



POLITECHNIKA ŚLĄSKA

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA GEOTECHNIKI I DRÓG



Politechnika
Śląska

Rada Dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport

mgr inż. Mateusz Kałuża

Rozprawa doktorska

**BADANIA I ANALIZY NAWIERZCHNI
PODDANYCH ODDZIAŁYWANIOM GÓRNICZYM**

Promotor:

prof. dr hab. inż. Joanna Bzówka

Promotor pomocniczy:

dr inż. Mirosław Kotasiński

Gliwice, kwiecień 2023

Spis treści

Streszczenie	5
Summary	6
1 Wstęp	7
2 Wpływy górnicze a obiekty komunikacyjne	9
2.1 Charakterystyka deformacji terenu wywołanych działalnością górniczą	9
2.2 Wpływ deformacji podłoża wywołanych eksploatacją górniczą na drogi	16
3 Nawierzchnie drogowe	23
3.1 Podział nawierzchni drogowych	23
3.2 Projektowanie podatnych nawierzchni drogowych	26
3.3 Projektowanie dróg na terenie występowania oddziaływań górniczych	33
3.4 Problematyka modelowania nawierzchni drogowych	39
3.5 Uwzględnienie oddziaływań górniczych	41
3.6 Uwzględnienie wzmocnienia geosyntetycznego	42
4 Geosyntetyki w budownictwie drogowym	44
4.1 Charakterystyka i rodzaje geosyntetyków	44
4.2 Warunki stosowania geosyntetyków oraz wytyczne projektowania	51
4.2.1 Drogi i place o nawierzchni nieulepszonej	52
4.2.2 Drogi i place o nawierzchni ulepszonej	55
5 Analizy wyników badań laboratoryjnych	57
5.1 Wpływ oddziaływań górniczych na zmienność współczynnika rozporu bocznego K_e	57
5.2 Charakterystyka badań na stanowisku Rosikonja	59
5.3 Analiza wyników badań laboratoryjnych	63
5.4 Wnioski z badań laboratoryjnych	67
6 Badania i analizy przeprowadzone na poligonie badawczym	68
6.1 Charakterystyka badania ugięcia sprężystego nawierzchni drogowej	68
6.2 Opis poligonów badawczych	71
6.3 Wyniki badań i analiz na poligonie badawczym	76
6.3.1 Rozpoznanie układu warstw podłoża oraz nawierzchni bitumicznej	76
6.3.2 Analiza ruchu	82
6.3.3 Badania CBR	85
6.3.4 Analiza stanu spękań	87
6.3.5 Analiza ugięć, obliczenia odwrotne oraz wskaźniki krzywizny czaszy ugięć	98
6.3.6 Wyznaczenie trwałości zmęczeniowej na poligonie badawczym A	137
6.4 Podsumowanie badań	144
7 Wnioski oraz zalecenia do dalszych badań	151
8 Bibliografia	154

Streszczenie

Celem rozprawy doktorskiej jest analiza wpływu wzmocnienia siatką z włókna szklanego na nawierzchnie z betonu asfaltowego, zlokalizowane na terenach oddziaływań górniczych. W pracy wykorzystano badania nieniszczące ugięciomierzem FWD, do wyznaczenia czasu ugięć nawierzchni na dwóch poligonach badawczych. Pierwszy poligon to odcinek drogi powiatowej o długości 400 m, na której w 2008 roku wykonano prace remontowe polegające na wymianie warstw z betonu asfaltowego. Jeden pas wzmocniono siatką z włókna szklanego, zabudowaną w spodzie warstw bitumicznych, natomiast drugi pas pozostawiono bez wzmocnienia. Badanie ugięć wykonano w latach 2019 oraz 2021, jako uzupełnienie analizy stanu spękań, przeprowadzonej w 2018 roku. Drugi poligon badawczy stanowi uzupełnienie analiz poligonu pierwszego, jako odcinek nowowyremontowany, w dobrym stanie technicznym. Jest to droga powiatowa o długości 1200 m, wzmocniona tym samym rodzajem materiału jak na poligonie pierwszym.

Rozprawa doktorska składa się z 7 rozdziałów. W pierwszym opisano genezę pracy, oraz określono cele rozprawy doktorskiej. Drugi rozdział obejmuje opis wpływów górniczych na obiekty komunikacyjne. W trzecim rozdziale przedstawiono nawierzchnie drogowe, ich klasyfikację i metod projektowania; również z uwzględnieniem oddziaływań górniczych. Czwarty rozdział zawiera przykłady zastosowania geosyntetyków w budownictwie drogowym. W piątym rozdziale przedstawiono analizy wyników badań laboratoryjnych, wykonanych w aparacie wielkowymiarowym. Badania obejmowały wpływ oddziaływań górniczych na zmienność współczynnika rozporu bocznego. Kolejny, szósty rozdział, zawiera badania i analizy prowadzone na poligonach badawczych wraz z opisem wykorzystanych metod. Jest to zasadniczy rozdział pracy doktorskiej, który obejmuje rozpoznanie podłoża gruntowego, analizy stanu spękań, ugięć, obliczenia odwrotne modułów warstw nawierzchni oraz analizy wartości wskaźników krzywizny czasu ugięć. Rozdział siódmy, ostatni, obejmuje wnioski oraz zalecenia do dalszych badań.

Summary

The main objective of the dissertation is to analyse the influence of glass fibre mesh reinforcement on asphalt concrete pavements, located in an area of mining subsidence. Falling Weight Deflectometer's results were used to determine the bowl of deflection on two test road sections. The first is a 400 m long section of the district road, rehabilitated in 2008. The existing asphalt layers were mild and the new ones were applied. One lane was additionally reinforced with a glass fiber mesh applied at the bottom of the asphalt layers, while the second lane was left without the reinforcement. Deflections were measured in 2019 and 2021, as a continuation of the state of cracking analysis performed in 2018. The second test section is also a district road, 1200 m long section, rehabilitated in 2020 and reinforced with exactly the same glass fiber mesh.

The dissertation consists of 7 chapters. The first describes the genesis of the work and formulates the main goals of the research. In the second chapter, the mining influence on communication objects was described. The third chapter presents the pavement constructions divided by types and design methods, including the influences of the mining subsidence. In the fourth chapter, different examples of geosynthetics together with the application in road engineering were shown. The fifth chapter consists of laboratory research performed on a large-scale apparatus. It was focused on the investigation of mining influences on the values of the coefficient of lateral earth pressure. The sixth chapter focusses on researches and analyses carried out in the test sections, together with a description of the methods used. This is the essential chapter of the dissertation that presents the investigation of the ground conditions, analyses of a state of cracking and deflections, backcalculation of pavement moduli layers and a determination of deflection bowl parameters together with their relations to the mentioned moduli. The mechanistic approach was used to determine pavement fatigue for a predicted traffic load. The last chapter presents the conclusions and recommendations for further research.

1 Wstęp

Złoże węgla zlokalizowane pod trasami drogowymi są zazwyczaj dobrze rozpoznane, a rozpoczęcie ich eksploatacji pozwala na przedłużenie żywotności zakładów górniczych, umożliwiając wykorzystanie dotychczasowych zdolności produkcyjnych. Jakkolwiek ekonomicznie zasadne, skutkuje to m.in. wzrostem liczby i wielkości uszkodzeń dróg oraz wywołuje utrudnienia w prawidłowym użytkowaniu drogi. Podczas projektowania, budowy bądź przebudowy drogi na obszarach objętych oddziaływaniami górniczymi należy uwzględnić dodatkowe kryteria wytrzymałościowe.

W praktyce inżynierskiej dowiedziono skuteczności stosowania zbrojenia gruntów oraz budowli ziemnych geosyntetykami w różnej formie. Tego typu profilaktyka pozwala na zredukowanie wpływu oddziaływań górniczych na parametry wytrzymałościowe drogi, poprzez redukcję naprężeń rozluźniających powodujących spadek sztywności gruntu oraz warstw niezwiązanych. Obok rozwiązań zbrojenia gruntu oraz drogowych budowli ziemnych często spotyka się próby stosowania zbrojenia geosyntetykami nawierzchni z betonu asfaltowego, jako rozwiązanie mające zastąpić pełną przebudowę konstrukcji nawierzchni. Dotyczy to dróg klas niższych (D, L, Z) w zarządzie gmin lub powiatów. Bardzo często nie były one projektowane pod kątem występowania oddziaływań górniczych. W ramach rozprawy rozważano przede wszystkim, czy **wzmacnianie nawierzchni drogowej siatką z włókna szklanego w spodzie warstw z betonu asfaltowego na terenie występowania oddziaływań górniczych może być rozwiązaniem efektywnym. Zagadnieniem zasadniczym jest wpływ wzmocnienia nawierzchni pojedynczą przekładką geosyntetyczną na skuteczną poprawę nośności oraz wydłużenie czasu eksploatacji nawierzchni.** Cele, które zostały wyznaczone w rozprawie doktorskiej są następujące:

- 1) badania i analizy dotyczące efektu stosowania wzmocnienia w spodzie warstw z betonu asfaltowego,
- 2) ocena wpływu oddziaływań górniczych na skuteczność wzmocnień geosyntetycznych w zależności od ich lokalizacji w konstrukcji nawierzchni,
- 3) badania wpływu geosyntetyku na wartości wskaźników spękań nawierzchni, ugięć oraz parametrów krzywizny czaszy ugięć,
- 4) analizy trwałości zmęczeniowej nawierzchni niewzmocnionej oraz wzmocnionej siatką z włókna szklanego,

- 5) określenie wpływu oddziaływań górniczych na wartości modułów warstw nawierzchni drogowej.

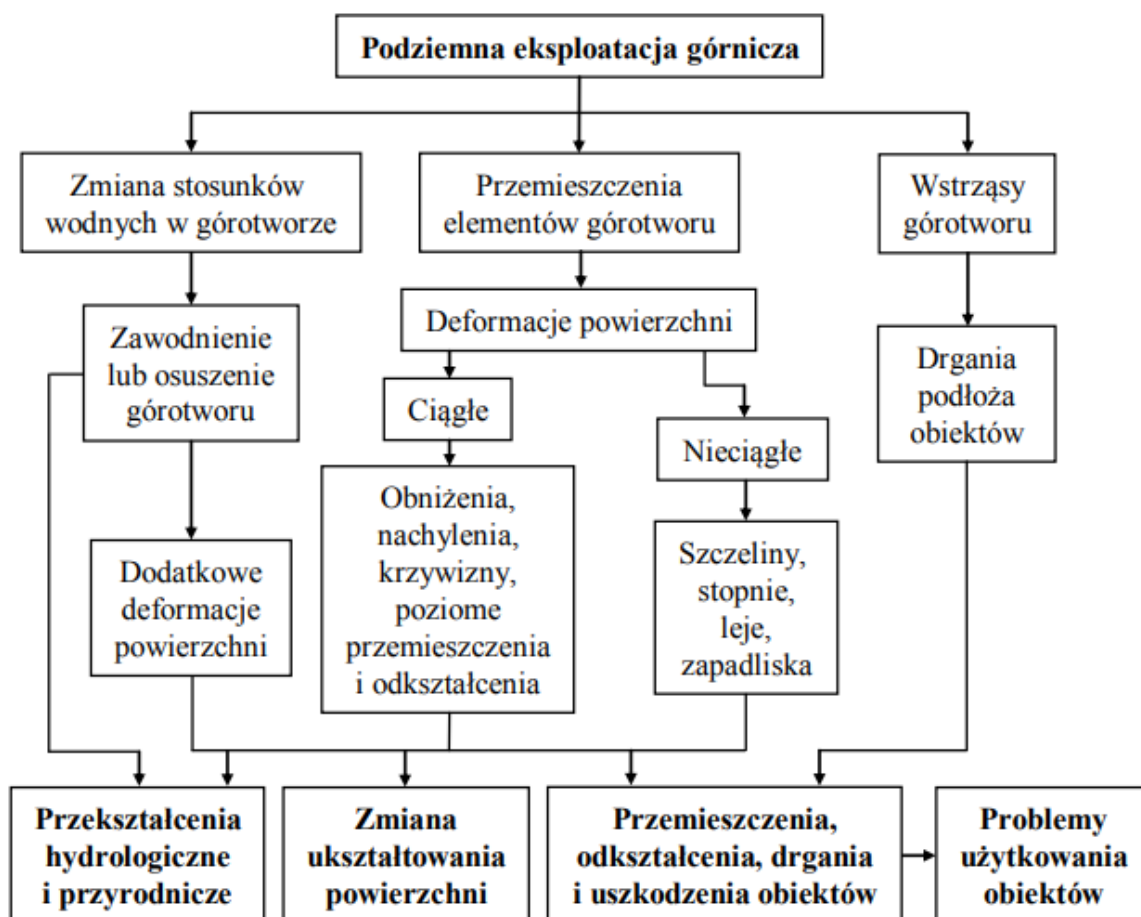
Zakres pracy obejmuje:

- 1) charakterystykę wpływu oddziaływań górniczych na konstrukcję nawierzchni drogowej,
- 2) przegląd koncepcji stosowania wzmocnień geosyntetycznych w nawierzchniach drogowych,
- 3) badania laboratoryjne określające zmienność współczynnika rozporu bocznego gruntu zbrojonego oraz niezbrojonego pod wpływem poziomych odkształceń rozluźniających wywołanych oddziaływaniami górniczymi,
- 4) badania terenowe dla układu warstw konstrukcji nawierzchni, obejmujące stan spękań nawierzchni, pomiar ugięcia sprężystego, obliczenia odwrotne modułów sprężystości warstw nawierzchni oraz modułów sztywności warstwy z betonu asfaltowego,
- 5) analizy zmienności współczynników krzywizny czaszy ugięć dla zrealizowanych badań terenowych,
- 6) analizy wyników badań laboratoryjnych i terenowych,
- 7) analizy ruchu oraz trwałości zmęczeniowej nawierzchni,
- 8) podsumowanie badań i analiz oraz określenie kierunku dalszych prac.

2 Wpływy górnicze a obiekty komunikacyjne

2.1 Charakterystyka deformacji terenu wywołanych działalnością górniczą

Zmiany ukształtowania terenu oraz często zmiany hydrologiczne są wywołane ruchem mas skalnych wynikającym z eksploatacji górniczej. W miejscu wyeksploatowanego złoża powstaje pustka w górotworze, którego strop tracąc podparcie ulega po pewnym czasie załamaniu. Wywołuje to ruchy górotworu, co w efekcie powoduje deformacje powierzchni terenu (Borecki i Chudek, 1973; Janusz i in., 1988; Kwiatek, 2007; Głowacki i Milczarek, 2013; Kowalski, 2020). Na rys. 2.1 przedstawiono zmiany będące następstwem podziemnej eksploatacji górniczej.



Rysunek 2.1 Zmiany będące następstwem podziemnej eksploatacji górniczej (Kwiatek, 1997 i 2007; Gruchlik i Kowalski, 2012)

W zależności od warunków geologicznych oraz głębokości prowadzonej eksploatacji deformacje terenu mogą wystąpić w postaci deformacji ciągłych lub nieciągłych. Deformacje

nieciągłe są to nieregularne i trudne do przewidzenia zjawiska, ujawniające się poprzez powstawanie szczelin, stopni, lejów czy też zapadlisk. W odróżnieniu od deformacji ciągłych, deformacje nieciągłe tworzą się gwałtownie w czasie kilku dni lub nawet godzin i z reguły powodują zniszczenie powierzchni terenu nad taką deformacją. Trudność w przewidywaniu tego typu deformacji wynika z bardzo zróżnicowanego czasu występowania od zaistnienia pustki w górotworze oraz faktu, że ich występowanie jest losowe. Oznacza to, że istnienie i zawał pustki w górotworze nie zawsze skutkuje powstaniem deformacji nieciągłych – prawdopodobieństwo ich wystąpienia waha się od $P=0$ do $P=1$. Deformacje nieciągłe możemy podzielić, według kształtu, na deformacje typu liniowego, przy których dominującym wymiarem jest ich długość oraz na deformacje typu powierzchniowego, gdzie występowanie jest ograniczone pewnym zamkniętym konturem. Zjawisko występowania deformacji nieciągłych jest najczęściej związane z prowadzeniem eksploatacji w rejonach stref uskokowych oraz z eksploatacją kilku pokładów do wspólnej krawędzi (Janusz i in., 1988). Obserwuje się je również tam, gdzie w przeszłości eksploatacja była prowadzona na głębokościach mniejszych niż 100 m, przy dużych wysokościach wyrobisk i słabych, załamujących się skałach górotworu.

W odróżnieniu od deformacji nieciągłych, odkształcenia gruntu, które nie powodują wyraźnego naruszenia jego spójności (lub spójności skał) nazywamy deformacjami ciągłymi. Powstają na skutek ugięcia przypowierzchniowych warstw nad wybraną przestrzenią – takie zagłębienie nazywane jest niecką obniżeniową (Gruchlik i Kowalski, 2012; Głowacki i Milczarek, 2013; Kawulok, 2015). Wielkość deformacji powierzchni warunkowana jest m.in. przez głębokość eksploatacji, kształt i wielkość pola eksploatacyjnego, stopień naruszenia górotworu zrealizowaną eksploatacją oraz budową geologiczną i sposobem likwidacji wyrobiska. Przy większych głębokościach eksploatacji, zjawiska deformacji powierzchni terenu mają przebieg bardziej regularny i przestrzennie rozległy, przybierając formy górniczych niecek obniżeniowych, o parametrach dających się obecnie przewidzieć (Borecki i Chudek, 1973; Kowalski 2020), które z dość dużą dokładnością można opisać następującymi parametrami (nazywanymi również wskaźnikami deformacji):

- 1) obniżeniem w [m],
- 2) nachyleniem T [mm/m]:

$$T = \frac{dw}{dx} \quad (2-1)$$

3) krzywizną K [1/km]:

$$K = \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2-2)$$

4) przemieszczeniem poziomym u [m],

5) odkształceniem poziomym ε [mm/m] (w części wklęsłej niecki – tzw. spełzanie ε_z , w części wypukłej zbocza – tzw. rozpełzanie ε_r):

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad (2-3)$$

6) promieniem krzywizny R [km]:

$$R = \frac{1}{K} \quad (2-4)$$

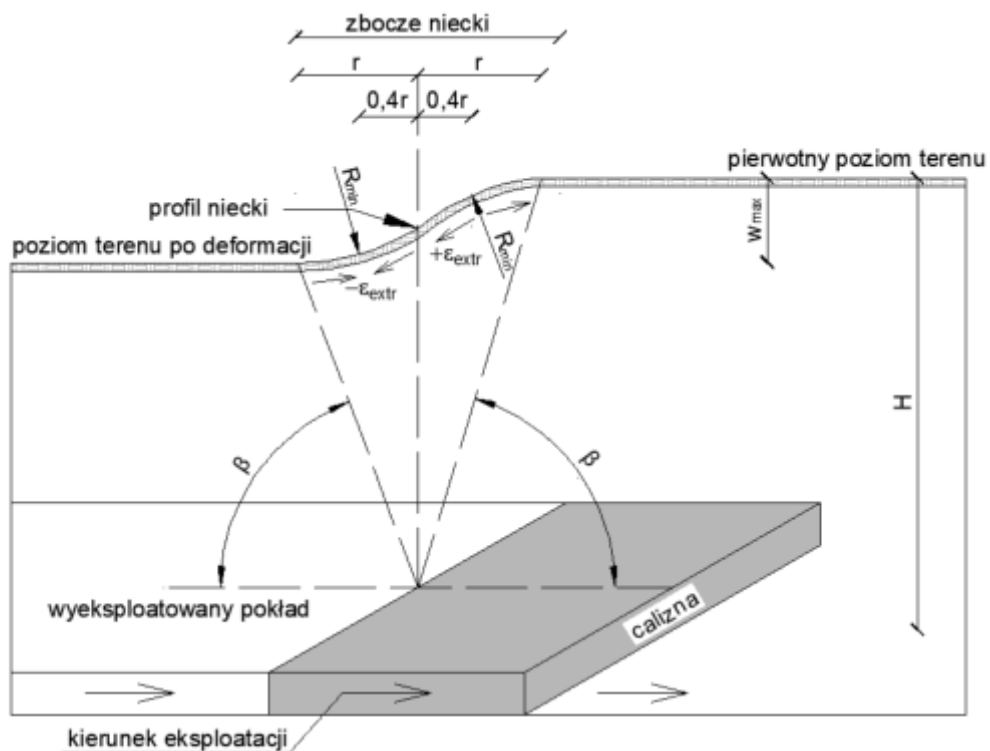
W tab. 2.1 przedstawiono podział terenów górniczych na kategorie w zależności od przeciętnych wartości wskaźników deformacji dla małej prędkości eksploatacji (Gruchlik i Kowalski, 2012). Kategorię determinuje wskaźnik kwalifikujący teren do najwyższej kategorii. Obecnie stosowany w Polsce podział terenów górniczych na kategorie jest wzorowany na klasyfikacji podanej w 1956 roku przez Budryka i Knothego (Kwiatek, 1997).

Tablica 2.1 Kategorie terenu górniczego podane przez Budryka i Knothego (Kwiatek, 1997).

Kategoria	Nachylenie powierzchni T [mm/m]	Promień krzywizny powierzchni R [km]	Odkształcenie poziome powierzchni ε [mm/m]
0	$T \leq 0,5$	$40 \leq R $	$ \varepsilon \leq 0,3$
I	$0,5 < T \leq 2,5$	$20 \leq R < 40$	$0,3 < \varepsilon \leq 1,5$
II	$2,5 < T \leq 5$	$12 \leq R < 20$	$1,5 < \varepsilon \leq 3$
III	$5 < T \leq 10$	$6 \leq R < 12$	$3 < \varepsilon \leq 6$
IV	$20 < T \leq 15$	$4 \leq R < 6$	$6 < \varepsilon \leq 9$
V	$15 < T$	$ R < 4$	$9 < \varepsilon $

W praktyce inżynierskiej odkształcenie poziome powierzchni jest miarą osłabienia gruntu, wzrostu parcia gruntu czy też zmian w poziomie posadowienia. Promień krzywizny powierzchni obrazuje wpływ niejednorodnego osiadania gruntu oraz zginania, które wystąpi w podpartych elementach. Nachylenie powierzchni jest głównie miarą zniekształcenia (pochylenia) nawierzchni oraz obrazuje trudności w utrzymaniu założonego dopasowania

elementów konstrukcji. Na potrzeby budownictwa komunikacyjnego istotnym parametrem jest całkowite obniżenie (w_{max} na rys. 2.2), które nie stanowi parametru tak istotnego z punktu widzenia budynków (Salamak i in., 2007). Wynika to z faktu, że w projektowaniu obiektów komunikacyjnych oraz sieci towarzyszących (sieci kanalizacji deszczowej) wzajemne relacje wysokościowe pomiędzy projektowanymi elementami są bardzo istotne. Postępujące osiadania wynikające z oddziaływań górnictwa mogą powodować zmianę spadków w kanałach deszczowych (lub wręcz doprowadzić do powstania przeciwsпадków) oraz zdeformować istniejącą (prawidłowo zaprojektowaną) geometrię dogi – profil podłużny oraz spadki poprzeczne. Powoduje to nie tylko zagrożenie dla istniejącej konstrukcji drogi (brak właściwego odwodnienia, utrata nośności konstrukcji), ale również zagraża bezpieczeństwu uczestników ruchu. Analogicznie, odkształcenie poziome nawierzchni ε może wpływać na stateczność skarp nasypów oraz ostatecznie wpływać na ukształtowanie nasypu.



Legenda:

w_{max} - całkowite obniżenie [m]

R_{min} - minimalna wartość promienia krzywizny [km]

ε_{extr} - ekstremalna wartość odkształcenia poziomego [mm/m]

r - promień zasięgu wpływów głównych [m]

β - kąt rozproszenia wpływów [°]

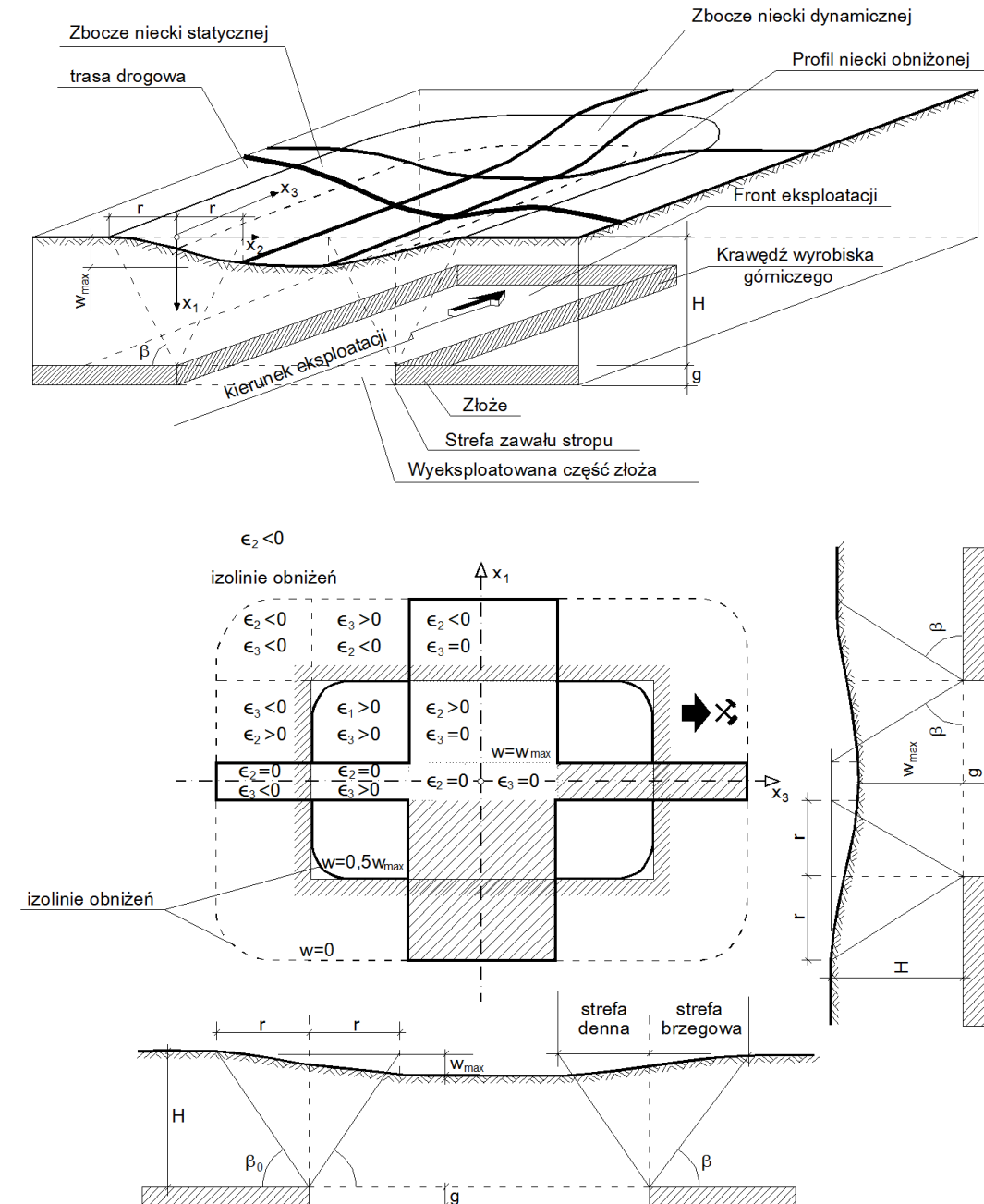
H - głębokość zalegania pokładu od poziomu powierzchni terenu [m]

Rysunek 2.2 Ustalone zbocze niecki górniczej za Kwiatkiem (2007)

Deformacja górotworu i powierzchni terenu jest zjawiskiem czasoprzestrzennym. Oznacza to, że wektorowe pola przemieszczeń cząstek gruntu mają, w okresie formowania się zbocza niecki, charakter procesów niestacjonarnych, czyli zależą od czasu. Dynamikę procesu deformacji terenu określa m.in. parametr η (Żak, 1992; Kotasiński, 2004):

$$\eta = \frac{\partial^2 w}{\partial x \cdot \partial t} \quad (2-5)$$

Parametr η jest tzw. wskaźnikiem prędkości zmian profilowych zbocza niecki dynamicznej, który jest uwzględniany przede wszystkim w analizie użytkowej profilu podłużnego trasy drogowej, przebiegającej przez tereny oddziaływań górniczych. Wraz z upływem czasu, ruchy górotworu i terenu stopniowo stabilizują się. Zjawisku temu towarzyszy wykształcenie się ostatecznego profilu niecki statycznej, której odpowiadają ekstremalne wartości wskaźników deformacji terenu, przyjmowane zwykle za podstawę analizy pracy statycznej konstrukcji nawierzchni drogowej, współdziałającej z odkształcającym się terenem górniczym (Żak, 1992; Kotasiński, 2004). Dla jednoznacznego opisu deformacji powierzchni terenu wystarczy znajomość składowych wektora przemieszczeń cząstek gruntu na zboczu niecki. Określenie wielkości i rodzaju odkształceń górotworu oraz powierzchni terenu dla rzeczywistych warunków geologiczno – górniczych jest zagadnieniem mechaniki górotworu. W praktyce, eksploatacja pokładu kopaliny jest często prowadzona w prostokątnym pasie (rys. 2.3 i 2.4) (Kłosek, 1994), ograniczonym po obu bokach krawędziami, a z przodu eksploatowaną ścianą. Ściana ta, zwykle o długości od kilkudziesięciu do kilkuset metrów, przesuwa się w miarę wydobywania złoża. Teren leżący pod eksploatowanym polem obniża się, tworząc w poprzecznym przekroju nieckę lokalną, o stopniowo stabilizujących się zboczach krawędziowych. Natomiast w przekroju podłużnym, zgodnym z kierunkiem eksploatacji, powstaje w terenie czołowe zbocze niecki, przesuujące się zgodnie z postępem eksploatowanej ściany, jako tzw. niecka dynamiczna. Wyróżnionym wyżej dwóm rodzajom zboczy niecki: statycznemu zboczu niecki lokalnej i zboczu niecki postępującej, odpowiadają różne postacie trajektorii przemieszczeń cząstek gruntu, a tym samym różna intensywność oddziaływań górniczego podłoża na konstrukcję nawierzchni drogowej. Do obliczeń odkształceń i naprężeń w konstrukcji nawierzchni drogowej miarodajne są wpływy zbocza stacjonarnego niecki lokalnej, jako bardziej niekorzystne, ze względu na pracę statyczną nawierzchni.



Legenda:

w - obniżenie [m]

w_{max} - całkowite obniżenie [m]

r - promień zasięgu wpływów głównych [m]

β i β_0 - kąt rozproszenia wpływów [°]

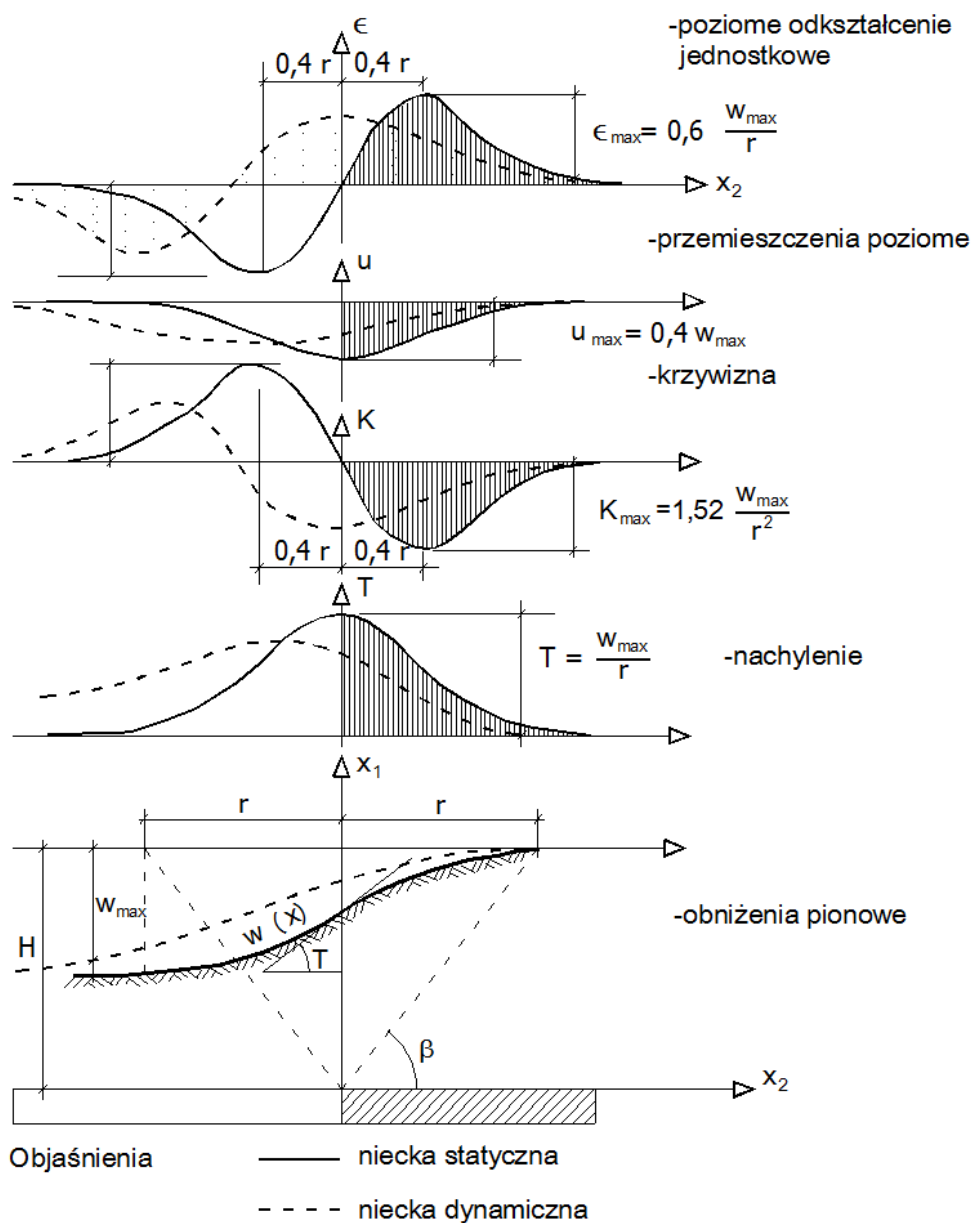
H - głębokość zalegania pokładu od poziomu powierzchni terenu [m]

g - grubość eksploatowanej warstwy [m]

x_1, x_2, x_3 - osie układu współrzędnych

$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ - odkształcenia w kierunku x_1, x_2, x_3 [mm/m]

Rysunek 2.3 Podstawowe charakterystyki górniczej niecki obniżeniowej: a) ogólny widok górniczej niecki obniżeniowej, b) plan sytuacyjny wyrobiska górniczego wraz z głównymi profilami niecek obniżeniowych (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)



- Legenda:**
- x_1, x_2 - osie układu współrzędnych
 - ϵ - odkształcenie poziome [mm/m]
 - ϵ_{\max} - maksymalna wartość odkształcenia poziomego [mm/m]
 - r - promień zasięgu wpływów głównych [m]
 - W_{\max} - całkowite obniżenie [m]
 - u - przemieszczenie poziome [m]
 - u_{\max} - maksymalna wartość przemieszczenia poziomego [m]
 - K - krzywizna [1/km]
 - K_{\max} - maksymalna wartość krzywizny [1/km]
 - T - nachylenie terenu [mm/m]
 - H - głębokość zalegania pokładu od poziomu powierzchni terenu [m]
 - $w(x)$ - profil niecki
 - β - kąt rozproszenia wpływów [°]

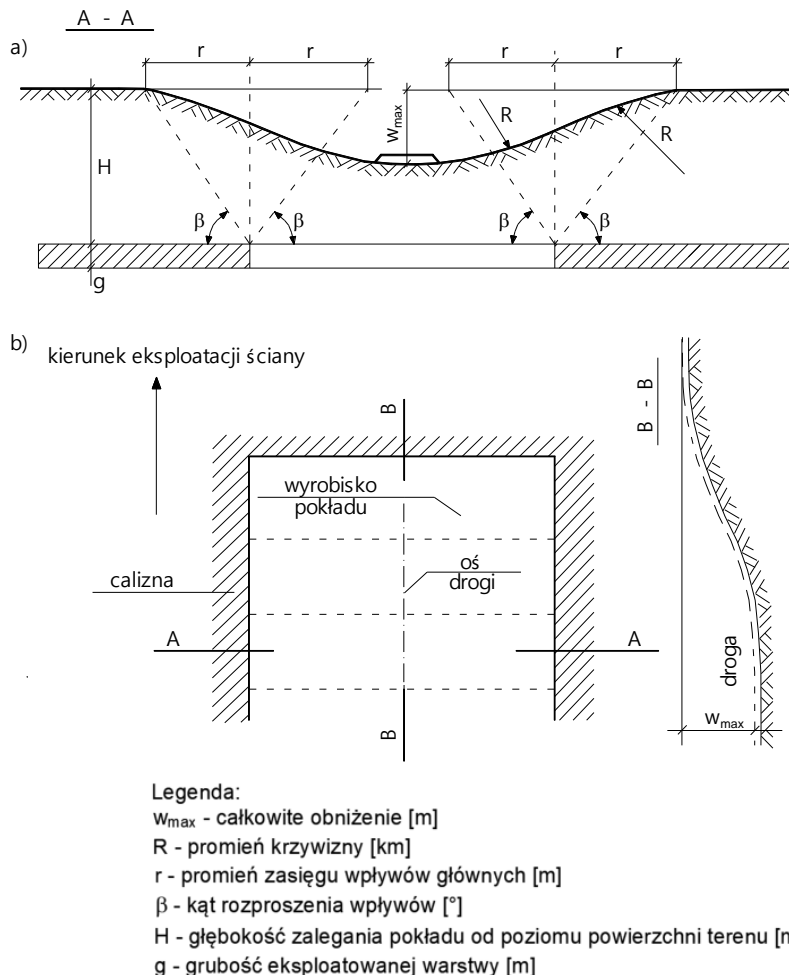
Rysunek 2.4 Podstawowe charakterystyki górniczej niecki obniżeniowej - funkcje wskaźników deformacji powierzchni w brzeżnej części niecki przy przyjęciu rozkładu wpływów Gaussa (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)

2.2 Wpływ deformacji podłoża wywołanych eksploatacją górniczą na drogi

Oddziaływania górnicze występujące na styku nawierzchni z podłożem zależą od wielu parametrów, takich jak (Żak i Chlipalski, 1988; Żak, 1992; Kotasiński, 2004):

- 1) usytuowanie frontu robót oraz krawędzi pola eksploatacji względem osi drogi,
- 2) długość frontu robót górniczych (długość ściany),
- 3) przyjęty system eksploatacji,
- 4) prędkość postępu robót górniczych.

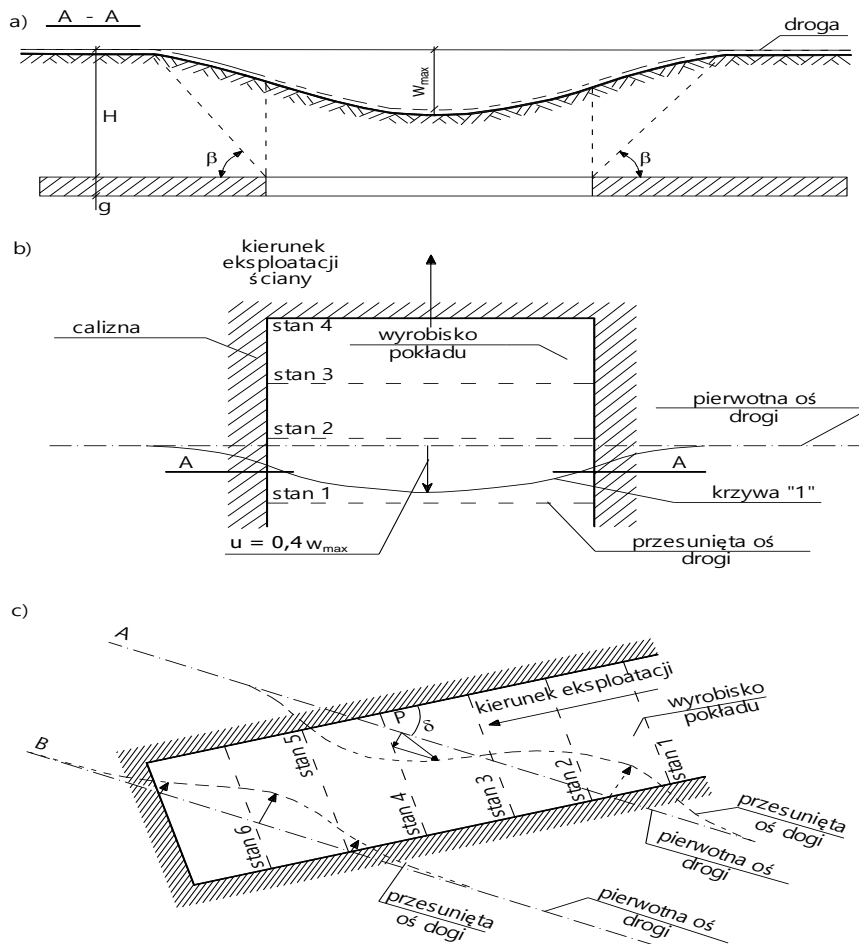
Różne położenia drogi względem pola eksploatacji i towarzyszące tym przypadkom deformacje geometrii drogi wskazano na rys. 2.5. Ściana eksploatacji przesuwa się zgodnie z osią podłużną drogi. W rozpatrywanym przypadku, nawierzchnia drogowa podlega przede wszystkim deformacji czołowego zbocza niecki postępującej.



Rysunek 2.5 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola górniczego - usytuowanie w osi niecki (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)

Na rys. 2.6 pokazano z kolei eksploatację górnica, prowadzoną w kierunku prostopadłym i ukośnym do osi podłużnej drogi. W pierwszym przypadku, gdy front robót górnich znajduje się w położeniu "stan 1", krawędź nawierzchni doznaje dodatkowego przemieszczenia poziomego (*krzywa 1*) o wielkość:

$$u_{max} = 0,4 \cdot w_{max} \quad (2-6)$$



Legenda:

- H - głębokość zalegania pokładu od poziomu powierzchni terenu [m]
- g - grubość eksploatowanej warstwy [m]
- β - kąt rozproszenia wpływów [°]
- w_{max} - całkowite obniżenie [m]
- δ - kąt między kierunkiem eksploatacji a osią drogi [°]
- u - przemieszczenie poziome [m]

Rysunek 2.6 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola górniczego – usytuowanie poprzeczne (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)

Dla kolejnych etapów robót górniczych przesunięta oś drogi będzie powracać w położenie bliskie pierwotnemu, z okresu przed eksploatacją górniczą. W przypadku, gdy trasa drogowa przebiega ukośnie nad wyrobiskiem pokładu (rys. 2.6c), wówczas wzdłuż bocznych krawędzi ścian wyrobiska powstaną trwałe poziome odkształcenia terenu, i tym samym, trwałe poziome deformacje osi trasy, schematycznie zaznaczone na rysunku. Maksymalne przesunięcie poziome drogi nad krawędzią wyrobiska A będzie wynosić (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997):

$$A = 0,4w_{\max} \cdot \cos^2 \alpha \quad (2-7)$$

gdzie:

w_{\max} - największe obniżenie terenu [m],

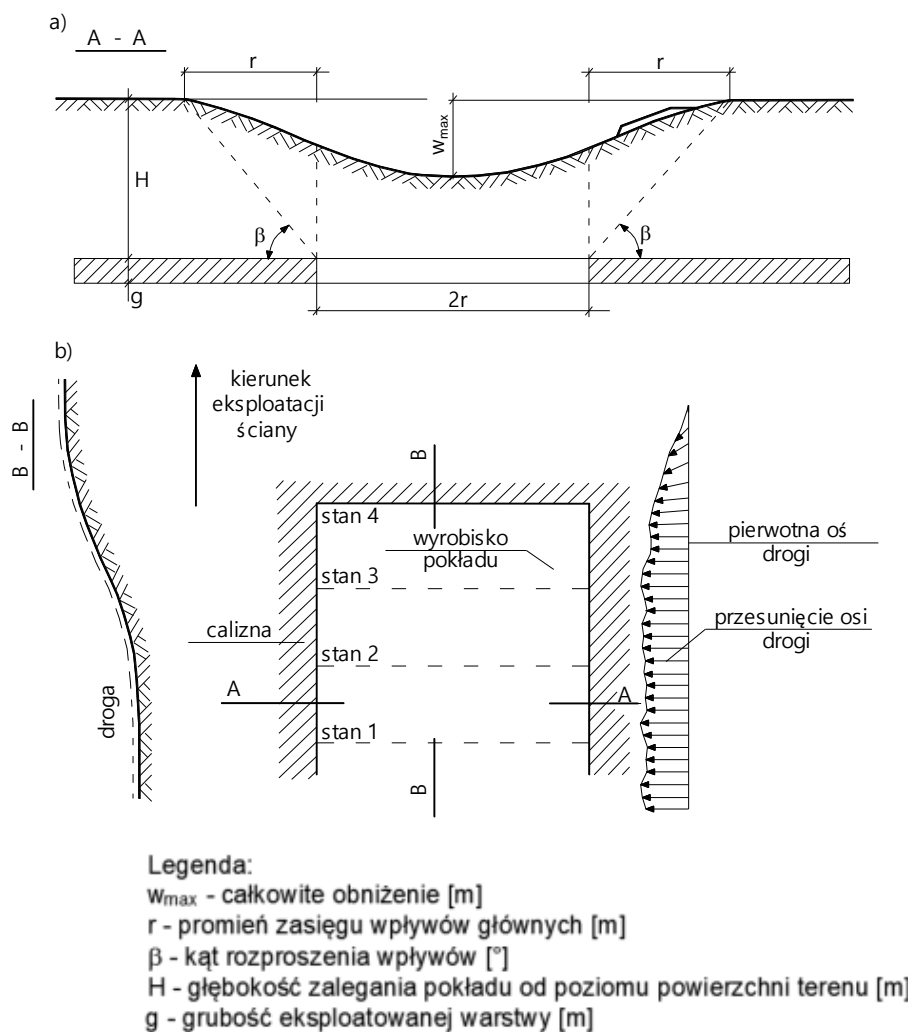
α - kąt nachylenia osi prostoliniowej drogi do bocznej krawędzi wyrobiska [°].

Na rys. 2.7 pokazano przypadek usytuowania wyrobiska górniczego z boku trasy drogowej. Zobrazowano postać trwałej deformacji drogi w planie oraz kierunki odkształceń i przemieszczeń nawierzchni do wewnątrz niecki górniczej. Wartość wskaźników deformacji powierzchni jest bezpośrednio związana z odległością od krawędzi eksploatacji (rys. 2.8). Nachylenia są największe bezpośrednio nad krawędzią, zaś krzywizny, odkształcenia i przemieszczenia poziome w pewnej odległości od niej. Wyjątek stanowią obniżenia, które największe wartości przyjmują nad środkową częścią pola. Wszystkie pozostałe wskaźniki osiągają wartości ekstremalne w rejonie krawędzi. Rozkład ten dotyczy dużych pól eksploatacji.

Tempo przyrostu deformacji podłoża oraz ich wartość zależy nie tylko od usytuowania osi trasy względem rejonu wydobywania, ale również od prędkości postępu robót wydobywczych (Kawulok, 2015). Należy wskazać, że szybki postęp wydobywania wpływa na zmniejszenie maksymalnych wskaźników deformacji terenu, jednakże zbyt duża prędkość robót może powodować zbyt szybki przyrost deformacji. W efekcie, lokalnie deformacje mogą wystąpić większe aniżeli prognozowane (Kuś, 1995; Kawulok, 2015; Kowalski, 2020). Wzrost prędkości przemieszczeń podłoża, spowodowany szybkim postępowaniem eksploatacji, niekorzystnie wpływa na jakość i trwałość samej nawierzchni drogowej.

W przebiegu formowania się zbocza niecki górniczej, można wyróżnić trzy główne fazy obniżenia terenu:

- 1) początkową ($0 < w \leq 0,2 w_{max}$),
- 2) obniżeń intensywnych ($0,2 w_{max} < w \leq 0,8 w_{max}$),
- 3) końcową fazę obniżeń zanikających ($0,8 w_{max} < w \leq w_{max}$).



Rysunek 2.7 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola eksploatacji – położenie na zboczu niecki (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)

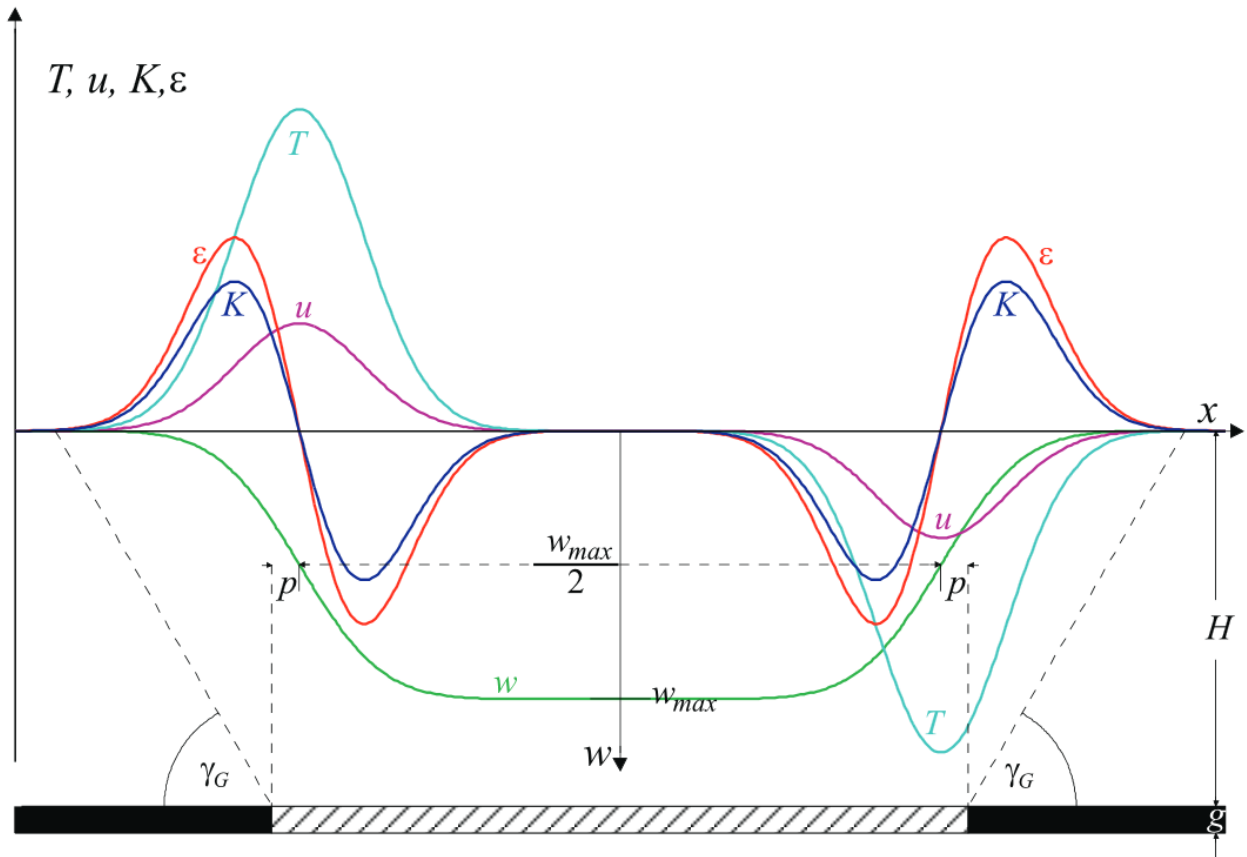
Jeżeli przyjąć, że okres intensywnych obniżeń górniczych terenu wynosi T_0 , to fazie początkowej odpowiada czas trwania obniżeń w przybliżeniu równy $1,3T_0$, a w fazie końcowej $2T_0$, przy czym T_0 zależy od postępu eksploatacji i oblicza się ze wzoru:

$$T_0 = 0,5 \cdot \frac{H}{v_e} \quad (2-8)$$

gdzie:

H – głębokość zalegania złoza [m],

v_e – prędkość przesuwania się frontu robót górniczych [m/m-c].



Legenda:

γ_G - kąt rozproszenia wpływów [°]

p - odległość od czoła eksploatacji [m]

w - obniżenie [m]

w_{max} - całkowite obniżenie [m]

H - głębokość zalegania pokładu od poziomu powierzchni terenu [m]

g - grubość eksploatowanej warstwy [m]

T - nachylenie terenu [mm/m]

u - przemieszczenie poziome [m]

K - krzywizna [1/km]

ε - odkształcenie poziome [mm/m]

Rysunek 2.8 Schemat rozkładu ciągłych deformacji powierzchni nad eksploatacją dużego pola (Kawulok, 2015)

Przyjęty system eksploatacji górniczej ma wpływ na wielkość obniżeń pionowych w , gdyż:

$$w_{\max} = a \cdot g \quad (2-9)$$

gdzie:

a – współczynnik eksploatacji wynoszący 0,8 przy zawale stropu oraz 0,15 przy podsadzce hydraulicznej (Żak i Chlipalski, 1988),
 g – grubość pokładu złoża [m].

Dla budowli komunikacyjnych, wielkość obniżenia w_{\max} ma istotne znaczenie praktyczne, ze względu na konieczność zachowania warunków profilowych dla dróg i urządzeń odwadniających oraz skrajni wysokościowej. Jak wspomniano w rozdziale 2.1, w_{\max} w przypadku dróg ma większe znaczenie aniżeli w przypadku budynków. Znajomość ostatecznego profilu drogi jest niezbędna do prawidłowego zaprojektowania geometrii (lub przewidzenia niezbędnej przebudowy w okresie eksploatacji) oraz elementów towarzyszących, takich jak odwodnienie czy inne sieci uzbrojenia terenu.

Opisywane deformacje, oprócz zmian parametrów drogi odpowiadających za bezpieczeństwo i komfort użytkowania, wpływają również degradująco na nośność i trwałość konstrukcji drogi. Deformacje ciągłe oraz nieciągłe w sposób znaczny wpływają na wartości modułu sztywności układu warstw konstrukcji (Grygierek i Waszak, 2015; Kawalec i in., 2019). Rys. 2.9 w sposób zbiorczy przedstawia przyczyny i łączy je ze skutkami eksploatacji górniczej na nawierzchnie drogowe.



Rysunek 2.9 Związek przyczynowo – skutkowy opisujący wpływ wskaźników deformacji ciągłych na nawierzchnie drogowe (GDDKiA, 2013a)

3 Nawierzchnie drogowe

3.1 Podział nawierzchni drogowych

Konstrukcją nawierzchni nazywamy układ warstw, którego zadaniem jest przeniesienie oraz rozłożenie naprężeń powstałych na skutek ruchu pojazdów na podłoże gruntowe, przy jednoczesnym zapewnieniu niezbędnego bezpieczeństwa i komfortu ruchu pojazdów oraz niezbędnej trwałości nawierzchni. Konstrukcja nawierzchni spoczywa na podłożu gruntowym, które może być naturalne, ulepszone bądź wzmocnione (IBDiM 1977; PN-S-02201:1987). Wygoda ruchu oraz bezpieczeństwo są zapewniane poprzez dobór odpowiednich parametrów nawierzchni, takich jak równość poprzeczna, równość podłużna czy chropowatość.

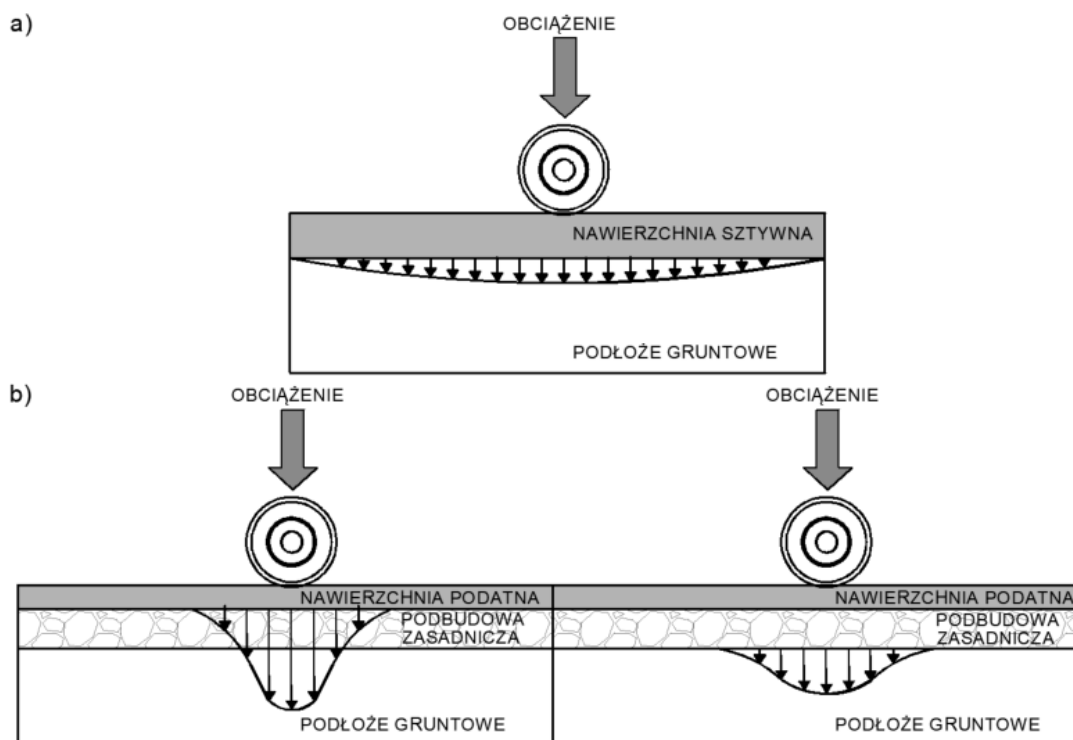
Podział konstrukcji nawierzchni drogowych określa m.in. norma PN-S-02201:1987, czy też katalog opracowany przez GDDKiA (2014). Norma PN-S-02201:1987, wycofana ze stosowania w 2012 roku, rozróżniała nawierzchnie ze względu na ich odkształcalność pod wpływem powtarzalnych obciążeń. Obok definicji normowej można wyróżnić definicje nawierzchni zawarte w Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych opracowanym przez GDDKiA (2014):

- 1) **sztywne**, które odkształcają się sprężysto pod wpływem obciążeń, a ugięcie sprężyste ich górnej powierzchni pod naciskiem koła 50 kN jest mniejsze od 0,5 mm,
- 2) **półsztywne**, posiadające warstwę jezdnią z betonu asfaltowego na podbudowie sztywnej; konstrukcja nawierzchni, w której warstwy ścieralna i wiążąca są wykonane z mieszanek mineralno-asfaltowych, a przynajmniej jedna z warstw podbudowy zasadniczej jest wykonana z materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi,
- 3) **podatne**, które mogą odkształcać się plastycznie i wykazywać pod działaniem obciążeń odkształcenia trwałe, w której warstwy ścieralna i wiążąca są wykonane z mieszanek mineralno-asfaltowych, a żadna z warstw podbudowy zasadniczej nie jest wykonana z materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi.

Główny podział nawierzchni na sztywne oraz podatne wynika z charakterystyki ich pracy. Zarówno nawierzchnie sztywne, jak i podatne, przekazują naprężenia na podłoże gruntowe, jednak w różny sposób. Nawierzchnie sztywne przekazują obciążenie na podbudowę zasadniczą lub podłoże gruntowe większą powierzchnią. Jeżeli następuje ugięcie gruntu pod płytą, nawierzchnia pracuje przenosząc obciążenia w punkty podparcia.

