne z podcięciem skarpy sąsiada,
- przyczyny wtórne, w konsekwencji uszkodzenie elementów infrastruktury i uzbrojenia podziemnego terenu, w tym sieci kanalizacji deszczowej i drenażu, muru oporowego ogrodzenia, zniszczenie przypór ziemnych zabezpieczających skarpe oraz naruszenie sieci podziemnej elektrycznej i systemu monitoringu,
- przyczyny inne, jak wycinka drzewostanu stabilizującego i chroniącego przed erozją skarpe, naruszenie lokalnych stosunków wodnych w granicach doliny Drwęcy i zmiana kierunku spływu wód opadowych, zasypanie licznych zbiorników wody w wyrobisku,
- przyczynę zaniechania, tj. niewykonanie po awarii geotechnicznej żadnych prac zabezpieczających skarpe lub wykonanie ich błędnie, chociaż były one niezbędne.

Na podstawie wyników przeprowadzonych analiz geotechnicznych i obliczeń stateczności skarpy oraz bezpośrednich obserwacji w terenie (wrzesień 2018 r.) stwierdzono, że bez wykonania odpowiednich prac zabezpieczających powstałe osuwisko lokalne jest w stanie granicznym ze wzrostową prognozą losowej dalszej aktywności (rys. 10).

Dodatkowymi elementami destrukcyjnymi były jednoczesne usunięcie drzew na całym obszarze i inwersja spływu wód opadowych, powodująca silny skoncentrowany wzrost i rozwój erozji. Niwelacyjne zmiany oraz zasypanie stawów – mimo upomnień wykonujących prace ziemne i właściciela – zmieniły lokalny kierunek przepływu wód pod-

ziemnych. Niewątpliwie w przyszłości będzie to generowało negatywne skutki na działki sąsiednie (zalewanie i naruszenia stateczności podłoża), prowadzące do nieprzewidywalnego wzrostu zasięgu ruchów masowych.

Obecnie budynek biurowy i hala produkcyjna nie są zagrożone ruchami osuwiska i mogą być eksploatowane, ale należy natychmiast podjąć prace naprawcze na podstawie odpowiedniego projektu zabezpieczenia skarpy z regulacją stosunków wodno-gruntowych. Do bezzwłocznych zadań należy zaliczyć uregulowanie i naprawę rozszczelnionej lokalnej sieci kanalizacji deszczowej i drenażu.

3. Propozycje zabezpieczenia skarpy

Rozpatrując wnioski geotechniczne wynikające z analizy stateczności podłoża gruntowego i postępujący stopień zagrożenia obiektów budowlanych zlokalizowanych na terenie działki nr 15/10, a także perspektywę dalszej zabudowy działek sąsiednich, proponuje się zabezpieczenie skarpy jednym z dwóch przedstawionych realnych sposobów:

- wariant 1 – odbudowa skarpy zgodnie z pierwotnym ukształtowaniem działek 15/10 i xx/11,
- wariant 2 – odbudowa skarpy o innym nachyleniu, w technologii skarpy zbrojonej geosyntetykami w zakresie granicy działki 15/10.

Zgodnie z wynikami pomiarów geodezyjnych opracowano model geometryczny i obliczono objętość mas ziemnych objętych osuwiskiem [3]:

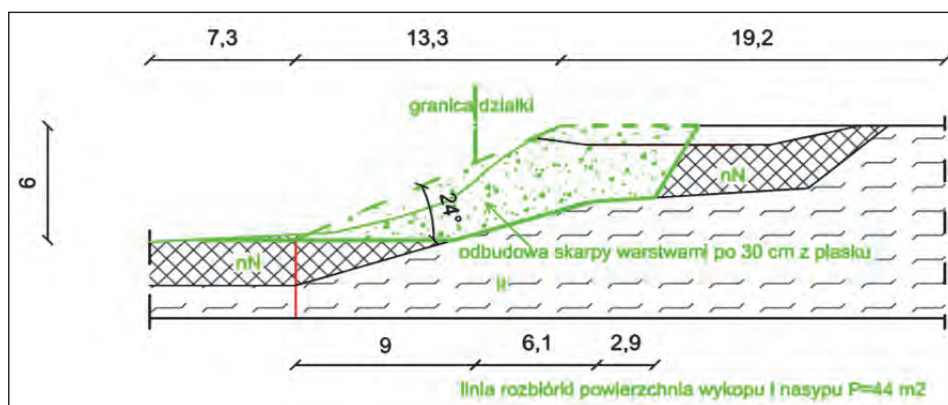
- powierzchnia osuwiska – 955 m²,
- wysokość $H = 7$ m – średnio 3,5 m,
- szerokość ok. 33,5 m,
- długość ok. 38,6 m.

3.1. Wariant 1 – odbudowa skarpy wg pierwotnego ukształtowania

Założono zgodnie z dokumentacją archiwalną [2] odbudowę skarpy do pierwotnego stanu (rys. 17).

Przedmiar robót w wariantcie 1:

- grunt do wywiezienia i utylizacji – 2038 m³ = 44 m × 38,6 m × 1,2 m,
- grunt do dowiezienia – piasek średni – 2038 m³,
- wykopy sprzętem mechanicznym – 2038 m³,
- nasypy wraz z zagęszczeniem gruntu warstwami do $I_s \geq 0,98$ – 2038 m³,



Rys. 17. Odbudowa skarpy wg wariantu 1 – odtworzenie stanu pierwotnego działek 15/10 i xx/11

- odbudowa płotu ogrodzenia działki – 50 mb,
- odbudowa istniejącej sieci elektrycznej i alarmowej,
- projekt wykonawczy.

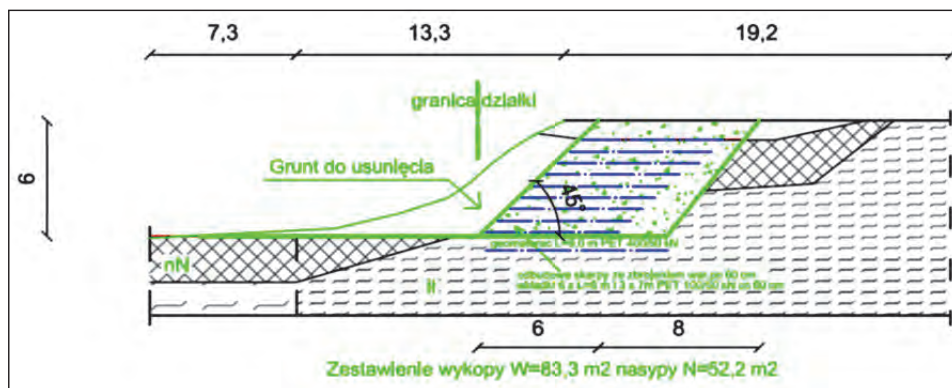
W celu realizacji powyższych robót założono wykonywanie ich na działce sąsiedniej. Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy opracować stosowny projekt wykonawczy i uzyskać zgodę właściciela sąsiedniej działki.

3.2. Wariant 2 – odbudowa skarpy w technologii gruntu zbrojonego

W przypadku braku zgody właściciela działki sąsiedniej, którego prace spowodowały powstanie osuwiska, założono odbudowę skarpy zgodnie z przebiegiem granic działki 15/10 (rys. 18), bez ingerencji w działkę sąsiednią. Z uwagi na niemożność zapewnienia stateczności skarpy zaprojektowano zbrojenie skarpy geosyntetykami.

Przedmiar robót w wariantcie 2:

- grunt do wywiezienia i utylizacji – $3860 \text{ m}^3 = 83,3 \text{ m} \times 38,6 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}$,
- grunt do dowiezienia – piasek średni – $2420 \text{ m}^3 = 52,2 \text{ m} \times 38,6 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}$,
- wykopy sprzętem mechanicznym – 3860 m^3 ,
- nasypy wraz z zagęszczeniem gruntu warstwami do $I_s \geq 0,98$ – 2420 m^3 ,
- ułożenie dolnego materaca PET 400/50 kN grubości 60 cm – 1000 m^2 ,
- ułożenie wkładek zbrojeniowych PET 100/50 kN – 3000 m^2 ,
- odbudowa zniszczonego płotu ogrodzenia – 50 mb,
- odbudowa uszkodzonej sieci elektrycznej i alarmowej,
- projekt wykonawczy.



Rys. 18. Odbudowa skarpy wg wariantu 2 – odtworzenie do granic działki 15/10

4. Wnioski końcowe i podsumowanie

Wyniki badań i analizy geotechniczne powstałego osuwiska pozwalają sformułować następujące wnioski.

Bezpośrednią i zasadniczą przyczyną ruchu masowego skarpy i spowodowania osuwiska były nieprawidłowo prowadzone niwelacyjne prace ziemne na działce sąsiedniej i na działce inwestora. Prace prowadzono bez projektu, specjalistycznego nadzoru geotechnicznego i bez stosownej aktywności organu administracyjnego – mimo formalnych podjętych działań właściciela zagrożonej działki sąsiedniej.

Pozostałe przyczyny mają charakter wtórny, związany z destrukcyjną działalnością wykonawcy przy pasywnej wiedzy Urzędu [3].

Szkody środowiskowe, jakie powstały, np. uszkodzenie elementów infrastruktury i uzbrojenia podziemnego terenu, muru oporowego ogrodzenia, zniszczenie przypór ziemnych zabezpieczających skarpe oraz naruszenie sieci podziemnej elektrycznej i systemu monitoringu, a także wycinka drzewostanu stabilizującego i chroniącego przed erozją skarpe, spowodowały trwałe naruszenie lokalnych stosunków gruntowo-wodnych w granicach chronionej doliny rzeki Drwęcy.

Usunięcie drzew na skarpie i zmiana kierunku spływu wód opadowych może doprowadzić do powstania kolejnych nieprzewidywalnych obecnie ruchów masowych.

Aktualnie budynek biurowy i hala produkcyjna są bezpieczne i nie są zagrożone, mogą być eksploatowane, jednak należy natychmiast podjąć prace naprawcze całej istniejącej infrastruktury podziemnej.

Zaleca się wykonanie odbudowy skarpy wg wariantu 1, po wcześniejszym uzyskaniu zgody właściciela działki sąsiedniej xx/11 [3].

Literatura

- [1] GEO5 – Stateczność zbocza/wersja 5.2018.34D/klucz zabezpieczający 6729/1/ Pracownia Inżynieryjno-Geologiczna/Copyright 2018 Fine r.o. All Rights Reserved. www.finesoftware.eu.
- [2] Kumor M., Szpakowski K.: *Projekt nośności pali Wolfsholza pod fundamenty budynku bazy firmy*, Pracownia Inżynieryjno-Geologiczna, Bydgoszcz 2000.
- [3] Kumor Ł., Kumor M., Lorkowski J.: *Ekspertyza geotechniczna ustalająca przyczyny uszkodzenia skarp oraz określenia stanu technicznego i stateczności naruszonej skarpy na terenie zakładu*. Pracownia Inżynieryjno-Geologiczna, Bydgoszcz 2018.
- [4] PN EN 1997-1:2008 Eurokod 7: *Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne*.
- [5] PN EN 1997-2:2009 Eurokod 7: *Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego wraz z PN EN 1997-1:2009/AC:2010; PN EN 1997-1:2009/ Ap1:2010*.
- [6] Kumor Ł., Kumor M.: *Geotechnical failure of a slope featuring site development with industrial facilities caused by irresponsible leveling in the neighboring area*, abstract 29th International Conference on Structural Failures Międzyzdroje, 20–24 May, 2019.

JACEK NAWRACAŁA

GT Projekt

ANDRZEJ T. WOJTASIK, MIŁOSZ JUST

GT Projekt, Politechnika Poznańska

AWARIA DWÓCH OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH OBCIĄŻONYCH PĘCZNIENIEM ZASYPKI PRZYCZÓŁKÓW

1. Zarys analizowanych obiektów i problemu

W ramach długoplanowej inwestycji bezkolizyjnej drogi szybkiego ruchu na Śląsku wybudowano odcinek o długości około 4 km. Trasa ma wiele węzłów i obiektów inżynierskich, w tym analizowane dwa wiadukty drogowe. Przedmiotowy odcinek drogi został oddany do użytku pod koniec 2014 r.

Wiadukty są jednoprzęsłowymi mostami płytowo-belkowymi (o konstrukcji sprężonej) o rozpiętości odpowiednio 20,0 m i 21,0 m. Obiekty są usytuowane w niewielkiej odległości względem siebie, nieprzekraczającej 100 m. W obu przypadkach skrzydełka przyczółków są monolitycznie połączone z trzonem i fundamentem; przyczółki mają dylatacje pionowe w osi drogi. Pomimo zbliżonej geometrii i funkcjonalności wiadukty różnią się kształtem przyczółków i rodzajem posadowienia. Obiekt 1 posadowiono na palach fundamentowych i opatrzone przedłużonymi skrzydełkami w formie murów oporowych. Dodatkowo zasyпка przyczółków została wzmocniona geotkaninami. Natomiast obiekt 2 posadowiono bezpośrednio na podbudowie z chudego betonu wykonanej w traconych ściankach szczelnych. W obu przypadkach przyczółki podpierające ustrój nośny pełnią jednocześnie funkcję oporową wobec nasypu drogowego i mają kształt charakterystyczny dla ścian oporowych płytowo-kątowych (ściana o stałej lub zmiennej grubości, stopa pozioma bez ostrogi).

Zasyпки przyczółków obu obiektów zostały wykonane z mieszanki fluidalnej – kruszywa alternatywnego stworzonego z kruszywa antropo-

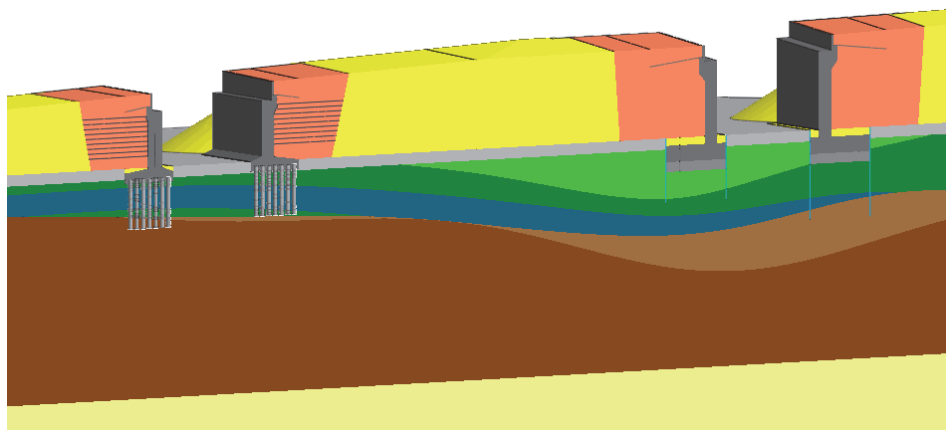


Rys. 1. Przyczółek podczas budowy

genicznego z dodatkiem ubocznych produktów spalania z palenisk fluidalnych w postaci popiołów lotnych i żużli. Popioły fluidalne charakteryzują się dużą różnorodnością w składzie ziarnowym, wysoką alkaliznością, właściwościami hydraulicznymi, pucolanowymi i mają szerokie zastosowanie przy produkcji spoiw popiołowo-cementowych, cementu, klinkieru, kruszyw sztucznych czy neutralizacji kwaśnych odpadów. Pod kątem geotechnicznym mieszanka ta stanowi dobrze zagęszczalny materiał cechujący się wysokimi wartościami parametrów wytrzymałościowych. W nasypy drogowe (poza przyczółkami) oraz w skarpy wbudowano kruszywa o standardowych parametrach. Skarpy nasypu mają nachylenie 1:1,5.

W niedługim okresie po oddaniu drogi do eksploatacji zaobserwowano znaczne odkształcenia nawierzchni drogowej w rejonie dwóch wiaduktów. Dalsze obserwacje wykazały „klawiszowanie” przyczółków w miejscach dylatacji pionowych. Wdrożono monitoring geodezyjny w formie pomiarów przemieszczeń poziomych i pionowych obiektów metodami standardowymi, a także wykonano pomiar wysokościowy nawierzchni za pomocą skanera laserowego. Pomiar wykazał wypiętrzenie nawierzchni rzędu kilku centymetrów. Nadmiernym odkształceniom towarzyszyły uszkodzenia nawierzchni drogowej oraz zaciśnięcie dylatacji poziomych w jezdni. Uszkodzenia te miały charakter postępujący.

W celu stwierdzenia przyczyn powstałej awarii w pierwszej kolejności przeanalizowano wpływ warunków gruntowo-wodnych i zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych, jednakże odpowiedzi na postawione pytania dały dopiero badania zasyпки przyczółków.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez model obliczeniowy

2. Charakterystyka zasyпки

Nasypy budowlane przy obiektach zostały wykonane z kilku rodzajów materiałów. Generalnie nasyp drogowy w ciągu drogi wykonano z piasku i łupka czerwonego. W przypadku analizowanych dwóch obiektów inżynierskich w dolnej części zasyпки wbudowano gliny jako grunty nieprzepuszczalne (1–2 warstwy), natomiast w korpus zasyпки wbudowano specjalne kruszywo fluidalne (8–15 warstw). W niniejszym artykule największą uwagę poświęca się mieszance fluidalnej, jako że głównie ten materiał oddziałuje negatywnie na ściany oporowe przyczółków.

Zastosowana mieszanka fluidalna to materiał używany przede wszystkim w budownictwie drogowym i kolejowym do budowy nasypów [6, 7, 12–14, 23]. Jest ona produkowana na bazie odpadów energetycznych powstających w procesie fluidalnego spalania węgla (produktami ubocznymi są popioły, żużle) i kruszyw antropogenicznych (powstaje łupek powęglowy nieprzepalany). Z uwagi na skład granulometryczny przeważa frakcja żwirowa. Kruszywo charakteryzuje się wysokimi parametrami, zwłaszcza kątem tarcia wewnętrznego ($\varphi' = 45^\circ$) i wskaźnikiem różnoziarnistości ($c_u \geq 5$). Mieszankę opisuje szereg norm i aprobat tech-

nicznych [5]. Według informacji podanych przez producenta szczególną zaletą mieszanki jest odporność na działanie wody, jednakże wyraźnie przeczą temu obserwacje awarii analizowanych wiaduktów.

2.1. Zmiana objętości zasypki

W obszarze wiaduktów obserwuje się wypiętrzenie nawierzchni drogowych w miejscach wbudowania mieszanki fluidalnej. Stawia się tezę, że zastosowany materiał ulega procesowi zmiany (wzrostu) objętości. Stanowisko to jest wzmocnione faktem, że podobne problemy nadmiernych odkształceń (w tym wypiętrzeń) nawierzchni odnotowano na sąsiednim odcinku drogi, gdzie do budowy nasypu drogowego wykorzystano materiał o zbliżonym składzie (mieszankę fluidalną łupka czarnego z popiołem i żuzłem).

W celu zbadania zagadnienia pęcznienia materiał pobrany bezpośrednio z zasypki przyczółków – mieszankę fluidalną – poddano analizie laboratoryjnej (analizowano skład granulometryczny, mineralny i chemiczny próbek). Wyniki badań wskazują, że anhydryt, jako jeden z charakterystycznych składników popiołu fluidalnego, uległ pod wpływem wody rozkładowi, tworząc nowe, wtórne składniki mineralne. Proces krystalizacji zachodzący w mieszance ma charakter ekspansywny, prowadzi do wzrostu jej objętości. Początkowo w pewnym stopniu wypełnieniu ulegają wolne przestrzenie między ziarnami, jednakże z uwagi na bardzo zagęszczony stan zasypki (wskaźnik zagęszczenia $I_s \approx 1,0$) możliwości wypełnienia porów są ograniczone – następnie kruszywo doświadcza pęcznienia. Zwraca się uwagę, że wzrost objętości mieszanki jest efektem zachodzących w niej reakcji chemicznych; nie należy go mylić z klasycznym zjawiskiem pęcznienia gruntu wywołanego osmotyczną i matrycową absorpcją wody.

Nie ulega jednak wątpliwości, że zmiana objętości mieszanki została wywołana obecnością wody. Problem nadmiernych odkształceń dotyczy jedynie obiektów 1 i 2, gdzie mieszanka po wbudowaniu w nasyp była wystawiona na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych przez około 2 miesiące w okresie zimowym. Natomiast na analogicznych obiektach, gdzie mieszanka została zabezpieczona warstwą chudego betonu w okresie 1–5 dni po jej wbudowaniu, nie stwierdzono dotychczas podobnego problemu. Wnioskuje się, że okres ekspozycji kruszywa na działanie wody ma pierwszorzędny wpływ na aktywowanie wyżej opisanego procesu pęcznienia. Dalej, z uwagi na odstęp czasu między

wbudowaniem mieszanki w nasyp (wrzesień–grudzień 2013 r.) a obserwowanymi zmianami (przemieszczenia poziome zarejestrowane nawet w 2016 r.) można stwierdzić, że proces pęcznienia przebiega w bardzo wolnym tempie lub z pewnym opóźnieniem, a przemieszczenia mają charakter postępujący. Zwraca się uwagę, że opisane w dokumentach zawartych w pracy Szczygielskiego [5] pęcznienie liniowe mieszanki fluidalnej o wartości $\leq 0,5\%$ jest znacznie niedoszacowane ze względu na krótki czas badania (jedynie 4 doby nasączenia wodą).

Porównując objętość molową składników pierwotnych i wtórnych, obliczono, że wzrost objętości mieszanki (zastosowanej w obiekcie 1) wynosi $0,0178 \text{ m}^3$ na 1 tonę materiału, tj. $\sim 3\%$ jego objętości. Obliczenia te uwzględniają jedynie skład chemiczny materiału, pomijają natomiast odkształcalność (możliwość wypełnienia porów), stąd otrzymany wynik może być przeszacowany. Z kolei z uwagi na bardzo duże zagęszczenie kruszywa wpływ doszczelnienia wolnych przestrzeni może być pomijalnie mały. Dokładną wartość wzrostu objętości należałoby określić empirycznie w toku badań laboratoryjnych, jednakże i ta metodyka napotyka trudności w otrzymaniu wiarygodnych wyników. Wśród nich można wymienić m.in. wyselekcjonowanie próbki o podobnym składzie pierwotnym co materiał w momencie wbudowania w zasypkę, prawdopodobnie bardzo długi czas badania, dostępność aparatury odpowiedniej do badania miarodajnie dużej próbki. W świetle wymienionych ograniczeń powyższy wynik obliczeń – wzrost objętości mieszanki rzędu 3% – jest jedyną konkretną informacją o wartości pęcznienia. Na potrzeby przeprowadzonej analizy przyjęto ją za wartość referencyjną.

3. Wpływ oddziaływań zasypki na przemieszczenia obiektów

Analizowane zagadnienie – przemieszczenia elementów konstrukcyjnych dwóch wiaduktów drogowych – z uwagi na wiele niewiadomych (m.in. ciśnienie pęcznienia mieszanki fluidalnej, postępujący charakter przemieszczeń, stopień jednorodności mieszanki, kierunek dystrybucji pęcznienia) jest niezwykle trudne do odtworzenia w procesie obliczeniowym. W celu zbadania jak najszerszego zakresu wpływu niewiadomych wykonano wariantową analizę parametryczną, w której badano wpływ wartości pęcznienia zasypki (wariant 1) oraz wpływ dystrybucji pęcznienia (wariant 2). Podkreśla się, że analiza wsteczna objęłaby wąski wycinek przeprowadzonej analizy parametrycznej. Praktyczną zaletą przyjętego podejścia obliczeniowego jest możliwość szyb-

kiego odczytania wyników obliczeń dla dowolnej wartości pęcznienia (w zakresie od 0% do ~4%) bez konieczności rekalkulacji np. w przypadku uzyskania w przyszłości nowych, dokładniejszych danych odnośnie do pęcznienia mieszanki.

Zastosowana w obliczeniach metoda elementów skończonych umożliwia analizę skomplikowanych problemów inżynierskich, nie daje jednak bezpośredniej możliwości modelowania wzrostu objętości elementów. Zjawisko zmiany objętości odwzorowano w sposób zastępczy przez wprowadzenie rozprężających sił wewnętrznych w materiale zasypki, otrzymując efekt tożsamy z pęcznieniem – parcie materiału zasypki na konstrukcję przyczółków. Oszacowano, że równoważne siły wewnętrzne wywołujące wzrost objętości mieszanki rzędu 3% wynoszą ok. 900 kPa – w dalszej części analizy autorzy zakładają, że wyniki obliczeń otrzymane dla tej wartości sił rozprężających są najlepszym oszacowaniem. Wzrostu objętości mieszanki fluidalnej, jak już wcześniej zaznaczono, nie należy utożsamiać z klasycznym zjawiskiem pęcznienia gruntu, a rozpierających sił wewnętrznych – z ciśnieniem pęcznienia od absorpcji wody.

Wyniki wariantu 1 obliczeń (zmienna wartość pęcznienia wzrastająca od 0 kPa do 1200 kPa, stały równomierny rozkład pęcznienia w zasypce) wskazują, że zasadniczo wzrost przemieszczeń jest liniowo proporcjonalny do wzrostu wartości pęcznienia. Wariant 2 (stała wartość pęcznienia 900 kPa, pęcznienie aktywowane etapowo od warstw górnych do warstw dolnych zasypki) wykazuje, że wraz z pogłębianiem się zasięgu pęcznienia przemieszczenia konstrukcji oporowych ulegają stabilizacji (przyrosty przemieszczeń maleją). Porównując wyniki wariantu 1 otrzymane dla wartości pęcznienia 900 kPa oraz wyniki wariantu 2, zauważa się, że kierunek dystrybucji pęcznienia ma niewielki wpływ na wartość maksymalnych przemieszczeń. Nieznacznie mniejsze wartości przemieszczeń (średnio o 6%) notuje się dla wariantu 2. W dalszej części wpływ oddziaływań zasypki na przemieszczenia wiaduktów zostanie szczegółowo omówiony na podstawie wyników wariantu 1.

3.1. Przemieszczenia pionowe

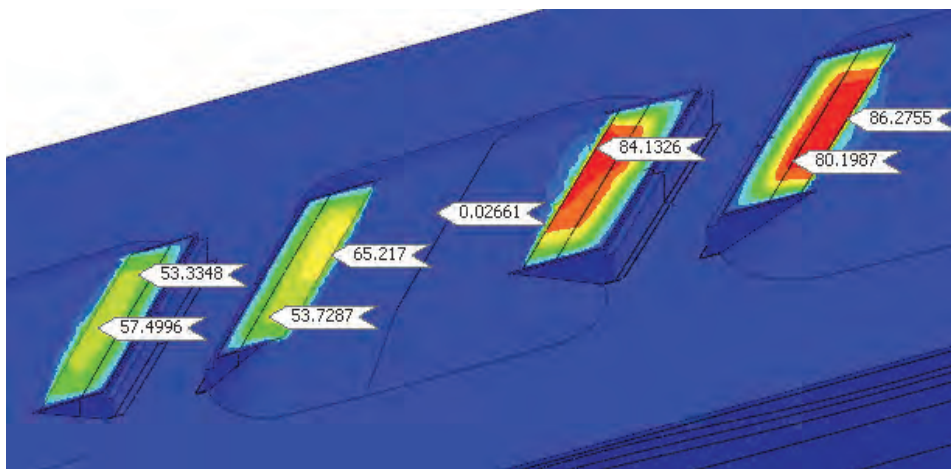
Na przemieszczenia pionowe składają się: (1) osiadanie zwłaszcza gruntów rodzimych pod dobrze zagęszczonym nasypem oraz (2) ruchy wypiętrzające w obrębie pęczniejącej zasypki. W przypadku analizowanych obiektów wykonanie zasypki trwało 3–5 miesięcy, a budowę nawierzchni rozpoczęto po kolejnych 2–3 miesiącach. Z uwagi na znaczną

obecność gruntów spoistych w podłożu przemieszczenia następowały zapewne w wolnym tempie, zatem w czasie budowy zrealizowała się jedynie pewna część osiadań. Monitoring geodezyjny (wdrożony dopiero po wykonaniu nasypu!) wykazał, że w okresie od kwietnia 2014 r. do lipca 2016 r. przyczółki obiektu 1 osiadły o 7–16 mm, natomiast przyczółki obiektu 2 osiadły o 11–36 mm (przeważnie 11–18 mm), czyli średnio o 10–15 mm. Można uznać, że rzędne nawierzchni drogi w początkowym okresie eksploatacji powinny być bliskie rzędnym projektowym. We wrześniu 2016 r. nad wiaduktami wykonano skan laserowy nawierzchni drogowych. Pomierzone rzędne porównano z rzędnymi projektowymi, można zatem założyć, że otrzymano rzeczywiste wartości przemieszczeń pionowych asfaltu (ewentualnie niedoszacowane o wartości osiadań zrealizowanych po wykonaniu nawierzchni, czyli o ok. 10–15 mm). Monitoring laserowy wykazał, że w strefach zasypek przyczółków wystąpiły wypiętrzenia nawierzchni o maksymalnej wartości ponad 5 cm przy wiadukcie 1 i ponad 7 cm przy wiadukcie 2.

Wykonane obliczenia numeryczne wykazały, że maksymalna wartość wypiętrzenia nawierzchni osiągnie ~6 cm przy wiadukcie 1 i ~8 cm przy wiadukcie 2.

Porównując wyniki obliczeń z pomiarem laserowym, uzyskano dobrą zgodność maksymalnych wypiętrzeń. Poza tym zgodność zauważa się lokalnie. Zasadniczo pomierzone wypiętrzenia są mniejsze w pewnych strefach i bardziej nieregularne niż wypiętrzenia obliczone. Oznacza to, że w momencie wykonania skanu laserowego zjawisko pęcznienia w mieszance fluidalnej miało niejednorodne natężenie oraz że można się spodziewać dalszego rozwoju odkształceń w obrębie zasypek. Z kolei na potrzeby niniejszej analizy założono jednakowy rozkład pęcznienia, stąd zaznacza się, że przemieszczenia oszacowane obliczeniowo traktuje się jako maksymalnie możliwe do wystąpienia (przemieszczenia rzeczywiste mogą być mniejsze lub równe wartościom obliczonym w zależności od tego, w jakim stopniu zasypka uległa zmianom objętościowym). Ta uwaga dotyczy zarówno przemieszczeń pionowych, jak i poziomych, na które miało wpływ pęcznienie.

Na podstawie obliczeń numerycznych oszacowano całkowite osiadania konstrukcji oporowych: od -16 mm do -40 mm dla obiektu 1 oraz od -21 mm do -34 mm dla obiektu 2. Uśrednione osiadania poszczególnych (oddylatowanych) przyczółków i murów oporowych wynoszą: 19–30 mm dla wiaduktu 1 oraz od -21 mm do -28 mm dla wiaduktu 2. Osiedlenia łożysk szacuje się następująco: 19–28 mm dla wiaduktu 1 oraz od -22 mm do -31 mm dla wiaduktu 2.



Rys. 3. Mapa przemieszczeń pionowych wywołanych pęcznieniem zasyпки o wartości 900 kPa

Ze względu na to, że monitoring geodezyjny przemieszczeń pionowych przyczółków wdrożono po ukończeniu nasypu, obejmuje on jedynie część osiadań, jakich doznały konstrukcje oporowe. Niemniej pomiary rzeczywiste potwierdzają rozkład osiadań otrzymany drogą obliczeń: w narożach rozwartokątnych przyczółków notuje się osiadania większe o 50–100% niż w narożach ostrokątnych. Zauważa się także, że pęcznienie zasyпки generalnie nie powoduje wzrostu osiadań całkowitych; wpływa nieznacznie na zmianę osiadań różnicowych wynikającą z obrotu ław fundamentowych.

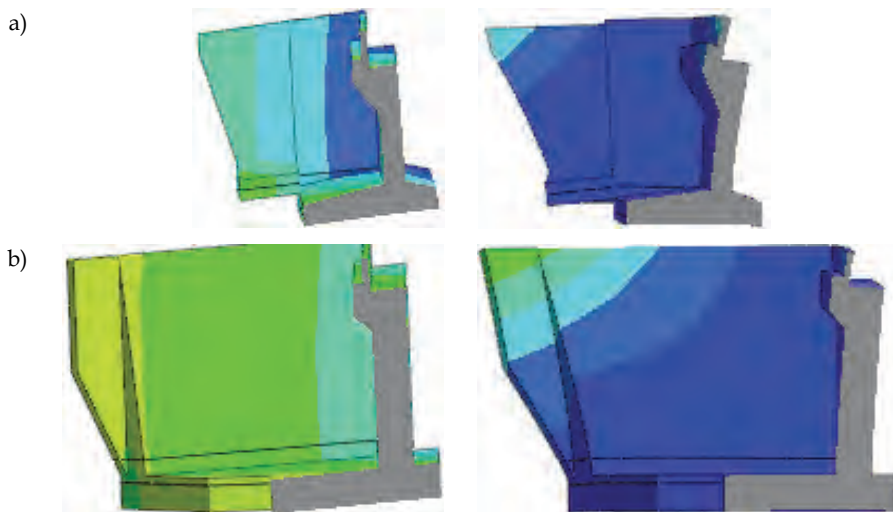
3.2. Przemieszczenia poziome

Maksymalne przemieszczenia poziome konstrukcji oporowych, oszacowane na podstawie obliczeń z uwzględnieniem pęcznienia zasyпки, osiągają duże wartości i są każdorazowo skierowane od nasypu. Największe przemieszczenia występują w koronie konstrukcji: dla wiaduktu 1 – do 45 mm (skrzydełka do 65 mm); dla wiaduktu 2 – do 27 mm (skrzydełka do 45 mm). Jednakże przemieszczenia poziome ścian czołowych w poziomie ław podłożyskowych (istotne dla konstrukcji układów nośnych) są odpowiednio mniejsze: dla wiaduktu 1 – 15–30 mm; dla wiaduktu 2 – 8–20 mm. Oszacowano, że „klawiszowanie” (uskok) dylatacji pionowych zlokalizowanych w osi jezdni nie przekracza 16 mm dla wiaduktu 1 oraz 4 mm dla wiaduktu 2.

