

Spis treści

1. <i>Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski</i> Weryfikacja wyężenia łączników w elementach konstrukcyjnych szkieletowych budynków drewnianych	7
2. <i>Grzegorz Bąk, Wojciech Gosk</i> Analiza efektów dynamicznych w przyrządzie do uderowego badania podłoża gruntowego	23
3. <i>Grzegorz Bąk, Jarosław Malesza</i> Analiza sztywności wspornikowej belki żelbetowej pod obciążeniem doraźnym	37
4. <i>Michał Boltryk, Katarzyna Cichocka</i> Wypadkowość jako czynnik zarządzania bezpieczeństwem pracy i ochroną zdrowia w budownictwie	57
5. <i>Michał Boltryk, Dorota Małaszkievicz, Edyta Pawluczuk</i> Beton zwykły na kruszywie wtórnym – podstawowe właściwości techniczne ...	65
6. <i>Michał Boltryk, Edyta Pawluczuk</i> Ocena przydatności kruszywa wtórnego do betonów zwykłych	75
7. <i>Tadeusz Chyży, Rościsław Tribillo</i> Wpływ ruchu drogowego na poziom oddziaływań drgań w budynkach, na przykładzie miast centralnej Polski	87
8. <i>Katarzyna Cichocka</i> Zarządzanie bezpieczeństwem i higieną pracy. Prognozowanie wypadkowości metodą Pareto	97
9. <i>Katarzyna Cichocka, Michał Boltryk</i> Analiza ryzyka zawodowego w budownictwie	105
10. <i>Valeriy Ezerskiy, Krzysztof Robert Czech</i> Zespolony moduł sprężystości w drobnoziarnistych betonach cementowych modyfikowanych wybranymi polimerami	115

11. <i>Ryszard J. Grabowski</i> Kształtowanie przejęć krzywoliniowych w budownictwie drogowym	129
12. <i>Walentyna Karpow, Wiesław Nowara</i> Analiza stosunków przestrzennych utworów w betonie, w zależności od C/W, stopnia hydratacji cementu, ilości zaczynu w 1 m ³ mieszanki oraz zawartości powietrza w mieszance – prognozowanie porowatości betonu	141
13. <i>Marta Kosior-Kazberuk</i> Metody doboru materiałów do ochrony i napraw konstrukcji żelbetowych zgodnie z EN 1504	151
14. <i>Edwin Koźniewski</i> Trójwymiarowa konstrukcja obiektu geometrycznego a płaskie własności jego rzutów	163
15. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościsław Tribillo</i> Analiza struktur poprzecznie niejednorodnych w warunkach zmiennych parametrów materiałów konstrukcyjnych	173
16. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościsław Tribillo</i> Nieawodność procesów badania betonu w konstrukcjach inżynierskich	183
17. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościsław Tribillo</i> Stany graniczne konstrukcji zbiorników żelbetowych uogólnione o funkcje nasłonecznienia	195
18. <i>Jerzy Obolewicz</i> Bezpieczeństwo i higiena pracy w przedsiębiorstwach budowlanych Polski, Litwy, Łotwy i Estonii	205
19. <i>Zygmunt Orłowski, Nina Szklennik</i> Wybrane problemy przyszłościowej organizacji przedsiębiorstw robót remontowych	217
20. <i>Piotr Radziszewski</i> Wpływ procesu starzenia na właściwości lepkosprężyste mieszanki grysowo-mastyksowej SMA	227
21. <i>Piotr Radziszewski, Ewa Oldakowska</i> Ocena wpływu oddziaływania wody na właściwości betonów cementowych modyfikowanych gumą ze zużytych opon samochodowych	239
22. <i>Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa</i> Określenie umownej pracy sprężystości i pracy plastyczności lepiszczy asfaltowych w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły	249

23. <i>Barbara Sadowska-Buraczewska</i>	
Odkształcalność i nośność teowych belek zespolonych z użyciem BWW	257
24. <i>Marta Wasilewska.</i>	
Ocena odporności mieszanek mineralnych z kruszywem amfibolitowym na polerowanie	263
25. <i>Robert Ziółkowski</i>	
Laboratoryjne metody symulacji starzenia technologicznego lepiszczy asfaltowych	275

Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski

Weryfikacja wyężenia łączników w elementach konstrukcyjnych szkieletowych budynków drewnianych

Streszczenie: Praca prezentuje przegląd sposobów określania wyężenia łączników w ścianach szkieletowych. Na podstawie badań doświadczalnych przedstawiono wartości sił poprzecznych w wybranych łącznikach w szkieletowych ścianach drewnianych. Dokonano także porównania otrzymanych wyników z wartościami sił poprzecznych otrzymanych przy pomocy zaproponowanego modelu numerycznego opisującego pracę szkieletowych ścian drewnianych.

Słowa kluczowe: szkieletowe budownictwo drewniane, badania eksperymentalne, model numeryczny, łączniki.