Tablica 3.1 Schemat konstrukcji nawierzchni podatnej (strona lewa) oraz sztywnej (strona prawa)

Konstrukcja nawierzchni podatnej		Konstrukcja nawierzchni sztywnej	
Warstwa ścieralna	Warstwy górne konstrukcji nawierzchni	Warstwy górne konstrukcji nawierzchni	Warstwa nawierzchniowa (płyta niedyblowana, dyblowana i kotwiona, zbrojona)
Warstwa wiążąca			Warstwa poślizgowa
Podbudowa zasadnicza	Warstwy dolne konstrukcji nawierzchni	Warstwy dolne konstrukcji nawierzchni	Podbudowa zasadnicza
Podbudowa pomocnicza			Podbudowa pomocnicza
Podbudowa		Warstwa mrozoochronna	
Podłoże ulepszone			
Podłoże			



Rysunek 3.1 Schemat pracy nawierzchni: a) sztywnej i b) podatnej (opr. własne)

Nawierzchnia sprężysta przekazuje obciążenia bardziej „punktowo”, bazując na dobrej współpracy warstw nawierzchni z warstwami podłoża. Obecnie brakuje normatywu kategoryzującego nawierzchnię w sposób podobny, jak ma to miejsce w normie PN-S-02201:1987. Poza powszechnym i ogólnym podziałem nawierzchni ze względu na ich konstrukcję oraz charakter pracy, w obiegu zawodowym możemy wyróżnić podziały według:

- 1) materiału warstwy ścieralnej:
 - a. nawierzchnie bitumiczne
 - b. nawierzchnie z betonu cementowego
 - c. nawierzchnie z kostki kamiennej
 - d. nawierzchnie z kostki betonowej
 - e. nawierzchnie z klinkieru
 - f. nawierzchnie tłuczniowe
 - g. nawierzchnie żwirowe
 - h. nawierzchnie z płyt betonowych
- 2) odpowiedniego obciążenia ruchem. Według kategorii ruchu, tj. sumarycznej liczby równoważnych osi standardowych N_{115} 115 kN w całym okresie projektowania, w milionach osi:
 - a. KR0: $N_{115} \leq 0,018$ mln osi
 - b. KR1: $0,018$ mln osi $< N_{115} \leq 0,053$ mln osi
 - c. KR2: $0,053$ mln osi $< N_{115} \leq 0,290$ mln osi
 - d. KR3: $0,290$ mln osi $< N_{115} \leq 1,470$ mln osi
 - e. KR4: $1,470$ mln osi $< N_{115} \leq 4,300$ mln osi
 - f. KR5: $4,300$ mln osi $< N_{115} \leq 13,000$ mln osi
 - g. KR6: $13,000$ mln osi $< N_{115} \leq 30,500$ mln osi
 - h. KR7: $30,500$ mln osi $< N_{115}$
- 3) technologii wykonania:
 - a. nawierzchnia monolityczna:
 1. z betonu asfaltowego (MMA)
 2. z betonu cementowego
 - b. nawierzchnia prefabrykowana
 - c. nawierzchnia makadamowa
 - d. nawierzchnia brukowa

W obowiązującym rozporządzeniu Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430 występuje podział nawierzchni na twarde ulepszone, twarde nieulepszone oraz gruntowe ulepszone. Pojęcia te zdefiniowano w normie PN-S-02201:1987 następująco:

- 1) *nawierzchnia twarda* jest to nawierzchnia, której grubość jest większa od 12 cm, a moduł odkształcenia nawierzchni nowow wykonanej, mierzony w najgorszych warunkach zawilgocenia podłoża gruntowego jest większy od 100 MPa,

- 2) *nawierzchnia twarda nieulepszona* jest to nawierzchnia nieprzystosowana do szybkiego ruchu samochodowego z powodu pyłności (kurzu - np. nawierzchnia tłuczniowa) lub nierówności (np. nawierzchnia brukowcowa),
- 3) *nawierzchnia twarda ulepszona* jest to nawierzchnia bezpylna i dostatecznie równa, a równocześnie przystosowana do szybkiego ruchu samochodowego,
- 4) *nawierzchnia gruntowa ulepszona* jest to nawierzchnia o grubości co najmniej 10 cm, wykonana z gruntu rodzimego lub dowiezionego i ulepszonego mechanicznie lub chemicznie.

Dobór właściwego typu konstrukcji nawierzchni drogowej ma istotne znaczenie dla jej trwałości, szczególnie w przypadku drogi zlokalizowanej na obszarze występowania wpływów górniczych. Poziome odkształcenia rozluźniające podłoże gruntowe ε_r wywołują powstanie w konstrukcji nawierzchni drogowej dodatkowych naprężeń rozciągających σ_{xd} o znacznej wartości (Kantarek, 1965; Chlipalski i Strycharz, 1997). Nawierzchnie charakteryzujące się dużą sztywnością są bardziej podatne na trwałe uszkodzenia i deformacje. Z tego względu dominujący charakter na terenach górniczych powinny mieć nawierzchnie podatne (Rosikoń, 1979; Kałuża i Kotasiński, 2019). Tego typu nawierzchnie będą analizowane w dalszej części pracy, jako wiodące na obszarach występowania oddziaływań górniczych.

3.2 Projektowanie podatnych nawierzchni drogowych

W przeciwieństwie do typowych konstrukcji budowlanych procedura projektowania nawierzchni drogowych nie polega wprost na sprawdzeniu stanu granicznego nośności i użyteczności dla zadanego maksymalnego obciążenia przyłożonego w punkcie. Celem nadrzędnym nawierzchni jest zdolność do przeniesienia określonego, powtarzalnego obciążenia od przyjętej liczby osi pojazdów. Naturalną konsekwencją takiego stanu rzeczy jest projektowanie konstrukcji nawierzchni pod kątem trwałości zmęczeniowej. Trwałością zmęczeniową nazywamy liczbę obciążeń, jaką zdolna jest przenieść konstrukcja nawierzchni do wystąpienia stanu granicznego. Projektowanie zaś polega na doborze warstw w sposób gwarantujący zapewnienie niezbędnej trwałości zmęczeniowej, z uwzględnieniem warunków gruntowo-wodnych, klimatycznych oraz przede wszystkim prognozowanego obciążenia ruchem (kategorii ruchu) (GDDKiA, 2013a; Zbiciak i Brzeziński, 2013; GDDKiA, 2014). W warunkach polskich nawierzchnię należy projektować zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 roku w sprawie przepisów techniczno-

budowlanych dotyczących dróg publicznych, które obowiązują od 21 września 2022 roku. W poprzednim Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie z dnia 2 marca 1999 z późniejszymi zmianami, konstrukcja drogi powinna była spełniać następujące warunki:

- 1) nawierzchnia miała przenieść wszelkie oddziaływania i wpływy mogące wystąpić podczas budowy i użytkowania drogi, jeżeli nie były przekraczane dopuszczalne naciski osi pojazdu na nawierzchnię,
- 2) trwałość nawierzchni powinna była być co najmniej równa okresowi użytkowania określonemu w dokumentacji projektowej, pod warunkiem wykonania wszystkich czynności wynikających z rodzaju wbudowanych materiałów, kosztów użytkowania i zasad utrzymania nawierzchni,
- 3) nawierzchnia nie mogła ulec zniszczeniu w stopniu nieproporcjonalnym do jego przyczyny.

W powyższym Rozporządzeniu zdefiniowano również stany graniczne nośności oraz przydatności do użytkowania. Stan graniczny nośności uważało się za przekroczony jeśli zgodnie z Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430:

- 1) wartość zastępczego modułu sprężystości nawierzchni stanowiła mniej niż 50% wartości początkowej – wówczas został osiągnięty stan zmęczenia,
- 2) więcej niż 20% powierzchni było pokryte pęknięciami zmęczeniowymi o rozwarości większej niż 2 mm.

W obecnie obowiązującym rozporządzeniu Dz.U. 2022 nr 1518 wymóg trwałości zdefiniowano następująco:

- 1) konstrukcję nawierzchni części drogi projektuje się w taki sposób, aby przenosiła przewidywane obciążenia co najmniej w okresie użytkowania, przyjętym w dokumentacji projektowej.

Zrezygnowano z definiowania ogólnie stanów granicznych, natomiast pozostawiono to do określenia Zarządcom Dróg oraz Projektantom.

O przekroczeniu stanu granicznego przydatności do użytkowania mówimy, jeżeli uszkodzenia występujące w nawierzchni uniemożliwiają bezpieczne jej użytkowanie. Mając

na uwadze wymogi stawiane nawierzchniom możemy zastosować metody należące do jednej z poniższych grup (GDDKiA, 2013a, 2013b i 2014; Judycki, 2014):

- 1) metod empirycznych,
- 2) metod mechanistyczno-empirycznych.

Metody empiryczne opierają się na standardowych rozwiązaniach konstrukcyjnych, stosowanych w zależności od odpowiedniej konfiguracji warunków w jakich nawierzchnia jest projektowana. Rozwiązania bazują na doświadczeniach praktycznych oraz badaniach z poprzednich lat, co pozwala na wyprowadzenie związków pomiędzy parametrami projektowymi a trwałością drogi na podstawie długotrwałych, wieloletnich obserwacji. Do metod empirycznych należą m. in.:

- 1) metoda CBR i jej modyfikacje,
- 2) metody wykorzystujące badania AASHTO (Instytutu Asfaltowego, Shooka i Finna, Lidlla, AASHTO),
- 3) metoda PJ-IBD opracowana przez prof. Jana Pachowskiego (PJ) w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów, dawniej Instytutu Budownictwa Drogowego (IBD),
- 4) metoda brytyjska,
- 5) metoda szwajcarska (Strycharz, 1995; GDDKiA, 2014).

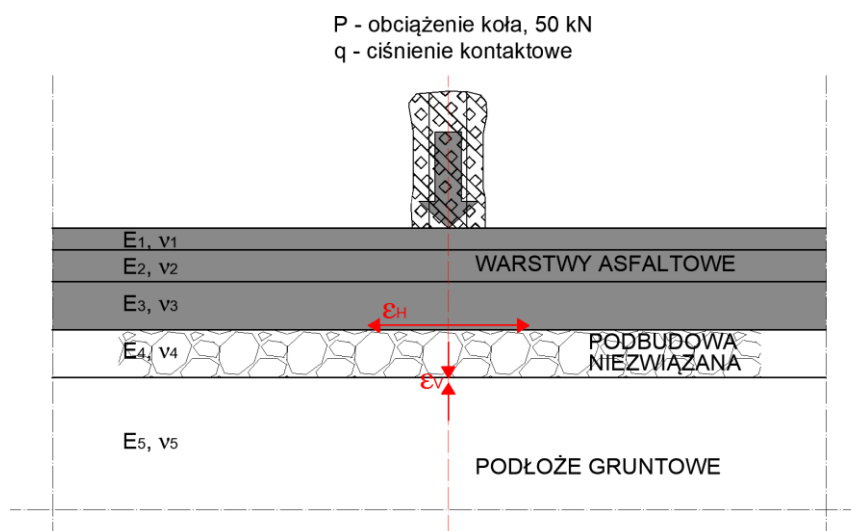
Projektowanie zgodnie z procedurą zawartą w Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 2014 roku w warunkach polskich jest powszechnie stosowane w przypadkach niewymagających indywidualnego projektowania. Procedura przedstawia się następująco (IBDiM, 1977; GDDKiA, 2014):

- 1) zebranie danych wejściowych do projektowania:
 - a. określenie warunków gruntowo-wodnych,
 - b. określenie obciążenia ruchem,
 - c. określenie warunków klimatycznych,
- 2) przyjęcie odpowiedniego okresu projektowego użytkowania konstrukcji – w zależności od klasy drogi oraz od wymogów Zarządcy drogi,
- 3) obliczenie ruchu projektowanego oraz wyznaczenie kategorii ruchu,
- 4) ustalenie warunków gruntowo-wodnych oraz grupy nośności podłoża gruntowego,

- 5) wybór rozwiązania typowego dla dolnych warstw nawierzchni (w tym rozważenie konieczności zastosowania warstwy ulepszonego podłoża, mrozoochronnej, odsączającej czy odcinającej),
- 6) wybór rozwiązania typowego dla górnych warstw nawierzchni,
- 7) sprawdzenie warunku wymaganej odporności nawierzchni na wysadzinę, w przypadku niespełnienia warunku zwiększenie grubości warstwy mrozoochronnej lub warstwy ulepszonego podłoża,
- 8) przyjęcie rozwiązania przeciwdziałającego spękaniom odbitym w przypadku zastosowania nawierzchni półsztywnej,
- 9) określenie wymagań materiałowych dotyczących wykonania przyjętych warstw konstrukcji nawierzchni.

Konstrukcje nawierzchni podatnych wg GDDKiA (2014) zaprojektowano bazując na kryteriach zmęczeniowych z metod mechanistyczno-empirycznych. Przedstawiony tok postępowania pozwala na zaprojektowanie nawierzchni dla większości typowych rozwiązań, w różnych warunkach gruntowych i klimatycznych. Wyjątki stanowią m.in. drogi o bardzo małym natężeniu ruchu (mniejszym od 30 000 osi standardowych 100 kN w 20-letnim okresie eksploatacji), drogi lokalizowane na słabych gruntach (konieczne jest indywidualne projektowanie wzmocnienia podłoża lub budowli ziemnej), drogi lokalizowane na gruntach skalistych (indywidualne projektowanie dolnych warstw nawierzchni) czy też drogi projektowane na terenach występowania oddziaływań górniczych (IBDiM, 1977; GDDKiA, 2014). W kontekście realizowanej pracy doktorskiej warto podkreślić fakt braku możliwości stosowania metod katalogowych na obszarach oddziaływań górniczych.

Metody mechanistyczno-empiryczne wykorzystują modele mechaniki ciała stałego. Pozwala to na określenie stanu naprężenia, odkształcenia i przemieszczenia konstrukcji nawierzchni w zależności od działających obciążeń i własności materiałów (GDDKiA, 2013b; Judycki, 2014; Nagórski i in., 2014; Iwański i Obara, 2015). Nawierzchnia jest traktowana jako układ warstw o określonych grubościach. Spoczywa na podłożu o nieskończonej grubości.



Rysunek 3.2 Schemat konstrukcji nawierzchni do projektowania metodą mechaniczną (za GDDKiA, 2013b)

Najczęstszym modelem nawierzchni stosowanym do obliczeń mechanicznych jest układ izotropowych i jednorodnych warstw sprężystych leżących na półprzestrzeni sprężystej. Wynika to z faktu, że taki model jest prosty w implementacji, ze względu na wymaganą liczbę parametrów niezbędnych do definicji modelu. Każda warstwa wymaga trzech parametrów: współczynnika Poissona, modułu sprężystości oraz grubości warstwy (Górnaś i Pożarycki, 2014). Oprócz modeli teorii sprężystości wykorzystuje się również modele teorii pełzania i konsolidacji oraz modele dynamiczne. Model sprężysty, powszechnie stosowany do projektowania nawierzchni drogowych, zachowuje liniową relację naprężenie-odkształcenie (Iwański i Obara, 2015). Szereg uproszczeń dla tego modelu, brak możliwości uwzględniania czasu czy też konieczność coraz dokładniejszego modelowania procesów reologicznych, wymusza rozwijanie i implementowanie modeli lepkosprężystych (np. model Bürgesa czy model Hueta-Sayegha) (Nagórska i in., 2015; Iwański i Obara, 2015; Mazurek, 2016). Wartości naprężeń oraz odkształceń uzyskiwanych w wyniku rozwiązywania danego schematu obliczeniowego służą następnie do sprawdzenia kryteriów zniszczenia konstrukcji nawierzchni drogowej (kryterium spękań warstw nawierzchni, kryterium deformacji trwałych). W celu określenia trwałości zmęczeniowej można stosować kryteria według różnych metod, m.in. Instytutu Asfaltowego, Shella, Uniwersytetu w Nottingham (AASHTO, 1961 i 1972; Judycki, 2011; GDDKiA, 2014; Nowaczyk, 2017). Obecnie powszechnie stosowane w obliczeniach mechanicznych są następujące kryteria (Judycki, 2011, 2014; Nowaczyk, 2017):

- 1) kryterium spękań zmęczeniowych,
- 2) kryterium deformacji strukturalnych.

Kryterium spękań zmęczeniowych jest wyrażone wzorem określającym trwałość zmęczeniową warstw asfaltowych:

$$N_{FC} = D_{FC} \cdot 7,3557 \cdot (10^{-6}) \cdot C \cdot k_1' \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492} \cdot \left(\frac{1}{E}\right)^{1,281} \quad (3-1)$$

gdzie:

N_{FC} – liczba powtarzalnych obciążeń do wystąpienia spękań zmęczeniowych, na procentach całkowitej powierzchni pasa ruchu [osi 100 kN/pas/okres obliczeniowy],

D_{FC} – szkoda zmęczeniowa wyrażona jako ułamek dziesiętny, odpowiadająca założonej ilości spękań zmęczeniowych FC oraz grubości warstw asfaltowych h_{ac} wyrażona wzorem:

$$D_{FC} = \frac{1}{100} \cdot 10^{\ln\left(\frac{100}{FC}-1\right) \cdot \frac{1}{C_2'} + 2} \quad (3-2)$$

FC – założona ilość spękań zmęczeniowych [%],

C_2' – współczynnik zależny od grubości warstw asfaltowych:

$$C_2' = -2,40874 - 39,748 \cdot \left(1 + \frac{h_{ac}}{2,54}\right)^{-2,856} \quad (3-3)$$

h_{ac} – grubość wszystkich warstw asfaltowych [cm],

k_1' – parametr określony w procesie kalibracji, zależny od grubości warstw asfaltowych:

$$k_1' = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 1,374 \cdot h_{ac})}}} \quad (3-4)$$

ε_t – odkształcenia rozciągające w osi obciążenia na dolnej powierzchni najniższej warstwy asfaltowej [mm/m],

E – moduł sztywności warstwy asfaltowej [MPa],

C – współczynnik zależny od właściwości objętościowych mieszanki mineralno asfaltowej:

$$C = 10^M \quad (3-5)$$

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right) \quad (3-6)$$

V_a – zawartość objętościowa asfaltu [%],

V_b – zawartość objętościowa wolnej przestrzeni [%].

Kryterium deformacji podłoża gruntowego jest wyrażone zależnością pomiędzy dopuszczalną liczbą powtarzalnych obciążeń N do momentu powstania deformacji krytycznej a odkształceniem pionowym w poziomie powierzchni podłoża gruntowego.

$$\varepsilon_p = k \cdot \left(\frac{1}{N} \right)^m \quad (3-7)$$

Zależność pomiędzy odkształceniem a liczbą obciążeń przekształcamy, otrzymując:

$$N = \frac{1}{\sqrt[m]{\frac{\varepsilon_p}{k}}} \quad (3-8)$$

gdzie:

N – liczba dopuszczalnych obciążeń do wystąpienia krytycznej deformacji strukturalnej w konstrukcji,

k, m – współczynniki doświadczalne, odpowiednio równe:

$$k = 1,05 \cdot 10^{-2} \quad (3-9)$$

$$m = 0,223 \quad (3-10)$$

ε_p – wartość pionowego odkształcenia na powierzchni podłoża gruntowego w osi obciążenia [mm/m]

Kolejną metodą adaptowaną do warunków polskich jest metoda mechanistyczno-empiryczna zawarta w Podręczniku Mechanistyczno–Empirycznego Projektowania Nawierzchni Drogowych w warunkach polskich, opracowanym przez IBDiM na zlecenie GDDKiA w 2013 roku. Metoda ta umożliwia wybór procedury wedle uznania projektanta lecz zaleca metodę AASHTO. Proces projektowania składa się z trzech zasadniczych etapów:

- 1) oceny – etap ten obejmuje zgromadzenie danych wejściowych, takich jak analizy ruchu, ocenę stanu technicznego drogi, analizy środowiskowe, opcje naprawczo-remontowe,
- 2) analizy – etap ten obejmuje projektowanie na zgromadzonych danych, obliczenia konstrukcji, analizy niezawodności, weryfikację warunków zmęczeniowych,
- 3) wyboru strategii - po spełnieniu wszystkich zakładanych kryteriów projektowych przeprowadza się analizy wykonalności oraz analizy finansowe w celu wyboru odpowiedniej strategii realizacji.

Warto zaznaczyć, że wynikiem procesu iteracyjnego nie jest grubość warstw nawierzchni, ale uszkodzenia i równość nawierzchni. Projektowanie polega na zadaniu danych wejściowych, takich jak ruch, podłoże, warunki klimatyczne, projektowanie nowej konstrukcji czy też nakładki na konstrukcji istniejącej. Następnie projekt konstrukcji jest oceniany pod kątem kryteriów stanu i wartości niezawodności poprzez prognozę uszkodzeń i równości przy wybranym poziomie niezawodności (GDDKiA, 2013b). Należy również wskazać, że stosowanie kryteriów zmęczeniowych według „starych metod” Shella czy Instytutu Asfaltowego, które opracowano około 40 lat temu, będzie prowadzić do przewymiarowania konstrukcji, tak jak miało to miejsce w katalogach z 1997 roku, które zostały zweryfikowane i dostosowane do zaktualizowanych kryteriów dla rosnącego natężenia ruchu pojazdów (IBDiM, 1977; Judycki, 2011; GDDKiA, 2013a; Zbiciak i Brzeziński, 2013; Judycki, 2014).

Problematyczność metody empiryczno-mechanistycznej polega głównie na trudności w kalibracji właściwych modeli uszkodzeń. Dane były gromadzone głównie w Stanach Zjednoczonych, co z uwagi na różnice w stosowanych materiałach, różnice klimatyczne, technologie oraz podejście do utrzymania dróg, może rodzić szereg problemów we właściwej implementacji do warunków polskich. Kolejną trudnością będzie konieczność właściwego odniesienia parametrów materiałowych i wymogów norm europejskich w stosunku do wymogów i norm amerykańskich.

3.3 Projektowanie dróg na terenie występowania oddziaływań górniczych

Projektowanie drogi na obszarze występowania oddziaływań górniczych jest procedurą złożoną i wymaga uwzględnienia dodatkowych czynników. Przede wszystkim należy dokonać kwalifikacji terenu, na którym planuje się przedsięwzięcie budowlane według klasyfikacji terenów górniczych oraz kategorii przydatności terenów pogórnich (Kwiatek, 2007; GDDKiA, 2013a). W zależności od kwalifikacji terenów należy sporządzić prognozę

wskaźników deformacji górniczych. Tab. 3.2 przedstawia rodzaje prognoz. Na potrzeby projektowania, modernizacji czy zabiegów remontowych najbardziej przydatną prognozą jest prognoza szczegółowa (Kwiatek, 2007; GDDKiA, 2013a).

Tablica 3.2 Rodzaje prognoz deformacji nawierzchni (Kwiatek, 2007)

Rodzaj prognozy	Charakterystyka deformacji powierzchni	
	Dane podstawowe	Dane uzupełniające
Przybliżona	Kategorie terenu górniczego, końcowe obniżenia	-
Podstawowa	Ekstremalne wartości obniżeń, nachyleń, krzywizn i poziomych odkształceń wraz z czasem ich występowania	-
Szczegółowa	Ekstremalne wartości obniżeń w wybranych punktach oraz nachyleń, krzywizn i poziomych odkształceń w wybranych punktach i kierunkach wraz z czasem ich występowania	Charakterystyka deformacji nieustalonych, krzywizny i poziome odkształcenia dla określonych długości baz obliczeniowych i rozrzut statystyczny wskaźników deformacji powierzchni

Istotnym jest fakt, że występowanie oddziaływań górniczych powoduje konieczność zaliczenia występujących warunków gruntowych jako skomplikowane. Powoduje to zaliczenie całego obiektu do trzeciej kategorii geotechnicznej, co z kolei nakłada na jednostkę projektową konieczność zapewnienia sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (Dz. U. 2012 poz. 463). Rozporządzenie nie nakłada obowiązku sporządzania dodatkowych ekspertyz górniczo-geologicznych, jednak w przypadku dróg wyższych klas (A, S) budowanych na obszarze występowania oddziaływań górniczych, przeprowadzenie ich jest niezbędne (Miłkowski i in., 2010a i 2010b). Jak wskazano w rozdziale poprzednim, wpływy górnicze powodują znaczną zmienność parametrów użytkowania oraz nośności dróg. Determinuje to konieczność projektowania geometrii drogi z uwzględnieniem m.in. (Kwiatek, 2007; GDDKiA, 2013a):

- 1) niwelety pierwotnej (przed osiadaniem),
- 2) niwelety tymczasowej (w trakcie osiadania),
- 3) niwelety trwale obniżonej (po całkowitym osiadaniu),
- 4) zmian pochyłeń niwelety i położenia osi w planie,
- 5) zmian krzywizn łuków pionowych,
- 6) zmian spadków poprzecznych,
- 7) zmian pochyłeń elementów odwodnienia drogi.

Drogę należy zaprojektować tak, aby zmiany występujące w okresie prowadzonej eksploatacji górniczej oraz po jej zakończeniu nie powodowały obniżenia bezpieczeństwa oraz przerwania ciągłości użytkowania. Założenie to jest właściwe i przestrzegane dla dróg wyższych kategorii, natomiast dla dróg gminnych lub powiatowych bardzo często nie jest zapewnione właściwe rozpoznanie oraz projektowanie prac budowlanych. Poza destrukcyjnym wpływem oddziaływań górniczych na geometrię drogi, należy uwzględnić ich wpływ na zmianę sztywności warstw nawierzchni oraz podłoża gruntowego. Naprężenia rozluźniające działające na nawierzchnie pozbawione wzmocnień powodują redukcję trwałości zmęczeniowej nawierzchni, z uwagi na trwałą utratę nośności podłoża gruntowego (Glinko, 1984; Kotasiński, 2004; Grygierek i Waszak, 2015; Kawalec i in., 2019).

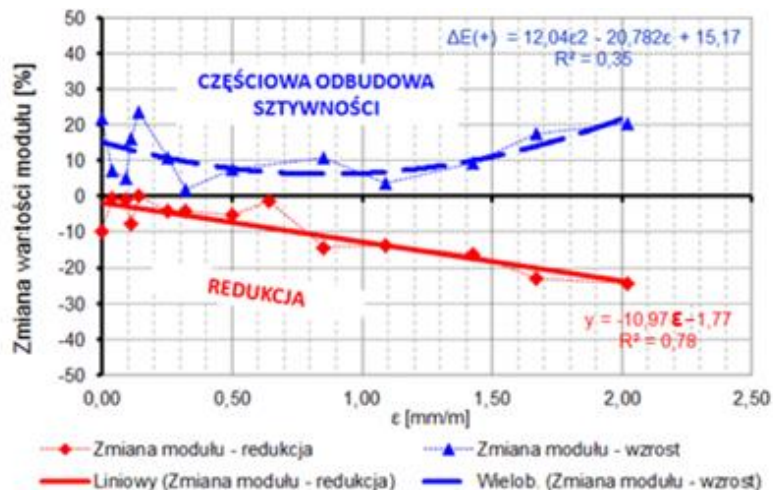
Wpływ oddziaływań górniczych na trwałość zmęczeniową nawierzchni w zakresie II kategorii terenu górniczego można wyznaczyć, stosując obliczenia metodami mechanistycznymi. Tok postępowania wygląda następująco:

- 1) podział drogi na odcinki obliczeniowe ze względu na wartości i charakter odkształcenia poziomego ε ,
- 2) wyznaczenie trwałości zmęczeniowej przed planowanymi wpływami eksploatacji górniczej,
- 3) przyjęcie zredukowanych wartości modułów dla warstw niezwiązanych nawierzchni i podłoża gruntowego,
- 4) określenie pozostałej trwałości zmęczeniowej po zakończeniu eksploatacji,
- 5) porównanie pozostałej trwałości zmęczeniowej z ruchem prognozowanym i obliczenie szkody zmęczeniowej wywołanej wpływem oddziaływań górniczych,
- 6) oszacowanie kosztów spowodowanych szkodą wynikającą z wpływu eksploatacji górniczej.

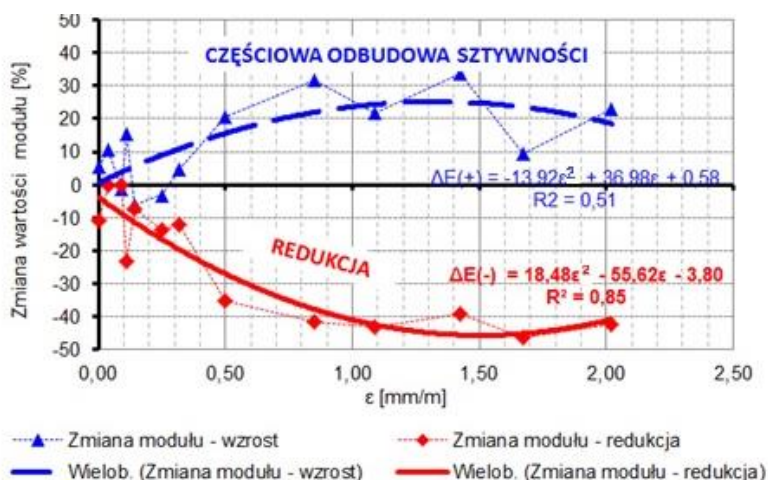
Przyjęcie przez Grygierka (2012) redukcji modułów sprężystości można wykonać z użyciem opracowanych zależności przedstawionych na rys. 3.3. W przypadku prognozowanych deformacji przekraczających II kategorię terenu górniczego nie powinno się lokalizować dróg wyższych klas (GDDKiA, 2013a). W praktyce drogi niższych klas (D, L, Z) lokalizowane na takich obszarach powinny być realizowane z uwzględnieniem krótkiej żywotności drogi i relatywnie częstych zabiegach renowacyjnych. Stosowanie odpowiednich wzmocnień podłoża gruntowego oraz nasypów drogowych może znacząco poprawić odporność konstrukcji drogi na występujące naprężenia rozluźniające, co z kolei może

zredukować szkodę zmęczeniową (Kłosek i Ajdukiewicz, 2004; Kłosek, 2005; Kałuża i Kotasiński, 2019). Należy wskazać, że stosowanie wzmocnień z geosyntetyków zredukuje rozwój rozluźnień, lecz nie wpłynie na zmianę parametrów geometrii drogi w wyniku deformacji terenu wywołanych oddziaływaniami górnictwami (Kawalec i in., 2015). Szczegółowe rozwiązania wzmocnień nawierzchni zostaną omówione w dalszym rozdziale. Oprócz wskazanych powyżej kryteriów projektowania, w pracach Chlipalskiego (1994) oraz Kotasińskiego (2004) przywołano następujące dodatkowe kryteria:

- kryterium dopuszczalnych naprężeń pionowych w podłożu (zabezpieczające nawierzchnię przed nadmiernymi odkształceniami trwałymi powstającymi w okresach zmiennej w czasie nośności podłoża górnictwa),
- kryterium dopuszczalnych naprężeń poziomych w warstwie dolnej podbudowy na styku z podłożem górnictwami (zabezpieczające podbudowę przed utratą nośności).



Rysunek 3.3 Redukcja modułu sprężystości podłoża gruntowego w funkcji odkształceń rozluźniających (Grygierek, 2012)



Rysunek 3.4 Redukcja modułu sprężystości kruszywa stabilizowanego mechanicznie w funkcji odkształceń rozluźniających (Grygierek, 2012)

W pracy Chlipalskiego (1994) można znaleźć propozycję opracowanego w Bratysławie kryterium dopuszczalnych naprężeń pionowych, określonego zależnością:

$$\sigma_{11} \leq \sigma_{11dop} \quad (3-11)$$

gdzie:

- σ_{11} – rzeczywiste naprężenie pionowe istniejące na płaszczyźnie styku: spód nawierzchni – podłoże gruntowe (ściskanie),
- σ_{11dop} – dopuszczalne naprężenia pionowe (ściskające) w podłożu, zależne od kategorii ruchu oraz od zmiennej nośności podłoża zależnej od pory roku.

Wartości dopuszczalnych naprężeń pionowych σ_{11dop} przyjmuje się ze wzorów:

- dla kategorii ruchu KR1:

$$\sigma_{11dop} = 0,0045 \cdot E_p \quad (3-12)$$

- dla kategorii ruchu KR2, KR3:

$$\sigma_{11dop} = \frac{0,0045 \cdot E_p}{1 + 0,71 \cdot \log N_c} \quad (3-13)$$

- dla kategorii ruchu KR4, KR5, KR6 (w momencie opracowywania metody nie istniała kategoria ruchu KR7):

$$\sigma_{11dop} = \frac{0,00346 \cdot E_p}{1 + 0,71 \cdot \log N_c} \quad (3-14)$$

gdzie:

- E_p – zredukowany moduł sprężystości podłoża [MPa],
- N_c – liczba osi obliczeniowych (100 kN/oś) całego okresu eksploatacji w jednym kierunku.

Sprawdzanie powyższych warunków proponuje się przeprowadzać dla okresu wiosennego, charakteryzującego się zmniejszoną nośnością podłoża oraz dla okresu letniego, przyjmując średnią roczną wartość zredukowaną modułu podłoża i modułu mieszanek mineralno-bitumicznych w temperaturze 25°C. W każdym sprawdzeniu należy przyjąć zredukowany w wyniku odkształceń poziomych ε_r moduł sztywności podłoża gruntowego. Chlipalski (1994) opracował mechanistyczno-matematyczny model współdziałania nawierzchni drogowej na poziomo deformującym się podłożu na zboczu niecki górniczej. Umożliwia on sprawdzenie kryterium dopuszczalnych naprężeń rozciągających na spodzie

konstrukcji nawierzchni, za pomocą wyprowadzonej funkcji naprężeń poziomych σ_{xd} oraz stycznych oddziaływań podłoża τ .

Dla $0 \leq \xi \leq 1$

$$\sigma_{xd} = \frac{E_n}{r_1} \cdot \frac{du}{d\xi} \quad (3-15)$$

$$\tau = -\frac{E_n}{r_1^2} \cdot \frac{d^2u}{d\xi^2} \quad (3-16)$$

gdzie:

$$u = \left(\frac{u_{1max}}{2 \left(-e^{-\kappa} \cdot \frac{\left(\frac{\Pi}{\kappa}\right)^2}{1 + \left(\frac{\Pi}{\kappa}\right)^2} \right) \cosh \kappa \frac{\cos \Pi \xi}{1 + \left(\frac{\Pi}{\kappa}\right)^2}} \right) \quad (3-17)$$

$$\lambda = \frac{b \cdot h}{b + 2 \cdot h} \quad (3-18)$$

$$\kappa = \sqrt{r_1 \frac{k_1}{E_n \cdot \lambda}} \quad (3-19)$$

$$\xi = \frac{x}{r_1} \quad (3-20)$$

$$r_1 = \frac{r}{\sin \alpha} \quad (3-21)$$

$$r = \frac{H}{\operatorname{tg} \beta} \quad (3-22)$$

gdzie:

- b – szerokość pasa ruchu [m],
- E_n – zastępczy moduł sprężystości konstrukcji [MPa],
- h – grubość konstrukcji nawierzchni drogowej [m],
- k_1 – współczynnik poziomej podatności podłoża nawierzchni [-],
- u_{max} – $0,4 \cdot g \cdot a$ [m],
- g – miąższość eksploatowanego pokładu [m],
- a – współczynnik eksploatacji [-],
- H – głębokość zalegania eksploatowanego złoża [m],
- β – kąt zasięgu wpływów głównych [°],
- α – kąt usytuowania kierunku eksploatacji pokładu względem osi drogi [°].

Znajomość wartości naprężeń poziomych pozwala na etapie projektowania na podjęcie decyzji co do rodzaju zabezpieczenia konstrukcji nawierzchni drogowej. Obecnie stosuje się przede wszystkim metody polegające na redukowaniu wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego oraz podbudów niezwiązanych. W dalszej części pracy omówiono zasady projektowania wzmocnień nawierzchni oraz drogowych konstrukcji ziemnych.

3.4 Problematyka modelowania nawierzchni drogowych

Modelowanie nawierzchni drogowych, z uwagi na ich budowę oraz sposób obciążenia nie polega na stosowaniu mechaniki ustrojów prętowych powszechnie stosowanych w konstrukcjach kubaturowych. Mechanika nawierzchni bazuje przede wszystkim na podstawach mechaniki teoretycznej oraz wytrzymałości materiałów oraz na dziedzinach zajmujących się modelowaniem obiektów oraz ośrodków materialnych – teorii sprężystości, teorii płyt, mechaniki ośrodków ciągłych (Nagórski i i in. 2014). Analiza stanu naprężenia, przemieszczenia i odkształcenia w konstrukcji nawierzchni stanowi istotny aspekt analiz praktycznych czy też naukowych. Najprostszymi narzędziami pomocnymi w analizach są programy oparte na metodzie półprzestrzeni sprężystej. Jednym z najpopularniejszych programów jest BISAR, stanowiący część SPDM 3.0 (Shell Pavement Design Method), którego ostatnia wersja oznaczona numerem 3.0 została wydana w 1998 roku. Model półprzestrzeni sprężystej można zdefiniować następującymi założeniami (Bitumen Business Group, 1998; Nagórski i Nagórska. 2013; Nagórski i i in. 2014, Nagórska i in., 2015):

- 1) układ składa się z liniowo-sprężystych warstw spoczywających na liniowo-sprężystej półprzestrzeni,
- 2) wymiar poziomy warstw jest nieograniczony. W przypadku warstwy modelującej podłoże gruntowe również wymiar pionowy jest nieograniczony,
- 3) materiał każdej z warstw jest homogeniczny i izotropowy.

W tym modelu ciężar własny warstw jest pomijany jako stan naturalny nawierzchni pod działaniem ciężaru własnego, warstwy natomiast są zdefiniowane modułem Younga E , współczynnikiem Poissona ν oraz grubością h . Pozostałe zmienne konieczne do określenia to szczepność międzywarstwowa, obciążenie nawierzchni, liczba warstw. Obecnie powszechnie stosowaną do badań układu warstw nawierzchni jest metoda elementów skończonych. Pomimo dużej popularności i szerokiego spektrum możliwości w modelowaniu nawierzchni drogowych wymaga znacznych nakładów czasu oraz pracy. Należy wskazać, że jest to metoda, której początki sięgają lat 60 XX wieku a jej rozwój zawdzięczamy przede wszystkim

przemysłowi lotniczemu, kosmicznemu oraz wojskowemu, z uwagi na możliwość modelowania nawet najbardziej złożonych zagadnień inżynierskich. W kwestii zasadności stosowania MES do projektowania nawierzchni, Tutka i Nagórski (2016) zbudowali model numeryczny nawierzchni w programie ABAQUS w celu uwzględnienia efektów dynamicznych dla prędkości obciążenia 5 km/h oraz 60 km/h. Wyniki porównano z wynikami analizy statycznej i wskazano na nieznaczne różnice w przypadku typowych obciążeń nawierzchni. Tutka i Nagórski (2016) ponownie analizowali wpływ efektów dynamicznych, tym razem na przemieszczenia pionowe na powierzchni nawierzchni, odkształcenia rozciągające w poziomie dolnych warstw podbudów z betonu asfaltowego oraz odkształcenia ściskającego w gruncie rodzimym. Ponownie potwierdzono niewielki wpływ efektów dynamicznych przy typowych przypadkach obciążeń. Analizy dynamiczne mają przede wszystkim zastosowanie w modelach mających na celu badanie powtarzalnych obciążeń na długotrwały stan nawierzchni.

Wpływ wzmocnienia geosyntetykiem był badany przez Wathugala i in. (1996) w poziomie warstw bitumicznych, warstw podbudowy niezwiązanej z kruszywem oraz 1/3 wysokości podbudowy niezwiązanej. Lokalizacja w poziomie warstw bitumicznych wykazała największą poprawę odporności na spękania zmęczeniowe. Wielu autorów, m.in. Ngyuen i in. (2013), Chakravarthi i Chaitanya (2015), Melaku i Qiu (2015), Calvarano i in. (2017) oraz Jong-Hoon i in. (2019), budowało modele obliczeniowe 3D nawierzchni podatnych, w celu badania wpływu wzmocnień z geokompozytów na parametry nawierzchni przy powtarzalnych obciążeniach dynamicznych, wykazując poprawę odporności na koleinowanie oraz występowanie spękań zmęczeniowych. Wymienione prace potwierdzają szerokie zastosowanie MES w analizie konstrukcji nawierzchni. Z uwagi na dużą pracochłonność oraz skomplikowanie w przygotowaniu stosownych modeli, Liu i in. (2017) zaproponowali wykorzystanie metody warstw skończonych polegających na implementacji do modelu 3D jednowymiarowej siatki i zastosowaniu szeregów Fouriera w pozostałych kierunkach. Takie rozwiązanie zostało zaimplementowane w programie 3D-Move, który pozwala na analizę 3D stanu naprężenia, odkształcenia oraz przemieszczenia nawierzchni drogowej poddanej dowolnie zamodelowanemu obciążeniu od ruchu drogowego, z uwzględnieniem prędkości pojazdów, dowolnego kształtu powierzchni kontaktowej oraz wartości ciśnienia kontaktowego i lepkością wiskoznych właściwości warstw bitumicznych. Oprogramowanie zostało wykorzystane m.in. w analizach wpływu ciśnienia kontaktowego generowanego przez różne typy i układy opon na trwałość nawierzchni przez Jianga i in. (2019).

Kolejnym narzędziem służącym do prowadzenia analiz w nawierzchniach drogowych jest program EverStressFE. Powstał jako narzędzie przygotowane przez Uniwersytet Maine we współpracy z Departamentem Transportu Stanu Waszyngton. Pozwala na prowadzenie analiz nawierzchni podatnych z wykorzystaniem metody elementów skończonych na modelu trójwymiarowym konstrukcji nawierzchni, a obciążenie może być dowolnie modyfikowane przez użytkownika (Davids, 2009; Daniel i in. 2014; Daniel i Chairuddin, 2017).

3.5 Uwzględnienie oddziaływań górniczych

Poza destrukcyjnym wpływem na geometrię drogi oddziaływań górniczych, można uwzględniać ich wpływ na zmianę sztywności warstw nawierzchni oraz podłoża gruntowego. Naprężenia rozluźniające, działające na nawierzchnie pozbawione wzmocnień, powodują redukcję trwałości zmęczeniowej nawierzchni, z uwagi na trwałą utratę nośności podłoża gruntowego (Kłosek i Ajdukiewicz, 2004; Kotasiński, 2004; Grygierek i Waszak, 2015; Kawalec i in., 2019). Wpływ oddziaływań górniczych w zakresie do II kategorii terenu górniczego na trwałość zmęczeniową nawierzchni można wyznaczyć stosując obliczenia metodami mechanistycznymi (GDDKiA, 2013b). Należy zaznaczyć, że oprócz spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego zmianie (zmniejszeniu) ulegają w wyniku oddziaływania poziomych odkształceń rozluźniających ε_r , również parametry charakteryzujące nośność podłoża konstrukcji, do których zaliczamy kalifornijski wskaźnik nośności CBR, moduł sprężystości E oraz moduł odkształcenia M_E (Kłosek, 1994). Wskaźniki te, mając istotne znaczenie dla nośności konstrukcji, podlegają znacznym zmianom w wyniku pojawienia się poziomych odkształceń rozluźniających ε_r . Wpływem poziomych odkształceń górniczych ε_r zajmowali się również w pracach: Rosikoń (1979), Żak i Chlipalski (1988) oraz Strycharz (1995). Wasillkowski (1954) podjął temat zastosowania zredukowanego modułu sprężystości E według zależności:

$$E = (\eta_2) \cdot E_e \quad (3-23)$$

gdzie :

- E – zredukowany moduł sprężystości [MPa]
- η_2 – współczynnik charakteryzujący zmiany właściwości gruntów,
- E_e – edometryczny moduł ściśliwości [MPa].

Bazując na powyższej propozycji Rosikoń (1979) prowadził badania laboratoryjne, na podstawie których ustalono m.in., że dla gruntów sypkich redukcja jest znaczna, co wyraża się

współczynnikiem $\eta_2 = 0,2$. Dla gruntów spoistych ustalono mniejszą redukcję niż dla gruntów sypkich co wyrażono współczynnikiem $\eta_2 = 0,5$. Zagadnienia dotyczące zmian cech podłoża gruntowego, w szczególności długotrwałej utraty nośności, w konsekwencji oddziaływań górniczych były przedmiotem badań m.in. Kantarka (1965), Glinko (1984), Kłoska (1994), Miłkowskiego i in. (2010a) oraz Ajdukiewicza i in. (2011).

3.6 Uwzględnienie wzmocnienia geosyntetycznego

Wpływ zbrojenia geosyntetycznego na parametry wzmocnionej warstwy podłoża/podbudowy stanowił przedmiot wielu opracowań. Nguyen (2001) wskazał, że w zakresie teorii Coulomba-Mohra grunt zbrojony geosyntetykiem zachowuje się jak grunt niezbrojony o tym samym kącie tarcia wewnętrznego ϕ , natomiast spójność c ulega zwiększeniu. W przypadku modelowania pracy zakotwienia geokompozytu można wykorzystać zależność, że jeżeli materiał zbrojenia nie jest uplastyczniony a następuje poślizg zbrojenia w gruncie, to grunt zbrojony zachowuje się jak grunt niezbrojony o zwiększonym kącie tarcia wewnętrznego ϕ_R (Long i Schlosser, 1978). Wpływ zbrojenia geosyntetycznego podłoża gruntowego na wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz spójności został również omówiony przez Nareemana i Fattaha (2012). Wskazano, że wartości kąta tarcia wewnętrznego rosną dla gruntu zbrojonego, a spójność maleje. W pracach poświęconych wpływowi zbrojenia na parametry gruntów/podbudów, zjawisko efektywności zbrojenia traktowano jako możliwość zwiększenia dopuszczalnego obciążenia lub zwiększenia powtórzeń obciążenia równoważnego, przy którym nastąpi uplastycznienie podłoża. Pozytywny efekt zbrojenia wykazywano, jako redukcję naprężeń pionowych przy stałym parciu bocznym (Krużyński, 1995; Nareeman i Fattah, 2012; Palmeira i Gongora, 2015; Carlos i in., 2016). Wyniki prowadzonych badań nad wpływem zbrojenia geosyntetycznego na parametry gruntu są właściwe jedynie dla konkretnych geosyntetyków, dla których zostały one przeprowadzone. Kotasiński (2004) określił, że zastosowanie zbrojenia w sypkim ośrodku gruntowym powoduje wzrost pozornej wartości kąta tarcia wewnętrznego o $\Delta\phi^z \approx 12^\circ$. Podobny efekt mierzony pozornym przyrostem kąta tarcia wewnętrznego $\Delta\phi^z$ uzyskano również dla intensywności poziomych odkształceń rozluźniających odpowiadających II i III kategorii terenu górniczego. W nawierzchniach ulepszonych efekt wzmocnienia zawdzięczamy przede wszystkim zazębieniu i współpracy geosyntetyku z kruszywem, co powoduje boczne utwierdzenie ziaren kruszywa i zależy głównie od struktury geosyntetyku (US Army Corps of Engineers, 2003; Giroud, 2009; Koerner, 2012; Alenowicz, 2015).

Ograniczenie przemieszczeń ziaren podbudowy jest mechanizmem kluczowym w funkcji wzmocnienia. Obciążenie pionowe przyłożone do powierzchni nawierzchni drogi powoduje przemieszczenie ziaren podbudowy pod obciążeniem. Zabudowanie siatki pozwala przeciwdziałać temu zjawisku. Mechanizm ten oprócz zablokowania przesuwu ziaren powoduje lokalny wzrost sztywności podbudowy oraz równomierny rozkład obciążenia na warstwy podłoża gruntowego (Ullidtz, 1998; Giroud i Han, 2004, Cudny i Binder, 2005, Liu i in., 2017).

Modelowanie geosyntetyku, jako membrany o liniowo sprężystym modelu materiałowym, jest rozwiązaniem sprawdzonym i wielokrotnie zastosowanym do analiz skuteczności wzmocnienia (Wathugala i in., 1996; Perkins, 2001a i 2001b; IBDiM, 2006a; Ling i Liu, 2003; Carlos i in., 2016). Kluczowe w implementacji wzmocnienia do modelu obliczeniowego jest prawidłowe modelowanie interakcji pomiędzy geosyntetykiem a wzmacnianym materiałem. Pomiędzy powierzchniami warstw oraz geokompozytem wprowadza się interakcje modelujące kontakt za pomocą komponentu w kierunku normalnym oraz stycznym. Wpływ parametrów opisujących interakcję pomiędzy materiałami na ocenę efektywności wzmocnienia geosyntetycznego nawierzchni był rozlegle badany w pracach realizowanych na zlecenie Departamentu Transportu w Montanie (Perkins i Cuelho, 1999; Perkins, 2001a i 2001b).

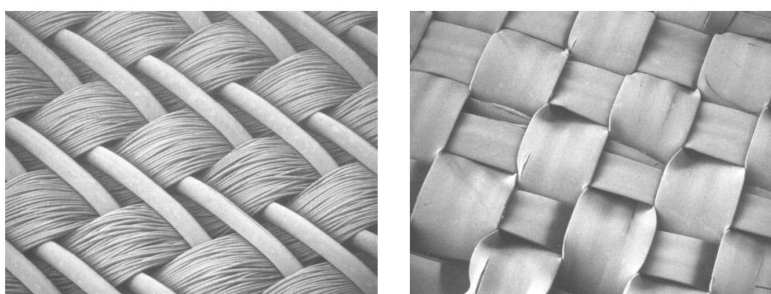
4 Geosyntetyki w budownictwie drogowym

4.1 Charakterystyka i rodzaje geosyntetyków

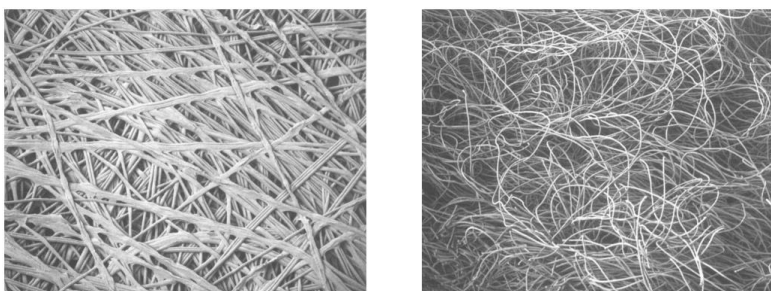
Zgodnie z definicją zawartą w Recommended Descriptions of Geosynthetics, Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols wydaną przez IGS (2009), geosyntetyk to materiał wykonany z polimeru (naturalnego lub sztucznego), przeznaczony do współpracy z gruntem bądź skałami lub innym materiałem geotechnicznym. Norma PN-EN ISO 10318-1:2015-12 wymaga, aby wyrób posiadał postać arkusza, taśmy lub formy przestrzennej. Wyróżniamy następujące rodzaje geosyntetyków (IGS, 2009):

- 1) geotkaniny – wytwarzane z dwóch lub więcej układów przędz, taśm, włókien ciągłych lub innych elementów przeplatanych zazwyczaj pod kątem prostym (rys. 4.1),
- 2) geowłókniny – wytwarzane z ukierunkowanych lub losowo rozłożonych włókien ciągłych lub ciętych, lub innych elementów łączonych mechanicznie i/lub termicznie i/lub chemicznie (rys. 4.2),
- 3) geodzianiny – wytwarzane w procesie splatania jednej nitki lub wielu nitek, włókien ciągłych lub innych elementów (rys. 4.3),
- 4) geosiatki – płaskie struktury zawierające otwartą siatkę wewnątrznie połączonych elementów rozciąganych, wytwarzane technikami tkackimi, ciągnięciem na gorąco, zgrzewaniem, układaniem oraz sklejeniem. Otwory są większe niż elementy nośne (rys. 4.4),
- 5) georuszt drenażowy – składa się z układu równoległych żeber ułożonego na podobnym układzie żeber. Układy te mogą przecinać się pod dowolnym kątem i są trwale połączone (rys. 4.5),
- 6) geomata – posiada przepuszczalną i przestrzenną strukturę. Jest wytwarzana z polimerowych jednolitych włókien ciągłych oraz/lub innych syntetycznych bądź naturalnych elementów łączonych mechanicznie, termicznie, chemicznie lub w inny sposób (rys. 4.6),
- 7) geosyntetyk komórkowy – posiada przestrzenną i przepuszczalną strukturę w formie plastra miodu lub innej struktury komórkowej, wytworzonej z połączonych taśm geosyntetyków (rys. 4.7),
- 8) geotaśma – wyrób w formie paska o szerokości maksymalnej 200 mm, stosowany w kontakcie z gruntem lub innymi materiałami,

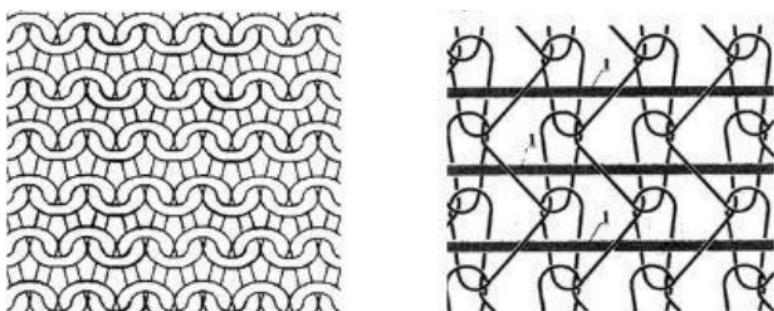
- 9) geosyntetyk dystansujący – wyrób mający zapewnić w gruncie wolną przestrzeń, posiada strukturę przestrzenną (rys. 4.8),
- 10) bariera geosyntetyczna – wyrób o małej przepuszczalności, stosowany w celu uniemożliwienia lub zmniejszenia przepływu płynów przez konstrukcję. W zależności od materiału, który pełni funkcję bariery, wyróżniamy bariery polimerowe, iłowe oraz bitumiczne,
- 11) geokompozyt – wyrób którego przynajmniej jeden składnik stanowi komponent geosyntetyczny. Grupa obejmuje zróżnicowane wyroby, połączone różnymi materiałami polimerowymi lub innymi.



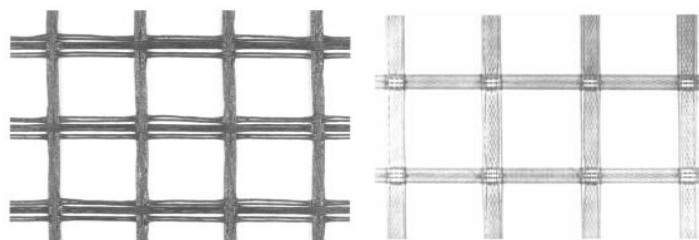
Rysunek 4.1 Przykłady geotkanin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



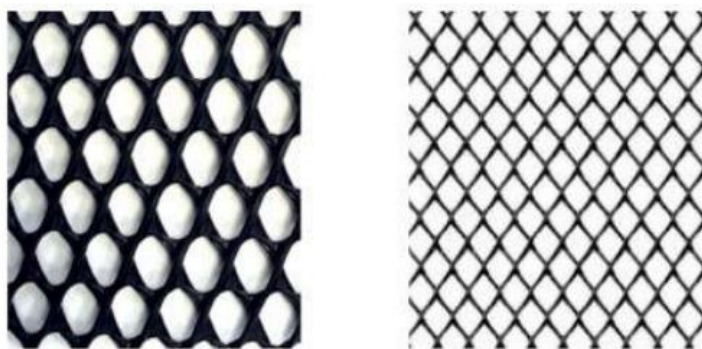
Rysunek 4.2 Przykłady geowłóknin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



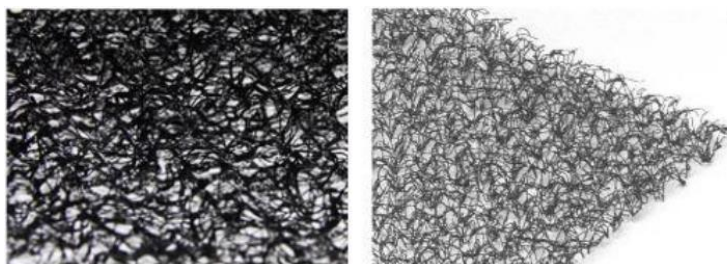
Rysunek 4.3 Przykłady geodzianin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



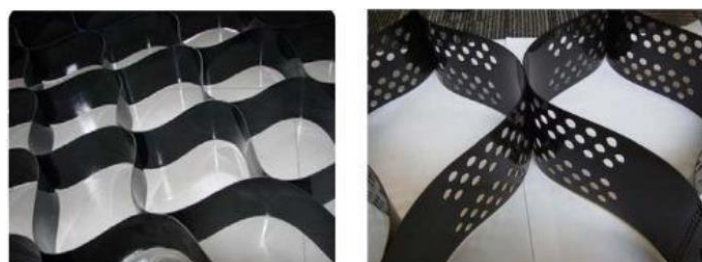
Rysunek 4.4 Przykłady geosiatek (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



Rysunek 4.5 Przykłady georusztów drenażowych (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



Rysunek 4.6 Przykłady geomat (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



Rysunek 4.7 Przykłady geosyntetyków komórkowych (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)



Rysunek 4.8 Przykład geosyntetyku przestrzennego (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)

W tab. 4.1 zestawiono różne rodzaje geosyntetyków z przyporządkowaniem do funkcji oraz do właściwości materiału wymaganych dla konkretnego zastosowania. Wymienione funkcje należy rozumieć następująco (IDBiM, 2003; Bzówka i in., 2015; IGS, 2018):

- 1) filtracja – zapobieganie niekontrolowanemu wypłukiwaniu wraz ze strumieniem filtracyjnym cząstek z gruntu chronionego,
- 2) drenaż – zbieranie oraz transport płynów do odbiorników, najczęściej funkcje drenażowe są ściśle związane z funkcjami filtracyjnymi,
- 3) wzmocnienia – zbrojenie podłoża, gruntu, skarp lub budowli ziemnych w celu podniesienia stateczności czy nośności,
- 4) umocnienia przeciwoerozyjne – zapobieganie procesom niszczenia skarp lub brzegów przez spływ powierzchniowy wód opadowych oraz erozję wietrzną,
- 5) bariery (uszczelnianie) – niedopuszczenie do przenikania płynów,
- 6) separacja – rozdzielanie materiałów geotechnicznych, w tym gruntów o różnym uziarnieniu,
- 7) ochrona – zabezpieczenie przed uszkodzeniami mechanicznymi.
- 8) stabilizacja – uniemożliwianie przemieszczania pomiędzy ziarnami kruszywa powoduje wzrost sztywności układu kruszywo-geosyntetyk w zakresie małych odkształceń.

Rodzaj funkcji oraz dopuszczalne do jej realizacji produkty geosyntetyczne muszą zostać precyzyjnie opisane w dokumentacji projektowej w ramach specyfikacji technicznej wykonania i odbioru robót budowlanych. Niewłaściwe opisanie materiałów oraz wymogów montażu może skutkować zabudowaniem materiału niespełniającego należycie funkcji, do której został przewidziany. W budownictwie drogowym geosyntetyki stosowane są do separacji oraz wzmocniania warstw nośnych konstrukcji nawierzchni (Krużyński, 1995; Alenowicz, 2009; Miłkowski i in., 2010a i 2010b; Kłosek i in., 2011; Koerner, 2012; Bzówka i in., 2015; Sołtys i Brzozowski, 2018; Kawalec i in., 2019). Zdolność geosyntetyków do oddzielenia podbudowy od podłoża gruntowego lub warstw ulepszanego podłoża jest jednym z głównych czynników decydujących o wzroście trwałości konstrukcji nawierzchni drogowej. W przypadku podbudów z materiałów niezwiązanych, wykonywanych warstwami jedna na drugiej, naprężenia dynamiczne wywołane ruchem pojazdów powodują wzajemne przemieszczanie poszczególnych warstw. Rezultatem tego procesu w miarę upływu czasu jest lokalna utrata nośności nawierzchni. Geosyntetyki zastosowane jako warstwa rozdzielająca opóźniają bądź zapobiegają tym zjawiskom, wydłużając okres eksploatacji drogi bez

stosowania zabiegów remontowych lub przebudów. Skuteczność stosowanego wzmocnienia podbudów niezwiązanych jest zależna od współpracy geosyntetyku z warstwą wzmacnianą oraz zdolnością wzmocnienia do przejścia naprężeń rozciągających, powstających w spodzie warstw z materiału niezwiązanego pod wpływem obciążenia. Poślizg pomiędzy kruszywem a geosyntetykiem powoduje brak efektu wzmocnienia lub jego minimalną skuteczność (Alenowicz, 2015).