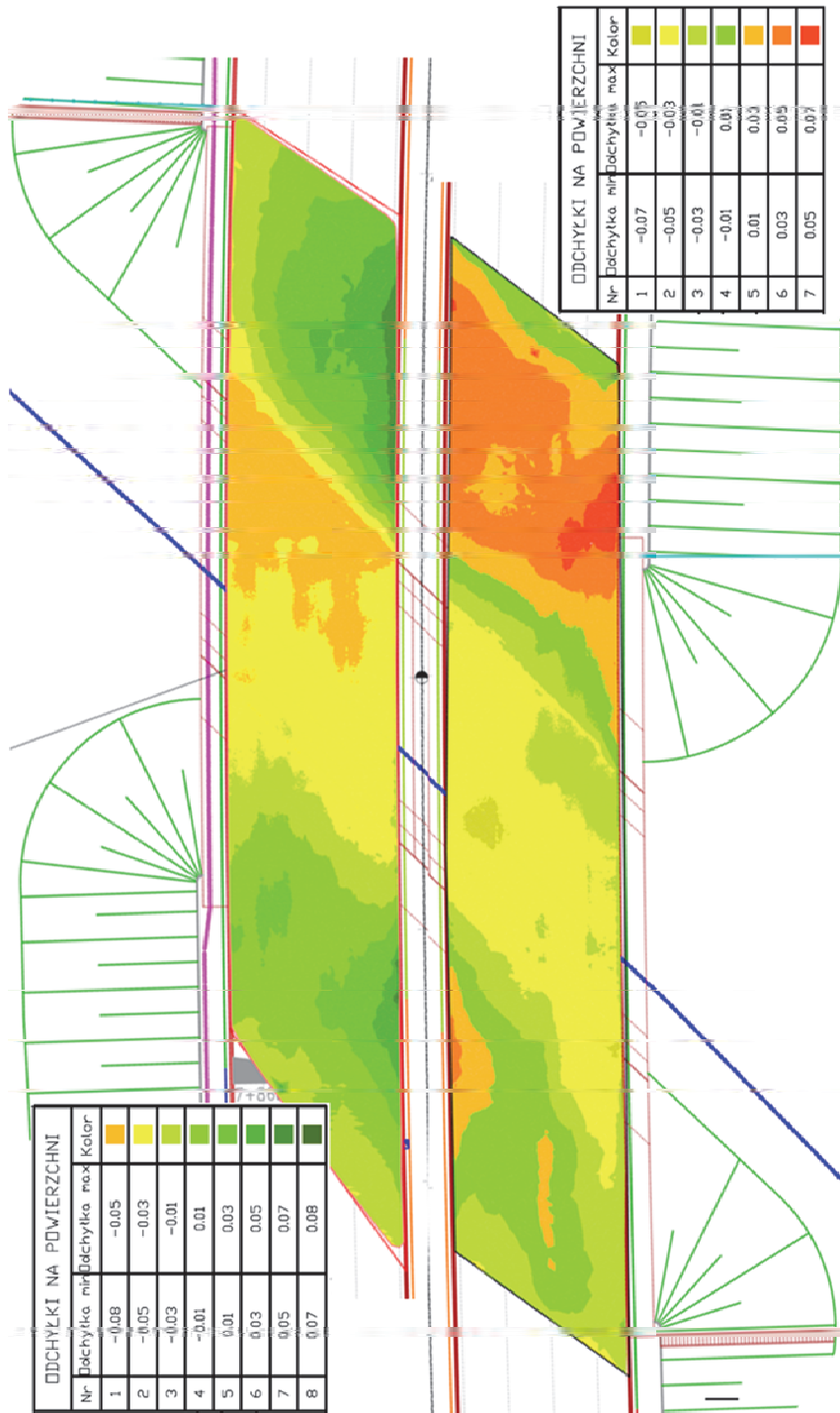
Monitoring przemieszczeń poziomych obiektów, wdrożony dopiero w 2016 r., nie daje możliwości zweryfikowania całkowitych przemieszczeń poziomych oszacowanych w obliczeniach. Jednakże pomiary zasadniczo wykazują zgodność wektorów przemieszczeń pomierzonych w rzeczywistości z wektorami przemieszczeń obliczonych.

Przyczółki i skrzydełka zaprojektowano jako sztywne, masywne konstrukcje oporowe typu płytowo-kątowego. Oznacza to, że z reguły przemieszczeniom ściany towarzyszą przemieszczenia ławy fundamentowej – całość konstrukcji doznaje obrotu i poślizgu. Zauważono, że w analizowanych przypadkach oba wiadukty wykazują tendencję do globalnego obrotu jedynie pod zaprojektowanymi obciążeniami. Natomiast pęcznienie zasypki, jako oddziaływanie nieprzewidziane, wywołuje znaczne ugięcie ścian względem ław, co generuje dodatkowe momenty zginające w tych elementach konstrukcyjnych. Sytuację tę ilustruje rysunek 3. Projektant wiaduktów powinien ponowić obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przyczółków z uwzględnieniem uaktualnionych oddziaływań i dostosować rozwiązanie do nowych warunków.

Warto podkreślić, że obiekt 2, mimo iż jest wyższy i niezbrojony geosyntetykami, wykazuje mniejszą tendencję do przemieszczeń poziomych niż obiekt 1 (niższy i zbrojony). Wynika to z różnic projektowych: grubość ściany czołowej obiektu 1 (1,0 m) jest znacznie mniejsza niż grubość



Rys. 4. Deformacje konstrukcji w przekrojach podłużnych: a) obiekt 1, b) obiekt 2; po lewej – przed pęcznieniem, po prawej – po pęcznieniu



Rys. 5. Mapa rzeczywistych przesieszczeń na podstawie skanu laserowego

ściany obiektu 2 (1,65 m). Sytuacja ta tłumaczy większe wartości wypiętrzeń uzyskane w obliczeniach dla obiektu 2 ze względu na mniejszą swobodę odkształceń bocznych niż dla wiaduktu 1.

Kolejną ważną kwestią dla użyteczności obiektu jest kompensacja przemieszczeń w miejscach dylatacji poziomych w jezdni. W tym celu przeanalizowano składową przemieszczeń łożysk wzdłuż osi drogi (T_x). Na podstawie obliczeń szacuje się, że dla przyjętej wartości pęcznienia zasypki dystans między przeciwległymi łożyskami skróci się o 26–41 mm w wiadukcie 1 oraz o 16–21 mm w wiadukcie 2. Ryzyko zaciśnięcia dylatacji w jezdni występuje w obiekcie 1, natomiast w przypadku obiektu 2 taka sytuacja nie powinna wystąpić.

3.3. Wyężenie

Na podstawie numerycznej analizy naprężeń podjęto próbę oszacowania przybliżonego wyężenia konstrukcji z uwzględnieniem obciążenia od pęczniającej zasypki. Szczególny wzrost naprężeń obserwuje się w obiekcie 1. Zbrojenie przyczółków zaprojektowano z dużym zapasem, jednakże z uwagi na przyjętą do obliczeń bardzo dużą wartość referencyjną ciśnienia pęcznienia (900 kPa) analiza wykazała kilkukrotne przekroczenie nośności żelbetowych konstrukcji przyczółków. W rzeczywistości pęcznienie zasypki jest niejednorodne, zatem oddziaływania na ściany przyczółków są mniejsze, niemniej jednak wnioskuje się, że w przypadku postępującego przyrostu objętości zasypki ryzyko zniszczenia przyczółków jest bardzo wysokie.

3.4. Stan graniczny użyteczności

W przeprowadzonych badaniach skupiono szczególną uwagę na przemieszczeniach, co umożliwia dokładną analizę konstrukcji pod kątem stanu granicznego przemieszczeń. Należy zaznaczyć, że obecne normy europejskie nie narzucają granicznych wartości przemieszczeń obiektów inżynierskich. Zalecają natomiast uwzględnienie osiadań jako oddziaływań na projektowany obiekt mostowy. Analizowane wiadukty zaprojektowano jednak z uwzględnieniem poprzednio obowiązujących polskich norm budowlanych, dlatego też w celu oceny stanu granicznego użyteczności (SGU) należy odnieść się do normy PN-85-S/10030 [1] regulującej zagadnienie osiadań. Według zastosowanej normy [1], podobnie jak w przypadku Eurokodów, wpływ nierównomiernych osiadań

należy ocenić indywidualnie i uwzględnić podczas projektowania w formie oddziaływań (obciążeń). W przypadku braku innych wytycznych norma [1] zaleca pewne wymagania dla konstrukcji statycznie niewyznaczalnych. Ustroje nośne analizowanych obiektów są statycznie wyznaczalne, co czyni je mało wrażliwymi na osiadania różnicowe. Większą uwagę należy objąć przyczółki jako sztywne elementy żelbetowe, dlatego na potrzeby niniejszej analizy przyjęto wartości graniczne przemieszczeń podpór zgodne z zaleceniami normy [1]:

- maksymalna różnica osiadań sąsiednich podpór: 1,0 cm,
- maksymalne przemieszczenie poziome podpór: 1,0 cm,
- maksymalne nachylenie podpór: 0,01 rad.

Szacuje się, że maksymalna różnica osiadań sąsiednich podpór (przyjęto wartości uśrednione) wynosi 9 mm dla wiaduktu 1 i 7 mm dla wiaduktu 2; różnica przemieszczeń pionowych naprzeciwległych łożysk nie przekracza 9 mm w obu wiaduktach - warunek różnicy osiadań sąsiednich podpór jest zatem spełniony dla obu obiektów.

Obliczone przemieszczenia poziome znacząco, nawet kilkukrotnie, przewyższają przyjętą wartość graniczną 1,0 cm. Przekroczenie wartości 1,0 cm jest spowodowane dodatkowym oddziaływaniem od pęczniejącej zasypki, nieuwzględnionym na etapie projektowania.

Warunek nachylenia (kąt obrotu, osiadania różnicowe) o wartości 0,01 rad jest mało rygorystyczny (~ 1 cm/mb), dlatego - mimo lokalnie znacznych odkształceń konstrukcji - jest on spełniony w każdym analizowanym przypadku.

Podsumowując: stan graniczny użyteczności został przekroczony zarówno w obiekcie 1, jak i 2 z uwagi na kryterium przemieszczeń poziomych.

4. Wnioski

Zastosowana mieszanka fluidalna jest produkowana m.in. z materiałów powęglowych (popiołów fluidalnych, żużła). Autorom artykułu znane są liczne przykłady awarii geotechnicznych z zastosowaniem kruszyw z odpadów energetycznych [24]. Każdorazowo problem uaktywniał się z pewnym opóźnieniem w wyniku długotrwałego oddziaływania wody na tego typu materiał. Podobnie w analizowanym przypadku wnioskuje się, że długi okres ekspozycji mieszanki na działanie czynników atmosferycznych wywołał niekorzystne zjawisko w tym kruszywie.

W celu odtworzenia zaistniałego problemu przeprowadzono zaawansowaną wariantową analizę parametryczną. Interpretacji wyników dokonano przy założeniu, że zasypka doświadcza pęcznienia o $\sim 3\%$. Niemniej przyjęte podejście obliczeniowe umożliwiło odczytanie wyników dla pęcznienia w przedziale od 0% do $\sim 4\%$, co może być przydatne np. w przypadku uzyskania w przyszłości nowych, dokładniejszych danych odnośnie do wartości pęcznienia.

Niekorzystne zjawisko pęcznienia zasypki było trudne do przewidzenia przez projektanta oraz wykonawcę. Niesie ono jednak za sobą poważne konsekwencje eksploatacyjne obiektów i drogi ekspresowej. Obliczenia wykazały znaczny wzrost momentów zginających i ugięć konstrukcji oporowych. Bezwzględnie zalecono kontynuację precyzyjnego monitoringu geodezyjnego w celu ustalenia stabilizacji przemieszczeń. Następnie należy ponowić obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przyczółków z uwzględnieniem uaktualnionych oddziaływań i dokładnie zweryfikować zaprojektowane rozwiązania konstrukcyjne dla nowych warunków.

W przypadku braku rezerw nośności konstrukcji zalecono naprawę wiaduktów przez rozebranie zasypek oraz ponowne ich wykonanie z kruszywa kwalifikowanego. Z kolei gdyby konstrukcje okazały się zdadne do dalszego użytkowania, naprawę można ograniczyć do zmiany konstrukcji nawierzchni, jednakże dopiero po ustabilizowaniu się przemieszczeń (zahamowaniu pęcznienia). Jako działanie doraźne we wszystkich obiektach z mieszkanką fluidalną zalecono natychmiastowe zabezpieczenie zasypek przed negatywnym działaniem wody, zwłaszcza w pasach zieleni i innych miejscach możliwej infiltracji wody opadowej w głąb nasypu.

Literatura

- [1] PN-85-S/10030 *Obiekty mostowe. Obciążenia*.
- [2] Wojtasik A.T., Nawracała J.: *Opinia geotechniczna. Wpływ podłoża i rozwiązań konstrukcyjnych na przemieszczenia obiektów mostowych GW1-6.1 i GW1-6.2 w ciągu drogowej trasy średnicowej Katowice–Gliwice*, Swadzim, październik 2016.
- [3] Wojtasik A.T., Nawracała J.: *Opinia geotechniczna. Wpływ oddziaływań od zasypki na przemieszczenia obiektów mostowych GW1-6.1 i GW1-6.2 w ciągu drogowej trasy średnicowej Katowice–Gliwice*. Swadzim, listopad 2016.
- [4] Rajczyk K.: *Popioły lotne z kotłów fluidalnych i możliwości ich uszlachetniania*. Wydawnictwo Instytut Śląski, Opole 2012.
- [5] Szczygielski T.: *Uboczne produkty spalania w drogownictwie – normy a aprobaty techniczne*. Magazyn Autostrady, 10, 2009, s. 72–75.

- [6] Kukielska D., Uzunow E.: *Gospodarka surowcami – kruszywa z odpadów*. *Kruszywa: Produkcja – Transport – Zastosowanie*, 2, 2016, s. 44–47.
- [7] Machniak Ł., W. Koziół W.: *Kruszywa alternatywne – baza zasobowa i kierunki wykorzystania w budownictwie*. *Kruszywa: Produkcja – Transport – Zastosowanie*, 4, 2014, s. 28–33.
- [8] Pietrzyk-Sokulska E.: *Kruszywa naturalne i sztuczne i ich zastosowanie w drogownictwie*. Cz. I. *Kruszywa: Produkcja – Transport – Zastosowanie*, 4, 2015, s. 31–37.
- [9] Pietrzyk-Sokulska E.: *Kruszywa naturalne i sztuczne i ich zastosowanie w drogownictwie*. Cz. II. *Kruszywa: Produkcja – Transport – Zastosowanie*, 1, 2016, s. 65–70.
- [10] Gwóźdź-Lasoń M.: *Odpady kopalniane jako wytrzymały grunt antropogeniczny wykorzystywany w nowoczesnych konstrukcjach geotechnicznych*. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, 1–2, 2018, s. 3–9.
- [11] Koziół W., Ciepłiński A., Machniak Ł., Borcz A.: *Kruszywa w budownictwie*. Cz. 1. *Kruszywa naturalne*. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, 4, 2015, s. 98–100.
- [12] Szczygielski T., Tora B., Kornacki A., Hycnar J.: *Popioły fluidalne – właściwości i zastosowanie*. *Inżynieria Mineralna*, 1, 2017, s. 207–216.
- [13] Koziół W., Ciepłiński A., Machniak Ł., Borcz A.: *Kruszywa w budownictwie*. Cz. 2. *Kruszywa alternatywne*. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, 5, 2015, s. 35–38.
- [14] Kukielska D.: *Kruszywa z surowców odpadowych – kruszywa dla drogownictwa*. *Magazyn Autostrady*, 3, 2017, s. 44–45.
- [15] Stachowski M.: *Lekkie kruszywa odpadowe – produkcja i zastosowanie*. *Kruszywa: Produkcja – Transport – Zastosowanie*, 2, 2018, s. 46–49.
- [16] Kadela M., Gwóźdź-Lasoń M., Dudko-Pawłowska I.: *Parametry geotechniczne wybranych odpadów kopalnianych i hutniczych*. *Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk*, 94, 2016, s. 229–242.
- [17] Sybilski D., Kraszewski C.: *Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych*. IBDiM, Warszawa 2004.
- [18] Jarema-Suchorowska S., Wartak B., Rzepecki S.: *Od odpadu do produktu*. *Surowce i Maszyny Budowlane*, t. 2–3, 2018, s. 42–46.
- [19] Cyske W.: *Stosowanie materiałów ze spalania węgla w drogownictwie*. *Magazyn Autostrady*, 5, 2018, s. 126–133.
- [20] Wowkonowicz P., Bojanowicz-Bablok A., Gworek B.: *Wykorzystanie odpadów z przemysłu wydobywczego i hutnictwa w drogownictwie*. *Rocznik Ochrona Środowiska*, t. 20, cz. 2, 2018, s. 1335–1349.
- [21] Gwóźdź-Lasoń M.: *Modele obliczeniowe podłoża gruntowego w aspekcie różnych metod i technologii wzmocnienia*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2007.
- [22] Kadela M.: *Kryteria modelowania i analiz konstrukcji warstwowych współpracujących z podłożem gruntowym*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2012.
- [23] Meyer Z., Coufal R., Szczygielski T., Becker Z.: *Wykorzystanie popiołów poenergetycznych do celów budowlanych*. *Przegląd Budowlany*, 5, 2012, s. 23–26.
- [24] Gawlicki M., Małolepszy J.: *Wykorzystanie odpadów przemysłowych w drogownictwie – zagrożenia*. *Nowoczesna Gospodarka Odpadami*, 1–2(8), 2015.

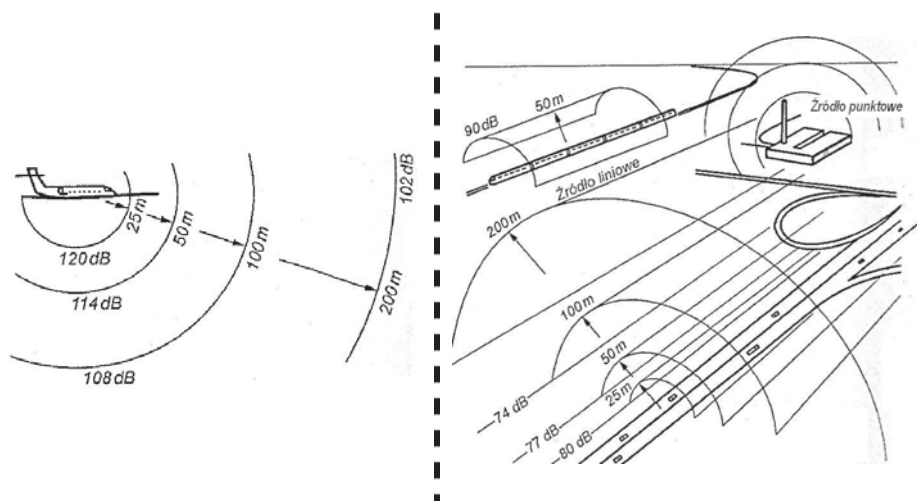
INNOWACYJNOŚĆ STOSOWANYCH ROZWIĄZAŃ ZMNIEJSZAJĄCYCH HAŁAS W OTOCZENIU DROGI KOLEJOWEJ

1. Wprowadzenie

Fale wibracyjne powstające podczas przejazdu pociągów są przenoszone przez tor kolejowy i współpracujące podłoże. Wyróżniamy trzy znaczące źródła ich powstawania [22]:

- wpływ prędkości pojazdu generujący obciążenia dynamiczne, które są przekazywane na sprężystą półprzestrzeń, powodując okresowy ruch elementów toru;
- nieregularności na styku koło-szyna (jako fale długie i krótkie); fale długie (o długości $\lambda > 300$ mm) są wywołane głównie falami na powierzchni szyn i deformacjami na długości kilku metrów (powstałymi w procesie produkcji szyn lub w wyniku nierówności na główce szyny); fale krótkie są wywołane obciążeniami udarowymi wskutek występowania imperfekcji w kontakcie koło-szyna, takich jak spłaszczenia koła czy połączenia szyn;
- nierówności w torze, które mogą być spowodowane kilkoma zjawiskami (np. różnicami w osiadanii warstwy podsypki, rozstawem między podkładami, zmianami sztywności w strefach przejściowych [7, 18, 23-26], niejednorodnościami podłoża); wszystkie powodują wzrost hałasu (rys. 1) i amplitudy wibracji, a tym samym pogarszają stan toru.

Czynniki te powodują niekorzystne zmiany w torze kolejowym, prowadzące do postępującego procesu degradacji. Stąd naturalnym oczekiwaniem (wskutek coraz większej liczby wyzwań cywilizacyjnych, wynikających z życia w otoczeniu bezpośredniej działalności człowieka) jest podjęcie aktywnych działań i poszukiwanie innowacyjnych rozwiązań zmierzających do obniżenia ich negatywnego wpływu zarówno na



Rys. 1. Transportowe źródła hałasu (punktowe i liniowe) [5, 32]

samemu człowiekowi, jak i na środowisko. Społeczeństwa są coraz bardziej świadome zagrożeń wynikających ze zbyt dużego wpływu człowieka na otoczenie (co inicjuje i twórczo inspiruje realne działania zmierzające do poprawy w tym zakresie). W nowoczesnych konstrukcjach nawierzchni podsypkowych wprowadzane są nowe elementy, których zadaniem jest dodatkowe zmniejszenie tych oddziaływań (np. elastyczne przekładki podszytowe, podkładki podpodkładowe, geosyntetyki [2, 3, 6, 31]. Zarówno elastyczne przekładki, jak i podkładki podpodkładowe są to elementy montowane bezpośrednio w torze (wykonane z tworzyw sztucznych o odpowiednich właściwościach).

Współcześnie wymagane i konieczne innowacje w drodze kolejowej ukierunkowane są na następujące obszary zainteresowań naukowych [7, 17, 22–26, 30]:

- zwiększenie trwałości elementów konstrukcji nawierzchni kolejowej,
- wzmocnienie podtorza linii kolejowej,
- minimalizację efektu progowego (strefy przejściowe),
- zmniejszenie negatywnego wpływu transportu kolejowego na środowisko,
- zmniejszenie emisji akustycznej i drgań,
- redukcję zanieczyszczenia powietrza atmosferycznego,
- tworzenie barier ekologicznych i ograniczenie wpływu linii kolejowych na migrację zwierząt,
- analizę zajętości terenu i kompensację przyrodnicze,

- dostosowanie sztywności nawierzchni kolejowej na długości toru (wykonywane z materiałów o różnej sztywności i grubości) – każdorazowo można dostosować ich wybór do lokalnych warunków, co może być wykorzystane w strefach przejściowych (tzw. efekt progowy),
- małą podatność na warunki atmosferyczne (odporność na przyspieszoną degradację podczas eksploatacji) oraz możliwość recyklingu.

W stosowanej najczęściej nawierzchni podsypkowej kluczowym aspektem podczas eksploatacji jest zachowanie jej reakcji w zakresie pracy sprężystej (co przyczynia się do ważnej redukcji drgań i hałasu w otoczeniu linii kolejowej). Najbardziej znanym i rozpowszechnionym środkiem ochronnym przed hałasem jest montaż ekranów akustycznych [13, 15]. Ze względu na swą ograniczoną skuteczność zmniejszają one hałas głównie w bezpośrednim otoczeniu ekranów. Ich aktywne działanie jest wprost uzależnione od wysokości, co prowadzi często do montażu zbyt dużych ścian, które istotnie zmieniają krajobraz wzdłuż drogi kolejowej. Zalecane jest przemyślane trasowanie linii kolejowej na obszarze zabudowanym, np. w wykopie, gdyż takie usytuowanie zmniejsza emisję akustyczną (naturalne ekrany akustyczne – rys. 4). Ponadto w otoczeniu linii kolejowej zalecane jest sadzenie możliwie jak największej liczby drzew czy krzewów, które stanowią ekologiczny element ochrony akustycznej. Wymienione metody nie sprawdzają się jednak w rejonach zwartej zabudowy miejskiej.

2. Wpływ transportu na środowisko

Transport jako dział gospodarki, mimo kluczowego znaczenia dla jej rozwoju, ma także niestety negatywny wpływ na środowisko naturalne. Jednym z celów stosowania nowych, innowacyjnych konstrukcji nawierzchni kolejowej jest zmniejszenie niekorzystnego wpływu infrastruktury na środowisko. W przypadku transportu kolejowego mamy do czynienia z negatywnym oddziaływaniem na środowisko (choć wielokrotnie niższym niż w przypadku transportu drogowego czy lotniczego). W przypadku usługi transportowej poza kosztami ponoszonymi przez przewoźnika (lub producenta pojazdów) i pasażera występują także koszty zewnętrzne [19], których skutki odczuwa ogół społeczeństwa. Do kosztów zewnętrznych można zaliczyć głównie [19]:

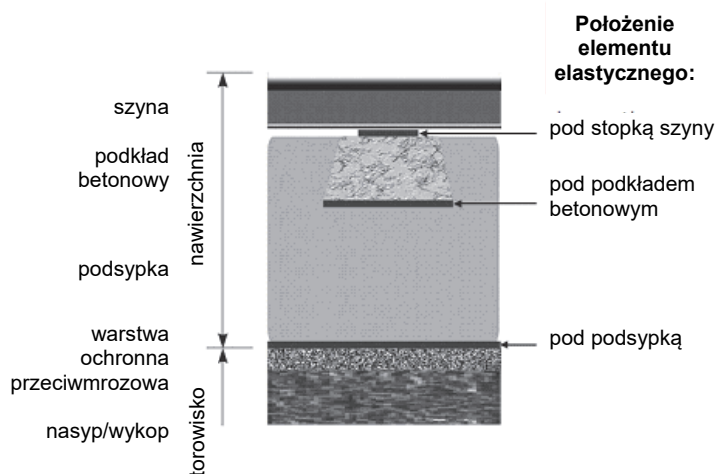
- zanieczyszczenie powietrza, wody i gleby,
- emisję hałasu,
- wypadki transportowe (część niepokryta przez system odszkodowań),
- zajętość terenu.

Przykładowy udział poszczególnych czynników w kosztach zewnętrznych transportu przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Całkowite koszty zewnętrzny transportu dla UE-25 z Norwegią i Szwajcarią w 2008 r. [19]

| Kategoria kosztu | Całkowite koszty zewnętrzne według kategorii [mln EUR] | | | | | | |
|-------------------------------|--|----------------------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| | transport drogowy | | transport kolejowy | | transport lotniczy | żegluga śródlądowa | razem |
| | pasażerski transport drogowy | towarowy transport drogowy | transport pasażerski | transport towarowy | | | |
| Wypadki | 186 528 | 38 282 | 238 | 71 | 223 | 0 | 225 342 |
| Zanieczyszczenie powietrza | 31 678 | 18 928 | 1 092 | 483 | 426 | 782 | 53 389 |
| Maksymalne zmiany klimatyczne | 90 791 | 33 632 | 630 | 413 | 22 166 | 516 | 148 148 |
| Hałas | 11 143 | 5 631 | 477 | 476 | 457 | 0 | 18 184 |
| Maksymalne koszty pośrednie | 29 770 | 10 567 | 3 354 | 1 947 | 3 356 | 194 | 49 188 |
| Defragmentacja terenu | 3 232 | 1 577 | 75 | 21 | 296 | 64 | 5 265 |
| Straty bioróżnorodności | 1 384 | 1 101 | 1 | 1 | 40 | 69 | 2 596 |
| Zanieczyszczenie wód i gleby | 2 107 | 2 230 | 220 | 164 | 0 | 0 | 4 721 |
| Efekty urbanizacji | 5 162 | 2 000 | 229 | 59 | 0 | 0 | 7 450 |
| Razem (scenariusz maksymalny) | 361 795 | 113 948 | 6 316 | 3 635 | 26 964 | 1 625 | 514 283 |
| Razem [%] | 92,51 | | 1,93 | | 5,24 | 0,32 | 100 |

W nowoczesnych konstrukcjach nawierzchni podsypkowych wprowadzane są nowe elementy, których zadaniem jest dodatkowe zmniejszenie tych oddziaływań (np. podszynowe elastyczne przekładki, podkładki podpodkładowe, geosyntetyki). Miejsca potencjalnego umieszczania elementów elastycznych w torze kolejowym przedstawiono na rysunku 2 [21, 22, 28].



Rys. 2. Potencjalne miejsca umieszczenia elementów elastycznych w torze [21]

Rozwiązania zmniejszające hałas w transporcie kolejowym można podzielić na dwie grupy: rozwiązania w infrastrukturze i w taborze. W większości przypadków w warunkach polskich znacznie istotniejszy jest wpływ tych drugich i największe korzyści może przynieść np. wymiana hamulców czy innych elementów poruszających się pociągów. Stąd działania na rzecz zmniejszenia hałasu powinny być prowadzone w obu obszarach (szczególnie polecane jest połączenie rozwiązań), gdyż zaniedbania w jednym obszarze prowadzą zazwyczaj do zmniejszenia korzystnego efektu uzyskanego w drugim obszarze. Ważne jest również ograniczenie drgań, które mogą być szkodliwe dla najbliższego otoczenia, a jest to możliwe jedynie przez poprawę konstrukcji nawierzchni linii kolejowej czy zastosowanie nowoczesnego taboru kolejowego.

Inny podział rozwiązań zmniejszających hałas w transporcie kolejowym wyróżnia sposoby i metody pasywne oraz aktywne. Rozwiązania pasywne są związane z konstrukcją wyposażenia obiektów budowlanych i mają kluczowe znaczenie dla obniżenia hałasu wewnątrz pomieszczeń, nie mają jednak żadnego wpływu na hałas na zewnątrz. Rozwiązania aktywne związane są bezpośrednio z transportem kolejowym i dotyczą zarówno taboru, jak i nawierzchni kolejowej. W pracach [5, 13, 17] podano następujące wartości możliwej redukcji hałasu dla poszczególnych czynników aktywnych:

- ekrany akustyczne – do 20 dB (wartość tuż za ekranem),
- modernizacja linii znajdującej się w złym stanie technicznym – do 10 dB (wartość zależna od maksymalnej prędkości i stanu linii),

- nowoczesny tabor – do 9 dB,
- modyfikacje układów hamulcowych – do 8 dB,
- gabiony o wysokości ok. 75 cm wzdłuż linii – 6 dB,
- niskie ekrany akustyczne – do 5 dB,
- amortyzatory szynowe – 4 dB,
- systemy szyn w otulinie, podkłady z tworzyw sztucznych i elastyczne przekładki podszynowe,
- podkłady podpodkładowe (USP) oraz elastyczne maty antywibracyjne (UBM),
- maty absorbujące drgania – 2-3 dB,
- szlifowanie szyn – 3 dB i smarowanie szyn – 3 dB.

3. Stosowane obecnie rozwiązania zmniejszające hałas wokół drogi kolejowej

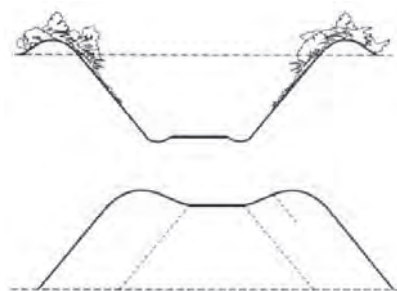
3.1. Ekrany akustyczne

Najbardziej rozpowszechnionym sposobem zmniejszania hałasu powstającego wskutek ruchu pociągów jest montaż ekranów akustycznych. Jednak ze względu na zasadę ich działania zmniejszają one hałas głównie we własnym otoczeniu. W zależności od wysokości wyróżnia się ekrany [8, 13]:

- wysokie (wysokość 6-7 m) – skuteczność akustyczna może osiągać wartość >10 dB,
- średnie (wysokość ok. 5 m) – najczęściej stosowane w Polsce, skuteczność 7-10 dB,
- niskie (wysokość poniżej 3,5 m) – skuteczność ≤ 8 dB, stosowane w przypadku lokalizacji chronionej zabudowy poniżej niwelety toru,
- bardzo niskie (wysokość ok. 1 m) – skuteczność ok. 3 dB.



Rys. 3. Ekrany akustyczne [32]



Rys. 4. Naturalny ekran akustyczny w wykopie i nasypie [8]

Oprócz ekranów akustycznych jako innowacyjne rozwiązania można stosować naturalne osłony [13]:

- ekrany dźwiękochłonna-rozpraszające (zieleń i materiały budowlane o małych wymiarach),
- elementy ekranujące, czyli dźwiękochłonna-izolacyjne (np. wąwozy, jary, wzgórza, wykopy, nasypy),
- elementy dźwiękochłonna-odbijająco-izolacyjne (np. nasypy pokryte zielenią).

3.2. Amortyzatory szynowe

Kolejnym rozwiązaniem zmniejszającym hałas są amortyzatory szynowe (rys. 5). Produkowane są przez wiele firm, mają różne właściwości i skuteczność. Pokazane na rysunku 5b amortyzatory noszą nazwę Calmmoon Rail i są jednymi z najczęściej stosowanych przede wszystkim w rejonach zwartej miejskiej zabudowy mieszkaniowej [38]. Skuteczność amortyzatorów jest zmienna (od 1,9 dB do 4,4 dB) i zależy od wielu czynników [12, 38]. Sposób ten można uznać za formę aktywnego projektowania i alternatywę dla ekranów akustycznych ze względu na wykorzystywanie właśnie takich nowoczesnych, innowacyjnych rozwiązań.