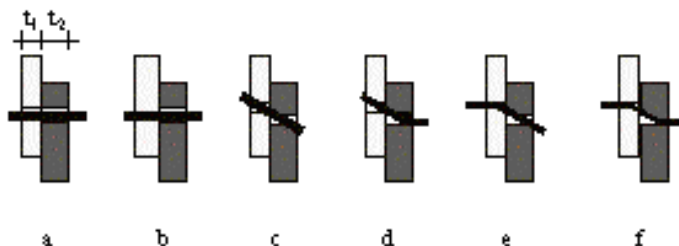
1. Wstęp

Szkieletowe budynki drewniane wznoszone są z elementów ściennych, stropowych i dachowych. Każdy z elementów konstrukcyjnych zbudowany jest z drewnianego szkieletu, poszycia wykonanego z materiału drewnopochodnego, jak również łączników spajających szkielet i poszycie w jedną całość.

Łączniki charakteryzujące się nieliniową pracą są najbardziej podatnym elementem składowym w konstrukcji elementów ściennych, dachowych czy stropowych [4]. Charakterystyka ich pracy determinuje pracę całego elementu konstrukcyjnego, a co za tym idzie całości konstrukcji obiektu.

Obniżenie nośności elementu łącznikowego, a w kolejnym etapie utrata tej nośności powoduje, że cały element konstrukcyjny charakteryzuje się niższą nośnością lub też traci zdolność do przenoszenia obciążeń zewnętrznych.

Sposób pracy łącznika jest więc decydującym czynnikiem w określaniu charakteru pracy całej konstrukcji ściany, stropu czy też dachu.



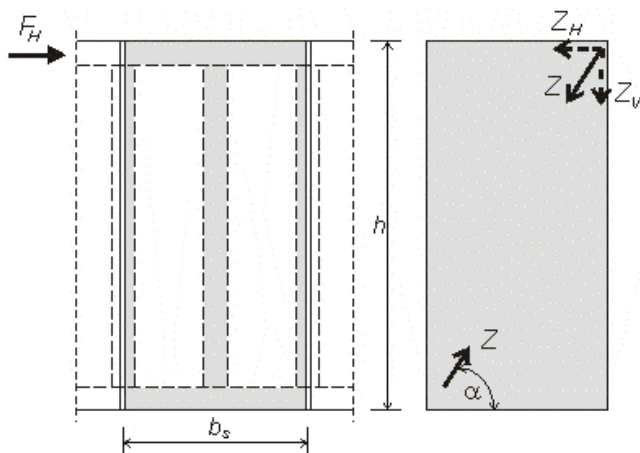
Rys. 1. Modele zniszczenia złączy trzpieniowych [8]

Polska norma [8] określa sześć modeli zniszczenia złączy na łączniki trzpieniowe, co pokazuje rys. 1.

Model pracy łącznika zależy od cech materiałowych łączonych elementów, od wielkości obciążenia, jak również od ogólnej pracy całej analizowanej konstrukcji.

Sposoby określania wyężania łączników opierają się na pewnych przybliżeniach, pozwalających najczęściej na oszacowanie nośności całej analizowanej konstrukcji na działanie sił ścinających, aniżeli na obliczeniu rzeczywistej siły działającej na analizowany łącznik.

Niemiecka norma [7] określa potrzebną liczbę wszystkich łączników leżących na jednej krawędzi analizowanej płyty poszycia, zakładając, że każdy łącznik jest wyężony jednakowo. Rozkład sił występujących w pojedynczym paśmie ściennym przedstawia rysunek 2.



Rys. 2. Układ sił działających na łączniki

Określa się nośność połączenia w zależności od wielkości sił działających na kierunku pionowym (F_V) oraz na kierunku poziomym (F_H). Liczba potrzebnych łączników jest równa:

$$n_H = \frac{Z_{H(V)}}{N} \quad (1)$$

gdzie:

$Z_H = F_H$ – pozioma składowa siły obciążającej poszycie,

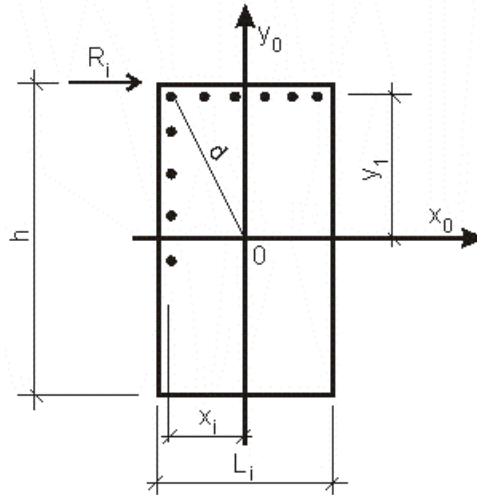
$Z_V = F_H \frac{h}{b_s}$ – pionowa składowa siły obciążającej poszycie,

N – nośność łącznika.

Według wymagań brytyjskich [6] najniekorzystniejsza wartość siły powodująca ścinanie łącznika może być określona z zależności:

$$V_i = \frac{R_i \cdot h}{2\Sigma(x^2 + y^2)} \cdot d \quad (2)$$

gdzie poszczególne wielkości określone są zgodnie z rysunkiem 3.