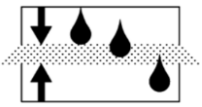
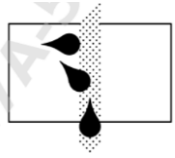
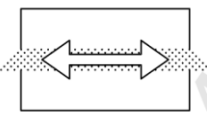


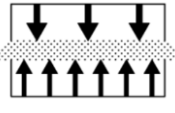

Należy zaznaczyć, że rzadko stosujemy geosyntetyk wyłącznie w celu separacji – najczęściej łączy on funkcje separacyjne wraz ze wzmocnieniem konstrukcji (Alenowicz, 2009, 2015; Sobolewski, 2010; Koerner, 2012). Geosyntetyki użyte jako warstwa wzmacniająca i rozdzielająca pozwalają na:

- 1) znaczną oszczędność materiałów przeznaczonych do budowy drogi, poprzez redukcję grubości poszczególnych warstw podbudowy,
- 2) użycie materiałów o niższej nośności,
- 3) wyższą, stale utrzymywaną nośność zastosowanych do budowy nawierzchni materiałów,
- 4) dłuższy okres eksploatacji użytkowanej drogi.

Funkcję filtracyjną wykorzystuje się głównie w systemach drenażowych stosowanych wzdłuż dróg, ścian oporowych, przyczółków mostowych (Alenowicz, 2009; IGS, 2018). Szczególnie uzasadnioną możliwością zastosowania geosyntetyków w budownictwie komunikacyjnym jest ich wykorzystanie jako elementu wzmocnienia górniczego podłoża gruntowego podatnej konstrukcji nawierzchni drogowej (Kłosek, 1994; Kotasiński, 2004; Kłosek i in., 2011; Koerner, 2012; Grygierek i Waszak., 2015; Sobolewski i Ajdukiewicz, 2015; Kawalec i in., 2019).

Obecnie funkcje wzmacniające pełnią głównie geokraty. Na uwagę natomiast zasługuje fakt, że w warunkach oddziaływań sejsmicznych w Japonii używa się nietkanych geotekstyliów. Zgodnie z warunkami zawartymi w normie PN-EN 1997-1, wymiarowania wzmocnień należy dokonywać biorąc pod uwagę metodę stanów granicznych. Z uwagi na brak załącznika krajowego określającego zasady wymiarowania wzmocnień gruntu, najaktualniejsza w dalszym ciągu pozostaje instrukcja ITB nr 429 (2007). Instrukcja ta w znacznym stopniu bazuje na rozwiązaniach zawartych w normach niemieckich oraz angielskich.

Tablica 4.1 - Rodzaje geosyntetyków w zależności od funkcji (opracowanie własne na podstawie PN-EN ISO 10318-1:2015-12)

Funkcja	Rodzaj stosowanego materiału geosyntetycznego	Wymagane właściwości materiału
Filtracja 	Geowłókniny: igłowane, przesywane, klejone termicznie i chemicznie; geotkaniny	Wytrzymałość na rozciąganie, przebiecie dynamiczne, charakterystyczny wymiar porów, wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni oraz trwałość
Drenaż 	Geodreny, geowłókniny igłowane i przesywane, geokompozyty przepuszczalne	Wytrzymałość na rozciąganie, przebiecie dynamiczne, charakterystyczny wymiar porów, wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni oraz trwałość i zdolność przepływu wody w płaszczyźnie materiału
Wzmacnianie 	Georuszty, geosiatki bezwęzłkowe, geokompozyty przepuszczalne, geowłókniny igłowane i przesywane, geotkaniny	Wytrzymałość na rozciąganie, przebiecie dynamiczne, wydłużenie przy maksymalnym obciążeniu, odporność na przebiecie statyczne, wpływ pełzania w zastosowaniach długotrwałych oraz trwałość
Umacnianie przeciwerozyjne 	Geosiatki komórkowe, geomaty, gęste geosiatki bezwęzłkowe, geowłókniny igłowane i przesywane, geotkaniny, geokompozyty przepuszczalne	Wytrzymałość na rozciąganie, wydłużenie przy maksymalnym obciążeniu, odporność na przebiecie statyczne CBR, odporność na przebiecie dynamiczne oraz trwałość
Bariery 	Geomembrany jednowarstwowe i wielowarstwowe, bentomaty, geomembrany bentonitowe	Wytrzymałość na rozciąganie, odporność na przebiecie statyczne CBR, szczelność i trwałość
Separacja 	Geowłókniny igłowane, przesywane, klejone termicznie i chemicznie, geotkaniny, gęste geosiatki bezwęzłkowe, czasami cienkie geomembrany	Wytrzymałość na rozciąganie, odporność na przebiecie statyczne CBR i trwałość
Ochrona 	Geowłókniny igłowane, przesywane, klejone termicznie i chemicznie, geotkaniny	Wytrzymałość na rozciąganie, wydłużenie przy maksymalnym obciążeniu, odporność na przebiecie statyczne CBR, odporność na przebiecie dynamiczne oraz trwałość
Stabilizacja	Georuszty	Wzrost sztywności w zakresie małych odkształceń

Kolejnym zastosowaniem geosyntetyków w budownictwie drogowym jest renowacja spękanych nawierzchni drogowych, co pozwala zapobiegać propagacji spękań z warstw niższych nawierzchni do nowych warstw betonu asfaltowego (Grzybowska i Zieliński, 1999; Ajdukiewicz, 2002; Kłosek i Ajdukiewicz, 2004; Kotasiński, 2004; Penman i Hook, 2008; Nguyen i in., 2013, Jong-Hoon i in., 2019). W pracach Arseniego i in. (2016), Bohusa i in. (2019) oraz Jaskuły i in. (2021) przeprowadzono badania wpływu wzmocnienia nawierzchni za pomocą badania belki czteropunktowo zginanej. Wykazano korzystny wpływ wzmocnień w warunkach przeprowadzania badań. W budownictwie drogowym należy używać geosyntetyków o zwiększonej wytrzymałości na rozciąganie oraz stosunkowo niskim odkształceniu $\varepsilon < 3\%$ (Bzówka i in., 2015; IGS, 2018). Wymienia się następujące funkcje dla takiego zastosowania (Ajdukiewicz, 2002; Duszyńska, 2016; IGS, 2018; Jong-Hoon i in., 2019):

- 1) wzmocnienie nawierzchni,
- 2) rozproszenie naprężeń,
- 3) separację warstw nawierzchni,
- 4) poprawę trwałości zmęczeniowej,
- 5) opóźnienie propagacji spękań.

W pracy dotyczącej nakładek asfaltowych na koreańskich autostradach został określony wpływ wzmocnień siatek z włókna szklanego oraz włókna węglowego na występowanie spękań oraz odporność na koleinowanie (Jong-Hoon i in., 2019). W zależności od badanego odcinka okres od zabudowania wzmocnienia wynosił od 3 do 8 lat. Wyniki badań pokazały, że stosowanie siatek z włókna szklanego wydłużyło czas potrzebny do osiągnięcia granicznego stanu zmęczeniowego nawierzchni o 6 lat, w stosunku do nawierzchni niewzmocnionej. Dodatkowo analizy numeryczne przeprowadzone w programie Abaqus wykazywały redukcję deformacji lepkoplastycznej do 80% w stosunku do pasa niewzmocnionego (Jong-Hoon i in., 2019). W pracy Kałuży i Kotasińskiego (2019) dotyczącej stosowania w spodzie warstw z betonu asfaltowego siatek z włókna szklanego w celu wzmocnienia nawierzchni, wykazano pozytywny wpływ wzmocnienia na występowanie spękań nawierzchni (podłużnych, poprzecznych oraz zmęczeniowych). Badania prowadzono na drodze powiatowej 10 lat po przeprowadzonym remoncie nawierzchni. Jaskuła i in. (2022) prowadzili analizy skuteczności wzmocnienia zbrojenia warstw asfaltowych geosyntetykami, jako początek wieloletnich obserwacji, ze wskazaniem na korzystne efekty wykorzystanego rozwiązania wzmocnienia nawierzchni. Liu i Ling (2001) wykazali, że

obecność siatki z włókna szklanego w poziomie warstw bitumicznych poprawia nośność nawierzchni oraz redukuje głębokość koleiny w porównaniu z nawierzchnią niewzmocnioną. Korzystne efekty wzmocnień konstrukcji nawierzchni geosyntetykami zostały wielokrotnie udowodnione i sprawdzone, zarówno teoretycznie, jak i praktycznie. Nieco inaczej sytuacja przedstawia się na obszarze występowania oddziaływań górniczych.

Oprócz przywołanych wcześniej metod zabezpieczania konstrukcji nawierzchni oraz zrealizowanych wzmocnień nasypów drogowych istnieją wątpliwości co do bezkrytycznego stosowania wzmocnień nawierzchni na obszarach górniczych. Warto zwrócić uwagę, że najefektywniejsze wzmocnienia dotyczą wzmocniania gruntów oraz nasypów (Kłosek, 1994; Miłkowski i in., 2010a i 2010b; Kłosek i in., 2011; GDDKiA, 2013a). Pozwalają one na skuteczną redukcję wpływu naprężeń rozluźniających, co umożliwia podniesienie odporności drogi na ewentualną utratę nośności warstw konstrukcji spowodowaną deformacjami terenu. Nie zapobiegają one całkowicie przed osiadaniem, które co prawda mogą być niwelowane odpowiednim projektowaniem nasypów oraz ich wzmocnień, lecz nie zostaną w pełni wyeliminowane (Chlipalski i Strycharz, 1997; Kawalec i in., 2015). Warto zwrócić uwagę na fakt powszechnego wzmocniania tylko warstw asfaltobetonowych za pomocą różnego rodzaju geokompozytów, w tym siatek z włókna szklanego. Są to rozwiązania powszechnie stosowane przez Zarządców dróg w celu podniesienia trwałości nawierzchni, często bezzasadnie. Dotyczy to dróg klas niższych (D, L, Z) gminnych lub powiatowych. Zazwyczaj drogi te nie były projektowane pod kątem występowania oddziaływań górniczych, a w opinii organów zarządzających, stosowanie siatek w spodzie warstw z betonu asfaltowego stanowi alternatywę do wzmocniania podłoża gruntowego za pomocą stosowanych indywidualnie projektowanych rozwiązań. Zagadnienie to będzie analizowane w kolejnym rozdziale, jako kluczowe dla niniejszej rozprawy.

4.2 Warunki stosowania geosyntetyków oraz wytyczne projektowania

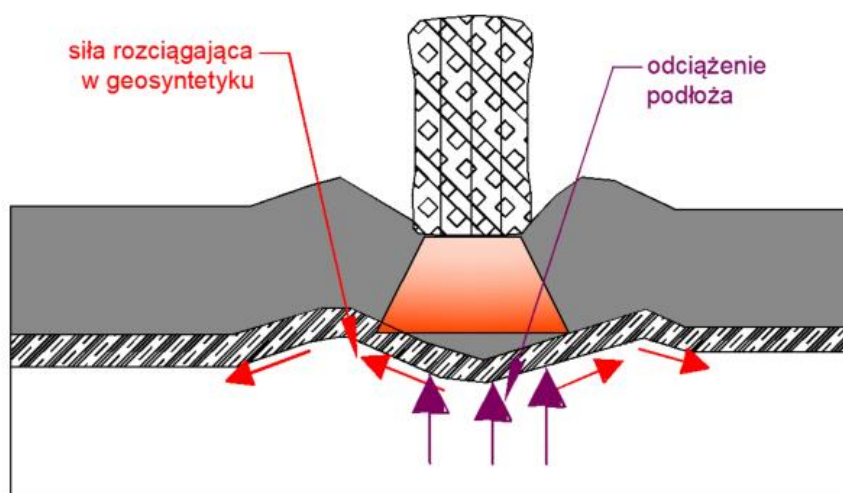
Dla parametrów geosyntetyków wymienionych w tab. 4.1 brak jest cech odnoszących się do właściwości strukturalnych wyrobu. Praktyka stosowania pokazuje, że właściwości strukturalne mają zasadnicze znaczenie w osiągnięciu zamierzonego efektu wzmocnienia. Efekt wzmocnienia podłoża gruntowego przy użyciu geosyntetyków jest osiągany poprzez równoczesne działanie dwóch mechanizmów:

- 1) mechanizmu membrany,
- 2) mechanizmu ograniczenia bocznych przemieszczeń poziomych.

Siła tarcia decyduje o współpracy geotekstyliów z warstwą kruszywa. Rośnie ona dla geowłóknin igłowanych, a maleje w przypadku włóknin zgrzewanych oraz geotkanin. W przypadku georusztów i geosiatek znaczenie ma opór oraz zazębianie ziaren kruszywa z oczkami materiału. Opór powstaje, gdy żebra geokompozytu dążą do poziomego przemieszczenia pod wpływem sił wynikających z oddziaływania od ruchu pojazdów (Alenowicz, 2015). Potwierdzenie zasadniczego wpływu właściwości strukturalnych na skuteczność wzmocnienia warstw niezwiązanych z kruszywa znajdziemy w instrukcji Use of geogrids in pavement construction, opracowanej przez US Army Corps of Engineers (2003). Porównane zostały geosiatki oraz georuszty o różnych parametrach strukturalnych, ale o tych samych wartościach wytrzymałości na rozciąganie. Efektywność poszczególnych geosyntetyków różni się nawet pięciokrotnie. Giroud (2009) wskazał, że na efektywne wzmocnienie warstw kruszywa mają wpływ przede wszystkim przekrój i sztywność żeber, węzłów, kształt oczek oraz właściwy dobór krzywej uziarnienia mieszanki niezwiązanej w zależności od wielkości oczek. Potwierdzenie powyższego znalazło się również w badaniach Dobruckiego i Szydło (2002). Autorzy badali trzy wzmocnienia z wykorzystaniem georusztów o wytrzymałości na rozciąganie 20, 30 oraz 40 kN/m. Wykazali, że wytrzymałość na rozciąganie georusztu nie wpływa na redukcję wartości składowych pionowych naprężenia w gruncie.

4.2.1 Drogi i place o nawierzchni nieulepszonej

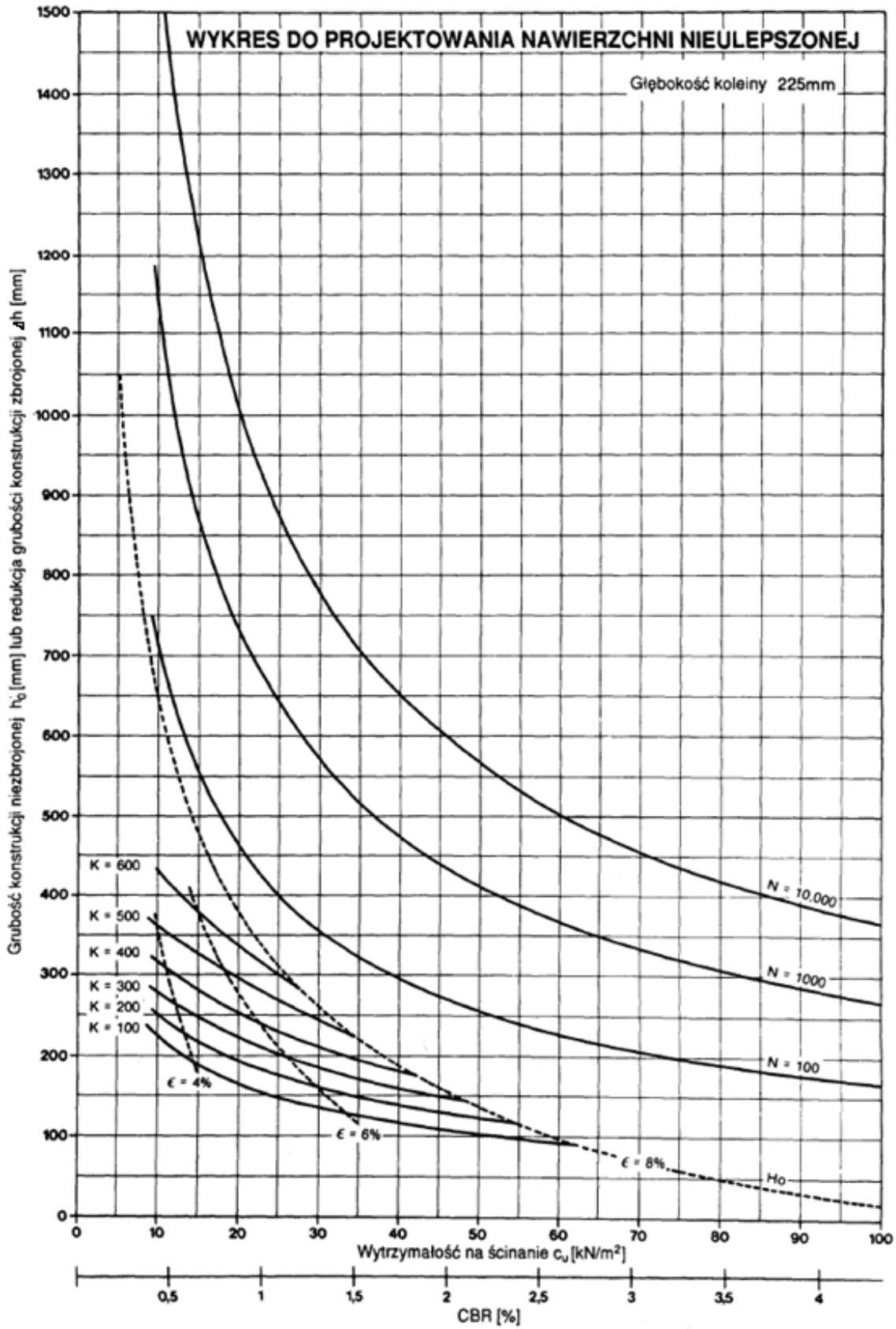
Nawierzchnie nieulepszone wykonujemy przede wszystkim na drogach i placach tymczasowych, gdzie są dopuszczalne duże wartości odkształcenia. W przypadku dużych odkształceń, przekraczających 10 cm, występuje efekt membrany zobrazowany na rys. 4.9.



Rysunek 4.9 Efekt membrany (za U.S. Army Corps of Engineers, 2003)

W geosyntetyku powstaje wtedy siła rozciągająca, która poprawia zdolność nawierzchni do przyjęcia obciążeń (Giroud, 2009; Alenowicz, 2015). Spośród szerzej stosowanych metod określania nośności nawierzchni tymczasowych należy wymienić:

- 1) metodę zaproponowaną przez Girouda i Noiraya (1981) – bazuje głównie na geotekstyliach. Wykorzystywana nadal, gdy dopuszczalne są znaczne odkształcenia z uwagi na łatwość projektowania za pomocą nomogramów. Metoda zakłada, że nawierzchnia podlega deformacji, w wyniku której powstaje efekt membrany. Efektywność wzmocnienia zależy od głębokości koleiny i modułu siecznego geosyntetyku. Przykładowy nomogram do projektowania nawierzchni nieulepszonej został pokazany na rys. 4.10,
- 2) metodę zaproponowaną przez Girouda i Hana (2004) – stanowi rozwinięcie i uzupełnienie metody z p.1. Umożliwia projektowanie również z wykorzystaniem georusztów. Uwzględnia fakt różnicowania efektu wzmocnienia za pomocą geosiatek, geotekstyliów oraz georusztów. Umożliwia uwzględnienie liczby przejść oraz nacisku na oś pojazdów,
- 3) metodę zaproponowaną przez US Army Corps of Engineers (2003) – podobnie do metody z p.1 jest relatywnie łatwa w stosowaniu z uwagi na wykorzystywanie nomogramów. Pozwala na ustalenie grubości kruszywa w zależności od nośności podłoża gruntowego na podstawie wartości CBR dla zadanego obciążenia oraz typu koła. Działanie geosyntetyku uwzględnia się w wartości współczynnika nośności N_c .



Rysunek 4.10 Nomogram służący do wymiarowania grubości warstw kruszywa (IBDiM, 2003)

4.2.2 Drogi i place o nawierzchni ulepszonej

W pracy Browna i in. (1984) wskazano na poprawę odporności warstw bitumicznych na deformację lepkosprężystą w warunkach znacznego odkształcenia nawierzchni, przy zastosowaniu wzmocnienia siatkami. Przy niewielkim odkształceniu, efekt wzmocnienia uznano za pomijalny. W pracy Molenaara i Nodsa (1996) wykazano użyteczność niniejszej zależności (power law):

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad (4-1)$$

gdzie:

$\frac{dc}{dN}$ – stosunek wskaźnika propagacji rys do liczby przejść obciążenia,
 K – współczynnik intensywności naprężenia,
 A, n – współczynniki wyznaczone laboratoryjnie.

W nawierzchniach ulepszonych efekt wzmocnienia zawdzięczamy przede wszystkim ząbieniu i współpracy geosyntetyku z kruszywem, co powoduje boczne utwierdzenie ziaren kruszywa i zależy głównie od struktury geosyntetyku (US Army Corps of Engineers, 2003; Giroud, 2009; Koerner, 2012; Alenowicz, 2015). W odróżnieniu od nawierzchni nieulepszonych, w nawierzchniach ulepszonych niedopuszczalne jest powstawanie znacznych odkształceń. Ugięcia nawierzchni w trakcie jej pracy wywołują w geosyntetyku naprężenia o wartości do 0,5% jego wytrzymałości na rozciąganie. Zdecydowanie większe naprężenia powstają w trakcie budowy (nawet do 5% dla georusztów) (Judycki, 2005). Efektywność zastosowania geosyntetyków w układzie warstw bitumicznych najczęściej jest determinowana przez takie czynniki, jak:

- 1) jakość połączenia pomiędzy wzmocnieniem i przyległymi warstwami bitumicznymi,
- 2) strukturę i jakość zastosowanych geosyntetyków,
- 3) grubość, rodzaj i jakość górnych warstw bitumicznych oraz lokalizację geosyntetyku.

Pierwotnie projektowanie tego typu wzmocnień odbywało się z wykorzystaniem nomogramów opracowywanych na podstawie doświadczeń dla danego typu geosyntetyku. Kolejnym krokiem była próba ujednoczenia wpływu różnych geosyntetyków na jakość wzmocnienia warstwy z mieszanki niezwiązanej. Sybilski i in. (2006) analizowali modele kompozytów o izotropowej matrycy zbrojonej regularną siatką, podali metody wyznaczania siecznych modułów sztywności tych kompozytów, a następnie wyprowadzili teoretyczne

modele warstw konstrukcyjnych wzmocnionych siatką, w celu implementacji do typowych programów wspierających projektowanie nawierzchni. Parametry wzmocnienia są ujęte jako zastępcza warstwa izotropowa o podniesionym module sprężystości. Opracowane w Holandii nomogramy pozwalały na określenie współczynnika redukcji grubości warstwy kruszywa w zależności od typu geosyntetyku (Alenowicz, 2015). Podejmowane są próby wymiarowania wzmocnień z geosyntetyków z zastosowaniem metod mechanistyczno-empirycznych, jednak aktualnie proponuje się uwzględnianie w obliczeniach skorygowanych wartości modułów sprężystości warstw lub też różnicowanie modułu w zależności od warstwy podbudowy (Hall i Wayne, 2013; Judycki, 2014; Alenowicz, 2015). Modelowanie 3D wpływu wzmocnień georusztami oraz geosiatkami jest z powodzeniem stosowane w programach wykorzystujących metodę elementów skończonych (Reck, 2009; Wayessa i in., 2017; Calvarano i in., 2017; Jong-Hoon i in., 2019; Leonardi i in., 2020).

5 Analizy wyników badań laboratoryjnych

5.1 Wpływ oddziaływań górniczych na zmienność współczynnika rozporu bocznego K_ε

Odształcenia poziome występujące w gruncie na skutek oddziaływań górniczych wywołują rozluźnienie lub zagęszczenie mieszanek niezwiązanych. Zjawisko to można zasymulować poprzez zmieniającą się wartość współczynnika rozporu bocznego K_ε . Zmienność tego współczynnika określa redystrybucję naprężeń głównych σ_{22}/σ_{11} w podłożu (Kłosek, 1994; Kłosek i in., 2011). Kotasiński (2004) prowadził badania laboratoryjne, których celem było określenie:

- 1) zmienności charakterystyk współczynnika rozporu bocznego dla wzmocnienia oraz braku wzmocnienia podłoża geosyntetykiem po jego wstępnej prekonsolidacji, w funkcji intensywności poziomych odształceń rozluźniających ε_r ,
- 2) wpływu współczynnika rozporu bocznego na redystrybucję składowych stanu naprężenia podłoża w funkcji intensywności poziomych odształceń rozluźniających ε_r ,
- 3) wpływu geosyntetyku na zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego $\Delta\phi$ sypkiego ośrodka gruntowego.

Na podstawie badań, Kotasiński (2004) przeprowadził analizy wpływu rozkładu zbrojenia na rozkład naprężeń oraz stan wyężenia podłoża zdeformowanego na skutek oddziaływań górniczych. Wyniki badań Kotasińskiego z 2004 roku, które nie zostały dotąd opracowane ani opublikowane, zostały wykorzystane w dalszej części niniejszej rozprawy doktorskiej.

Współczynnik rozporu bocznego jest przyjmowany w praktyce (w warunkach obciążeń geostatycznych), jako wartość stała dla danego rodzaju gruntu (Kłosek, 1994; Kotasiński 2004). W rzeczywistości jest on złożoną funkcją wielu czynników, takich jak: stan i rodzaj gruntu, parametry fizykomechaniczne oraz cechy reologiczne ośrodka, czynniki technologiczne, cykliczność i intensywność obciążenia. Szczególnie istotne jest uwzględnienie we wszelkiego rodzaju analizach zmienności współczynnika rozporu bocznego w warunkach górniczo-deformującego się podłoża. Wynika to stąd, iż w momencie rozpoczęcia oddziaływań aktywnego górniczo podłoża, wartość współczynnika rozporu

bocznego K_ε , a co za tym idzie stan naprężeń, ulega charakterystycznym zmianom. Na szczególną uwagę zasługuje fakt znacznego wzrostu, w przypadku podłoża poddanego poziomemu rozluźnieniu ε_r ($K_\varepsilon = 0,1$), wartości przekazywanych na podłoże gruntowe naprężeń pionowych σ_{11} oraz redukcji naprężeń poziomych σ_{22} . Wyjściowa wartość współczynnika rozporu bocznego K_0 , bez wymuszonych odkształceń poziomych ε_r , wynosi:

$$K_0 = \frac{\sigma_{22}}{\sigma_{11}} \quad (5-1)$$

gdzie:

- K_0 – wyjściowa wartość współczynnika rozporu bocznego [-],
- σ_{11} – naprężenie pionowe [kPa],
- σ_{22} – naprężenie poziome [kPa].

Po wystąpieniu poziomych odkształceń rozluźniających ε_r , wywołanych deformacją terenu górniczego, wartość współczynnika rozporu bocznego K_ε można opisać wzorem (Kłosek, 1994):

$$K_\varepsilon^r = \frac{\sigma_{22}^r}{\sigma_{11}} \quad (5-2)$$

gdzie:

$$\sigma_{22}^r = \sigma_{22} - \Delta\sigma_{22}^r \quad (5-3)$$

- K_ε^r – współczynnik rozporu bocznego w warunkach poziomych odkształceń terenu ε_r [-],
- σ_{22}^r – naprężenie poziome po wystąpieniu poziomych odkształceń rozluźniających ε_r [kPa],
- $\Delta\sigma_{22}^r$ – wartość redukcji naprężeń poziomych w wyniku poziomych odkształceń rozluźniających ε_r [kPa].

Proces zmian stanu naprężeń w gruncie na skutek oddziaływania poziomych odkształceń rozluźniających ε_r można wyjaśnić na poziomie panujących tam oddziaływań międzyziarnowych. Należy zauważyć, że przy stałej wartości siły pionowej, poziome odkształcenie rozluźniające wywołuje w stykach ziaren dodatkowe oddziaływania poziome o zwrotach przeciwnych do panujących tam naprężeń poziomych. Efektem tego jest obniżenie wartości reakcji poziomych między ziarnami. Mogący wystąpić w tym czasie wzrost obciążeń

pionowych wskutek obciążenia przejeżdżającym pojazdem, przyczynia się do destabilizacji struktury układu ziaren, co z kolei, poprzez rozprzestrzenianie się w nich stref poślizgu, doprowadzi do wytworzenia się płaszczyzn o przekroczonych wartościach wytrzymałości na ścinanie. Jest to równoznaczne z miejscowym uplastycznieniem ośrodka gruntowego.

5.2 Charakterystyka badań na stanowisku Rosikon

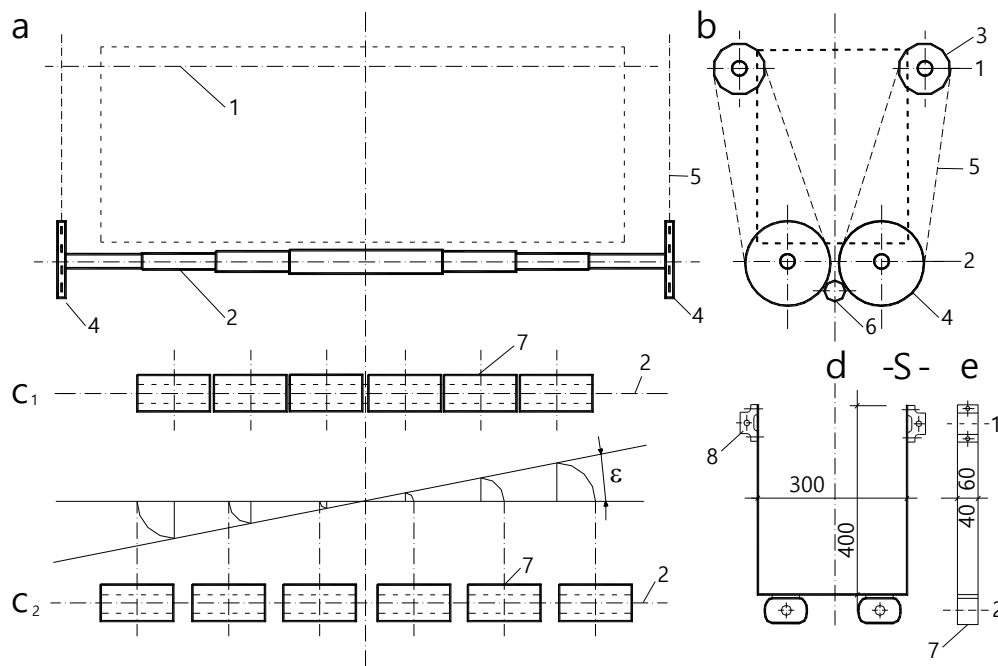
Badania laboratoryjne zostały wykonane przez Kotasińskiego (2004) w aparacie wielkowymiarowym (Rosikoń, 1979), umożliwiającym symulację odkształceń ε_r .



Rysunek 5.1 Aparat wielkowymiarowy do badań laboratoryjnych (fot. M. Kotasiński)

Zakres badań modelowych podbudowy niezwiązanej symulującej podłoże górnicze, w warunkach wzmocnienia oraz braku wzmocnienia geosyntetykiem, obejmował lokalną rejestrację naprężeń pionowych i poziomych oraz określenie na ich podstawie wartości współczynnika rozporu bocznego K_ε .

Skrzynia składa się z segmentów S ustawionych na nakrętkach (7) o odpowiednio dobranych skokach gwintu. Przez nakrętki przechodzą śruby wrzecionowe (2), na końcach których osadzone są koła zębate (4). Śruby wrzecionowe (1) z osadzonymi podobnie kołami zębatymi (3) przechodzą przez nakrętki pomocnicze (8).



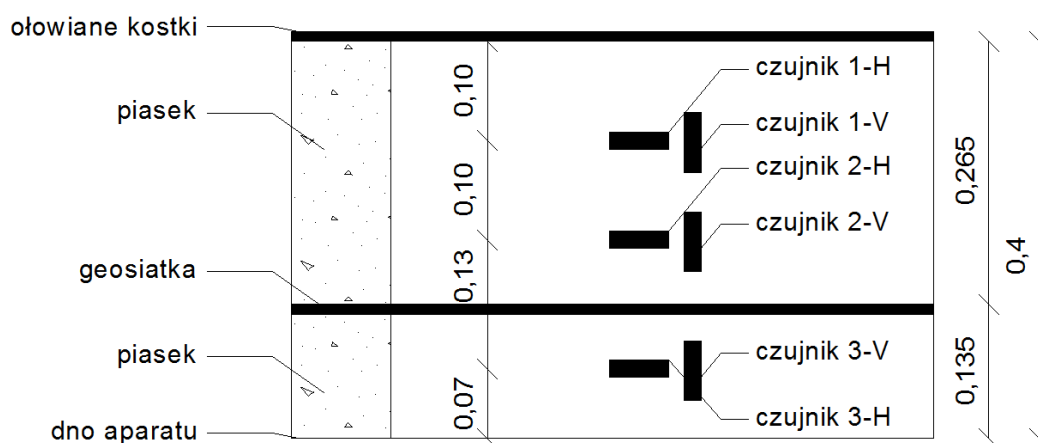
1,2 – śruby wrzecionowe; 3,4 – koła zębate; 5 – łańcuchy; 6 – koło zębate centralnie ułożone;
7 – nakrętki; 8 – nakrętki pomocnicze

Rysunek 5.2 Schemat wielkowymiarowego aparatu badawczego

Koła zębate (3) i (4) połączone zostały między sobą łańcuchami (5). Za pomocą dodatkowego, centralnie ułożonego koła zębatego (6) można równomiernie rozsuwać oraz zsuwać segmenty skrzyni.

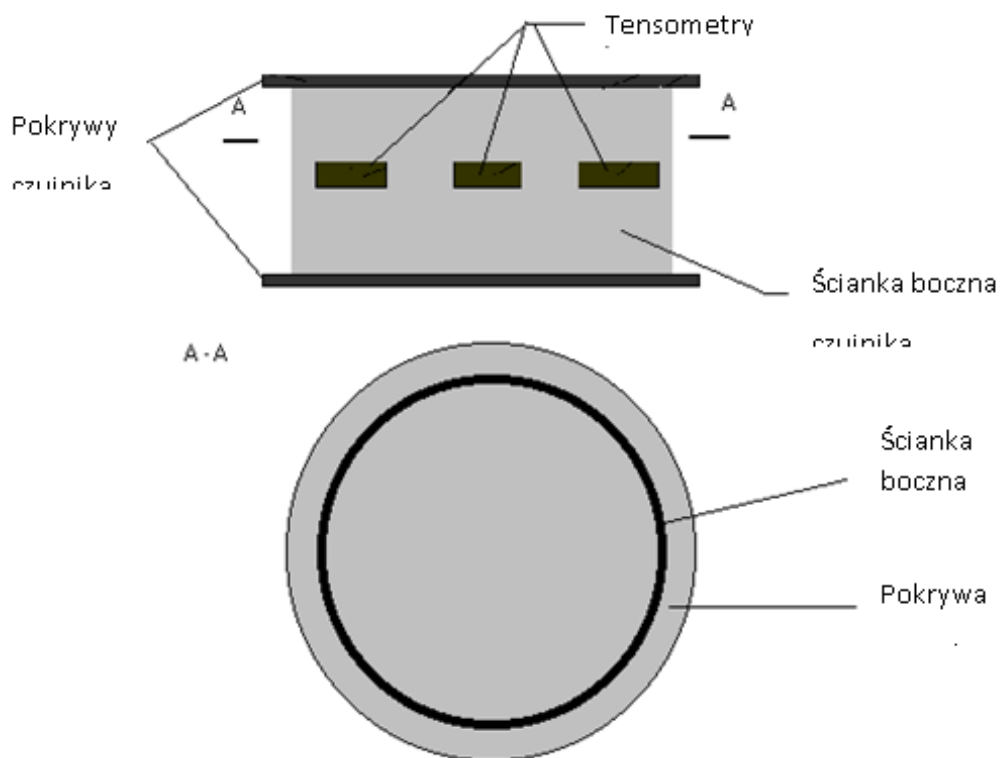
Badania przeprowadzono dla przypadku podłoża bez wzmocnienia oraz wzmocnionego. Geosiatka A, stanowiąca wzmocnienie ośrodka niezwiązanego, charakteryzowała się wytrzymałością na rozciąganie wzdłuż pasma ≥ 80 kN/m oraz siłą rozciągającą wzdłuż pasma przy wydłużeniu względnym 3% ≥ 50 kN/m. Masa powierzchniowa geosiatki wynosiła 450 g/m². W celu uzyskania odpowiedniej przyczepności ośrodka gruntowego do geosiatki, została ona podścielona 3 cm warstwą żwiru. Pomiarów wykonano dla stanu geostaticznego, tj. $\varepsilon_r = 0$ mm/m oraz po wymuszeniu poziomych odkształceń rozluźniających podłoża do wartości $\varepsilon_r = 1,0 \div 5,0$ mm/m (co 1 mm/m) oraz dla $\varepsilon_r = 7,0$ mm/m. Badania wykonywano w trzech seriach pomiarowych. Każda seria dotyczyła pomiarów dla podłoża niewzmocnionego i wzmocnionego geosyntetykiem. Po wykonaniu jednej serii badań skrzynię opróżniano z piasku, a następnie po powrocie do pierwotnego układu ścian skrzyni, odpowiadającego wartości poziomych odkształceń rozluźniających $\varepsilon_r = 0$ mm/m, ponownie umieszczano w niej piasek warstwami o grubości 10 cm i zagęszczano

ubijakiem ręcznym. Ołowiane kostki ułożone na powierzchni warstwy piasku miały symulować równomiernie rozłożone obciążenie nawierzchni. Wykonanie trzech serii pomiarowych dla każdego modelu wynikało z potrzeby rozpoznania powtarzalności wyników pomiarów oraz sprawdzenia jednorodności stanu wyjściowego. Odczyty odpowiadające kolejnym etapom przemieszczeń poziomych wykonywano po uprzednim zatrzymaniu przesuwu ścianek aparatu. Po upływie 3 godzin od momentu zakończenia kolejnego etapu przemieszczenia, rejestrowane wartości pomiarów stabilizowały się na wszystkich poziomach. Poszczególne pary czujników rozmieszczono odpowiednio na głębokości równej: $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ oraz $\frac{3}{4}$ wysokości skrzyni, symetrycznie względem jej długości i szerokości. W celu równoczesnego określenia wartości naprężeń poziomych i pionowych czujniki usytuowano prostopadłe względem siebie (por. rys. 5.3).



Rysunek 5.3 Schemat rozmieszczenia czujników w aparacie badawczym za Kotasińskim (2004)

Czujniki zostały wykonane w formie aluminiowych cienkościennych walców pokazanych na rys. 5.4. Na bocznych ściankach naklejono po sześć tensometrów oporowych. Aparat wielkowymiarowy prof. Rosikonina składał się ze skrzyni o wymiarach 1680 mm x 300 mm x 400 mm, która mogła być wydłużana równomiernie do wartości $\varepsilon_r = 8$ mm/m, a następnie skracana. W celu równoczesnego określenia wartości naprężeń poziomych i pionowych czujniki usytuowano prostopadłe względem siebie. Pomiary wykonano za pośrednictwem mostka tensometrycznego MTS-10. Jest to przyrząd rejestrujący wyniki pomiarów w sześciu punktach jednocześnie, współpracujący z tensometrami oporowymi o oporności w zakresie $100 \div 1000 \Omega$. Błąd pomiarowy mostka była mniejsza od 1%. Zdjęcie mostka tensometrycznego MTS-10 wraz z czujnikiem przedstawiono na rys. 5.5.



Rysunek 5.4 Schemat czujnika tensometrycznego (Kotasiński, 2004)



Rysunek 5.5 Zdjęcie mostka MTS-10 wraz z czujnikiem (Kotasiński, 2004)

5.3 Analiza wyników badań laboratoryjnych

Prowadzone przez Kotasińskiego (2004) badania pozwoliły uzyskać informacje o przebiegu zjawiska rozluźniania podłoża gruntowego, przy czym należy zaznaczyć, że uzyskane wyniki mają jedynie charakter jakościowy, a nie ilościowy. Na podstawie uzyskanych wielkości naprężeń obliczono wartości współczynnika rozporu bocznego K , odpowiadającego danej wartości poziomego odkształcenia rozluźniającego ε_r , które przedstawiono w tab. 5.1.

Tablica 5.1 Średnie wartości współczynnika rozporu bocznego K z trzech pomiarów

ε_r [mm/m]	Ośrodek bez zbrojenia			Ośrodek zbrojony geosiatką		
	Czujniki 1 H/V	Czujniki 2 H/V	Czujniki 3 H/V	Czujniki 1 H/V	Czujniki 2 H/V	Czujniki 3 H/V
0	0,96	1,00	0,99	1,03	1,04	1,01
1	0,63	0,63	0,63	0,83	0,74	0,56
1,5	0,55	0,46	0,46	0,75	0,63	0,45
2	0,28	0,30	0,29	0,55	0,43	0,29
3	0,23	0,28	0,25	0,46	0,37	0,26
4	0,20	0,21	0,20	0,42	0,35	0,24
5	0,17	0,15	0,19	0,31	0,28	0,20
7	0,14	0,13	0,15	0,28	0,25	0,18

Rysunki 5.6÷5.8 zawierają dane z czujników wraz ze wskazaniem linii trendów. Wartości współczynnika rozporu bocznego stanowią wartość średnią współczynnika z trzech pomiarów. Poziomą linią zaznaczono krytyczną, minimalną wartość współczynnika rozporu bocznego K_{min} , po przekroczeniu której nastąpi utrata nośności podłoża dla mieszanki piasku drobnego średniozagęszczonego o kącie tarcia wewnętrznego $\phi = 35^\circ$. Podczas zagęszczania mieszanki piasku dążono do uzyskania wstępnej prekonsolidacji poprzez doprowadzenie wyjściowego współczynnika rozporu bocznego K_0 do wartości $\geq 1,0$, co odpowiada przypadkowi eksploatacji nawierzchni, gdy naprężenia poziome są większe lub równe od naprężeń pionowych. Wyznaczenia dokonano zgodnie ze wzorem określającym wartość graniczną współczynnika z warunku plastyczności podłoża dla gruntów sypkich (Kłosek, 1994):

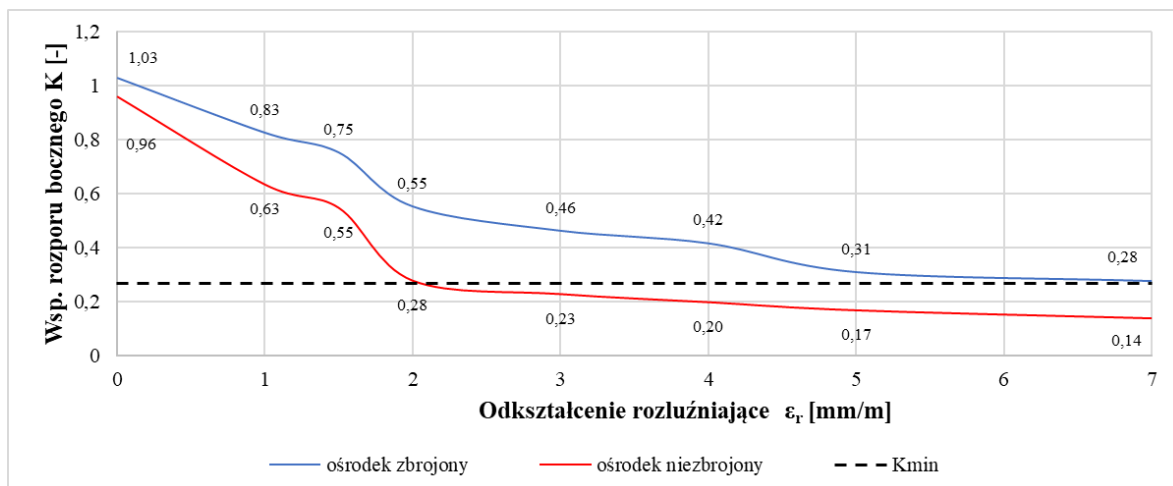
$$K_{\min} = \frac{\sigma_{22}^{(\min)\varepsilon}}{\sigma_{11}} = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2(27^\circ 30') = 0,267 \quad (5-4)$$

Zależność współczynnika rozporu bocznego K od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ε_r , czujników $1^{H/V}$, $2^{H/V}$, $3^{H/V}$ jest pokazana na rys. 5.6÷5.10.

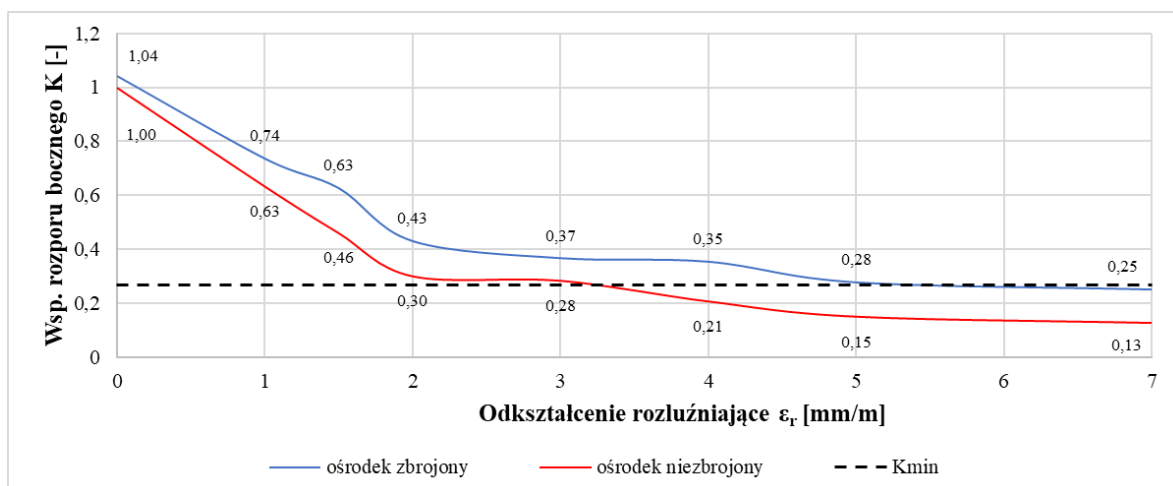
Dokonując analizy otrzymanych wyników można zauważyć, iż przekroczenie stanu równowagi granicznej w przypadku braku wzmocnienia geosyntetycznego warstw niezwiązanych modelowanej nawierzchni następuje już dla wartości poziomych odkształceń rozluźniających $\varepsilon_r = 2,0 \div 3,0$ mm/m. Zastosowanie wzmocnienia w postaci geosiatki, spowodowało przesunięcie krytycznej wartości poziomych odkształceń rozluźniających, przy których nastąpi przekroczenie stanu równowagi granicznej do wartości $\varepsilon_r \geq 5,0$ mm/m dla stref modelu usytuowanych powyżej warstwy geosyntetyku. Zbrojenie ograniczyło redukcję naprężeń poziomych. Redukcja ta jest konsekwencją mobilizacji poziomych odkształceń rozluźniających ε_r górniczego podłoża gruntowego.

Rezultatem ograniczenia naprężeń poziomych w warstwach nad geosyntetykiem jest znacznie mniejszy spadek wartości współczynnika rozporu bocznego gruntu K , którego wartość decyduje o osiągnięciu przez ośrodek (warstwy nawierzchni - podłoże gruntowe) stanu równowagi granicznej. Jest to zauważalne zwłaszcza na poziomie górnej pary czujników nr $1^{H/V}$, gdzie praktycznie nie zaobserwowano przekroczenia stanu granicznego w przypadku zastosowania geosiatki (rys. 5.6).

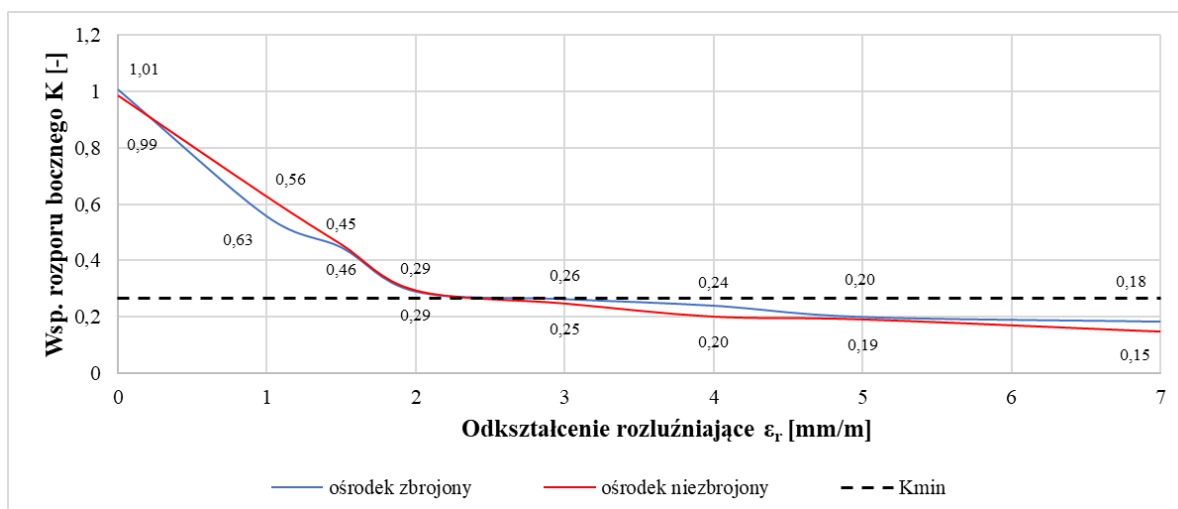
Bezpośrednio nad geosiatką, w poziomie czujników nr $2^{H/V}$ (rys. 5.7), przekroczenie wartości krytycznej współczynnika rozporu bocznego K_{\min} następuje przy $\varepsilon_r \approx 5,0$ mm/m. Zbrojenie geosyntetyczne nie zapewniło redukcji naprężeń poziomych w warstwie zlokalizowanej poniżej jego zabudowy. Rys. 5.8 pokazuje brak wpływu zastosowanego wzmocnienia na wartości współczynnika rozporu bocznego; stan równowagi granicznej zostanie przekroczony już przy $\varepsilon_r \approx 2,0 \div 3,0$ mm/m dla każdego z badanych ośrodków.



Rysunek 5.6 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 1 $^{H/V}$ – czujniki najwyżej zlokalizowane; por. rys. 5.3)

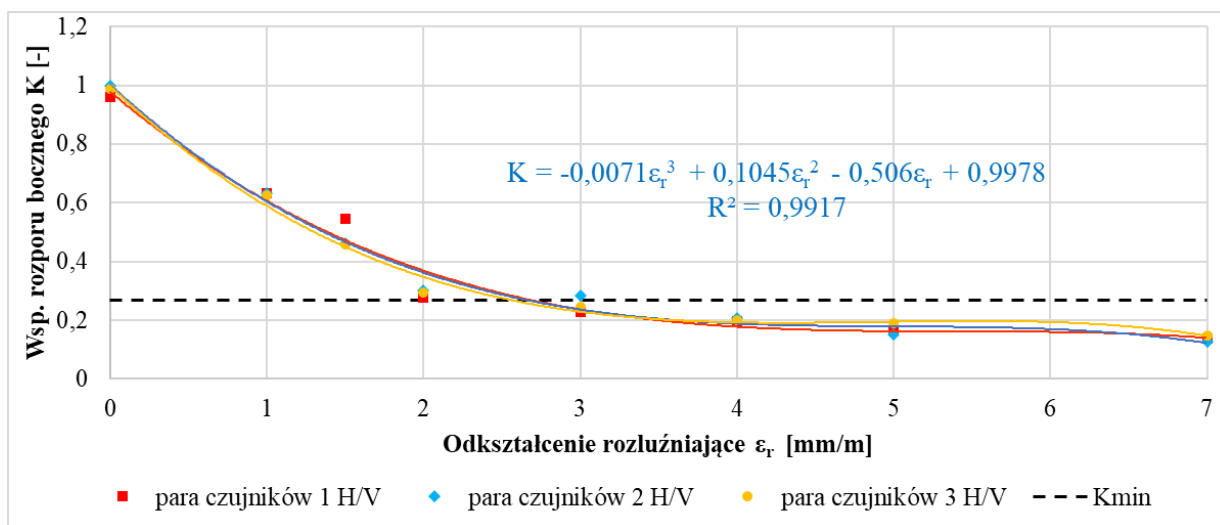


Rysunek 5.7 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 2 $^{H/V}$ – czujniki nad wzmocnieniem; por. rys. 5.3)

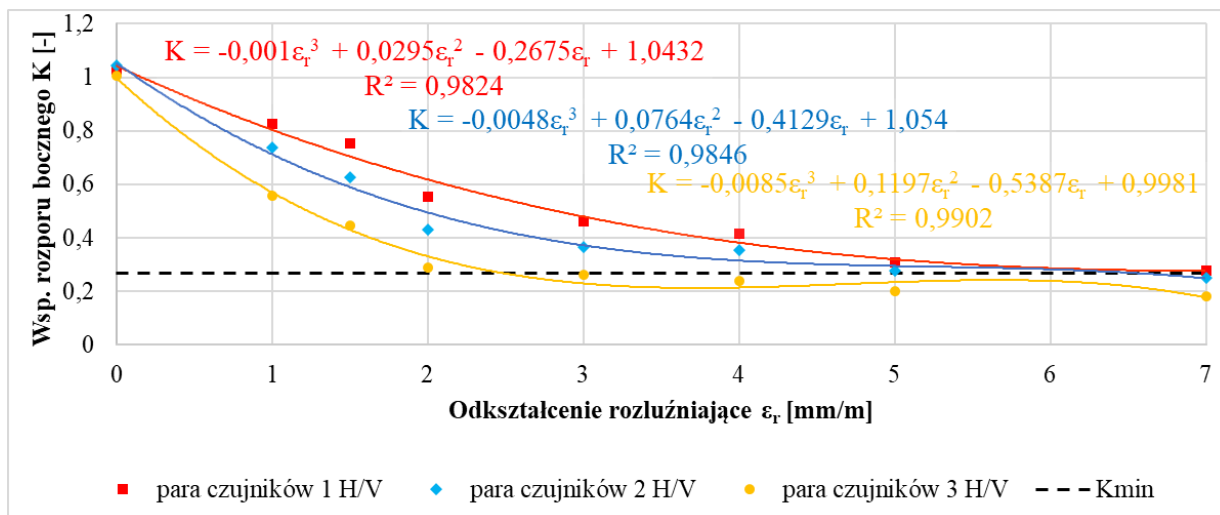


Rysunek 5.8 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 3 $^{H/V}$ – czujniki poniżej wzmocnienia; por. rys. 5.3)

Powyższe dane wskazują strefy najefektywniejszej redukcji poziomych odkształceń rozluźniających. Kolejnym krokiem było zestawienie danych z podziałem na ośrodek gruntowy zbrojony oraz niezbrojony z wykorzystaniem wielomianowej linii trendu. Widoczne na rys. 5.9 oraz 5.10 dane pokazują dobrą zgodność pomiędzy uzyskanymi wynikami a funkcją wielomianową użytą do opisu zależności ($R^2 > 0,98$), którą można wykorzystać do obliczenia wartości współczynnika rozporu bocznego K w danej strefie (poziom czujników najwyżej zlokalizowanych, następnie strefa nad wzmocnieniem oraz strefa pod wzmocnieniem) badanego materiału, tj. piasku średniego. W przypadku ośrodka niezbrojonego pokazano wzór jednej funkcji, z uwagi na zgodność wyników pomiędzy wszystkimi trzema czujnikami.



Rysunek 5.9 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ε_r dla ośrodka niezbrojonego siatką



Rysunek 5.10 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ε_r dla ośrodka zbrojonego siatką

5.4 Wnioski z badań laboratoryjnych

Analizy zmienności wartości współczynnika rozporu bocznego pokazują wpływ lokalizacji geosyntetyku na efektywność wzmocnienia nawierzchni poddanej oddziaływaniom górniczym. Wskazane jest projektowanie wzmocnień konstrukcji już w poziomie podłoża gruntowego, co pozwoli na redukcję naprężeń poziomych w konstrukcji nawierzchni. Projektowanie wzmocnienia geosyntetycznego w spodzie warstw z betonu asfaltowego dla dróg zlokalizowanych na terenach występowania oddziaływań górniczych może okazać się mało skuteczne w kontekście „wzmocnienia” nawierzchni, sprowadzając funkcję wbudowanego geosyntetyku jedynie do zapobiegania spękanom odbitym oraz rozproszeniu naprężeń. Przekroczenie stanu równowagi granicznej w przypadku braku wzmocnienia geosyntetycznego warstw niezwiązanych modelowanej nawierzchni następuje już dla wartości poziomych odkształceń rozluźniających $\varepsilon_r = 2,0\div 3,0$ mm/m. Zastosowanie wzmocnienia w postaci geosiatki, spowodowało przesunięcie krytycznej wartości poziomych odkształceń rozluźniających do wartości $\varepsilon_r \geq 5,0$ mm/m. Efekt wzmocnienia polegający na ograniczeniu naprężeń poziomych zaobserwowano w warstwach zlokalizowanych nad zabudowanym zbrojeniem. Dodatkowo dla analizowanych wyników stwierdzono dobrą zależność pomiędzy zmianą współczynnika rozporu bocznego a wzrostem wartości odkształcenia rozluźniającego podłoża. Współczynnik determinacji przyjętej funkcji wielomianowej wynosi $R^2=0,98\div 0,99$. Warto dodać, że ze względu na konstrukcję aparatu, tj. sztywną podstawę stanowiska badawczego, rozluźnienie ośrodka nie obejmowało całej grubości modelu, a w rzeczywistości zjawisko to wystąpiłoby na całej wysokości rozluźnianego podłoża.