Rys. 5. Amortyzatory szynowe [38]: a) amortyzatory szynowe i gabiony wokół drogi kolejowej, b) przekrój poprzeczny amortyzatorów szynowych

3.3. Elastyczne przekładki podszytowe

Odporne elastyczne przekładki są zwykle instalowane pod szynami torów kolejowych, ponieważ coraz częstszą praktyką jest wytwarzanie i stosowanie w torze podkładów betonowych (ze względu na aspekt eko-

logiczny). Przekładki podszytowe są najczęściej wykonane z gumy, polietylenu o dużej gęstości (HDPE), termoplastycznego elastomeru poliestrowego (TPE), octanu etylenu i winylu (EVA) [22]. Niemniej jednak w ciągu ostatnich kilku lat opracowano nowe elastyczne elementy wykonane z alternatywnych materiałów (np. ze zużytych opon). Zasadniczo przekładki te (patrz rys. 6) mają różne konstrukcje; aby lepiej dostosować się do systemu kolejowego, mogą mieć grubość od 4,5 mm do 15 mm. Ze względu na geometrię poziomą przekładki podszytowe mają zwykle w Europie długość 180 mm i szerokość 140 mm pod szyną typu UIC 54 oraz długość 180 mm i szerokość 148 mm pod szyną UIC 60. Zastosowanie tego elementu poprawia rozkład obciążenia, co oznacza płynniejszą jazdę oraz lepszą ochronę nadbudowy. Ponadto przekładki podszytowe zapewniają izolację elektryczną i tłumią drgania, które szyna przenosi na podkłady. Zapobiega to pękaniu betonu i zmniejsza zużycie podsypki.



Podziały przekładek podszytowych

I podział:

- a) miękkie $k < 80$ [kN/mm],
- b) średnie $80 < k < 150$ [kN/mm],
- c) twarde $k > 150$ [kN/mm],

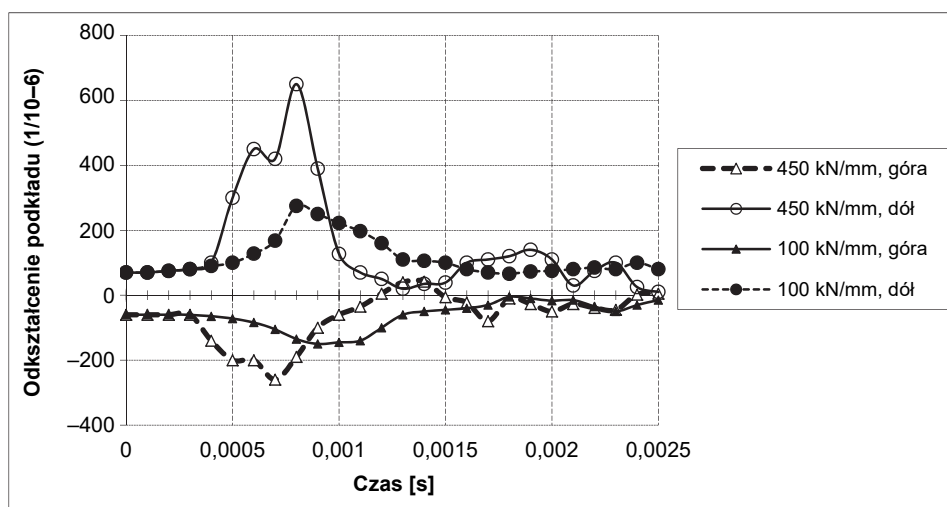
II podział:

- a) miękkie $k \approx 130$ [kN/mm],
- b) średnie $k \approx 410$ [kN/mm],
- c) twarde $k \approx 1300$ [kN/mm].

Rys. 6. Przekładki podszytowe [22]

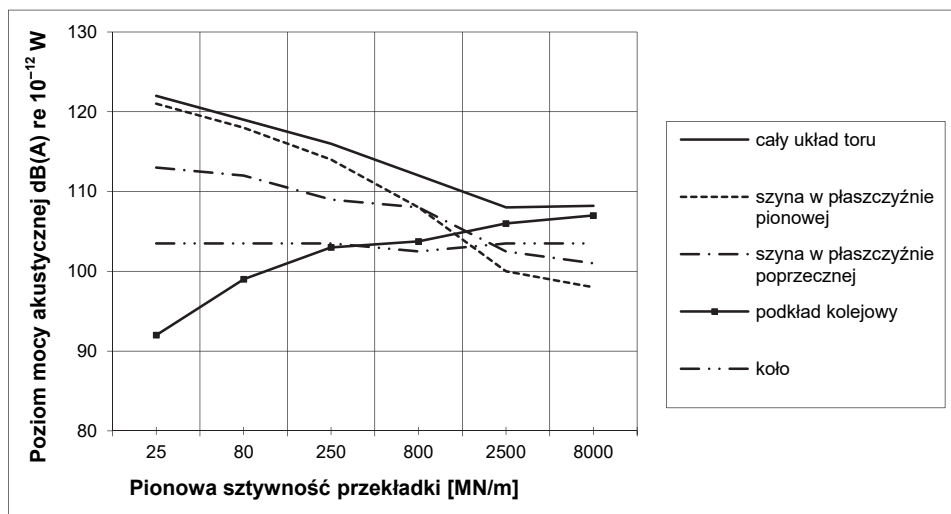
Pierwsze linie dużych prędkości (Niemcy, Hiszpania) miały sztywne przekładki podszytowe (około 400–500 kN/mm), co w połączeniu ze zwiększoną liczbą warstw fundamentowych powodowało, że sztywność całego układu była nadmierna. Czynnikiem ten powodował zwłaszcza zwiększone niszczenie ziaren podsypki. Doświadczenie to doprowadziło do zastosowania przekładek podszytowych, które były bardziej sprężyste przy wartościach sztywności poniżej 60–100 kN/mm [22]. Ta tendencja do zmniejszania sztywności przekładek podszytowych występowała również we Francji (kolej Paryż–Lyon), gdzie elementy sprężyste o grubości 4,5 mm i sztywności 150 kN/mm zostały zastąpione przekładkami

podszynowymi o grubości 9 mm i 90 kN/mm sztywności w celu zmniejszenia całkowitej sztywności pionowej. Ten ostatni przykład pokazuje obszar poszukiwań optymalnych grubości przekładek podszynowych. Tendencja do zmniejszania sztywności przekładek podszynowych została potwierdzona wynikami badań przeprowadzonych po pojawieniu się pęknięć w podkładach betonowych na greckiej linii kolejowej po mniej niż 15 latach eksploatacji [22]. Oceny wykazały, że użycie sztywnych przekładek podszynowych zwiększyło obciążenia podkładów, powodując ich pękanie. Wyniki świadczą o tym, że zastąpienie sztywnych przekładek podszynowych (250 kN/mm) bardziej elastycznymi (40 kN/mm) zmniejszyło naprężenia przenoszone na podkład nawet o 20% (na podsypce tłuczniowej). Zastosowanie przekładek TPE o grubości 7 mm (sztywność 100 kN/mm) prowadzi do tłumienia 50% obciążeń udarowych [22]. Na rysunku 7 pokazano wpływ sztywności przekładki podszynowej na zdolność tłumienia uderzeń od obciążenia (wyraźnie widać, że miękkie przekładki prowadzą do obniżenia deformacji na górnej i dolnej powierzchni podkładu).



Rys. 7. Wpływ sztywności przekładki podszynowej na zdolność tłumienia uderzeń [22]

Miękkie przekładki szyny (68,8 kN/mm) w porównaniu z przekładkami o sztywności 270 kN/mm czy nawet 1190 kN/mm zwiększają ruchy i vibracje w szynie, a także rosnący hałas z kontaktu koło-szyna do 3 dB (A). Natomiast z miękkimi przekładkami podkłady emitują mniej



Rys. 8. Wpływ przekładek podszytowych na generowanie hałasu [22]

hałasu, ponieważ ich ruch jest ograniczony. Jednak przy zastosowaniu sztywnych przekładek podszytowych dzieje się dokładnie odwrotnie, czyli hałas wytwarzany przez podkłady zwiększa się, podczas gdy hałas wytwarzany przez szyny się zmniejsza [22]. Wpływ sztywności przekładki na hałas pokazano na rysunku 8. Oddziaływanie przekładek podszytowych na zmiany poziomu dźwięku jest szczególnie zauważalne dla częstotliwości do 250 Hz, 450 Hz i 800 Hz w przypadku odpowiednio przekładek o niskiej, średniej i wysokiej sztywności [22]. Zmniejszenie sztywności przekładki podszykowej skutkuje niższą prędkością wibracji cząstek podsypki. Zostało to potwierdzone przez pomiary zarejestrowane na tradycyjnej niemieckiej linii, gdzie najkorzystniejsze zachowanie wykazał odcinek z przekładkami podszywowymi o sztywności równej 27 kN/mm, następnie przekładki 60 kN/mm, a na końcu przekładki 500 kN/mm. Ponadto zauważono, że sztywność przekładki szyny miała większy wpływ na częstotliwości między 16 Hz a 250 Hz, ponieważ różnice w ok. 90% odnotowano w tym zakresie częstotliwości.

3.4. Podkłady z tworzyw sztucznych

Podkłady kolejowe z tworzyw sztucznych [1, 39] (rys. 9) zostały opracowane w Japonii ok. 1980 r. Dwa lata później ich zastosowanie w torze pozwoliło na obserwację i dalszy rozwój tej technologii. Trwa-

łość została oszacowana na co najmniej 50 lat [39]. Pozytywne wyniki badań spowodowały zastosowanie podkładów z tworzyw sztucznych w Europie (w Austrii w 2004 r., a następnie w 2008 r. w Niemczech [39]).



Rys. 9. Podkłady z tworzyw sztucznych [39]

Mimo licznych zalet (m.in. znacznie większej trwałości, dobrego tłumienia drgań i hałasu, możliwości swobodnego kształtowania wymiarów podkładów) i zdecydowanie najbardziej ekologicznego charakteru (produkcja z materiału podlegającego w 100% powtórnemu wykorzystaniu, brak konieczności prowadzenia prac utrzymaniowych, w tym impregnacji, odporność na ogień) podkłady z tworzyw sztucznych mają wiele wad, które obecnie ograniczają ich zastosowanie. Przede wszystkim ze względu na mniejszą masę niż podkłady betonowe zapewniają mniejszą stateczność toru bezстыkowego, co może grozić utratą stateczności w okresie letnim. Wymaga to znacznie lepszego utrzymania podsypki, przez co większe są koszty jej utrzymania [14, 39]. Mimo nieco niższych kosztów w całym okresie eksploatacji (LCC) istotną wadą podkładów z tworzyw sztucznych jest ich cena – są kilka razy droższe od podkładów betonowych [39].

3.5. Podkładki podpodkładowe i maty podpodsypkowe (USP i USM)

Jedną z głównych cech nawierzchni podsypkowych jest ich zakres pracy sprężystej, co przyczynia się do redukcji drgań i hałasu w otoczeniu linii kolejowej. W nowoczesnych konstrukcjach nawierzchni podsypkowych wprowadzone są nowe elementy, których zadaniem jest dodatkowe zmniejszenie tych oddziaływań. Jednym z nich są podkładki

podpodkładowe (rys. 2, 10). Elastyczne podkładki między podsypką a podkładami są popularnym rozwiązaniem, ponieważ mogą zmniejszyć obciążenie i wibracje podkładów betonowych, których siła tłumienia nie jest wystarczająco duża z globalnego punktu widzenia. Podkładki podpodkładowe (USP) są używane od ponad 20 lat, chociaż szersze ich wykorzystanie zostało zapoczątkowane w związku z budową torów kolejowych dużych prędkości. Są one instalowane w celu zmniejszenia sztywności toru jako alternatywy dla zwiększenia grubości warstw podsypki, co utrudnia np. zagęszczenie tej warstwy [11, 22].

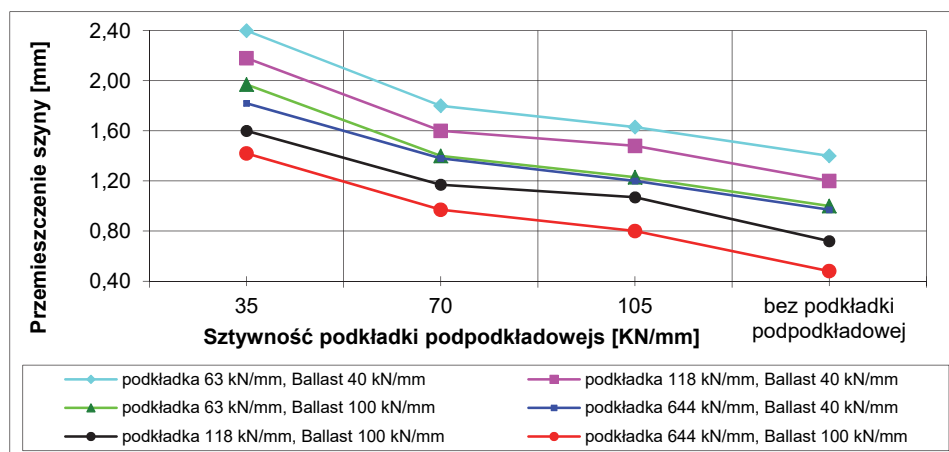


Rys. 10. Podkładki podpodkładowe [37]

Elastyczne podkładki, które są zainstalowane pod podkładami (najczęściej klejone), są zwykle wykonane z elastomerów poliuretanowych, gumy i EVA (rys. 10) [11, 22, 37], można także zastosować elastyczny materiał odpadowy. USP mają grubość 10–20 mm i zazwyczaj 1 m długości, a ich szerokość zależy od geometrii podkładu (ok. 20–30 cm). Do ich głównych zalet należy [22]:

- zmniejszenie oddziaływań dynamicznych, co ma bezpośrednie przełożenie na mniejsze drgania i hałas,
- zwiększenie trwałości podtorza oraz wszystkich elementów konstrukcji nawierzchni kolejowej,
- możliwość produkcji z materiałów o różnej sztywności i grubości, co pozwala każdorazowo dostosować ich wybór do warunków miejscowych,
- możliwość dostosowania sztywności nawierzchni na długości toru, co może być wykorzystane w strefach przejściowych,
- brak podatności na warunki atmosferyczne oraz możliwy pełny recykling.

Na podstawie danych zebranych przez UIC (International Union of Railways) można stwierdzić, że średnie i twarde podkładki podpodkładowe poprawiają jakość toru (np. pozwalają uzyskać zmniejszenie sztywności na kolejnych jego odcinkach), powodują zmniejszenie grubości warstwy podsypki oraz redukują przemieszczenia toru. Miękkie podkładki są natomiast bardziej odpowiednie do zmniejszania wibracji spowodowanej przez pociągi. W Niemczech przeprowadzono również analizę wpływu podkładek podpodkładowych na prędkość drgań podsypki w odniesieniu do podkładu tylko z przekładką podszynową. Stwierdzono, że USP redukuje do 45% (w przypadku częstotliwości równej 63 Hz) wibracje przenoszone przez podkłady na leżące pod nimi warstwy [22], co zmniejsza uszkodzenie podsypki i zapobiega rozwojowi zjawiska płynięcia. Zaobserwowano, że zastosowanie USP w torach ze sztywnymi przekładkami podszynowymi prowadzi do porównywalnej wydajności mechanicznej z tą zarejestrowaną na torach z miękkimi podkładkami szyn i bez USP.



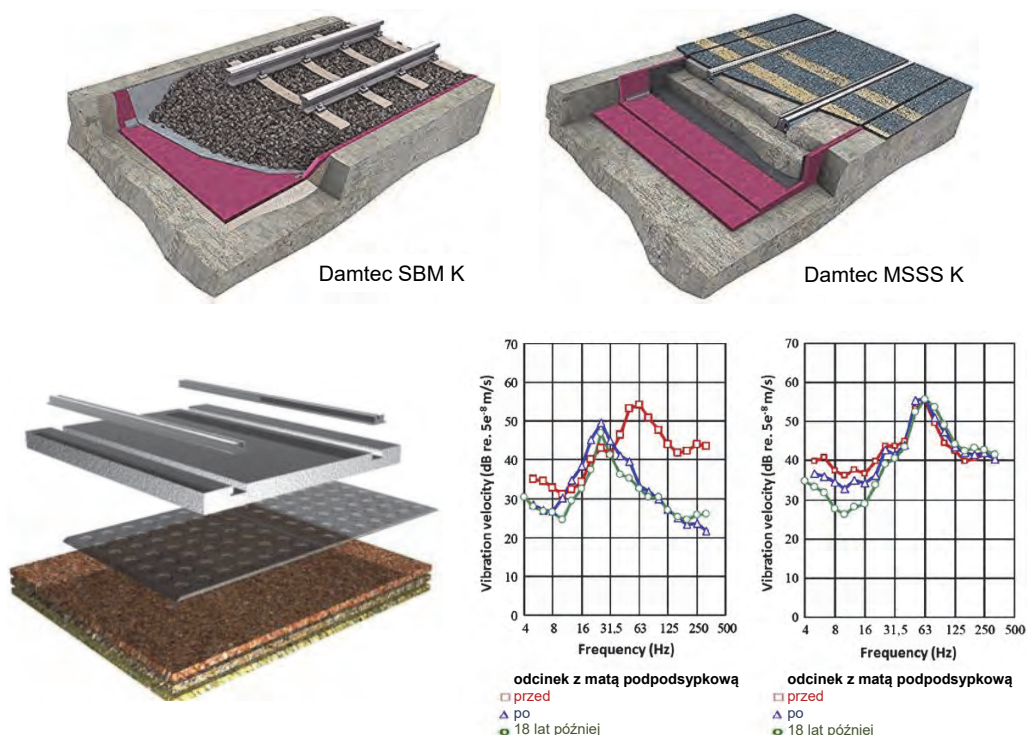
Rys. 11. Efekt sztywności USP na przemieszczenia szyny w zależności od przekładki szyny i charakterystyki podsypki [22]

Kolejnym obszarem analizy wielu autorów jest reakcja konstrukcji kolejowej z zastosowanym elementem USP o różnych wartościach sztywności. Wyniki badań pokazują, że podkładki podpodkładowe (o grubości 3 cm) zmniejszają intensywność wibracji przenoszonych przez tor kolejowy nawet o 30% [22]. Natomiast zastosowanie miękkiego USP (35 kN/mm) może powodować większe przemieszczenia (do 35% w zależności od

właściwości przekładek podszytowych i modułu podsypki) i mierzone przyspieszenia szyny i podkładu (wzrost o blisko 50% dla częstotliwości ok. 150 Hz). Na rysunku 11 pokazano przykład wpływu sztywności USP na przemieszczenia szyny w zależności od sztywności przekładki podszykowej i podsypki.

Innym środkiem przyjętym do tłumienia drgań i pochłaniania energii podczas przejazdu pociągu jest zastosowanie elastycznej maty antywibracyjnej (Under Ballast Mats – UBM) między warstwą podsypki a torowiskiem (konstrukcja podsypkowa) lub pod betonową płytą (konstrukcja bezpodsypkowa), co pokazano na rysunku 12. Mata ta staje się niezbędna w takich miejscach jak np. tunele, mosty, stacje, rozjazdy, gdzie w konstrukcji kolejowej wymagane są elastyczne elementy w celu zmniejszenia naprężeń przekazywanych na torowisko, a także wibracji i hałasu [22]. UBM mają zdolność odkształcania i rozpraszania energii mechanicznej. Właściwości te zależą głównie od grubości i gęstości maty, a także od wielkości i rodzaju mieszanki użytego materiału. Maty elastyczne mają zazwyczaj grubość 15–30 mm. UBM często składają się z pojedynczej warstwy materiału polimerowego lub z dwóch warstw: (1) warstwy równomiernego rozłożenia obciążeń oraz (2) warstwy elastycznej położonej w celu tłumienia obciążeń. Oprócz typowych materiałów elastycznych stosowanych w produkcji mat (np. z naturalnej gumy i zabezpieczonych geowłókniną) opracowuje się alternatywne kompozyty (np. ze zużytych opon w celu zmniejszenia kosztów [22]). Pomimo różnic w konstrukcji i składzie wszystkie te maty mają na celu redukcję wpływu obciążeń i drgań wytwarzanych przez ruch kolejowy.

Spowolnienie degradacji toru jest powiązane z faktem, że zastosowanie UBM pozwala na zwiększenie obszaru styku między warstwą podsypki a warstwami ochronnymi [22], co zmniejsza naprężenia przenoszone przez podsypkę na torowisko (powodując w ten sposób mniejsze osiadanie). Jednocześnie redukuje to wibracje przenoszone na podłoże, a także zmniejsza hałas pochodzący z kontaktu między ziarnami podsypki. Jak pokazują badania niemieckie [29], pomiary drgań wykonane przed i po (18-letnim) zastosowaniu UBM wskazują, że prędkość fal przenoszonych przez podłoże zmniejszyła się. Po zastosowaniu elastycznych mat uzyskano redukcję częstotliwości o 15 dB (prawie o 30%) dla częstotliwości wyższej niż 31,5 Hz w porównaniu z odcinkami bez UBM (rys. 12). Inne badanie [22] pokazuje również, że do 19 dB zmniejszają się drgania przenoszone na konstrukcję, gdy używane są maty o sztywności 0,3 N/mm³, bardziej skuteczne w redukcji dynamicznego modułu podłoża, a także w przypadku stosowania na skale lub w tunelach



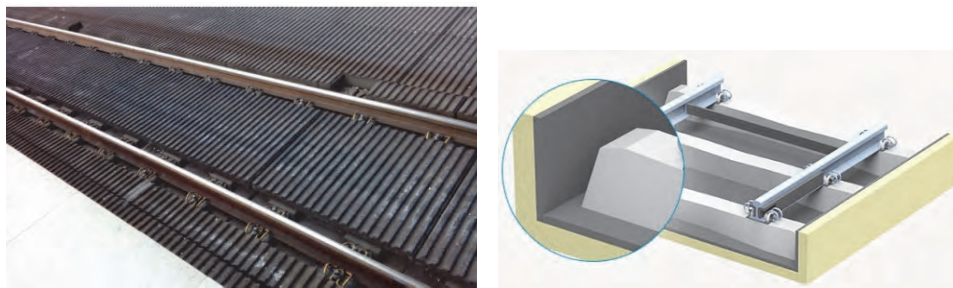
Rys. 12. Przykłady stosowania elastycznej maty UBM i porównanie wibracji w podsypce pomiędzy odcinkami bez zastosowania UBM i z jej użyciem [22, 33]

zamiast nasypów. Wykazano również, że UBM chronią podsypkę, powodując znaczące zmniejszenie kontaktu podsypki z torowiskiem i zapewniając większą elastyczność toru. Dzięki temu obciążenie jest rozłożone na większym obszarze, co przyczynia się do zmniejszenia przenoszonych naprężeń.

3.6. Maty absorbujące drgania i maty wibroizolacyjne

W przypadku nawierzchni bezpodsytkowych ich sztywna konstrukcja z założenia generuje więcej drgań i hałasu (sztywność konstrukcji, a w szczególności jej części składowych, ma duży wpływ na hałas przenoszony przez pociągi). Zestawiając hałas wytwarzany w torze bezpodsytkowym z hałasem wytwarzanym w torze podsypkowym, stwierdzono, że tor na betonowej warstwie nośnej powoduje wzrost hałasu o 5 dB (szczególnie między częstotliwościami 250 Hz a 1000 Hz) w porównaniu

z hałasem wytwarzanym na torze podsypkowym, biorąc pod uwagę brak warstwy ziarnistej (elementu pochłaniającego wstrząsy) na torze płytowym. Korzystna pod tym względem jest nawierzchnia z asfaltową płytą nośną, np. system Getrac [35]. Ponadto producenci oferują wiele rozwiązań zmniejszających emisję akustyczną swoich produktów. Jednym z nich są maty absorpcyjne czy maty wibroizolacyjne (wykonane np. z granulatu gumowego połączonego klejem poliuretanowym), widoczne na rysunku 13 [14, 42].



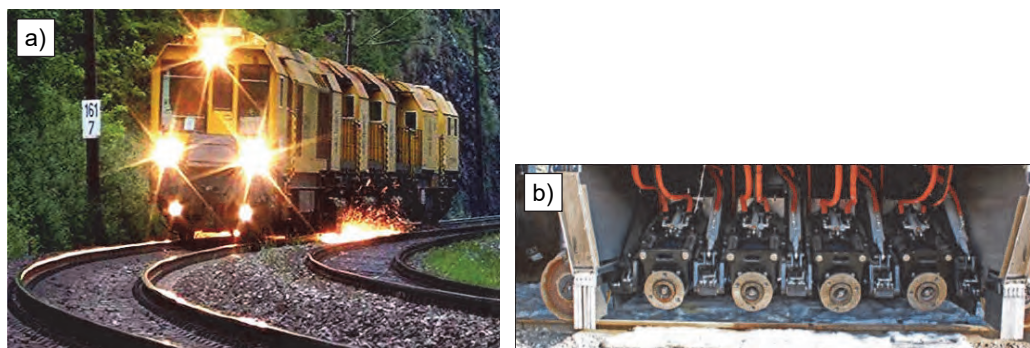
Rys. 13. Maty absorbuujące drgania i maty wibroizolacyjne [14, 42]

Maty wykonane są z materiału o odpowiednich charakterystykach dynamicznych, przez co zmniejszają amplitudę drgań pod przejeżdżającym pociągiem. Do ich zalet należy także zapewnienie przejeźdźności np. samochodom obsługi czy służb ratunkowych (co jest bardzo ważne w razie wypadku) [14, 42]. Są często stosowane na miejskich odcinkach linii kolejowych (rys. 13) oraz w tunelach.

3.7. Reprofilacja szyn

Pojawiające się imperfekcje na powierzchni szyny (np. zużycie faliste [4, 20]) powodują przede wszystkim generowanie zwiększonych drgań oraz uciążliwe pogorszenie klimatu ekologicznego (hałas, wibracje), lecz także wyraźną degradację nawierzchni szynowej. Reprofilacja to proces zmechanizowanej obróbki główki szyny kolejowej, polegający na usunięciu warstwy metalu o grubości niezbędnej do nadania powierzchni tocznej szyny wymaganego, nominalnego przekroju poprzecznego i profilu podłużnego [9, 10, 27]. Grubość zbieranej warstwy zależy od strategii utrzymania szyn, głębokości występujących wad kontaktowo-zmęczeniowych oraz zużycia główki szyny (falistego, pionowego i bocznego).

W szczególnych przypadkach podczas reprofilacji dochodzi do przesunięcia strefy styku koła z szyną względem strefy występowania wad na krawędzi tocznej główki szyny (np. profil *anti-headcheck*) [10]. Reprofilacja obejmuje określony obszar powierzchni tocznej główki szyny (tzw. zakres kątowy reprofilacji) i może być wykonana przy użyciu maszyn do szlifowania, frezowania czy strugania (rys. 14).



Rys. 14. Maszyny do profilowania szyn: a) pociąg szlifujący [40, 41], b) zespoły szlifujące firmy Loram [34]

Zalecane prewencyjne szlifowanie szyn wykonuje się w celu niedopuszczenia do rozwoju wad kontaktowo-zmęczeniowych i falistego zużycia szyn oraz nadania im nominalnego profilu. Przeprowadza się je w określonym odstępie czasowym, który zależy od przeniesionego obciążenia i promienia łuku (co 15–45 Tg). Zaleca się, aby minimalna grubość usuwanej warstwy materiału na górnej powierzchni główki szyny wynosiła 0,15 mm (0,3 mm [9, 10]), a na wyokrągleniu główki nie przekraczała 0,6 mm (wielkości te zależą od głębokości rzeczywistych uszkodzeń). W przypadku falistego zużycia szyn dodatkowo wymagane jest zebranie minimum 0,10 mm grubości materiału poniżej dna fal krótkich. Przy prędkości pociągów 300 km/h nieprzekroczenie granicznej wartości hałasu 70 dB(A) wymaga m.in. usuwania z powierzchni tocznej szyny nierówności 0,02 mm. Ponadto proces szlifowania szyn musi również spełniać wymagania ekologiczne, np. produkty ścierania, tzn. materiał kamieni szlifierskich oraz opiłki stali nie mogą opadać na tor i są zasysane do specjalnych worków.

Opisywane innowacyjne rozwiązania ukierunkowane są na pojedyncze elementy (np. przekładki czy podkładki podpodkładowe) i na sys-

tem wielu rozwiązań (np. amortyzatory szynowe i gabiony oraz szlifowanie szyn). Znajdują one zastosowanie zarówno w torach kolejowych, jak i tramwajowych [16].

4. Wnioski

1. Innowacyjność rozwiązań stosowanych w nawierzchniach kolejowych powinna uwzględniać następujące cele:

- zwiększenie trwałości elementów konstrukcji nawierzchni (stosowanie nowych materiałów - np. podkładów z tworzyw sztucznych; szlifowanie szyn; poprawa odwodnienia; nawierzchnie bezpodsypkowe; podkładki podpodkładowe USP, elastyczne maty antywibracyjne UBM czy kompozyty tłuczniowe),
- zmniejszenie emisji akustycznej i drgań (amortyzatory szynowe; szlifowanie szyn; smarowanie szyn w łukach; podkładki podpodkładowe; maty absorbujące drgania),
- odporność na powstające drgania i na trwałe deformacje,
- racjonalne kształtowanie środowiska - budowa przejść dla zwierząt; przywracanie środowiska naturalnego do pierwotnego stanu (kompensacje przyrodnicze),
- gospodarowanie zasobami zgodnie z zasadą zrównoważonego rozwoju oraz przeciwdziałanie zanieczyszczeniom.

2. Na podstawie pomiarów i badań doświadczalnych określono sztywność pionową toru zapewniającą prawidłową jego pracę podczas eksploatacji. Zalecany zakres to 50–80 kN/mm (z uwzględnieniem obciążeń dynamicznych, rozpraszanej energii, związanych z tym kosztów energii czy pogorszenia jego stanu).

3. Miękkie przekładki podszynowe (około 80 kN/mm) mogą zwiększać ruchy szyn (a tym samym ich wibracje i hałas) oraz ugięcia, co może powodować uszkodzenia innych współpracujących elementów kolejowych. Sztywne przekładki znajdują zastosowanie w zmniejszaniu hałasu i wibracji podczas kontaktu koło-szyna. Zmniejszenie sztywności przekładek podszynowych może ograniczyć wibracje i hałas podkładów i cząstek podsypki, jednak tego rodzaju przekładki mogą jednocześnie umożliwić jednorodny rozkład sztywności w torze i zmniejszyć wpływ obciążeń przekazywanych na współpracujące warstwy.

4. Stosowanie podkładek podpodkładowych w podsypkowych konstrukcjach nawierzchni szynowych poprawia warunki współpracy układu pojazd-tor, a tym samym zwiększa trwałość zarówno podsypki, jak

i podkładów. Ponadto zwiększa skuteczność redukcji wibracji transmitowanych do otoczenia od ruchu pojazdów szynowych. W przypadku podkładek podpodkładowych wskazane jest stosowanie ich sztywnej wersji w celu zmniejszenia wibracji podkładów i szyn (szczególnie dla częstotliwości wyższych niż 40–50 Hz). Natomiast miękkie podkładki (o sztywności ok. 0,10–0,15 N/mm³) powinny być instalowane w celu zmniejszenia naprężeń przekazywanych na podsypkę, chociaż podkładki o średniej sztywności (0,20 N/mm³) są najbardziej odpowiednie do osiągnięcia progresywnej zmiany sztywności w całym torze.

5. Maty podpodsypkowe stosuje się głównie w celu złagodzenia drgań o niskiej częstotliwości przenoszonych na podłoże oraz zwiększenia elastyczności toru, przy czym stosowanie miękkich mat (o module mniejszym niż 0,10 N/mm³) jest bardziej odpowiednie. Jednocześnie maty te zmniejszają naprężenia przekazywane na torowisko czy warstwy ochronne podtorza.

6. Równoległe stosowanie wielu rozwiązań w celu redukcji hałasu w nawierzchni kolejowej (np. standardowej modernizacji linii, elementów elastycznych oraz cyklicznego szlifowania szyn) jest wyraźnym źródłem redukcji emisji akustycznej i drgań.

7. Podczas eksploatacji toru kolejowego szczególnie ważnym uzupełnieniem są: pomiary, zapis i baza danych o powstających zmianach zarówno w aktualnym jego stanie (np. zmiana parametrów geometrycznych), jak i informacje o sukcesywnym zużywaniu się poszczególnych elementów (szyn, podkładów, podsypki). Takie informacje i pomiary stają się ważnymi elementami budowania wiedzy w celu podejmowania odpowiednich decyzji np. o naprawie, wymianie czy szlifowaniu szyn.

Literatura

- [1] Asbeck L.: *Betriebserprobung von Brückenhölzern aus Kunstholz im Netz der DB AG*. Eisenbahningenieur, 1, 2012, s. 29–33.
- [2] Basiewicz T., Golaszewski A., Kukulski J., Towpik K.: *Nawierzchnia kolejowa z kompozytem tuczniowym*. Problemy Kolejnictwa, 156, 2013, s. 106–127.
- [3] Basiewicz T., Golaszewski A., Kukulski J., Towpik K.: *Odkształcenia nawierzchni kolejowej z kompozytem tuczniowym*. Problemy Kolejnictwa, 166, 2015, s. 25–35.
- [4] Bednarek W.: *Zużycie faliste szyn toru kolejowego (przyczyny i środki zaradcze)*. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, 20, 2015, s. 7–23.
- [5] Czajka J.H.: *Pomiary drgań i hałasu na stanowiskach pracy w transporcie*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2000.
- [6] Czarnecka K.: *Geosyntetyki – przegląd materiałów wzmacniających podłoże o słabych parametrach geotechnicznych*. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, 22, 2016, s. 93–104.