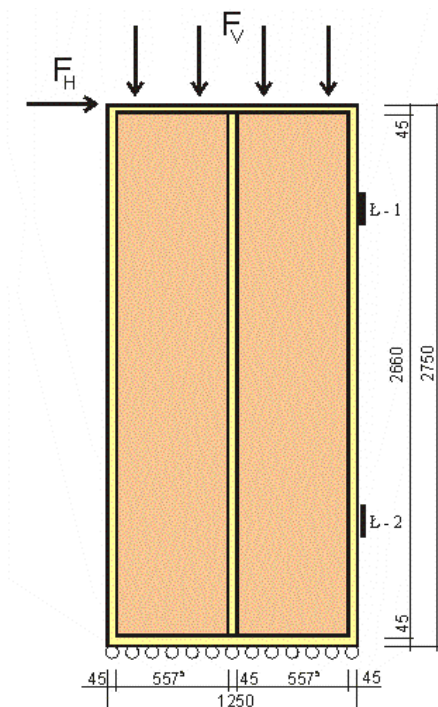
Rys. 3. Schemat do obliczenia wartości siły w łączniku

2. Wstępna weryfikacja doświadczalna sił w wybranych łącznikach

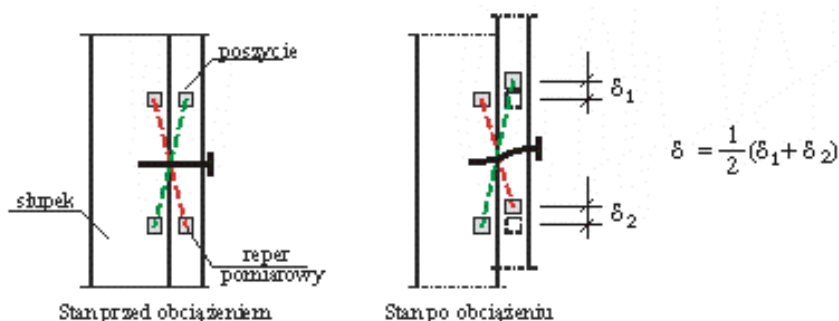
Przeprowadzono badania doświadczalne na ścianach o wysokości 2,75m i szerokości 1,25m [1]. Szkielet drewniany wykonany został z drewna iglastego o przekroju 45x135mm, poszycie wykonano z płyty wiórowej o grubości 12mm, a łącznikami pomiędzy szkieletem a poszyciem były gwoździe G 2,5/65. Rozstaw łączników po obwodzie wynosił 150mm, a na słupku środkowym 300mm, co dawało 19 łączników na słupkach skrajnych i 10 na środkowym. Analizowaną ścianę pokazano na rysunku 4.

Do analiz przyjęto ścianę pojedynczą ze względu na jej dużą smukłość i w związku z tym o znacznej podatności na działanie sił poziomych. Taki element jest bardziej podatny i dlatego szybciej ulega zniszczeniu niż ściany wielopasmowe. Przebadane były cztery elementy ścienne jednego rodzaju [1].

Na dwóch wysokościach na prawym słupku ścian usytuowano punkty pomiarowe, w których określono wielkości wzajemnych przemieszczeń szkieletu drewnianego i poszycia. Repery pomiarowe były naklejone zarówno na słupku jak i na poszyciu, a ich umiejscowienie było takie, aby dokładnie w środku pomiędzy nimi znajdował się łącznik, co pokazano na rysunku 5.



Rys. 4. Badany element ścienny



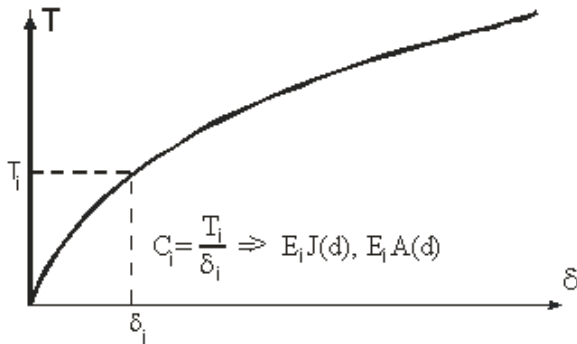
Rys. 5. Układ pomiarowy do pomiaru poślizgu łącznika

Pomiarów przemieszczeń dokonano za pomocą czujnika ręcznego typu Demec o bazie pomiarowej równej 150mm. Korzystając z wyznaczonej w badaniach [3] funkcji opisującej poślizg łącznika w połączeniu szkielet drewniany–poszycie otrzymano wartość siły T_y . Funkcja ta była opisana zależnością:

$$N = (A + B \cdot \delta) \cdot \left[1 - e^{\left(-\frac{C}{A} \delta \right)} \right] \quad (3)$$

gdzie: A, B, C – otrzymano z badań doświadczalnych [3].

Krzywą opisującą poślizg łącznika w połączeniu szkielet–poszycie pokazano na rysunku 6.