6 Badania i analizy przeprowadzone na poligonie badawczym

6.1 Charakterystyka badania ugięcia sprężystego nawierzchni drogowej

Badania terenowe nawierzchni, prowadzone w celu identyfikacji przemieszczeń pionowych konstrukcji drogi, parametrów wytrzymałościowych oraz trwałości zmęczeniowej wymagały pomiaru ugięć. Badanie nawierzchni można przeprowadzić z wykorzystaniem metod bazujących na pomiarze ugięć oraz metod rezonansowych. Metody bazujące na zjawisku rozchodzenia się fal polegają na pomiarze przyspieszenia oraz długości fal wzbudzonych emiterym zlokalizowanym na powierzchni nawierzchni (Firlej, 2015; Kumar i Makwana, 2018). Wymagają one również odpowiedniego oprogramowania oraz właściwej interpretacji wyników. W metodzie tej zawiera się obecnie wiele odmian georadarów (Georadary.pl, 2019). Bardziej rozpowszechnione są metody bazujące na pomiarze ugięć. Obserwowane wzrosty wartości mierzonych przemieszczeń w miarę powtarzanych obciążeń nawierzchni stanowiły podstawę do zaproponowania metody ugięć. Pierwsze pomiary były wykonywane w USA w latach 50-tych XX wieku przez AASHTO (1961, 1972). Na ich podstawie Rafiroiu (1968) wykazał zależność pomiędzy liczbą przejazdów o nacisku osi 100 kN

a ugięciem nawierzchni:

$$U_{dop} = \frac{P}{100} \cdot (0.248 - 0.0275 \cdot \log(N_{100})) \quad (6-1)$$

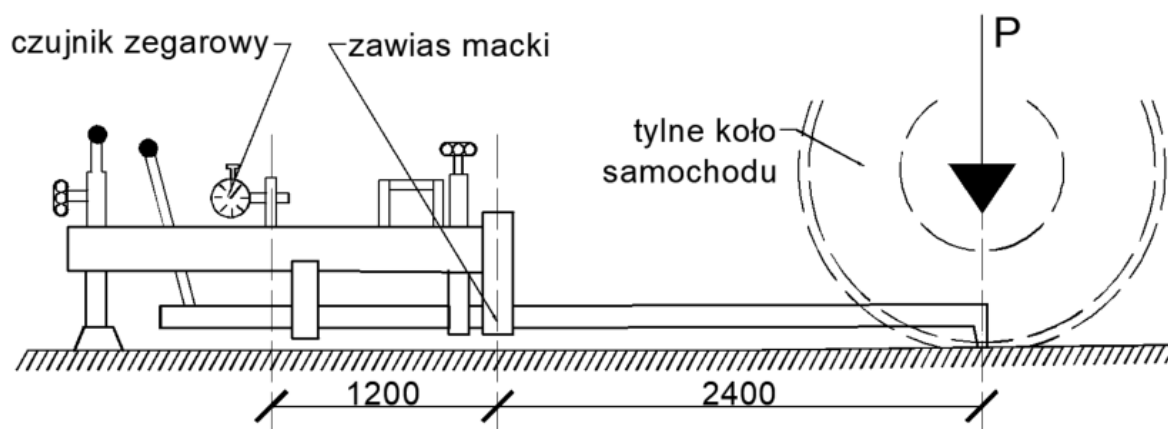
gdzie:

U_{dop} – dopuszczalne ugięcie [mm],

P – nacisk osi [kN],

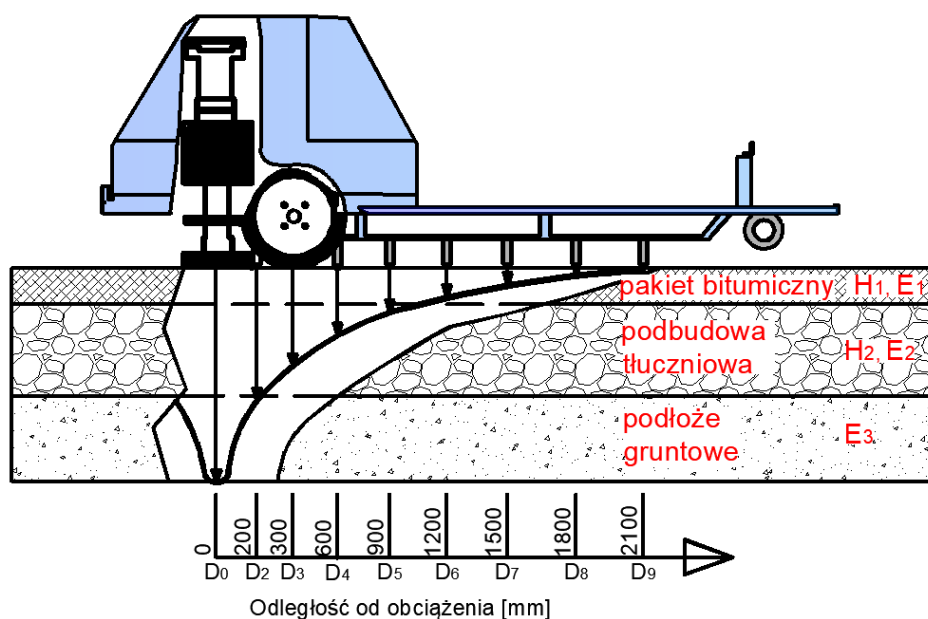
N_{100} – liczba obciążeń osią 100 kN w całym okresie eksploatacji.

Jednym z najdłużej stosowanych w naszym kraju badań nawierzchni jest pomiar ugięciomierzem belkowym (Benkelmana). Badanie polega na pomiarze ugięcia sprężystego, wyznaczonym bezpośrednio pod punktem obciążenia (BN-70/8931-06, 1970). Urządzenie pomiarowe (belka Benkelmana) jest montowane do koła podwójnego samochodu ciężarowego, natomiast macka uzbrojona w czujnik zegarowy jest zlokalizowana w odległości 3,6 m od osi kół. Optymalne obciążenie koła bliźniaczego wynosi 5 Mg (10 Mg na oś), jednak norma podaje zależność dla badania ugięcia również pod obciążeniem 4 Mg na koło bliźniacze. Zasadniczą wadą tego typu pomiaru jest brak obrazu czaszy ugięć oraz duża zależność pomiaru od właściwości reologicznych warstw bitumicznych.



Rysunek 6.1 Schemat instalacji deflektometru (BN-70/8931-06)

Jest to metoda długotrwała, obecnie zalecana jedynie do stosowania na drogach o małym obciążeniu ruchem do KR3 włącznie (GDDKiA, 2013a; Pożarycki i in., 2017). Kolejnym badaniem jest pomiar ugięć za pomocą aparatu FWD (Falling Weight Deflectometer). Badanie polega na pomiarze ugięć nawierzchni pod wpływem zadanego obciążenia (możliwość regulacji w różnych zakresach w zależności od producenta urządzenia). Przemieszczenia są mierzone za pomocą zestawu czujników – geofonów, rozmieszczonych w zadanych odległościach od płyty naciskowej. Liczba geofonów może być zwiększana oraz zmniejszana w stosunku do fabrycznych wersji. Metoda ta jest powszechnie wykorzystywana na całym świecie i stanowi doskonałe rozwiązanie zarówno w fazie przedprojektowej oraz projektowej do identyfikacji parametrów nawierzchni, jak i do bieżącego monitoringu stanu sieci drogowej (Ullidtz, 1998; COST 336, 1998; Chan i Lane, 2005; Horak i Emery, 2006; Zbiciak i Brzeziński, 2013; GDDKiA, 2013a, 2015). Badanie przebiega szybciej aniżeli pomiar ugięciomierzem belkowym i pozwala na zebranie ugięć od zadanego obciążenia w wielu punktach pomiarowych. Pozwala to na uzyskanie kształtu czaszy ugięć, co z kolei w toku obliczeń wstecznych, umożliwia identyfikację modułów sztywności warstw z betonu asfaltowego oraz modułów sprężystości pozostałych warstw konstrukcji nawierzchni. Pomiędzy wymienionymi metodami istnieje dobra korelacja, badana i wykazana przez Szydło (2000) oraz Firleja (2015). Kolejną metodą wartą wymienienia jest badanie ugięciomierzem de la Croix. Badanie to pozwala na pomiar ugięć nawierzchni podczas ciągłego ruchu urządzenia pomiarowego. W zależności od kroku pomiarowego pojazd porusza się z różną prędkością; 7 km/h przy kroku pomiarowym co 10 m, 3,5 km/h przy kroku pomiarowym co 5 m. Warto zaznaczyć, że w przypadku pomiarów belką Benkelmana, czy też FWD, pomiaru dokonujemy zgodnie z ogólnie przyjętymi wytycznymi, opracowanymi m.in.



Rysunek 6.2 Schemat badania FWD wraz z czaszą ugięć, opracowanie własne za IBDiM (2007)



Rysunek 6.3 Płyta obciążeniowa oraz geofony na urządzeniu FWD (mat. własne)

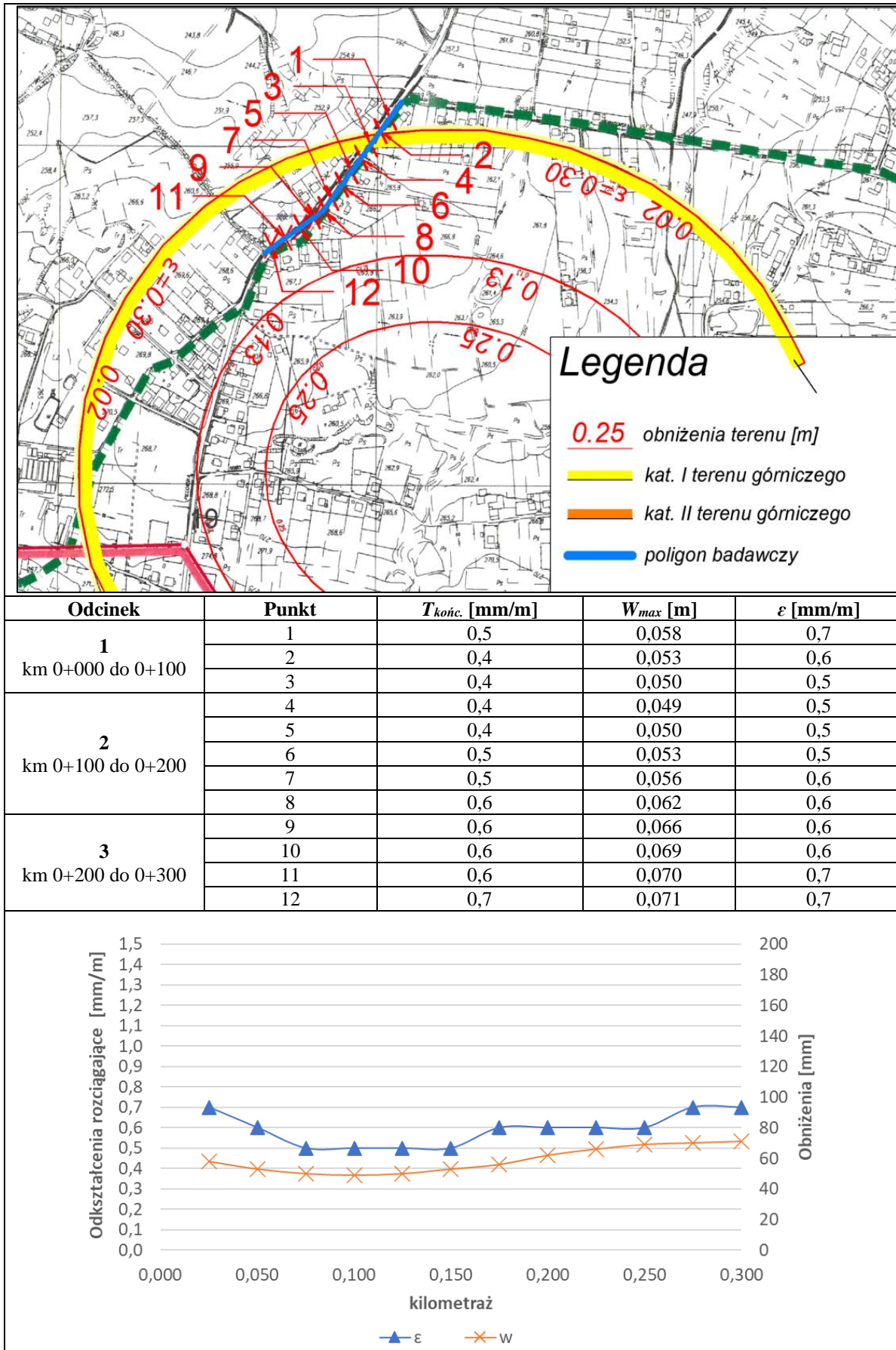
przez IBDiM (1991, 1992) czy GDDKiA (2013a, 2015) w śladzie prawego koła. Badanie ugięciomierzem de la Croix pozwala na rejestrację przemieszczeń nawierzchni w śladzie obu kół jednocześnie. Pośród popularnych metod pomiaru ugięć możemy zauważyć tendencję do rozwoju szybkich metod pomiaru. Ma to uzasadnienie w konieczności zapewnienia bezpieczeństwa ruchu pojazdów w trakcie pomiarów na drogach mocno obciążonych ruchem. W pracy Sudyki (2017) wskazano na wiele urządzeń pomiarowych, których wspólną cechą jest to, że obciążenie i czujniki pomiarowe nie poruszają się względem siebie, oraz co najistotniejsze, że wykorzystuje się do pomiaru triangulację laserową. Umożliwia to prowadzenie pomiaru ciągłego przy prędkościach nawet do 80 km/h. W niniejszej rozprawie dokonano identyfikacji modułów sztywności warstw konstrukcji oraz pomiaru ugięć na

podstawie badania FWD. W celu rozpoznania podłoża gruntowego oraz warstw niezwiązanych w konstrukcji jezdni wykonano odwierty geotechniczne wraz ze wstępnym określeniem parametrów gruntu oraz badanie CBR. Polskie normy opisujące procedurę przeprowadzania badania to: PN-S-06102:1997, PN-S-02205:1998, PN-EN 13286-47:2012. W celu sporządzenia opinii geotechnicznej wykonano odwierty do głębokości 4,0 m za pomocą wiertnicy spalinowej na podwoziu samochodowym. W trakcie wierceń pobrano również materiał do badań CBR.

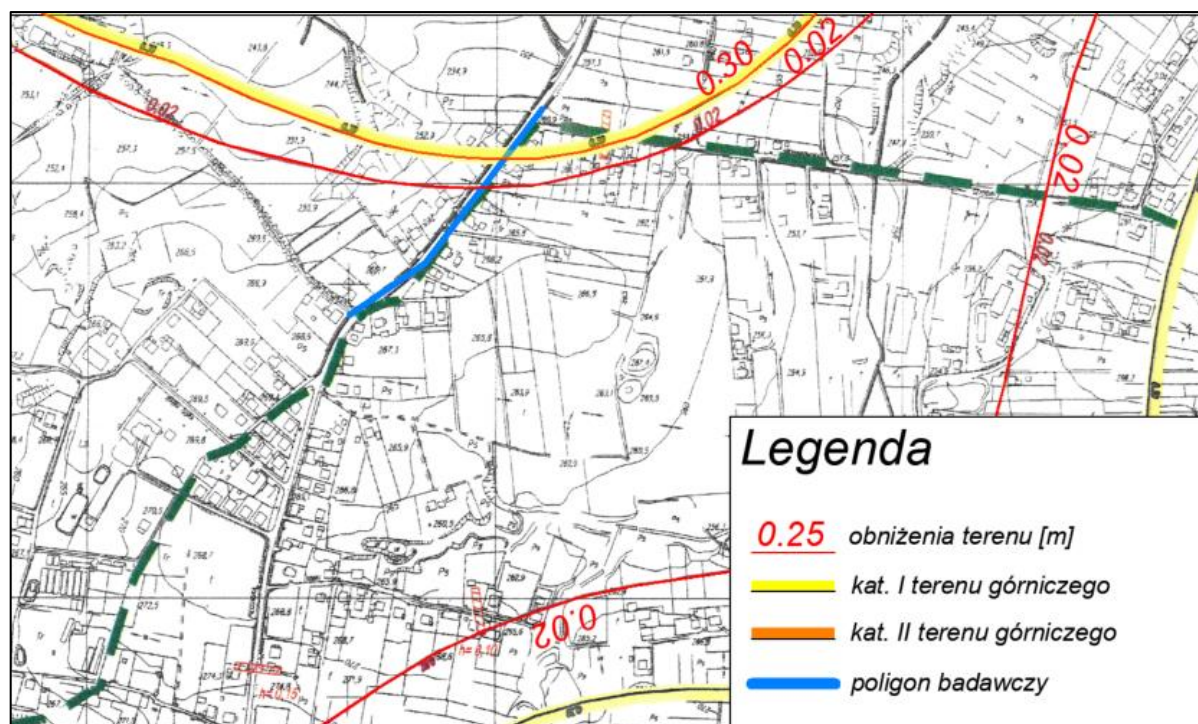
6.2 Opis poligonów badawczych

Poligon badawczy A

Badany odcinek ulicy Piecowskiej w Gaszowicach o długości 400 m wyremontowano w 2008 r. Prace polegały na sfrezowaniu warstw betonu asfaltowego oraz wykonaniu nowego pakietu warstw bitumicznych. Szerokość pasa ruchu to 3,0 m. Jest to droga jednojezdniowa, o dwóch pasach ruchu. Jeden pas ruchu wykonano bez zabudowywania siatki z włókna szklanego, drugi natomiast wzmocniono siatką z włókna szklanego o wytrzymałości na rozciąganie 50/50 kN/m (przy wydłużeniu 3%), zabudowaną w spodzie warstw z betonu asfaltowego. Droga klasy Z o kategorii ruchu KR3 podlegała wpływom eksploatacji górniczej zakwalifikowanej do pierwszej kategorii terenów górniczych. Na podstawie map wpływów oddziaływań górniczych uzyskanych z Zakładu Górniczego stwierdzono, że pomierzone obniżenia terenu w latach 2008-2018 wyniosły do 15 cm. W przypadku pierwszego 100 m odcinka drogi są prognozowane oddziaływania górnicze (do II kat. terenu górniczego) do roku 2042 na podstawie informacji przekazanych przez Zakład Górniczy (rys. 6.5). Na rys. 6.4, w celu uszczegółowienia danych, wskazano parametry deformacji w 12 punktach na odcinku badanej drogi. Przedstawione informacje o wpływach związanych z dokonaną działalnością górniczą obejmują eksploatację pokładu nr 713 w latach 2008÷2011 oraz pokładu 707 w latach 2016÷2017. Można zauważyć, że uzyskane mapy nie obejmują zasięgiem wpływów odcinka nr 1, natomiast po naniesieniu na mapy obniżeń terenu od eksploatacji dokonanej punktów 1÷12, okazuje się, że odcinek ten również jest objęty wpływami górniczymi.



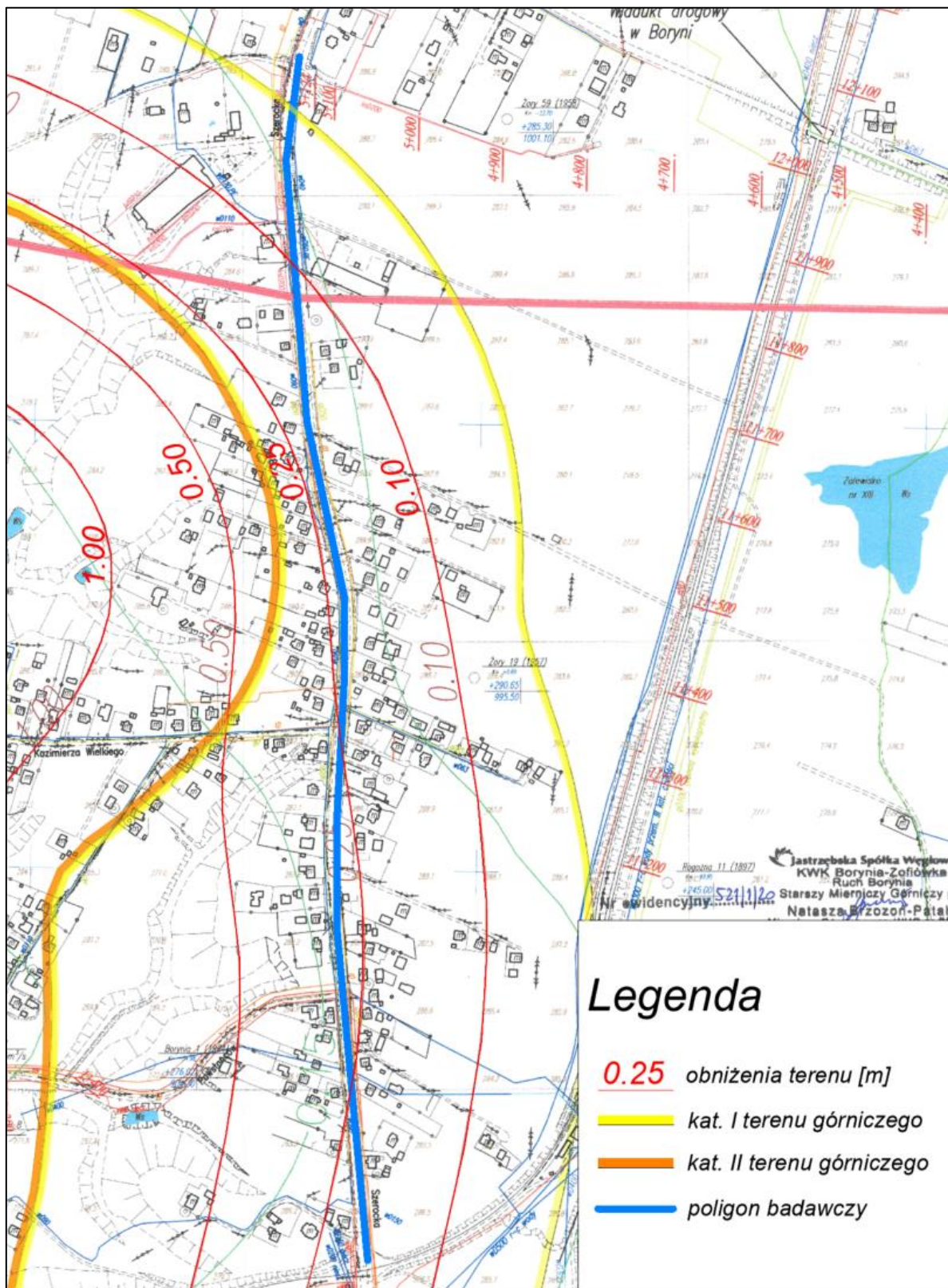
Rysunek 6.4 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej w latach 2009-2019 na poligonie badawczym A (mat. własny)



Rysunek 6.5 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej na lata 2018-2042 na poligonie badawczym A (mat. własny)

Poligon badawczy B

Badany odcinek ul. Szerockiej w Świerklanach o długości 1200 m wyremontowano w 2019 r. Prace polegały na sfrezowaniu warstw betonu asfaltowego oraz wykonaniu nowego pakietu warstw bitumicznych. Szerokość pasa ruchu to 3,0 m. Jest to droga jednojezdniowa, o dwóch pasach ruchu. Na tym odcinku siatkę z włókna szklanego zabudowano na całej powierzchni przebudowy. Droga klasy Z o kategorii ruchu KR3 podlegała wpływom eksploatacji górniczej zakwalifikowanej do pierwszej kategorii terenów górniczych. Zakład Górniczy nie udostępnił danych archiwalnych, a jedynie prognozy do roku 2030, które pokazano na rys. 6.6. Dane o konstrukcji jezdni oraz warunkach gruntowych pozyskano od Zarządcy drogi, nie prowadzono indywidualnego rozpoznania konstrukcji, jak miało to miejsce w przypadku poligonu A.



Rysunek 6.6 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej na lata 2019-2030 na poligonie badawczym B (mat. własny)

Parametry geokompozytu

Parametry geokompozytu PGM-G 50/50, użytego do wykonania wzmocnienia geosyntetycznego na każdym poligonie, według deklaracji właściwości użytkowych przekazanej przez Zarządcę drogi, są następujące:

- funkcja: separacja, wzmocnienie, rozproszenie naprężeń,
- wytrzymałość na rozciąganie: 50 kN/m,
- wytrzymałość na rozciąganie przy wydłużeniu 2% - 45 kN/m,
- wydłużenie przy zerwaniu: 3%,
- gramatura: 350 g/m².

Rozwiązania techniczne zastosowane na poligonach badawczych nie stanowią jednostkowego przypadku w powiecie rybnickim, na obszarach oddziaływań górniczych. Wzmocnienie w spodzie warstw z betonu asfaltowego zostało zrealizowane na wielu odcinkach. Przykładowe odcinki dróg poddanych oddziaływaniom górniczym:

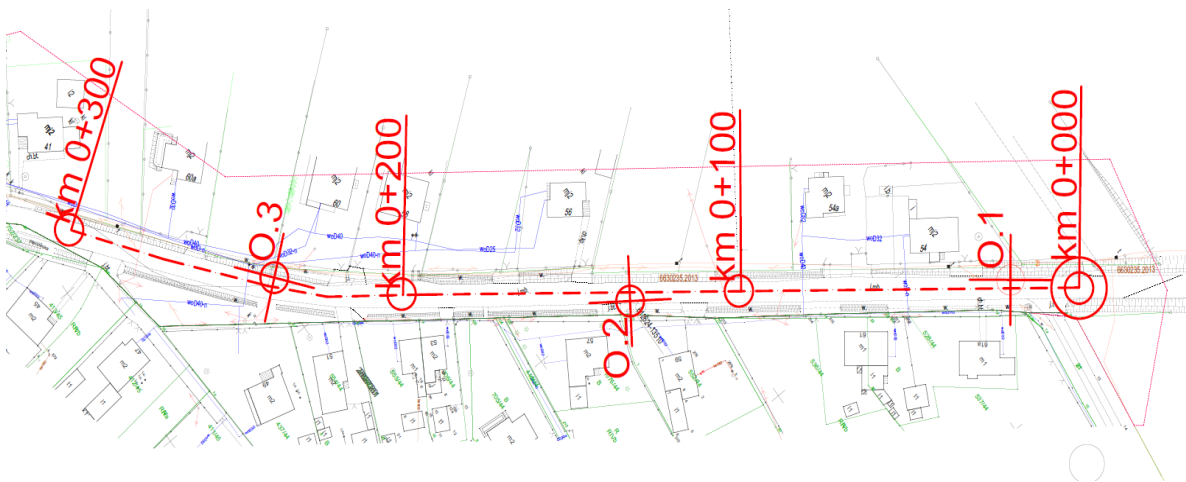
- 1) ul. Nowa w Jankowicach – wymiana pakietu bitumicznego ze wzmocnieniem siatką z włókna szklanego, miejscowa wymiana podbudowy. Droga zlokalizowana na terenie III kategorii terenów górniczych,
- 2) ul. Ornontowicka w Dębieńsku – wymiana pakietu bitumicznego ze wzmocnieniem siatką z włókna szklanego, miejscowa wymiana podbudowy. Droga zlokalizowana na terenie I/II kategorii terenów górniczych,
- 3) ul. Szerocka w Świerklanach – wymiana pakietu bitumicznego ze wzmocnieniem siatką z włókna szklanego, miejscowa wymiana podbudowy. Droga zlokalizowana na terenie I kategorii szkód górniczych.

Z wyżej wymienionych odcinków dróg pomiary wykonano na ulicy Szerockiej (poligon badawczy B), z uwagi na dobry stan techniczny oraz długość remontowanego odcinka powyżej 1 km. Wybranie ulicy Piecowskiej (poligon badawczy A) jako poligonu badawczego, motywowane jest tym, że jeden z pasów ruchu pozostawiono bez wzmocnienia, natomiast wszystkie przywołane wyżej odcinki zostały wzmocnione na całej szerokości jezdni.

6.3 Wyniki badań i analiz na poligonie badawczym

6.3.1 Rozpoznanie układu warstw podłoża oraz nawierzchni bitumicznej

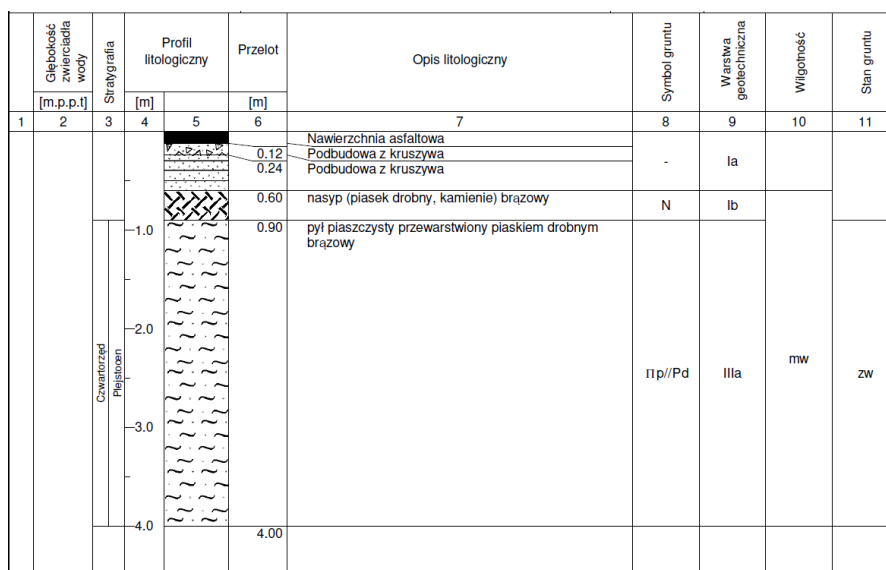
W celu rozpoznania podłoża oraz konstrukcji nawierzchni wykonano trzy odwierty do głębokość 4,0 m. Na potrzeby identyfikacji grubości warstw bitumicznych wykonano ekstrakcję rdzeni w liczbie 6 sztuk. Na rysunkach 6.7÷6.10 wskazano mapę dokumentacyjną oraz karty otworów geotechnicznych O.1, O.2 i O.3, przedstawiające istniejący układ warstw analizowanej nawierzchni. Stwierdzono warstwy betonu asfaltowego, podbudów z mieszanki niezwiązanej, nasypu budowlanego z piasku drobnego i kruszywa oraz podłoża gruntowego. Miąższość konstrukcji jezdni wynosi od 50 do 120 cm.



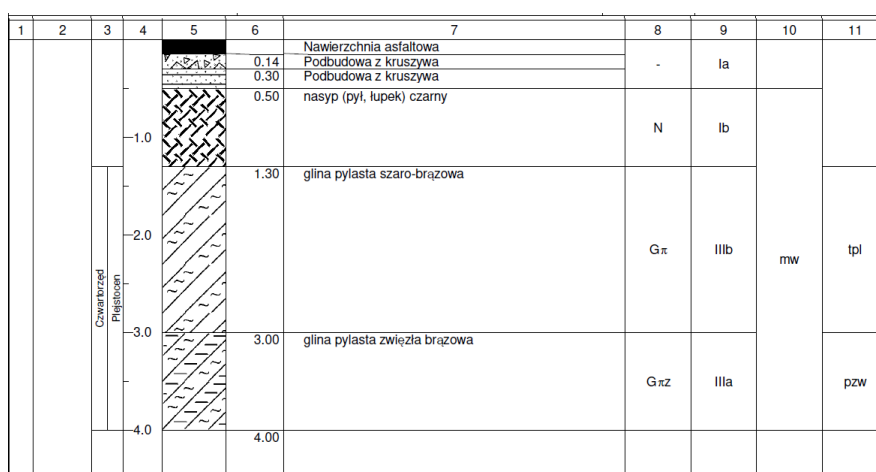
Rysunek 6.7 Mapa dokumentacyjna odwiertów geotechnicznych (mat. własne)

1	Głębokość zwierciadła wody	3	Profil litologiczny		Przelot	Opis litologiczny	Symbol gruntu	Warstwa geotechniczna	Wilgotność	Stan gruntu
	[m.p.p.]		Stratygrafia	[m]						
				5						
				0.10		Nawierzchnia asfaltowa				
				0.20		Podbudowa z kruszywa		la		
				0.70		nasyp (piasek drobnny, kamienie) brązowy	N	lb	mw	
				1.00		piasek drobnny zagliniony brązowy				
				2.60		głina brązowa	Pd+G	II	w	szg
				2.80		głina zwęzła szara	G	IIIc		mpl
				3.80		głina piaszczysta zwęzła brązowa	Gz	IIIb	mw	tpl
				4.00			Gpz			

Rysunek 6.8 Karta otworu geotechnicznego O.1 (mat. własne)



Rysunek 6.9 Karta otworu geotechnicznego O.2 (mat. własne)



Rysunek 6.10 Karta otworu geotechnicznego O.3 (mat. własne)

Podłoże gruntowe pod nasypem wykazuje zróżnicowanie, od piasków drobnych zaglinionych (Pd+G) w stanie średniozagęszczonym poprzez gliny pylaste szaro-brązowe (Gπ) w stanie twardoplastycznym oraz pyły piaszczyste przewarstwione piaskiem drobnym (πp/Pd) w stanie średniozagęszczonym. Na potrzeby analiz podłoże gruntowe poniżej nasypu ujednolicono. W tab. 6.1 zestawiono zdjęcia odwierconych rdzeni dla pasów wzmocnionego i niewzmocnionego. Zaobserwowano znaczną różnicę w grubości pakietu warstw bitumicznych pomiędzy pasami na odcinku nr 1. Nie wykonywano odwiertów rdzeniowych dla odcinka nr 4, podobnie jak nie przeprowadzono badania FWD na odcinku nr 4 z uwagi na trudność w zapewnieniu bezpieczeństwa podczas pomiaru.

Warstwa geotechniczna	Rodzaj gruntu wg PN-86/B-02480	Rodzaj gruntu wg PN EN ISO 14688	Stopień plastyczności	Stopień zagęszczenia	Wilgotność naturalna	Gęstość objętościowa	Spójność	Kąt tarcia wewnętrznego	Moduł pierwotnego odkształcenia	Moduł wtórnego odkształcenia	Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej	Edometryczny moduł ścisłości wtórnej	Symbol konsolidacji gruntu	
			I_L	I_D	w_n	ρ [tm ³]	c_u [kPa]	Φ_u [kPa]	E_0 [MPa]	E [MPa]	M_0 [MPa]	M [MPa]		
Ia	-	Nawierzchnia asfaltowa ułożona na podbudowie z kruszywa lokalnie stabilizowanego cementem oraz na betonie												
Ib	N	Nasyp – zbudowany z piasku drobnego, kamieni, pyłu i łupka												
II	Pd	FSa	-	0,50*	16	1,75	-	30,5	46	58	62	77	-	x (n)
						0,9		0,9						γ (m)
						1,58		27,5						x (r)
IIIa	IIp, Gpz	saSi siCl	0,00*	-	18- 22	2,00- 2,10	30,0	18,0	34	57	48	81	C	x (n)
						0,9	0,9	0,9						γ (m)
						1,80- 1,89	27,0	16,2						x (r)
IIIb	Gp Gpz Gz	siCl saCl Cl	0,10*	-	14- 20	2,10- 2,15	22,0	16,5	26	43	37	62	C	x (n)
						0,9	0,9	0,9						γ (m)
						1,89- 1,94	19,8	14,9						x (r)
IIIc	G	Cl	0,60*	-	27	1,95	7,0	8,5	9	15	13	21	C	x (n)
						0,9	0,9	0,9						γ (m)
						1,76	6,3	7,7						x (r)

Rysunek 6.11 Zestawienie parametrów gruntów zalegających poniżej podbudowy niezwiązanej (Opinia Geotechniczna, 2019)

Grubości pakietów w tab. 6.1 przedstawiają się następująco:

pas wzmocniony:

1) odcinek 1:

- a. warstwa ścierna 5,0 cm,
- b. warstwa wiążąca 6,0 cm,
- c. warstwa wyrównawcza/podbudowa zasadnicza 6,5 cm,

2) odcinek 2:

- a. warstwa ścierna 3,5 cm,
- b. warstwa wiążąca 4,5 cm,
- c. warstwa wyrównawcza/podbudowa zasadnicza 5,5 cm,
- d. warstwa wyrównawcza/podbudowa zasadnicza 3,5 cm,

3) odcinek 3:

- a. warstwa ścierna 6,0 cm,
- b. warstwa wiążąca 5,0 cm,

pas niewzmocniony:

- 1) odcinek 1:
 - a. warstwa ścieralna 5,0 cm,
 - b. warstwa wiążąca 5,0 cm,
 - c. warstwa wyrównawcza 3,0 cm,
- 2) odcinek 2:
 - a. warstwa ścieralna 8,0 cm,
 - b. warstwa wiążąca 5,0 cm,
 - c. warstwa wyrównawcza/podbudowa zasadnicza 8,0 cm,
- 3) odcinek 3:
 - a. warstwa ścieralna 5,0 cm,
 - b. warstwa wiążąca 5,0 cm,
 - c. warstwa wyrównawcza 2,0 cm.

W pasie wzmocnionym wykonano dodatkowy odwiert, pomiędzy odwiertem nr 1 oraz 2, pokazany na rys. 6.12 i 6.13. Rysunek 6.13 pokazuje otwór z widocznym wzmocnieniem w postaci siatki z włókna szklanego, w spodzie warstw z betonu asfaltowego.

Grubość pakietu bitumicznego w rdzeniu kontrolnym wyznaczono jako 5,0 cm + 6,0 cm = 11 cm. We wszystkich rdzeniach możemy zauważyć, że grubości warstwy ścieralnej wynoszą 4,0 ÷ 6,0 cm, warstwy wiążącej 5,0 ÷ 6,0 cm. Warstwy asfaltowe poniżej warstwy wiążącej zostały wykonane jako wyrównawcze. Przyrost grubości pakietu bitumicznego obserwujemy w odwiertach z odcinka nr 2. Jednym z możliwych wyjaśnień tak dużych różnic w grubościach pakietu może być chęć korekty niwelety drogi bez prowadzenia robót ziemnych. Z informacji przekazanych przez Zarządcę drogi wynika, że podczas prac remontowych w 2009 roku wykonywano frezowanie i nowe warstwy asfaltowe były wykonane bez prowadzenia robót ziemnych.









Rysunek 6.12 Odwiert kontrolny w pasie wzmocnionym pomiędzy odwiertem 1 oraz 2 (mat. własny)



Rysunek 6.13 Odwiert kontrolny w pasie wzmocnionym ukazujący siatkę z włókna szklanego (mat. własny)

Tablica 6.1 Rdzenie odwiercone na poligonie badawczym A (mat. własne)

Odcinek	Pas wzmocniony	Pas niewzmocniony
1		
2		
3		

6.3.2 Analiza ruchu

W celu określenia natężenia ruchu w przekroju drogi przeprowadzono pomiar, który odbył się w dniu 15.02.2023. Przy realizacji badania wykorzystano ręczne zliczanie pojazdów przejeżdżających przez przekrój drogi z podziałem na potok ruchu na pasie wzmocnionym oraz niewzmocnionym. Badanie wykonano we wtorek, w godzinach od 7.00 do 9.00 oraz od 14.00 do 16.00. Przyjęto następujące oznaczenia grup pojazdów:

- Samochody osobowe oraz dostawcze – OiD,
- samochody ciężarowe bez przyczep – C,
- samochody ciężarowe z przyczepami lub ciągniki siodłowe z naczepami – C+P,
- autobusy – A.

Tab. 6.2 zawiera wyniki pomiarów ruchu z podziałem na pas wzmocniony oraz niewzmocniony. Kolorem zielonym zaznaczono godziny szczytu porannego oraz popołudniowego. Do wyznaczenia obciążenia ruchem wykorzystano poranną godzinę szczytu z uwagi na większą liczbę pojazdów ciężarowych, ciężarowych z przyczepami oraz autobusów. W celu obliczenia średniego dobowego ruchu rocznym (SDRR) wykorzystano dane ruchowe opracowywane systematycznie przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad. Z uwagi na wahania ruchu udział godziny miarodajnej w SDRR, wynosi w zależności od charakteru ruchu na odcinku drogi od 8,0÷13,0%. Przyjęto udział ruchu w 200 godzinie w roku dla ruchu gospodarczego, który wynosi 8,0%.

Na podstawie uzyskanych danych określono liczbę równoważnych osi standardowych w okresach od 2008 do 2019 roku oraz od 2019 do 2021 roku. Nie wykonywano prognozy ruchu na lata 2043, obliczenia przeprowadzono dla danych pomierzonych w roku 2023. Zgodnie z klasyfikacją zawartą w rozdziale 3, drogę należy zakwalifikować do kategorii ruchu KR3. Ruch projektowy na odcinku wzmocnionym jest około 8% mniejszy niż na odcinku niewzmocnionym.

Tablica 6.2 Wyniki pomiarów ruchu na poligonie badawczym A

Godzina	Pas wzmocniony				Pas niewzmocniony			
	OiD	C	C+P	A	OiD	C	C+P	A
7.00-7.15	17	1	0	1	14	0	1	0
7.15-7.30	12	2	0	0	18	1	0	1
7.30-7.45	27	1	0	0	18	1	1	0
7.45-8.00	23	3	1	1	30	1	1	1
8.00-8.15	21	0	0	0	35	2	0	1
8.15-8.30	18	1	1	1	28	1	1	0
8.30-8.45	13	1	0	0	24	1	1	1
8.45-9.00	15	1	0	0	15	0	0	0
14.00-14.15	36	0	0	1	23	0	1	0
14.15-14.30	35	1	0	0	25	0	0	1
14.30-14.45	65	0	1	0	32	0	0	0
14.45-15.00	51	0	0	0	40	0	0	1
15.00-15.15	54	1	0	1	39	1	1	0
15.15-15.30	45	0	0	0	45	0	0	1
15.30-15.45	24	0	0	0	24	0	0	0
15.45-16.00	27	0	0	0	27	0	0	0

Tablica 6.3 Średni dobowy ruch roczny (SDRR) dla godziny szczytu porannego oraz popołudniowego na poligonie badawczym A

Godzina	Pas wzmocniony				Pas niewzmocniony			
	OiD	C	C+P	A	OiD	C	C+P	A
7.30-7.45	27	1	0	0	18	1	1	0
7.45-8.00	23	3	1	1	30	1	1	1
8.00-8.15	21	0	0	0	35	2	0	1
8.15-8.30	18	1	1	1	28	1	1	0
Σ	89	5	2	2	111	5	3	1
SDDR	1113	63	25	25	1388	63	38	25
14.30-14.45	65	0	1	0	32	0	0	0
14.45-15.00	51	0	0	0	40	0	0	1
15.00-15.15	54	1	0	1	39	1	1	0
15.15-15.30	45	0	0	0	45	0	0	1
Σ	215	1	1	1	156	1	1	2
SDDR	2688	13	13	13	1950	13	13	25

Wartości obciążenia ruchem drogowym wyliczono zgodnie z zależnością (6-2), dostosowując jedynie przedział czasowy do analizowanych lat tj. od 2008 do 2019 roku oraz od 2019 do 2021 roku.

$$N_{100} = f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot (N_C \cdot r_C + N_{C+P} \cdot r_{C+P} + N_A \cdot r_A) \quad (6-2)$$

gdzie:

- f_1 – współczynnik obliczeniowy pasa ruchu, przyjęto $f_1=1$ ponieważ obliczenia realizowane były odrębnie dla każdego z pasów ruchu,
- f_2 – współczynnik szerokości pasa ruchu, przyjęto $f_2=1,06$ ponieważ szerokość pasa ruchu wynosi 3,0 m,
- f_3 – współczynnik pochylenia niwelety, przyjęto $f_3 = 1$ z uwagi na pochlenie niewlety drogi $i < 6\%$,
- N_C – sumaryczna liczba samochodów ciężarowych bez przyczep (C) w całym okresie projektowym, w przekroju drogi,
- N_{C+P} – sumaryczna liczba samochodów ciężarowych z przyczepami (C+P) w całym okresie projektowym, w przekroju drogi,
- N_A – sumaryczna liczba autobusów (A) w całym okresie projektowym, w przekroju drogi,
- r_C – współczynnik przeliczeniowy liczby samochodów ciężarowych bez przyczep (C) na liczbę osi standardowych, przyjęto przeliczenie do osi 100 kN i współczynnik $r_C=0,5$,
- r_{C+P} – współczynnik przeliczeniowy liczby samochodów ciężarowych z przyczepami (C+P) na liczbę osi standardowych, przyjęto przeliczenie do osi 100 kN i współczynnik $r_{C+P}=1,8$,
- r_A – współczynnik przeliczeniowy liczby autobusów (A) na liczbę osi standardowych, przyjęto przeliczenie do osi 100 kN i współczynnik $r_A=1,2$.

Ponieważ remont realizowano w 2008 roku, wykorzystano prognozy wskaźnika wzrostu PKB na okres 2008-2040 i sprowadzono ruch pomierzony w roku 2023 do teoretycznego poziomu w 2008 roku. W 2008 roku do obliczenia ruchu projektowanego powinny być zostać wykorzystane współczynniki przeliczeniowe r wydane przez IBDiM w 2006 roku:

- r_C – współczynnik przeliczeniowy liczby samochodów ciężarowych bez przyczep (C) na liczbę osi standardowych, na osie 100 kN, według IBDiM (2006a) $r_C=1,2$,
- r_{C+P} – współczynnik przeliczeniowy liczby samochodów ciężarowych z przyczepami (C+P) na liczbę osi standardowych, na osie 100 kN, według IBDiM (2006) $r_{C+P}= 2,5$,
- r_A – współczynnik przeliczeniowy liczby autobusów (A) na liczbę osi standardowych, na osie 100 kN, według IBDiM (2006) $r_A=1,6$.

W poniższych analizach wykorzystano aktualne współczynniki przeliczeniowe, jednak warto zaznaczyć, że stosując wartości obowiązujące w 2008 roku ruch projektowy byłby znacząco wyższy. W tab. 6.4 zestawiono dane dotyczące prognozowanego ruchu w latach

2008, 2019 oraz 2023. Wyniki dla 2008 roku zostały wyznaczone z wykorzystaniem danych archiwalnych oraz obecnie stosowanych wskaźników do przeliczeń pojazdów na osie równoważne 100 kN. W każdym przypadku drogę należy zaliczyć do kategorii ruchu KR3. Zgodnie z obowiązującymi obecnie kryteriami wyznaczania ruchu projektowanego w okresie od 2008 do 2019 roku, pas wzmocniony być obciążony ruchem na poziomie 0,413 mln osi obliczeniowych, natomiast pas niewzmocniony 0,446 mln osi obliczeniowych.

Tablica 6.4 Zestawienie ruchu samochodowego wyznaczonego z pomiarów na poligonie badawczym A

	Pas wzmocniony			Pas niewzmocniony		
	C	C+P	A	C	C+P	A
2023						
SDDR₂₀₂₃	63 [poj./dobę]	25 [poj./dobę]	25 [poj./dobę]	63 [poj./dobę]	38 [poj./dobę]	25 [poj./dobę]
Obciążenie ruchem 2023-2043	N _{2023-2043,W} = 0,824 [mln osi]			N _{2023-2043,NW} = 1,005 [mln osi]		
2019						
SDDR₂₀₁₉	61 [poj./dobę]	23 [poj./dobę]	24 [poj./dobę]	61 [poj./dobę]	34 [poj./dobę]	24 [poj./dobę]
Obciążenie ruchem 2019-2021	N _{2019-2021,W} = 0,078 [mln osi]			N _{2019-2021,NW} = 0,089 [mln osi]		
2008						
SDDR₂₀₀₈	53 [poj./dobę]	15 [poj./dobę]	21 [poj./dobę]	53 [poj./dobę]	21 [poj./dobę]	21 [poj./dobę]
Obciążenie ruchem 2008-2019	N _{2008-2019,W} = 0,413 [mln osi]			N _{2008-2019,NW} = 0,446 [mln osi]		
* N _{20xx-20xx} – okres objęty prognozą w latach od do, W – wyróżnik pasa wzmocnionego, NW – wyróżnik pasa niewzmocnionego						

6.3.3 Badania CBR

Badanie kalifornijskiego wskaźnika nośności (CBR) polega na pomiarze nacisku koniecznego do wciśnięcia normalizowanego tłoka na określoną głębokość testowanego materiału. Wynik jest porównywany z naciskiem koniecznym do wciśnięcia tłoka na analogiczną głębokość w materiale wzorcowym, najczęściej w tłuczniu standardowo zagęszczonym. Oprócz metody laboratoryjnej, wskaźnik CBR można również określić metodą statyczną z wykorzystaniem aparatury VSS oraz metodami dynamicznymi z wykorzystaniem testera Clegga lub zestawu dynamicznego do badania CBR (IBDiM,

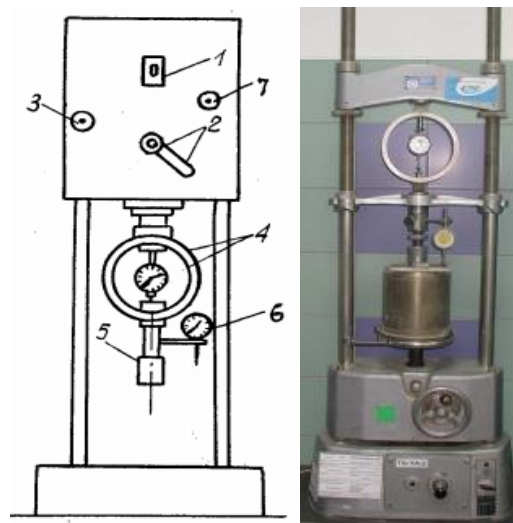
2006b). Na potrzeby niniejszej rozprawy wskaźniki CBR wybranych warstw gruntów zostały określone metodą laboratoryjną.

$$CBR = \frac{P}{P_s} 100 [\%] \quad (6-3)$$

gdzie:

P – siła potrzebna do wciśnięcia trzpienia w badany grunt na głębokość 2,5 lub 5,0 mm ze stałą prędkością 1,25 mm/min [N],

P_s – siła potrzebna do wciśnięcia trzpienia w tłużeń standardowo zagęszczony, na głębokość 2,5 lub 5,0 mm ze stałą prędkością 1,25 mm/min [N].



Rysunek 6.14 Schemat oraz zdjęcie prasy CBR, 1- włącznik przesuwu trzpienia, 2- kierownica ręcznego przesuwu, 3- sprzęgło, 4-dynamometr, 5- trzpień CBR, 6- czujnik (IBDiM, 2006b)

Badanie CBR zostało przeprowadzone na materiale pobranym w trakcie wykonywania odwiertów geotechnicznych. Badanie zostało wykonane dla warstwy piasku drobnego zaglinionego oraz pyłu piaszczystego z piaskiem. Grunty te zidentyfikowano w otworach O.1 oraz O.2 pod nasypem, składającym się z piasku drobnego oraz kamieni. Wyznaczone wartości CBR posłużyły do kontroli wyników uzyskanych z obliczeń odwrotnych.

Wartości modułów sprężystości podłoża wyznaczono według zależności opisanej przez Powella i in. (1984), zalecanej również przez GDDKiA (2013a):

$$E_{sub} = 17,6 \cdot CBR^{0,64} \quad (6-4)$$

Tablica 6.5 Wyniki badań CBR wraz z modulem sprężystości podłoża gruntowego

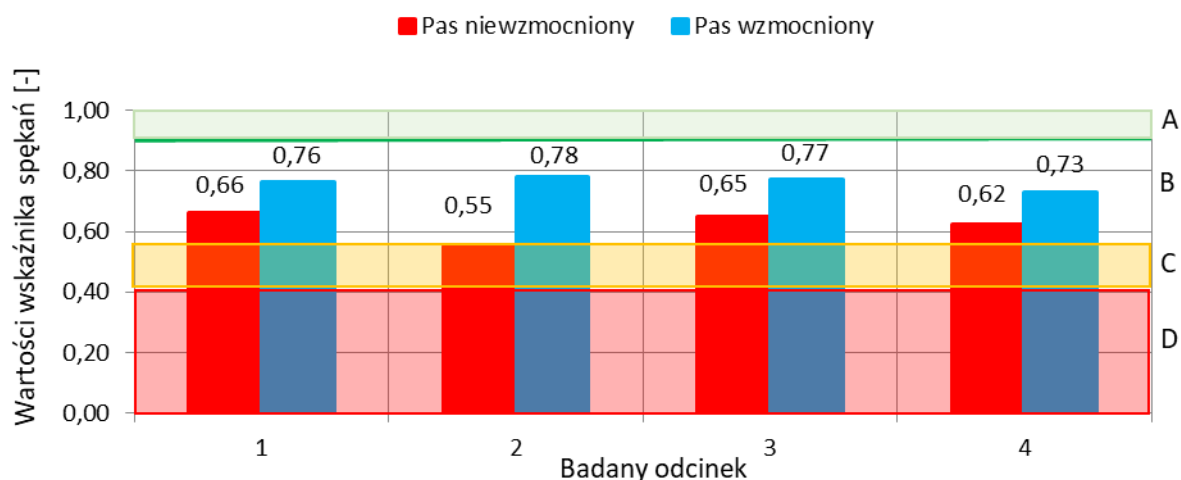
Badana warstwa	Wskaźnik nośności CBR [%]	E_{sub} [MPa]
Piasek drobny zagliniony, otwór nr 1	5,8	54,2
Pył piaszczysty z piaskiem, otwór nr 2	3,4	38,5

6.3.4 Analiza stanu spękań

Analizę stanu spękań na poligonie badawczym A rozpoczęto od inwentaryzacji zakresu uszkodzeń nawierzchni. Następnie, dane zestawiono, dzieląc je ze względu na stopień szkodliwości uszkodzeń na: małe (pęknięcia zalane bitumem, szczelne lub nieszczelne lecz bez wykruszeń) oraz duże (pęknięcia z wyraźnymi wykruszeniami na krawędziach bądź z siatką spękań). Określono miarodajny wskaźnik spękań n_m dla odcinka 400 m oraz dla odcinków 100 m, zgodnie ze wzorami zawartymi w Diagnostyce Stanu Nawierzchni, dawniej Systemy Oceny Stanu Nawierzchni (GDDKiA, 2002, 2015).

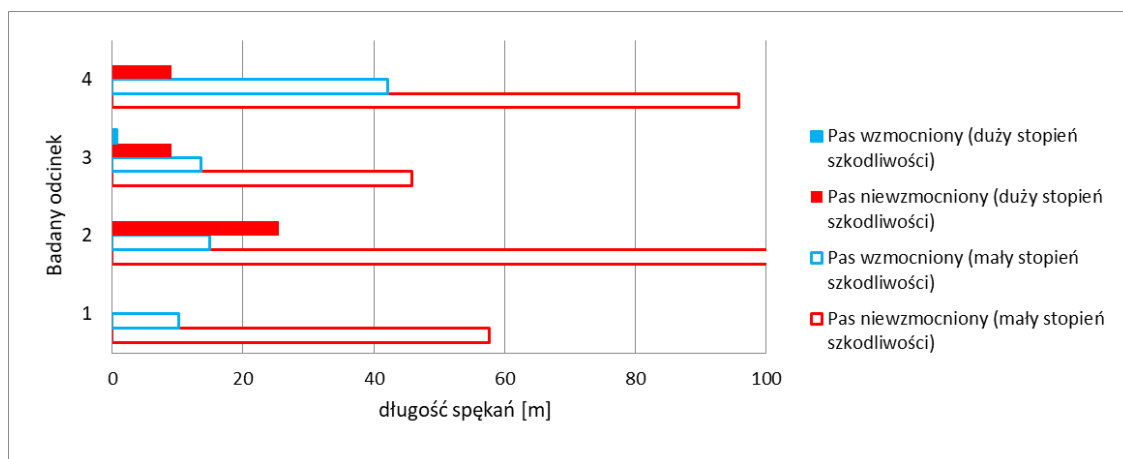
Na podstawie wskaźnika n_m zostały określone klasy stanu nawierzchni (klasa A: $n_m > 0,90$, klasa B: $0,90 \geq n_m \geq 0,56$, klasa C: $0,55 \geq n_m \geq 0,41$ oraz klasa D: $n_m \leq 0,40$) (GDDKiA, 2015). Przyjęta metodologia badań odbiegała nieco od zakładanej przez GDDKiA. Przy wyznaczaniu miarodajnych wskaźników spękań nie uwzględniono spękania podłużnego w osi drogi, na złączu technologicznym. W praktyce spękanie w osi występuje na każdym odcinku drogi, w zakresie od 15 do 45 m na każdy 100 m odcinek. Oprócz wyznaczenia miarodajnych wskaźników spękań przeprowadzono analizę zebranych danych pomiarowych pod kątem zakresów występowania uszkodzeń danego typu na danym pasie ruchu, w celu sprawdzenia wpływu wzmocnienia nawierzchni na liczbę występujących spękań. Uszkodzenia podzielono zgodnie z metodologią Systemy Oceny Stanu Nawierzchni (obecnie Diagnostyka Stanu nawierzchni), jednak uzyskane zakresy porównano bezpośrednio pomiędzy pasami bez wyznaczania wskaźników spękań oraz bez punktacji uszkodzeń. W trakcie analizy spękań poprzecznych określono również indeks spękań I_s , zgodnie z Katalogiem Przebudów i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych (GDDKiA, 2013a). Jest on stosowany do oceny nawierzchni półsztywnych i został wykorzystany pogładowo do porównania. Z analizy rys. 6.15, przedstawiającego miarodajne wskaźniki spękań wynika, że odcinek z siatką z włókna szklanego wykazuje stan techniczny B – zadowalający na całym badanym odcinku, natomiast odcinek bez tego wzmocnienia również wykazuje stan techniczny B – zadowalający, z zastrzeżeniem że na 25% długości stan

techniczny klasyfikuje się jako C – niezadowalający. Wartości poszczególnych wskaźników spękań pomiędzy badanymi pasami ruchu różnią się między sobą średnio o 0,14, na korzyść odcinka wzmocnionego siatką z włókna szklanego. Różnica w wartościach pozwala przypuszczać, że odcinek niewzmocniony ulegnie szybszej degradacji i będzie wymagał działań remontowych wcześniej, aniżeli wynosi zakładana trwałość nawierzchni. Odcinek wzmocniony może być użytkowany przez kolejne kilka lat. Na analizowanej drodze nie występują koleiny, wyboje oraz łaty asfaltowe; nie stwierdzono również występowania ubytków kruszywa ani lepiszcza.

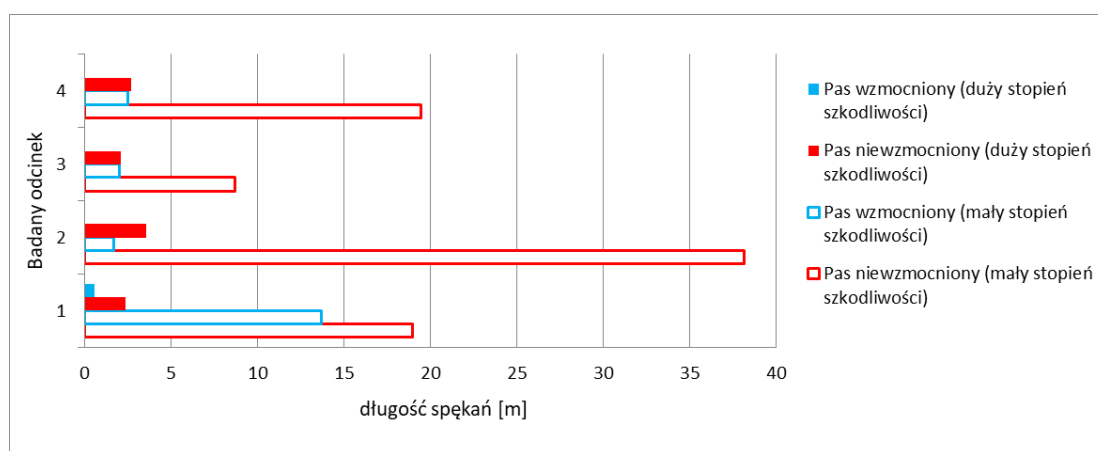


Rysunek 6.15 Zestawienie miarodajnych wskaźników spękań wraz z progami klasy uszkodzeń dla poligonu badawczego A

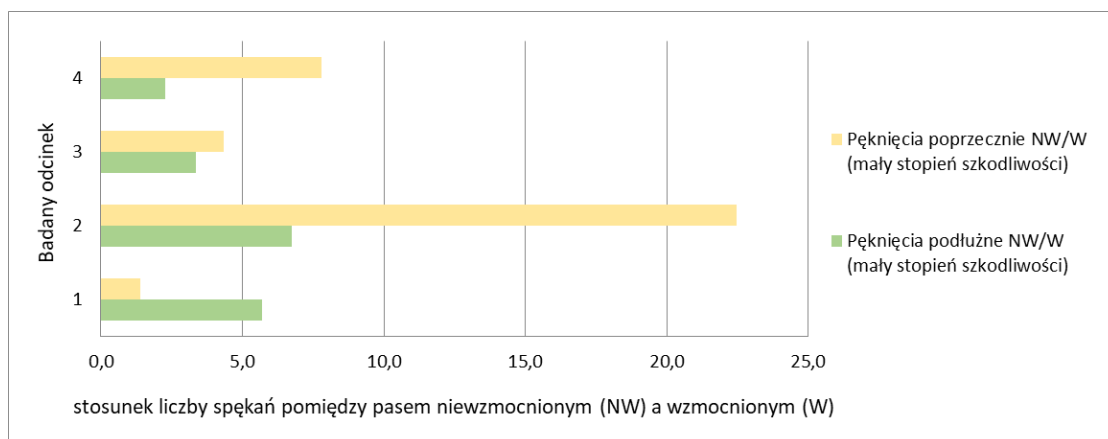
Metodologia wyznaczania wskaźników spękań zaleca uwzględnianie pęknięć podłużnych oraz poprzecznych, łącznie, jako uszkodzenia liniowe (GDDKiA, 2015). Na analizowanym odcinku drogi warto przyjrzeć się strukturze ilościowej udziału poszczególnych rodzajów spękań na dany odcinek pasa ruchu, w kontekście zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych. Na rys. 6.16 i 6.17 zestawiono zinwentaryzowane spękania poprzeczne i podłużne, w podziale na odcinki 100 m, z rozróżnieniem na mały lub duży stopień szkodliwości. Rys. 6.16 przedstawia sumaryczne obmiary spękań podłużnych. Można zaobserwować znacznie większą liczbę pęknięć zinwentaryzowanych na odcinku bez wzmocnienia siatką z włókna szklanego (strona prawa jezdni). Należy zauważyć, że na odcinku wzmocnionym siatką z włókna szklanego (strona lewa jezdni), na całej długości występuje zaledwie jedno spękanie podłużne o dużej szkodliwości, natomiast największa zaobserwowana liczba spękań o dużej szkodliwości występuje na odcinku nr 2, który został sklasyfikowany, jako jedyny posiadający niezadowalający stan nawierzchni.