- [7] Frühauf W., Jungwirth J., Scholz M., Stoiberer H.: *Slab track systems on engineering structures – A holistic design approach*. Railway Technical Review, Vol. Special, The German High Speed Rail System, Mar. 2008, s. 78–88.
- [8] Gronowicz J.: *Ochrona środowiska w transporcie lądowym*. Wydawnictwo i Zakład Poligrafii Instytutu Technologii Eksploatacji, Poznań–Radom 2003.
- [9] Kędra Z.: *Mechanizacja napraw głównych dróg szynowych*. Inżynier Budownictwa, 1, 2008, s. 77–91.
- [10] Kędra Z.: *Technologia robót kolejowych*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2015.
- [11] Kraśkiewicz C., Oleksiewicz W., Zbiciak A.: *Podkładowe podpodkładowe w podsypkowej konstrukcji nawierzchni dróg szynowych – techniczne i formalne aspekty stosowania*. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, 25, 2017, s. 221–243.
- [12] Koller G.: *Schienenstegabschirmung erfüllt die Vorgaben der Schall 03*. Eisenbahningenieur, 8, 2014, s. 12–16.
- [13] Kozłowski W., Surowiecki A.: *Rozwiązania dotyczące uwarunkowań środowiskowych w procesie modernizacji magistral kolejowych*. Problemy Kolejnictwa, 152, 2011, s. 251–266.
- [14] Lewandowski Ł.: *Nowoczesne konstrukcje nawierzchni kolejowej – trwałość i ochrona środowiska*. Praca magisterska, maszynopis, promotor W. Bednarek, Poznań 2017.
- [15] Makosz E., Kowalczyk K., Dudzikowski Ł.: *Inne niż ekrany akustyczne sposoby redukcji hałasu i drgań o inwestycji liniowych kolejowych*. PKP PLK, Warszawa 2014.
- [16] Makuch J.: *Torowiska tramwajowe – wczoraj i dziś*, (w:) *Tramwaje we Wrocławiu 1877–2006*, pod redakcją K. Lewandowskiego i B. Moleckiego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2006.
- [17] Massel A.: *Projektowanie linii i stacji kolejowych*. PKP PLK. Kolejowa Oficyna Wydawnicza, Warszawa 2010.
- [18] Paixao A.L.M.: *Transition zones in railway tracks. An experimental and numerical study on the structural behaviour*. Doctor's thesis, Portugal, Porto 2014.
- [19] Pawłowska B.: *Koszty zewnętrzne transportu w Polsce*. Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences, 27(1), 2018, s. 28–41.
- [20] Pombo J., Ambrósio J., Rereira M., Verardi R., Ariaudo C., Kuka N.: *Influence of track conditions and wheel wear state on the loads imposed on the infrastructure by railway vehicles*. Computers & Structures, Vol. 89, 2011, Iss. 21–22, s. 1882–1894.
- [21] Puzavac L., Popović Z., Lazarević L.: *Influence of track stiffness on track behaviour under vertical load*. Traffic & Transportation, Vol. 24, 5, 2012, s. 405–412.
- [22] Sol-Sánchez M., Moreno-Navarro F., Rubio-Gámez M.C.: *The use of elastic elements in railway tracks: A state of the art review*. Construction and Building Materials, 75, 2015, s. 293–305.
- [23] Sołkowski J.: *Zagadnienia z dynamiki nawierzchni kolejowych w strefach przejściowych*. XII Konferencja Naukowo-Techniczna „Projektowanie, budowa i utrzymanie infrastruktury w transporcie szynowym” Infraszyn 2009.
- [24] Sołkowski J.: *Wpływ parametrów mechanicznych nawierzchni kolejowej na ugięcia szyny w strefach przejściowych*. VIII Ogólnopolska Konferencja „Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w kolejnictwie”, Zakopane 2009.
- [25] Sołkowski J.: *Zarys analizy efektu progowego przy łączeniu nawierzchni podsypkowych z innymi typami nawierzchni*. TTS Technika Transportu Szynowego, 12, 2009, s. 59–65.
- [26] Sołkowski J.: *Innowacyjne rozwiązanie dla stref przejściowych przy kolejowych obiektach mostowych*. Forum budowy i utrzymania obiektów inżynierskich „Mosty” 2015, Wieliczka 2015.
- [27] Stencel G.: *Kryteria techniczno-eksploatacyjne w doborze maszyn do profilowania szyn*. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, 25, 2017, s. 379–389.

- [28] Surowiecki A., Bujak A.: *Przypadki stosowania warstw pośrednich w podłożu toru kolejowego w aspekcie budowania nowoczesnego systemu transportowo-logistycznego*. Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Bankowej, Wrocław, 6(38), 2013, s. 357–371.
- [29] Werkstoffe Getzner: *Ballast mats. Characteristics of solutions in service*. UIC, Paris 2006.
- [30] Varandas J. N., Hölscher P., Silva Manuel A.G.: *Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones*. Computers & Structures, Vol. 89, Iss. 13-14, 2011, s. 1468–1479.
- [31] Zelek Z.: *Geosyntetyki w konstrukcjach podtorza*. Problemy Kolejnictwa, 165, 2014, s. 119–134.
- [32] Złoto P.: *Nowoczesne rozwiązania dotyczące ochrony środowiska w procesie modernizacji linii kolejowych*. Praca magisterska, maszynopis, promotor W. Bednarek, Poznań 2015.
- [33] <https://www.kraiburg-relastec.com/damtec/en/vibration-isolation-rail/under-ballast-mat/> (dostęp 25.05.2020).
- [34] <https://www.loram.com/products/rail-grinding/production-rail-grinding/> (dostęp 25.05.2020).
- [35] <https://www.railone.de/produkte-loesungen/fern-gueterverkehr/feste-fahrbahn/getracer> (dostęp 25.05.2020).
- [36] <https://www.tinescg.com/infrastruktura-szynowa/system-tines-ers/> (dostęp 25.05.2020).
- [37] <https://www.tinescg.com/infrastruktura-szynowa/podkladki-podpodkladowe/> (dostęp 25.05.2020).
- [38] <https://www.sekisui-rail.com/en/calmmoon-rail-technology.html> (dostęp 25.05.2020).
- [39] <https://www.sekisui-rail.com/en/flat-sleepers.html> (dostęp 25.05.2020).
- [40] https://www.vossloh.com/en/products-and-solutions/product-finder/product_20928.php (dostęp 25.05.2020).
- [41] https://www.vossloh.com/en/products-and-solutions/product-finder/product_24256.php (dostęp 25.05.2020).
- [42] https://www.zph-chemix.pl/mata_wibroizolacyjna (dostęp 25.05.2020).

MICHAŁ PAWŁOWSKI

Politechnika Poznańska

SZYMON WĘGLIŃSKI

Politechnika Poznańska

PŁYTY SZTYWNE DO OCENY NOŚNOŚCI PODŁOŻA I WARSTW KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

1. Wprowadzenie

Codzienne życie związane jest z potrzebą przemieszczania się m.in. z miejsca zamieszkania do miejsca wykonywanej pracy, między ośrodkami miejskimi i podmiejskimi. Wybierając różne środki transportu – samochody osobowe lub komunikację zbiorową (autobusy, pociągi) – mamy wpływ na ograniczenie zanieczyszczenia środowiska naturalnego. Ważną rolę w „ekosystemie” transportowym odgrywa przepływ towarów. Współcześnie za bardziej mobilny i uniwersalny uważa się transport drogowy, który jednak jest mniej ekologiczny niż transport szynowy. Rosnący udział przewozów samochodowych generuje obecność spalin, nawet pomimo ograniczeń płynących z regulacji dotyczących emisji spalin. Znaczny udział przewozów pojazdami ciężarowymi ma negatywny wpływ na środowisko naturalne – nie tylko z uwagi na emisyjność spalin, lecz również zniszczenie infrastruktury technicznej, która zapewnia możliwość poruszania się środków transportu.

Degradacja nawierzchni drogowych oraz kolejowych wynika ze znacznych obciążeń przenoszonych przez koła pojazdów na konstrukcję nawierzchni. Duże potrzeby przewozowe oraz znaczny tonaż ładunków, a także konieczność dotrzymania terminów zleceń skutkują w wielu przypadkach przekroczeniem dopuszczalnych mas całkowitych pojazdów i nacisków na poszczególne osie. Zdegradowane nawierzchnie wymagają remontów lub przebudów, które nie są obojętne dla środowiska naturalnego. W celu przywrócenia początkowych parametrów technicznych nawierzchni lub przystosowania ich do większych nacisków osio-

wych i natężenia ruchu należy odpowiednio określić stan podłoża i podtorza, aby remont lub przebudowa drogi (samochodowej lub kolejowej) były efektywne. Niezbędne jest zatem rozpoznanie parametrów podłoża lub podtorza w taki sposób, aby móc ocenić ich stan oraz optymalnie przygotować je do użytku.

2. Rozpoznanie parametrów podtorza i podłoża oraz konstrukcji nawierzchni

W celu rozpoznania parametrów podtorza i podłoża gruntowego oraz wykonywanych warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowych (z pominięciem warstw z mieszanek bitumicznych oraz betonu cementowego) korzysta się z:

- wierceń gruntowych - pozwalających na określenie rodzaju gruntów i poziomu zalegania wody gruntowej,
- badań dylatometrycznych, presjometrycznych i sondowań statycznych lub dynamicznych - pozwalających na ocenę parametryczną gruntów,
- badań płytą sztywną - statycznych lub dynamicznych badań do oceny nośności.

Uzyskane wyniki badań polowych należy oceniać zgodnie z dokumentami technicznymi takimi jak normy, warunki i specyfikacje techniczne oraz katalogi typowych konstrukcji nawierzchni. Powszechnie znanym i zdefiniowanym parametrem przywoływanym w normach jest wtórny moduł odkształcenia E_2 , określany w drugim cyklu obciążenia płytą statyczną na badaną warstwę. Norma zawierająca wymagania dla podłoża nawierzchni drogowych [6] określa różne wartości parametru E_2 w zależności od kategorii obciążenia ruchem (KR) oraz od miejsca wbudowania analizowanej warstwy w korpus nasypu. Dodatkowo określono również wymagania dla wskaźnika zagęszczenia I_s , którego wartości za normą [6] można określić na podstawie wartości wskaźnika odkształcenia I_o , uzyskiwanego również w czasie pomiarów z zastosowaniem płyty statycznej. Podobne wymagania zawarte są w *Warunkach technicznych utrzymania podtorza kolejowego* [5], w których sprecyzowane są minimalne wartości wtórnego modułu odkształcenia podtorza mierzonego na torowisku oraz wymagane wartości wskaźnika zagęszczenia różnych warstw i elementów podtorza.

3. Badania płytą sztywną

W badaniach konstrukcji nawierzchni i ich podłoży oraz podtorza kolejowego określa się ich odkształcalność pod wpływem przyłożonego obciążenia. Wyniki badań wykorzystywane są do oceny stanu istniejącego podłoża i podtorza, projektowania jego wzmocnień, kontroli jakości prowadzonych robót oraz do oceny poprawności zrealizowanych prac w badaniach odbiorczych. Powszechnie do tego celu stosuje się statyczne płyty sztywne (PLT - *plate load test*). Z uwagi na ograniczenia i pewne problemy w prowadzeniu oznaczeń płytą statyczną coraz częściej wykorzystuje się płyty dynamiczne (LWD - *light weight deflectometer*).

3.1. Płyta statyczna

Metoda pomiarów statyczną płytą sztywną (VSS) jest powszechnie stosowana w drogownictwie i kolejnictwie jako podstawowe badanie służące do określania stanów nośności i odkształcalności podłoża. W powtarzalnych badaniach uzyskuje się w sposób bezpośredni parametry geotechniczne określające nośność i odkształcalność podłoża – wartości pierwotnego i wtórnego modułu odkształcenia. Dodatkowo z pomiarów można w sposób pośredni określić stan zagęszczenia badanego podłoża. Wykorzystuje się do tego wartości wskaźnika odkształcenia, z których można oszacować wartość wskaźnika zagęszczenia [6].

Aparatura badawcza ma zunifikowaną budowę i stosuje się do niej jednolitą procedurę prowadzenia badań, przedstawioną w normach [1, 6] i przepisach [4, 5]. Zestaw pomiarowy składa się ze stalowej płyty sztywnej, pompy z siłownikiem hydraulicznym, statywu oraz czujników pomiarowych do określania nacisków płyty oraz jej przemieszczeń (rys. 1). Zestaw może być wyposażony w trzy czujniki przemieszczeń mocowane na prętach płyty lub jeden czujnik z centralnym mocowaniem w stojaku. Czujniki pomiarowe powinny być okresowo kalibrowane przez uprawnione do tego jednostki. Aparatura nie ma układów elektronicznych, przez co nie wymaga zasilania elektrycznego, a na wyniki badań nie wpływają zakłócenia wywołane polem elektromagnetycznym. Wykonanie oznaczeń wymaga użycia przeciwwagi o odpowiedniej masie, którą może być maszyna budowlana, np. koparko-ładowarka, walec lub samochód ciężarowy z ładunkiem (rys. 1). Wymóg użycia przeciwwagi powoduje trudności w prowadzeniu pomiarów w strefach ograniczonych przestrzennie (np. w wąskich wykopach). Rozwiązaniem

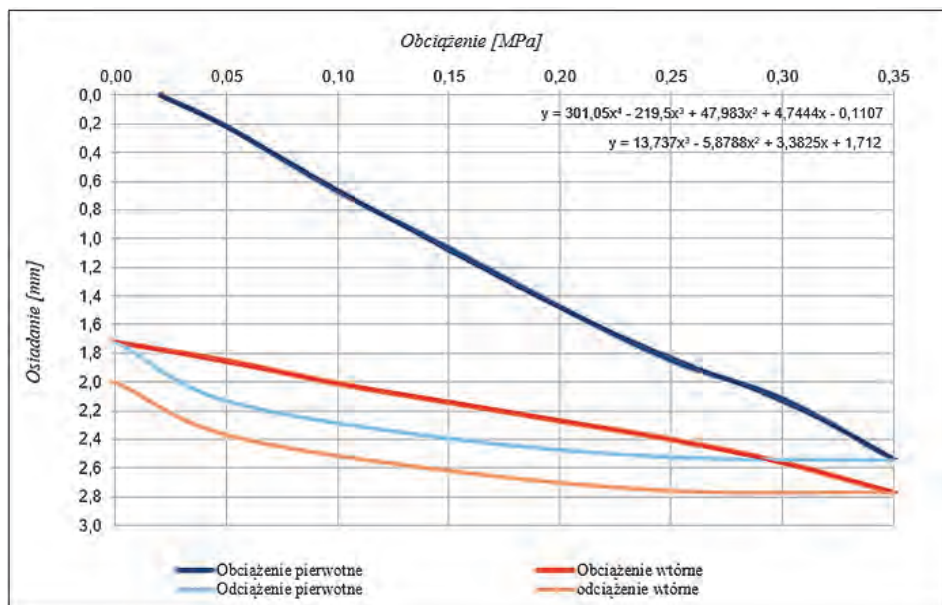
doraźnym może być oparcie siłownika hydraulicznego płyty o wysięgnik osprzętu roboczego koparki lub ładowarki. Przy realizacji dużych obciążeń płyty takie oparcie nie jest stabilne, co w rezultacie może stanowić zagrożenie dla prowadzącego pomiary. Stosowanie w badaniach dużych maszyn budowlanych powoduje, że w czasie przygotowania stanowiska pomiarowego lub realizacji badań aparatura badawcza jest narażona na różnego rodzaju uszkodzenia mechaniczne obejmujące np. układ hydrauliczny czy czujniki pomiarowe.



Rys. 1. Pomiary nośności statyczną płytą sztywną – aparatura badawcza

Przed rozpoczęciem oznaczeń należy właściwie wypoziomować płytę i ustawić aparaturę tak, aby w czasie badań nie nastąpiło jej niekontrolowane przesunięcie (np. wskutek przemieszczenia się przeciwwagi). Schemat przeprowadzenia oznaczeń płytą statyczną jest skomplikowany, czasochłonny i podatny na możliwość występowania błędów, co powoduje, że pomiary powinny być realizowane przez wykwalifikowany personel. Badanie polega na dwukrotnym wykonaniu cykli obciążenie-odciążenie (rys. 2). Obciążenia zwiększa się stopniowo o 0,05 MPa,

z koniecznością uzyskania stabilizacji przemieszczeń płyty po każdej zmianie wartości obciążenia, aż do osiągnięcia maksymalnego obciążenia. Wartość obciążenia maksymalnego jest uzależniona od rodzaju badanej warstwy i docelowego, użytkowego jej obciążenia. W oznaczeniach stosuje się maksymalne obciążenia w zakresie od 0,25 MPa (dla podłoża gruntowego nieulepszzonego) do 0,70 MPa (dla konstrukcji nawierzchni w badaniach ich ugięć). Odciążenia realizuje się w analogiczny sposób, zmniejszając w każdym kolejnym kroku obciążenie płyty o 0,10 MPa, aż do całkowitej jego redukcji. Głębokość oddziaływania płyty jest uzależniona od jej średnicy, wartości realizowanych obciążeń oraz rodzaju i stanów materiałów – kruszyw i gruntów budujących badane podłoże. Głębokość ta jest równa mniej więcej czterokrotności średnicy płyty [8, 12]. Podczas pomiarów należy zwrócić uwagę, by płyta i statyw nie uległy niekontrolowanym przemieszczeniom, gdyż może to mieć wpływ na uzyskiwane wyniki. W skrajnych przypadkach powoduje to potrzebę przerwania realizowanego pomiaru i konieczność ponownego jego przeprowadzenia w innym, sąsiednim miejscu. Nie można wykonywać kolejnych pomiarów w tych samych punktach, gdyż w czasie realizacji badań w kolejnych obciążeniach zachodzą w podłożu nieodwracalne zmiany stanu zagęszczenia.



Rys. 2. Pomiary nośności statyczną płytą sztywną - przykładowy wykres osiadań płyty

Osoba realizująca pomiary w każdej chwili ma możliwość ingerencji w proces badawczy poprzez kontrolę ustawienia płyty, statywu i czujników pomiarowych oraz dobór odpowiedniej wartości zadanego obciążenia. W badaniach mogą wystąpić błędy pomiarowe wynikające np. z niewłaściwego sposobu wykonania cykli obciążeń i odciążenia, braku stabilizacji osiadań płyty na kolejnych stopniach obciążenia czy błędnych odczytów wartości z czujników pomiarowych, szczególnie gdy rejestrowane wartości osiadań są znaczne. W czasie wykonywania cykli badawczych w otoczeniu stanowiska pomiarowego należy czasowo wstrzymać prace budowlane, np. zagęszczanie warstw gruntów i kruszyw, ruch maszyn i pojazdów, aby wyniki pomiarowe nie były obciążone wpływem oddziaływań dynamicznych generowanych przez pracę maszyn i urządzeń. Ze względu na długotrwały proces stabilizacji przemieszczeń płyty, zwłaszcza w badaniach znacznie odkształcalnych podłoża, wyniki pomiarów uzyskuje się po długim czasie. Obliczenia wyników pomiarów – wartości modułów odkształcenia i wskaźnika odkształcenia – ze względu na nieskomplikowane formuły obliczeniowe są łatwe do skontrolowania i można je przeprowadzić na miejscu badań. Otrzymane bezpośrednio z badań wartości parametrów geotechnicznych są podstawą badań odbiorowych. Projektanci oraz nadzór budowy, dokonując oceny otrzymanych wyników oznaczeń, mogą, korzystając z typowych katalogów lub standardowych rozwiązań, przyjąć właściwe konstrukcje nawierzchni czy dokonać odpowiednich wzmocnień podłoża. Wymagania odbiorcze, wobec określanych w badaniach wartości modułów odkształcenia (E_1 , E_2) oraz wskaźnika odkształcenia (I_0), dla warstw podłoża i konstrukcji nawierzchni mogą być ustalane indywidualnie przez projektantów, szczególnie w skomplikowanych przypadkach lub niestandardowych projektach konstrukcji nawierzchni lub ich wzmocnień.

3.2. Płyta dynamiczna

Ograniczenia występujące w badaniach podłoża płytą statyczną przyczyniły się do rozwoju i wzrostu popularności badań realizowanych z wykorzystaniem płyty dynamicznej. Sposób wykonania pomiaru jest nadzorowany przez oprogramowanie urządzenia, w czasie badań nie jest wymagana przeciwwaga, a wyniki pomiarów uzyskuje się w ciągu kilku minut. W rezultacie przeprowadzonych oznaczeń otrzymuje się wartości modułu odkształcenia dynamicznego (E_{vd}) oraz stosunku przemieszczenia płyty do prędkości jego powstawania (s/v).

Zastosowanie mają urządzenia różnych producentów o odmiennej budowie i niejednolitych procedurach postępowania w czasie wykonywania oznaczeń. Standardowo aparatura badawcza składa się ze stalowej płyty sztywnej o średnicy 30 cm wyposażonej w akcelerometr i element sprężysty, mechaniczne urządzenie obciążeniowe o masie 10 kg lub 15 kg oraz komputer pomiarowy z pamięcią wewnętrzną do archiwizacji wyników (rys. 3).

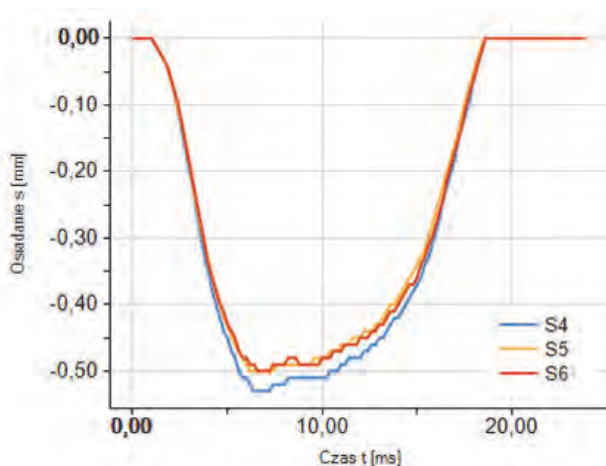


Rys. 3. Pomiary nośności dynamiczną płytą sztywną – aparatura badawcza

Urządzenie wymaga corocznej kalibracji wykonywanej u producenta, która najczęściej połączona jest z aktualizacją oprogramowania komputera pomiarowego. Ze względu na zastosowane układy elektroniczne aparatura wymaga zasilania, a jej praca może być zakłócona istniejącym w pobliżu realizowanych badań polem elektromagnetycznym, np. w obszarze oddziaływania linii wysokiego napięcia [11]. Aparatura nie jest wyposażona w podatne na uszkodzenia układy hydrauliczne i dodatkowe czujniki pomiarowe. Z uwagi na małe gabaryty sprzętu stanowiska pomiarowe mogą być zlokalizowane nawet w miejscach o ograniczonej dostępności, np. w wąskoprzestrzennych wykopach. Wykonywanie pomiarów nie wymaga wstrzymywania prac budowlanych, gdyż urządzenie

nie jest podatne na drgania pochodzące od poruszających się pojazdów, maszyn i urządzeń budowlanych.

Sposób prowadzenia badań jest prosty, nadzorowany przez oprogramowanie aparatury pomiarowej i nie wymaga wykwalifikowanego personelu. Pomiary płytą dynamiczną wykonywane są w krótkim czasie, a wyniki uzyskuje się po kilku minutach (rys. 4). Ze względu na automatyzację pomiarów nie ma możliwości zmiany algorytmu badawczego ani zewnętrznej ingerencji użytkownika w czasie ich wykonywania, trudno jest także zweryfikować poprawność otrzymanych wyników. Ponadto dokładność wyników uzależniona jest od dokładności algorytmów obliczeniowych zaimplementowanych w oprogramowaniu urządzenia.



Rys. 4. Pomiary nośności dynamiczną płytą sztywną – przykładowe wykresy osiadań płyty

Stosowane obciążenia (10 kg lub 15 kg) umożliwiają uzyskanie naciśku płyty o wartości 0,10 MPa lub 0,15 MPa, co w znaczny sposób ogranicza możliwości doboru obciążenia do spodziewanych obciążeń badanych warstw i podłoży oraz wpływa na głębokość oddziaływania płyty, która według [12] wynosi nie więcej niż trzykrotność średnicy płyty.

Głównym problemem w badaniach płytą dynamiczną jest interpretacja uzyskiwanych wyników. W polskich normach dotyczących drogownictwa [6, 7] i przepisach kolejowych [5] nie ma jednolitego systemu oceny uzyskiwanych wyników. Jedynym dokumentem technicznym, w którym dopuszcza się stosowanie płyty dynamicznej w drogownictwie, jest *Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych* [4] (przygotowany na zlecenie GDDKiA, nadal w fazie konsultacji).

Nie ma opracowanych metod projektowania konstrukcji nawierzchni i wzmocnień podłoża na podstawie modułu dynamicznego, przez co nie jest on też parametrem odbiorczym. Wątpliwe jest określanie stanu zagęszczenia za pomocą parametru s/v . Z powyższych powodów podjęto liczne próby określenia zależności korelacyjnych pomiędzy wartościami parametrów określanymi w badaniach płytami statyczną i dynamiczną [2, 3, 9, 10, 13]. Opracowane zależności dotyczą wyłącznie lokalnych warunków i wybranych rodzajów gruntów o określonych parametrach.

3.3. Porównanie płyt

W celu bezpośredniego porównania cech obydwu rodzajów płyt i aspektów badań nimi wykonywanych dokonano ich zestawienia, które przedstawiono w tabeli 1. Daje to możliwość określenia okoliczności, w jakich każda z płyt może być zastosowana.

W przypadku konieczności uzyskania parametrów podłoża niezbędnych do projektowania jego wzmocnień lub konstrukcji nawierzchni, realizacji badań odbiorczych robót ziemnych podłoża i podtorza lub nieodzowności wykonania badań o ściśle określonych zakresach obciążeń zaleca się przeprowadzenie badań płytą sztywną. Wyłącznie parametry z obciążeń płytą statyczną stanowią podstawę ogólnie znanych metod obliczeniowych wzmocnień podłoża oraz tylko one traktowane są jako parametry odbiorcze robót ziemnych. W statycznych badaniach płytą można również w dowolny sposób dobrać wartości obciążeń. Należy się jednocześnie liczyć z długim czasem wykonywania badań, ich wrażliwością na błędy pomiarowe i roboty realizowane w otoczeniu stanowiska badawczego oraz z koniecznością użycia stosownej przeciwwagi.

W celu doraźnej kontroli realizowanych robót ziemnych, dopuszczenia przez projektanta oraz nadzór budowy możliwości dokonywania odbiorów robót ziemnych na podstawie wartości modułów dynamicznych proponuje się wykonywać badania płytą dynamiczną. Aparatura charakteryzuje się prostą obsługą, wyniki oznaczeń są dostępne w krótkim czasie, nie ma konieczności stosowania przeciwwagi, a badania można prowadzić nawet w wąskoprzestrzennych wykopach. Należy mieć na uwadze konieczność zapewnienia stosownego zasilania oraz potencjalną wrażliwość sprzętu na pole elektromagnetyczne. Można zwiększyć użyteczność uzyskiwanych wyników badań płytą dynamiczną poprzez określenie lokalnych zależności korelacyjnych pomiędzy wartościami modułów dynamicznych i wtórnych modułów z badań płytą statyczną.

Tabela 1. Porównanie płyt do badań nośności podłoża i podtorza

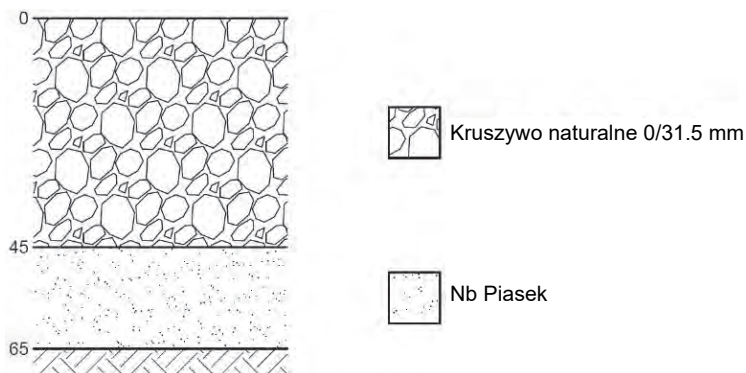
| Lp. | Płyta statyczna | Płyta dynamiczna |
|-----|---|---|
| 1 | Jednolita (normowa) budowa urządzenia | Budowa urządzenia uzależniona od producenta |
| 2 | Jednolity (normowy) schemat przeprowadzenia badania | Schemat przeprowadzenia badania uzależniony od producenta |
| 3 | Skomplikowany schemat przeprowadzenia badania | Prosty sposób przeprowadzenia badania |
| 4 | Wyniki uzyskiwane po przeprowadzeniu czasochłonnego badania | Wyniki uzyskiwane w ciągu kilku minut |
| 5 | Wyniki z badań są podstawą odbioru robót | Wyniki z badań nie są podstawą odbioru robót |
| 6 | Metody projektowania wzmocnień podłoża, konstrukcji nawierzchni oparte na bezpośrednich wynikach oznaczeń | Brak metod projektowania wzmocnień podłoża, konstrukcji nawierzchni opartych na bezpośrednich wynikach oznaczeń |
| 7 | Podstawowe parametry geotechniczne uzyskiwane bezpośrednio z badań | Wymagane zależności korelacyjne dla określenia wartości podstawowych parametrów geotechnicznych |
| 8 | Prosty algorytm obliczeniowy, łatwa weryfikacja poprawności uzyskanych wyników | Dokładność pomiaru uzależniona od dokładności algorytmów obliczeniowych zawartych w oprogramowaniu urządzenia; brak możliwości weryfikacji poprawności uzyskanych wyników |
| 9 | Nadzór nad przebiegiem badania i możliwa ingerencja podczas przeprowadzania oznaczeń | Badanie zautomatyzowane, bez możliwości ingerencji podczas przeprowadzania oznaczeń |
| 10 | Konieczna przeciwwaga | Nie ma potrzeby stosowania przeciwwagi |
| 11 | Wrażliwość na błędy pomiarowe | Sposób przeprowadzenia badania nadzorowany przez oprogramowanie urządzenia |
| 12 | Brak wrażliwości na pole elektromagnetyczne | Potencjalna wrażliwość urządzenia na pole elektromagnetyczne i ryzyko uzyskania błędnych wyników |
| 13 | Podatny na uszkodzenia układ hydrauliczny | Brak układów hydraulicznych |
| 14 | Konieczność kalibracji czujników pomiarowych | Konieczność kalibracji urządzenia i aktualizacji oprogramowania |
| 15 | Brak konieczności zasilania elektrycznego | Urządzenie zasilane energią elektryczną podatne na utratę zasilania podczas pomiaru |
| 16 | Skomplikowana obsługa | Prosta obsługa |
| 17 | Trudność wykonywania badań w wąskich wykopach | Brak ograniczeń przy wykonywaniu pomiarów w wykopach |
| 18 | Możliwość doboru obciążenia w zależności od rodzaju badanej warstwy/konstrukcji | Ograniczona możliwość doboru obciążenia w zależności od rodzaju badanej warstwy/konstrukcji |
| 19 | Wymaga wstrzymania prac w otoczeniu stanowiska pomiarowego | Brak ograniczeń dla prowadzonych w pobliżu stanowiska badawczego robót budowlanych |

4. Zależności korelacyjne

Zapotrzebowanie na uzyskiwanie wiarygodnych wartości modułów odkształcenia z wtórnego obciążenia na podstawie wartości modułów z badań płytą dynamiczną zachęca do prowadzenia badań porównawczych obydwoma rodzajami płyt. Można znaleźć prace [2, 3, 9, 10, 13] poświęcone poszukiwaniu uniwersalnych zależności korelacyjnych, pozwalających na wyznaczenie wartości wtórnych modułów odkształcenia z uzyskanych w badaniach polowych wartości modułów dynamicznych. Różnorodność stosowanych materiałów – gruntów i kruszyw – sprawia wiele trudności w opracowaniu uniwersalnych zależności. Autorzy podjęli próbę porównania wyników badań polowych przy zastosowaniu płyt statycznej i dynamicznej w odniesieniu do wzorów zaczerpniętych z literatury [9, 10].

4.1. Badania polowe

Przeprowadzono badania polowe nośności nawierzchni drogowej o konstrukcji składającej się z warstwy z kruszywa naturalnego (żwiru o uziarnieniu 0/31,5 mm) o grubości około 45 cm oraz warstwy z nasypowych piasków drobnych i średnich o grubości około 20 cm, ułożonej na rodzimym podłożu gruntowym spoistym (rys. 5). Kruszywo układało się przy zastosowaniu rozścielacza mechanicznego i zagęszczano wałkami stalowym oraz ogumionym przy zachowaniu wilgotności kruszywa zbliżonej do optymalnej. Badania nośności wykonano płytami statyczną i dynamiczną.



Rys. 5. Układ warstw badanej konstrukcji nawierzchni

Punkty badawcze nawierzchni były oddalone od siebie o ok. 150 m do 200 m, a pomiary płytami statyczną i dynamiczną wykonywano w tych samych przekrojach w odległości od 1 m do 2 m (między środkami płyt). Wykonano po 15 pomiarów płytami: statyczną z określeniem wartości modułów odkształcenia z pierwotnego (E_1) i wtórnego obciążenia (E_2) oraz wskaźników odkształcenia (I_0), a także dynamiczną z określeniem wartości modułów dynamicznych (E_{vd}). Zestawienie uzyskanych wyników, uporządkowanych rosnąco względem wartości modułów dynamicznych, znajduje się w tabeli 2. Podstawowe statystyki uzyskanych wyników zawarto w tabeli 3.