Rys. 6. Krzywa opisująca poślizg łącznika

Tabela 1

Faza obciążenia	Ściana	Siła poprzeczna T_y		Obciążenie pionowe [kN]	Obciążenie poziome [kN]
		Ł-1 [kN]	Ł-2 [kN]		
Obciążenie pionowe	Nr 1	---	0,051	55,31	---
	Nr 2	0,088	0,092	56,80	---
	Nr 3	0,054	0,040	56,08	---
	Nr 4	0,040	0,106	26,25	---
Obciążenie poziome	Nr 1	---	0,228	---	3,69
	Nr 2	0,172	0,191	---	3,24
	Nr 3	0,180	0,063	---	4,35
	Nr 4	0,104	0,078	---	3,24
Obciążenie łączne	Nr 1	---	---	---	---
	Nr 2	0,265	0,194	55,99	4,12
	Nr 3	0,141	0,186	56,48	4,20
	Nr 4	0,250	0,230	56,80	2,68

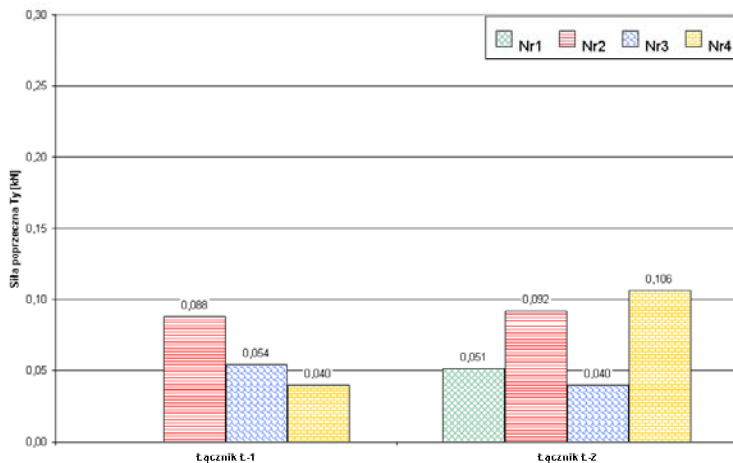
Na podstawie otrzymanej krzywej poślizgu, przy znanej wielkości wzajemnego przemieszczenia końców łącznika obliczono wielkość siły poprzecznej obciążającej łącznik:

$$T_{yi} = C \cdot \delta_i \quad (4)$$

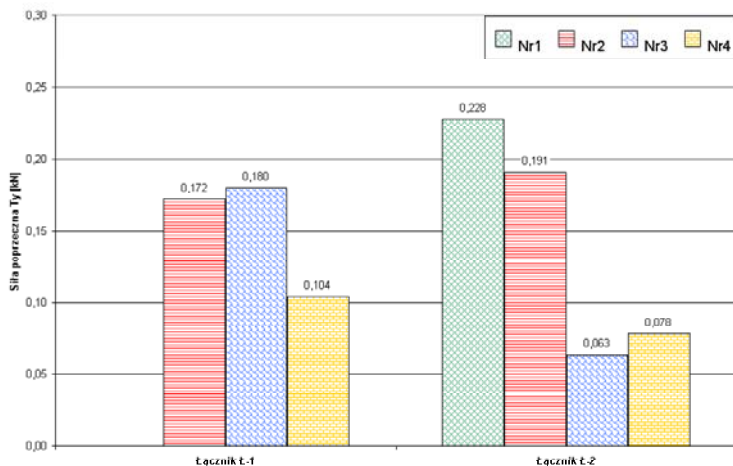
gdzie: C – podatność połączenia, δ_i – przemieszczenie końców łącznika.

Wartości sił w łącznikach dla poszczególnych ścian pokazano w tabeli 1.

Na rysunkach poniżej przedstawiono graficzną prezentację rozkładu sił w łącznikach dla poszczególnych elementów badawczych.



Rys. 7. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie pionowe)



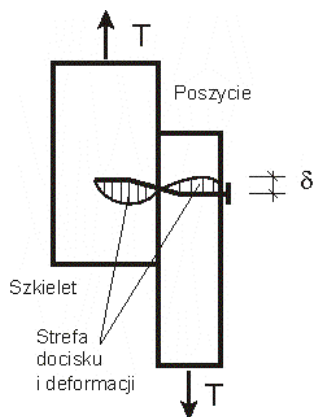
Rys. 8. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie poziome)



Rys. 9. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie łączne pionowe i poziome)

3. Model obliczeniowy

Elementy łącznikowe, którymi w rzeczywistej konstrukcji są gwoździe, rzadziej, śruby, wkręty czy też zszywki, opisano za pomocą elementów belkowych o 6 stopniach swobody, w każdym z dwóch węzłów rozpatrywanego elementu.



Rys. 10. Model pracy łącznika w połączeniu poszycie–szkielet

Przyjęto do analiz, że łącznik pracuje w połączeniu, jako belka obustronnie zamocowana. Uwzględniono także wpływ docisku łącznika do otaczającego go materiału szkieletu lub też poszycia w sposób doświadczalny [2]. Schemat pracy łącznika w połączeniu poszycie – szkielet pokazano poniżej (rys. 10).

Wektor przemieszczeń węzłów pojedynczego elementu belkowego (rys. 11) opisany jest zależnością:

$$\mathbf{u} = \{u, v, w, \varphi_y, \varphi_z, \varphi_s\} \quad (5)$$

a wektor odkształceń:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \{\varepsilon_x, \beta_y, \beta_z, \chi_y, \chi_z, \chi_s\} \quad (6)$$

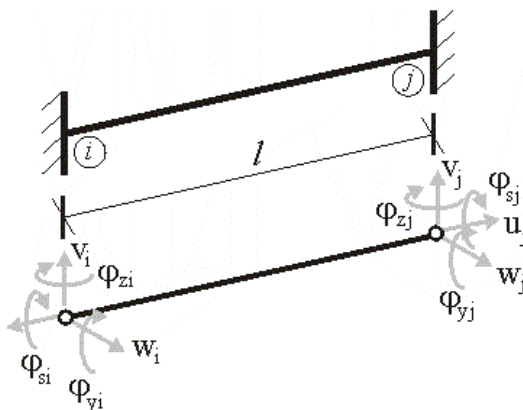
gdzie:

ε_x – odkształcenie liniowe pręta,

β_y, β_z – uśrednione kąty odkształcenia postaciowego,

χ_y, χ_z – krzywizny przy zginaniu w płaszczyźnie (x,z) i (y,z),

χ_s – skręcenie osi pręta.