Rysunek 6.16 Zestawienie łącznych długości spękań podłużnych dla poligonu badawczego A



Rysunek 6.17 Zestawienie łącznych długości spękań poprzecznych dla poligonu badawczego A

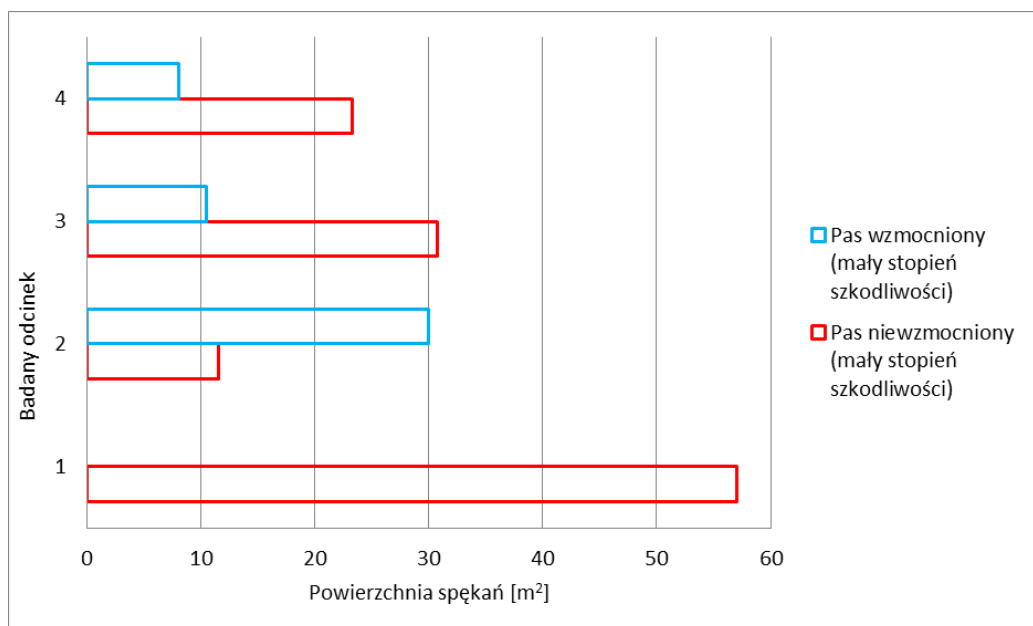


Rysunek 6.18 Zestawienie długości spękań poprzecznych i podłużnych dla poligonu badawczego A

Rys. 6.17 przedstawia sumaryczne obmiary spękań poprzecznych. Analogicznie, jak w przypadku spękań podłużnych, na odcinku niewzmocnionym siatką z włókna szklanego można zaobserwować znacznie większą liczbę spękań aniżeli na odcinku wzmocnionym.

Odcinek nr 2 posiada znacząco więcej spękań poprzecznych w porównaniu do pozostałych odcinków (dwukrotnie większa liczba spękań w odniesieniu do odcinka nr 4 – drugiego najbardziej spękanego). Podobnie, jak przy spękaniach podłużnych, na odcinku zbrojonym siatką z włókna szklanego (strona lewa jezdni), praktycznie nie występują spękania o dużej szkodliwości. Na rys. 6.18 przedstawiono porównanie występowania spękań poprzecznych i podłużnych dla pasa wzmocnionego i niewzmocnionego, z zachowaniem podziału danych na odcinki inwentaryzacyjne 100 m. Na rys. 6.20 pokazano przykładowe spękanie nawierzchni występujące na poligonie badawczym A.

Poza wnioskiem wskazującym na znacznie mniejszą częstotliwość występowania spękań na odcinku wzmocnionym geokompozytem, należy wskazać, że na odcinku nr 2 obserwuje się największą różnicę pomiędzy wzmocnionym a niewzmocnionym pasem jezdni. Na odcinku niewzmocnionym występuje 23 razy więcej spękań poprzecznych oraz 7 razy więcej spękań podłużnych aniżeli na pasie wzmocnionym siatką z włókna szklanego.



Rysunek 6.19 Zestawienie powierzchni spękań siatkowych na poligonie badawczym A



Rysunek 6.20 Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A – 2019 (zdjęcie własne)



Rysunek 6.21. Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A na odcinku nr 3 – 2019 (zdjęcie własne)



Rysunek 6.22 Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A na odcinku nr 2 – 2019 (zdjęcie własne)



Rysunek 6.23 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 3 w kierunku końca poligonu – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps)



Rysunek 6.24 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 3 w kierunku odcinka nr 2 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps)



Rysunek 6.25 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 2 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps)



Rysunek 6.26 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 2 w kierunku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps)



Rysunek 6.27 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na początku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2019 roku (Google Maps)



Rysunek 6.28 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na początku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2012 roku (Google Maps)

Najmniejsza różnica pomiędzy występującymi spękaniami poprzecznymi oraz podłużnymi jest obserwowana na odcinku nr 3, posiadającym obramowanie betonowym krawężnikiem najazdowym, posadowionym na ławie betonowej. Spękania poprzeczne występujące na odcinku nr 2 charakteryzują się szerokością obejmującą cały pas ruchu. Rozwój pęknięć poprzecznych następuje do podłużnego pęknięcia wzdłuż połączenia nawierzchni pomiędzy pasami ruchu, natomiast spękania nie występują na pasie wzmocnionym siatką z włókna szklanego.

Rys. 6.19 przedstawia zestawienie powierzchni występowania spękań siatkowych. Na analizowanej drodze nie stwierdzono spękań siatkowych o dużej szkodliwości. Pas wzmocniony wykazuje zdecydowanie mniejszą powierzchnię spękań siatkowych, natomiast interesujący jest odcinek nr 2. W kontekście wszystkich przedstawionych zależności jest to najbardziej zróżnicowany zakres obserwacji – pas niewzmocniony jest znacząco bardziej zniszczony aniżeli pas wzmocniony, z kolei na pasie wzmocnionym występuje prawie trzykrotnie więcej spękań siatkowych niż na pasie niewzmocnionym. Przykładowe spękania nawierzchni poligonu badawczego A przedstawiono na rys. 6.20÷6.22. Archiwalne zdjęcia poligonu badawczego (por. rys. 6.23÷6.26) pokazują, że w 2013 roku nawierzchnia nadal nie posiadała wyraźnych i znaczących uszkodzeń. Jedyne porównawcze ujęcia pomiędzy latami 2012 oraz 2019 zostało pokazane na rys. 6.27 i 6.28. Zaobserwowano zdecydowanie mniej uszkodzoną nawierzchnię w 2013 roku niż w 2019 roku. Ma to również odzwierciedlenie w miarodajnych wskaźnikach spękań n_m , gdzie pas niewzmocniony odcinka nr 2, jako jedyny został zakwalifikowany do klasy C, czyli wymaga planowanych prac remontowych. Na analizowanych odcinkach nie stwierdzono kolein ani wybojów.

Tablica 6.6 Zestawienie miarodajnych wskaźników spękań n_m z indeksami spękań I_s dla poligonu badawczego A

Numer odcinka		1	2	3	4
Pas niewzmocniony	<i>Indeks spękań I_s [-]</i>	8,50	34,00	5,50	11,00
	<i>Miarodajny wskaźnik spękań n_m [-]</i>	0,66	0,55	0,65	0,62
Pas wzmocniony	<i>Indeks spękań I_s [-]</i>	4,50	1,00	1,00	1,00
	<i>Miarodajny wskaźnik spękań n_m [-]</i>	0,76	0,78	0,77	0,73

W tab. 6.6 zestawiono wartości indeksu spękań I_s oraz miarodajnych wskaźników spękań n_m . Zgodnie z klasyfikacją dróg przeznaczonych do zabiegów remontowych ($I_s < 0,5$ odcinki niespękane, $1 < I_s < 3$ odcinki średnio spękane, $I_s > 3$ odcinki mocno spękane), na podstawie wartości indeksu spękań należy stwierdzić, że wszystkie odcinki po stronie prawej oraz odcinek nr 1 po stronie lewej są uznane za mocno spękane i wymagają natychmiastowych zabiegów naprawczych. Liczba spękań na odcinku nr 2 na pasie ruchu bez wzmocnienia siatką z włókna szklanego jest największa ze wszystkich analizowanych zakresów, co ma również odzwierciedlenie w najniższym miarodajnym wskaźniku spękań. Odcinki nr 1, 3 oraz 4, pomimo zaliczenia do grupy „mocno spękanych”, według indeksu spękań są określane jako odcinki o zadowalającym stanie nawierzchni, biorąc pod uwagę miarodajne wskaźniki spękań. Należy pamiętać, że indeks spękań uwzględnia jedynie uszkodzenia poprzeczne, natomiast miarodajny wskaźnik spękań uwzględnia uszkodzenia podłużne, poprzeczne oraz spękania siatkowe.

6.3.5 Analiza ugięć, obliczenia odwrotne oraz wskaźniki krzywizny czaszy ugięć

Pierwszy pomiar FWD wykonywano dla przekrojów oddalonych od siebie o 25 m na każdym pasie ruchu. Wyniki przeanalizowano pod kątem ugięcia obliczeniowego zgodnie z metodologią GDDKiA (2015). Badanie polegało na pomiarze odpowiedzi nawierzchni na wygenerowane obciążenie dynamiczne o wartości siły 50 kN, geofonami rozmieszczonymi w odległościach $d_1 = 0,0$ m, $d_2 = 0,2$ m, $d_3 = 0,3$ m, $d_4 = 0,6$ m, $d_5 = 0,9$ m, $d_6 = 1,2$ m, $d_7 = 1,5$ m, $d_8 = 1,8$ m, $d_9 = 2,1$ m (Chan i Lane, 2005; GDDKiA, 2015). Pomiar ugięć wykonano w śladzie prawego koła co 25 m na każdym pasie ruchu. Temperatura warstw asfaltowych w połowie grubości pakietu bitumicznego wynosiła 29°C podczas pomiaru w sierpniu w 2019 roku oraz 21°C podczas pomiaru w marcu w 2021 roku. Ugięcia ustandaryzowano do obciążenia 50 kN oraz temperatury równoważnej warstw asfaltowych 20°C. Na podstawie maksymalnego pomierzonego ugięcia miarodajny wskaźnik ugięć według poniższych wzorów wynosi (GDDKiA, 2015):

$$U = \frac{\sum_{i=1}^n us_i}{n} + Dus \quad (6-5)$$

$$us = D_0 \cdot \frac{50}{F} \cdot f_T \cdot f_S \cdot f_P \quad (6-6)$$

gdzie:

u_s – standaryzowana wartość pojedynczego pomiaru ugięcia w punkcie centralnym [μm],

D_0 – maksymalne ugięcie zarejestrowane [μm],

f_T – współczynnik temperaturowy, korygujący ze względu na temperaturę podczas wykonywania pomiaru do temperatury 20°C [-], obliczany ze wzoru:

$$f_T = 1 + 0,02 \cdot (20 - T) \quad (6-7)$$

f_S – współczynnik sezonowości, dla miesiąca sierpnia $f_S = 1,17$, dla miesiąca listopada $f_S = 1,25$,

f_P – współczynnik podbudowy, dla nawierzchni podatnych $f_P = 1,0$,

U – miarodajny wskaźnik ugięć [μm],

n – liczba ugięć standaryzowanych na odcinku pomiarowym,

D_{us} – odchylenie standardowe standaryzowanych wartości pojedynczych pomiarów ugięć w punkcie centralnym na odcinku 1 km.

Badania ugięć były prowadzone w godzinach najmniejszego ruchu użytkowego, co pozwoliło na pomiar w warunkach bez przeciążenia. Badanie wykonano w celu analizy zmienności ugięć pomiędzy odcinkami testowymi oraz pasami ruchu, aby określić ewentualny wpływ zabudowanego wzmocnienia z siatki z włókna szklanego na stan nawierzchni. Wyznaczono miarodajny wskaźnik ugięć U według wzoru (6.5) oraz ugięcia średnie. Wyniki ugięć zestawiono z wynikami wskaźnika spękań, opisującego nieciągłość górnych warstw nawierzchni. Stan spękań określono miarodajnym wskaźnikiem spękań nawierzchni n_m , na podstawie oceny wizualnej spękań nawierzchni. Nie wyznaczano odcinków jednorodnych metodą sum skumulowanych zgodnie z powszechnie stosowaną metodologią. Przyjęto podział według odcinków poligonu badawczego. W zależności od kategorii obciążenia ruchem, ugięcie obliczeniowe nie może przekroczyć wartości ustalonych jako ugięcie dopuszczalne (GDDKiA, 2015). Należy przy tym zaznaczyć, że miarodajny wskaźnik ugięć, opisany wzorem (6.5), jest wyznaczany przy poziomie ufności równym 98%, co oznacza, że wystąpienie ugięć o wartościach większych niż miarodajne jest możliwe z 2% prawdopodobieństwem. Ma to znaczenie praktyczne, ponieważ metoda ugięć służy do wymiarowania nakładek na istniejących nawierzchniach. Wartość pożądana ugięcia miarodajnego dla drogi o kategorii ruchu KR3 wynosi $390 \mu\text{m}$. Poniżej tej wartości mówimy o dobrym stanie nawierzchni (klasa A), powyżej zaś o zadowalającym stanie technicznym (klasa B). W przypadku wartości ugięcia powyżej $550 \mu\text{m}$ mówimy o poziomie ostrzegawczym, a stan techniczny jezdni jest wówczas niezadowalający. Wartość krytyczna ugięcia dla przedmiotowej drogi wynosi $710 \mu\text{m}$ i jej osiągnięcie oznacza zły stan techniczny, wymagający przeprowadzenia natychmiastowych prac remontowych (GDDKiA, 2015).

Dodatkowo, z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne oraz brak stwierdzonych problemów z odwodnieniem korpusu drogowego, wprowadzono do zestawień Us' – ugięcie standaryzowane bez uwzględnienia współczynnika sezonowości f_s . Aby wykluczyć sytuację, w której zmieniona lokalizacja punktów pomiarowych na granicy odcinków (np. km 0+195 w roku 2019 a km 0+200 w roku 2021) zaburzy analizy, w trakcie obliczania średniej ugięć oraz odchylenia standardowego uwzględniano punkty sąsiadujące z danym odcinkiem pomiarowym. Dane z pomiaru ugięć FWD w 2019 roku zestawiono w tab. 6.7, a wartości ugięć standaryzowanych oraz miarodajnego wskaźnika ugięć w tab. 6.8.

Tablica 6.7 Zestawienie ugięć pomierzonych dla poligonu badawczego A – pomiar z 2019 roku

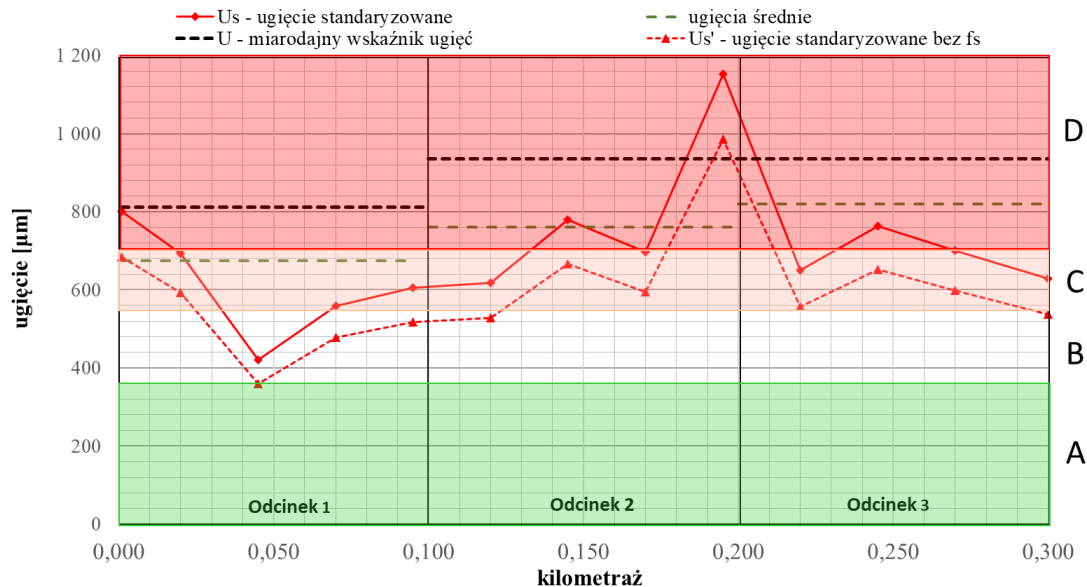
Pas niewzmocniony											
Kilometraż	Naprężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+001	714	50,5	785	530	406	297	222	132	85	61	45
0+025	707	50,0	673	512	415	315	251	171	125	95	74
0+050	713	50,4	412	289	225	161	121	79	57	45	36
0+075	707	50,0	543	395	308	221	168	106	73	55	41
0+100	704	49,8	585	438	359	276	210	130	84	63	42
0+125	704	49,8	598	441	386	309	222	125	80	58	39
0+150	711	50,3	760	577	469	349	262	154	97	65	45
0+175	708	50,0	677	524	439	332	257	156	101	70	51
0+200	704	49,8	1 115	812	664	494	371	222	143	101	78
0+225	715	50,5	639	493	422	318	241	175	109	91	65
0+250	710	50,2	744	572	480	363	276	171	115	86	65
0+275	713	50,4	685	510	408	315	235	142	101	80	56
0+300	707	50,0	611	451	348	271	190	115	64	50	31
Pas wzmocniony											
Kilometraż	Naprężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+001	693	49,0	858	637	521	401	277	150	119	122	66
0+020	714	50,5	765	581	470	345	253	146	97	69	55
0+045	712	50,3	494	346	263	179	131	82	62	51	41
0+070	716	50,6	689	484	386	284	206	117	76	55	40
0+095	708	50,0	526	425	352	274	215	135	91	65	46
0+120	707	50,0	598	419	310	215	160	97	68	50	32
0+145	707	50,0	849	667	554	413	306	171	100	60	38
0+170	714	50,5	606	500	428	335	260	158	98	67	43
0+195	711	50,3	975	730	579	430	332	189	119	79	59
0+220	715	50,5	902	677	537	390	295	175	114	87	64
0+245	719	50,8	726	557	445	324	248	159	112	85	66
0+270	710	50,2	700	539	414	293	219	136	97	73	56
0+295	706	49,9	708	509	389	267	191	114	76	55	40

Tablica 6.8 Zestawienie wartości ugięć dla poligonu badawczego A – pomiar z 2019 roku

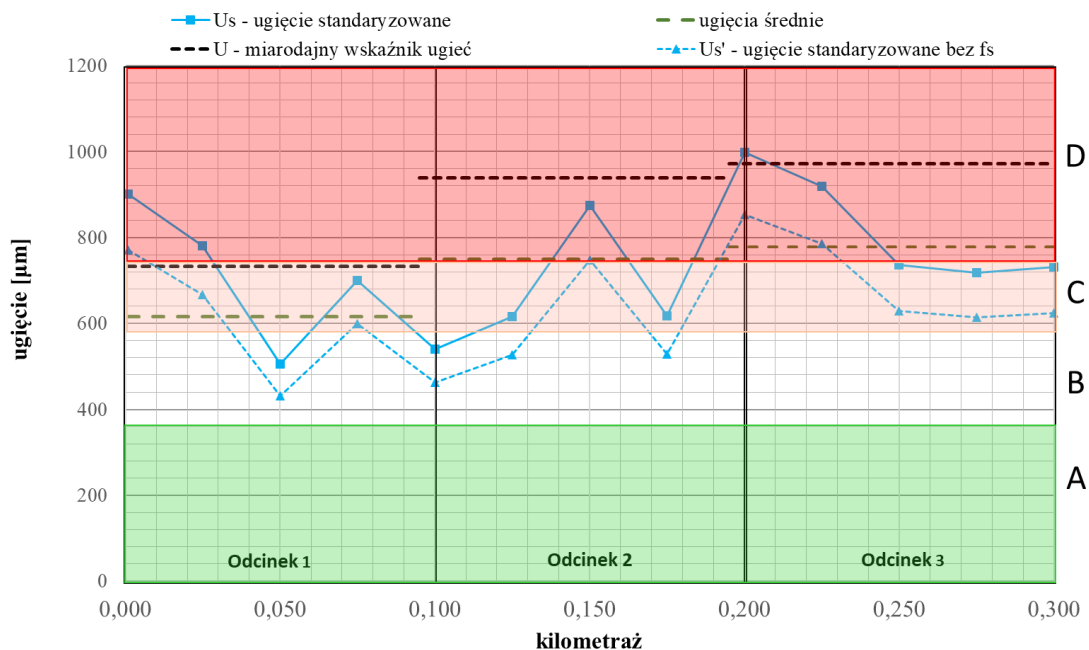
Pas niewzmocniony					Odcinek	Pas wzmacniony				
Kilometraż	Us [μm]	Us średnia wartość [μm]	Dus [μm]	U [μm]		Kilometraż	Us [μm]	Us średnia wartość [μm]	Dus [μm]	U [μm]
0+001	801	616	117	733	1	0+001	902	674	138	812
0+020	693					0+025	781			
0+045	421					0+050	505			
0+070	560					0+075	700			
0+095	605					0+100	541			
0+120	618	750	189	939	2	0+125	616	761	175	936
0+145	779					0+150	874			
0+170	696					0+175	618			
0+195	1153					0+200	999			
0+220	651	779	192	972	3	0+225	919	820	116	936
0+245	763					0+250	735			
0+270	700					0+275	718			
0+300	629					0+300	731			
Kilometraż	Us' [μm]	Us' średnia wartość [μm]	Dus' [μm]	U' [μm]	Odcinek	Kilometraż	Us' [μm]	Us' średnia wartość [μm]	Dus' [μm]	U' [μm]
0+001	685	527	100	626	1	0+001	771	576	118	694
0+020	592					0+025	667			
0+045	360					0+050	432			
0+070	478					0+075	599			
0+095	517					0+100	462			
0+120	528	641	162	803	2	0+125	527	651	150	800
0+145	666					0+150	747			
0+170	595					0+175	528			
0+195	985					0+200	853			
0+220	556	666	165	830	3	0+225	786	701	99	800
0+245	652					0+250	629			
0+270	598					0+275	614			
0+300	538					0+300	625			

Rys. 6.29 zawiera zestawienie ugięć standaryzowanych z uwzględnieniem oraz bez uwzględniania współczynnika sezonowości, średnie wartości ugięć oraz miarodajny wskaźnik ugięć dla poszczególnych odcinków pasa niewzmocnionego. Rys. 6.30 zawiera zestawienie dla pasa wzmacnionego siatką. Wartości miarodajnego wskaźnika ugięć przekraczają wartości referencyjne dla dobrego stanu technicznego, zarówno na odcinku wzmacnionym, jak i niewzmocnionym. Zaobserwowano znaczne wartości przekroczeń w każdym przypadku, co może utrudniać identyfikację wpływu wzmocnienia geosyntetycznego na stan nawierzchni. Należy również wskazać na potencjalne różnice w grubości pakietu warstw asfaltowych pomiędzy badanymi odcinkami. Najmniejszą różnicę wartości ugięcia obliczeniowego pomiędzy pasem wzmacnionym a niewzmocnionym zaobserwowano dla odcinka nr 2; wynosi

ona niecałe 2%. W przypadku odcinka nr 1 wyższe wartości miarodajnego wskaźnika ugięć oraz ugięć standaryzowanych obserwujemy na pasie wzmocnionym, odwrotnie aniżeli na odcinku nr 3 gdzie to pas niewzmocniony wykazuje wyższe wartości tych parametrów.



Rysunek 6.29 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2019 roku – pas niewzmocniony na poligonie badawczym A



Rysunek 6.30 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2019 roku – pas wzmocniony na poligonie badawczym A

Krótkie odcinki badawcze oraz uwzględnienie wszystkich pomiarów mają znaczący wpływ na wartość odchylenia standardowego, uwzględnianego w obliczeniach miarodajnego wskaźnika ugięć. Porównując analizy ugięć z analizami stanu spękań zauważono, że dla pasa wzmocnionego, w przypadku odcinka nr 3, wartość miarodajnego wskaźnika spękań jest

wyższa oraz wartości miarodajnego wskaźnika ugięć i ugięcia standaryzowanego są niższe niż na pasie niewzmocnionym. W przypadku odcinka nr 2 wartości wskaźnika spękań wskazują na różnicę stanu spękań nawierzchni pomiędzy pasem wzmocnionym a niewzmocnionym, na korzyść pasa wzmocnionego, natomiast analiza ugięć nie potwierdza występowania takiej różnicy. W przypadku analizy stanu spękań odcinki drogi nie wymagają natychmiastowych prac remontowych, co nie znajduje potwierdzenia po weryfikacji stanu drogi na podstawie ugięć nawierzchni. Analizowany przypadek potwierdza konieczność oraz zasadność wykorzystania metody ugięć do weryfikacji nieniszczącej metody wizualnej, bazującej na ocenie stanu spękań nawierzchni drogi. Przy porównaniu ugięć sprężystych z miarodajnymi wskaźnikami spękań, zwrócono uwagę na różnicę w występowaniu spękań poprzecznych i podłużnych w pasach wzmocnionych i niewzmocnionych. Największe różnice pomiędzy pasami występują na odcinku nr 2, gdzie pas niewzmocniony posiada ponad 20 razy więcej spękań poprzecznych oraz 6 razy więcej spękań podłużnych aniżeli pas wzmocniony. Ma to odzwierciedlenie w różnicy wskaźnika spękań, jednak nie przekłada się na otrzymane z pomiarów ugięcie sprężyste. Dla pasa wzmocnionego dla odcinka nr 3 wartości średnich ugięć standaryzowanych przyjmują niższe wartości niż dla pasa wzmocnionego, a zbliżone wartości dla odcinka nr 2. Odcinek nr 1 charakteryzuje się wyższymi wartościami ugięcia standaryzowanego na pasie wzmocnionym.

Pomiar kontrolny wartości ugięć sprężystych na poligonie badawczym A przeprowadzono 10 września 2021 roku. Pomiar potwierdza przekroczenia dopuszczalnych ugięć nawierzchni na całej długości poligonu A. Temperatura warstw bitumicznych wynosiła 23°C. Ugięcia pomierzone zestawiono w tab. 6.9, a miarodajne wskaźniki ugięcia wraz z ugięciami średnimi oraz standaryzowanymi w tab. 6.10. Wartości ugięcia standaryzowanego, uwzględniające korektę temperaturową danych są zdecydowanie wyższe dla pomiaru z 2021 roku. Na rys. 6.31 przedstawiono wartości ugięć wyznaczonych wraz z ugięciami średnimi oraz miarodajnymi dla odcinka niewzmocnionego w 2021 roku. Najwyższe wartości ugięć średnich oraz miarodajnego wskaźnika ugięć obserwujemy na pasie wzmocnionym siatką z włókna szklanego, co wskazuje na postępującą degradację jezdni.

Tablica 6.9 Zestawienie wartości ugięć pomierzonych dla poligonu badawczego A – pomiar z 2021 roku

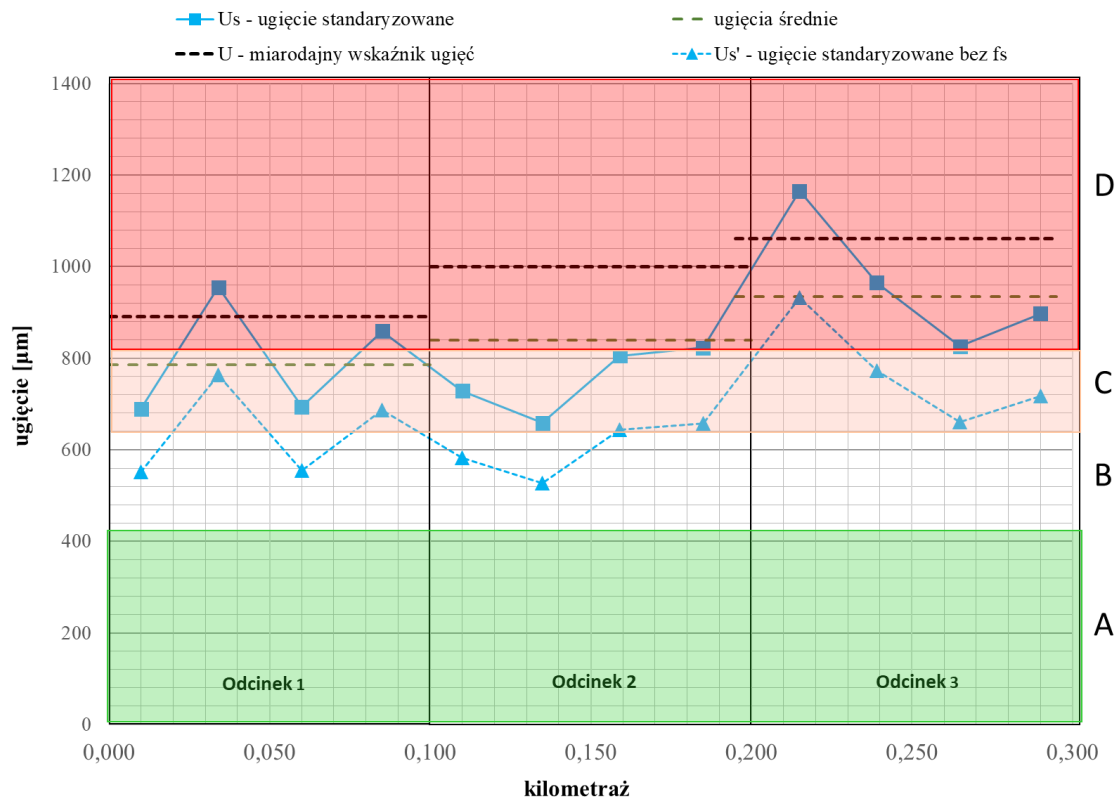
Pas niewzmocniony											
Kilometraż	Napężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+025	678	47,5	645	476	389	286	210	129	89	63	47
0+050	680	47,9	719	587	476	357	274	177	128	99	80
0+076	690	48,1	500	406	334	249	183	111	77	59	44
0+100	688	48,8	509	390	319	235	180	109	74	54	41
0+125	681	48,6	556	415	331	248	188	123	78	59	41
0+150	679	48,1	615	502	426	332	257	159	93	66	40
0+175	681	48,0	663	546	471	372	293	182	116	78	54
0+200	678	48,1	713	591	500	388	302	184	118	80	63
0+225	667	47,9	824	674	568	444	347	212	139	103	77
0+251	683	47,2	454	384	336	274	223	152	107	81	62
0+275	676	48,3	538	442	376	302	242	160	110	81	61
0+300	680	47,8	599	458	390	298	232	152	106	77	58
Pas wzmocniony											
Kilometraż	Napężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+010	684	48,3	544	452	378	289	221	131	82	59	48
0+034	661	46,7	728	592	485	359	269	168	109	80	61
0+060	686	48,5	549	415	329	238	182	120	87	66	53
0+085	686	48,5	680	534	413	305	231	139	91	63	47
0+110	681	48,1	573	472	397	305	236	139	90	64	49
0+135	686	48,5	522	379	306	225	171	106	70	49	38
0+159	672	47,5	624	508	429	327	256	153	95	61	43
0+185	669	47,3	635	508	416	317	236	145	95	67	44
0+215	663	46,9	891	719	594	442	328	182	108	67	52
0+239	669	47,3	745	600	497	385	293	179	119	87	67
0+265	687	48,6	655	526	434	327	253	162	115	90	72
0+290	676	47,8	700	564	464	343	263	164	116	83	65

Tablica 6.10 Zestawienie ugięć dla poligonu badawczego A – pomiar z 2021 roku

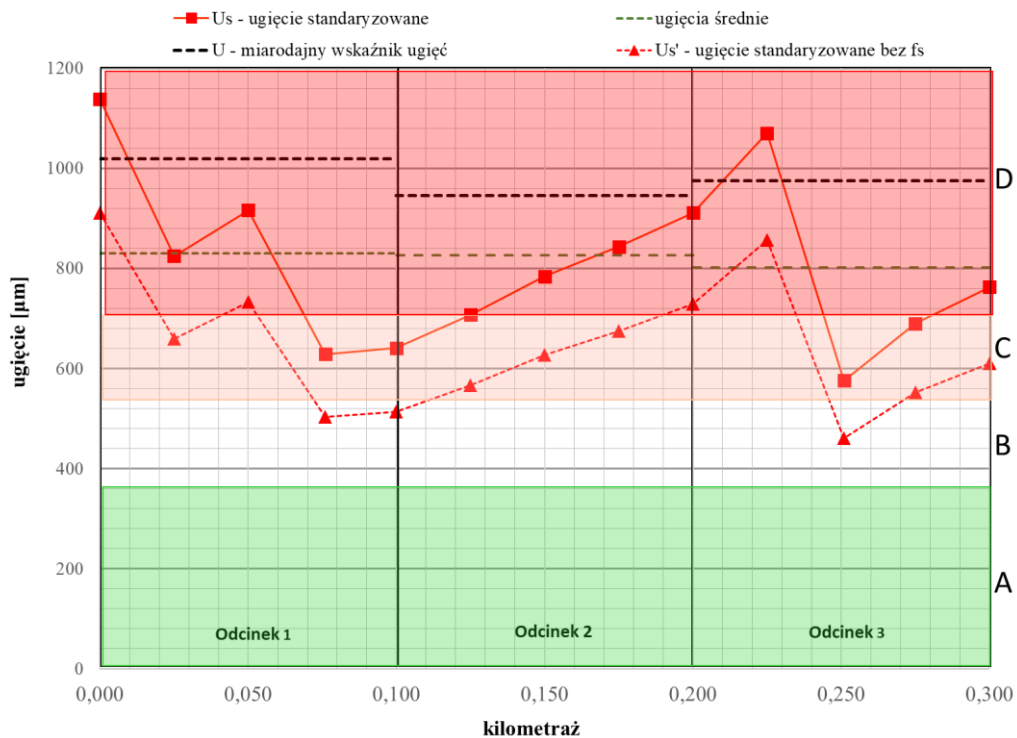
Pas niewzmocniony					Odcinek	Pas wzmacniony				
Kilometraż	Us [μm]	Us średnia wartość [μm]	Dus [μm]	U [μm]		Kilometraż	Us [μm]	Us średnia wartość [μm]	Dus [μm]	U [μm]
0+000	1138	830	189	1019	1	0+010	689	785	105	890
0+025	824					0+034	955			
0+050	916					0+060	694			
0+075	628					0+085	859			
0+100	641					0+110	729			
0+125	707	826	140	966	2	0+135	659	840	159	999
0+150	784					0+159	805			
0+175	843					0+185	823			
0+200	911					0+215	1165			
0+225	1070	802	173	975	3	0+239	965	935	126	1061
0+250	576					0+265	826			
0+275	690					0+290	897			
0+300	763									
Kilometraż	Us' [μm]	Us' średnia wartość [μm]	Dus' [μm]	U' [μm]	Odcinek	Kilometraż	Us' [μm]	Us' średnia wartość [μm]	Dus' [μm]	U' [μm]
0+000	911	664	151	815	1	0+010	551	628	84	712
0+025	660					0+034	764			
0+050	733					0+060	555			
0+075	503					0+085	687			
0+100	513					0+110	583			
0+125	566	661	112	773	2	0+135	527	672	128	799
0+150	627					0+159	644			
0+175	675					0+185	658			
0+200	729					0+215	932			
0+225	856	641	138	780	3	0+239	772	748	101	849
0+250	460					0+265	661			
0+275	552					0+290	718			
0+300	610									

W przypadku odcinka wzmacnionego (rys. 6.32) sytuacja jest podobna, przy czym wartość średniego ugięcia jest najwyższa dla odcinka nr 3, który wykazuje najgorszy stan techniczny. Dla każdego z pomiarów wynika, że w okolicach kilometraża 0+200 występuje znaczny wzrost wartości ugięć, co wskazuje na znaczne zdegradowanie nawierzchni, względnie na występowanie zjawisk osłabiających nośność jezdni. Największą różnicę w wartościach ugięć obserwujemy na odcinku nr 3. Różnica wartości ugięć wynosi 10%. Dla odcinków 1 oraz 2 różnica waha się od 4 do 5%, na niekorzyść pasa wzmacnionego. Warto

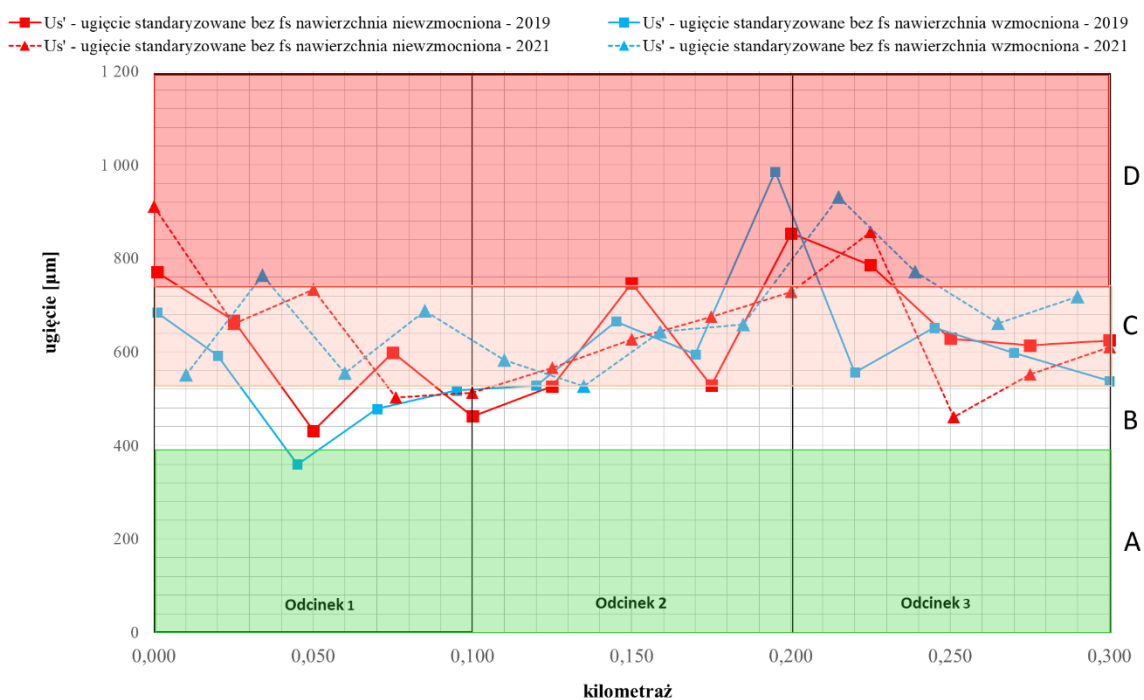
zauważyć, że dla pomiaru z 2021 roku wartości ugięć pomiędzy sąsiadującymi punktami pomiarowymi nie różnią się tak gwałtownie i skokowo jak przy pomiarze z 2019 roku.



Rysunek 6.31 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2021 roku – pas niewzmocniony poligonu badawczego A



Rysunek 6.32 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2021 roku – pas wzmocniony poligonu badawczego A



Rysunek 6.33 Zestawienie ugięć standardyzowanych dla 2019 oraz 2021 roku z podziałem na pas niewzmocniony i wzmocniony na poligonie badawczym A

Wartości miarodajnego wskaźnika ugięć oraz ugięć standardyzowanych wyznaczone dla pomiaru z 2021 roku pokazują postępującą degradację drogi, w przeciągu zaledwie dwóch ostatnich lat. Najbardziej widoczna degradacja stanu nawierzchni wystąpiła na odcinku nr 3 pasa wzmocnionego, co wyraźnie obserwujemy na rys. 6.33.

Prowadzone badania ugięć za pomocą aparatu FWD, zarówno z 2019 jak i 2021 roku, zostały uzupełnione analizami wskaźników krzywizny czaszy ugięć. W pracy zostały wyznaczone następujące wskaźniki:

- 1) BLI - Base Layer Index nazywany również Surface Curvature Index SCI – wskaźnik krzywizny powierzchni:

$$BLI = D_0 - D_{300} \quad (6-8)$$

gdzie:

D_0 – ugięcie maksymalne [μm],

D_{300} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 300 mm od przyłożonego obciążenia [μm].

- 2) MLI - Middle Layer Index nazywany również Base Curvature Index BCI – wskaźnik krzywizny podbudowy:

$$MLI = D_{300} - D_{600} \quad (6-9)$$

gdzie:

D_{300} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 300 mm od przyłożonego obciążenia [μm],

D_{600} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 600 mm od przyłożonego obciążenia [μm].

- 3) LLI- Lower Layer Index nazywany również Base Damage Index BDI – wskaźnik uszkodzenia podbudowy:

$$LLI = D_{600} - D_{900} \quad (6-10)$$

gdzie:

D_{600} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 600 mm od przyłożonego obciążenia [μm],

D_{900} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 900 mm od przyłożonego obciążenia [μm].

- 4) RoC - Radius of Curvature – promień krzywizny opisujący stan podbudowy i warstwy ściernalnej:

$$RoC = \frac{L^2}{2D_0 \left(1 - \frac{D_{200}}{D_0}\right)} \quad (6-11)$$

gdzie:

$L = 200 \text{ mm}$,

D_{200} – wartość ugięcia sprężystego w odległości 200 mm od przyłożonego obciążenia [μm],

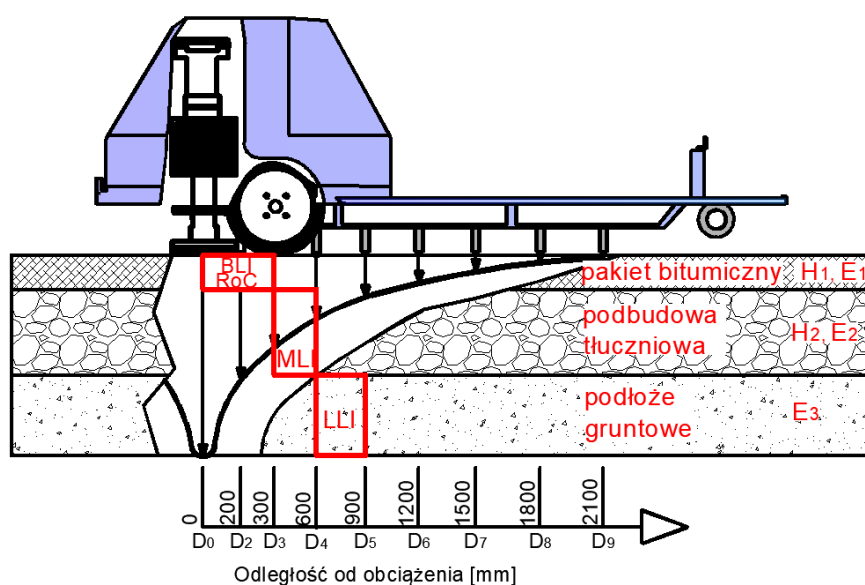
D_0 – ugięcie maksymalne [μm].

Na rys. 6.34 zostały przedstawione wyżej opisane wskaźniki krzywizny na schemacie pomiaru FWD, aby lepiej zobrazować prowadzone analizy. Zostały one wrysowane pomiędzy geofonami, których odczyty są wykorzystywane do wyznaczenia poszczególnych wskaźników czaszy ugięć. Badania i analizy prowadzone przez Eijbersena i van Zwietaena (1998), Baltzera i Hilderbrand (2007) oraz Piercea (2017) wskazują, że wskaźniki krzywizny czaszy ugięć właściwie korelują z powstającymi w spodzie warstw bitumicznych odkształceniami. Są one istotne z punktu widzenia kryteriów zmęzeniowych, a tym samym trwałości nawierzchni, dzięki czemu można realnie ocenić nośność nawierzchni drogi.

Wskaźniki krzywizny ugięć są wartościowym materiałem do analizy w przypadku określania wpływu zastosowanego na poligonie badawczym wzmocnienia geosyntetycznego. Z uwagi na punktowy charakter wyliczanych wskaźników, dane są prezentowane zgodnie z kilometrażem prowadzonych pomiarów FWD. Na wykresach zaznaczono kolorystycznie zakresy referencyjne dla danego stanu technicznego warstwy zgodnie z tab. 6.11.

Tablica 6.11 Wartości porównawcze parametrów czaszy ugięć dla nawierzchni o podbudowie niezwiązanej za Horak i Emery (2006) oraz GDDKiA (2019)

Stan techniczny warstwy	Miarodajny wskaźnik ugięć U [μm]	Promień krzywizny RoC [μm]	Wskaźnik krzywizny ugięć na podbudowie MLI [μm]	Wskaźnik uszkodzenia podbudowy LLI [μm]	Wskaźnik krzywizny ugięć na powierzchni warstwy BLI/SCI [μm]
Dobry	A/B – 390	> 100	< 100	< 50	A/B - 70
Ostrzegawczy	B/C – 550	50÷100	100÷200	50÷100	B/C - 110
Krytyczny	C/D - 710	< 50	> 200	> 100	C/D - 190



Rysunek 6.34 Wybrane wskaźniki krzywizny czaszy ugięć naniesione na czaszę ugięć w miejscu warstw, których dotyczą (opr. własne)

Tablica 6.12 Zestawienie miarodajnych wartości wskaźników czasy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar w 2019 roku

			średnia μ	odch. std. σ	wartość miarodajna $\mu+\sigma$
Pas niewzmocniony	Odc. 1	BLI [μm]	226	56	282
		MLI [μm]	130	24	154
		LLI [μm]	154	15	77
		RoC [μm]	145	31	176
	Odc. 2	BLI [μm]	263	82	345
		MLI [μm]	186	44	230
		LLI [μm]	100	18	119
		RoC [μm]	123	29	153
	Odc. 3	BLI [μm]	224	21	244
		MLI [μm]	156	15	171
		LLI [μm]	74	13	88
		RoC [μm]	141	11	152
Pas wzmoconiony	Odc. 1	BLI [μm]	235	52	288
		MLI [μm]	160	40	200
		LLI [μm]	80	24	104
		RoC [μm]	143	45	188
	Odc. 2	BLI [μm]	254	68	322
		MLI [μm]	178	39	218
		LLI [μm]	97	28	125
		RoC [μm]	141	46	187
	Odc. 3	BLI [μm]	273	29	303
		MLI [μm]	182	17	199
		LLI [μm]	81	14	94
		RoC [μm]	124	16	140

Wartości miarodajne wskaźników krzywizny takich jak BLI/SCI oraz MLI dla pomiaru z 2019 roku (por. tab. 6.12) są wyższe na pasie wzmoconym na odcinkach nr 1 oraz 3, co wskazuje na gorszy stan techniczny warstw wierzchnich jezdni oraz podbudowy z mieszanki niezwiązanej. Odwrotna sytuacja występuje na odcinku nr 2 pasa niewzmocnionego. Wartości wskaźnika LLI na każdym z odcinków pasa wzmoconego posiadają wartości wyższe, niż na pasie niewzmocnionym co świadczy o gorszym stanie technicznym podłoża gruntowego. Wskaźnik RoC posiada wyższe wartości na pasie wzmoconym na odcinkach nr 1 i 2, co wskazuje na lepszy stan techniczny warstw asfaltowych. Należy pamiętać, że pas niewzmocniony jest obciążony ruchem pojazdów większym o 8% w stosunku do pasa wzmoconego. Dla wartości miarodajnych z 2021 roku obserwujemy wyższe wartości wskaźnika BLI/SCI, MLI dla pasa wzmoconego na odcinkach 2 oraz 3, jednak różnice są mniejsze aniżeli w 2019 roku. Wartości wskaźnika MLI wykazują najmniejsze różnice pomiędzy pasami niewzmocnionym a wzmoconym. Wartości promienia krzywizny RoC wskazują na dobry stan techniczny wierzchnich warstw nawierzchni, co jednak nie ma

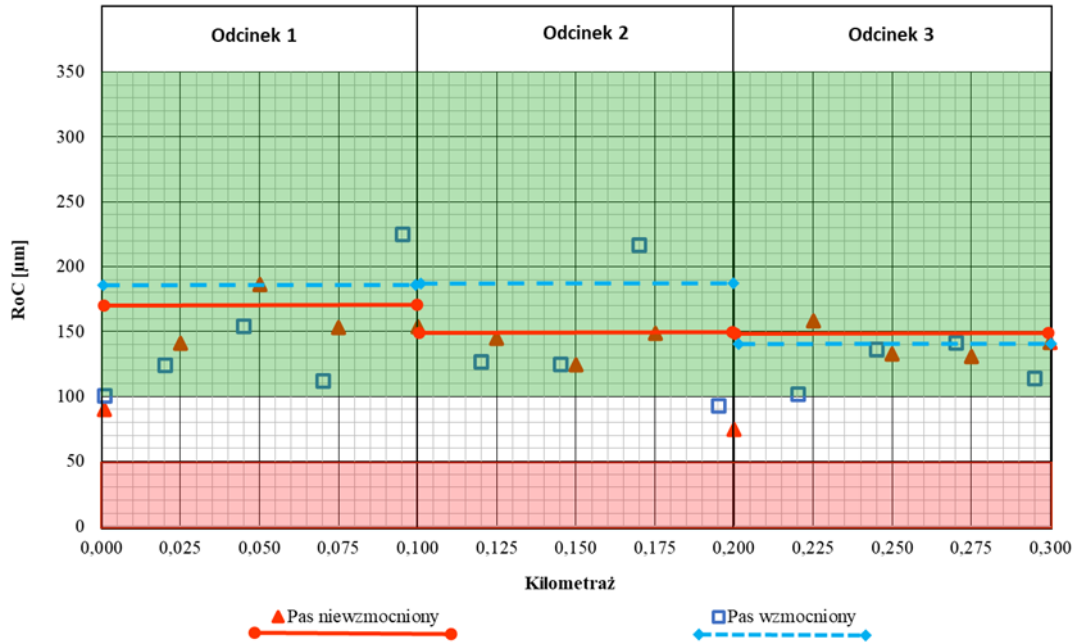
odzwierciedlenia w wartościach wskaźnika BLI/SCI który osiąga wartości poziomu krytycznego stanu technicznego.

Tablica 6.13 Zestawienie miarodajnych wartości wskaźników czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar w 2021 roku

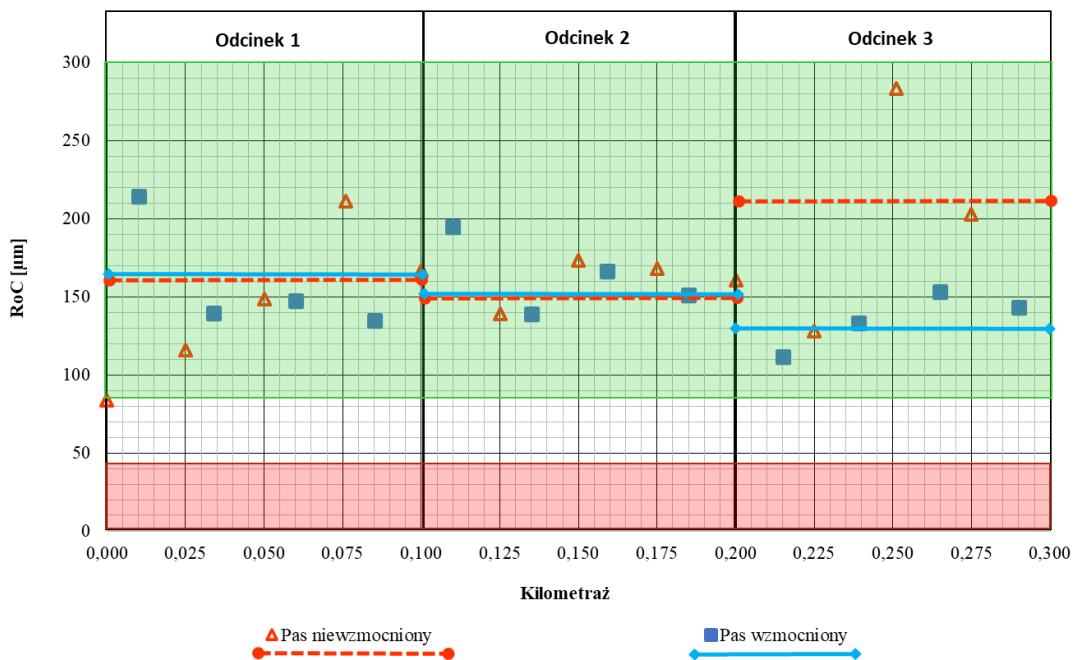
			średnia μ	odch. std. σ	wartość miarodajna $\mu+\sigma$
Pas niewzmocniony	Odc. 1	BLI [μm]	254	81	335
		MLI [μm]	185	37	222
		LLI [μm]	88	16	104
		RoC [μm]	145	44	189
	Odc. 2	BLI [μm]	209	15	224
		MLI [μm]	175	20	196
		LLI [μm]	100	21	121
		RoC [μm]	160	13	173
	Odc. 3	BLI [μm]	191	54	245
		MLI [μm]	161	43	204
		LLI [μm]	94	27	121
		RoC [μm]	189	62	250
Pas wzmoconiony	Odc. 1	BLI [μm]	229	39	268
		MLI [μm]	179	30	209
		LLI [μm]	88	16	104
		RoC [μm]	159	32	191
	Odc. 2	BLI [μm]	206	18	225
		MLI [μm]	166	19	185
		LLI [μm]	91	15	107
		RoC [μm]	163	21	184
	Odc. 3	BLI [μm]	258	32	291
		MLI [μm]	220	35	225
		LLI [μm]	116	23	139
		RoC [μm]	135	16	151

W przypadku wskaźnika BLI/SCI wartości miarodajne z pomiarów w 2021 roku są niższe aniżeli w roku 2019, na odcinku 2 pasa wzmoconionego oraz niewzmocnionego. Wskazuje to na poprawę stanu technicznego warstw asfaltowych, co może być efektem wpływu rosnących wartości modułów sprężystości warstw niezwiązanych na wartość wskaźnika BLI/SCI z uwagi na stosunkowo cienkie grubości pakietu asfaltowego. Dla pomiarów wykonanych w 2019 roku na poligonie badawczym A, wartości promienia krzywizny (RoC), opisującego stan podbudowy i warstwy ścieralnej widoczne na rys. 6.35, są wyższe dla pasa wzmoconionego na odcinkach nr 1 oraz 2. Pomiar z 2021 roku, pokazany na rys. 6.36, potwierdził wcześniejsze obserwacje, jednak zmniejszeniu uległa różnica pomiędzy pasem wzmoconionym a niewzmocnionym. Na rys. 6.37 oraz 6.38 przedstawiono porównanie wartości wskaźnika dla pomiarów dla pasa niewzmocnionego oraz wzmoconionego. Zaobserwowano, że dla odcinka, na którym zabudowano siatkę z włókna szklanego, wyniki

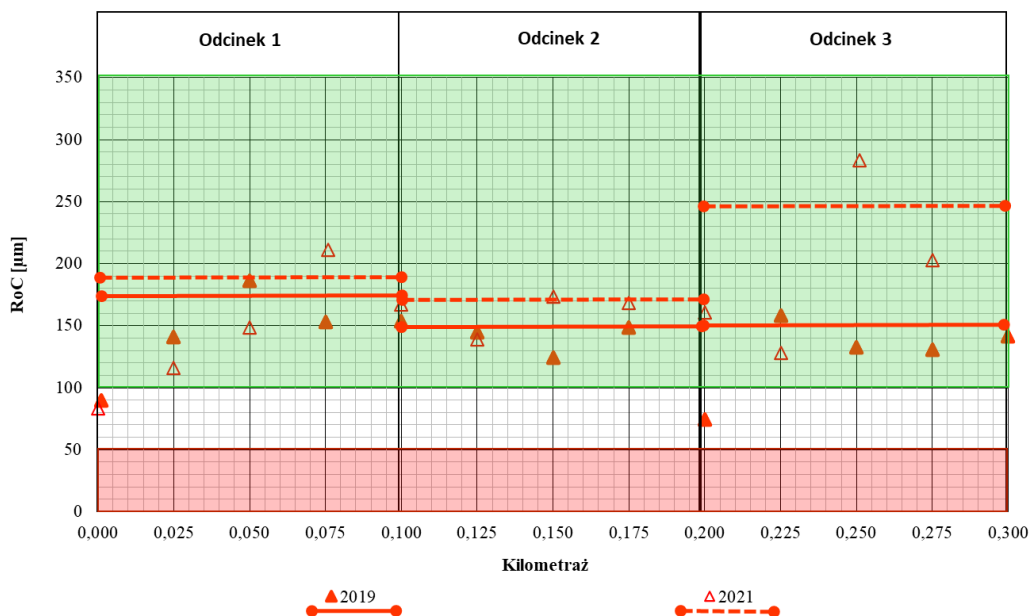
poniędzy sąsiednimi punktami pomiarowymi nie wykazują takiego zróżnicowania, jak na odcinku niewzmocnionym. W każdym przypadku stan techniczny wierzchnich warstw nawierzchni kwalifikuje się jako dobry, pomimo różnic pomiędzy pasem wzmocnionym a niewzmocnionym.