Tabela 2. Wyniki badań polowych

| Lp. | E_{vd} [MPa] | E_1 [MPa] | E_2 [MPa] | I_0 [-] |
|-----|-------------------|----------------|----------------|--------------|
| 1 | 36,6 | 59,1 | 102,3 | 1,73 |
| 2 | 40,5 | 51,1 | 112,5 | 2,20 |
| 3 | 42,9 | 64,3 | 118,4 | 1,84 |
| 4 | 44,7 | 53,6 | 107,1 | 2,00 |
| 5 | 45,1 | 90,0 | 132,4 | 1,47 |
| 6 | 47,7 | 62,5 | 118,4 | 1,89 |
| 7 | 48,1 | 83,3 | 118,4 | 1,42 |
| 8 | 50,7 | 72,6 | 125,0 | 1,72 |
| 9 | 51,0 | 57,7 | 112,5 | 1,95 |
| 10 | 55,8 | 77,6 | 112,5 | 1,45 |
| 11 | 56,7 | 80,4 | 125,0 | 1,55 |
| 12 | 62,0 | 86,5 | 150,0 | 1,73 |
| 13 | 63,9 | 60,8 | 125,0 | 2,06 |
| 14 | 71,9 | 112,5 | 150,0 | 1,33 |
| 15 | 72,6 | 93,8 | 150,0 | 1,60 |

W oznaczeniach płytą statyczną określono, że badana nawierzchnia charakteryzowała się średnią wartością wtórnego modułu odkształcenia wynoszącą ok. 124 MPa, przy odchyleniu standardowym o wartości 15,47 MPa. Wartości minimalna i maksymalna modułów E_2 wynosiły odpowiednio ok. 102 MPa i 150 MPa. Średnia wartość modułu odkształcenia z pierwotnego obciążenia wynosiła ok. 74 MPa, a odchylenie standardowe było równe 17,44 MPa. Wartości minimalna i maksymalna modułów E_1 wynosiły odpowiednio ok. 51 MPa i 112 MPa. Średnia wartość wskaźnika odkształcenia wynosiła 1,73, a odchylenie standardowe 0,26.

Wartości minimalna i maksymalna wskaźnika I_0 wynosiły odpowiednio 1,33 i 2,20.

W pomiarach płytą dynamiczną określono, że badana nawierzchnia charakteryzowała się średnią wartością modułu dynamicznego wynoszącą ok. 53 MPa przy odchyleniu standardowym o wartości 10,96 MPa. Wartości minimalna i maksymalna modułów E_{vd} wynosiły odpowiednio ok. 37 MPa i 73 MPa.

Tabela 3. Podstawowe statystyki wyników badań polowych

| Parametr | E_{vd} [MPa] | E_1 [MPa] | E_2 [MPa] | I_0 [-] |
|-------------------------|-------------------|----------------|----------------|--------------|
| Średnia | 52,68 | 73,72 | 123,97 | 1,73 |
| Minimum | 36,60 | 51,10 | 102,30 | 1,33 |
| Maksimum | 72,60 | 112,50 | 150,00 | 2,20 |
| Odchylenie standardowe | 10,96 | 17,44 | 15,47 | 0,26 |
| Współczynnik zmienności | 0,208 | 0,237 | 0,125 | 0,150 |

4.2. Równania i analiza wyników

Na podstawie uzyskanych wyników badań terenowych (tabela 2) określono metodą regresji liniowej lokalną zależność funkcyjną $E_2(E_{vd})$:

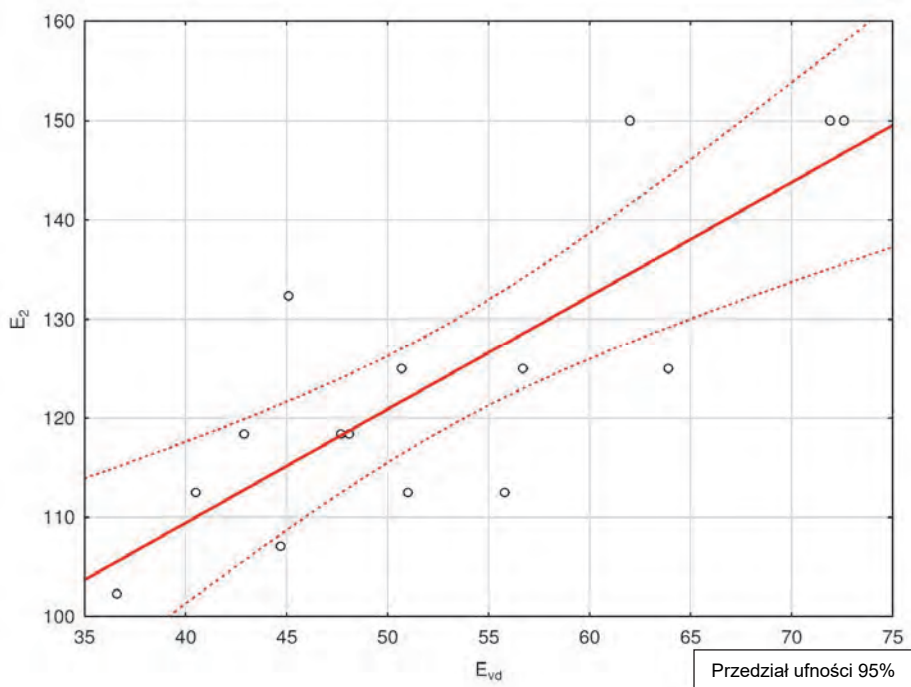
$$E_2 = 63,6381 + 1,1452 \cdot E_{vd} \quad (1)$$

oraz wyznaczono wartość współczynnika determinacji R^2 równą 0,6583. Wykres rozrzutu zbiorów wartości wtórnych modułów odkształcenia E_2 względem zbioru wartości modułów dynamicznych E_{vd} z oznaczoną liniową ich zależnością oraz 95% przedziałem ufności przedstawiono na rysunku 6.

W celach porównawczych dla określonych w badaniach wartości modułów dynamicznych (E_{vd}) wyznaczono wartości wtórnych modułów odkształcenia (E_2). W analizie posłużono się następującymi, dostępnymi w literaturze zależnościami $E_2(E_{vd})$ [9, 10]:

$$E_2 = 1,86 \cdot E_{vd} + 2,08 \quad (2)$$

$$E_2 = 600 \cdot \ln \frac{300}{300 - E_{vd}} \quad (3)$$



Rys. 6. Wykres rozrzutu zbiorów wartości wtórnych modułów odkształcenia E_2 względem zbioru wartości modułów dynamicznych E_{vd} z oznaczoną ich liniową zależnością oraz 95% przedziałem ufności

Uzyskane wyniki porównano z wartościami obliczonymi na podstawie zależności (1). Wyniki obliczeń zawarto w tabeli 4. W tabeli przedstawiono również różnice między pomierzonymi w terenie wartościami wtórnych modułów odkształcenia (E_{2O}) i ich wartościami wyznaczonymi z zależności (1) (2) i (3).

Z analizy danych zawartych w tabeli 4 wynika, że z pomierzonych wartości modułów dynamicznych (E_{vd}) z zależności (2) i (3) uzyskuje się podobne wartości wtórnych modułów odkształcenia (E_{2P}). Dowodem na to są porównywalne wartości różnic pomiędzy wartościami pomierzonymi i obliczonymi wtórnych modułów odkształcenia (tabela 4, kolumny 7 i 9). Wartości wtórnych modułów odkształcenia wyznaczone z zależności (2) i (3) (tabela 4, kolumny 6 i 8) dość znacznie odbiegają od wtórnych modułów odkształcenia określonych w badaniach terenowych (tabela 4, kolumna 2). Rozbieżność wartości pomierzonych i obliczonych jest różna w zależności od pomierzonych wartości modułów dynamicznych i wynosi od $-9,8$ MPa do $+36,7$ MPa dla wartości E_2 wyznaczonych

z zależności (2) i od $-18,7$ MPa do $+34,7$ MPa dla wartości E_2 wyznaczonych z zależności (3). Średnia wartość reszt wartości wyznaczonych z równania (2) (tabela 4, kolumna 7) wynosi $12,5$ MPa, a z równania (3) (tabela 4, kolumna 9) – $7,5$ MPa. Średnia wartość reszt dla wartości wyznaczonych z równania (2) stanowi 10% średniej wartości modułów pomierzonych (E_{20}), a z równania (3) – 6% . Przy mniejszych wartościach modułów dynamicznych wartości obliczone są mniejsze od pomierzonych (niedoszacowanie wartości), a przy większych wartościach modułów dynamicznych wartości obliczone są większe od pomierzonych (przeszacowanie wartości).

Tabela 4. Wartości przewidywane (E_{2P}) i reszty ($E_{20}-E_{2P}$) wyznaczone z zależności (1), (2) i (3) na podstawie wartości obserwowanych (E_{20}) i (E_{vd}) z badań terenowych

| Lp. | Obserwowane | | Przewidywane | | | | | |
|------------------------|-------------|----------|--------------|-----------------|----------|-----------------|----------|-----------------|
| | | | (1) | | (2) | | (3) | |
| | E_{20} | E_{vd} | E_{2P} | $E_{20}-E_{2P}$ | E_{2P} | $E_{20}-E_{2P}$ | E_{2P} | $E_{20}-E_{2P}$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | 102,3 | 36,6 | 105,6 | -3,3 | 78,0 | 24,3 | 78,1 | 24,2 |
| 2 | 112,5 | 40,5 | 110,0 | 2,5 | 86,1 | 26,4 | 87,0 | 25,5 |
| 3 | 118,4 | 42,9 | 112,8 | 5,6 | 91,1 | 27,3 | 92,6 | 25,8 |
| 4 | 107,1 | 44,7 | 114,8 | -7,7 | 94,8 | 12,3 | 96,8 | 10,3 |
| 5 | 132,4 | 45,1 | 115,3 | 17,1 | 95,7 | 36,7 | 97,7 | 34,7 |
| 6 | 118,4 | 47,7 | 118,3 | 0,1 | 101,1 | 17,3 | 103,9 | 14,5 |
| 7 | 118,4 | 48,1 | 118,7 | -0,3 | 101,9 | 16,5 | 104,9 | 13,5 |
| 8 | 125,0 | 50,7 | 121,7 | 3,3 | 107,3 | 17,7 | 111,1 | 13,9 |
| 9 | 112,5 | 51,0 | 122,0 | -9,5 | 107,9 | 4,6 | 111,8 | 0,7 |
| 10 | 112,5 | 55,8 | 127,5 | -15,0 | 117,9 | -5,4 | 123,5 | -11,0 |
| 11 | 125,0 | 56,7 | 128,6 | -3,6 | 119,8 | 5,2 | 125,7 | -0,7 |
| 12 | 150,0 | 62,0 | 134,6 | 15,4 | 130,8 | 19,2 | 138,9 | 11,1 |
| 13 | 125,0 | 63,9 | 136,8 | -11,8 | 134,8 | -9,8 | 143,7 | -18,7 |
| 14 | 150,0 | 71,9 | 146,0 | 4,0 | 151,4 | -1,4 | 164,4 | -14,4 |
| 15 | 150,0 | 72,6 | 146,8 | 3,2 | 152,9 | -2,9 | 166,2 | -16,2 |
| Średnia | | | 123,97 | 0,00 | 111,43 | 12,53 | 116,42 | 7,55 |
| Minimum | | | 105,55 | -15,04 | 77,99 | -9,77 | 78,07 | -18,72 |
| Maksimum | | | 146,78 | 17,11 | 152,87 | 36,73 | 166,24 | 34,65 |
| Odchylenie standardowe | | | 12,12 | 8,73 | 22,02 | 13,20 | 26,01 | 16,35 |
| Suma kwadratów | | | - | 1 144,20 | - | 4 969,12 | - | 4 863,53 |

4.2. Podsumowanie

Przedstawiony przykład badań porównawczych wykonanych płytami statyczną i dynamiczną umożliwił dokonanie oceny ogólnych zależności korelacyjnych pomiędzy wartościami modułów wtórnego odkształcenia i modułów dynamicznych [9, 10]. Różnorodność badanych gruntów oraz konstrukcji wzmocnień podtorza i warstw nawierzchni drogowych sprawia, że opracowanie uniwersalnych zależności jest znacznie utrudnione. Z tego względu należy ostrożnie posługiwać się tego typu zależnościami z uwagi na możliwe niedoszacowanie lub przeszacowanie wartości wtórnych modułów odkształcenia. Projektowanie wzmocnień lub konstrukcji nawierzchni z uwzględnieniem wyznaczonych z ogólnych zależności korelacyjnych wartości wtórnych modułów odkształcenia w przypadku niedoszacowania wartości modułów może mieć wpływ np. na zwiększenie kosztów realizacji inwestycji (z uwagi na przewymiarowanie konstrukcji). W przypadku przeszacowania wartości modułów może mieć natomiast negatywny wpływ np. na trwałość wykonywanej konstrukcji (z uwagi na nieadekwatność konstrukcji do rzeczywistych warunków miejscowych). Jeżeli z różnych względów nie można wykonać pełnego zakresu badań nośności podtorza/podłoża płytą statyczną i realizuje się je z wykorzystaniem płyty dynamicznej, w celu zwiększenia wiarygodności uzyskiwanych wyników korzystniej jest wyznaczać lokalne zależności korelacyjne pomiędzy wartościami modułów z badań płytami statyczną i dynamiczną, niż stosować niezwyfikowane w stosunku do warunków lokalnych ogólne zależności korelacyjne.

5. Wnioski

Na podstawie porównania metod badawczych oraz przeprowadzonych analiz wyników badań terenowych można sformułować następujące wnioski:

- wybór metody badawczej powinien wynikać z celu badań – w przypadku badań odbiorczych zgodnie z obowiązującymi przepisami technicznymi w ocenie odkształcalności podłoża należy stosować metodę statyczną, w przypadku zaś bieżącej kontroli robót (np. w celu identyfikacji w obrębie kontrolowanych warstw lokalizacji miejsc wskazujących na niewystarczającą nośność) można wykonywać badania metodą dynamiczną;
- w przypadku trudno dostępnych stanowisk badawczych (np. w wąskich wykopach) lepiej dokonać pomiaru nośności warstwy metodą

dynamiczną (jeżeli nawet nie pozwoli to na uzyskanie parametru odbiorczego) i uzyskać poglądową informację o parametrach podłoża/podtorza, niż zaniechać całkowicie kontroli jakości realizowanych robót;

- przeprowadzone analizy oparte na wynikach badań polowych nie pozwalają na określenie utylitarnych korelacji prowadzących do zdefiniowania jednoznacznych wzorów, które mogłyby być powszechnie stosowane w celu obliczenia wartości wtórnego modułu odkształcenia wyprowadzonego z uzyskanych wyników modułów dynamicznych;
- korzystanie z wzorów wyprowadzonych dla lokalnych korelacji, dla określonych rodzajów podłoża, podtorza i konstrukcji nawierzchni drogowych może spowodować niedoszacowanie lub przeszacowanie wartości parametrów, które po uwzględnieniu w obliczeniach projektowych mogą prowadzić do błędów projektowych i niedowymiarowania lub przewymiarowania konstrukcji.

Literatura

- [1] BN-64/8931-02 Drogi samochodowe – Oznaczenie modułu odkształcenia nawierzchni podatnych i podłoża przez obciążanie płyta. WN, Warszawa 1964.
- [2] Fedor Ł., Prędecki Ł.: Zależności korelacyjne parametru nośności warstw pośrednich nasypu badanych płytą dynamiczną oraz płytą statyczną VSS. *Magazyn Autostrady*, 11-12, 2016, s. 27-32.
- [3] Janiński S., Nowak J., Stankowski Z., Sobkowiak J.: *Zastosowanie lekkiego ugięciomierza dynamicznego ZFG 02 do badań zagęszczenia piasków drobnych*, [w:] Grabowski W. (red.): *Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym*. WPP, Poznań 2001, s. 491-498.
- [4] *Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych*. IBDiM, Warszawa 2013.
- [5] PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.: *Id-3. Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego*. Warszawa 2009.
- [6] PN-S-02205:1998 *Drogi samochodowe – Roboty ziemne – Wymagania i badania*. PKN, Warszawa 1998.
- [7] PN-S-06102:1997 *Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie*. PKN, Warszawa 1997.
- [8] Siewczyński Ł., Pawłowski M.: *Wymagane i osiągnięte wartości wskaźnika odkształcenia modernizowanego podtorza*. Zeszyty Naukowo-Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji w Krakowie, seria Materiały Konferencyjne, 73, 2005, z. 124 „Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w transporcie szynowym”, s. 245-264.
- [9] Szpikowski M. (red.): *Badanie i ustalenie zależności korelacyjnych dla oceny stanu zagęszczenia i nośności gruntów niespoistych płytą dynamiczną*. IBDiM, Warszawa 2009.
- [10] Szydło A.: *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja*. Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2004.
- [11] Traczyński K.: *Lekka płyta dynamiczna – badania dla Ikea Targówek*. Geotekst Internetowy magazyn geotechniczny, 2008, <http://www.geotekst.pl/artykuly/technologie/lekka-plyta-dynamiczna-badania-dla-ikea-targowek> (dostęp 1.10.2016).

- [12] Węgliński S.: *Określenie zakresu oddziaływania obciążenia w statycznych i dynamicznych badaniach podłoża przy zastosowaniu płyty sztywnej*. Roads and Bridges – Drogi i Mosty, 17(1), 2018, s. 73–88.
- [13] Wyroślak M., Ossowski R.: *Badanie modułu odkształcenia podłoża gruntowego w nasypie kontrolowanym za pomocą płyty statycznej i lekkiej płyty dynamicznej*. Acta Scientiarum Polonorum Architectura, 15(3), 2016, s. 111–118.

SZYMON WĘGLIŃSKI

Politechnika Poznańska

NIEPRAWIDŁOWOŚCI ZWIĄZANE Z PRZYGOTOWANIEM DREWNA DO WYWOZU ORAZ JEGO TRANSPORTEM PO DROGACH PUBLICZNYCH

1. Wprowadzenie

Powierzchnia lasów w Polsce według danych Głównego Urzędu Statystycznego na koniec 2018 r. wyniosła 9,25 mln ha, co odpowiada lesistości wynoszącej 29,6% [1]. Największy odsetek występowania lasów występuje w województwie lubuskim, najmniejszy zaś w łódzkim. Lasy publiczne stanowią ponad 80% powierzchni wszystkich lasów, z czego blisko 77% należy do Skarbu Państwa, w którego imieniu zarządza nimi Państwowe Gospodarstwo Leśne Lasy Państwowe (LP), które jednocześnie jest największym producentem materiału drzewnego [16].

Od przełomu XX i XXI w. obserwuje się znaczny wzrost pozyskiwania surowca – od 25,0 mln m³ w 1999 r. do 45,5 mln m³ w 2018 r., dla którego największy odsetek pozyskiwania drewna stwierdzono w trzech województwach: pomorskim, zachodniopomorskim i wielkopolskim [1].

Drewno jest wykorzystywane w wielu sektorach. Człowiek do swoich celów może wykorzystywać praktycznie wszystkie elementy drzewa. Ze ściętego pnia otrzymuje się kłody, które są podstawą dalszego przetworu, tj. produkcji belek, bali, desek i innych. Pozostałości, których nie uda się przerobić, podlegają naturalnemu rozkładowi i w ten sposób cykl ekologiczny się zamyka [2].

Główne obszary zastosowania stanowią: budownictwo – elementy konstrukcyjne (szkielety obiektów budowlanych, stropy, stolarka okienna i drzwiowa), przemysł (elementy z wiórów, palety, opakowania tekturowe, papier), architektura (meble, boazerie, sufity, panele, deski), a także artystyczne (instrumenty muzyczne) czy energetyczne (opał). Trudno wymienić wszystkie dziedziny, w których korzysta się z surowca drzewnego.

Przedsiębiorstwa związane z przerobem drewna zatrudniają ok. 330 tys. osób, a firmy wykonujące różne prace leśne kolejne 50 tys. Łącznie udział pracowników tej branży w skali całej gospodarki wynosi ok. 3,1%. Przemysł drzewny wytwarza ponad 2% PKB kraju [4]. Rozwój branży jest uzależniony od zasobów leśnych i dynamiki ich eksploatacji. Ponadto sektor ten jest proeksportowy. Polska należy do czołówki państw europejskich eksportujących m.in. meble i opakowania tekturowe [25].

Zanim jednak drewno trafi na rynek w postaci ww. elementów, należy przetransportować je z lasu. W publikacji przedstawiono problematykę związaną z transportem surowca drzewnego. Jest to zagadnienie wieloaspektowe.

2. Przygotowanie surowca drzewnego do wywozu

Po wycince surowiec szlakami operacyjnymi – wąskimi drogami i przerwami wśród drzewostanów – jest transportowany do miejsc zbiorczych. Zanim drewno wyjedzie z lasu, winno być przygotowane pod nadzorem leśniczego i zmagazynowane. Aby optymalnie wykorzystać możliwości przewozowe pojazdów, należy układać drewno w stosach o objętości zbliżonej do ładowności pojazdu (nie więcej niż 31 m³), zgodnie z kierunkiem wywozu. Właściwe przygotowanie drewna pozwala leśnikom na szybki i sprawny pomiar jego objętości i masy, który decyduje o wielkości ładunku wywozowego i niezbędnej liczbie pojazdów.

Najczęstszym sposobem przygotowaniu surowca do wywozu są stosy. Pomiarowi podlegają: długość (l), wysokość (h) i szerokość (s) poszczególnych części ładunku. Za długość części ładunku przyjmuje się nominalną długość złożonych w stosie kłód, wałków lub szczap. Za szerokość ładunku przyjmuje się nominalną szerokość przestrzeni ładunkowej środka transportu. Wysokość części ładunku określa się jako średnią arytmetyczną dwóch pomiarów wykonanych w połowie długości po obu stronach pojazdu. Miąższość surowca drzewnego mierzonego na środkach transportowych oblicza się w metrach sześciennych według wzoru [34]:

$$V = l \cdot s \cdot h \cdot x \quad (1)$$

gdzie:

V – miąższość surowca [m³],

l – długość [m],

s – szerokość [m],

h – wysokość [m],

x – współczynnik zamienny zależny od grupy drewna, jego grubości i obecności kory, określony w normie [13].

W celu wyznaczenia masy ładunku stosuje się przeliczniki gęstości poszczególnych gatunków drewna zawarte w rozporządzeniu przygotowanym przez Ministerstwo Środowiska i Ministerstwo Gospodarki [21]. Gęstość określoną dla poszczególnych rodzajów surowca zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie gęstości drewna ustalone wg [21]

| Gatunek drewna | Gęstość drewna | Gatunek drewna | Gęstość drewna | Gatunek drewna | Gęstość drewna |
|----------------|----------------------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|
| | [kg/m ³] | | [kg/m ³] | | [kg/m ³] |
| Brzoza | 810 | Jesion | 800 | Olcha | 750 |
| Buk | 980 | Jodła | 750 | Osika | 710 |
| Daglezja | 660 | Klon jawor | 900 | Sosna | 740 |
| Dąb | 950 | Klon zwyczajny | 900 | Świerk | 720 |
| Grab | 960 | Lipa | 670 | Topola | 670 |
| Grochodrzew | 870 | Modrzew | 830 | Wiąz | 820 |

Ustalając gęstość drewna, w rozporządzeniu pominięto wilgotność, która zdaniem autora oraz specjalistów z branży drzewnej ma znaczny wpływ na wagę surowca. Drewno wywożone w okresie jesienno-zimowym wykazuje znacznie większą wilgotność, co powoduje wzrost masy ładunku w porównaniu z drewnem wywożonym wiosną i latem przy takiej samej objętości surowca. Zdaniem Ministerstwa Klimatu projekt rozporządzenia był dyskutowany z zainteresowanymi (przewoźnikami, inspektorami transportu drogowego), a wartości określone w tabeli są wypadkową konsultacji z otoczeniem i ustaleń specjalistów. W praktyce jednak zestawienie nadal budzi kontrowersje, pierwotne zaś wartości gęstości w ostatecznej wersji (uchwalonej) zostały zmienione. Pojawiają się również informacje płynące ze strony stowarzyszeń związanych z przemysłem drzewnym oraz instytucji związanych z leśnictwem, iż podane wartości są zawyżone. Reprezentanci przewoźników, którzy walczą o sprawiedliwe zasady transportu, twierdzą, iż przyjęcie zaniżonych gęstości prowadzi do przeciążania pojazdów oraz redukcji kosztów przewozu, na czym skorzystają wyłącznie firmy branży drzewnej. Ich zdaniem zaniedbania prowadzą do przyspieszonego zużycia taboru, destrukcji nawierzchni drogowych, zwiększenia kosztu paliwa oraz znacznego pogorszenia bezpieczeństwa na drogach [29].

3. Charakterystyka dróg publicznych

Sieć dróg publicznych składa się z dróg krajowych, wojewódzkich, powiatowych i gminnych [32]. Z uwagi na znaczny odsetek pojazdów ciężarowych oraz wysokie natężenie ruchu drogi krajowe i wojewódzkie winny charakteryzować się wyższą nośnością niż drogi powiatowe i gminne. Ze względu jednak na usytuowanie dróg ekspresowych i autostrad z dala od lasów wysokotonażowe pojazdy wykorzystywane w przewozach surowca drzewnego muszą najpierw poruszać się po wewnętrznych drogach leśnych (wywóz z miejsca składowania drewna), dalej po drogach lokalnych – gminnych i powiatowych – aby następnie, korzystając z dróg krajowych, dostarczyć surowiec do klientów, często oddalonych o kilkadziesiąt lub kilkaset kilometrów od miejsca wycinki. Należy zauważyć, że zakłady przetwórstwa drewna również w wielu przypadkach nie są zlokalizowane bezpośrednio przy drogach krajowych, transport ponownie odbywa się drogami wojewódzkimi, powiatowymi i gminnymi.

Świadczenie przewozów ładunków przeciążonymi pojazdami po drogach lokalnych o niskiej nośności wiąże się zatem z przyspieszoną degradacją ich nawierzchni. Każda droga projektowana jest na odpowiednią kategorię ruchu wynikającą z analizy ruchu w okresie projektowym. Dla typowych nawierzchni podatnych i półsztywnych, które przeważają na drogach publicznych, okres projektowy wynosi 20 lat, w przypadku zaś autostrad i dróg ekspresowych to 30 lat [8]. Szacując liczbę osi, zlicza się pojazdy ciężarowe bez przyczep, z przyczepami oraz autobusy. Pomija się motocykle, samochody osobowe i dostawcze z uwagi na niewielkie obciążenia nawierzchni, jakie generują. W przypadku zwiększenia nacisku na pojedynczą oś pojazdu ciężarowego nośność nawierzchni może zostać wyczerpana szybciej, niż założono w okresie projektowym.

Ponad 90% nawierzchni drogowych na obszarze Polski zostało wybudowanych przed wstąpieniem do Unii Europejskiej (do maja 2004 r.). Historycznie, zgodnie z pierwotną wersją ustawy o drogach publicznych z 1985 r. [31], zabrania się poruszania po nich pojazdów, których nacisk na pojedynczą oś przekracza 8 t (80 kN). Wyjątkiem miały być drogi objęte rozporządzeniem Ministra Komunikacji, po których dopuszczono poruszanie się pojazdów o obciążeniu pojedynczej osi do 10 t (100 kN). Z uwagi na znaczny wzrost udziału pojazdów ciężarowych w całkowitym ruchu infrastruktura drogowa winna być dostosowana do potrzeb transportowych. Wzmocnienie istniejących konstrukcji lub projektowa-

nie nowych nawierzchni pozwala na zwiększenie maksymalnych dopuszczalnych nacisków na oś z 8 t do 10 t lub 11,5 t. Zgodnie z obowiązującą ustawą o drogach publicznych [32] dozwolony jest ruch pojazdów o dopuszczalnym nacisku pojedynczej osi napędowej do 11,5 t (115 kN). Wyjątkiem wobec ww. wymagania jest zbiór dróg krajowych oraz wojewódzkich, po których mogą się poruszać pojazdy o dopuszczalnym nacisku pojedynczej osi do 10 t, oraz dróg krajowych, po których mogą się poruszać pojazdy o nacisku do 8 t (spis wymienionych dróg podano w rozporządzeniu [18]). Ponadto po drogach wojewódzkich innych niż określone w rozporządzeniu oraz po drogach powiatowych i gminnych mogą się poruszać pojazdy o dopuszczalnym nacisku pojedynczej osi do 8 t. Szacuje się, że w 2019 r. dróg krajowych przystosowanych do obciążenia 11,5 t/oś było tylko 57%, co stanowi ok. 5% całkowitej sieci dróg publicznych w Polsce [12]. Większość nowo projektowanych nawierzchni drogowych, szczególnie tych współfinansowanych ze środków międzynarodowych, musi spełniać wymagania nośności do 115 kN/oś. Dostosowanie dróg krajowych do nośności odpowiadającej wymogom unijnym wymaga finansowania w kwocie ok. 250 mld zł, z czego ok. 200 mld zł przeznaczono na program budowy dróg krajowych [27].

Pomocą w rozpoznaniu dróg o określonej nośności są znaki informujące o rodzaju i numerze drogi. Obwoluta znaku określa dopuszczalną nośność drogi (por. rys. 1). Obwoluta biała oznacza dopuszczalny nacisk pojedynczej osi do 115 kN, obwoluta czarna nośność do 80 kN, obwoluta mieszana zaś, biało-czarna, oznacza drogi o nośności do 100 kN [19].



Rys. 1. Oznaczenia nośności nawierzchni na znakach kierunku i miejscowości [19]: a) drogi wojewódzkie b) drogi krajowe c) autostrady i drogi ekspresowe

Podsumowując, należy zauważyć, iż poruszanie się pojazdów o obciążeniach do 115 kN na pojedynczą oś dopuszczone jest przede wszystkim na autostradach i drogach ekspresowych oraz nowo powstałych lub wyremontowanych drogach krajowych. Drogi wojewódzkie, powiatowe

oraz gminne charakteryzują się niższą nośnością. W aspekcie przewozów surowca drzewnego oznacza to takie ograniczenia w przewozie ładunków, aby świadcząc usługi wywozowe często przeciążonymi zestawami, nie wyczerpać przedwcześnie nośności dróg lokalnych.

4. Obciążenia dróg publicznych – aspekty prawne i wymagania

W ostatnich latach widać znaczny wzrost ruchu pojazdów ciężkich w Polsce. Zmianie uległy maksymalne dopuszczalne obciążenia osi, które dla dróg używanych w transporcie międzynarodowym wynoszą 115 kN/oś. Ponadto w pojazdach oraz przyczepach i naczepach stosuje się zamiast kół bliźniaczych opony typu super single, w przypadku których wzrosły naprężenia kontaktowe na styku opony i nawierzchni. Powyższe zmiany prowadzą do przyspieszenia degradacji nawierzchni drogowych spowodowanych uszkodzeniami zmęczeniowymi. Niszczące oddziaływanie pojazdów rośnie wraz ze wzrostem obciążenia osi, zatem istotny wpływ na trwałość nawierzchni mają pojazdy ciężarowe, wśród których znaczna część to pojazdy przeciążone [22].

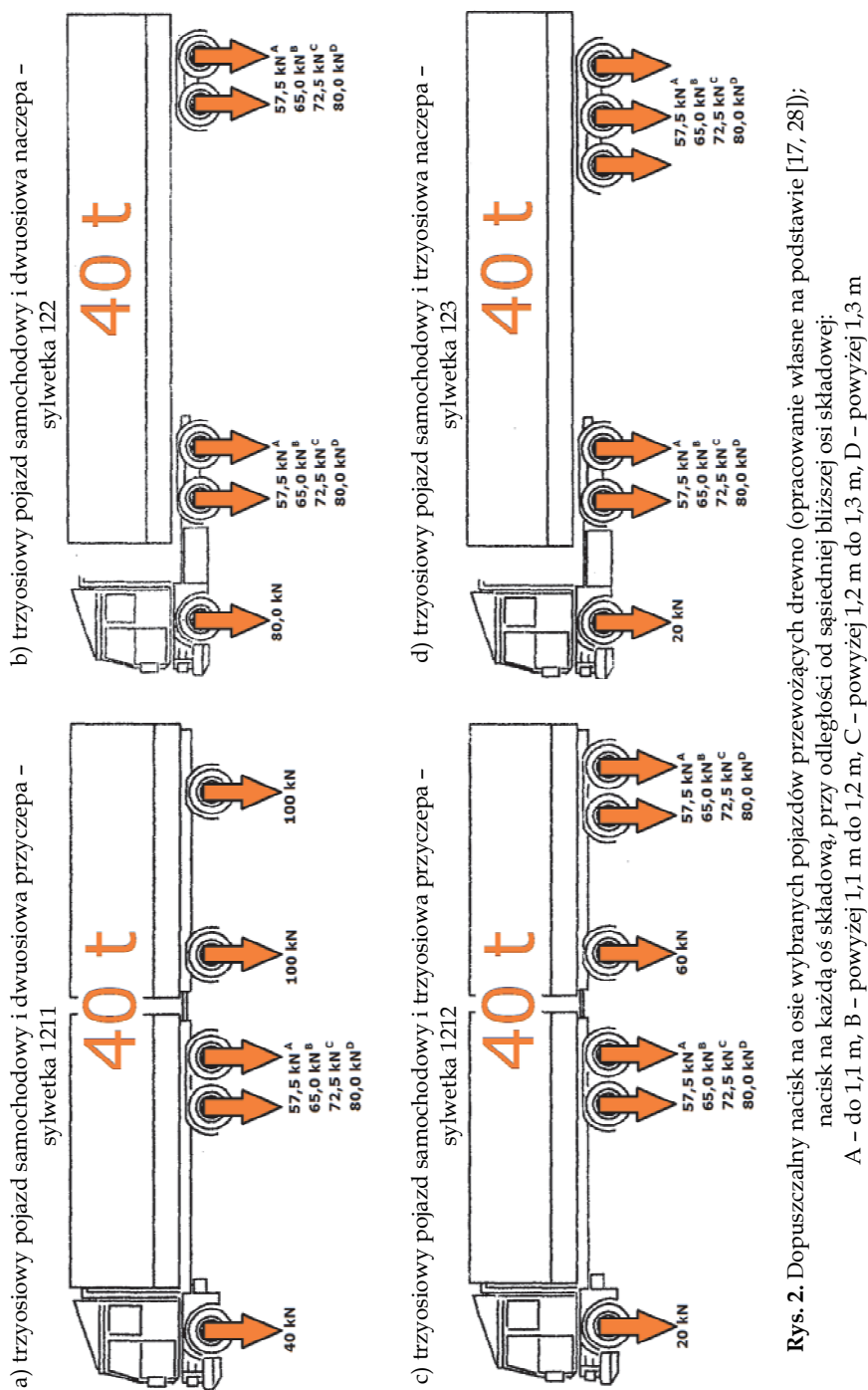
W transporcie drewna wykorzystuje się zespoły pojazdów, których dopuszczalna masa całkowita zgodnie z rozporządzeniem [17] nie może wynosić więcej niż 40 t. Najczęściej spotykane zestawy wywozowe składają się z [30]:

- trzyosiowego pojazdu samochodowego i dwuosiowej przyczepy,
- trzyosiowego pojazdu samochodowego i dwuosiowej naczepy,
- trzyosiowego pojazdu samochodowego i trzyosiowej przyczepy,
- trzyosiowego pojazdu samochodowego i trzyosiowej naczepy.