Rys. 11. Model obliczeniowy łącznika

W zapisie macierzowym wektor odkształceń jest opisany zależnością:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L} \mathbf{u} \quad (7)$$

gdzie: $\mathbf{L}$ – macierz operatorów różniczkowych.

Macierz sił przekrojowych opisana jest zależnością:

$$\mathbf{N} = \{N_x, T_y, T_z, M_y, M_z, M_s\} \quad (8)$$

I w zapisie macierzowym jest funkcją macierzy konstytutywnej i wektora odkształceń elementu belkowego:

$$\mathbf{N} = \mathbf{D} \mathbf{L} \mathbf{u} \quad (9)$$

gdzie: $\mathbf{D}$ – macierz konstytutywna:

$$\mathbf{D} = \left[EA, \frac{GA}{k_y}, \frac{GA}{k_z}, EJ_y, EJ_z, EJ_s \right] \quad (10)$$

Zastępczy moduł podatności łącznika EJ , EA , GA obliczono z wykorzystaniem wzoru:

$$E = \frac{l^2}{12J} \left[1 + \frac{3}{4}(1+\nu)\alpha \left(\frac{d}{l} \right)^2 \right] C \quad (11)$$

gdzie: C – podatność łącznika określono na podstawie krzywej (rys. 5) z badań eksperymentalnych:

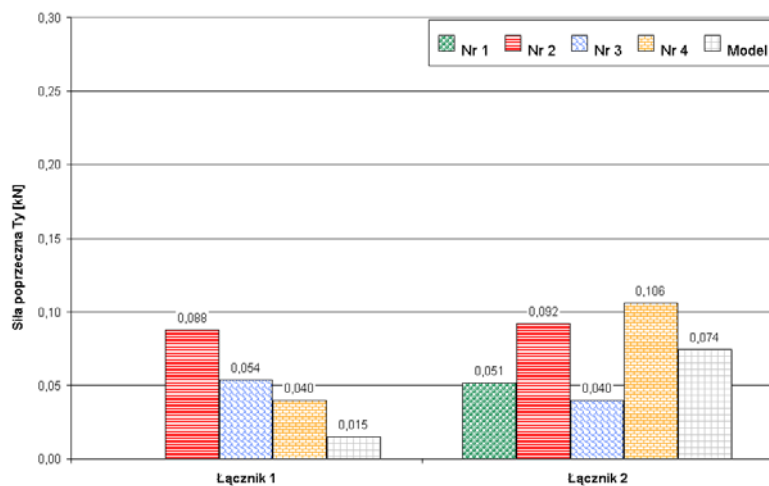
$$C = \frac{T}{\delta} \quad (12)$$

Zaproponowany model łącznika zaimplementowano do modelu numerycznego analizowanej tarczy ściennej [1], [2].

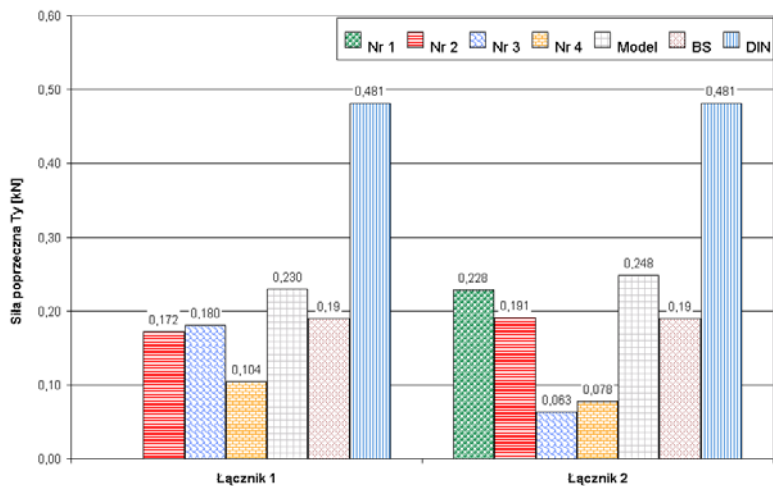
4. Analiza sił w łącznikach

Wykorzystując zaproponowany model obliczeniowy przeprowadzono analizy obliczeniowe, celem określenia wyężenia poszczególnych łączników w rozpatrywanej ścianie. W wyniku analiz otrzymano wielkości sił ścinających w łącznikach, które następnie porównano z wartościami sił otrzymanymi z badań doświadczalnych dla dwóch analizowanych łączników.