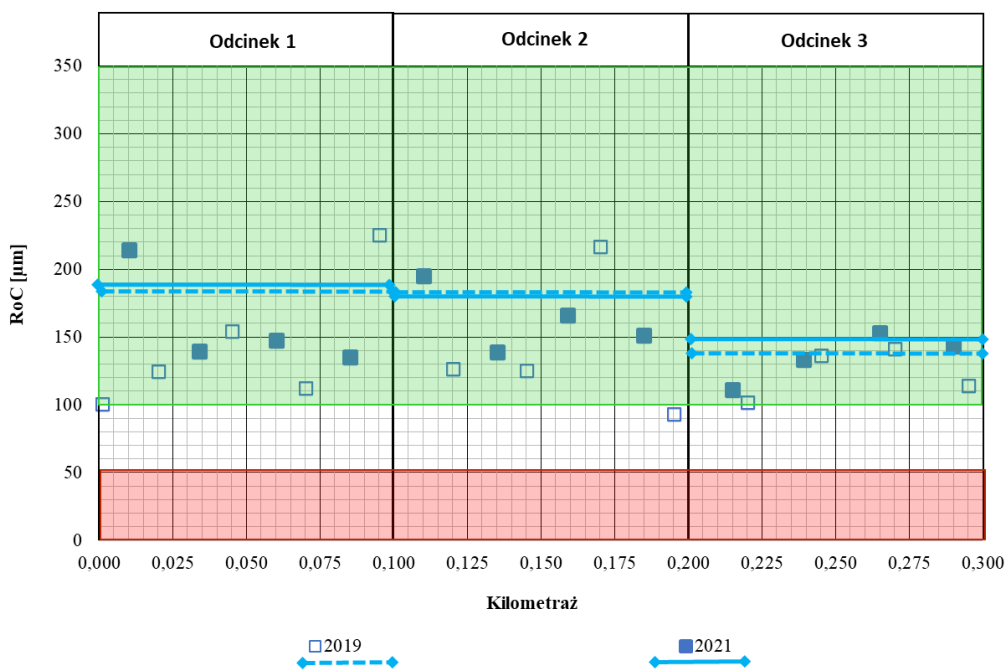
Rysunek 6.35 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku



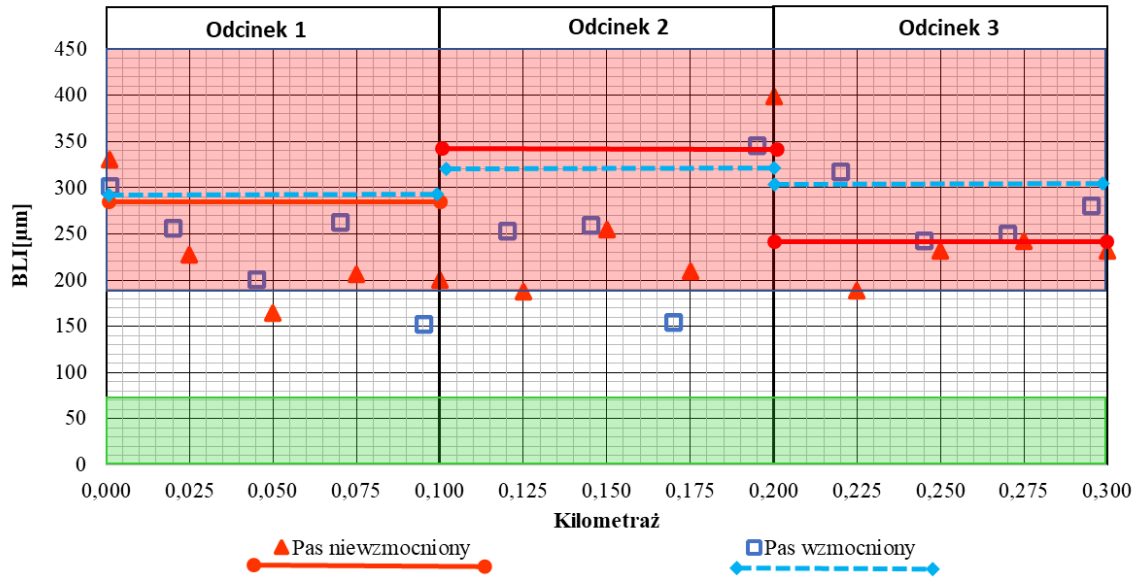
Rysunek 6.36 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku



Rysunek 6.37 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) dla pasa niewzmoczonego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku

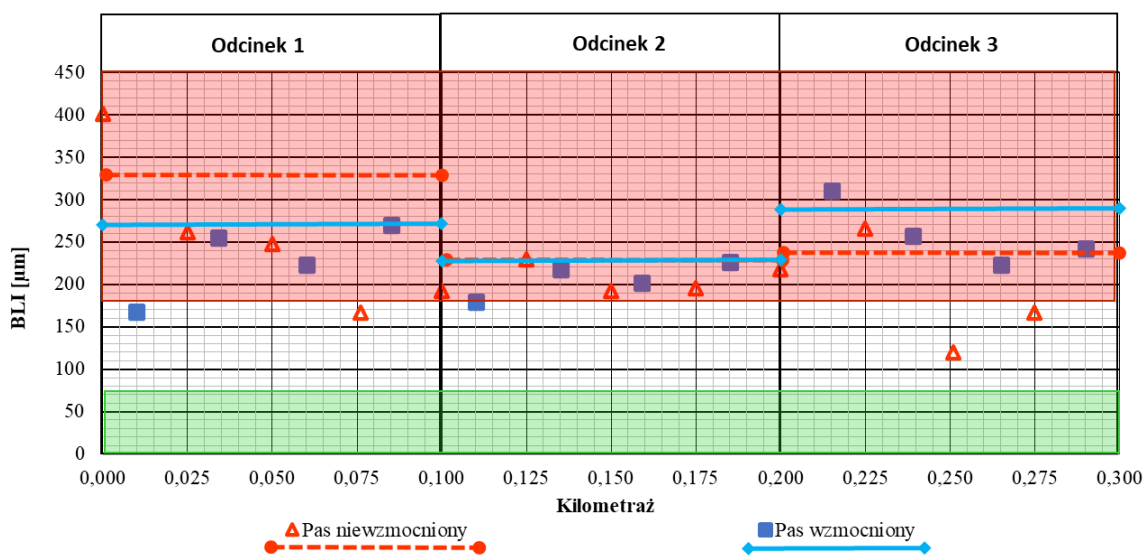


Rysunek 6.38 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) dla pasa wzmoczonego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku



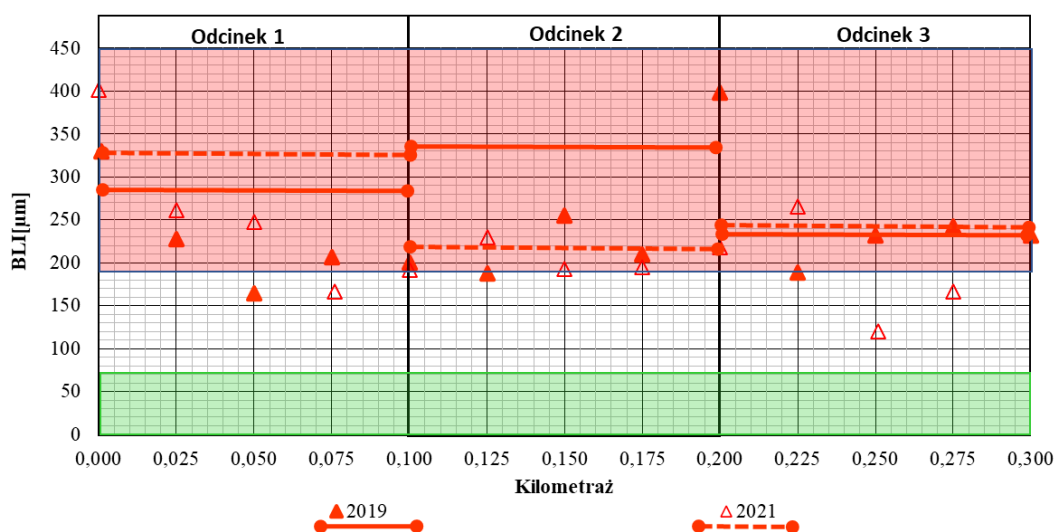
Rysunek 6.39 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku

W przypadku wartości wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI/SCI) z 2019 roku, przedstawionym na rys. 6.39, wszystkie odcinki, zarówno wzmacnione, jak i niewzmocnione, wykazują ostrzegawczy stan techniczny. Należy zaznaczyć, że pas wzmacniony generuje wyższe wartości wskaźnika krzywizny, wskazujące na gorszy stan techniczny, co jest szczególnie widoczne na odcinku nr 3. Pomiar oraz obliczenia z 2021 roku, pokazane na rys. 6.40 potwierdzają wcześniejsze obserwacje w zakresie odcinka nr 3. Na odcinku nr 1 zaobserwowano pogorszenie stanu technicznego pasa niewzmocnionego. Najmniejszą różnicę wartości wskaźnika stwierdzono na odcinku nr 2.

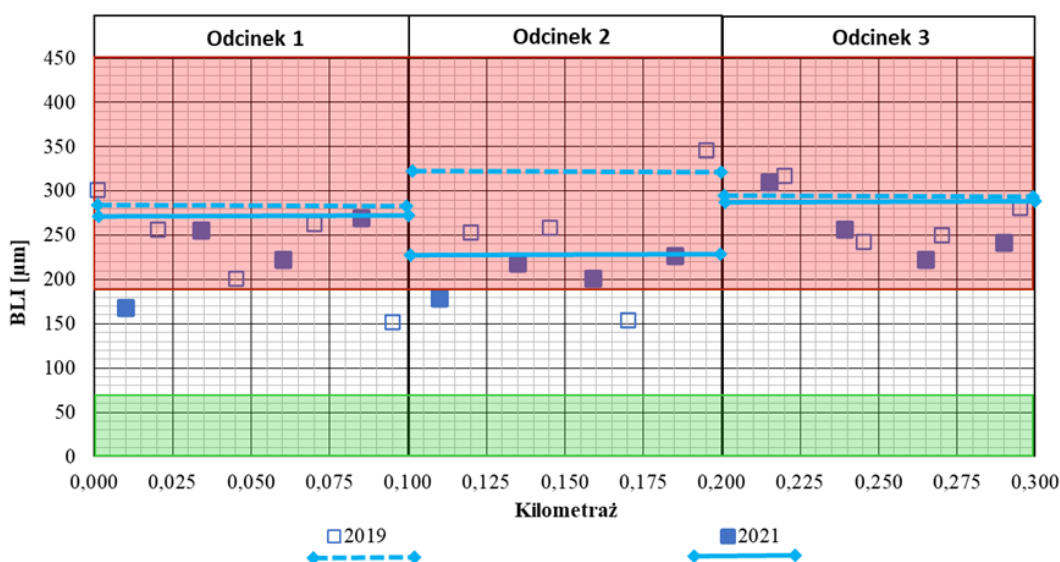


Rysunek 6.40 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

Na rys. 6.41 oraz 6.42 przedstawiono porównanie wartości wskaźnika z obu pomiarów, dla pasa niewzmocnionego oraz wzmocnionego. Zaobserwowano, że dla odcinka, na którym zabudowano siatkę z włókna szklanego, wyniki pomiędzy sąsiednimi punktami pomiarowymi nie wykazują takiego zróżnicowania, jak na odcinku niewzmocnionym. Na odcinku 2 pasa niewzmocnionego oraz wzmocnionego uzyskane wartości sugerują lepszy stan techniczny w 2021 roku niż podczas poprzedniego pomiaru, jednak nadal jest to stan krytyczny. Podobna sytuacja została zaobserwowana w przypadku wartości wskaźnika MLI.



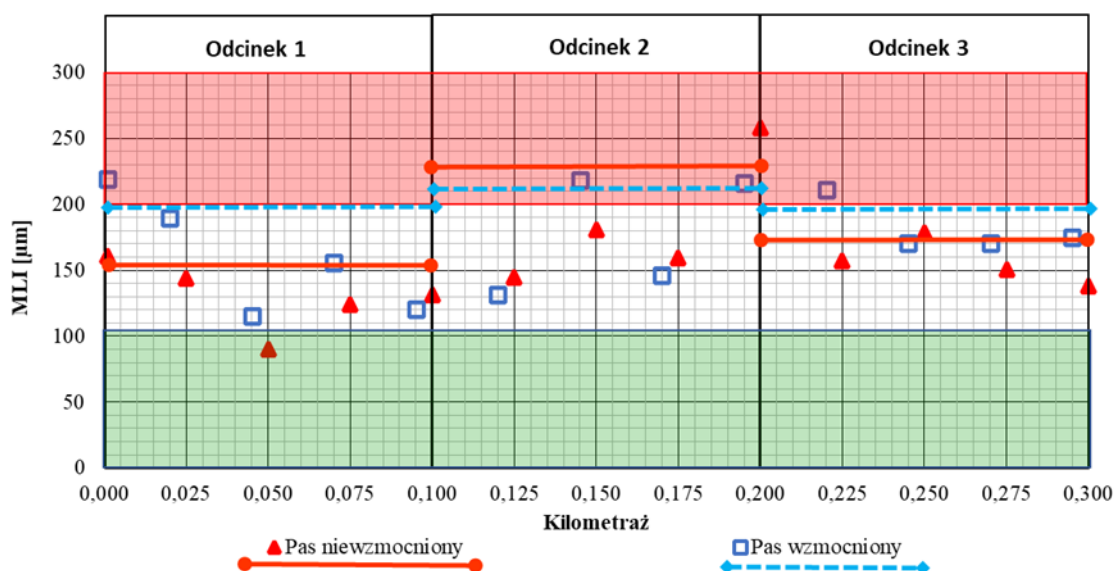
Rysunek 6.41 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku



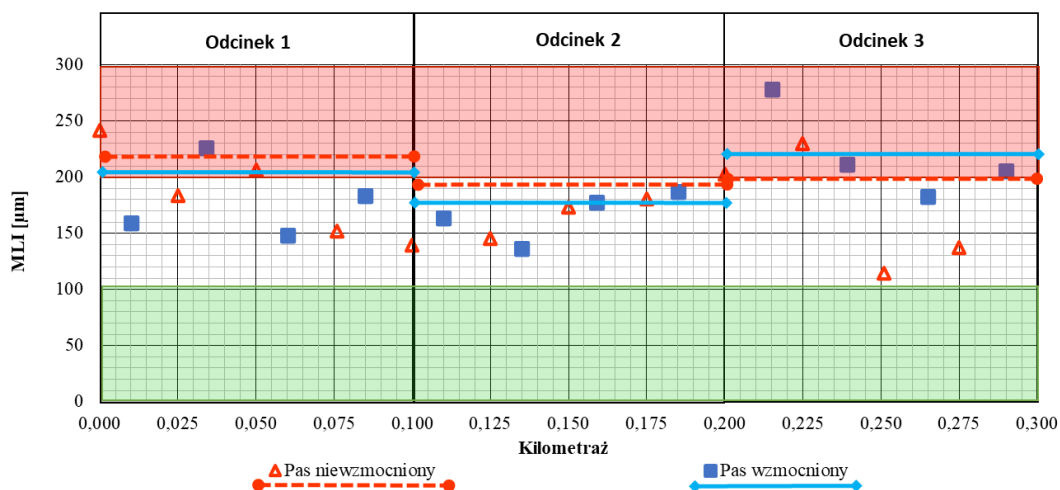
Rysunek 6.42 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku

W przypadku wskaźnika MLI dla pomiaru z 2019 roku, pokazanego na rys. 6.43, wszystkie odcinki pasa wzmocnionego wskazują na stan ostrzegawczy. Zaobserwowano

lepszy stan techniczny pasa niewzmocnionego. Wyniki pomiaru z 2021 roku przedstawione na rys. 6.44 potwierdzają wcześniejsze trendy, przy czym zmniejszeniu uległy różnice pomiędzy pasami ruchu. Podobnie, jak w przypadku wyżej wymienionego wskaźnika BLI, degradacja drogi jest obserwowana, jednak wydaje się postępować szybciej na pasie niewzmocnionym. Na odcinku 1 pasa niewzmocnionego stan techniczny uległ znacznemu pogorszeniu w porównaniu do pomiaru z 2019 roku.



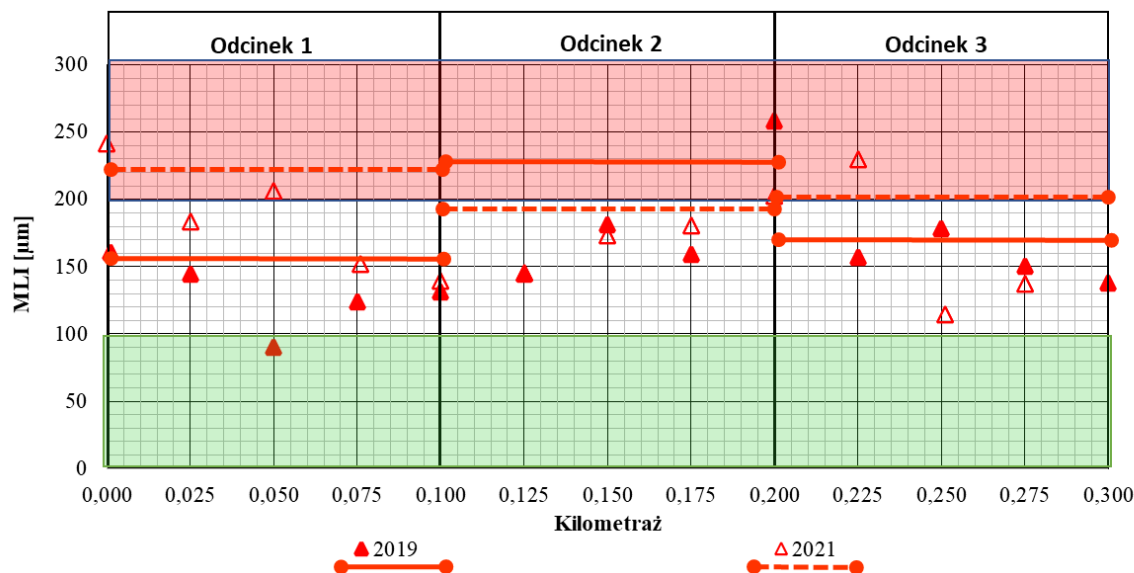
Rysunek 6.43 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku



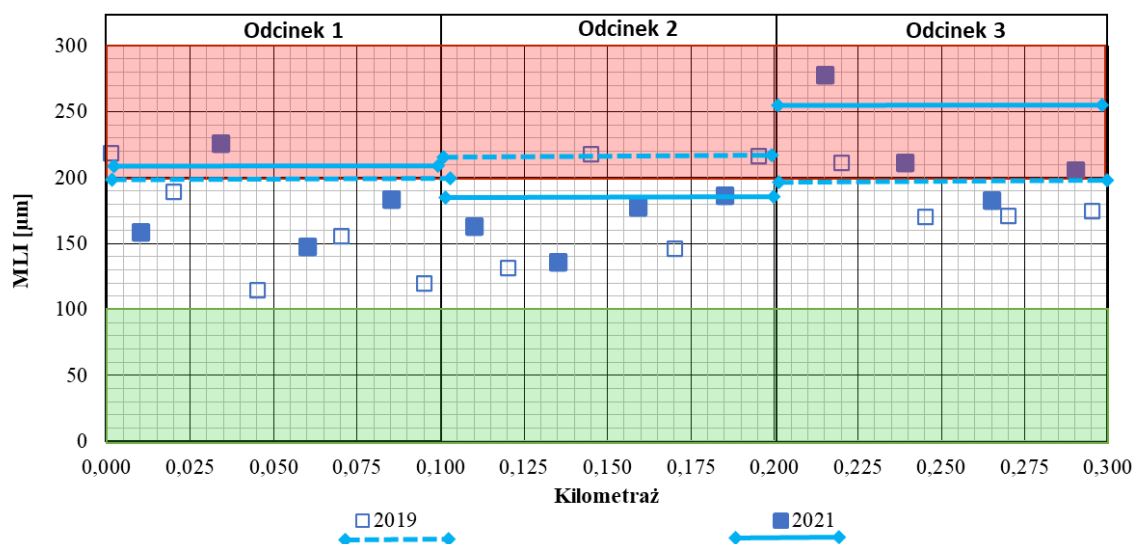
Rysunek 6.44 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

Na rys. 6.45 oraz 6.46 przedstawiono porównanie wartości wskaźnika z obu pomiarów, dla pasa niewzmocnionego oraz wzmacnionego. Wyniki uzyskane w 2019 roku wskazują na poziom ostrzegawczy odcinków nr 1 oraz 3 pasa niewzmocnionego oraz odcinka nr 2 pasa wzmacnionego. Pozostałe odcinki kwalifikują się do stanu krytycznego. W 2021 roku tylko

odcinek nr 2 wskazuje na ostrzegawczy stan techniczny. Potencjalny wzrost modułu sprężystości warstw niezwiązanych może mieć wpływ na wartości opisanego wcześniej wskaźnika BLI/SCI. Wyniki nie wykazują już takiego zróżnicowania pomiędzy pasem wzmocnionym a niewzmocnionym, jak w przypadku wcześniej opisanych wartości wskaźników (RoC oraz BLI).



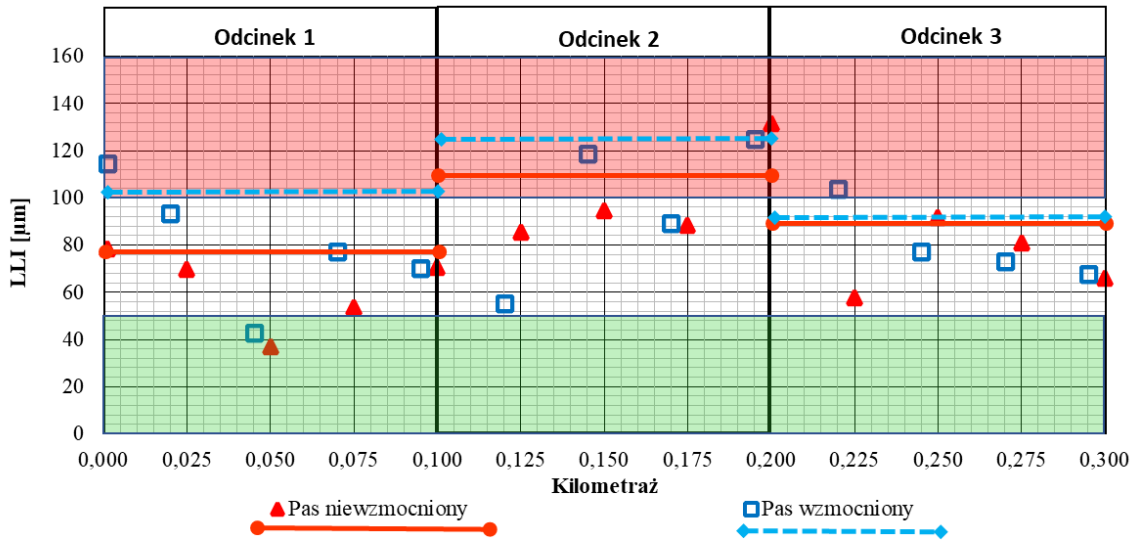
Rysunek 6.45 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku



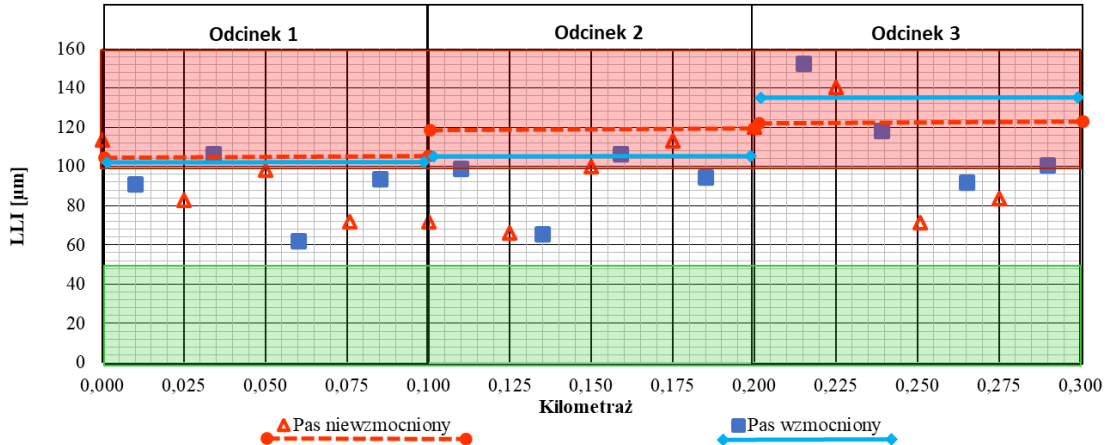
Rysunek 6.46 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku

Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) przedstawione na rys. 6.47 wskazują, że odcinek nr 1 oraz 2 pasa wzmocnionego oraz nr 2 pasa niewzmocnionego kwalifikują się do krytycznego stanu technicznego. Pozostałe odcinki wykazują stan

ostrzegawczy. Najmniejszą różnicę pomiędzy wartościami wskaźnika zaobserwowano na odcinku nr 3. Podobnie, jak w przypadku pozostałych wskaźników, obserwujemy niższe wartości, a więc lepszy stan techniczny dla pasa niewzmocnionego. Wyniki pomiaru z 2021 roku przedstawione na rys. 6.48, potwierdzają wcześniejsze ustalenia. Wszystkie odcinki osiągnęły wartości krytyczne, a różnice wartości wskaźnika pomiędzy pasami są niewielkie.

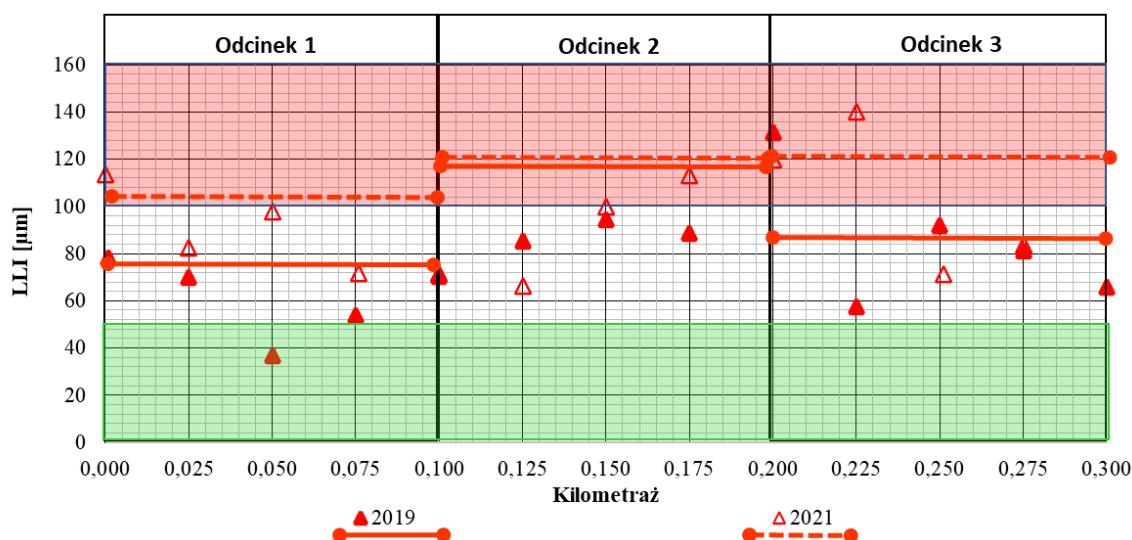


Rysunek 6.47 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku

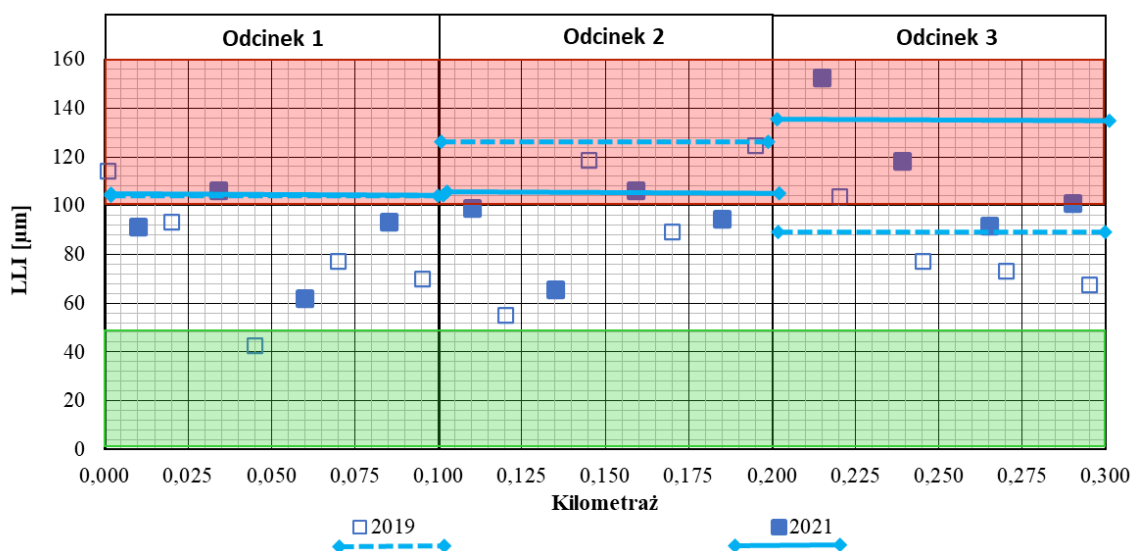


Rysunek 6.48 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

Zestawienie wyników dla pomiarów z 2019 i 2021 roku z podziałem na pas wzmacniony oraz niewzmocniony, przedstawione na rys. 6.49 oraz 6.50 wskazują na pogorszenie stanu technicznego podłoża gruntowego wraz z upływem czasu. Najmniejsze różnice w wartościach wskaźnika LLI zaobserwowano na odcinku nr 1 pasa wzmacnionego, oraz na odcinku nr 2 pasa niewzmocnionego. Największy wzrost wartości wskaźnika LLI wystąpił na odcinku nr 3 każdego z pasów ruchu.



Rysunek 6.49 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku



Rysunek 6.50 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z roku 2019 oraz 2021 roku

Dodatkowe wyznaczenie wartości wskaźników krzywizn czaszy ugięć pozwoliło na doprecyzowanie stanu technicznego warstw konstrukcji nawierzchni, tj. warstw wierzchnich, podbudowy zasadniczej i podbudowy pomocniczej wraz z podłożem gruntowym. Wartości wskaźników krzywizny (LLI, MLI, BLI) wskazują na zły stan techniczny konstrukcji nawierzchni. Zastosowane wzmocnienie w spodzie warstw z betonu asfaltowego wpływa na stan techniczny pakietu bitumicznego, bez wyraźnego wpływu na stan pozostałych warstw nawierzchni. Pogorszenie wartości wskaźników opisujących pas wzmocniony może wskazywać, że trwałość zmęczeniowa tego pasa została wyczerpana. Analizy trwałości zmęczeniowej stanowią dalszą część rozprawy doktorskiej.

W kolejnym kroku, na podstawie pomierzonych ugięć nawierzchni, wyznaczono moduły sztywności warstw bitumicznych oraz moduł sprężystości podłoża i podbudowy niezwiązanej, wykorzystując metodę obliczeń odwrotnych za pomocą programu ELMOD. Należy zaznaczyć, że program ELMOD wykorzystuje dane uzyskane z pomiaru dynamicznego do identyfikacji parametrów w modelu statycznym, co w dalszym etapie analiz może powodować pewne niedokładności. Wartość ugięć w całej czaszy jest zależnością opisaną wzorem (6-12) (Graczyk, 2010):

$$U_i = f(h, E, \nu) \quad (6-12)$$

gdzie:

- U_i – wartość ugięcia badanej powierzchni w punkcie i [μm],
- f – zależność funkcyjna czynników składowych,
- h – grubość poszczególnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni [mm],
- E – moduł sztywności/sprężystości poszczególnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni oraz podłoża [MPa],
- ν – współczynnik Poissona warstw konstrukcyjnych [-].

Na rozkład czaszy ugięć badanej nawierzchni wpływają zmiany: grubości warstw konstrukcji, sztywności oraz w niewielkim stopniu współczynnika Poissona. Zasadniczy wpływ na kształt czaszy ugięć ma wartość modułu sprężystości podłoża gruntowego, przesuując całą czaszę w górę, gdy wartość modułu rośnie, lub w dół, gdy wartość modułu sprężystości maleje. Wartości parametrów górnych warstw konstrukcji nawierzchni oraz podbudowy zmieniają kształt czaszy ugięć w określonej odległości (Graczyk, 2010). Warto wskazać, że istnieje wiele narzędzi do przeprowadzenia obliczeń odwrotnych i zazwyczaj nie dają one wyników jednakowych (Chou i Lytton, 1991; Chan i Lane, 2005; U.S. Department of Transportation, 2006; Nagórski i in., 2014).

Program ELMOD umożliwia zastosowanie następujących metod do obliczeń wstecznych (Ameri i in., 2009; Dynatest International, 2012):

- 1) metody promienia krzywizny czaszy ugięć, która wykorzystuje promień czaszy ugięć wraz z nieliniowym modelem podłoża. Wstępnie są określane właściwości podłoża oraz wartość modułu warstwy na podstawie geofonów zewnętrznych. Pomiar z geofonu centralnego oraz najbliższych przyłożonemu obciążeniu jest wykorzystywany do określenia parametrów górnej warstwy nawierzchni. Wartości

parametrów pozostałych warstw są wyznaczone bazując na całkowitej odpowiedzi nawierzchni na zadane obciążenie,

- 2) metody dopasowania ugięć, w której algorytm obliczeniowy bazuje na porównaniu przemieszczeń pomierzonych z obliczonymi w założonym modelu nawierzchni. Operacja jest powtarzana iteracyjnie do momentu osiągnięcia najmniejszej różnicy pomiędzy przemieszczeniami pomierzonymi a przemieszczeniami obliczeniowymi dla wybranych, sprawdzanych w danym momencie modułów warstw modelu,
- 3) metody elementów skończonych, bazującej na zmodyfikowanej wersji osiowo symetrycznego modelu Wilsona rozwijanego na Uniwersytecie Kalifornijskim,
- 4) liniowo-elastycznym modelu nawierzchni, czyli modelu składającego się z pięciu izotropowych warstw, utworzonym w 1987 roku przez Cauwelaerta, następnie rozwiniętym w 1989 przez Alexandra na potrzeby U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station,
- 5) metody równoważnych grubości, podobnej do metody dopasowania ugięć.

W pracy doktorskiej posłużono się metodą nr 2, tj. iteracyjnego dopasowania ugięć. Pomiędzy odcinkami dokonano rozróżnienia w grubości pakietu bitumicznego, zgodnie z przeprowadzonymi odwiertami. Modele nawierzchni dla poszczególnych odcinków poligonu A oraz B przedstawiają się następująco:

- 1) odcinek 1 od km 0+000 do km 0+100:
 - a. 12 cm beton asfaltowy,
 - b. 40 cm podbudowa z mieszanki niezwiązanej,
 - c. podłoże gruntowe,
- 2) odcinek 2 od km 0+100 do km 0+200:
 - a. 17 cm beton asfaltowy,
 - b. 40 cm podbudowa z mieszanki niezwiązanej,
 - c. podłoże gruntowe,
- 3) odcinek 3 od km 0+200 do km 0+300:
 - a. 12 cm beton asfaltowy,
 - b. 40 cm podbudowa z mieszanki niezwiązanej,
 - c. podłoże gruntowe.

Wartości modułów warstw nawierzchni zostały wyznaczone osobno dla pasa niewzmocnionego oraz wzmocnionego siatką z włókna szklanego, z zachowaniem podziału na trzy odcinki; każdy po 100 m. Po wyznaczeniu wartości modułów warstw sprawdzono

średnią kwadratową (RMS) dopasowania pomiędzy ugięciami pomierzonymi i obliczonymi. W tab. 6.16-6.17 zestawiono wyniki uzyskane z obliczeń kolejno dla modelu dwu- oraz trzywarstwowego, wraz z wartością średniej kwadratowej dla danego rozwiązania.

Przykładowo, gdy pomiędzy sąsiednimi czujnikami (geofonami) następuje znaczny spadek ugięć (Chan i Lane, 2005; U.S. Department of Transportation, 2006; Ameri i in., 2009), RMS jest wskaźnikiem pomocniczym przy ocenie rzetelności uzyskanych wyników, lecz sam fakt jego niskiej wartości nie gwarantuje poprawnego rozwiązania. Uzyskane wartości modułów należy skonfrontować z oczekiwanymi przedziałami wartości dla danego typu materiału przy uwzględnieniu warunków pracy nawierzchni oraz pozostałych czynników środowiskowych. Dla warunków pomiaru oraz stanu nawierzchni, sklasyfikowanego jako wymagający zaplanowanych prac remontowych (GDDKiA, 2015), szacowane wartości modułów sztywności warstw z betonu asfaltowego wynosiły do 2000 MPa, w zależności od punktu pomiarowego i stopnia destrukcji nawierzchni. Jako wstępne wartości modułów sztywności warstw niezwiązanych założono 500 MPa. Dla warstw poniżej podbudowy oczekiwano wartości z przedziału od 40 do 100 MPa, w zależności od stopnia zagęszczenia gruntu nasypowego i uwarstwienia podłoża oraz na podstawie przeprowadzonych badań CBR.

Na stan konstrukcji nawierzchni będą miały wpływ również osiadania terenu, które wystąpiły w ciągu ostatnich 10 lat, jako efekt uboczny działalności Zakładu Górniczego, co oznacza wpływ poziomych odkształceń rozluźniających na warstwy konstrukcyjne nawierzchni. Wpływ ten jest jednak trudny do określenia, z uwagi na brak stałego monitoringu stanu technicznego jezdni oraz osiadań terenu.

Warstwy podbudowy zlokalizowane na słabym podłożu nie wykazują wysokich wartości modułów sprężystości, gdyż wartości tych modułów będą bezpośrednio związane z wartościami modułów podłoża gruntowego. Aby uwzględnić tę zależność, pomocniczo wykorzystano wzór (6-13), który został wyprowadzony w toku analiz nieliniowych modeli materiałowych podbudów niezwiązanych z kruszywa przez Browna i Pappina (1985) :

$$1,5 < E_i / E_{i+1} < 7,5 \quad (6-13)$$

gdzie:

E_i – moduł warstwy i [MPa],

E_{i+1} – moduł sprężystości warstwy, na której zalega warstwa i [MPa].

Wzór (6-13) został wykorzystany przy ocenie wyników. Dla większości wyników warunek jest zachowany, co pozwala uznać je za poprawne. Wątpliwości budzą szczególnie miejsca o wysokich wartościach modułów sprężystości podłoża gruntowego oraz podbudowy. Sytuacje takie mogą wynikać z nieciągłości podłoża, podbudowy, różnic wilgotności lub błędów pomiarowych. Wartości RMS dla modelu dwuwarstwowego są znacznie wyższe aniżeli dla pozostałych modeli, osiągając nawet 35%. Wysokie wartości RMS modelu dwuwarstwowego wskazują na złe dopasowanie ugięć obliczeniowych z ugięciami pomierzonymi.

Wartości modułów pakietu asfaltowego zostały skorygowane do temperatury równoważnej 20°C. Tematyka korekt wartości modułu sztywności pomiędzy temperaturami pomiaru a referencyjnymi jest aktualna pomimo dziesiątek lat badań (Powell i in., 1984; Ullidtz, 1998; Fernando i in., 2001; Chen i in., 2000; Firlej, 2015). Pomędzy metodą wyznaczania dynamicznego modułu sztywności (Witczak i Fonseca, 1996) a wzorem (6-14), wyznaczonym w pracy Chena i in. (2000) zadecydowała dostępność danych na temat mieszanki mineralno asfaltowej. Korekty modułów przeprowadzono z wykorzystaniem równania (6-14):

$$E_{tr} = \frac{E_T}{(1,8T_r + 32)^{2,4462} \cdot (1,8T + 32)^{-2,4462}} \quad (6-14)$$

gdzie :

E_{tr} – moduł sztywności w temperaturze t °C [MPa],

E_r – moduł sztywności wyliczony dla temperatury pomiaru [MPa],

T_r – temperatura referencyjna [°C],

T – temperatura pomiaru [°C].

W modelu dwuwarstwowym nastąpiło przeszacowanie wartości modułów sztywności pakietu asfaltowego z jednoczesnym zaniżeniem wartości modułu sprężystości układu warstw leżących poniżej. Zależność ta jest właściwa jedynie dla badanego układu warstw. W modelu o innych parametrach konstrukcji rezultat może być inny. Model dwuwarstwowo wykluczono z dalszych analiz. Model trójwarstwowo wykazuje wartości modułów warstw bliższe oczekiwanych oraz realnych. Wartości RMS wyższe aniżeli 2÷3% mogą wskazywać na

zróznicowanie konstrukcji jezdni pomiędzy założonym modelem a rzeczywistym układem warstw w badanym punkcie. Przypuszczenie to wydaje się słuszne w kontekście analizy odwierconych rdzeni, które wskazują na znaczne zróznicowanie układu warstw bitumicznych.

Tablica 6.14 Zestawienie różnic pomiędzy ugięciami obliczonymi a pomierzonymi dla modelu dwuwarstwowego na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku

Kilometraż	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]	RMS [%]
Odcinek 1										
0+000	6	-21	3	22	17	-4	-16	-20	-22	16
0+005	4	-12	-1	6	5	2	0	-1	-2	5
0+020	3	-13	11	22	10	-15	-23	-26	-25	18
0+025	13	-24	-11	9	18	17	10	3	-2	14
0+045	2	-6	4	2	-1	-5	-3	0	-2	3
0+050	-1	-2	11	8	-2	-13	-19	-21	-23	14
0+070	3	-22	8	23	11	-11	-20	-22	-24	18
0+075	2	-11	3	10	9	2	-5	-7	-10	7
0+095	7	-11	-4	12	14	2	-9	-14	-20	12
0+100	10	-20	0	21	17	3	-11	-13	-21	15
Odcinek 2										
0+120	-6	16	3	0	-2	-10	-11	-13	-20	11
0+125	5	-18	11	32	9	-17	-25	-25	-30	21
0+145	-25	8	23	25	10	-26	-46	-56	-58	35
0+150	-10	4	12	18	10	-13	-28	-35	-37	22
0+170	-6	4	12	19	14	-7	-25	-31	-38	21
0+175	0	-3	8	13	12	-7	-21	-27	-29	16
0+195	-6	9	7	17	17	-19	-36	-45	-43	26
0+200	4	-2	18	29	17	-12	-32	-38	-37	25
Odcinek 3										
0+220	-1	-13	10	22	18	-7	-22	-21	-26	17
0+225	13	-27	1	10	6	19	-7	-1	-12	13
0+245	6	-14	-1	8	9	1	-6	-8	-12	8
0+250	6	-27	4	21	16	-1	-12	-16	-19	16
0+270	0	2	4	7	4	-6	-9	-11	-14	8
0+275	11	-23	-7	23	16	1	-6	-6	-15	14
0+275	8	-25	-8	21	13	-4	-8	-7	-16	14
0+300	2	-11	-3	27	8	-5	-25	-22	-28	18

Tablica 6.15 Zestawienie różnic pomiędzy ugięciami obliczonymi a pomierzonymi dla modelu trzywarstwowego na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku

Kilometraż	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]	RMS [%]
Odcinek 1										
0+000	-1	-1	-1	2	1	0	0	1	0	1
0+000	19	-38	-11	28	4	-18	0	32	-7	21
0+020	13	-17	-3	8	5	-2	0	0	1	8
0+025	0	-1	2	0	-1	1	2	1	-1	1
0+045	5	-7	1	2	1	-2	0	2	0	3
0+050	2	-4	1	2	-1	-1	0	1	0	2
0+070	2	-11	3	9	1	-3	0	1	0	5
0+075	-2	-1	2	0	-1	1	1	2	-1	1
0+095	1	-1	-1	1	0	-2	0	2	-1	1
0+100	2	-4	1	4	-1	-3	-1	4	-2	3
Odcinek 2										
0+100	3	-2	-2	3	0	-1	0	4	-1	2
0+120	-5	18	-1	-7	-4	-1	4	4	-2	7
0+125	11	-25	-2	18	1	-7	-2	3	-1	11
0+145	1	2	2	0	-3	-2	3	1	-1	2
0+150	11	5	0	-1	-3	-3	1	1	-1	4
0+170	0	0	0	0	-1	-2	-2	2	-1	1
0+175	0	-4	0	1	2	-1	0	0	0	2
0+195	0	3	-9	-1	9	-2	1	-2	0	4
0+200	6	-13	-2	6	4	-1	-2	-1	1	6
Odcinek 3										
0+200	6	-22	4	10	4	-2	-3	-2	1	9
0+220	8	-10	-2	3	6	0	-3	3	0	5
0+225	2	-10	11	2	-9	9	-6	6	-1	7
0+245	1	-2	2	0	-1	-2	0	1	0	1
0+250	10	-18	1	8	3	-2	-1	1	0	8
0+270	-3	4	0	-1	0	-2	1	1	-2	2
0+275	4	-10	-4	11	1	-6	0	5	-2	6
0+275	2	-6	-4	9	-2	-5	-1	5	-2	5
0+300	0	0	4	0	-3	0	1	1	-1	2

W dalszych analizach posłużono się wynikami modelu trójwarstwowego. Obliczenia odwrotne dla pomiaru z 2021 roku z poligonu badawczego A oraz pomiaru z 2021 roku z poligonu badawczego B, zostały wykonane dla modelu trójwarstwowego.

Wyniki uzyskane z obliczeń zostały porównane z wybranymi wskaźnikami krzywizny czaszy ugięć. Analizy zależności pomiędzy wartościami wskaźników czaszy ugięć a modułami warstw nawierzchni będą analogiczne dla wszystkich zestawów danych, dla każdego z poligonów. Wykonano zestawienie tabelaryczne uzyskanych modułów z obliczeń odwrotnych oraz wskaźników krzywizny czaszy ugięć. W tab. 6.16 zestawiono dane uzyskane w 2019 roku z badań ugięć nawierzchni poligonu badawczego A. W pierwszej kolejności zestawiono wartości wskaźników krzywizn czaszy ugięć, opisujące stan górnych warstw nawierzchni (RoC oraz BLI) z wartościami modułów sztywności MMA uzyskanymi z obliczeń odwrotnych, z podziałem na pas wzmocniony oraz niewzmocniony. Do poszukiwania zależności pomiędzy prezentowanymi danymi wykorzystano potęgową linię trendu.

Tablica 6.16 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku

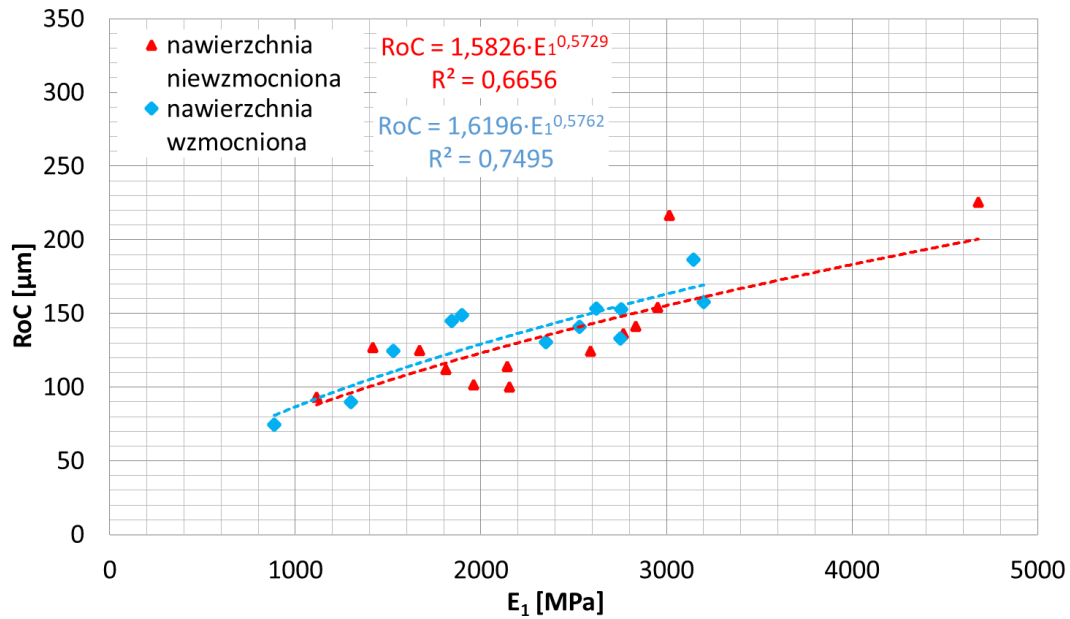
Kilometraż	BLI [μm]	MLI [μm]	LLI [μm]	RoC [μm]	E_1 [MPa]	$E_{1,tr}$ [MPa]	E_2 [MPa]	E_{sub} [MPa]
Pas niewzmocniony								
0+000	330	161	79	90	813	1393	203	64
0+025	227	144	70	141	1582	2710	196	81
0+050	164	90	37	186	1967	3370	300	90
0+075	207	124	54	153	1722	2950	222	111
0+100	200	131	71	153	1638	2806	283	56
0+125	187	145	85	145	1152	1974	285	35
0+150	255	181	95	124	954	1634	148	45
0+175	210	160	89	149	1186	2032	164	50
0+200	399	259	131	75	555	951	109	35
0+225	189	157	58	158	2001	3428	215	66
0+250	232	179	92	133	1719	2945	179	52
0+275	242	150	81	131	1470	2518	205	65
0+300	232	138	66	142	1480	2536	263	52
Pas wzmocniony								
0+000	302	219	115	101	1347	2308	125	63
0+020	257	190	94	124	1619	2774	158	54
0+045	202	115	43	154	1845	3161	188	55
0+070	263	156	77	112	1131	1938	235	56
0+095	153	120	70	225	2925	1700	257	60
0+120	254	132	55	127	885	1516	151	44
0+145	260	218	119	125	1044	1789	131	28
0+170	155	146	89	217	1885	3229	172	39
0+195	347	217	125	93	696	1192	116	39
0+220	318	211	104	102	1226	2100	137	51
0+245	243	171	77	137	1729	2962	150	81
0+270	251	171	73	142	1772	3036	131	100
0+295	281	175	68	114	1339	2294	154	85

* E_1 – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego, $E_{1,tr}$ – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego przeliczony do temperatury równoważnej, E_2 – moduł sprężystości warstw niezwiązanych, E_{sub} – moduł sprężystości podłoża gruntowego

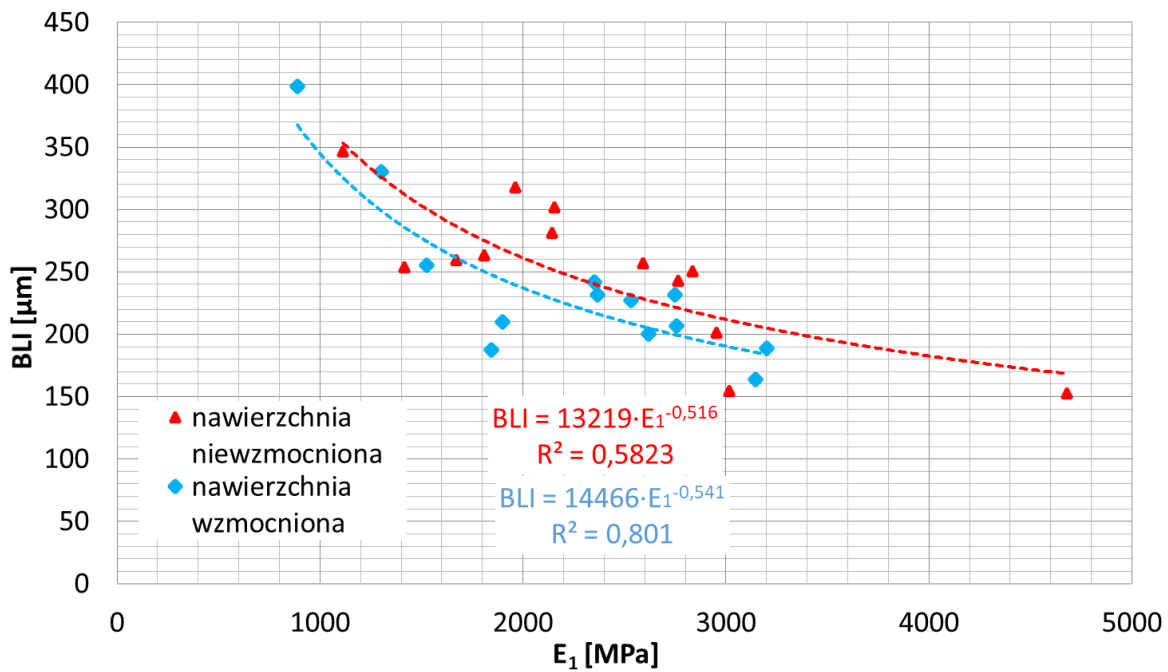
Rosnące wartości RoC wskazują na lepszy stan techniczny. Odwrotnie jest w przypadku wskaźnika BLI, kiedy lepszy stan techniczny jest wskazywany przez wartości niższe. Logicznym wydaje się, że wraz z wyższymi wartościami modułów warstw bitumicznych będą rosły wartości RoC oraz malały wartości BLI. Z uwagi na stosunkowo małą liczbę punktów pomiarowych oraz na specyfikę porównywanych danych w poniższych obserwacjach ograniczono się do określenia, czy istnieje zależność pomiędzy modułem danej warstwy a odpowiednimi wskaźnikami krzywizny czaszy ugięć. Na rysunkach 6.51 oraz 6.52 obserwujemy występowanie pewnej zgodności dla danych uzyskanych z badań pasa niewzmocnionego oraz wzmacnionego dla promienia krzywizny czaszy ugięć RoC ($R^2=0,66\div 0,75$). W przypadku BLI/SCI trend jest podobny, a osiągnięta wartość współczynnika determinacji wykazuje wyższe wartości dla pasa wzmacnionego ($R^2=0,58\div 0,81$).

Przechodząc do analiz warstw poniżej poziomu nawierzchni bitumicznej należy wskazać, że dla wskaźników MLI oraz LLI trend obrazujący stan techniczny jest analogiczny jak dla wskaźnika BLI, tj. mniejsze wartości wskazują na lepszy stan ocenianej warstwy. Dla wskaźnika krzywizny podbudowy MLI zestawionego z modułami sprężystości podbudowy zasadniczej, (rys. 6.53), obserwujemy zależność pomiędzy wartościami dla pasa wzmacnionego ($R^2=0,83$), natomiast dla nawierzchni niewzmocnionej zależność jest słabsza, lecz zauważalna ($R^2=0,61$). Jest to sytuacja podobna do zależności pomiędzy modułem pakietu asfaltowego a wskaźnikami BLI oraz RoC, w której dla pasa wzmacnionego obserwowane zależności są silniejsze. W przypadku warstw podłoża, których moduły sprężystości zestawiono ze wskaźnikiem uszkodzenia podbudowy LLI na rys. 6.54, zależności pomiędzy wartościami zachodzą zarówno dla pasa wzmacnionego, jak i niewzmocnionego ($R^2=0,71\div 0,75$); różnice nie są tak znaczne jak przy uprzednio omawianych przypadkach.

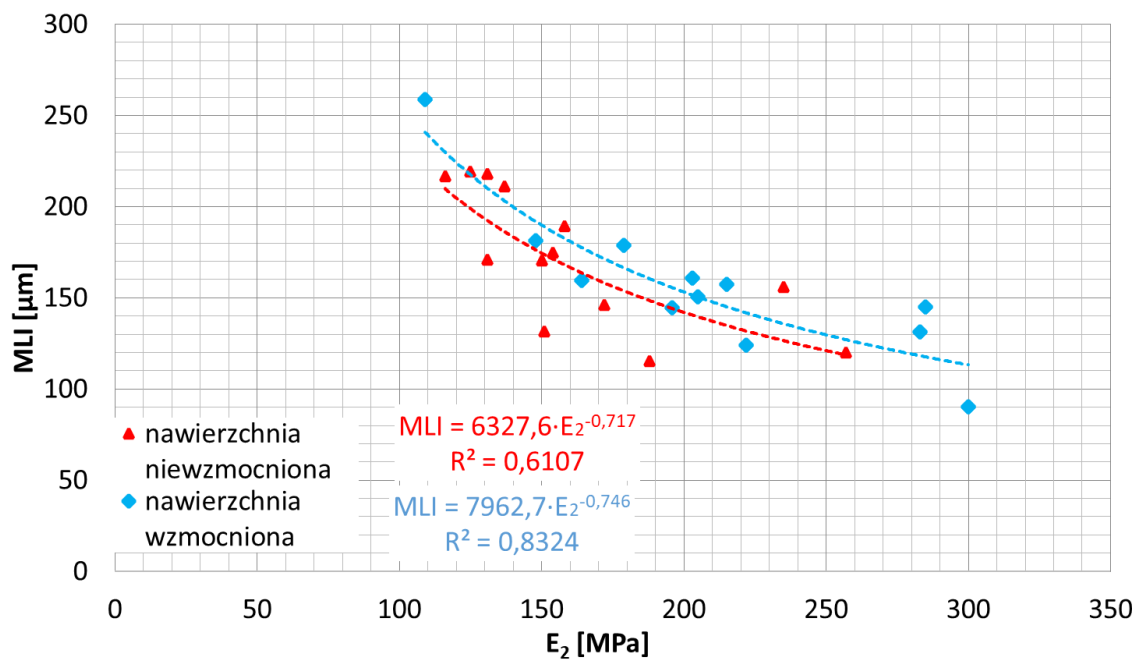
Pomiar ugięć z 2021 roku posłużył do ponownego przeprowadzenia powyższych analiz, a wartości zestawiono w tab. 6.15. O ile dla wartości promienia krzywizny RoC, pokazanych na rys. 6.55 ponownie obserwujemy wystąpienie zależności dla pasa niewzmocnionego ($R^2=0,76$), to dla pasa wzmacnionego żadna zależność nie występuje. Podobnie w przypadku pokazanych na rys. 6.56 zależności pomiędzy wskaźnikiem krzywizny powierzchni BLI a wartościami E_1 ; pewna zależność występuje tylko dla zbioru obserwacji na pasie niewzmocnionym ($R^2=0,52$).