Sylwetki pojazdów oraz dopuszczalne naciski na poszczególne osie przedstawiono na rysunku 2.

Każdy pojazd wywiera nacisk na konstrukcję nawierzchni. Największe naciski generują pojazdy ciężarowe z uwagi na wysoką masę całkowitą zestawów. Aby określić wpływ ciężaru pojazdu na proces destrukcji nawierzchni, zdefiniowano współczynnik równoważności obciążenia pojazdu. Uwzględnia on stopień oddziaływania pojedynczego pojazdu ciężkiego na nawierzchnię, wyrażony ekwiwalentnym obciążeniem nawierzchni równoważną osią standardową 100 kN przypadającą na dany pojazd ciężki [23]:

$$F_v = \sum_{j=1}^n F_j \quad (2)$$



Rys. 2. Dopuszczalny nacisk na osie wybranych pojazdów przewożących drewno (opracowanie własne na podstawie [17, 28]):
 nacisk na każdą oś składową, przy odległości od sąsiedniej bliższej osi składowej:
 A – do 1,1 m, B – powyżej 1,1 m do 1,2 m, C – powyżej 1,2 m do 1,3 m, D – powyżej 1,3 m

gdzie:

F_v – współczynnik równoważności obciążenia pojedynczego pojazdu, czyli liczba przejazdów osi standardowej 100 kN równoważna jednemu przejazdowi danego pojazdu,

F_j – współczynnik równoważności obciążenia osi j w pojeździe z uwzględnieniem typu osi (pojedyncza, podwójna, potrójna) obliczony na podstawie wzoru czwartej potęgi,

j – numer kolejnej osi w pojeździe,

n – liczba osi w pojeździe.

Wzór czwartej potęgi jest uproszczeniem wzorów opracowanych na podstawie testu AASHTO. Po raz pierwszy określił go Scala w 1970 r. [22, 24]:

$$F_j = \left(\frac{Q_j}{Q_o}\right)^4 \quad (3)$$

gdzie:

Q_j – obciążenie danej osi j [kN],

Q_o – obciążenie równoważnej osi standardowej [kN].

Obecnie w Polsce wartość obciążenia pojedynczej osi standardowej Q_{o1} wynosi 100 kN, wcześniej jednak było to 80 kN. W 2006 r. Judycki przedstawił rozwinięcie ww. wzoru dla obciążenia osi podwójnej oraz potrójnej, dla których ciężary osi równoważnej określił odpowiednio jako Q_{o2} równe 184 kN oraz Q_{o3} równe 263 kN [7]. Badacze francuscy analizowali powyższe równanie, w wyniku przeprowadzonych doświadczeń stwierdzono, iż wartość potęgi powinna wynosić 5 [22].

5. Zjawisko przeciążenia pojazdów transportujących drewno

5.1. Stwierdzone przypadki naruszeń

Trzciniński [30] w trakcie badań dotyczących określenia rzeczywistych parametrów zewnętrznych pojazdów stosowanych do wywozu drewna wskazał istotny problem powszechnego przekraczania dopuszczalnej masy całkowitej tych zestawów pojazdów. Przeprowadzone pomiary mas całkowitych odbywały się na terenie tartaku odbierającego surowiec, zatem pojazdy te w sposób realny niszczyły nawierzchnie zarówno dróg leśnych, jak i publicznych. Pojazdy ważono z ładunkiem, a następnie po jego rozładowaniu. Badania przeprowadzono w czerwcu i listopadzie 2009 r., a objęto nimi 80 pojazdów w konfiguracjach:

- samochód trzyosiowy i dwuosiowa przyczepa samosterująca,
- samochód trzyosiowy i dwuosiowa naczepa siodłowa,
- samochód trzyosiowy i trzyosiowa naczepa rozsuwana.

Zgodnie z rozporządzeniem [17] dopuszczalna masa całkowita ww. zespołów pojazdów nie powinna przekraczać 40 t. W tabelach 2 i 3 zestawiono uzyskane z badań Trzcińskiego wyniki [30].

Tabela 2. Jednostkowe masy surowca wg [30]

| Zestaw wywozowy z samochodem | Jednostkowy ładunek drewna [m ³] | | | Odchylenie standardowe [m ³] | Jednostkowy ładunek znacznie wykraczający [m ³] |
|------------------------------|--|------------|--------|--|---|
| | minimalny | maksymalny | średni | | |
| Samochód 1 | 26,68 | 37,34 | 30,78 | 2,66 | 37,34 |
| Samochód 2 | 20,06 | 35,11 | 30,17 | 3,12 | 20,06 |
| Samochód 3 | 24,33 | 34,52 | 29,32 | 3,68 | 34,52 |
| Samochód 4 | 28,49 | 37,45 | 32,55 | 3,12 | 37,45 |

Tabela 3. Całkowite masy zestawów wg [30]

| Zestaw wywozowy z samochodem | Masa całkowita zestawu [kg] | | | Odchylenie standardowe [kg] | Masy znacznie wykraczające [kg] |
|------------------------------|-----------------------------|------------|---------|-----------------------------|---------------------------------|
| | minimalna | maksymalna | średnia | | |
| Samochód 1 | 47 700 | 58 420 | 52 720 | 2 849 | brak |
| Samochód 2 | 42 280 | 59 940 | 52 030 | 3 578 | 42 280 i 59 940 |
| Samochód 3 | 46 620 | 51 800 | 49 190 | 2 479 | brak |
| Samochód 4 | 50 980 | 59 640 | 55 260 | 3 424 | brak |

Z badań Trzcińskiego wynika, że średni ładunek drewna przewożony zestawem wywozowym ma od 29 m³ do 33 m³. W zestawach pięcioosiowych średnie obciążenie pierwszej osi pojazdu jest równe 83,4 kN (średnia z zakresu 69,2–98,2 kN). Pozostałe osie wykazały średnie obciążenia od 115,8 kN (trzecia oś zestawu) do 123,2 kN (czwarta oś zestawu). Całkowity zakres uzyskanych wyników dla pozostałych osi mieścił się w przedziale 65,2–170,0 kN. W przypadku sześciuosiowych zestawów średnia wartość dla pojedynczych osi wynosiła od 83,3 kN (oś pierwsza) do 97,2 kN (oś czwarta). Minimalne wartości obciążeń (ok. 62 kN) stwierdzono dla osi od czwartej do szóstej, a maksymalne, 153,9 kN, dla osi czwartej (pojedyncze wyniki) [30].

Na problem przeciążonych pojazdów wywożących drewno z lasów zwraca uwagę Najwyższa Izba Kontroli (NIK) w raporcie dotyczącym

wykonywania zadań przez zarządców dróg wojewódzkich w zakresie ich utrzymania, remontów i ochrony [35]. Inspektorzy zauważyli, iż przepisy prawne dotyczące przewozu drewna nie pozwalały na skuteczną eliminację przeciążonych pojazdów zagrażających bezpieczeństwu ruchu drogowego oraz przyspieszających degradację nawierzchni drogowych. Oszacowano, że dopuszczalna masa całkowita pojazdów przewożących drewno była przekraczana o 40–50%.

Wskazany w raporcie sposób obliczenia masy ładunku surowca na pojeździe na podstawie pomiarów drewna stosowego z uwzględnieniem przeliczenia metrów przestrzennych na metry sześciennie z normy [13] oraz gęstości drewna z rozporządzenia [21] miał umożliwić obliczenie rzeczywistej masy drewna z zachowaniem należytej staranności (wg [33]). Uprawnione organy kontroli powinny wyłączyć odpowiedzialność podmiotu wykonującego przewóz drewna pojazdem nienormatywnym, gdy uzyskana w wyniku ww. przeliczenia masa ładunku nie przekroczy dopuszczalnej masy całkowitej zestawu wywozowego. Inspektorzy Głównego Inspektoratu Transportu Drogowego (GITD) podczas swoich pomiarów zauważają, iż normatywna gęstość jest zaniżona, np. w przypadku drewna sosnowego (najczęściej przewożonego) wynosi 740 kg/m³, podczas gdy według rzeczywistych danych wynosi ok. 180–220 kg więcej. Przy średniej objętości przewożonego ładunku wynoszącego ok. 30 m³ powoduje to przeciążenie pojazdu o co najmniej 5,4–6,6 t, przy czym drewno sosnowe jest uznawane za jeden z lżejszych materiałów, zatem przewóz innego gatunku drewna może powodować znacznie większe przeciążenia [35].

Przedstawione nieprawidłowości skutkują niszczeniem nawierzchni drogowych oraz stratami finansowymi przewoźników, którzy przewożąc nawet o połowę więcej ładunku, niszczą tabor oraz redukują liczbę przewozów nominalnie potrzebnych do zgodnego z przepisami przewiezienia tej samej objętości surowca. Rezultatem działań NIK jest wniosek o podjęcie inicjatywy legislacyjnej w zakresie znowelizowania prawa o ruchu drogowym w zakresie efektywnego ustalania rzeczywistej masy przewożonego drewna [35].

5.2. Własna analiza przypadków

W zakresie problematyki związanej z poruszaniem się pojazdów z drewnem po drogach publicznych istotny jest ścisły związek ilości produkowanego surowca z wielkością taboru niezbędnego do jego

przewiezienia. Jednym z głównych celów niniejszego opracowania jest przedstawienie, jaki wpływ na przyspieszoną degradację dróg o różnych dopuszczalnych naciskach na pojedynczą oś mają pojazdy przeciążone.

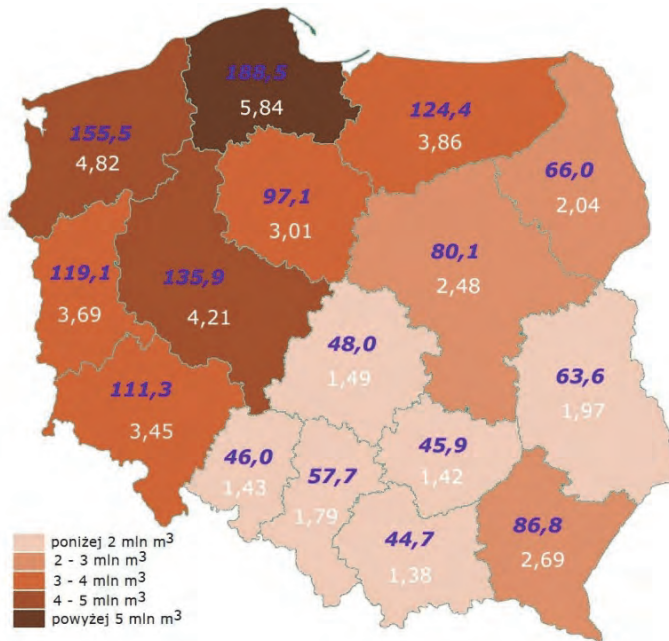
Dla typowych zestawów wywozowych, przy założeniu masy własnej pojazdu o trzech osiach w zakresie od 13,5 t do 15,5 t – średnio 14,3 t, oraz masy własnej trzyosiowej przyczepy od 4,1 t do 5,6 t – średnio 4,7 t, a także dwuosiowej przyczepy od 3,1 t do 3,7 t – średnio 3,4 t [11, 37], aby nie przekroczyć dopuszczalnej masy całkowitej zestawu wynoszącej 40,0 t, masa ładunku nie powinna być większa niż 22,3 t (przyczepa dwuosiowa) i 21,0 t (trzyosiowa). W zależności od gęstości przewożonego surowca (zgodnie z tab. 1 i rozporządzeniem [21]) maksymalna objętość ładunku dla wybranych rodzajów drewna – najlżejszego (daglezja), najcięższego (buk) oraz najczęściej transportowanego w Polsce (sosna wg [30]) nie może być większa niż przedstawiona w tabeli 4.

Tabela 4. Dopuszczalna objętość wybranych gatunków drewna (oprac. własne na podstawie [11, 21, 37])

| Rodzaj zestawu | Masa pojazdu | Masa przyczepy | DMC zestawu | Maks. masa ładunku | Maks. objętość drewna [m ³] | | |
|----------------|--------------|----------------|-------------|--------------------|---|-------|------|
| | średnia [kg] | średnia [kg] | [kg] | [kg] | daglezja | sosna | buk |
| Zestaw 3 + 2P | 14 300 | 3400 | 40 000 | 22 300 | 33,8 | 30,1 | 22,8 |
| Zestaw 3 + 3P | 14 300 | 4700 | 40 000 | 21 000 | 31,8 | 28,4 | 21,4 |
| Zestaw 3 + 3N | 7450 | 6700 | 40 000 | 25 850 | 39,2 | 34,9 | 26,4 |

Uwzględniając całkowitą ilość produkowanego drewna w 2018 r., należy użyć 1,47 mln zestawów przewozowych. Powyższa liczba zestawów została określona przy założeniu możliwego do przewiezienia drewna sosnowego w ilości ok. 31,0 m³, co odpowiada tonażowi 22,95 t (zgodnie z przepisami na pojazdach bez ich przeładowania), dla średniej masy zestawu pojazdów (bez rozróżniania liczby osi samochodu i przyczepy lub naczepy) wynoszącej 17,05 t [1, 5, 11, 37]. Rozkład liczby przejazdów z uwzględnieniem produkcji drewna w poszczególnych województwach przedstawiono na rysunku 3. W przypadku przekroczenia dopuszczalnej ładowności pojazdów m.in. z uwagi na zwiększoną wilgotność drewna przedstawiona liczba przejazdów może mieć destrukcyjny wpływ na nawierzchnie drogowe w Polsce.

Wykorzystując wyniki prac opublikowane m.in. przez Trzciańskiego [30], raport NIK [35] oraz dane uzyskane z GITD [9], w publikacji do-



121,5 tys. szt. – liczba zestawów wywozowych do obsłużenia wyprodukowanego drewna

4,82 m³ – ilość pozyskiwania surowca

Rys. 3. Ilość pozyskiwanego surowca oraz liczba zestawów wywozowych niezbędnych do jego obsłużenia (oprac. własne na podstawie [1, 21])

konano przykładowych obliczeń współczynników równoważności obciążenia z uwzględnieniem nośności dróg leśnych, gminnych, powiatowych i krajowych, po których mogą poruszać się pojazdy wywożące drewno z lasu. W tabeli 5 przedstawiono wyniki obliczeń współczynników równoważności F_j dla wybranych dróg o określonych naciskach na pojedynczą oś. Obliczenia przeprowadzono, korzystając z wzorów (2) i (3), zgodnie z metodyką zaczerpniętą z pracy Judyckiego [6].

Tabela 5. Wartości współczynników równoważności dla wybranych obciążeń osi

| Nawierzchnia o dopuszczalnym nacisku na pojedynczą oś [kN] | Obciążenie pojedynczej osi [kN] | | | | | | | |
|--|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 80,0 | 100,0 | 115,0 | 119,3 | 123,2 | 132,0 | 153,9 | 170,0 |
| 50 (np. droga leśna pożarowa) | 6,6 | 16,0 | 28,0 | 32,4 | 36,9 | 48,6 | 89,8 | 133,6 |
| 80 (np. droga gminna) | 1,0 | 2,4 | 4,3 | 4,9 | 5,6 | 7,4 | 13,7 | 20,4 |
| 100 (np. droga wojewódzka) | 0,4 | 1,0 | 1,7 | 2,0 | 2,3 | 3,0 | 5,6 | 8,4 |
| 115 (np. droga ekspresowa) | 0,2 | 0,6 | 1,0 | 1,2 | 1,3 | 1,7 | 3,2 | 4,8 |

Przy założeniu nośności 50 kN/oś dla leśnych dróg pożarowych (dojazdów pożarowych wg [20]), zdaniem autora znacznie zaniżonej wobec osi standardowych 100 kN, przejazd nawet pojedynczych pojazdów ciężarowych, których nacisk na pojedynczą oś będzie wynosił co najmniej 80 kN (np. wozu straży pożarnej, śmieciarki itp.), spowoduje kilkukrotne przyspieszenie degradacji nawierzchni. Dla dróg o obciążeniu 80 kN (odpowiadającym nośności większości dróg lokalnych w Polsce) przejazdy pojazdów o obciążeniach 100 kN/oś i 115 kN/oś będą w niewielkim stopniu redukować okres wykorzystania nośności (odpowiadają ok. 2–4 przejazdom), jednak dalsze przeciążanie obciążeń osi w znaczący sposób przyspieszy zniszczenie nawierzchni. Drogi o dopuszczonym standardowym obciążeniu osi wynoszącym 100 kN (m.in. drogi wojewódzkie i większość dróg krajowych) w przypadku znacznych przeciążeń ulegną przyspieszonej degradacji, gdyż obciążenia rzędu 130 kN/oś odpowiadają trzem przejazdom pojedynczej osi standardowej. W przypadku dróg o najwyższej nośności (115 kN/oś, drogi ekspresowe i autostrady) dopiero obciążenia powyżej 150 kN/oś odpowiadają dwukrotności i więcej przejazdów przy obciążeniu osi 115 kN.



Rys. 4. Obciążenie poszczególnych osi wyznaczone podczas pomiaru preselekcyjnego (na podstawie [35])

Powyższe obliczenia uzyskano dla pojedynczych osi. Jeżeli pojazd poruszający się po drogach publicznych jest przeciążony i przekraczany jest nacisk nie tylko na pojedynczą oś, ale także na osie wielokrotne, degradacja nawierzchni winna być obliczana na podstawie współczynnika równoważności pojedynczego pojazdu w przeliczeniu na osie standardowe o dopuszczalnym nacisku 100 kN/oś. W dalszych obliczeniach wykorzystano wyniki pomiarów uzyskane w trakcie ważenia preselekcyjnego, które przedstawiono w raporcie NIK [35]. Na rysunku 4 pokazano przykład pojazdu wraz z pomiarami nacisku na poszczególne osie.

Obliczone współczynniki równoważności obciążenia pojedynczych osi oraz współczynniki równoważności pojazdów w przeliczeniu na osie standardowe 100 kN dla wybranych badanych zestawów pojazdów o pięciu lub sześciu osiach przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Wyniki obliczeń dla zestawów pojazdów typu 1211 i 1212

| Sylwetka pojazdu | Masa | | Obciążenie osi zestawu | | | | | | ΣF_j | |
|------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------------|-------|------|-----|------|------|--------------|-----|
| | DMC | stwierdzona | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | |
| 1211 | obciążenie osi równoważnej Q_0 [kN] | | | 100 | 184 | | 100 | 100 | x | [-] |
| | pojazd A | 53,3 t | Q [kN] | 86 | 100 | 104 | 112 | 131 | x | 6,6 |
| | | | F _j [-] | 0,55 | 1,51 | | 1,57 | 2,94 | | |
| | pojazd B | 51,9 t | Q [kN] | 67 | 108 | 113 | 105 | 126 | x | 6,0 |
| | | | F _j [-] | 0,2 | 2,08 | | 1,22 | 2,52 | | |
| | pojazd X | 40,0 t | Q [kN] | 40 | 80 | 80 | 100 | 100 | x | 2,6 |
| | | | F _j [-] | 0,03 | 0,57 | | 1,00 | 1,00 | | |
| | 1212 | obciążenie osi równoważnej Q_0 [kN] | | | 100 | 184 | | 100 | 184 | |
| pojazd C | | 53,7 t | Q [kN] | 83 | 95 | 104 | 109 | 69 | 77 | 3,7 |
| | | | F _j [-] | 0,47 | 1,37 | | 1,41 | 0,40 | | |
| pojazd D | | 52,5 t | Q [kN] | 81 | 95 | 96 | 103 | 73 | 77 | 3,2 |
| | | | F _j [-] | 0,43 | 1,16 | | 1,13 | 0,44 | | |
| pojazd Y | | 40,0 t | Q [kN] | 20 | 80 | 80 | 60 | 80 | 80 | 1,3 |
| | | | F _j [-] | 0,002 | 0,57 | | 0,13 | 0,57 | | |

W przypadku zespołu pojazdów A o pięciu osiach i masie całkowitej 53,3 t stwierdzone przekroczenie obciążeń dopuszczalnych dla osi podwójnej pojazdu o 10% oraz osi pojedynczych przyczepy odpowiednio pierwszej o ok. 10% i drugiej o 30% odpowiada przejazdowi 6,6 osi standardowych 100 kN. Dla zestawu B również o pięciu osiach, o masie całkowitej 51,9 t, zaobserwowane zwiększenie obciążeń dla osi podwójnej pojazdu o 20% oraz osi pojedynczych przyczepy odpowiednio pierwszej o ok. 5% i drugiej o 25% odpowiada sześciu osiom standardowym o nacisku 100 kN. W przypadku dopuszczalnego obciążenia osi wynikającego z przepisów [17] i masy całkowitej zestawu wynoszącej 40 t pojazd wzorcowy X odpowiada 2,6 osiom standardowym o nacisku 100 kN.

Samochód ciężarowy z przyczepą C o sześciu osiach przy przeciążeniu osi podwójnej pojazdu o 8% oraz pojedynczej osi przyczepy o 9%, przy dopuszczalnym obciążeniu osi podwójnej przyczepy (nie większym niż 184 kN) odpowiada 3,7 osi standardowej o nacisku 100 kN. Taki sam

zestaw (pojazd D) o przeciążeniu osi podwójnej pojazdu o 20% oraz osi pojedynczych przyczepy odpowiednio pierwszej o ok. 5% i drugiej o 25% odpowiada sześciu osiom standardowym. Pojazd wzorcowy Y o masie 40 t i dopuszczalnych obciążeniach rozłożonych na wszystkie osie odpowiada 1,3 osi standardowej o nacisku 100 kN.

Analizując powyższe wyniki, należy stwierdzić, że zwiększanie obciążenia osi prowadzi do skrócenia projektowego okresu użytkowania drogi z uwagi na przyspieszone wykorzystanie liczby dopuszczalnych przejazdów. Należy mieć świadomość, iż np. dwukrotne zwiększenie obciążenia wobec projektowanego nie odpowiada dwóm przejazdom, lecz ich ośmiokrotności (zgodnie z prawem czwartej potęgi).

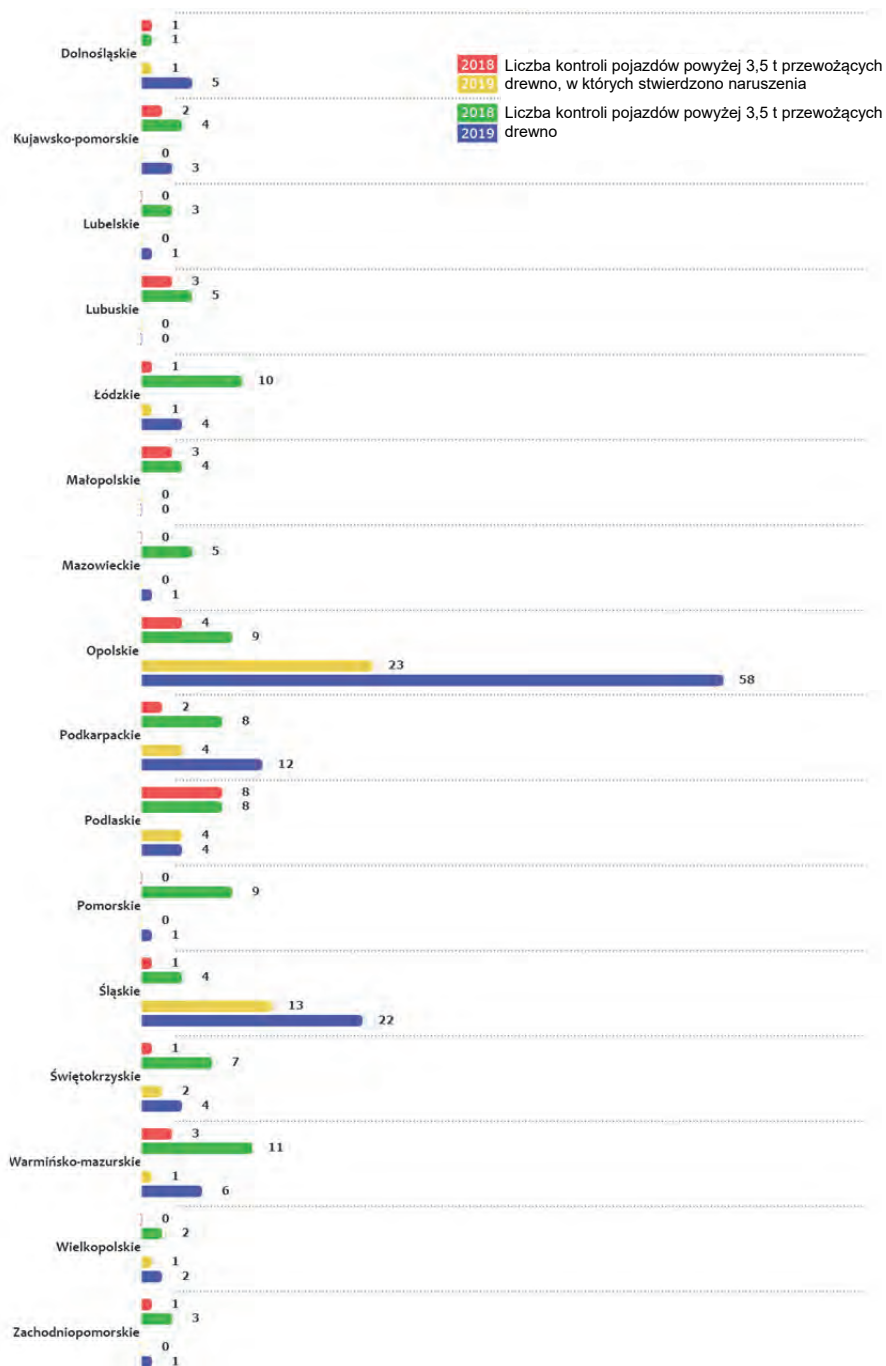
6. Poszukiwanie systemowych rozwiązań analizowanego problemu

Aby ograniczyć udział pojazdów przeciążonych, stosuje się ich kontrolę. W Polsce jednostką powołaną do kontroli pojazdów ciężarowych jest Główny Inspektorat Transportu Drogowego (GITD), któremu podlega dziesięć delegatur terenowych. Jednym z narzędzi ułatwiających wstępną kontrolę jest system preselekcyjnego ważenia pojazdów w ruchu (WIM, *weighing in motion*) [23]. Ponadto na terenie kraju zlokalizowanych jest 96 stałych i tymczasowych miejsc ważenia pojazdów [10].

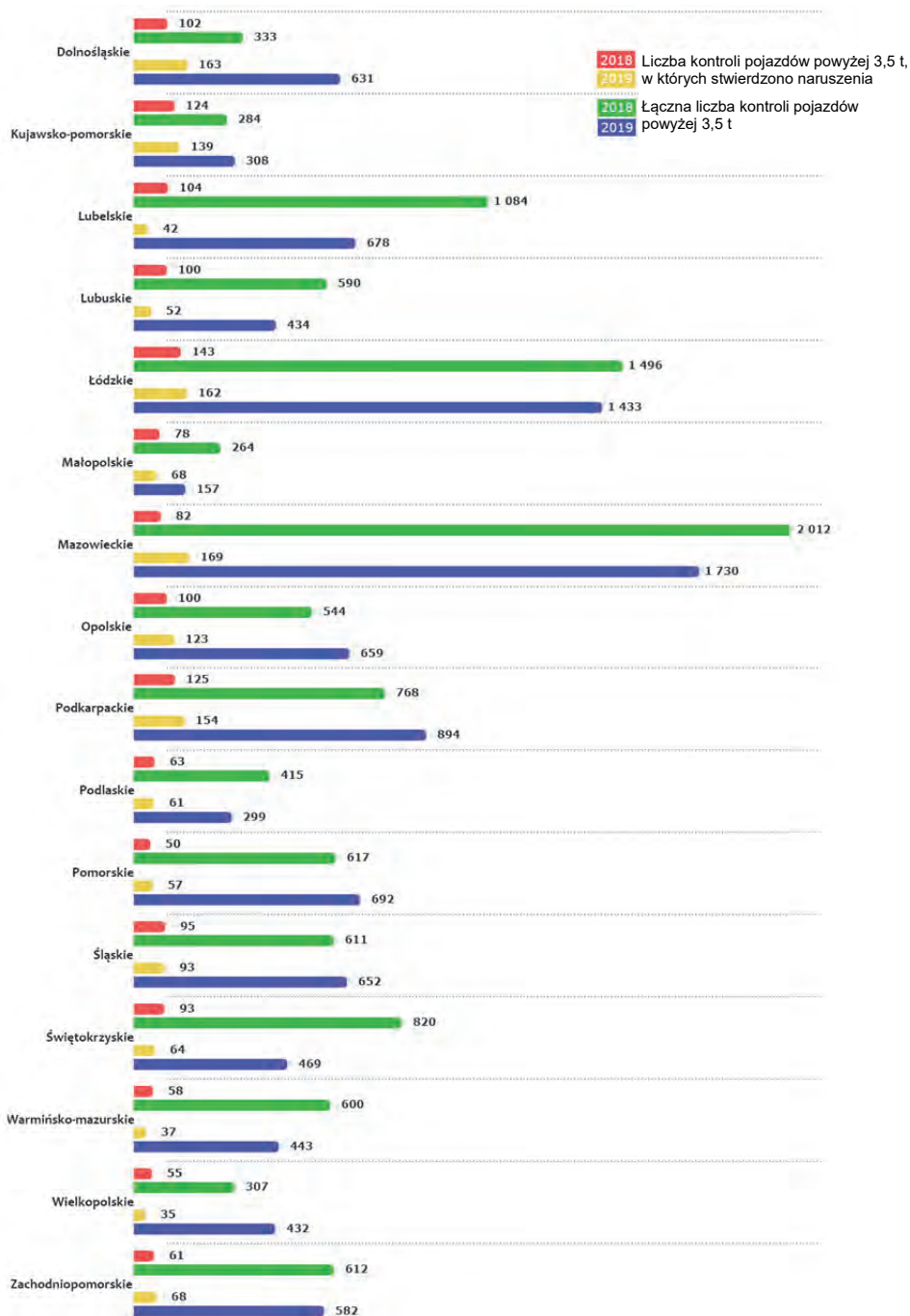
Inspekcja Transportu Drogowego kontroluje różne pojazdy poruszające się po polskich drogach, w tym również pojazdy przewożące drewno. Według danych uzyskanych z GITD w całej Polsce w 2018 r. przeprowadzono łącznie 11 381 kontroli pojazdów o dopuszczalnej masie całkowitej powyżej 3,5 t, a w 2019 r. 10 695 kontroli. Wśród wymienionych w 2018 r. były 93 samochody przewożące drewno i 124 w 2019 r. [9].

Analizując uzyskane z GITD statystyki za lata 2018–2019 [9], należy zauważyć, iż wśród kontrolowanych pojazdów przewóz drewna stanowi niewielki odsetek. Liczbę stwierdzonych nieprawidłowości w przypadku pojazdów przewożących drewno przedstawiono na rysunku 5. Statystyka kontroli wszystkich pojazdów oraz stwierdzonych naruszeń została zaprezentowana na rysunku 6.

W odniesieniu do wszystkich pojazdów, w przypadku których stwierdzono naruszenia, powyżej 10% stanowiły kontrole przewozów surowca drzewnego w województwie podlaskim (13% w 2018 r.) oraz w śląskim (14% w 2019 r.), a najwięcej w opolskim (19% w 2019 r.) [9]. Część kierowców przeciążonych pojazdów nie otrzymała kar z uwagi na wymienione wcześniej sposoby obliczania masy ładunku oraz większą



Rys. 5. Statystyka kontroli pojazdów powyżej 3,5 t przewożących drewno (oprac. własne na podstawie [9])



Rys. 6. Statystyka kontroli pojazdów powyżej 3,5 t przewożących ładunki (oprac. własne na podstawie [9])

od dopuszczalnej długości pojazdów. Jeżeli według obliczeń uwzględniających objętość ładunku i jego gęstość zgodnie z rozporządzeniem [21] masa ładunku nie powoduje przekroczenia dopuszczalnej masy zespołu pojazdów, inspektor nie może wystawić mandatu, jednak surowiec przewożony takim nienormatywnym pojazdem musi zostać przeładowany na inny pojazd. Za przejazd pojazdu nienormatywnego po drodze publicznej bez zezwolenia zgodnie z ustawą [33] inspektorzy mogą nałożyć karę zarówno na kierowcę, jak i przewoźnika.

7. Podsumowanie

Istotnym problemem dotyczącym wywozu drewna z lasu jest często obserwowane przeciążenie pojazdów ciężarowych świadczących transport surowca. Jest to zagadnienie wieloaspektowe, mające poważne skutki zarówno dla przewoźników, jak również dla wszystkich użytkowników dróg, szczególnie zaś dla stanu infrastruktury drogowej. Przyczyny przeładowania pojazdów mogą wynikać z nieświadomości kierowców dotyczącej rzeczywistej masy ładunku lub nieprawidłowych i/lub niejednoznacznych przepisów, lecz w większości przypadków – zdaniem autora – wynikają z indywidualnych interesów. Błędnie uważa się, iż winę za przeciążenie pojazdów i niszczenie infrastruktury drogowej ponoszą wyłącznie pracownicy Lasów Państwowych, czyli leśnicy.