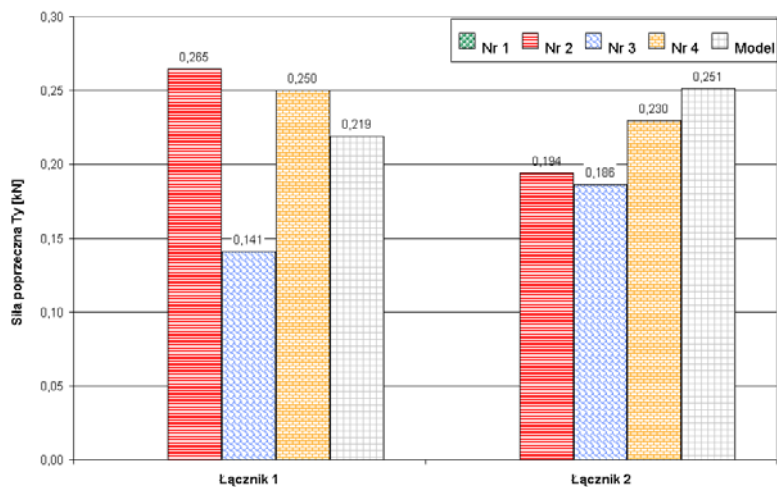
Na rysunkach 12-14 przedstawiono porównanie sił otrzymanych z obliczeń numerycznych z wykorzystaniem zaproponowanego modelu oraz sił otrzymanych z badań eksperymentalnych. W przypadku obciążeń poziomych w analizach uwzględniono wielkości sił poprzecznych w łącznikach, obliczane wg norm: brytyjskiej [6] i niemieckiej [7].



Rys. 12. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie pionowe)



Rys. 13. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie poziome)



Rys. 14. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie łączne pionowe i poziome)

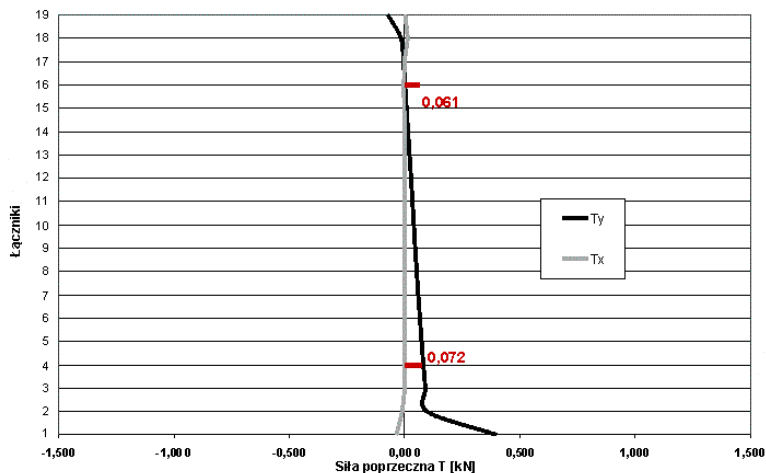
Przedstawione wyniki wykazują dość dobrą zbieżność między modelem a badaniami doświadczalnymi. Brak powtarzalności wyników otrzymanych z badań eksperymentalnych spowodowany jest głównie niedokładnością odczytu, jaka pojawia się przy korzystaniu z urządzenia pomiarowego typu Demec. Dodatkowo niejednorodność materiału, z jakiego wykonane są: szkielet drewniany, jak również płyta poszycia, mogą w pewien sposób wpływać na rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji, a co za tym idzie na wielkości przemieszczeń poszczególnych węzłów ściany. Mimo to widać, że model numeryczny w zadowalającym stopniu wpisuje się w otrzymane wyniki.

Wartości otrzymane na podstawie normy brytyjskiej [6] są nieco mniejsze, aniżeli otrzymane z obliczeń numerycznych, ale jest to podobny zakres wielkości. W przypadku siły obciążającej łącznik otrzymanej przy pomocy niemieckiej normy mamy do czynienia z wartościami dwukrotnie większymi. Spowodowane jest to przeszacowaniem wartości nośności wymaganej do przeniesienia obciążeń zewnętrznych przez łączniki tarczy. Wymiarowanie według zaleceń normy DIN 1052 [7] jest wymiarowaniem z dużym zapasem bezpieczeństwa.

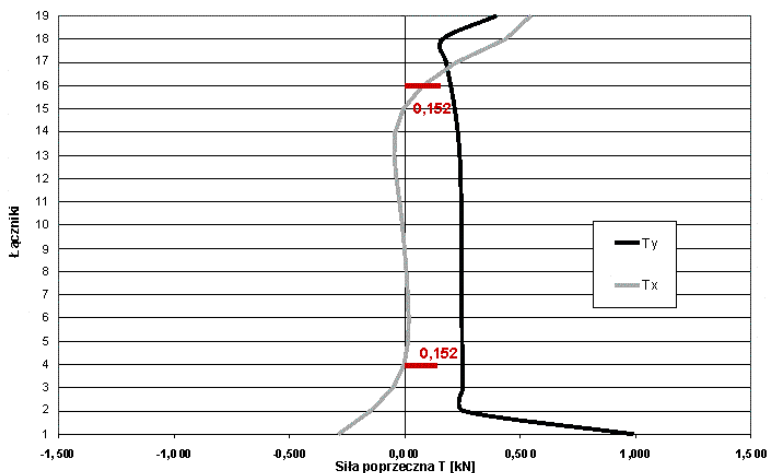
Kolejnym etapem analizy wyteżenia łączników w ścianach szkieletowych było oszacowanie wyteżenia łączników po wysokości prawego skrajnego słupka ścianki. Na wykresach zaznaczono średnie wartości sił poprzecznych w analizowanych łącznikach, zarejestrowane podczas badań eksperymentalnych.