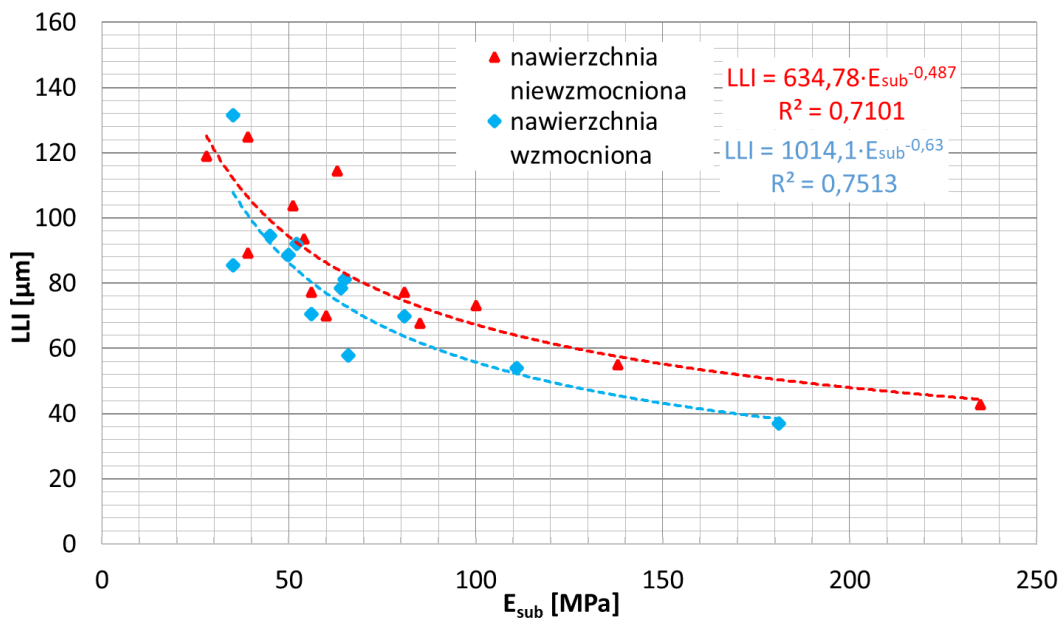
Rysunek 6.51 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modulem warstw mineralno-asfaltowych (E₁) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A



Rysunek 6.52 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modulem warstw mineralno-asfaltowych (E₁) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A



Rysunek 6.53 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modulem sprężystości podbudowy zasadniczej (E_2) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A

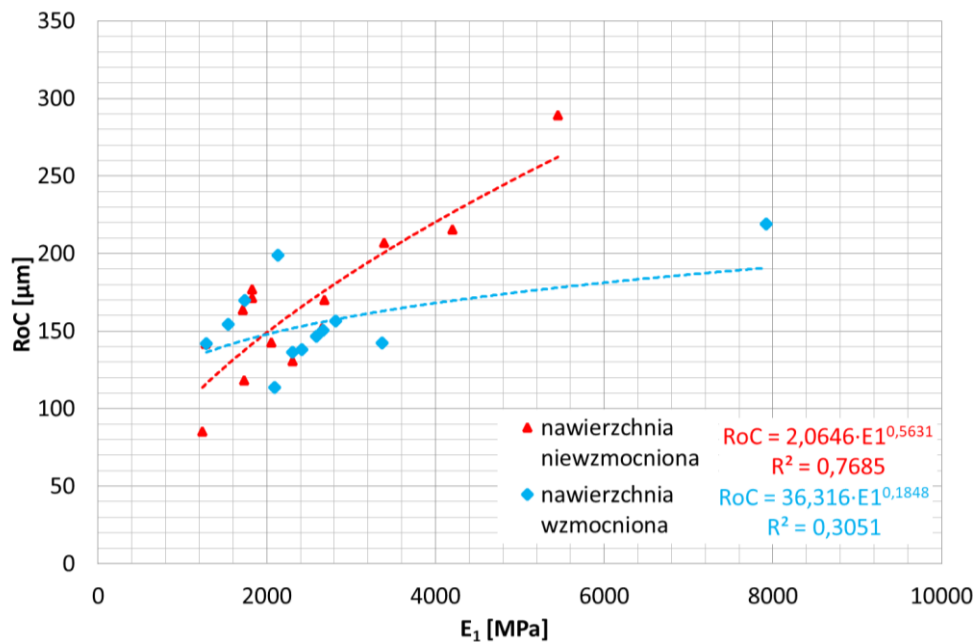


Rysunek 6.54 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modulem sprężystości podłoża (E_{sub}) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A

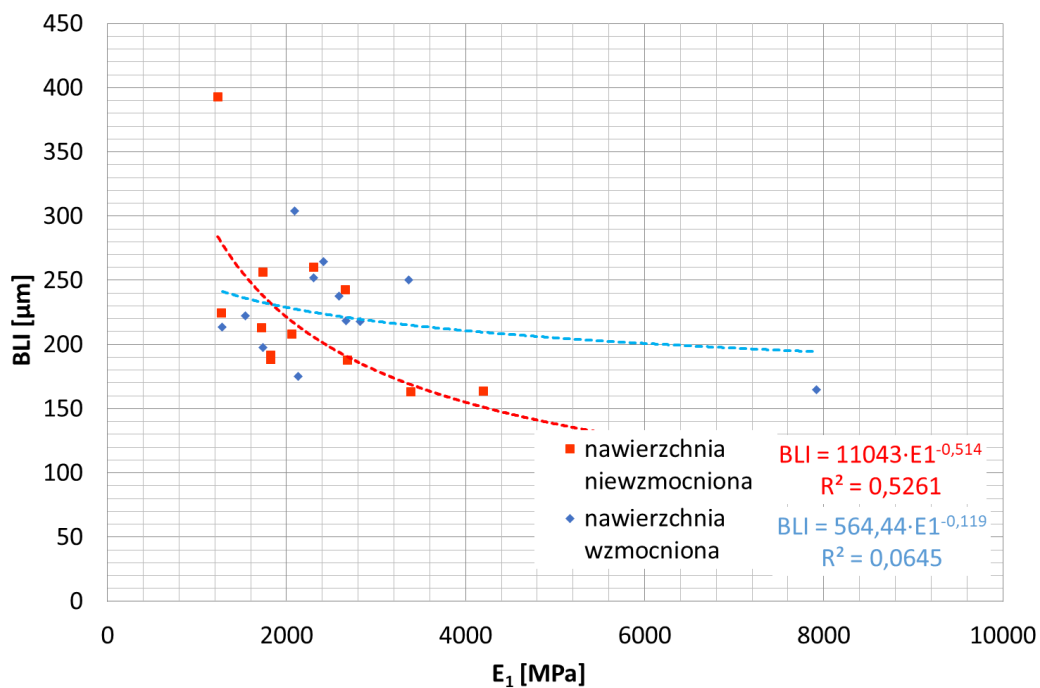
Tablica 6.17 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar z 2021 roku

Pas niewzmocniony								
Kilometraż	BLI [μm]	MLI [μm]	LLI [μm]	RoC [μm]	E_1 [MPa]	$E_{1,tr}$ [MPa]	E_2 [MPa]	E_{sub} [MPa]
0+000	401	242	113	84	1086	1158	122	58
0+025	261	183	83	116	1528	1629	200	64
0+050	247	207	98	149	2339	2493	117	77
0+076	167	152	72	211	3703	2507	166	93
0+100	192	140	72	167	2364	2520	237	80
0+125	229	146	66	139	1124	1198	187	83
0+150	192	173	100	173	1609	1715	182	35
0+175	195	181	113	168	1608	1714	165	33
0+200	218	202	120	161	1515	1615	117	41
0+225	266	230	140	128	2031	2165	147	34
0+251	120	115	71	284	4807	2676	221	62
0+275	166	138	84	203	2990	3187	215	53
0+300	212	162	81	140	1813	1933	249	58
Pas wzmocniony								
0+010	168	159	91	215	6983	3100	104	86
0+034	255	226	106	139	2967	3163	117	57
0+060	223	148	62	148	2350	2505	194	59
0+085	270	184	94	135	2126	2266	171	60
0+110	179	164	99	195	1877	2001	132	59
0+135	218	136	66	139	1132	1207	213	86
0+159	202	178	106	166	1534	1635	161	39
0+185	227	187	95	151	1359	1449	130	57
0+215	310	278	152	111	1844	1966	130	26
0+239	257	211	118	133	2033	2167	158	42
0+265	223	183	92	153	2485	2649	143	78
0+290	242	206	101	144	2282	2433	160	58

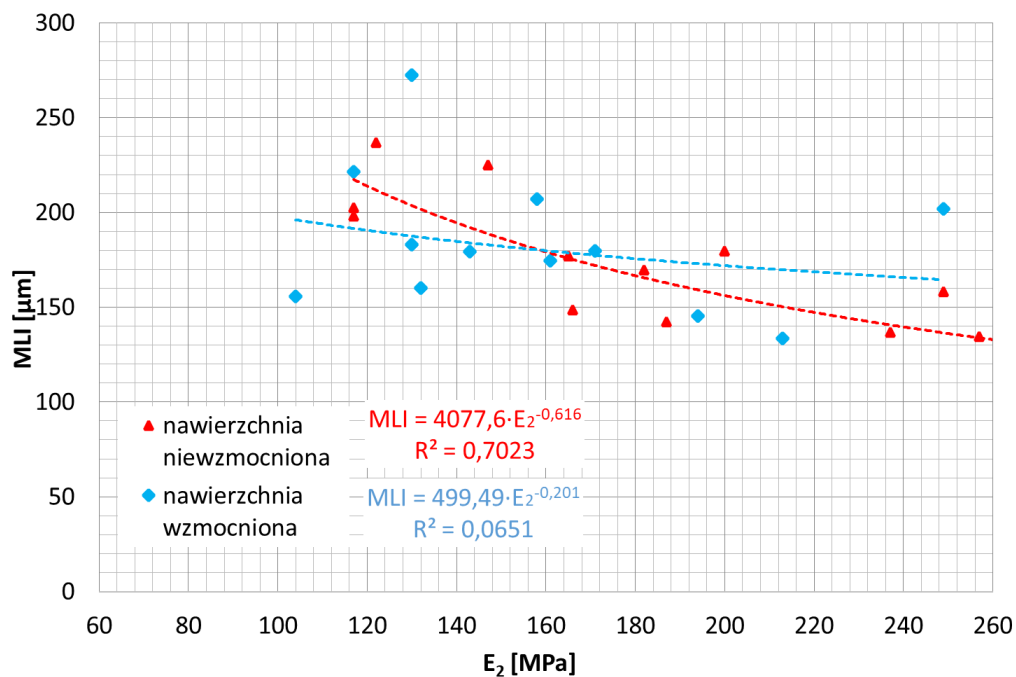
* E_1 – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego, $E_{1,tr}$ – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego przeliczony do temperatury równoważnej, E_2 – moduł sprężystości warstw niezwiązanych, E_3 – moduł sprężystości podłoża gruntowego



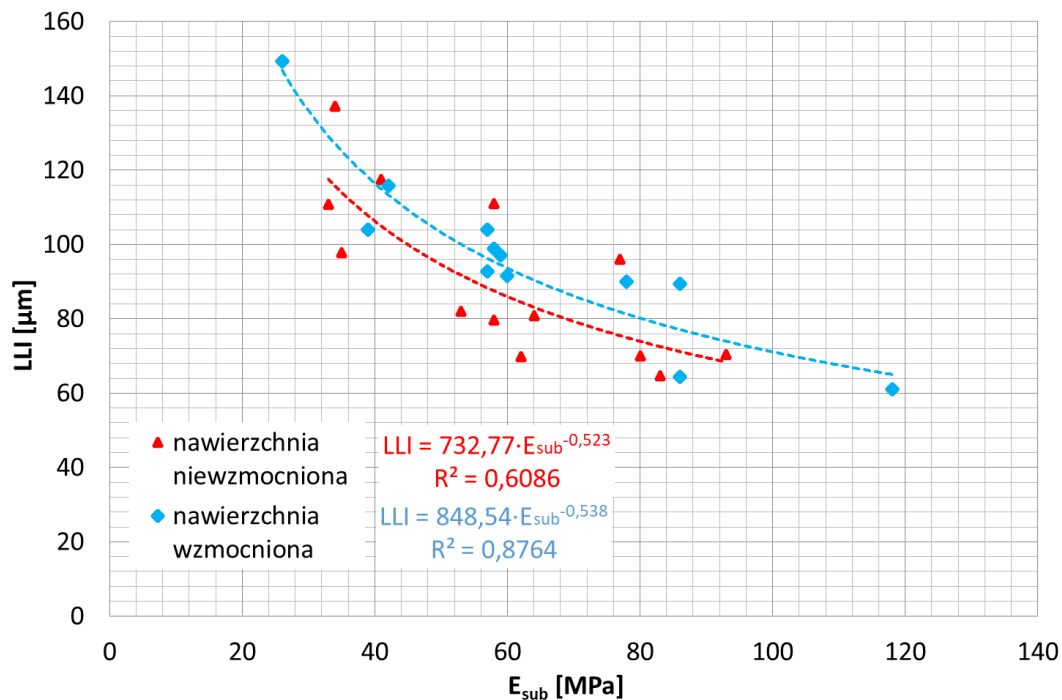
Rysunek 6.55 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku



Rysunek 6.56 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modulem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku



Rysunek 6.57 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modulem sprężystości podbudowy zasadniczej (E_2) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

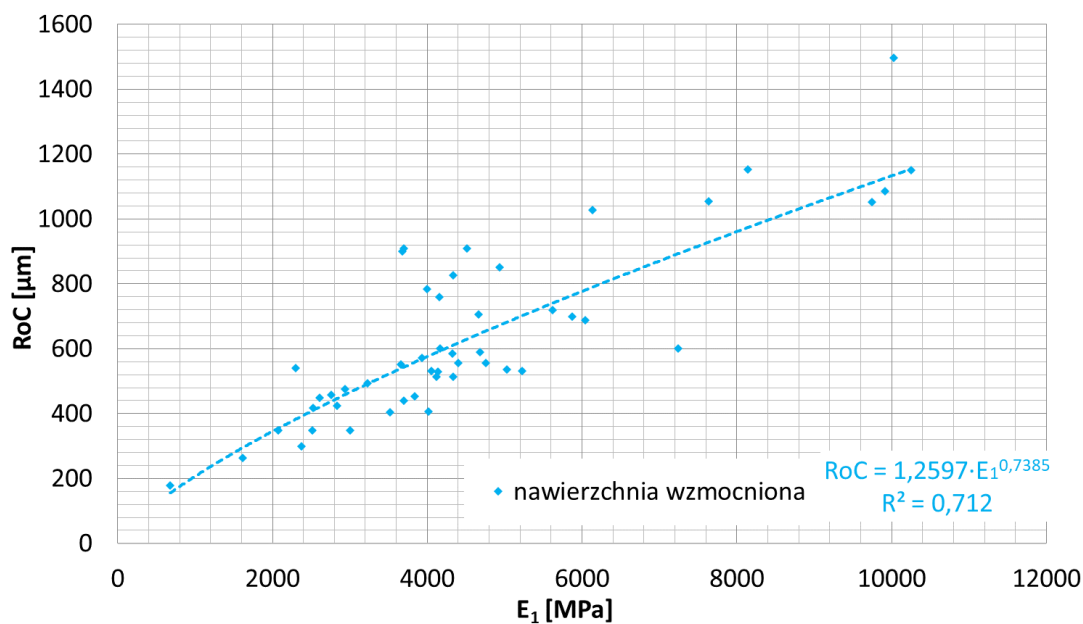


Rysunek 6.58 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modulem sprężystości podłoża (E_{sub}) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

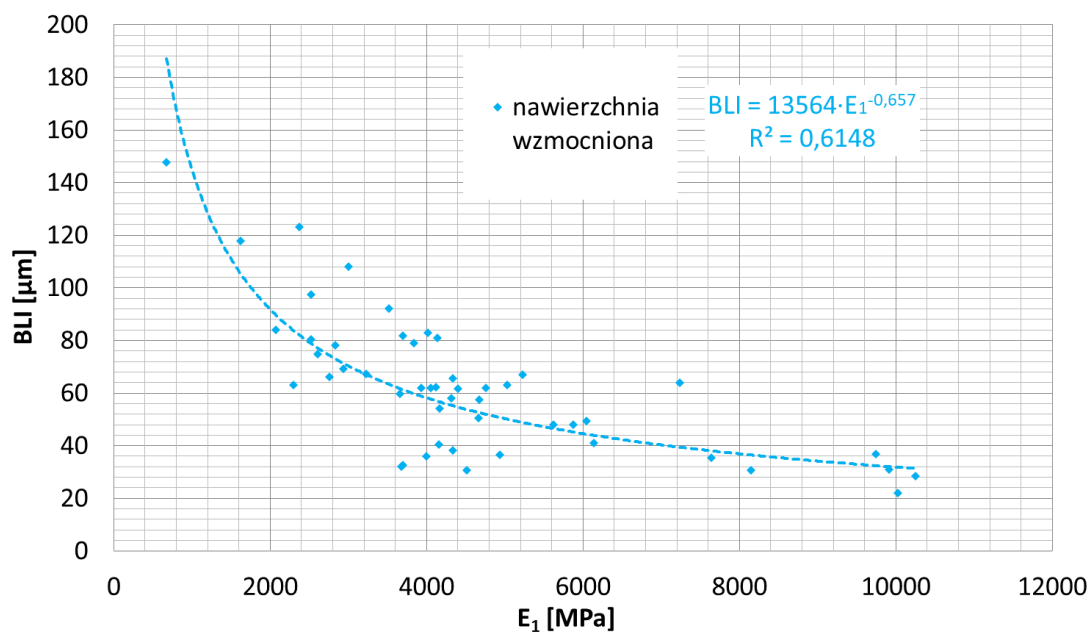
W przypadku warstw podbudowy zasadniczej sytuacja jest analogiczna, jak dla pakietu asfaltowego (por. rys. 6.57). Zależność pomiędzy wartościami występuje jedynie dla pasa niewzmocnionego ($R^2=0,71$). Powtórzenie trendów zaobserwowanych w 2019 roku występuje jedynie w przypadku zależności pomiędzy wartościami wskaźnika uszkodzeń podbudowy LLI a modulem sprężystości podłoża przedstawionymi na rys. 6.58. Współczynnik determinacji dla badanych funkcji wynosi $R^2=0,60$ w przypadku pasa niewzmocnionego oraz $R^2=0,87$ w przypadku pasa wzmocnionego. Brak zależności w przypadku wskaźników RoC, BLI oraz MLI dla pasa wzmocnionego rodzi pytania odnośnie wpływu zabudowanego zbrojenia na uzyskane wyniki badania ugięcia sprężystego lub też na wpływ innych czynników, takich jak szczepność międzywarstwowa.

Jako ostatnie przedstawiono analizy wykonane dla poligonu badawczego B. Pomiar ugięć wykonano w grudniu 2021 roku. Temperatura warstw bitumicznych wynosiła 3°C . Nawierzchnia posiada spękania w śladzie poszerzenia pasa ruchu jednak jej stan techniczny można określić jako dobry, co zresztą wynika również z obliczonych wartości wskaźników krzywizny podbudowy. Odcinek ten jest wzmocniony na całej szerokości siatką z włókna szklanego, wobec czego nie będą porównywane wartości parametrów pomiędzy pasami ruchu. Dane zestawione w tab. 6.20 stanowią wstęp do obserwacji tej drogi oraz do analizy jej stanu

technicznego. Na rys. 6.59 oraz 6.60 zestawiono wartości promienia krzywizny RoC oraz wskaźnika krzywizny powierzchni BLI. Zależność pomiędzy wskaźnikami jest opisana funkcją potęgową, wykazując zgodność na poziomie $R^2=0,71$ dla RoC oraz $R^2=0,61$ dla BLI, co stanowi potwierdzenie trendu zaobserwowanego na poligonie badawczym A dla pomiaru wykonanego w 2019 roku; jednocześnie stanowi to trend odwrotny od obserwowanego na pasie wzmocnionym dla pomiaru w roku 2021.



Rysunek 6.59 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modulem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku



Rysunek 6.60 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modulem sztywności warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku

Tablica 6.18 Zestawienie ugięć dla pomiaru na poligonie badawczym B (strona prawa) dla pomiaru z 2021 roku

Kilometraż	Napężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+000	746	52,73	419	365	320	264	220	156	118	90	72
0+052	750	53,01	268	245	229	206	187	152	123	97	78
0+101	750	53,01	280	253	234	207	184	147	119	93	77
0+152	749	52,94	212	190	172	149	131	109	90	75	63
0+200	754	53,30	276	244	223	196	173	137	110	88	74
0+250	750	53,01	263	235	213	184	162	130	109	87	73
0+299	756	53,44	254	225	205	185	167	140	118	98	84
0+352	755	53,37	435	404	369	320	277	211	163	126	100
0+401	751	53,09	274	247	227	204	183	151	123	99	83
0+450	750	53,01	302	271	248	222	193	150	117	93	79
0+500	752	53,16	171	157	148	137	127	107	90	75	65
0+550	751	53,09	127	117	110	103	98	88	79	71	64
0+603	752	53,16	183	168	158	146	133	112	96	80	69
0+650	748	52,87	216	193	176	157	138	111	91	74	63
0+700	749	52,94	193	178	163	147	131	104	85	70	59
0+753	747	52,80	230	198	180	159	140	110	88	71	60
0+801	753	53,23	309	273	245	211	178	133	106	83	69
0+859	753	53,23	235	206	185	160	138	106	84	67	57
0+901	749	52,94	423	377	337	285	239	174	134	102	83
0+951	758	53,58	255	226	205	177	152	118	93	75	59
1+000	748	52,87	233	203	182	157	135	101	79	62	52
1+051	746	52,73	281	244	215	180	150	109	85	69	58
1+103	750	53,01	315	276	249	213	182	135	103	80	65
1+152	750	53,01	210	178	156	132	114	90	73	58	50
1+200	751	53,09	186	162	144	119	99	67	48	35	29

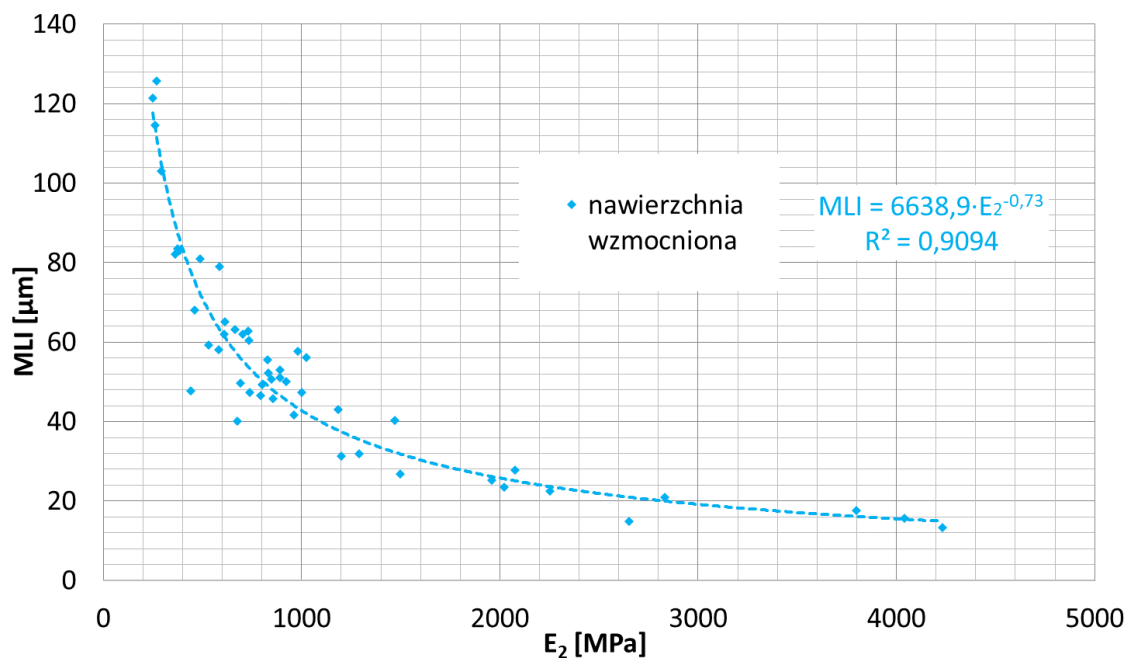
Tablica 6.19 Zestawienie ugięć dla pomiaru na poligonie badawczym B (strona lewa) dla pomiaru z 2021 roku

Kilometraż	Napężenie [kPa]	Obciążenie [kN]	D ₀ [μm]	D ₂₀₀ [μm]	D ₃₀₀ [μm]	D ₄₅₀ [μm]	D ₆₀₀ [μm]	D ₉₀₀ [μm]	D ₁₂₀₀ [μm]	D ₁₅₀₀ [μm]	D ₁₈₀₀ [μm]
0+024	745	52,66	349	310	276	230	193	140	105	80	65
0+075	751	53,09	149	132	125	118	111	97	83	69	59
0+125	750	53,01	174	159	146	133	120	100	83	69	58
0+177	752	53,16	298	252	231	206	184	150	124	102	83
0+225	742	52,45	319	273	241	207	177	137	109	89	74
0+275	740	52,31	314	254	220	185	158	122	98	81	67
0+325	741	52,38	274	237	212	185	163	131	107	88	75
0+375	745	52,66	221	199	183	164	146	120	101	83	70
0+425	748	52,87	135	117	109	104	99	90	82	75	69
0+474	742	52,45	256	220	196	173	156	128	106	89	76
0+524	744	52,59	185	155	135	115	102	87	75	66	57
0+576	747	52,8	192	178	167	156	145	124	102	82	67
0+622	745	52,66	149	129	118	108	100	87	76	65	57
0+675	750	53,01	176	160	143	121	103	78	63	54	49
0+724	750	53,01	114	97	88	81	76	68	57	48	41
0+775	748	52,87	220	185	167	149	133	106	87	71	59
0+822	747	52,80	146	126	117	108	100	86	76	63	54
0+874	752	53,16	131	110	99	87	78	66	57	48	43
0+925	752	53,16	177	150	134	114	100	78	65	53	46
0+975	751	53,09	223	185	159	130	110	85	69	56	47
1+025	750	53,01	206	176	157	137	119	93	75	62	53
1+075	746	52,73	131	112	102	91	83	70	61	52	45
1+126	756	53,44	281	190	161	135	116	92	75	60	50
1+174	749	52,94	188	155	133	108	92	68	54	41	34

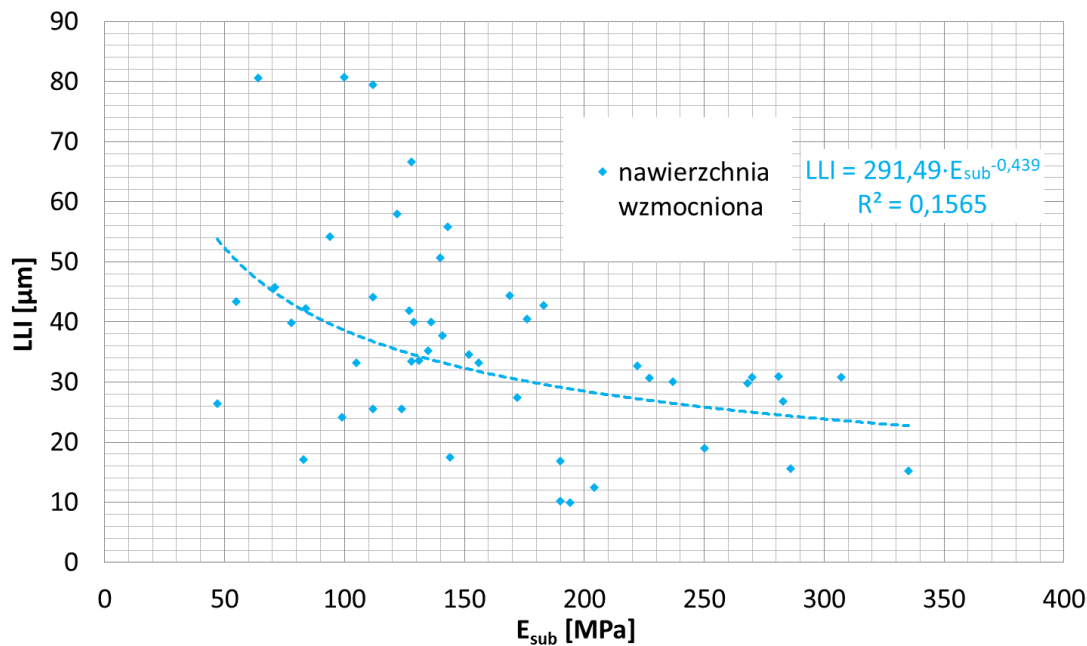
Tablica 6.20 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym B, dla pomiaru z 2021 roku

Kilometraż	E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	E _{sub} [MPa]	RoC [μm]	MLI [μm]	LLI [μm]	BLI [μm]	Kilometraż	E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	E _{sub} [MPa]	RoC [μm]	MLI [μm]	LLI [μm]	BLI [μm]
0+000	2374	268	112	299	126	79	123	0+622	4336	2253	190	826	22	17	38
0+024	3520	292	128	403	103	67	92	0+650	6042	739	152	689	47	35	49
0+052	5872	892	55	699	53	43	48	0+675	6134	693	307	1027	50	31	41
0+075	4512	3797	83	910	18	17	31	0+700	9741	677	156	1053	40	33	37
0+101	4678	729	71	591	63	46	57	0+724	3694	4042	194	909	16	10	33
0+125	7640	1292	124	1055	32	26	36	0+753	4121	800	141	514	49	38	62
0+152	4663	849	172	706	51	27	51	0+775	2760	1184	131	458	43	34	66
0+177	2074	981	84	347	58	42	84	0+801	3836	385	143	453	83	56	79
0+200	4333	609	112	514	62	44	66	0+822	3996	2830	144	784	21	18	36
0+225	2520	488	140	348	81	51	98	0+859	4754	582	176	557	58	40	62
0+250	3933	666	129	571	63	40	62	0+874	4160	1961	335	759	25	15	40
0+275	1618	587	169	264	79	44	118	0+901	3002	250	100	349	121	81	108
0+299	3659	1000	105	551	47	33	60	0+925	4168	961	283	601	42	27	54
0+325	2832	702	136	424	62	40	78	0+951	4402	613	127	555	65	42	62
0+352	4134	263	64	529	115	81	81	0+975	2522	735	270	417	60	31	80
0+375	5617	857	128	720	46	33	48	1+000	5027	532	183	535	59	43	63
0+401	4321	827	78	586	55	40	58	1+025	4056	793	222	532	47	33	62
0+425	3681	4233	190	899	13	10	32	1+051	3695	364	224	440	82	51	82
0+450	5223	459	94	532	68	54	67	1+075	4933	2022	286	851	23	16	37
0+474	2608	923	135	448	50	35	75	1+103	4015	374	122	407	83	58	83
0+500	10253	1497	99	1150	27	24	29	1+126	677	1025	237	177	56	30	148
0+524	2296	1469	250	540	40	19	63	1+152	3224	831	227	494	52	31	67
0+550	10027	2653	204	1497	15	13	22	1+174	2935	893	268	476	51	30	69
0+576	8146	2077	47	1153	28	26	31	1+200	7239	443	281	601	48	31	64
0+603	9917	1200	112	1087	31	25	31								

*E1 – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego, E1, tr – moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego przeliczony do temperatury równoważnej, E2 – moduł sprężystości warstw niezwiązanych, E3 – moduł sprężystości podłoża gruntowego



Rysunek 6.61 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modulem sprężystości podbudowy zasadniczej (E₂) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku



Rysunek 6.62 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modulem sprężystości podłoża (E_{sub}) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku

W przypadku wskaźnika uszkodzeń podbudowy MLI porównywanego z modulem sprężystości podbudowy zasadniczej na rys. 6.61, obserwujemy dobre opisanie zależności funkcją potęgową ($R^2=0,90$). Nie określono dobrej zgodności pomiędzy wartościami modułu sprężystości podłoża a wartościami wskaźnika uszkodzeń podbudowy LLI (por. rys. 6.62), co również stanowi zaprzeczenie trendów obserwowanych na poligonie badawczym A. Jedynym powtarzalnym trendem jest zależność wskaźnika krzywizny podbudowy MLI od obliczonych wartości modułów sprężystości. Należy tutaj zaznaczyć, że sam pomiar ugięciomierzem dynamicznym FWD jest obciążony pewnymi błędami, a bez dokładnych danych, np. z badań georadaru, trudno jest określić precyzyjny model konstrukcji nawierzchni.

W przypadku poligonu badawczego B nie dysponowano odwiertami przez konstrukcję nawierzchni, a całość analiz bazuje na informacjach uzyskanych od Zarządcy drogi. Warto zaznaczyć, że uzyskano średnią kwadratową RMS dla dopasowanej czaszy ugięć na poziomie 1%, co stanowi bardzo dobry wynik, zdecydowanie lepszy niż uzyskany dla obliczeń dla poligonu badawczego A. W przypadku poligonu badawczego A konstrukcję dolnych warstw jezdni uzyskano z odwiertów geotechnicznych, natomiast grubość pakietu bitumicznego określono na podstawie odwiertów rdzeniowych. Rozbieżność pomiędzy zależnościami wskaźników krzywizn opisujących wierzchnie warstwy konstrukcji nawierzchni jest istotna. Dokładna analiza zagadnienia wymaga nie tylko przygotowania miarodajnego, jednorodnego

pod względem konstrukcji poligonu badawczego, ale również przeprowadzenia analiz wpływu geosyntetyku na szczepność międzywarstwową, nie tylko w momencie zabudowy, ale również po latach eksploatacji oraz oddziaływań górniczych.

6.3.6 Wyznaczenie trwałości zmęczeniowej na poligonie badawczym A

Ruch projektowany wykorzystano do oceny pozostałej trwałości zmęczeniowej poligonu badawczego A. Wyznaczenie trwałości zmęczeniowej poligonu badawczego A wykonano w oparciu o kryteria opisane wzorami (3-1)÷(3-10) w rozdziale 3. Odształcenia występujące w nawierzchni pod obciążeniem osią 100 kN, przy ciśnieniu kontaktowym 700 kPa i pojedynczym śladzie kołowym obliczono za pomocą programu komputerowego BISAR3. Za pomocą programu BANDS 2 wyznaczono moduł warstwy mieszanki asfaltowej dla nowej nawierzchni zabudowanej w 2008 roku. Przyjęto następujące parametry, natomiast zawartość lepiszcza określono na podstawie badania próbki odwierconej z nawierzchni:

- 1) czas obciążenia 0,02 s,
- 2) asfalt D35/50, przyjęta sztywność asfaltu 34 MPa,
- 3) gęstość mieszanki MMA 2,68 Mg/m³,
- 4) gęstość objętościowa mieszanki MMA 2,60 Mg/m³,
- 5) zawartość lepiszcza 5,5 %,
- 6) zawartość wolnych przestrzeni 3,0 %.

Dla pomiarów wykonanych w 2019 i 2021 roku wykorzystano wartości modułów sztywności pakietu bitumicznego oraz pozostałych warstw konstrukcji z obliczeń odwrotnych. Z uzyskanych z obliczeń odwrotnych wyników modułów sztywności sprężystej warstw nawierzchni wartości wyższe, aniżeli wyznaczona sztywność nawierzchni po przebudowie w 2008 roku zastąpiono średnią z dwóch sąsiednich wyników. Ich występowanie może być spowodowane błędem pomiaru podczas pracy ugięciomierza (przejazd pojazdu na sąsiednim pasie ruchu), a następnie niewłaściwym dopasowaniem czaszy ugięć podczas obliczeń odwrotnych. Z uwagi na liczbę wartości w zbiorze po identyfikacji wartości odstających dokonano ich korekty, zamiast usunięcia ze zbioru. W tab. 6.21÷6.22 zestawiono wartości miarodajne modułów sztywności pakietu asfaltowego, modułu sprężystości warstw niezwiązanych.

Tablica 6.21 Zestawienie przyjętych modułów z obliczeń odwrotnych dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A

			średnia μ	odch. std. σ	wartość miarodajna $\mu+\sigma$
Pas niewzmocniony	Odc. 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	2646	666	3312
		E_2 [MPa]	241	43	283
		E_{sub} [MPa]	80	19	100
	Odc. 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	1648	430	2078
		E_2 [MPa]	177	66	242
		E_{sub} [MPa]	41	6	48
	Odc. 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	2857	371	3228
		E_2 [MPa]	216	30	246
		E_{sub} [MPa]	59	7	66
Pas wzmoconiony	Odc. 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	2376	534	2910
		E_2 [MPa]	193	48	241
		E_{sub} [MPa]	58	3	61
	Odc. 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	1932	778	2710
		E_2 [MPa]	143	21	164
		E_{sub} [MPa]	38	6	43
	Odc. 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	2598	408	3006
		E_2 [MPa]	143	9	152
		E_{sub} [MPa]	79	18	97

Przyjęto następujące modele nawierzchni :

- 1) odcinek 1 i 3 od km 0+000 do km 0+100:
 - a. 12 cm beton asfaltowy,
 - b. 40 cm podbudowa z mieszanki niezwiązanej,
 - c. podłoże gruntowe,

- 2) odcinek 2 od km 0+100 do km 0+200:
 - a. 17 cm beton asfaltowy,
 - b. 40 cm podbudowa z mieszanki niezwiązanej,
 - c. podłoże gruntowe.

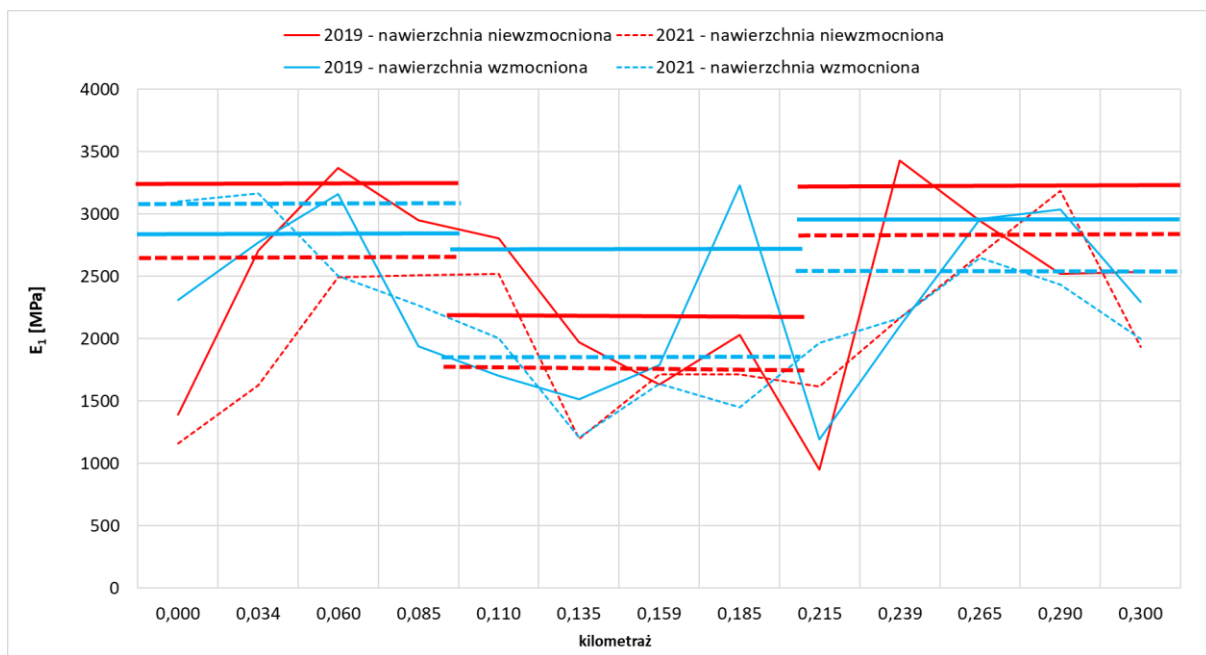
Tablica 6.22 Zestawienie przyjętych modułów z obliczeń odwrotnych na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku

			średnia μ	odch. std. σ	wartość miarodajna $\mu+\sigma$
Pas niewzmocniony	Odc. 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	2061	566	2627
		E_2 [MPa]	168	46	214
		E_{sub} [MPa]	74	12	87
	Odc. 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	1561	213	1774
		E_2 [MPa]	163	28	190
		E_{sub} [MPa]	48	20	68
	Odc. 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	2490	484	2974
		E_2 [MPa]	208	37	245
		E_{sub} [MPa]	52	11	62
Pas wzmochniony	Odc. 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	2759	383	3141
		E_2 [MPa]	147	37	184
		E_{sub} [MPa]	66	12	77
	Odc. 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	1573	290	1863
		E_2 [MPa]	159	34	193
		E_{sub} [MPa]	60	17	77
	Odc. 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	2304	259	2563
		E_2 [MPa]	148	12	160
		E_{sub} [MPa]	51	19	70

Tablica 6.23 Zestawienie modułów sprężystości i sztywności warstw nawierzchni przyjętych do obliczeń

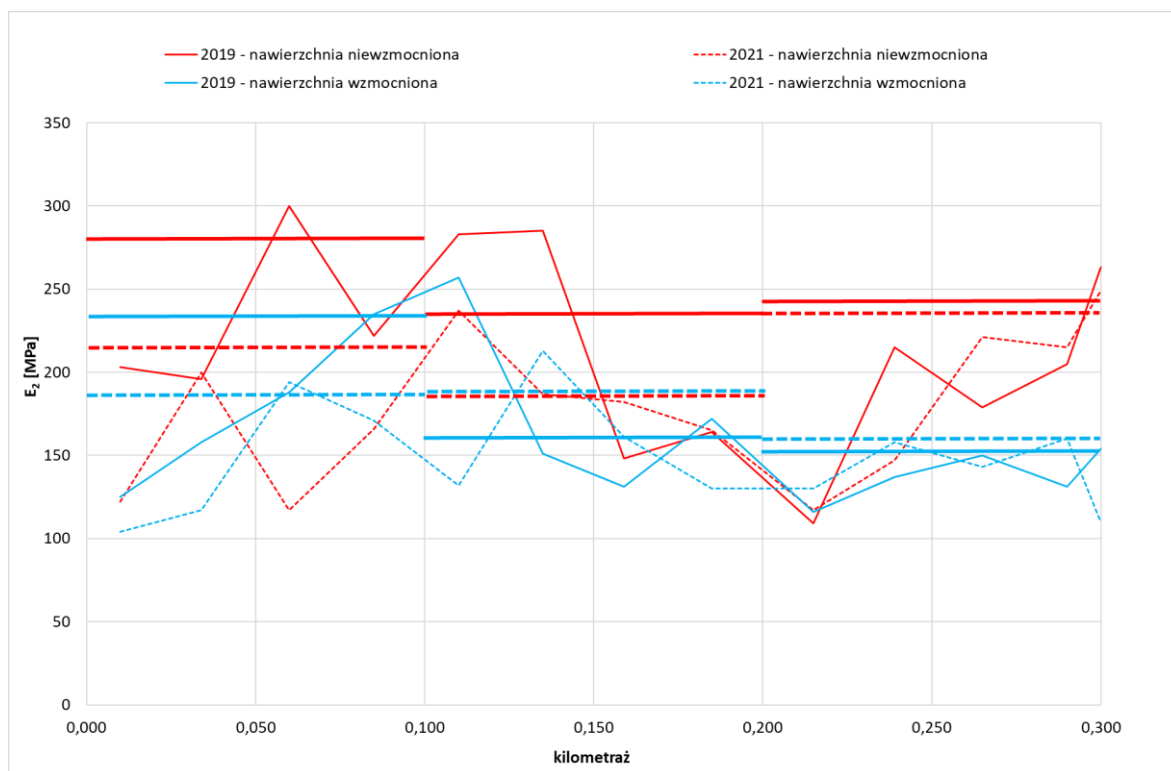
		Pas niewzmocniony	Pas wzmochniony	Pas niewzmocniony	Pas wzmochniony
		2019		2021	
Odcinek 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	3312	2910	2627	3141
	E_2 [MPa]	283	241	214	183
	E_{sub} [MPa]	100	61	87	77
	ε_t [μ strain]	256	298	321	329
	N_f [mln osi]	0,459	0,311	0,265	0,210
Odcinek 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	2078	2710	1774	1863
	E_2 [MPa]	242	164	190	193
	E_{sub} [MPa]	48	43	68	77
	ε_t [μ strain]	264	276	318	307
	N_f [mln osi]	0,617	0,424	0,383	0,411
Odcinek 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	3228	3006	2974	2563
	E_2 [MPa]	246	152	245	160
	E_{sub} [MPa]	66	97	62	70
	ε_t [μ strain]	281	363	293	389
	N_f [mln osi]	0,345	0,157	0,322	0,144

Uzyskane wyniki pokazują, że w okresie 11 lat użytkowania drogi nastąpił zasadniczy spadek trwałości zmęczeniowej. Obliczenia dla odcinka nr 2 wykonano przy założeniu większej grubości pakietu asfaltowego, natomiast przyjęcie takiej samej wartości modułu sztywności warstw asfaltowych skutkowało zawyżeniem uzyskanych wyników. Na potrzeby niniejszego porównania wyznaczono ruch projektowany w 2008 roku na okres 11 lat, tj. do roku 2019. Na rys. 6.63 przedstawiono wykres modułów pakietu asfaltowego pomiędzy pomiarami w 2019 i 2021 roku. Obserwujemy, że nastąpił spadek wartości modułów w 2021 roku, przy czym różnica jest wyraźnie obserwowalna na pasie niewzmocnionym.

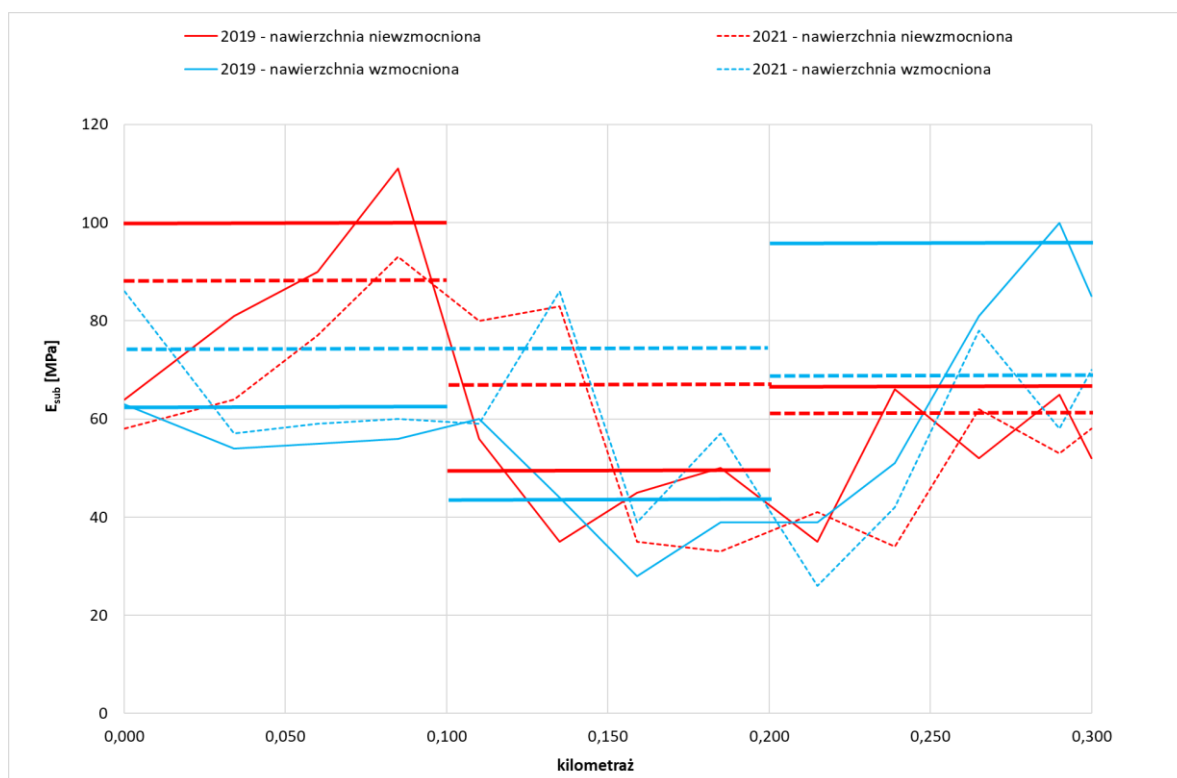


Rysunek 6.63 Zmiany wartości modułów sztywności sprężystej pakietu asfaltowego dla poligonu badawczego A

W przypadku wartości modułów sprężystości podbudowy niezwiązanej, również obserwujemy spadek wartości w 2021 roku. Na odcinku nr 3 pasa niewzmocnionego spadek jest nieznaczny natomiast na pasie wzmocnionym obserwujemy niewielki wzrost wartości. Podobna sytuacja występuje na odcinku nr 2 pasa wzmocnionego, gdzie wartość modułu sprężystości jest wyższa w 2021 roku (por. rys. 6.64). Wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego wzrosły w porównaniu z 2019 rokiem na odcinkach nr 1 i 2 pasa wzmocnionego oraz na odcinku nr 2 pasa niewzmocnionego (por. rys. 6.65). W pozostałych przypadkach wartości maleją. Zaobserwowany wzrost może stanowić przyrost wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego po zakończeniu eksploatacji.



Rysunek 6.64 Zmiany wartości modułów sprężystości podbudowy niezwiązanej dla poligonu badawczego A



Rysunek 6.65 Zmiany wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego dla poligonu badawczego A

Należy zaznaczyć, że dla 2008 roku wykonano obliczenia bazując na parametrach materiałowych i ruchu samochodowym oszacowanym na podstawie pomiarów aktualnych, zmniejszonych analogicznie, jak w typowych sytuacjach wyznacza się ruch projektowany. Zastosowane przybliżenia mogą powodować niedoszacowanie trwałości zmęczeniowej po oddaniu drogi do użytkowania lub też mniejszy niż zakładano ruch pojazdów, bowiem wskaźniki wzrostu ruchu obliczono zgodnie z metodą prognozowanego PKB. Podjęto próbę oszacowania trwałości zmęczeniowej nawierzchni po wykonanym remoncie, w 2008 roku. W tym celu wyznaczono parametry warstw nawierzchni, bazując na obecnie dostępnych danych z wykonanych badań. Dla asfaltu 50/70 w temperaturze 20°C wyznaczono moduł sztywności pakietu asfaltowego po wykonanym remoncie. Wobec powyższych założeń moduł sztywności pakietu bitumicznego dla 2008 roku przyjęto $E_{2008}=4360$ MPa w temperaturze 20°C. Moduł sprężystości podbudowy z mieszanki niezwiązanej oraz podłoża gruntowego wyznaczono stosując zależności opisane na rys. 3.3 oraz 3.4, przyjmując wartość odkształcenia poziomego powierzchni zgodnie z informacjami uzyskanymi z Zakładu Górniczego (por. tab. 6.24). Równanie (6-15) opisuje redukcję modułu podbudowy z mieszanki niezwiązanej, równanie (6-16) przedstawia tę zależność dla podłoża gruntowego. Równania (6-17) oraz (6-18) opisują przyrost modułów sprężystości mieszanki niezwiązanej oraz podłoża gruntowego.

$$\Delta E_2 = 18,48\varepsilon^2 - 55,62\varepsilon + 3,80 \quad (6-15)$$

$$\Delta E_{sub} = -10,97\varepsilon - 1,77 \quad (6-16)$$

$$\Delta E_2 = -13,92\varepsilon^2 + 36,98\varepsilon + 0,58 \quad (6-17)$$

$$\Delta E_{sub} = 12,04\varepsilon^2 - 20,782\varepsilon + 15,17 \quad (6-18)$$

Tablica 6.24 Zestawienie przyjętych, średnich odkształceń poziomych wraz z wartościami redukcji lub przyrostu modułów sprężystości podłoża oraz podbudowy niezwiązanej

Odcinek	ε_{sr} [mm/m]	Przyrost modułu		Redukcja modułu	
		ΔE_{sub} [%]	ΔE_2 [%]	ΔE_{sub} [%]	ΔE_2 [%]
1	0,6	7	18	8	31
2	0,5	8	15	7	27
3	0,7	7	20	9	33

Przyjęto uproszczenia w założonych do analizy danych, redukcja modułów sprężystości oraz ich odbudowa zostały przyjęte dla parametrów deformacji uwzględniają eksploatację od 2009 roku. Moduły sprężystości warstw w 2019 roku stanowią wartości po częściowym przyroście od roku zakończenia eksploatacji pokładu 707, tj. od 2017 roku, wobec tego wartości w roku 2017 stanowią wartości zredukowane o wartość odbudowy. W 2016 roku wzrost wartości modułów sprężystości wynika z konieczności podniesienia ich wartości do stanu z przed wpływów eksploatacji. Jest to jednocześnie wartość wyjściowa, po przyroście wartości modułu od 2011 roku. Ponieważ warstwy podłoża oraz podbudów niezwiązanych nie były wymieniane ani wzmacniane w trakcie remontu, wartości uzyskane dla roku 2011 będą miarodajne do oszacowania trwałości zmęczeniowej po oddaniu drogi do użytkowania. Wynika to z faktu, że redukcja wartości modułów nastąpiła w początkowej fazie eksploatacji i prawdopodobnie nie wzrosły do czasu zaprzestania eksploatacji pokładu 713.

Tablica 6.25 Zestawienie modułów sprężystości podłoża gruntowego oraz podbudowy niezwiązanej w poszczególnych latach analizy dla poligonu badawczego A

Odcinek	Moduł sprężystości	NW	W	NW	W	NW	W	NW	W
		2019		2017		2016		2011	
1	E_2 [MPa]	283	241	240	205	348	297	294	251
	E_{sub} [MPa]	100	61	94	57	101	62	94	58
2	E_2 [MPa]	242	164	210	142	287	195	250	170
	E_{sub} [MPa]	48	43	45	40	48	44	45	41
3	E_2 [MPa]	246	152	205	127	305	190	255	159
	E_{sub} [MPa]	66	97	62	91	68	100	63	92

*NW – wyróżnik pasa niewzmocnionego, W– wyróżnik pasa wzmacnionego

Tablica 6.26 Zestawienie modułów sprężystości i sztywności warstw nawierzchni przyjętych do obliczeń

		NW	W
		2008	
Odcinek 1	$E_{1,tr}$ [MPa]	4360	4360
	E_2 [MPa]	294	251
	E_{sub} [MPa]	94	58
	ε_t [μ strain]	222	244
	N_f [mln osi]	0,580	0,425
Odcinek 2	$E_{1,tr}$ [MPa]	4360	4360
	E_2 [MPa]	250	170
	E_{sub} [MPa]	45	41
	ε_t [μ strain]	180	206
	N_f [mln osi]	1,156	0,741
Odcinek 3	$E_{1,tr}$ [MPa]	4360	4360
	E_2 [MPa]	255	159
	E_{sub} [MPa]	63	92
	ε_t [μ strain]	241	290
	N_f [mln osi]	0,442	0,240

*NW – wyróżnik pasa niewzmocnionego, W– wyróżnik pasa wzmacnionego

Tablica 6.27 Zestawienie obliczonej trwałości zmęczeniowej z ruchem projektowanym (prognozowanym) dla poligonu badawczego A

		NW	W	NW	W	NW	W
		2008-20019		2019-2021		2021	
Odcinek 1	N_{100} [mln osi]	0,446	0,413	0,089	0,078	-	-
	N_f [mln osi]	0,580	0,425	0,459	0,311	0,265	0,210
Odcinek 2	N_{100} [mln osi]	0,446	0,413	0,089	0,078	-	-
	N_f [mln osi]	1,156	0,741	0,617	0,424	0,383	0,411
Odcinek 3	N_{100} [mln osi]	0,446	0,413	0,089	0,078	-	-
	N_f [mln osi]	0,442	0,240	0,345	0,157	0,322	0,144

*NW – wyróżnik pasa niewzmocnionego, W– wyróżnik pasa wzmocnionego, N – liczba osi obliczeniowych 100 kN w okresie analizy [mln. osi], N_f – trwałość zmęczeniowa [mln. osi]

Wykonane obliczenia wskazują, że trwałość zmęczeniowa pasa niewzmocnionego była wyższa aniżeli pasa wzmocnionego (por. tab. 6.27). Może to wskazywać, że stan techniczny pasa wzmocnionego był gorszy w momencie zabudowania wzmocnienia siatką z włókna szklanego. Pomimo nieznacznie wyższego ruchu pojazdów na pasie niewzmocnionym, obserwujemy znaczny spadek wartości obliczonej trwałości zmęczeniowej, szczególnie w okresie od 2008 do 2019 roku. W kolejnych latach obserwujemy dalszy spadek wyznaczonych trwałości zmęczeniowych, przy czym uzyskiwane wartości są stosunkowo niskie. Może to wskazywać, remont nie został zaprojektowany dla prawidłowego ruchu projektowanego. W trakcie kolejnych lat stan techniczny uległ pogorszeniu poza zakres założonej szkody zmęczeniowej. Znajduje to potwierdzenie w wykonanych uprzednio analizach wskaźników czaszy ugięć, których wartości wskazują na zły bądź krytyczny stan warstw nawierzchni. Wartości trwałości zmęczeniowych w 2019 oraz 2021 roku stanowią punkt odniesienia w procesie postępującej degradacji nawierzchni. Pomędzy wartościami trwałości zmęczeniowej obliczonej w roku 2021 obserwujemy spadek w porównaniu do 2019 roku na poziomie nawet 40%. Obliczane wartości trwałości zmęczeniowej są wypadkową parametrów jezdni dla danego zestawu danych w konkretnym roku. Jednocześnie przedstawione wartości obrazują malejącą zdolność drogi do efektywnej pracy w końcowej fazie trwałości zmęczeniowej a największe ubytki w tym zakresie obserwujemy na pasie niewzmocnionym.

6.4 Podsumowanie badań

Analizowane wyniki badań przeprowadzonych na poligonach badawczych są uzależnione od wielu różnych wpływów zewnętrznych, różnicujących stan techniczny nawierzchni jezdni. Do takich czynników należy zaliczyć m.in.:

- 1) nierównomierne osiadanie nasypu drogi,
- 2) penetrację wody w konstrukcji drogi,
- 3) brak utwardzonych poboczy,
- 4) oddziaływania górnicze,
- 5) nierównomierne obciążenie ruchem.

W pracy rozpoczęto analizy od nieniszczącego badania stanu nawierzchni na poligonie badawczym A, bazującym na inwentaryzacji nieciągłości powierzchni. Na tej podstawie wyznaczono wartości wskaźnika spękań, które wartości na odcinku wzmocnionym siatką z włókna szklanego są większe średnio o 20% aniżeli na odcinku niewzmocnionym. Zróżnicowanie to ma również odniesienie w wartościach indeksów spękań, które wykorzystano jedynie pomocniczo. Największe różnice zaobserwowano na odcinku nr 2, który posiada największą grubość pakietu bitumicznego – 15÷20 cm (10÷12 cm na pozostałych odcinkach). Najmniejsze różnice w występujących spękaniach, zarówno podłużnych, jak i poprzecznych, występują na odcinku nr 3. Na tym odcinku występuje również najmniejsza liczba spękań podłużnych, o małej oraz dużej szkodliwości.

W tabelicy 6.28 zestawiono zbiorczo wszystkie uzyskane w toku prowadzonych badań i analiz parametry, z podziałem na odcinki oraz lata. Pomimo występowania wielu różnych niekorzystnych czynników, w tym oddziaływań górniczych, zastosowane rozwiązanie wzmocnienia nawierzchni siatką z włókna szklanego wyraźnie korzystnie wpływa na stan nawierzchni w kontekście stanu spękań, co obrazują zarówno miarodajne wskaźniki spękań, oraz bezpośrednia analiza zestawienia uszkodzeń.

Przeprowadzone pomiary ugięciomierzem FWD umożliwiły określenie ugięcia miarodajnego i porównanie tych wartości z wartościami referencyjnymi. Analizy ugięć wykonano dla poligonu badawczego A, dla pomiarów z 2019 oraz 2021 roku. Ustalono, że stan techniczny drogi jest krytyczny i wymaga natychmiastowego remontu na każdym odcinku drogi pasa wzmocnionego i niewzmocnionego. Miarodajne wartości ugięć standaryzowanych bez współczynnika sezonowego f_s , nieznacznie zmalały, na odcinku 2 oraz 3, a na odcinku 1 wzrosły. Należy zaznaczyć, że wartości liczbowe ugięć są znaczne i świadczą o złym stanie technicznym konstrukcji.