Najczęstszą przyczyną zjawiska jest czynnik finansowy – chęć osiągnięcia korzyści finansowych przez właścicieli firm przewozowych. Zapotrzebowanie na surowiec drzewny jest bardzo duże, a mnogość firm świadczących usługi jego przewozu powoduje rywalizację cenową. Odbiorcy drewna, czyli przedsiębiorcy z branży celulozowo-papierniczej, meblarskiej itp., mają możliwość kształtowania cen przewozu. Koszty jednostkowe np. za kilometr ładowny (czyli przejazd z drewnem) zależą od długości trasy przewozu, rodzaju drewna, rozładunku i załadunku oraz tego, czy uda się zorganizować materiał na przewóz powrotny (aby nie jechać bez towaru). Średnie stawki wahają się od 4 zł do 20 zł [15, 26]. Ostatecznie o cenie przewozu decydują jednak największe firmy branży przeróbstwa drzewnego, które odbierają największe ilości surowca. Przewoźnikom często nie opłaca się świadczyć usług po zaniżonych (nawet o połowę) cenach. Aby kurs był dla nich opłacalny, przewożą większą ilość drewna niż dopuszczalna dla danego zestawu, przekraczając jego maksymalną masę całkowitą, co skutkuje przedwczesnym zużyciem taboru, możliwością ukarania mandatem przez Inspekcję Transportu

tu Drogowego, a także przyspieszoną degradacją nawierzchni dróg. W wielu rejonach Polski odbywały się protesty przewoźników i kierowców walczących o swoje prawa i godny zarobek oraz protestujących przeciwko zmuszaniu ich do niezgodnych z prawem przewozów przeciążonymi pojazdami. Manifestacje odbywały się na drogach dojazdowych do największych odbiorców surowca, m.in. w pobliżu Świecia, Ostrołki, Kwidzyna, Szczecinka i Grajewa [14, 15].

Ważną kwestią jest również niespójność przepisów związanych z przewozem surowca. Szacowanie masy ładunku na podstawie gęstości drewna bez uwzględnienia jego wilgotności (zgodnie z rozporządzeniem [21]) jest zdaniem środowiska branżowego błędne i prowadzi do przekroczenia dopuszczalnej masy całkowitej. Zaniżona wartość gęstości pozwala na przewóz większej ilości drewna według obliczeń na podstawie tablicy z rozporządzenia, niż można by przewieźć, uwzględniając rzeczywistą masę ładunku. Dodatkowo nawet w przypadku przeciążenia pojazdu, jeżeli obliczenia masy są zgodne z przyjętymi przelicznikami, inspektor nie może ukarać przewoźnika.

Konsekwencją przekroczenia tonażu pojazdów jest zagrożenie bezpieczeństwa w ruchu drogowym. Zespół pojazdów, którego dopuszczalna masa całkowita jest przekroczona, traci właściwości jezdne z powodu przesunięcia środka ciężkości. Źle zamocowany ładunek bądź nierównomiernie rozłożony jego ciężar mają wpływ na tor jazdy. Opano-



Rys. 7. Przykłady wypadków z udziałem pojazdów przewożących surowiec drzewny (na podstawie [3, 36]): a) wypadek w gminie Wieliczki, maj 2015, zestaw wiozący drewno uderzył w auto osobowe; b) wypadek w gminie Osie, lipiec 2019, zestaw wiozący drewno przewrócił się na zaparkowany pojazd, a ładunek uderzył w budynek mieszkalny

wanie pojazdu w wielu przypadkach staje się niemożliwe. Droga hamowania pojazdu o przekroczonej masie znacznie się wydłuża. Typowe wypadki to najechanie na inny samochód podczas hamowania, wypadnięcie z drogi, przewrócenie zestawu. Konsekwencją przewrócenia pojazdu jest rozsypanie ładunku, który w wielu przypadkach powoduje zagrożenie dla innych uczestników ruchu (por. rys. 7). Z uwagi na większy niż dopuszczalny ciężar pojazdu przyspieszonej degradacji ulegają ponadto jego elementy nośne oraz eksploatacyjne, np. sprężyny w amortyzatorach, poduszki, elementy cierne w układach hamulcowych itp. Zniszczeniu ulegają również opony. Przewoźnicy zauważają konieczność częstszych serwisów oraz wymiany zużytych pojazdów na nowe. Właściciele pojazdów rezygnują z usług, gdyż świadczone przez nich przewozy nie pozwalają na regulowanie opłat związanych z kosztami leasingu, serwisu oraz zapewnieniem oczekiwanego wynagrodzenia (co wynika m.in. z wcześniej przedstawionej polityki cenowej odbiorców i przewoźników) [26].

8. Wnioski

Na podstawie przeglądu literatury, analizy przepisów technicznych, ustaw i rozporządzeń, a także zaprezentowanych przykładów obliczeniowych można sformułować następujące wnioski:

- przeliczniki zaproponowane przez Ministerstwo Gospodarki i Ministerstwo Środowiska są zaniżone w odniesieniu do rzeczywistej masy surowca i mają wpływ na zwiększone masy ładunków oraz przekroczenie dopuszczalnych mas całkowitych pojazdów wywozowych,
- inspektorzy Inspekcji Transportu Drogowego powinni przeprowadzać więcej kontroli pojazdów, które przewożą surowiec drzewny, aby wyeliminować przeciążone pojazdy,
- przejazd przeciążonego zestawu pojazdów z drewnem po drogach lokalnych stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- większość nawierzchni dróg lokalnych, po których poruszają się pojazdy przewożące drewno, ma niską nośność, a przeciążone pojazdy i przekroczone naciski na osie powodują przyspieszenie ich degradacji i wyczerpanie nośności przed końcem okresu projektowego.

Literatura

- [1] Bank Danych Lokalnych. Główny Urząd Statystyczny, www.bdl.stat.gov.pl (dostęp 9.05.2020).
- [2] Biniek P.: *Drewno wokół nas i jego perspektywy w XXI w.*, www.muratorplus.pl (dostęp 30.03.2020).
- [3] Ciężarówka z drewnem runęła na auto osobowe, www.tygodnikbydgoski.pl (dostęp 9.05.2020).
- [4] Czemko B.: *Polski przemysł drzewny*. Mediaplanet, Rzeczpospolita, Warszawa 2016.
- [5] Grabarek M.: *Analiza porównawcza taboru samochodowego do wywozu drewna po kątem technologiczno-ekonomicznym*. Rozprawa doktorska, Uniwersytet Rolniczy, Kraków 2019.
- [6] Judycki J. (red.): *Opracowanie zaleceń do obliczania współczynników Równoważności obciążenia osi do projektowania nawierzchni podatnych i półsztywnych – raport z drugiego etapu badań*. Politechnika Gdańska, Gdańsk 2006.
- [7] Judycki J.: *Podstawy określania współczynników równoważności obciążenia osi do projektowania nawierzchni drogowych*. Drogi i Mosty, 2, 2006, s. 55–92.
- [8] *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych*. Zarządzenie GDDKiA nr 31 z dnia 16.06.2014 r. Katedra Inżynierii Drogowej, Gdańsk 2012.
- [9] *Kontrole ważenia w latach 2018–2019*. Materiał niepublikowany, Główny Inspektorat Transportu Drogowego.
- [10] *Mapa wag drogowych ITD*, www.tirstop.pl (dostęp 14.04.2020).
- [11] *Mascus Polska, międzynarodowy portal ogłoszeniowy sprzętu ciężkiego*, www.mascus.pl (dostęp 8.06.2020).
- [12] Palys E.: *MI: Dopuszczenie 11,5 t na wszystkich drogach niebezpieczne i niezasadne*, www.rynekinfrastruktury.pl (dostęp 14.04.2020).
- [13] PN-D-95000:2002 *Surowiec drzewny: pomiar, obliczanie miąższości i cechowanie*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2002.
- [14] *Protest przewoźników drewna*, www.drewno.pl (dostęp 9.05.2020).
- [15] *Przewoźnicy walczą*, www.firmylesne.pl (dostęp 9.05.2020).
- [16] *Raport o stanie lasów w Polsce*. Państwowe Gospodarstwo Leśne Lasy Państwowe, Centrum Informacyjne Lasów Państwowych, Warszawa 2019.
- [17] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia*. Dziennik Ustaw z 2016 r., poz. 2022.
- [18] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 21 kwietnia 2017 r. w sprawie wykazu dróg krajowych oraz dróg wojewódzkich, po których mogą poruszać się pojazdy o dopuszczalnym nacisku pojedynczej osi do 10 t, oraz wykazu dróg krajowych, po których mogą poruszać się pojazdy o dopuszczalnym nacisku pojedynczej osi do 8 t*. Dziennik Ustaw z 2017 r., poz. 878.
- [19] *Rozporządzenie Ministrów Infrastruktury oraz Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 31 lipca 2002 r. w sprawie znaków i sygnałów drogowych*. Dziennik Ustaw z 2019 r., poz. 2310.
- [20] *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 22 marca 2006 r. w sprawie szczegółowych zasad zabezpieczenia przeciwpożarowego lasów*. Dziennik Ustaw z 2006 r., nr 58, poz. 405.
- [21] *Rozporządzenie Ministra Środowiska oraz Ministra Gospodarki z dnia 2 maja 2012 r. w sprawie określania gęstości drewna*. Dziennik Ustaw z 2012 r., poz. 536.
- [22] Ryś D.: *Obciążenie dróg przez pojazdy ciężkie i ich wpływ na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych*. Inżynieria Transportowa, Katedra Inżynierii Drogowej, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2015.
- [23] Ryś D., Judycki J., Jaskuła P.: *Wpływ pojazdów przeciążonych na trwałość nawierzchni asfaltowych*. Logistyka, 6, 2014, s. 9318–9328.
- [24] Scala A., Cogill W., McNeil A.: *Comparison of the response of pavements to single and tandem axle loads*. Proceedings of the 5th ARRB Conference (5A), Sydney 1970, s. 231–252.

- [25] Sektor drzewny, papierniczy i meblarski w Polsce Wschodniej. Polska Agencja Informacji i Inwestycji Zagranicznych SA, Warszawa 2011.
- [26] Stawki cenowe za transport drewna stosowego, www.transportdrewna.fora.pl (dostęp 9.05.2020).
- [27] Szmit: 53 mld zł kosztowałoby dostosowanie nośności dróg do wymogów UE. Polska Agencja Prasowa, www.pap.pl (dostęp 23.04.2020).
- [28] Szydło A.: *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja.* Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2004.
- [29] Szymaniak P.: *Na papierze waga się zgadza. Problem z ciężarówkami wożącymi drewno.* Gazeta Prawna, www.gazetaprawna.pl (dostęp 21.03.2020).
- [30] Trzeciński G.: *Wywóz drewna wielkowymiarowego a obciążenie dróg leśnych.* Problemy Inżynierii Rolniczej, 1, 2011, s. 185–193.
- [31] *Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych (wersja pierwotna).* Dziennik Ustaw z 1985 r., nr 14, poz. 60.
- [32] *Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych.* Dziennik Ustaw z 2020 r., poz. 470.
- [33] *Ustawa z dnia 20 czerwca 1997 r. Prawo o ruchu drogowym.* Dziennik Ustaw z 1997 r., nr 98, poz. 602.
- [34] *Warunki techniczne – Zasady przygotowania do pomiaru, pomiar, obliczanie miąższości i cechowanie surowca drzewnego.* Biuletyn Informacyjny Lasów Państwowych, 11(323), Warszawa 2019.
- [35] *Wykonywanie zadań przez zarządców dróg wojewódzkich w zakresie utrzymania, remontów i ochrony dróg.* Najwyższa Izba Kontroli, Warszawa 2018.
- [36] *Wypadek na trasie Cimochy–Sobole,* Głos Olecka, www.olecko.wm.pl (dostęp 9.05.2020).
- [37] *Zasław. Przyczepy leśne,* www.zaslaw.pl (dostęp 8.06.2020).

KATARZYNA MACHOWIAK

Politechnika Poznańska

WIOLETTA NIEMCZYK

Park Narodowy Gór Stołowych

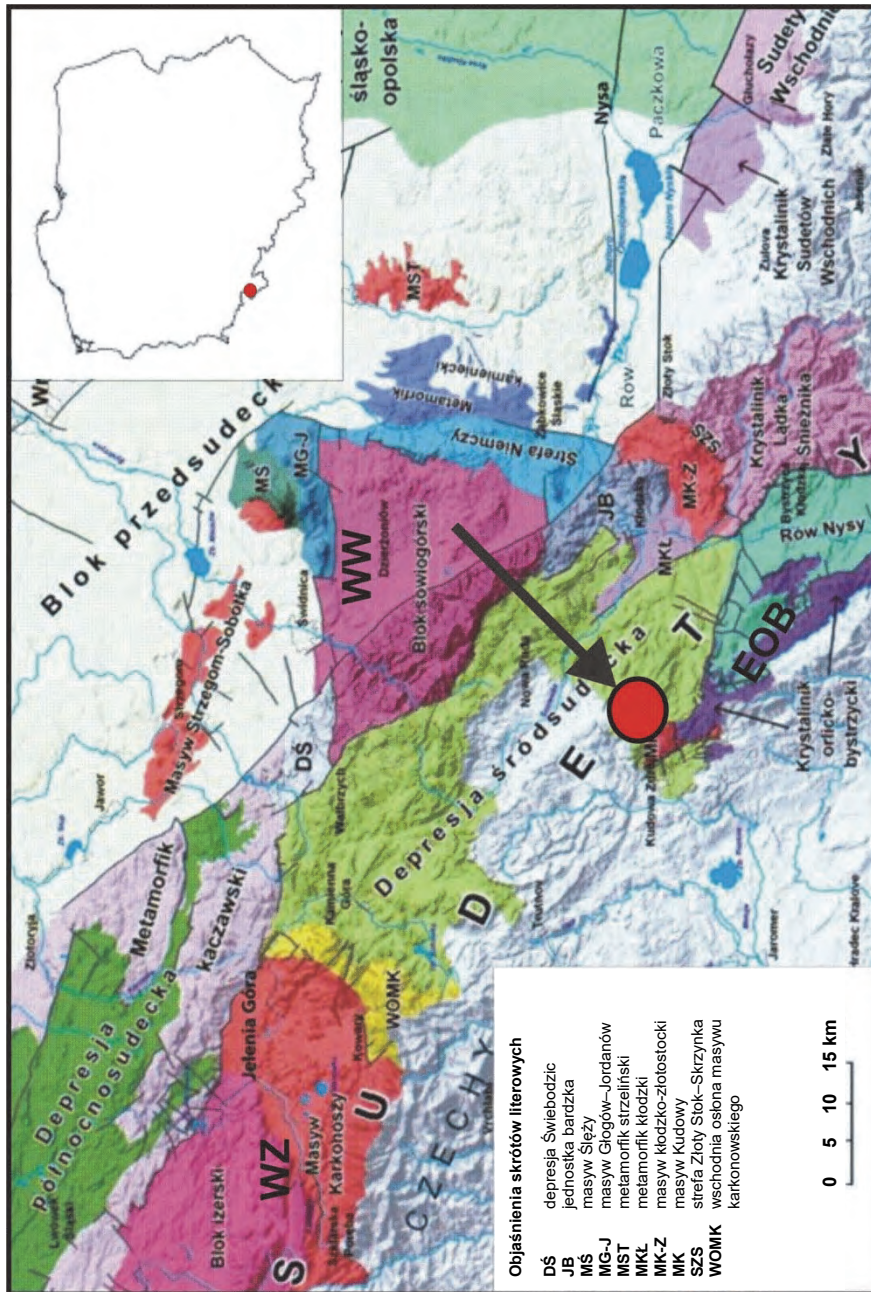
SKAŁY OKRUCHOWE SYSTEMU KREDOWEGO Z TERENU PARKU NARODOWEGO GÓR STOŁOWYCH – PETROGRAFIA I MINERAŁY CIĘŻKIE

1. Wprowadzenie

Góry Stołowe (rys. 1) słyną nie tylko z pięknych widokowo szlaków turystycznych przebiegających wśród malowniczych formacji skalnych, ale także z eksploatacji surowców skalnych na potrzeby budownictwa. Poza nieczynnymi wyrobiskami historycznymi, liczącymi nawet kilka wieków [35], oraz czynnym kamieniołomem piaskowca w Szczytnej, na terenie samego Parku Narodowego Gór Stołowych (w wydzielonej enklawie) w rejonie Radkowa nadal eksploatowany jest piaskowiec ciosowy.

Piaskowce kredowe z obszaru Gór Stołowych, ze względu na bardzo dobre parametry fizykomechaniczne, należą do najbardziej cenionych naturalnych materiałów budowlanych w Polsce [35]. Piaskowców z okolic Radkowa używano do budowy obiektów architektury średnio-wiecznej, ale także budowli renesansowych, barokowych czy współczesnych [25]. Szczególnie często surowiec ten wykorzystywano na terenie Niemiec (np. zastosowano go do wzniesienia kolumnady w Nowym Pałacu w Poczdamie [35]).

Materiał skalny w tym rejonie wykształcony jest w postaci formacji piaskowców i utworów drobnoziarnistych, zwanych „margłami” plenerskimi. Geneza i wiek samych skał są ogólnie znane. Brakuje natomiast rzetelnych informacji na temat kierunków transportu osadu zwietrzelnego, z którego te skały zostały zbudowane.



Rys. 1. Schematyczne położenie obszaru badań na tle mapy geologicznej Sudetów, http://geoportal.pgi.gov.pl/portal/page/portal/zrozumiec_ziemie/wycieczki/sudety_1

2. Piaskowce ciosowe i „margle” plenerskie

W Górach Stołowych, a zarazem na większości obszaru zajmowanego przez obszar Parku Narodowego Gór Stołowych (dalej PNGS) dominują skały osadowe systemu kredowego. Wykształcone są one w postaci zlityfikowanych osadów górnej kredy, które sedymentowały w warunkach morskich od górnego cenomanu po dolny koniak [10–12, 28, 33] (rys. 2).

W kompleksie skał opisywanego obszaru wyróżnia się następujące litosomy: litosom „margli” plenerskich (zróżnicowanych wewnętrznie) oraz trzy zasadnicze litosomy piaskowców ciosowych: dolny, środkowy i górny [10, 11, 22, 23].

Zwyczajowa nazwa piaskowce ciosowe pochodzi od regularnego systemu spękań powstałego podczas diagenety (zmiany objętości skały podczas zamiany luźnego osadu w litą skałę), a także wskutek odprężenia w czasie wypiętrzania oraz wpływu późniejszej, lokalnej aktywności tektonicznej. Dominują spękania pionowe, prostopadłe do płytowo zalegających piaskowców i margli, które cechuje różna odporność na wietrzenie. Materiał, z którego powstały piaskowce ciosowe, deponowany był od najstarszego, a zarazem najniżej zalegającego w profilu pionowym dolnego piaskowca ciosowego powstałego w górnym cenomanie poprzez środkowy piaskowiec ciosowy powstały w turonie aż po górny piaskowiec ciosowy powstały na przełomie górnego turonu i dolnego koniak [np. 11, 33].

Piaskowcom towarzyszą tzw. margle plenerskie, które są zwykle przez nie ograniczone zarówno w stropie, jak i spągu [33]. Termin „margiel” plenerski jest nazwą zwyczajową litosomu osadów drobnoziarnistych. Pod mylącym (dlatego termin ten jest dalej konsekwentnie pisany w cudzysłowie) określeniem „margle” w istocie kryją się zróżnicowane drobnoziarniste osady o dominującym składzie wapnistych mułowców [np. 33]. „Margle” plenerskie kontaktują się z piaskowcami ciosowymi poszczególnych litosomów w sposób przejściowy lub ostry, w zależności od sposobu deponowania piaskowców [11, 22].

2.1. Warunki sedymentacji i wiek osadów

Po okresach intensywnej erozji obszaru Masywu Czeskiego (włączając teren dzisiejszych Sudetów) w górnym triasie poprzez jurę aż po dolną kredę oraz w późnej kredzie na tereny znajdujące się obecnie w grani-

cach PNGS nastąpiła transgresja morza. Postępujący od południowego zachodu zalew tzw. Morza Czeskiego prawdopodobnie przebiegał dość gwałtownie [33]. Po początkowej depozycji osadów grubookruchowych (m.in. zlepieńców muszlowych z Kudowy), piaskowców glaukonitowych, a następnie piaskowców wapnistych, mułowców i innych osadów agradacyjnych (związanych z szybkim wypełnianiem zbiornika) następowała dalsza sedymentacja materiału piaszczysto-mułowcowego. Właśnie ten okruchowy materiał był odpowiedzialny za powstanie dominujących w zbiorniku osadów, które dziś zlityfikowane do postaci piaskowców i „margli” zajmują największą pod względem obszarowym i objętościowym część PNGS.

W początkowej fazie wypełniania basenu powstał litosom dolnych piaskowców ciosowych – wykształconych w formie arenitów kwarcowych z dużym udziałem zielonego glaukonitu (rys. 2). Najwięcej piaskowców ciosowych i najpełniejszy profil tego litosomu można spotkać w rejonie Chocieszowa. Zapis warunków sedymentacji od środkowego turonu po koniak świadczy o zmieniającej się linii brzegowej i okresowym pogłębianiu basenu [33]. Wydarzenia te znalazły odzwierciedlenie w budowie formacji piaskowców ciosowych, w których Wojewoda [33] wydzieliła dwa kolejne, diachroniczne litosomy. Owa diachroniczność (różnoczasowa, następująca po sobie depozycja) osadów pozwoliła podzielić skały na litosom środkowego piaskowca ciosowego – wykształcony w postaci subarenitów kwarcowo-skaleniowych, najlepiej reprezentowanych w profilu Progu Radkowa [27, 31], oraz litosom górnego piaskowca ciosowego – wykształcony w postaci arenitów kwarcowych [np. 6, 32], najlepiej odsłaniających się w najbardziej znanych masywach Gór Stołowych (Szczelińca, Skalniaka, Białych Ścian i rejonu Batorowa) (rys. 2). Od niedawna z litosomu środkowego piaskowca ciosowego Wojewoda [33] wydzieliła jeszcze jeden litosom – tzw. piaskowców międzyplenerskich. Litosom ten cechuje biała barwa skał, prawdopodobnie wynikająca z większego zwietrzenia skaleni [11, 33] (rys. 2).

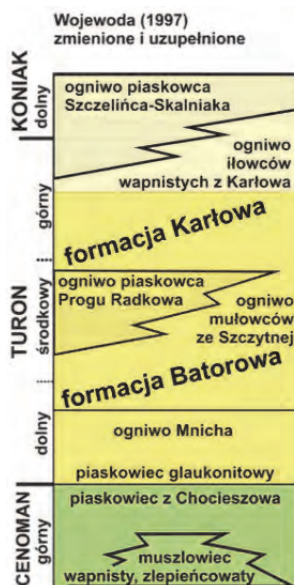
„Margle” plenerskie stanowią drugą odmianę litologiczną wśród skał górnokredowych odsłaniających się na terenie PNGS. Pomimo że obszarowo zajmują większy teren niż piaskowce ciosowe, w odróżnieniu od nich „margle” nigdy nie stanowiły wdzięcznego obiektu badań. Ze względu na swą drobnoziarnistość są bowiem przedmiotem trudnym do analizy, a do ich rozpoznania petrograficznego i facjalnego konieczne jest zastosowanie wielu dodatkowych metod badawczych. Skały drobnoziarniste związane z tym litosomem, ze względu na szybsze wietrzenie (spowodowane niekiedy znaczną zawartością węglanów) dominują

obecnie na wyplaszczeniach (np. na Równinie Łężyckiej – tzw. sawannie) i w morfologii terenu są zdecydowanie słabiej eksponowane niż piaskowce.

Pozycja stratygraficzna „margli” plenerskich, szczególnie ich umiejscowienie względem piaskowców ciosowych, przez wiele lat była przedmiotem kontrowersji i odmiennych niż obecne hipotez [np. 15]. Współcześnie panuje przekonanie, że są to osady wieku od dolnego po środkowy turon [10], wykształcone w postaci warstw drobnoziarnistych, zazębiających się z tożsamymi wiekowo piaskowcami. Rozbieżności w poglądach na temat stratygrafii, i to zarówno piaskowców, jak i „margli” plenerskich, wynikają z ubóstwa i słabego zachowania się makrofauny w osadach. Próby stratygrafii otwornicowej (mikrofauny) ze względu na ubóstwo form przewodnich również nie przyniosły oczekiwanych rezultatów [24]. Jerzykiewicz i Wojewoda [10] zaproponowali podział stratygraficzny osadów górnokredowych oparty wyłącznie na makrofaunie inoceramowej (*Inoceramus* – ważny stratygraficznie rodzaj małża). Na podstawie tych wydzieleni stwierdzono, że w osadach wczesnego turonu przewodni jest gatunek małża *Inoceramus labiatus*, środkowego turonu – *Inoceramus lamarcki*, a w osadach górnego turonu – *Inoceramus schloenbachi*. Transgresywne, starsze osady górnego cenomanu, a szczególnie piaskowce glaukonitowe zawierają z kolei skamieniałości belemnitów z gatunku *Actinocamax plenus*, żyjących na granicy cenomanu i turonu.

W przypadku „margli” plenerskich wg Jerzykiewicza i Wojewody [10] występowanie skamieniałości z gatunków *Inoceramus labiatus* i *Inoceramus lamarcki* potwierdza ich wczesno- i środkowoturoński wiek, z czym częściowo polemizuje Rotnicka [22]. Wśród kompleksu „margli” plenerskich wyróżniła ona trzy dominujące grupy skał: okruchowe (piaskowce pylaste i piaskowce o spoiwie węglanowym oraz piaskowce glaukonitowe), organogeniczne (spongiolity) i okruchowo-węglanowe (margle, margle pylaste, mułowce i mułowce wapniste z odmianą glaukonitową, pyłowce wapnisto-ilaste i wapienie). Podzieliła także osady litosomu „margli” plenerskich na trzy szczegółowo scharakteryzowane facje. W obrębie najmłodszego profilu (w części północnej – profil Studzienna) autorka ta dopatruje się jednak obecności młodszego poziomu *Inoceramus schloenbachi*, a nawet sugeruje możliwy jeszcze młodszymi – koniacki wiek tych osadów. Osady plenerskie zostały zaliczone przez Rotnicką do utworów deponowanych na szelfie, poniżej podstawy falowania. Obecnie „margle” plenerskie uważa się za odpowiedniki piaskowców, powstałe w nieco innych warunkach depozycyjnych [11, 22].

Licznie zachowane w piaskowcach struktury sedymentacyjne oraz nieco uboższe dane paleontologiczne dostarczają ważnych informacji na temat zachodzących w zbiorniku procesów i panujących warunków depozycji osadów, m.in. na temat środowiska i tempa sedymentacji, dynamiki wód zbiornika, geodynamiki dna, organizmów żyjących w osadzie i ich aktywności. Badania na terenie PNGS dotyczące zapisu wymienionych procesów w osadzie prowadzone były od dziesięcioleci, a ich wyniki dostępne są w postaci licznych publikacji [m.in. 2–10, 14–21, 26–34].



Rys. 2. Schemat litostratygraficzny górnej kredy na obszarze PNGS [wg 31, 33]

Serie osadowe skał systemu kredowego nie doczekały się jednak dotąd kompleksowych badań mineralogicznych i petrologicznych, które pomogłyby w dalszym odtworzeniu położenia obszarów źródłowych dla zwiertzeliny skał systematycznie wypełniającej zbiornik sedymentacyjny u schyłku kredy. Opisy petrograficzne płytek cienkich, wykonanych wyłącznie z piaskowców górnych, oraz analizy minerałów ciężkich z tychże zawarte są w publikacji Jerzykiewicza z 1968 r. [5], jednak nie ma tam odniesienia do wszystkich litofacji, które zostały wydzielone znacznie później. Nie były także analizowane „margle” plenerskie.

Istnieje kilka hipotez na temat położenia i granic obszarów lądowych w później kredzie (rys. 3), które mogły być potencjalnym źródłem osa-

dów zwietrzelinowych dla sedymentacji w basenie śródsudeckim [np. 10, 33, 36]. Nie prowadzono dotąd kompleksowych badań mineralogicznych, które pomogłyby w określaniu kierunku transportu osadu do tego basenu, a tym samym rzuciły nowe światło na położenie obszaru bądź obszarów źródłowych. Pierwszym krokiem w kierunku ich rozpoznania jest właśnie prezentowana analiza zespołów minerałów ciężkich, które występują w poszczególnych odmianach piaskowców i „margli”. Minerale ciężkie będą stanowić dobry materiał wyjściowy do dalszych badań korelacyjnych z materiałem z obszarów potencjalnie źródłowych.



Rys. 3. Schemat paleogeograficzny dla środkowej części Sudetów w późnej kredzie [33]. Objasnienia symboli: 1 – stożki napływowe, 2 – delty, 3 – plaże i płytki szelf, 4 – obszary lądowe, 5 – obszary zbudowane ze skał krystalicznych, 6 – kierunki paleotransportu, ZK – Zapadlisko Kudowy, MK – Masyw Kudowy, GS – pozycja dzisiejszych Gór Stołowych

3. Opisy petrograficzne i skład mineralny frakcji ciężkiej

3.1. Materiał i metodyka badań

Pierwszym etapem badań było pobranie 14 pilotażowych próbek skał do badań petrograficznych oraz do analizy składu mineralnego frakcji ciężkiej analizowanych osadów. Próbki zostały pobrane z trzech głównych litosomów piaskowców: dolnego, środkowego i górnego oraz z przeławicających je „margli” plenerskich. Dwie próbki pobrano także z litosomu tzw. piaskowców międzypłenerskich. Lokalizacja poboru próbek została ustalona na podstawie mapy geologicznej PNGS [33].

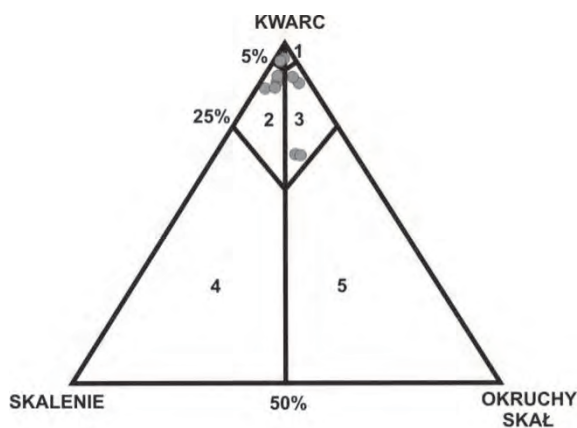
Ze wszystkich próbek w Instytucie Geologii Uniwersytetu im. Adama Mickiewicza wykonano płytki cienkie do oglądu pod mikroskopem polaryzacyjnym. Te same próbki zostały skruszone, zmielone i rozdzielone na sitach, a następnie frakcja ciężka (ziarna o średnicy 0,063–0125 mm) została wydzielona w cieczy ciężkiej (poliwolframianie sodu) o gęstości około 2,84 g/cm³. Wykonano z niej ziarnowe preparaty nasypowe zatopione w balsamie kanadyjskim.

Analizy mikroskopowe minerałów frakcji ciężkiej przeprowadzono na wszystkich 14 próbkach pod mikroskopem polaryzacyjnym oraz cyfrowym mikroskopem stereoskopowym.

3.2. Charakterystyka petrograficzna skał

3.2.1. Piaskowce

Analizowane piaskowce ciosowe są wewnątrznie zróżnicowane i reprezentują arenity kwarcowe, subarkozowe i sublityczne (rys. 4). Pomimo że we wszystkich skałach w składzie mineralnym dominuje kwarc i nie ma w nich (poza próbką 3) znaczącego udziału drobnoziarnistego matrixu, skały te różnią się pozostałym składem mineralnym i rodzajami spoiwa.

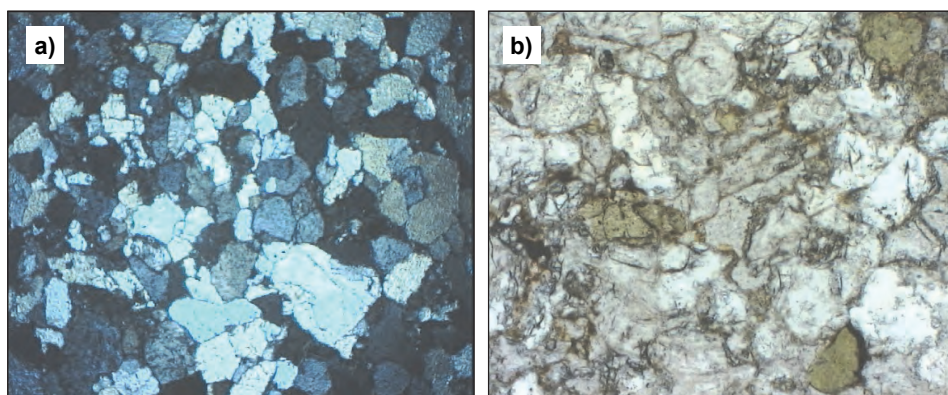


Rys. 4. Pozycja analizowanych piaskowców ciosowych na trójkącie klasyfikacyjnym [13]: 1 - arenity kwarcowe, 2 - arenity subarkozowe, 3 - arenity sublityczne, 4 - arenity arkożowe, 5 - arenity lityczne

Próbki 1 i 2 reprezentują tzw. piaskowce międzypłenerskie z rejonu Dziczego Grzbietu. Obie próbki są podobnie wykształcone i stanowią arenity subarkozowe o spoiwie krzemionkowym (rys. 5a). Skały, oprócz

dominującego udziału kwarcu, zawierają zserycytyzowane skalenie potasowe oraz nieliczne relikty minerałów ilastych po biotycie. W obu próbkach zauważalny jest pigment z utlenionych związków żelaza, pochodzący prawdopodobnie z rozpadu minerałów femicznych.