Rozpatrywano trzy przypadki obciążeń: obciążenie pionowe, obciążenie poziome oraz równocześnie działające obciążenia pionowe i poziome. Oba obciąże-

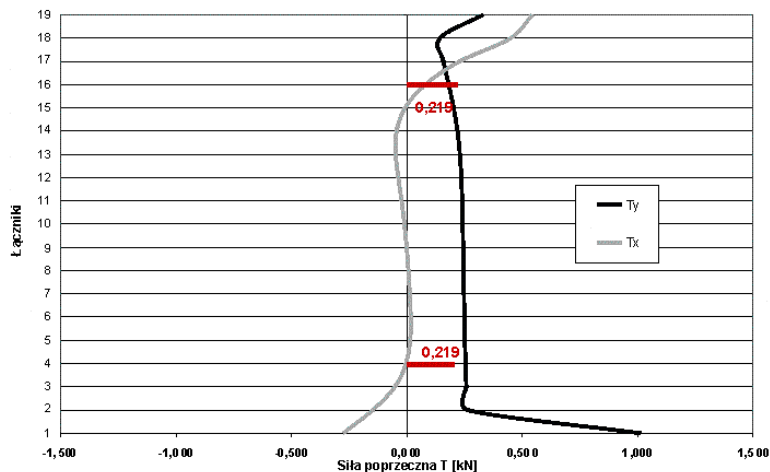
nia przyjęto na poziomie obciążenia użytkowego działającego na ściany w budynkach szkieletowych, wynosiły one odpowiednio pionowe $FV = 56\text{kN}$, a poziome $FH = 4.15\text{kN}$.



Rys. 15. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenia pionowego)



Rys. 16. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie poziome)



Rys. 17. Siły poprzeczne w łącznikach (obciążenie łączne)

Niezależnie od rodzaju działającego obciążenia łącznikiem najbardziej wyężonym w zakresie zbliżonym do nośności jest element znajdujący się w dolnym narożu ściany. Potwierdza to charakter pracy konstrukcji, w której rozkład sił wewnętrznych i ich dystrybucja na poszczególne elementy konstrukcyjne powoduje wystąpienie koncentracji naprężeń w narożach, a zatem zniszczenie konstrukcji następuje poprzez utratę nośności łączników w narożach płyt poszycia, co pokazuje rysunek 18.



Rys. 18. Zniszczenie łączników w narożu płyt poszycia, badania [1]

Zaproponowany model numeryczny łącznika uwzględniał tylko przemieszczenia łącznika na jednym kierunku. W rzeczywistej konstrukcji każdy łącznik odkształca się w dwóch kierunkach w płaszczyźnie prostopadłej do swojej osi. Uproszczenie takie jest jednak dopuszczalne, czego dowodem są wyniki zaprezentowane powyżej. Wielkości sił T_x (to jest na kierunku równoległym do obciążenia poziomego) są niewielkie w przypadku obciążeń pionowych, a w przypadku obciążenia poziomego mają znaczenie tylko w przypadku trzech skrajnych łączników, w pozostałych są małe w porównaniu z siłami T_y , tj. na kierunku równoległym do kierunku działania obciążenia pionowego.

5. Wnioski

Wyężenie łączników w analizowanej ścianie jest na poziomie znacznie niższym niż ich nośność. Jedynie łączniki znajdujące się w narożach ściany wyężone są na granicy nośności, co powoduje ich niszczenie w pierwszej kolejności.

Obserwacja wyężenia łączników była częścią większych badań doświadczalnych. Badania wyężenia łączników nie były głównym tematem badań [1], przez co wielkości przemieszczeń określano z wykorzystaniem czujnika ręcznego typu Demec, co spowodowało małą zbieżność wyników. Konieczne jest przeprowadzenie bardziej wnikliwych badań wyężenia łączników z zastosowaniem dokładniejszych sposobów pomiaru przemieszczeń, najlepiej w sposób zautomatyzowany. Mimo jednak zastosowania czujników pomiarowych nie najwyższej dokładności, wyniki z badań dość dobrze wpisują się w wyniki otrzymane z zaproponowanego modelu numerycznego.

Opracowanie modelu numerycznego pozwala lepiej oszacować wyężenie poszczególnych elementów konstrukcji, w tym łączników. Znajomość pracy oraz poziom wyężenia łączników przekłada się na bezpieczniejsze, a także efektywniejsze projektowanie konstrukcji.

Łącznik jako element pracujący w zakresie nieliniowym jest najbardziej podatnym na działanie obciążeń zewnętrznych składnikiem konstrukcji. Nawet niewielkie zmiany sposobu obciążania konstrukcji mogą powodować znaczny wzrost wyężenia łącznika, aż do jego całkowitego zniszczenia.

Przeprowadzone analizy wyraźnie wskazują, że najsłabszymi elementami konstrukcji ścian są naroża konstrukcji, gdzie występują znaczne koncentracje naprężeń, co z kolei powoduje utratę nośności lub stateczności łączników w wyniku czego zniszczone zostaje także poszycie, a czasami także połączenia między elementami szkieletu drewnianego.