Tablica 6.28 Zestawienie danych uzyskanych z przeprowadzonych badań i analiz dla poligonu badawczego A

Odcinek		1	2	3	
Warunki gruntowo-wodne		Piaski drobne zaglinione średnio zagęszczone, ZWG nawiercono na głębokości 2,6 m p.p.t.	Pył piaszczysty z piaskiem drobnym w stanie zwartym, do głębokości 4,0 p.p.t nie nawiercono ZWG	Gлина pylasta w stanie twaroplastycznym, do głębokości 4,0 p.p.t nie nawiercono ZWG	
Przyjęta grubość konstrukcji jezdni [m]		0,52	0,57	0,52	
Średnia wartość odkształceń poziomych ε [mm/m]		0,6	0,5	0,7	
Obniżenie terenu W_{max} [m]		0,050÷0,058	0,049÷0,062	0,066÷0,071	
Miarodajny wskaźnik spękań [-]	2019	NW	0,66	0,55	0,65
		W	0,76	0,78	0,77
Miarodajny wskaźnik ugięć [μm]	2019	NW	733	939	972
		W	812	936	936
	2021	NW	1019	966	975
		W	890	999	1061
Miarodajny wskaźnik ugięć bez współczynnika sezonowego f_s [μm]	2019	NW	626	803	830
		W	694	800	800
	2021	NW	815	773	780
		W	712	799	849
RoC – promień krzywizny czaszy ugięć [μm]	2019	NW	176	153	152
		W	188	187	140
	2021	NW	189	173	250
		W	191	184	151
BLI/SCI – wskaźnik krzywizny powierzchni [μm]	2019	NW	282	345	244
		W	288	322	303
	2021	NW	335	224	245
		W	268	225	291
MLI/BCI – wskaźnik krzywizny podbudowy [μm]	2019	NW	154	230	171
		W	200	218	199
	2021	NW	222	196	204
		W	209	185	255
LLI/BDI – wskaźnik uszkodzenia podbudowy [μm]	2019	NW	77	119	88
		W	104	125	94
	2021	NW	104	121	121
		W	104	107	139
Moduł sztywności sprężystej pakietu asfaltowego $E_{1,rr}$ [MPa]	2019	NW	3312	2078	3228
		W	2910	2710	3006
	2021	NW	2627	1774	2974
		W	3141	1863	2563
Moduł sprężystości podbudowy niezwiązanej z kruszywa E_2 [MPa]	2019	NW	283	242	246
		W	241	164	152
	2021	NW	214	190	245
		W	183	193	160
Moduł sprężystości podłoża gruntowego E_{sub} [MPa]	2019	NW	100	48	66
		W	61	43	97
	2021	NW	87	68	62
		W	77	77	70
Trwałość zmęczeniowa N_f [mln. osi]	2008	NW	0,580	1,156	0,442
		W	0,425	0,741	0,240
	2019	NW	0,459	0,617	0,345
		W	0,311	0,424	0,157
	2021	NW	0,265	0,383	0,322
		W	0,210	0,411	0,144
Liczba osi obliczeniowych N_{100} [mln. osi]	2009-2019	NW	0,446		
		W	0,413		
	2019-2021	NW	0,089		
		W	0,078		

*NW – wyróżnik pasa niewzmocnionego, W – wyróżnik pasa wzmocnionego

Podsumowując dane dotyczące ugięć bezpośrednio pomiędzy pasem wzmocnionym a niewzmocnionym zauważa się, że w 2019 roku ugięcie było niższe na odcinku wzmocnionym nr 3, zaś na odcinku nr 2 wartości osiągnęły podobne poziomy. W 2021 roku pas wzmocniony wykazywał wyższe wartości ugięcia na każdym z odcinków. Porównując te dane z miarodajnym wskaźnikiem spękań stwierdzono, że na odcinku 3 mniejsza wartość ugięć sprężystych ma odzwierciedlenie w wartości miarodajnego wskaźnika spękań nawierzchni. Na pasie drogi wzmocnionym siatką z włókna szklanego wartość wskaźnika spękań jest większa średnio o 15% aniżeli dla odcinka niewzmocnionego, co nie ma odzwierciedlenia w wartościach ugięć na pozostałych odcinkach. Taki stan rzeczy może wskazywać, że wzmocnienie siatką z włókna szklanego umożliwia sprężystą pracę zdegradowanej nawierzchni drogowej, wobec czego wartości ugięcia są wyższe i wskazują na większą podatność wierzchnich warstw konstrukcji, jednak nie generują dodatkowych spękań.

Dodatkowe wyznaczenie wartości wskaźników krzywizn czaszy ugięć na poligonie badawczym A pozwoliło na dokładniejsze zbadanie stanu technicznego warstw konstrukcji nawierzchni, tj. warstw wierzchnich, podbudowy zasadniczej i pomocniczej z podłożem gruntowym. W 2019 roku wartości wskaźnika RoC wskazują na dobry stan techniczny górnych warstw nawierzchni, co potwierdza stan drogi oceniony na podstawie analizy stanu spękań. Pozostałe wartości wskaźników krzywizn (LLI, MLI, BLI) wskazują na ostrzegawczy oraz krytyczny stan techniczny warstw konstrukcji nawierzchni. Pas niewzmocniony generuje niższe wartości (lepszy stan techniczny) w przypadku wskaźnika krzywizny powierzchni BLI/SCI oraz wskaźnika krzywizny podbudowy MLI na odcinkach nr 1 oraz 3. Warto zaznaczyć, że w przypadku stosunkowo cienkich warstw pakietu asfaltowego, na wartości wskaźnika BLI/SCI może wpływać również stan podbudowy niezwiązanej. W przypadku wskaźnika uszkodzeń podbudowy obserwujemy wyższe wartości na pasie wzmocnionym, z wyjątkiem odcinka nr 2. Dla tych wartości wskaźników wyznaczonych dla pasa niewzmocnionego i wzmocnionego, różnice w 2021 roku są mniejsze, co wskazuje na postępującą degradację nawierzchni. Wartości wskaźnika LLI wskazują na gorszy stan techniczny podłoża gruntowego na pasie wzmocnionym. Postępująca degradacja podłoża gruntowego została zaobserwowana przede wszystkim na odcinku nr 1 oraz 3.

Zaobserwowano występowanie zależności pomiędzy obliczonymi wskaźnikami czaszy ugięć a modułami warstw nawierzchni uzyskanymi z obliczeń odwrotnych. W przypadku promienia krzywizny obserwujemy występowanie zależności pomiędzy promieniem krzywizny i wartościami modułów sztywności uzyskanymi z obliczeń odwrotnych dla danych

z pomiarów, zarówno w 2019, jak i 2021 roku dla pasa niewzmocnionego. Analizy dotyczące wskaźnika krzywizny powierzchni BLI/SCI nie ujawniły powtarzalności w występowaniu zależności na pasie wzmocnionym ($R^2=0,06$ w 2021 roku wobec $R^2=0,80$ dla danych z 2019 roku). Dla pasa niewzmocnionego zależności powtórzyły się, jednak funkcja je opisująca wykazywała niższy wskaźnik determinacji ($R^2=0,52$ w 2021 roku wobec $R^2=0,58$ dla danych z 2019 roku). Trend uzyskany podczas analizy wskaźnika krzywizny podbudowy i wartości modułu sprężystości podbudowy zasadniczej jest powtarzalny dla nawierzchni niewzmocnionej, jednak w przypadku nawierzchni wzmocnionej, w roku 2021 nie obserwujemy występowania zależności. W przypadku warstw podłoża, których moduły sprężystości zestawiono ze wskaźnikiem uszkodzenia podbudowy LLI, zależności pomiędzy wartościami zachodzą zarówno dla pasa wzmocnionego, jak i niewzmocnionego ($R^2=0,71\div 0,75$ w 2019 roku oraz $R^2=0,61\div 0,87$ w roku 2021). Zdecydowanie lepsze dopasowanie funkcji otrzymujemy dla pasa wzmocnionego; takiej tendencji nie obserwujemy dla pozostałych wskaźników krzywizny czaszy ugięć. Brak zależności na pasie wzmocnionym w roku 2021 może wskazywać na udział dodatkowych czynników, wpływających na uzyskane pomiary ugięć, takich jak osłabienie szczepności międzywarstwowej. Mniejsza szczepność wpływa na zwiększenie wartości ugięcia nawierzchni, co może prowadzić do trudności w wyznaczeniu właściwych wartości wskaźników krzywizny czaszy ugięć.

Uzyskane wartości miarodajne modułów sztywności sprężystej warstw asfaltowych dla pomiaru z 2019 roku są wyższe na pasie niewzmocnionym o około 13% na odcinku nr 1 pasa niewzmocnionego aniżeli na pasie wzmocnionym, co ma odzwierciedlenie w wyznaczonych wartościach wskaźników krzywizny czaszy ugięć oraz ugięcia sprężystego. Na odcinku nr 2 różnica w wartościach modułów wynosi 23%, na korzyść pasa wzmocnionego. W przypadku odcinka nr 3 różnica wartości modułów wynosi 7% na korzyść pasa niewzmocnionego. Różnice te mają odzwierciedlenie w wyznaczonych parametrach krzywizny czaszy ugięć opisujących stan techniczny warstw asfaltowych oraz podbudów niezwiązanych. W 2021 roku sytuacja na odcinku nr 1 ulega zmianie na wyraźną korzyść pasa wzmocnionego (17% wyższa wartość modułu sztywności sprężystej). Na odcinku nr 2 różnice pomiędzy pasami są nieznaczące (5%) a same wartości niższe niż w 2019 roku. Odcinek nr 3 wykazuje wartości modułów niższe od wyznaczonych w roku 2019 i różnicę na korzyść pasa niewzmocnionego. W przypadku modułu sprężystości podbudowy niezwiązanej z kruszywa pas niewzmocniony wykazuje wyższe wartości w obu pomiarach, przy czym różnice pomiędzy pasami ruchu maleją w 2021 roku. Wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego wykazują

największe zróżnicowanie, bowiem w 2019 roku na odcinku nr 1 są wyższe na pasie niewzmocnionym, na odcinku nr 2 są zbliżone, natomiast na odcinku nr 3 są wyższe na pasie wzmocnionym. W 2021 roku różnice w wartościach pomiędzy pasami maleją, a same wartości są nieznacznie wyższe na pasie wzmocnionym, za wyjątkiem odcinka nr 1. Uzyskane wartości modułów sztywności sprężystej wskazują pewien wpływ zabudowane wzmocnienia siatką z włókna szklanego. W przypadku pozostałych wskaźników nie zaobserwowano powiązania z przedstawionymi charakterystykami stanu nawierzchni. Przeprowadzone analizy nie wykazują bezpośredniej zależności pomiędzy zabudowanym zbrojeniem siatką z włókna szklanego a wartościami modułów sprężystości warstw nawierzchni.

Analizy trwałości zmęczeniowej na poligonie badawczym A wykazały, że projektowe warstwy asfaltowe mogły zostać niedowymiarowane zgodnie z prognozowanym wówczas obciążeniem od ruchu samochodowego. Obciążenie ruchem w latach 2009-2019 zostało oszacowane na podstawie pomiarów aktualnych, jest więc obarczone pewnym błędem podobnie jak została oszacowana trwałość zmęczeniowa dla 2008 roku. Bazując na uzyskanych wartościach stwierdzono, że trwałość zmęczeniowa na pasie wzmocnionym została wyczerpana przed 2019 rokiem. Obliczone wartości trwałości zmęczeniowej w roku 2019 stanowią 65÷78 % wartości z 2008 roku zarówno na pasie niewzmocnionym jak i wzmocnionym. W 2021 roku uzyskane wartości na każdym pasie ruchu są niższe od wartości z 2019 roku. Na pasie niewzmocnionym zaobserwowano spadek wartości nawet o 45%. Nie oznacza to jednak ubytków pierwotnych trwałości zmęczeniowych, a jedynie pokazuje, że pozostała sztywność konstrukcji nadal umożliwia przeniesienie pewnego obciążenia ruchem, jednak już w zakresie pracy po wystąpieniu granicznej szkody zmęczeniowej. Mniejsza różnica pomiędzy wartościami trwałości zmęczeniowej wyznaczonej w 2019 oraz 2021 roku na pasie wzmocnionym, może ponownie wskazywać na, że zaangażowanie efektu wzmocnienia siatką z włókna szklanego pozwala na bardziej sprężysty charakter pracy nawierzchni w końcowym okresie jej trwałości. Różnice w wartościach obliczonych trwałości zmęczeniowych pomiędzy 2019 a 2021 rokiem na pasie wzmocnionym wynoszą ok. 23 % na odcinku nr 1, 3% na odcinku nr 2 i 8 % na odcinku nr 3. Próba oszacowania trwałości zmęczeniowej dla 2008 roku pomimo, że obarczona pewnymi uproszczeniami to wskazuje na istotną kwestię. Jest prawdopodobne, że pas wzmocniony siatką z włókna szklanego przed remontem wykazywał gorszy stan techniczny niż pas niewzmocniony. Uzyskane wartości trwałości zmęczeniowej są bowiem nawet 50% niższe dla pasa wzmocnionego siatką z włókna szklanego. Taki stan rzeczy wyjaśniałby uzyskane różnice pomiędzy wartościami wskaźników

czaszy ugięć oraz miarodajnego wskaźnika ugięć pomiędzy pasem niewzmocnionym a wzmocnionym. Wskazywałyoby to na istotny wpływ zabudowanego zbrojenia na możliwość przeniesienia ruchu projektowanego daleko poza zakres wyznaczone pierwotnie trwałości zmęczeniowej.

Analizy wyników z poligonu badawczego B zostały przedstawione jako początek planowanych obserwacji. Stan techniczny drogi jest dobry. W przeciwieństwie do wyników uzyskanych dla mocno zniszczonej jezdni poligonu badawczego A, wartości promienia krzywizny RoC oraz wskaźnika krzywizny powierzchni BLI wykazują zgodność z obliczonymi modułami warstw nawierzchni, na poziomie $R^2=0,71$ dla wskaźnika RoC oraz $R^2=0,61$ dla wskaźnika BLI. W przypadku zestawienia wskaźnika uszkodzeń podbudowy MLI z modulem sprężystości podbudowy zasadniczej, obserwujemy występowanie zależności zgodnie z funkcją potęgową o $R^2=0,90$. Zaskakującym jest brak zależności pomiędzy wartościami modułu sprężystości podłoża a wartościami wskaźnika uszkodzeń podbudowy LLI, co również stanowi zaprzeczenie trendów obserwowanych na poligonie badawczym A. Podobnie, w przypadku wskaźników RoC, BLI oraz MLI sytuacja jest interesująca, bowiem zależności pomiędzy wynikami występowały w pomiarze z 2019 roku, jednak na pasie wzmocnionym nie były obserwowane w pomiarze kontrolnym z 2021 roku na poligonie badawczym A.

Stan techniczny analizowanych dróg może mieć znaczący wpływ na uzyskane wyniki, jednak zaobserwowano powtarzalne zależności występujące w przypadku poligonu badawczego A, które pokazują wpływ zabudowanego zbrojenia na trwałość zmęczeniową nawierzchni.

7 Wnioski oraz zalecenia do dalszych badań

Oddziaływania na powierzchnię podłoża gruntowego wynikające z prowadzonej eksploatacji górniczej wymagają projektowania i stosowania odpowiednich rozwiązań technicznych, mających na celu zmniejszanie negatywnych wpływów eksploatacji górniczej na drogi. Przeprowadzone badania i analizy pozwalają na wyciągnięcie wniosków, w kontekście sformułowanego we wstępie pytania, czy **wzmacnianie nawierzchni drogowej siatką z włókna szklanego w spodzie warstw z betonu asfaltowego na terenie występowania oddziaływań górniczych może być rozwiązaniem efektywnym. Zagadnieniem zasadniczym był efekt wzmocnienia w formie pojedynczej przekładki geosyntetycznej na skuteczną poprawę nośności oraz wydłużenia czasu eksploatacji nawierzchni.**

Przeprowadzone badania pokazują zasadniczy wpływ lokalizacji geosyntetyku na efektywność wzmocnienia nawierzchni podatnej poddanej oddziaływaniom górniczym. Wskazane jest projektowanie wzmocnień konstrukcji na podłożu gruntowym, co pozwoli na redukcję odkształceń pionowych w konstrukcji nawierzchni, a przez to na utrzymanie lub mniejszą degradację warstw konstrukcji drogi. To jednak nie wyklucza efektywności zastosowanego zbrojenia siatką z włókna szklanego, które wyraźnie zmniejszyło jedynie liczbę spękań nawierzchni.

Badania laboratoryjne przeprowadzone w aparacie prof. Rosikonii potwierdzają obserwacje z poligonów badawczych, wskazując jednocześnie na konieczność wzmacniania spodu warstw niezwiązanych, projektowanych bezpośrednio na gruncie rodzimym. Badania i analizy zmienności współczynnika rozporu bocznego dowodzą wzrostu skuteczności zbrojenia w formie przekładki geosyntetycznej wraz z rosnącą głębokością jej lokalizacji. W przypadku braku wzmocnienia geosyntetycznego warstw niezwiązanych modelowanej nawierzchni, przekroczenie stanu równowagi granicznej następuje już dla wartości poziomych odkształceń rozluźniających $\varepsilon_r=2,0\div 3,0$ mm/m. Zastosowanie wzmocnienia w postaci geosiatki, spowodowało przesunięcie krytycznej wartości poziomych odkształceń rozluźniających do wartości $\varepsilon_r \geq 5,0$ mm/m, ale tylko dla warstw niezwiązanych, zlokalizowanych powyżej zabudowanego wzmocnienia. Nie zaobserwowano wpływu zbrojenia geosyntetycznego na wzrost odporności nawierzchni na uszkodzenia wywołane przejściem niecki górniczej. Uzyskane wyniki sugerują pewną efektywność dla przekładek zlokalizowanych na spodzie podbudowy niezwiązanej oraz brak wpływu zbrojenia

umieszczonego na spodzie betonu asfaltowego na redukcję wpływu oddziaływań górniczych na konstrukcję jezdni. Dotychczas skuteczne zastosowanie geosyntetyków na obiektach drogowych na terenach górniczych obejmują wykonywanie całych konstrukcji nasypów w formie kilku warstw materacy, jak w przypadku autostrady A1. Należy przy tym zaznaczyć, że efektywność zastosowania siatek w nawierzchniach w funkcji zbrojenia nie jest determinowana samą sztywnością geokompozytu, ale trwałością zmęczeniową mieszanki mineralno-asfaltowej z siatką. Niewątpliwie jednym z widocznych efektów zmęczeniowych są spękania nawierzchni, których mniejsza ilość na pasie wzmocnionym wskazuje na korzystny wpływ zabudowanej siatki z włókna szklanego. Zostało to wykazane w toku analiz stanu spękań nawierzchni poligonu badawczego A. Odcinek wzmocniony siatką z włókna szklanego charakteryzował się mniejszą liczbą uszkodzeń aniżeli odcinek niewzmocniony.

Analizy nie wykazywały wpływu wzmocnienia siatką z włókna szklanego na pozostałe warstwy konstrukcji jezdni. Dla pasa wzmocnionego wartości wskaźników czaszy ugięć oraz miarodajnego wskaźnika ugięć wskazywały na gorszy stan techniczny konstrukcji nawierzchni. Należy przy tym zauważyć, że pomimo ograniczenia liczby spękań, ogólny stan techniczny drogi wymaga przeprowadzenia gruntownej przebudowy. Badania ugięć wskazały na zły stan techniczny zarówno pasa wzmocnionego, jak i niewzmocnionego.

Analizy trwałości zmęczeniowej w zestawieniu z prognozowanym ruchem oraz wyznaczenie tych wartości dla 2008 roku pokazały, że odcinek wzmocniony w momencie realizowania remontu wykazywał gorszy stan techniczny. Jest to wniosek spójny z uzyskanymi wartościami wskaźników czaszy ugięć oraz ugięć sprężystych, bowiem trwałość zmęczeniowa odcinka wzmocnionego w 2008 roku wynosiła około 60% trwałości pasa niewzmocnionego. Dodatkowo jest prawdopodobne, że trwałość zmęczeniowa odcinków została wyczerpana już przed 2019 rokiem.

Badania laboratoryjne potwierdziły, że efekt wzmocnieniowy występuje w warstwach nad zastosowanym wzmocnieniem. Badania terenowe wskazały na efektywność zastosowanego wzmocnienia, jednak nie w funkcji ograniczania oddziaływań górniczych na konstrukcję jezdni, ale jako rozwiązania pozwalającego na przedłużenie żywotności zdegradowanej nawierzchni drogowej.

Podsumowując powyższe analizy należy wskazać dwa zasadnicze wnioski:

- projektowanie wzmocnień konstrukcji nawierzchni na spodzie warstw z betonu asfaltowego na obszarach oddziaływań górniczych, w celu ograniczenia wpływu eksploatacji górniczej na stan nawierzchni, jest rozwiązaniem nieefektywnym i ekonomicznie nieuzasadnionym,
- projektowanie wzmocnień konstrukcji nawierzchni na spodzie warstw z betonu asfaltowego, w celu wydłużenia czasu eksploatacji drogi w końcowej fazie jej trwałości zmęczeniowej, jest rozwiązaniem efektywnym.

Rozwiązania projektowe zabezpieczeń przed oddziaływaniami górniczymi powinny uwzględniać prawidłową lokalizację wzmocnień, takich jak np. materace z kruszywa. Stosowanie wzmocnień w postaci jednej warstwy geosyntetyku prawdopodobnie nie przyniesie wymiernych korzyści, szczególnie w kontekście prognozowanej trwałości dróg poddanych oddziaływaniom górniczym.

Należy mieć na uwadze, że analizy prowadzone w niniejszej rozprawie dotyczą konkretnych przypadków poddanych lokalnym oddziaływaniom. Z uwagi na znaczną degradację stanu technicznego drogi niemożliwe okazało się określenie wpływu eksploatacji górniczej. W celu formułowania dalszych wniosków należałoby prowadzić badania laboratoryjne oraz terenowe dla konkretnych grup produktów geosyntetycznych różnych producentów, poddawanych zróżnicowanym oddziaływaniom deformacji górniczych na drogach o różnym natężeniu ruchu. Pomimo kilkudziesięciu lat praktyki krajowej w budownictwie komunikacyjnym na obszarach oddziaływań górniczych oraz stosowania wzmocnień geosyntetycznych problematyka pozostaje nadal aktualna.

Badania i analizy zawarte w niniejszej rozprawie stanowią podstawę do dalszej pracy. Jako kierunki warte kontynuacji należy wskazać:

- 1) monitorowanie dróg lokalnych poddanych oddziaływaniom górniczym w celu ustalenia rzeczywistej trwałości drogi,
- 2) określenie wymaganych modułów sprężystości warstw nawierzchni oraz określenie zależności w celu usprawnienia obliczeń odwrotnych modułów warstw nawierzchni,
- 3) badanie wpływu wzmocnień na przedłużenie okresu użytkowania drogi w końcowej fazie jej trwałości zmęczeniowej.

8 Bibliografia

- Ajdukiewicz, J. (2002): Geowłókniny w renowacji nawierzchni asfaltowych. *Przegląd Komunalny*, nr 9, 70-73.
- Ajdukiewicz, J., Kłosek, K., Sobolewski, J. (2011): Ochrona konstrukcji autostrady A1 na terenie szkód górniczych z zastosowaniem wysokowytrzymałych zbrojeń geosyntetycznych. *Przegląd Komunikacyjny*, nr 5-6.
- Alenowicz, J. (2009): Dobrze dobrany geosyntetyk ma właściwości adekwatne do funkcji. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, nr 1, 76-80.
- Alenowicz, J. (2015): Projektowanie nawierzchni drogowych z warstwą kruszywa wzmocnioną geosyntetykiem. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 760-767.
- Ameri, M., Yavari, N., Scullion, T. (2009): Comparison of Static and Dynamic Backcalculation of Flexible Pavement Layers Moduli, Using Four Software Programs. *Asian Journal of Applied*, nr 2(3), 197-210.
- Arsenie, I., Chazallon, C., Duchez, J., Hornych, P. (2016): Laboratory characterisation of the fatigue behaviour of a glass fibre grid-reinforced asphalt concrete using 4PB tests. *Road Materials and Pavement Design*. 1-13.
- Baltzer, S., Hilderbrand, G. (2007): HSD Measurements at the BAST Test Track. Danish Road Institute Technical Note 63.
- Bohus, S., Mladenovic, G., Trifunović, S., Oreskovic, M. (2019): Fatigue resistance of a grid-reinforced asphalt concrete using four-point bending beam test. *Bituminous Mixtures and Pavements VII*.
- Borecki, M., Chudek, M. (1973): *Mechanika górotworu*. Wydawnictwo Śląsk, Katowice.
- Brown, S., Brodrick, B., Hughes, D. (1984): Tensar reinforcement of asphalt: laboratory studies. *Polymer Grid Reinforcement*, 158-165.
- Brown, S., Pappin, W. (1985): Modeling of Granular Materials in Pavements, *Transportation Research Recors*, nr 1022/6, 45-51.
- Bzówka, J., Juzwa, A., Knapik, K., Stelmach, K. (2015): *Geotechnika Komunikacyjna*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
- Calvarano, L.S., Palamara, R., Leonardi, G., Moraci, N. (2017): 3D-FEM Analysis on Geogrid Reinforced Flexible Pavement Roads. *World Multidisciplinary Earth Sciences Symposium*, Praga.
- Carlos, D. M., Pinho-Lopes, M., Lopes, M. L. (2016): Effect of Geosynthetic Reinforcement Inclusion on the Strength Parameters and Bearing Ratio of a Fine Soil. *Advances in Transportation Geotechnics 3*. *Procedia Engineering*, nr 143, 34-41.
- Chakravarthi, V., Chaitanya, M. (2015): Performance Evaluation of Flexible Pavements: A Case Study. *International Journal of Engineering Research*, nr 4/10, 569-572.
- Chan, S., Lane, B. (2005): *Falling Weight Deflectometer (FWD) Testing Guideline*. Ontario Ministry of Transportation, Ontario.

Chlipalski, K. (1994): Zagadnienie współdziałania nawierzchni drogowych z poziomo deformującym się podłożem górniczym. Praca doktorska Politechniki Śląskiej, Gliwice.

Chlipalski, K., Strycharz, B. (1997): Wpływ szkód górniczych na nośność podłoża w aspekcie trwałości nawierzchni. *Drogownictwo*, nr 10.

Chou, Y., Lytton, R. (1991): Accuracy and Consistency of Backcalculated Pavement Layer Moduli. *Transportation Research Record*, nr 1293, 72-85.

Cudny, M., Binder, K. (2005): Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 456-465.

Daniel, C., Chairuddin, F. (2017): Compare the results between model laboratory-test for rigid pavement and EverStressFE software analysis. *Procedia Engineering*, nr 171, 1377-1383.

Daniel, C., Tungadi, R., Chairuddin, F., Rumengan, Y. (2014): The comparison of deflection and strain values between EverStresFE software analysis and multilayer laboratory test results. *IOSR Journal of Engineering*, nr 4/9, 06-16.

Davids, W. (2009): EverStressFE1.0 Software for 3D Finite-Element. The Washington State Department of Transportation, Washington.

Dobrucki, D., Szydło, A. (2002): Badania podbudowy z kruszywa kamiennego wzmocnionego geosiatką. VIII Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe”, Kielce 2002, 191-197.

Duszyńska, A. (2016): Zbrojenie geosyntetyczne podstawy nasypu. *Inżynieria Transportowa Politechnika Gdańska*, Gdańsk.

Eijbersen, M. J., van Zwieten, J. (1998): Application of FWD-measurements at the network level. Fourth International Conference On Managing Pavements, 17 to 21 may 1998, Durban, South Africa.

Firlej, S. (2015): Wyznaczanie parametrów modelu nawierzchni drogowej z dynamicznych badań FWD. *Politechnika Lubelska*, Lublin.

Giroud, J. (2009): An assessment of the use of geogrids in unpaved roads and unpaved areas. 2009 Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement – Proceedings, Londyn.

Giroud, J., Han, J. (2004): Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 130, nr 8, 775-786.

Giroud, J., Noiray, L. (1981): Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, nr 107/9, 1233-1254.

Glinko, H. (1984): Przebieg procesu rozluźnienia gruntów spoistych na terenach górniczych w świetle badań wytrzymałościowych i mikrostrukturalnych. *Prace Instytutu Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechniki Lubelskiej*, Lublin.

Głowacki, T., Milczarek, W. (2013): Powierzchniowe deformacje wtórne dawnych terenów górniczych. *Mining Science*, nr 20, 39-55.

Górnaś, P., Pożarycki, A. (2014): Selected properties of FEM numerical models for inverse analysis of road pavement structures. *Roads and Bridges – Drogi i Mosty*, nr 13, 203-222.

Graczyk, M. (2010): Nośność konstrukcji nawierzchni wielowarstwowych w krajowych warunkach klimatycznych. IBDiM, Warszawa.

Gruchlik, P., Kowalski, A. (2012): Metodyka identyfikacji i szacowania potencjalnych szkód ekologicznych na terenach górniczych dla potrzeb wspomagania zarządzania terenami przekształconymi antropogenicznie. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, nr 1875, 25-40.

Grygierek, M. (2012): Wybrane aspekty uwzględniane w ocenie odporności nawierzchni drogowej na prognozowane wpływy eksploatacji górniczej. IV Konferencja Naukowo – Szkoleniowa, Bezpieczeństwo i ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, Katowice-Rytm, 81-88.

Grygierek, M., Waszak, A. (2015): Zmiana sztywności nawierzchni drogowej w obszarze deformacji nieciągłej. Przegląd Górniczy, nr 3, 30-37.

Grzybowska, W., Zieliński, P. (1999): Uwarunkowania efektywności stosowania geosyntetyków jako warstwy pośredniej w bitumicznych nawierzchniach drogowych. „Szkola metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geotekstyliów”, Ustroń.

Hall, C., Wayne, M. (2013): The contribution of geogrid developments to the unbound layers in flexible pavement methodology. The XXVIII International Baltic Road Conference. 1-7.

Horak, E., Emery, S. (2006): Falling weight deflectometer bowl parameters as analysis tool for pavement structural evaluations. 22nd ARRB Conference, Canberra.

Hufenus, R. (2002): Eigenschaften von Geokunststoffen und ihre Überprüfung. Strasse und Verkehr, nr 10, 388-399.

Iwański, M., Obara, P. (2015): Strict and Approximate Dynamic Analysis of Rod Structures Taking into Account the Impact of Axial Forces. Procedia Engineering, nr 111, 324-330.

Janusz, W., Zych, J., Chudek, M. (1988): Studium dotyczące stanu rozpoznania tworzenia się i prognozowania deformacji nieciągłych pod wpływem podziemnej eksploatacji złóż.. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, nr 866.

Jaskuła, P., Mejłun, Łukasz, Szydłowski, C., Stienss, M. (2022): Wpływ zastosowania zbrojenia warstw asfaltowych geosyntetykami na nośność remontowanej nawierzchni drogowej – cz. 1. Drogownictwo, nr 11/12, 426-436.

Jaskuła, P., Ryś, D., Stienss, M., Szydłowski, C., Gołos, M., Kawalec, J. (2021): Fatigue Performance of Double-Layered Asphalt Concrete Beams Reinforced with New Type of Geocomposites. Materials, nr 14.

Jiang, X., Zeng, C., Gao, X., Liu, Z., Qiu, Y. (2019): 3D FEM analysis of flexible base asphalt pavement structure under non-uniform tyre contact pressure. International Journal of Pavement Engineering, 999-1011.

Jong-Hoon, L., Seung-Beom, B., Kang-Hoon, L., Jo-Soon, K., Jin-Hoon, J. (2019): Long term performance of fiber-grid-reinforced asphalt overlay pavements: A case study of Korean national highways. Journal of Traffic and Transportation Engineering, nr 6, 366-382.

Judycki, J. (2005): Rola geosiatek Tensar przy wzmacnianiu słabych podłoży gruntowych pod nawierzchniami ulepszonymi. Magazyn Autostrady, nr 1-2, 44-49.

- Judycki, J. (2011): Modele spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych nawierzchni drogowych w mechanistyczno-empirycznej metodzie AASHTO 2004. *Drogownictwo*, nr 11, 343-347.
- Judycki, J. (2014): Analiza i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- Kałuża, M., Kotasiński, M. (2019): Effectiveness of glass fiber mesh reinforcement applied to road construction located in a mining subsidence area. *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*, nr 1, 53-57.
- Kantarek, T. (1965): O reakcji stycznej podłoża górniczego. *Zeszyty Naukowe AGH*, nr 29.
- Kawalec, J., Chlipalski, K., Grygierek, M. (2015): Komunikacyjne obiekty liniowe na terenach górniczych. *Magazyn Autostrady*, nr 3, 24-31.
- Kawalec, J., Grygierek, M., Koda, E., Osiński, P. (2019): Lessons Learned on Geosynthetics Applications in Road Structures in Silesia Mining Region in Poland. *Applied Sciences*, nr 9, 1-14.
- Kawulok, M. (2015): Szkody górnicze w budownictwie. Monografia ITB, Warszawa.
- Kłosek, K. (1994): Prevention of damage to highways and railroads in mining areas. *Proceedings of the international land reclamation and mine drainage conference and third international conference on the abatement of acidic drainage. Volume 4: Abandoned mine lands and topical issues*. Pittsburgh, USA.
- Kłosek, K. (2005): Istota wpływu podziemnej eksploatacji kopalń na drogi w procesie technicznej restrukturyzacji górnictwa. *Polskie Drogi*, nr 3, 44-48.
- Kłosek, K., Ajdukiewicz, J. (2004): Efektywność stosowania geosyntetyków w budownictwie komunikacyjnym. „Szkola metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geotekstyliów”, Ustroń.
- Kłosek, K., Sobolewski, J., Ajdukiewicz, J. (2011): Ochrona konstrukcji autostrady A1 na terenie szkód górniczych z zastosowaniem wysokowytrzymałych zbrojeń geosyntetycznych. *Przegląd Komunikacyjny*, nr 5-6, 20-25.
- Koerner, R. (2012): *Designing with Geosynthetics - 6th Edition Vol. 1 and Vol. 2*. Bloomington IN, United States: Xlibris.
- Kotasiński, M. (2004): Stan naprężenia i odkształcenia w nawierzchniach drogowych modyfikowanych geosyntetykami na terenach górniczych. Praca doktorska Politechniki Śląskiej. Gliwice.
- Kowalski, A. (2020): Deformacje powierzchni na terenach górniczych kopalń węgla kamiennego. Główny Instytut Górnictwa, Katowice.
- Krużyński, M. (1995): Wzmacnianie warstwy ochronnej podtorza kolejowego. *Przegląd Kolejowy*.
- Kumar, P., Makwana, P. (2018): Review of falling weight deflectometer for assessment of flexible pavement. *Elk Asia Pacific Journal of Civil Engineering and Structural Development*, nr 4, 1-17.
- Kuś, K. (1995): Podstawy projektowania układów i obiektów wodociągowych. Wybrane zagadnienia. Politechnika Śląska, Gliwice.

- Kwiatk, J. (2007): Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wydawnictwo GIG, Katowice.
- Kwiatk, J. (1997): Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Wydawnictwo GIG, Katowice.
- Leonardi, G., Bosco, D., Palamara, R., Suraci, F. (2020): Finite Element Analysis of Geogrid-Stabilized Unpaved Roads. *Sustainability*, nr 12, 1-11.
- Ling, H. I., Liu, H. (2003): Finite Element Studies of Asphalt Concrete Pavement Reinforced with Geogrid. *Journal of Engineering Mechanics*, nr 129.
- Liu, P., Xing, Q., Dong, Y., Wang, D., Oeser, M., Yuan, S. (2017): Application of Finite Layer Method in Pavement Structural Analysis. *Applied Sciences*, nr 6.
- Liu, Z., Ling, H. (2001): Performance of geosynthetic-reinforced asphalt pavements. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, nr 127, 177-184.
- Long, N., Schlosser, F. (1978): Zasada działania i zachowanie się gruntu zbrojonego. Wybrane zagadnienia geotechniki. Ossolineum, Wrocław.
- Mazurek, G. (2016): Implementation of the generalized viscoelastic Huet-Sayegh and Burgers model to determine the stiffness modulus of asphalt concrete. *Structure & Environment*, nr 8, 237-242.
- Melaku, S., Qiu, H. (2015): Finite Element Analysis of Pavement Design Using ANSYS Finite Element Code. *The Second International Conference on Civil Engineering, Energy and Environment*, 64-69.
- Miłkowski, A., Kłosek, K., Pilecki, Z., Tondera, M. (2010a): Autostrada A1 zaprojektowana na podłożu górniczym- cz. 2. *Magazyn Autostrady*, nr 5, 152-160.
- Miłkowski, A., Pilecki, Z., Kłosek, K., Tondera, M. (2010b): Autostrada A1 zaprojektowana na „dziurawym” podłożu- cz.1. *Magazyn Autostrady*, nr 3, 104-112.
- Molenaar, A., Nods, M. (1996): Design method for plain and geogrid reinforced overlays on cracked pavements. *Reflective Cracking in Pavements*. CRC Press, London, pp. 311-320.
- Nagórska, M., Nagórski, R., Błażejowski, K. (2015): Analiza porównawcza ugięć i odkształceń dwóch nawierzchni drogowych o dużym obciążeniu ruchem. *Drogi i Mosty*, nr 2, 31-46.
- Nagórski, R., Błażejowski, K., Gilewski, W., Marczuk, K., Nagórska, M., Sitek, M., Stawarz, P., Wiśniakowski, P. (2014): *Mechanika nawierzchni drogowych w zarysie*. PWN, Warszawa.
- Nagórski, R., Nagórska, M. (2013): Półprzestrzeń sprężysta jednorodna i z dodatkową wierzchnią warstwą sprężystą jako modele mechaniczne nawierzchni drogowej. *Autobusy*, nr 3, 79-87.
- Nareeman, B., Fattah, M. (2012): Effect of Soil Reinforcement on Shear Strength and Settlement of Cohesive-Frictional Soil. *Japan: Int. J. of GEOMATE*, nr3, 308-313.
- Nguyen, H. (2001): Konstrukcje z gruntów zbrojonych poddane wpływom wymuszonych deformacji podłoża. Praca doktorska Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
- Nguyen, L., Blanc, J., Kerzreho, J., Hornych, P. (2013): Review of glass fibre grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR. *Road Materials and Pavements Design*, nr 10, 287-308.

- Nowaczyk, G. (2017): Przystosowanie metody AASHTO do obliczeń nośności nawierzchni podatnych wykonanych z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. *Drogownictwo*, nr 5, 154-161.
- Palmeira, E. M., Gongora, I. A. G. (2015): Assessing the Influence of Some Soil-Reinforcement Interaction Parameters on the Performance of a Low Fill on Compressible. Part I: Fill Performance and Relevance of Interaction. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.*, nr 2, 1-17.
- Penman, J., Hook, K. (2008): The use of geogrids to retard reflective cracking on airport runways, taxiways and aprons. *RILEM International Conference on Cracking in Pavements (6th:2008:Chicago, Ill)*
- Perkins, S. (2001a): Mechanistic Empirical Modeling and Design Model Development of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements: Final Report. Montana State University, Montana.
- Perkins, S. (2001b): Numerical Modeling of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements. Montana Department of Transportation, Montana.
- Perkins, S., Cuelho, E. (1999): Soil-Geosynthetic Interface Strength and Stiffness Relationships From Pullout Tests. *Geosynthetics International*, nr 5, 321-346.
- Pierce, L. (2017): Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic-Empirical Design and Analysis. Federal Highway Administration, Georgetown Pike.
- Powell, W., Potter, J., Mayhew, H., Nunn, M. (1984). The structural design of bituminous roads. Department of Transport, Berkshire.
- Požarycki, A., Górnaś, P., Brzeziński, B., Węgliński, S. (2017): Ugięcia nawierzchni asfaltowych przy zastosowaniu belki Benkelmana w świetle katalogów wzmocnień i remontów oraz technologii ZiSPON. XXXVII PSWNA „Asfalty Wielowymiarowe” SESJA III Diagnostyka Nawierzchni, Jachranka.
- Rafiroiu, M. (1968): Une nouvelle méthode pour le dimensionnement des chaussées souples. *Revue de Routes*.
- Reck, N. (2009): Mechanistic empirical design of geogrid reinforced paved flexible pavements. Londyn.
- Rosikoń, A. (1979): Budownictwo komunikacyjne na terenach objętych uszkodzeniami górniczymi. WKiŁ, Warszawa.
- Salamak, M., Radziecki, A., Weseli, J. (2007): Monitoring of highway bridges in areas under mining exploitation influence. Pekin, 5th International Conference on Current and Future Trends in Bridge Design, Construction and Maintenance, 17 – 18 September, Beijing, China.
- Sobolewski, J. (2010): Wymiarowanie zbrojeń geosyntetycznych w konstrukcjach z gruntu zbrojonego zgodnie z przepisami Eurokodu 7. *Drogi i Mosty*, nr 2, 73-86.
- Sobolewski, J., Ajdukiewicz, J. (2015): Geosyntetyki w nasypach komunikacyjnych na terenach zdewastowanych oraz w obszarach zagrożonych deformacjami pogórnymi, zasady projektowania i przykład zastosowania na autostradzie A1. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 746-756.

Sołtys, G., Brzozowski T. (2018): Analiza wsteczna zachowania się nasypu drogowego posadowionego na kolumnach z warstwą transmisyjną na podstawie długookresowego monitoringu. Acta Sci. Pol. Architectura, nr 17, 143-155.

Strycharz, B. (1995): Przegląd metod wymiarowania nawierzchni podatnej w aspekcie jej trwałości na drogach podlegających wpływom eksploatacji górniczej. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo nr 81, 295-307.

Sudyka, J. (2017): Ocena nośności sieci drogowych z wykorzystaniem ugięciomierza laserowego TSD. V Śląskie Forum Drogownictwa, Piekary Śląskie.

Sybilski, D., Jezierska, D., Maliszewski, M., Mularzuk, R., Jemioło, S. (2006): Analiza zdolności zbrojenia nawierzchni siatką z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych, IBDiM, Warszawa.

Szydło, A. (2000): Porównanie ugięć nawierzchni mierzonych belką Benkelmana i ugięciomierzem FWD. Drogownictwo, nr 12, 367-369.

Tutka, P., Nagórski, R. (2016): Dynamika nawierzchni drogowej podatnej o skokowo zmiennej sztywności warstw asfaltowych - analiza numeryczna zagadnienia. Autobusy, nr 12, 1395-1399.

Ullidtz, P. (1998): Modelling flexible pavement response and performance. Polyteknisk Forlag, Lyngby.

Wathugala, G., Huang, B., Pal, S. (1996): Numerical simulation of geogrid reinforced flexible pavements. Transportation Research Record, nr 1534, 58-65.

Wayessa, S., Quezon, E., Kumela, T. (2017): Analysis of Stress- Strain and Deflection of Flexible Pavements Using Finite Element Method Case Study on Bako-Nekemte Road. Journal of Civil, Construction and Environmental Engineering, nr 2, 100-111.

Zbiciak, A., Brzeziński, K. (2013): Porównanie procedur projektowania nawierzchni podatnych i półsztywnych na podstawie starego i nowego polskiego katalogu typowych konstrukcji. Politechnika Warszawska, Warszawa.

Żak, A. (1992): Analiza wpływu pionowych przemieszczeń podłoża górniczego na stan naprężeń i odkształceń nawierzchni drogowej. Praca doktorska Politechniki Śląskiej, Gliwice.

Żak, A., Chlipalski, K. (1988): Wpływ eksploatacji górniczej na drogi i ich otoczenie. Drogownictwo, nr 12, 265-266.

Instrukcje oraz normy:

AASHTO (1961): Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures.

AASHTO (1972): Interim Guide for Design of Pavement Structures.

BN-70/8931-06 Drogi samochodowe - Pomiar ugięć nawierzchni podatnych ugięciomierzem belkowym.

Bitumen Business Group (1998): BISAR 3.0 User Manual. Shell Global.

COST 336 (1998): Falling Weight Deflectometer.

- Dynatest International (2012): Elmod 6 manual.
- GDDKiA (2002): System oceny stanu nawierzchni. Wytyczne stosowania.
- GDDKiA (2013a): Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych.
- GDDKiA (2013b): Podręcznik Projektowania Mechanistyczno - Empirycznego.
- GDDKiA (2014): Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych.
- GDDKiA (2015): Diagnostyka stanu nawierzchni - wytyczne stosowania.
- IBDiM (1977): Katalog Typowych Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych.
- IBDiM (1991): Ugięciomierz dynamiczny Dynatest- FWD 8000.
- IBDiM (1992): Wytyczne prowadzenia pomiarów ugięć nawierzchni drogowych ugięciomierzem dynamicznym – FWD, Warszawa.
- IBDiM (2003): Zastosowanie geosyntetyków w budowlach ziemnych.
- IBDiM (2006a): Analiza zdolności zbrojenia nawierzchni siatką z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych.
- IBDiM (2006b): Badanie i ustalenie wstępnych zależności dla oceny nośności gruntów spoistych - dla metody CBR dynamicznego. TGF-1/2005.
- IBDiM (2007): Sprawozdanie z realizacji pracy TD-80 pt.: Analiza wpływu stanu podbudowy na ocenę nośności nawierzchni o konstrukcji półsztywnej.
- IGS (2009): Recommended Descriptions of Geosynthetics, Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols.
- IGS (2018): Guide to the Specification of Geosynthetics.
- ITB (2007): Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu. Instrukcja nr 429/2007, Warszawa.
- PN-EN 13286-47:2012 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Część 47: Metoda badania do określenia kalifornijskiego wskaźnika nośności, natychmiastowego wskaźnika nośności i pęcznienia liniowego.
- PN-EN 12697-26:2005 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco
- PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne Część 1.
- PN-EN ISO 10318-1:2015-12 Geosyntetyki - Część 1: Terminy i definicje.
- PN-S-02201:1987 Drogi samochodowe - Nawierzchnie drogowe - Podział, nazwy, określenia.
- PN-S-02205:1998 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Badania i wymagania.
- PN-S-06102:1997 Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.

U.S. Army Corps of Engineers (2003): Use of geogrids in pavement construction.

U.S. Department of Transportation (2006): Guidelines for Review and Evaluation of Backcalculation Results. Federal Highway Administration.

Akty prawne:

Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430: Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie z dnia 2 marca 1999 z późniejszymi zmianami.

Dz. U. 2012 poz. 463: Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych.

Dz. U. 2022 poz. 1518: Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych

Strony internetowe oraz pozostałe opracowania:

<https://www.georadary.pl/>. Data uzyskania dostępu: 28.10.2019

<https://www.google.pl/maps> Data uzyskania dostępu: 15.01.2023

Opinia Geotechniczna (2019) – Opinia geotechniczna dla ul. Piecowskiej w Gaszowicach, firma BIOGEO

SPIS RYSUNKÓW

Rysunek 2.1 Zmiany będące następstwem podziemnej eksploatacji górniczej (Kwiatek, 1997 i 2007; Gruchlik i Kowalski, 2012)	9
Rysunek 2.2 Ustalone zbocze niecki górniczej za Kwiatkiem (2007).....	12
Rysunek 2.3 Podstawowe charakterystyki górniczej niecki obniżeniowej: a) ogólny widok górniczej niecki obniżeniowej, b) plan sytuacyjny wyrobiska górniczego wraz z głównymi profilami niecek obniżeniowych (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)	14
Rysunek 2.4 Podstawowe charakterystyki górniczej niecki obniżeniowej - funkcje wskaźników deformacji powierzchni w brzeżnej części niecki przy przyjęciu rozkładu wpływów Gaussa (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)	15
Rysunek 2.5 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola górniczego - usytuowanie w osi niecki (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)	16
Rysunek 2.6 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola górniczego – usytuowanie poprzeczne (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)	17
Rysunek 2.7 Deformacja kształtu drogi w zależności od jej położenia względem pola eksploatacji – położenie na zboczu niecki (Chlipalski, 1994; Chlipalski i Strycharz, 1997)	19
Rysunek 2.8 Schemat rozkładu ciągłych deformacji powierzchni nad eksploatacją dużego pola (Kawulok, 2015)	20
Rysunek 2.9 Związek przyczynowo – skutkowy opisujący wpływ wskaźników deformacji ciągłych na nawierzchnie drogowe (GDDKiA, 2013a).....	22
Rysunek 3.1 Schemat pracy nawierzchni: a) sztywnej i b) podatnej (opr. własne).....	24
Rysunek 3.2 Schemat konstrukcji nawierzchni do projektowania metodą mechanistyczną (za GDDKiA, 2013b)	30
Rysunek 3.3 Redukcja modułu sprężystości podłoża gruntowego w funkcji odkształceń rozluźniających (Grygierek, 2012).....	36
Rysunek 3.4 Redukcja modułu sprężystości kruszywa stabilizowanego mechanicznie w funkcji odkształceń rozluźniających (Grygierek, 2012).....	36
Rysunek 4.1 Przykłady geotkanin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003).....	45
Rysunek 4.2 Przykłady geowłóknin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003).....	45
Rysunek 4.3 Przykłady geodzianin (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)	45
Rysunek 4.4 Przykłady geosiatek (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)	46
Rysunek 4.5 Przykłady georusztów drenażowych (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)	46
Rysunek 4.6 Przykłady geomat (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003).....	46
Rysunek 4.7 Przykłady geosyntetyków komórkowych (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)	46
Rysunek 4.8 Przykład geosyntetyku przestrzennego (Hufenus, 2002; IBDiM, 2003)	46
Rysunek 4.9 Efekt membrany (za U.S. Army Corps of Engineers, 2003)	52
Rysunek 4.10 Nomogram służący do wymiarowania grubości warstw kruszywa (IBDiM, 2003)	54
Rysunek 5.1 Aparat wielkowymiarowy do badań laboratoryjnych (fot. M. Kotasiński)	59
Rysunek 5.2 Schemat wielkowymiarowego aparatu badawczego.....	60
Rysunek 5.3 Schemat rozmieszczenia czujników w aparacie badawczym za Kotasińskim (2004)	61
Rysunek 5.4 Schemat czujnika tensometrycznego (Kotasiński, 2004).....	62
Rysunek 5.5 Zdjęcie mostka MTS-10 wraz z czujnikiem (Kotasiński, 2004).....	62
Rysunek 5.6 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 1 ^{H/V} – czujniki najwyżej zlokalizowane; por. rys. 5.3)	65
Rysunek 5.7 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 2 ^{H/V} – czujniki nad wzmocnieniem; por. rys. 5.3)	65
Rysunek 5.8 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r (para czujników 3 ^{H/V} – czujniki poniżej wzmocnienia; por. rys. 5.3).....	65
Rysunek 5.9 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r dla ośrodka niezbrojonego siatką	66
Rysunek 5.10 Wartości współczynnika rozporu bocznego K w zależności od wartości poziomych odkształceń rozluźniających ϵ_r dla ośrodka zbrojonego siatką	66
Rysunek 6.1 Schemat instalacji deflektometru (BN-70/8931-06).....	69
Rysunek 6.2 Schemat badania FWD wraz z czasem ugięć, opracowanie własne za IBDiM (2007).....	70
Rysunek 6.3 Płyta obciążeniowa oraz geofony na urządzeniu FWD (mat. własne).....	70
Rysunek 6.4 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej w latach 2009-2019 na poligonie badawczym A (mat. własny).....	72
Rysunek 6.5 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej na lata 2018-2042 na poligonie badawczym A (mat. własny).....	73

Rysunek 6.6 Fragment mapy z wpływami eksploatacji górniczej na lata 2019-2030 na poligonie badawczym B (mat. własny)	74
Rysunek 6.7 Mapa dokumentacyjna odwiertów geotechnicznych (mat. własne).....	76
Rysunek 6.8 Karta otworu geotechnicznego O.1 (mat. własne)	76
Rysunek 6.9 Karta otworu geotechnicznego O.2 (mat. własne)	77
Rysunek 6.10 Karta otworu geotechnicznego O.3 (mat. własne)	77
Rysunek 6.11 Zestawienie parametrów gruntów zalegających poniżej podbudowy niezwiązanej (Opinia Geotechniczna, 2019)	78
Rysunek 6.12 Odwiert kontrolny w pasie wzmocnionym pomiędzy odwiertem 1 oraz 2 (mat. własny)	80
Rysunek 6.13 Odwiert kontrolny w pasie wzmocnionym ukazujący siatkę z włókna szklanego (mat. własny).....	80
Rysunek 6.14 Schemat oraz zdjęcie prasy CBR, 1- włącznik przesuwu trzpienia, 2- kierownica ręcznego przesuwu, 3- sprzęgło, 4-dynamometr, 5- trzpień CBR, 6- czujnik (IBDiM, 2006b).....	86
Rysunek 6.15 Zestawienie miarodajnych wskaźników spękań wraz z progami klasy uszkodzeń dla poligonu badawczego A.....	88
Rysunek 6.16 Zestawienie łącznych długości spękań podłużnych dla poligonu badawczego A.....	89
Rysunek 6.17 Zestawienie łącznych długości spękań poprzecznych dla poligonu badawczego A	89
Rysunek 6.18 Zestawienie długości spękań poprzecznych i podłużnych dla poligonu badawczego A.....	89
Rysunek 6.19 Zestawienie powierzchni spękań siatkowych na poligonie badawczym A	90
Rysunek 6.20 Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A – 2019 (zdjęcie własne).....	91
Rysunek 6.21. Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A na odcinku nr 3 – 2019 (zdjęcie własne).....	92
Rysunek 6.22 Przykładowe spękania nawierzchni na poligonie badawczym A na odcinku nr 2 – 2019 (zdjęcie własne).....	93
Rysunek 6.23 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 3 w kierunku końca poligonu – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps).....	94
Rysunek 6.24 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 3 w kierunku odcinka nr 2 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps).....	94
Rysunek 6.25 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 2 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps).....	95
Rysunek 6.26 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na odcinku nr 2 w kierunku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2013 roku (Google Maps).....	95
Rysunek 6.27 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na początku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2019 roku (Google Maps).....	96
Rysunek 6.28 Zdjęcia nawierzchni poligonu badawczego A na początku odcinka nr 1 – zdjęcia archiwalne z 2012 roku (Google Maps).....	96
Rysunek 6.29 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2019 roku – pas niewzmocniony na poligonie badawczym A	102
Rysunek 6.30 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2019 roku – pas wzmocniony na poligonie badawczym A	102
Rysunek 6.31 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2021 roku – pas niewzmocniony poligonu badawczego A	106
Rysunek 6.32 Zestawienie ugięć dla pomiaru z 2021 roku – pas wzmocniony poligonu badawczego A	106
Rysunek 6.33 Zestawienie ugięć standaryzowanych dla 2019 oraz 2021 roku z podziałem na pas niewzmocniony i wzmocniony na poligonie badawczym A	107
Rysunek 6.34 Wybrane wskaźniki krzywizny czaszy ugięć naniesione na czaszę ugięć w miejscu warstw, których dotyczą (opr. własne).....	109
Rysunek 6.35 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku.....	112
Rysunek 6.36 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	112
Rysunek 6.37 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku.....	113
Rysunek 6.38 Wartości wskaźnika promienia krzywizny (RoC) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku.....	113
Rysunek 6.39 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku	114
Rysunek 6.40 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku	114
Rysunek 6.41 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku	115
Rysunek 6.42 Wartości wskaźnika krzywizny linii ugięć na powierzchni warstwy (BLI/SCI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku	115

Rysunek 6.43 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku.....	116
Rysunek 6.44 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	116
Rysunek 6.45 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku.....	117
Rysunek 6.46 Wartości wskaźnika krzywizny ugięć na podbudowie (MLI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku.....	117
Rysunek 6.47 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2019 roku.....	118
Rysunek 6.48 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	118
Rysunek 6.49 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) dla pasa niewzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z 2019 oraz 2021 roku.....	119
Rysunek 6.50 Wartości wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) dla pasa wzmocnionego na poligonie badawczym A, porównanie pomiarów z roku 2019 oraz 2021 roku.....	119
Rysunek 6.51 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A.....	128
Rysunek 6.52 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A.....	128
Rysunek 6.53 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modułem sprężystości podbudowy zasadniczej (E_2) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A.....	129
Rysunek 6.54 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modułem sprężystości podłoża (E_{sub}) dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A.....	129
Rysunek 6.55 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	130
Rysunek 6.56 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	131
Rysunek 6.57 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modułem sprężystości podbudowy zasadniczej (E_2) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	131
Rysunek 6.58 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modułem sprężystości podłoża (E_{sub}) na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	132
Rysunek 6.59 Zestawienie promienia krzywizny (RoC) z modułem warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku.....	133
Rysunek 6.60 Zestawienie wskaźnika krzywizny powierzchni (BLI) z modułem sztywności warstw mineralno-asfaltowych (E_1) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku.....	133
Rysunek 6.61 Zestawienie wskaźnika krzywizny podbudowy (MLI) z modułem sprężystości podbudowy zasadniczej (E_2) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku.....	135
Rysunek 6.62 Zestawienie wskaźnika uszkodzenia podbudowy (LLI) z modułem sprężystości podłoża (E_{sub}) na poligonie badawczym B dla pomiaru z 2021 roku.....	136
Rysunek 6.63 Zmiany wartości modułów sztywności sprężystej pakietu asfaltowego dla poligonu badawczego A.....	140
Rysunek 6.64 Zmiany wartości modułów sprężystości podbudowy niezwiązanej dla poligonu badawczego A.....	141
Rysunek 6.65 Zmiany wartości modułów sprężystości podłoża gruntowego dla poligonu badawczego A.....	141

SPIS TABLIC

Tablica 2.1 Kategorie terenu górniczego podane przez Budryka i Knothego (Kwiatek, 1997).	11
Tablica 3.1 Schemat konstrukcji nawierzchni podatnej (strona lewa) oraz sztywnej (strona prawa).....	24
Tablica 3.2 Rodzaje prognoz deformacji nawierzchni (Kwiatek, 2007)	34
Tablica 4.1 - Rodzaje geosyntetyków w zależności od funkcji (opracowanie własne na podstawie PN-EN ISO 10318-1:2015-12).....	49
Tablica 5.1 Średnie wartości współczynnika rozporu bocznego K z trzech pomiarów.....	63
Tablica 6.1 Rdzenie odwiercone na poligonie badawczym A (mat. własne)	81
Tablica 6.2 Wyniki pomiarów ruchu na poligonie badawczym A	83
Tablica 6.3 Średni dobowy ruch roczny (SDRR) dla godziny szczytu porannego oraz popołudniowego na poligonie badawczym A.....	83
Tablica 6.4 Zestawienie ruchu samochodowego wyznaczonego z pomiarów na poligonie badawczym A.....	85

Tablica 6.5 Wyniki badań CBR wraz z modułem sprężystości podłoża gruntowego.....	87
Tablica 6.6 Zestawienie miarodajnych wskaźników spękań n_m z indeksami spękań I_s dla poligonu badawczego A	97
Tablica 6.7 Zestawienie ugięć pomierzonych dla poligonu badawczego A – pomiar z 2019 roku	100
Tablica 6.8 Zestawienie wartości ugięć dla poligonu badawczego A – pomiar z 2019 roku	101
Tablica 6.9 Zestawienie wartości ugięć pomierzonych dla poligonu badawczego A – pomiar z 2021 roku.....	104
Tablica 6.10 Zestawienie ugięć dla poligonu badawczego A – pomiar z 2021 roku.....	105
Tablica 6.11 Wartości porównawcze parametrów czaszy ugięć dla nawierzchni o podbudowie niezwiązanej za Horak i Emery (2006) oraz GDDKiA (2019)	109
Tablica 6.12 Zestawienie miarodajnych wartości wskaźników czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar w 2019 roku	110
Tablica 6.13 Zestawienie miarodajnych wartości wskaźników czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar w 2021 roku	111
Tablica 6.14 Zestawienie różnic pomiędzy ugięciami obliczonymi a pomierzonymi dla modelu dwuwarstwowego na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku	124
Tablica 6.15 Zestawienie różnic pomiędzy ugięciami obliczonymi a pomierzonymi dla modelu trzywarstwowego na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku	125
Tablica 6.16 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar z 2019 roku	126
Tablica 6.17 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym A, pomiar z 2021 roku	130
Tablica 6.18 Zestawienie ugięć dla pomiaru na poligonie badawczym B (strona prawa) dla pomiaru z 2021 roku	134
Tablica 6.19 Zestawienie ugięć dla pomiaru na poligonie badawczym B (strona lewa) dla pomiaru z 2021 roku	134
Tablica 6.20 Zestawienie modułów sprężystości z obliczeń odwrotnych z wybranymi parametrami krzywizny czaszy ugięć na poligonie badawczym B, dla pomiaru z 2021 roku.....	135
Tablica 6.21 Zestawienie przyjętych modułów z obliczeń odwrotnych dla pomiaru z 2019 roku na poligonie badawczym A	138
Tablica 6.22 Zestawienie przyjętych modułów z obliczeń odwrotnych na poligonie badawczym A dla pomiaru z 2021 roku.....	139
Tablica 6.23 Zestawienie modułów sprężystości i sztywności warstw nawierzchni przyjętych do obliczeń	139
Tablica 6.24 Zestawienie przyjętych, średnich odkształceń poziomych wraz z wartościami redukcji lub przyrostu modułów sprężystości podłoża oraz podbudowy niezwiązanej	142
Tablica 6.25 Zestawienie modułów sprężystości podłoża gruntowego oraz podbudowy niezwiązanej w poszczególnych latach analizy dla poligonu badawczego A	143
Tablica 6.26 Zestawienie modułów sprężystości i sztywności warstw nawierzchni przyjętych do obliczeń	143
Tablica 6.27 Zestawienie obliczonej trwałości zmęczeniowej z ruchem projektowanym (prognozowanym) dla poligonu badawczego A	144
Tablica 6.28 Zestawienie danych uzyskanych z przeprowadzonych badań i analiz dla poligonu badawczego A	146