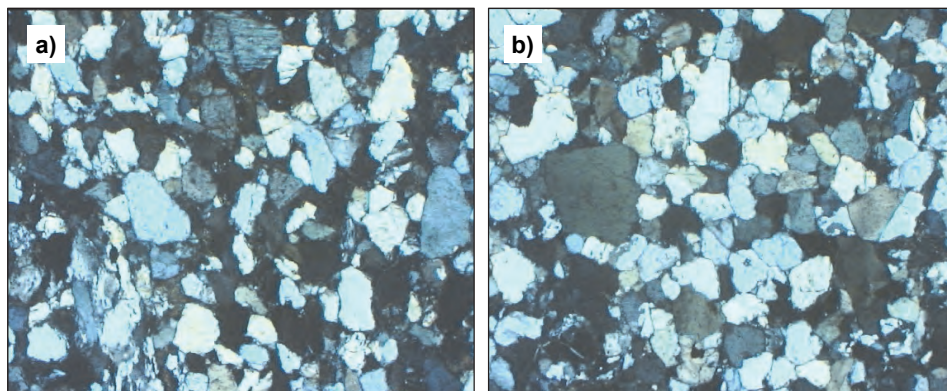
Próbki 3 i 4 są to piaskowce glaukonitowe pobrane z obszaru kontaktu piaskowców czerwonego spągowca z piaskowcem kredowym (glaukonitowym) od strony Wambierzyc. Reprezentują arenit sublityczny (próbka 3, rys. 5b) i arenit sublityczny na pograniczu waki sublitycznej o spoiwie krzemionkowym. Skały, obok kwarcu, zawierają zserycytyzowane skalenie potasowe, litoklasty skał krzemionkowych, glaukonit (do 15%), nieliczne plagioklasy, a także nieliczne relikty minerałów ilastych po biotycie. W próbkach zauważalny jest rozproszony pigment z utlenionych związków żelaza. Dodatkowo w próbce 4 zauważalny jest niewielki udział drobnoziarnistego matrixu.



Rys. 5. Mikrofotografie piaskowców pod mikroskopem polaryzacyjnym: a) arenit subarkozowy, XN, pow. 25× (próbka 2); b) arenit sublityczny (próbka 3), 1N, pow. 50×

Próbki 11 i 12 stanowią piaskowce kwarcowo-skaleniowe pobrane z niewielkich wychodni w obrębie Progu Radkowa. Są to arenity subarkozowe, w których obok pokruszonych ziaren kwarcu licznie reprezentowany jest skaień potasowy oraz skupiska innych minerałów ilastych zastępujące przypuszczalnie zielony glaukonit. Spoiwo tych skał jest krzemionkowo-ilasto-żelaziste (rys. 6a).

Próbki 13 i 14 reprezentują piaskowce kwarcowe pobrane w pobliżu masywu Skalniaka. Obie próbki stanowią arenity kwarcowe o spoiwie krzemionkowym (ryc. 6b). W skale występują nieliczne ilaste pseudo-morfozy po biotycie lub też glaukonicie.



Rys. 6. Mikrofotografie piaskowców pod mikroskopem polaryzacyjnym: a) arenit subarkozowy, XN, pow. 50× (próbka 12); b) arenit kwarcowy (próbka 14), XN, pow. 50×

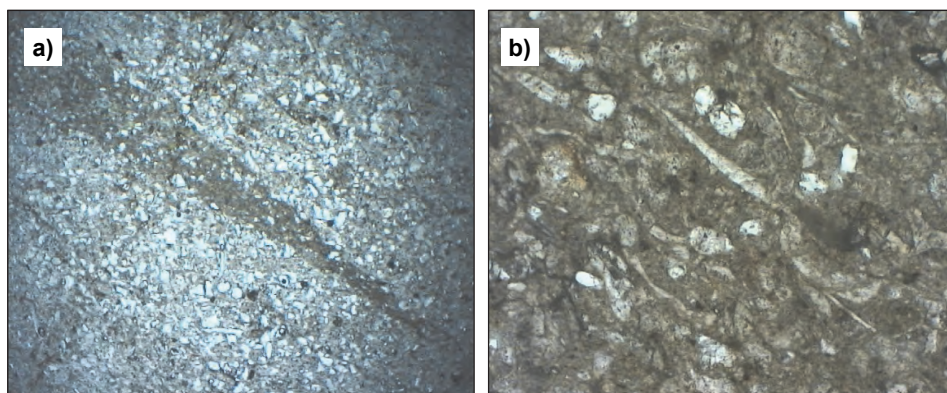
3.2.2. „Margle”

W badanych próbkach można rozpoznać trzy grupy skał drobno-okruchowych, które ogólnie zaliczono do grupy „margli”. Należą do nich: skały z pogranicza piaskowców i „margli” o wyraźnie większym ziarnie – zawierające dużo glaukonitu, typowe margle węglanowe z liczną mikrofauną oraz „margle” bezwęglanowe – zawierające znaczną ilość minerałów nieprzezroczystych.

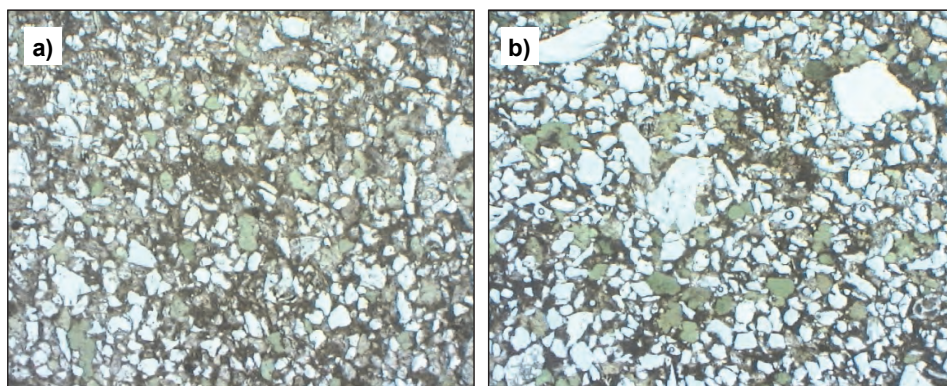
Próbki 5 i 6 stanowią „margle” plenerskie z odsłonięcia przy tzw. czarnym trakcie odcinka drogi Batorówek–Chocieszów (pomiędzy wyłotami czarnego i niebieskiego szlaku turystycznego).

W obu skałach dominują pokruszone ziarna kwarcu, zauważa się podrzędnie glaukonit oraz liczne minerały nieprzezroczyste. Spoiwo jest krzemionkowo-ilasto-żelaziste. W skałach raczej nie występują węglany. Nie widać ich pod mikroskopem, próbki nie wykazują też reakcji z kwasem solnym. Miejscami (szczególnie w próbce 5) zauważalne są zaznaczone zmianą barwy wydłużone formy przypominające relikty igieł gąbek (rys. 7a).

Próbki 7 i 8 to „margle” plenerskie z odsłonięcia w skarpie przy drodze ponad Górnymi Łężycami. Obok pokruszonych ziaren kwarcu w skałe występują pojedyncze ziarna glaukonitu oraz stosunkowo licznie minerały nieprzezroczyste. Spoiwo jest węglanowo-ilaste. Zauważalne są liczne mikroszczałki organiczne, otwornice i igły gąbek (rys. 7b). Skały te, reagujące intensywnie z kwasem solnym, są typowymi marglami z dużym udziałem węglanów.



Rys. 7. Mikrofotografie „margli” pod mikroskopem polaryzacyjnym: a) „margiel” bezwęglanowy o spoiwie krzemionkowo-ilasto-żelazistym, 1N, pow. 50× (próbka 5); b) „margiel” plenerski z liczną mikrofauną (próbka 8), 1N, pow. 50×



Rys. 8. Mikrofotografie skał z pogranicza arenitów sublitycznych i „margli” piaszczystych pod mikroskopem polaryzacyjnym: a) skały bezwęglanowe o spoiwie krzemionkowo-ilasto-żelazistym, 1N, pow. 50× (próbka 9); b) „margiel” (próbka 10)

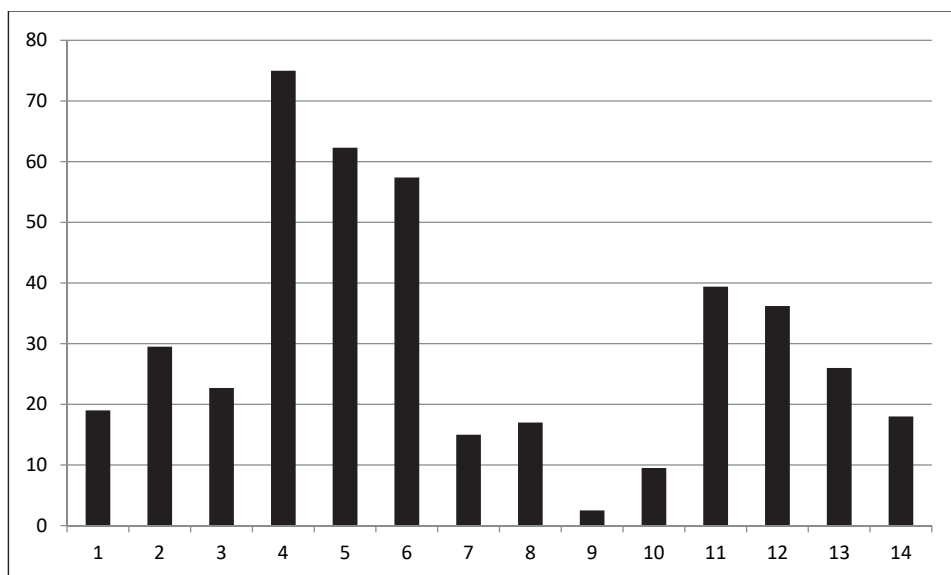
Próbki 9 i 10 zostały pobrane z niewielkich wychodni skał w dolinie Dańczówki. Reprezentują skały okruchowe z pogranicza piaskowców i margli, trudno zatem zakwalifikować je jednoznacznie (bez wykonania analizy granulometrycznej) do którejś z tych dwóch grup. Obie próbki można opisać jako skały z pogranicza drobnoziarnistego arenitu sublitycznego i „margla” piaszczystego. Oprócz pokruszonych ziaren kwarcu w skałach tych bardzo licznie reprezentowany jest glaukonit (20–30%), podrzędnie można spotkać skałęń potasowy i łyszczyki (rys. 8a). W przypadku próbki 10, która zawiera większe ziarna kwarcu, dodatkowo za-

uważalny jest niewielki udział minerałów nieprzezroczystych. Spoiwo stanowi mieszanka krzemionki, minerałów ilastych i związków żelaza (rys. 8b). Skały nie zawierają węglanów (nie wykazują reakcji z kwasem solnym).

3.3. Charakterystyka minerałów ciężkich

Minerały ciężkie oznaczano na reprezentatywnych próbkach, zliczając, w zależności od frekwencji, pomiędzy 150 a 300 ziaren. Skały drobno-okruchowe z grupy „margli” plenerskich miały na ogół mniejszy udział frakcji ciężkiej w objętości skały (0,5–1%) aniżeli piaskowce, w których minerały ciężkie stanowiły zwykle 2–4%.

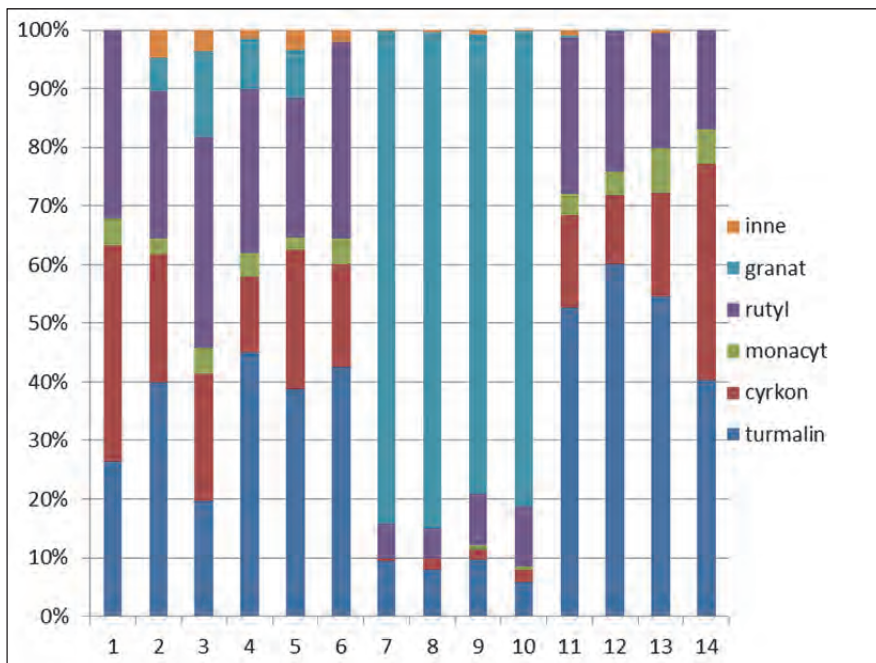
We wszystkich skałach okruchowych występuje znaczne zróżnicowanie zawartości minerałów nieprzezroczystych. Największy ich udział odnotowano w trzech próbkach: jednej próbce piaskowca (próbka 4 – aż 75% minerałów nieprzezroczystych) oraz w dwóch próbkach „margli” (próbce 5 – 62,3% i próbce 6 – 57,4%). W pozostałych próbkach udział minerałów nieprzezroczystych jest bardzo różny i mieści się w przedziale 2,5–39,4% (rys. 9).



Rys. 9. Procentowy udział minerałów nieprzezroczystych w poszczególnych próbkach analizowanych skał

Zespół minerałów ciężkich (bez minerałów nieprzezroczystych) w obrębie skał piaszczystych nie jest bardzo zróżnicowany, choć główne minerały różnią się frekwencją w zależności od rodzaju piaszczowca. Do minerałów ciężkich, które są w nich bardzo licznie reprezentowane, należą turmalin, rutil, cyrkon, monacyt i granat. Marginalnie występują też inne minerały, np. staurolit, sillimanit, anataz czy dysten.

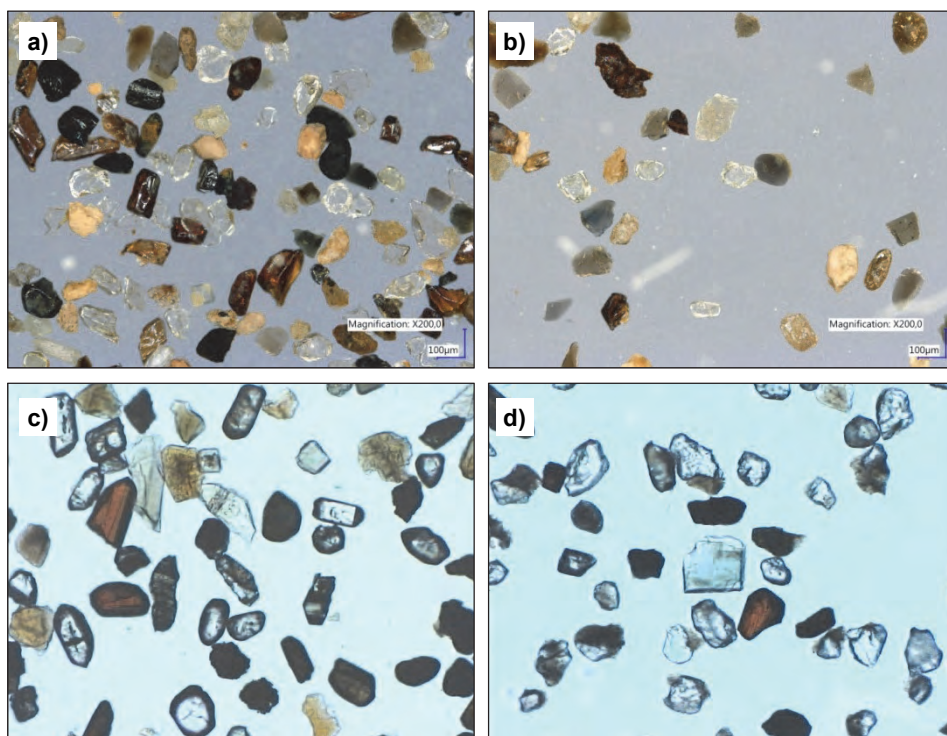
„Margle” cechuje natomiast zróżnicowanie pod względem składu minerałów ciężkich. W dwóch odmianach (próbki 5 i 6) występują bardzo podobne zespoły mineralne do tych rozpoznanych w piaszczowcach. Dominują w nich turmalin, rutil, cyrkon i monacyt, podrzędnie występują też granaty. Pozostałe skały z tej grupy znacząco różnią się zwiększoną frekwencją granatu. Węglanowe próbki margli (próbki 7 i 8) zawierają głównie granaty, a spośród innych minerałów jedynie podrzędnie występują w nich turmalin i rutil oraz zupełnie akcesorycznie cyrkon. Bardzo podobny skład minerałów ciężkich odnotowano w skałach z pogranicza piaszczowców i „margli” (próbki 9 i 10). Pomimo iż rutilu i turmalinu jest tu już nieco więcej, i tak przytłaczającą frekwencją wykazuje granat.



Rys. 10. Wykres przedstawiający procentowy udział przezroczystych minerałów ciężkich w poszczególnych próbkach analizowanych skał (na osi poziomej - numery próbek)

Procentowy udział zespołów minerałów ciężkich we wszystkich próbkach został przedstawiony zbiorczo na wykresie (rys. 10).

Zróżnicowanie form morfologicznych kryształów, ich stopień automorfizmu i obtoczenia są bardzo zróżnicowane w obrębie niemal każdej grupy mineralnej. W próbkach reprezentujących wszystkie litosomy występują różnobarwne turmaliny. Dominuje zabarwienie od jasnożółtego po ciemnobrązowe, zdarzają się jednak formy zielonkawe, niebieskie i różowe. Cyrkony są zwykle bezbarwne, rzadziej żółtawe, od typowo magmowych kryształów automorficznych po obtoczone formy pochodzenia osadowego lub metaosadowego. Rutyl zdarza się w automorficz-



Rys. 11. Zespoły minerałów: a) próbka 3; b) próbka 13 – minerały ciężkie pod mikroskopem stereoskopowym z obrazowaniem cyfrowym, w obu próbkach widoczne różnobarwne turmaliny oraz rutyle i cyrkony o różnym stopniu automorfizmu, a także monacyt i minerały nieprzezroczyste; c) zespół minerałów ciężkich pod mikroskopem polaryzacyjnym (próbka 14), w obrazie mikroskopowym widoczne są różnobarwne turmaliny, automorficzny i hipautomorficzny cyrkon, automorficzny i hipautomorficzny rutyl oraz minerały nieprzezroczyste (1N); d) zespół minerałów ciężkich pod mikroskopem polaryzacyjnym (próbka 7), zauważalna dominacja granatów, podrzędnie rutyl, niebieskawy turmalin, cyrkon oraz minerały nieprzezroczyste (1N)

nych postaciach kryształów, najczęściej jednak spotykany jest jako kse-nomorficzny lub po prostu pokruszony. Niektóre zespoły minerałów ciężkich zostały przedstawione na fotografiach (rys. 11).

4. Podsumowanie

Wyniki dotychczasowych podstawowych badań petrograficznych oraz analizy minerałów frakcji ciężkiej pozwoliły na sformułowanie kilku wstępnych tez i wniosków.

Skład mineralny frakcji ciężkiej w poszczególnych litosomach piaskowcowych oraz w „marglach” plenerskich wykazuje zróżnicowanie. Ze względu na różny skład mineralny skały można podzielić na te, w których dominują minerały zespołu: turmalin, rutyl, cyrkon oraz takie, w których dominującymi minerałami są granaty. Do pierwszej grupy należy zaliczyć wszystkie piaskowce turońskie, dolnego, środkowego i górnego litosomu oraz tzw. piaskowce międzypłenerskie. W tę grupę wpisują się też bezwęglanowe „margle”, które zostały pobrane w skarpie przy drodze batorowskiej. Drugą, wyraźnie odrębną mineralogicznie grupę stanowią cztery skały przynależne do facji „margli” plenerskich. Spośród nich dwie próbki to rzeczywiste margle (zawierają węglany i minerały ilaste) z okolic Łężyc Górnych, obfitujące w mikroszczałki organiczne. Pozostałe dwie próbki, pobrane z wychodni w dolinie Dańczówki, w istocie bardziej przypominają drobnoziarniste arenity sub-lityczne aniżeli „margle”. Skały te obfitują w glaukonit, który występuje w nich w udziale do 30%, nie zawierają jednak węglanów. Wydaje się, że wszystkie skały zasobne w granat były zasilane osadem z innego źródła aniżeli skały pozostałe. Być może te osady są nieco starsze i pochodzą z przełomu cenomanu i dolnego turonu. Tak daleko idące wnioski wymagają jednak dalszego potwierdzenia.

Zespoły minerałów ciężkich są również zróżnicowane wewnętrznie. We wszystkich litosomach występują różnobarwne turmaliny. Przeważa zabarwienie od jasnożółtego po ciemnobrązowe, zdarzają się jednak formy zielonkawe, niebieskie i różowe. Takie zróżnicowanie kolorystyczne może wynikać z fluktuacji w składzie chemicznym tej grupy minerałów, co z kolei może sugerować pochodzenie turmalinów z różnych środowisk (np. magmowych i metamorficznych). Podobne wnioski, o heterogenicznym pochodzeniu, nasuwają się także po analizie form morfologicznych kryształów cyrkonu. Można zauważyć dość znaczny udział cyrkonów magmowych o prawidłowej budowie, których obec-

ność sugeruje bliski transport, a które mogą posłużyć do dalszej analizy typologicznej. Oprócz nich występują jednakże formy mniej lub bardziej obtoczone, które prawdopodobnie pochodzą z innych środowisk (skał metaosadowych). W odniesieniu do badań frakcji ciężkiej z piaskowców ciosowych górnych, zawartych w publikacji Jerzykiewicza [5], w żadnej z obecnie przeanalizowanych próbek nie stwierdzono zawartości amfiboli czy epidotu, które opisano jako składowe zespołu minerałów ciężkich w wymienionej publikacji [5].

Przedstawione wyżej wstępne wyniki badań oparte są na analizie składu minerałów ciężkich z 14 pilotażowych próbek skał systemu kredowego pobranych celowo z wydzielanych dotąd [np. 31, 33] trzech, a licząc z piaskowcem międzyplenerskim – czterech głównych litosomów piaskowcowych, a także z wychodni „margli” plenerskich. Badania te mają stanowić zaczątek dalszych analiz porównawczych skał systemu kredowego ze skałami potencjalnych obszarów alimentacyjnych. Porównania te wymagają jednak bardziej zaawansowanej metodyki badawczej, przede wszystkim zaś określenia składu chemicznego wybranych grup minerałów, które mogą być przydatne do dokładniejszych korelacji, głównie składu granatu i turmalinu [1]. W planie dalszych badań jest także zestawienie zespołów mineralnych z paleośrodowiskiem dna, w którym te osady były deponowane.

Podziękowania

Badania zostały sfinansowane w 2019 r. z Funduszu Leśnego Lasów Państwowych, tytuł projektu: „Analiza mineralogiczna skał systemu kredowego z terenu Parku Narodowego Gór Stołowych w celu określenia obszarów alimentacyjnych oraz potencjalnych kierunków transportu osadu. Etap I”.

Autorki dziękują Panu mgr. Arturowi Wilmańskiemu z GDDKiA Oddział Poznań, a także Kierownictwu tegoż Oddziału za umożliwienie wykorzystania do niniejszych badań cyfrowego mikroskopu stereoskopowego.

Literatura

- [1] Biernacka J.: *Provenance of Upper Cretaceous quartz-rich sandstones from the North Sudetic Synclinorium, SW Poland: constraints from detrital tourmaline*. Geological Quarterly, 56(2), 2012, s. 315–332.

- [2] Jerzykiewicz T.: Środowisko sedymentacyjne piaskowców Szczelińca. *Acta Geologica Polonica*, Vol. XVI, 4, 1966, s. 413–443.
- [3] Jerzykiewicz T.: *New data about the sedimentation in the Upper Cretaceous sandstones of the Góry Stołowe (Middle Sudetes)*. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences*, Vol. XVI, 1, 1966, s. 53–59.
- [4] Jerzykiewicz T.: *Significance of the cross-bedding for the paleography of the Upper Cretaceous sedimentary basin of the North Bohemia, Saxon and Sudetes*. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences*, 15(2), 1967, s. 71–77.
- [5] Jerzykiewicz T.: *Sedymentacja górnych piaskowców ciosowych niecki śródsudeckiej*. *Geologia Sudetica*, 4, 1968, s. 409–462.
- [6] Jerzykiewicz T.: *Uwagi o genezie i orientacji ciosu w skałach górnokredowych niecki śródsudeckiej*. *Geologia Sudetica*, 4, 1968, s. 465–478.
- [7] Jerzykiewicz T.: *A flysch litoral succesion in the Sudetic Upper Cretaceous*. *Acta Geologica Polonica*, 21(2), 1971, s. 165–199.
- [8] Jerzykiewicz T., Mierzejewski M., Żelaźniewicz A.: *Joint and fracture patterns in basement and sedimentary rocks in the Sudetes Mountains*, *Proceedings of the First International Conference on the New Basement Tectonics*. Utah Geological Association Publication, 5, Salt Lake City, 3–7.06.1974.
- [9] Jerzykiewicz T.: *Pozycja geologiczna osadów górnokredowych depresji śródsudeckiej i rowu Nysy Kłodzkiej*. Przewodnik XLVII Zjazdu PTG, Warszawa 1975.
- [10] Jerzykiewicz T., Wojewoda J.: *The Radków and Szczeliniec Sandstones: An example of the Bohemian Cretaceous Basin (Central Europe)*. *Shelf and Sands Sandstones*. Canadian Society of Petroleum Geologists, Memoir, 11, 1986, s. 1–15.
- [11] Machowiak K.: *Budowa geologiczna Gór Stołowych w oparciu o dotychczasowe wyniki badań*, (w:) *Góry Stołowe – przyroda i ludzie*, PNGS – Kudowa Zdrój 2018.
- [12] Niemczyk W.: *Współczesny stan wiedzy geologicznej na temat Gór Stołowych (Sudety Środkowe)*. *Szczeliniec*, 3, 1999, s. 3–19.
- [13] Pettijohn F.J., Potter P.E., Siever R.: *Sand and sandstone*. Springer-Verlag, Berlin 1987.
- [14] Radwański S.: *Wstępne wiadomości o budowie geologicznej kredowego obszaru między Radkowem a Dusznikami i Polanicą*. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, 95, 1955, s. 89–125.
- [15] Radwański S.: *Zagażnienie kredy na obszarze Ziemi Kłodzkiej*. Przewodnik XXX Zjazdu Polskiego Towarzystwa Geologicznego, Wrocław 1957.
- [16] Radwański S.: *Budowa geologiczna obniżenia Dusznickiego i wschodniej części Gór Stołowych*. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego. Z badań geologicznych na Dolnym Śląsku*. T. 7, 146, 1959, s. 5–55.
- [17] Radwański S.: *Uwagi o facjalnym wykształceniu środkowosudeckiej kredy*. *Kwartalnik Geologiczny*, t. 10, z. 2, 1966, s. 383–406.
- [18] Radwański S.: *Facje osadowe i charakterystyka faunistyczna górnej kredy Sudetów Środkowych*. *Rocznik Polskiego Towarzystwa Geologicznego*, 36(2), 1966, s. 508–530.
- [19] Radwański S.: *Górnokredowe osady w Sudetach i wpływ tektoniki na ich sedymentację*. *Kwartalnik Geologiczny*, t. 12, z. 3, 1968, s. 607–619.
- [20] Radwański S.: *Pozycja stratygraficzna „strefy Actinocamax plenus” w Sudetach Środkowych*. *Kwartalnik Geologiczny*, 13(13), 1969, s. 821–829.
- [21] Radwański S.: *Kreda Sudetów Środkowych w świetle wyników nowych otworów wiertniczych*. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, 287(24), 1975, s. 5–59.
- [22] Rotnicka J.: *Zróżnicowanie facjalne „margli plenerskich” na obszarze Gór Stołowych (Sudety, kreda górna)*. Praca doktorska, promotor Szczepan J. Porębski. Poznań 2000.
- [23] Rotnicka J.: *Ichnofabrics of the Upper Cretaceous „Plänermargel” (Stołowe Mountains, Sudetes, SW Poland)*. *Geological Quarterly*, 49, 2005, s. 15–30.

- [24] Teisseyre A.K.: *Dolny karbon północnej części niecki śródsudeckiej*, (w:) Dziedzic K. (red.): *Problemy geologiczne młodszego paleozoiku na terenie Sudetów Środkowych*. Przewodnik XLVII Zjazdu Polskiego Towarzystwa Geologicznego, Świdnica 1975, s. 195–202.
- [25] Walendowski H.: *Piaskowiec z Radkowa*. Nowy Kamieniarz, 5(50), 2009, s. 50.
- [26] Wojewoda J.: *Warunki sedymentacji piaskowców Progu Radkowa (górna kreda)*. Materiały Terenowej Konferencji Sedymentologicznej, Radków 27–29.04.1984, s. 6–8.
- [27] Wojewoda J.: *Fault scarp induced shelf sand bodies in Upper Cretaceous of Intrasudetic basin*, (w:) Teisseyre A.K. – 7th IAS European Meeting Excursion Guidebook, Exc. A-1, 1986, s. 31–52.
- [28] Wojewoda J.: *Sejsmotektoniczne osady i struktury w kredowych piaskowcach niecki śródsudeckiej*. Przegląd Geologiczny, 4, 1987, s. 169–175.
- [29] Wojewoda J., Mastalerz K.: *Ewolucja klimatu oraz allocykliczność i autocykliczność sedymentacji na przykładzie osadów kontynentalnych górnego karbonu i permu w Sudetach*. Przegląd Geologiczny, 432, 1989, s. 173–180.
- [30] Wojewoda J., Burliga S.: *Wiek i struktura południowego obrzeżenia obszaru Gór Stołowych*. Sympozjum „Środowisko Przyrodnicze Parku Narodowego Gór Stołowych”, Kudowa-Zdrój, 11–13.10.1996. Szczeliniec, s. 13–19.
- [31] Wojewoda J. (red.): *Obszary źródłowe: Zapis w osadach*. Materiały konferencyjne VI Krajowego Spotkania Sedymentologów, Lewin Kłodzki 26–28.09.1997, s. 98–129.
- [32] Wojewoda J.: *Budowa geologiczna obszaru PNGS*, 24–37, (w:) Witkowski A., Pokryszko B.M., Ciężkowski W. (red.): *Przyroda Parku Narodowego Gór Stołowych*. Wydawnictwo PNGS, Kudowa-Zdrój 2008.
- [33] Wojewoda J.: *Geoatrakcje Gór Stołowych – przewodnik geologiczny po Parku Narodowym Gór Stołowych*. Wydawnictwo PNGS, Kudowa-Zdrój 2011.
- [34] Wojewoda J., Białek D., Bucha M., Głuszyński A., Gotowała R., Krawczewski J., Schutty B.: *Geologia Parku Narodowego Gór Stołowych – wybrane zagadnienia*, (w:) Chodak T., Kabała C., Kaszubkiewicz J., Migoń P., Wojewoda J. (red.): *Geoekologiczne warunki środowiska przyrodniczego Parku Narodowego Gór Stołowych*. WIND, Wrocław 2011, s. 53–96.
- [35] Zagożdżon K.D.: *Wstępne wyniki rozpoznania reliktyw eksploatacji i obróbki piaskowców na obszarze Gór Stołowych*. Hereditas Minariorum, 3, 2016, s. 215–224.
- [36] Ziegler P.A.: *Geological atlas of Western and Central Europe*. Shell International Petroleum, Hague 1999.



AARSLEFF



Jesteśmy firmą multitechnologiczną.
Od 25 lat w Polsce wychodzimy naprzeciw oczekiwaniom naszych Klientów.

MULTITECHNOLOGIE GEO- I HYDROTECHNICZNE

Pomagamy Projektantom, Wykonawcom i Inwestorom rozwiązywać problemy posadawiania obiektów budowlanych, wdrażając sprawdzone od lat, najlepsze wysokojakościowe technologie geo- i hydrotechniczne.

AARSLEFF Sp. z o.o., al. Wyścigowa 6, 02-681 Warszawa
Szczecin/Gdańsk/Białystok/Wrocław/Katowice/Kraków/Rzeszów

AARSLEFF@AARSLEFF.PL WWW.AARSLEFF.PL

budimex

RAZEM TWORZYMY NOWE PERSPEKTYWY

**PRACA W BUDIMEX TO NIE TYLKO PASJA.
TO MOC WSPÓLNEGO DZIAŁANIA.**



**POZNAJMY SIĘ:
kariera.budimex.pl**

Projekty – konsultacje geotechniczne i budowlane



GT PROJEKT

O FIRMIE

Przedsiębiorstwo projektowo-konsultingowe GT PROJEKT działa na rynku od 1999 r.

Oferuje kompleksowe usługi projektowe i geotechniczne w zakresie obsługi inwestycji począwszy od fazy przedprojektowej poprzez prace projektowe i nadzór nad robotami oraz obsługę w fazie eksploatacji.

- ✓ Laboratoryjne badania geotechniczne i chemiczne
- ✓ Terenowe badania podłoża gruntowego
- ✓ Dokumentowanie geotechniczne i geologiczne
- ✓ Projektowanie konstrukcyjno-budowlane

www.gtprojekt.pl

ul. Parkowa 4, Swadzim
62-080 Tarnowo Podgórne
e-mail: info@gtprojekt.pl

Terenowe badania podłoża gruntowego | Laboratoryjne badania geotechniczne i chemiczne |
Dokumentowanie geotechniczne | Projektowanie konstrukcyjno-budowlane