Literatura

- [1] Baszeń M.: Model obliczeniowy elementów z otworami konstrukcji szkieletowych budynków drewnianych z poszyciem wraz z weryfikacją doświadczalną. Praca doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok, 2004.
- [2] Chyży T., Malesza M., Miedziałowski Cz.: Model numeryczny elementów ściennych lekkich szkieletowych konstrukcji drewnianych, Inżynieria i Budownictwo, 1/99, 1999
- [3] Malesza M.: Redystrybucja sił wewnętrznych i odkształcalność tarcz ściennych z nośnym drewnianym szkieletem i współpracującym poszyciem, Praca doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok, 1997.
- [4] McCutcheon W.J.: Racking Deformation in Wood Shear Walls. Journal of the Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(2), s.257 – 269
- [5] Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1993.
- [6] BS 5268: Section 6.1:1988 Structural use of timber. Code of practice for timber frame walls.
- [7] DIN 1052 T.1-T.3 Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung.
- [8] PN-B-03150:2000 Konstrukcje drewniane – Obliczenia statyczne i projektowanie.

WOODEN FRAME BUILDINGS – THE ACTUAL RESEARCH PROBLEMS

Summary: The manners of define the connectors exertions in light wood-farmed buildings are presented in this paper. There were presented values of shear forces in chosen connectors obtained from experimental tests. There were provides comparisons analysis between forces obtained from experimental tests as well from computational analysis using proposed numerical model which allows to calculate forces and displacements of elements in light wood-framed buildings.

Key words: wooden framed buildings, experimental researches, numerical models, connectors.

Grzegorz Bąk, Wojciech Gosk

Analiza efektów dynamicznych w przyrządzie do uderowego badania podłoża gruntowego

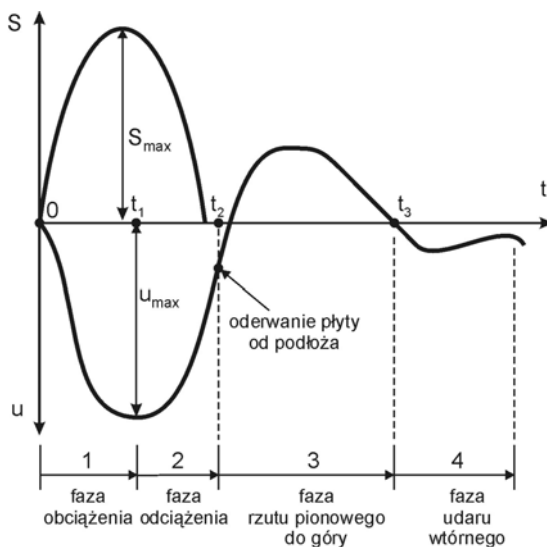
Streszczenie: W pracy poddano analizie efekty, które są wzbudzane w przyrządzie (lekkiej płycie dynamicznej), służącym do oceny stanu zagęszczenia podłoża gruntowego. Sposób rozłożenia mas w przyrządzie ma wpływ na jego zachowanie dynamiczne wywołane amortyzowanym uderem spadającą masą, co pozwala, na podstawie uzyskanych wyników pomiarowych, wnioskować o sztywności podłoża gruntowego. Przeprowadzono analizę numeryczną problemu stosując dyskretny model rozprzestrzeniania się fali podłużnej w prowadnicy przyrządu. Dokonano porównań wyników teoretycznych, które uzyskano dla modelu z masą rozbudowaną przestrzennie, z wynikami doświadczalnymi. Na tej podstawie przedstawiono ocenę założeń procedury badawczej.

Słowa kluczowe: obciążenie uderowe, analiza falowa, lekka płyta dynamiczna, model dyskretny, stopnie swobody, moduł dynamiczny gruntu

1. Wstęp

Płyty dynamiczne są wykorzystywane do polowej oceny jakości zagęszczenia gruntów niespoistych w podłożach, nasypach, skarpach i obwałowaniach. Zasadą ich działania jest wywoływanie reakcji podłoża gruntowego pod płytą naciskową. Reakcja jest wzbudzana amortyzowanym uderem spadającej masy. Przyrząd jest wyposażony w akcelerometr, rejestrator i numeryczny przetwornik wyników pomiarowych. Z próby pomiarowej uzyskujemy zbiór wyników obejmujący przyspieszenia, prędkości przemieszczeń i przemieszczenia. W ocenie jakości zagęszczenia gruntu wykorzystuje się maksymalne amplitudy przemieszczeń z kolejnych prób. Są one podstawą wnioskowania o sztywności gruntu i w konsekwencji

o stopniu jego zagęszczenia. Zasadniczym założeniem tej metody badania jest to, by gwarantowała ona nieznaczną zmianę parametrów mechanicznych gruntu w obszarze badania. Obszar ten ma stosunkowo małą objętość a reakcja gruntu jest wzbudzana w przypowierzchniowej warstwie gruntu. Energia uderu jest ograniczona do 81,39Nm. Uważa się przez to, że badanie nie jest niszczące w tym sensie, że nie wprowadza istotnych zmian zagęszczenia czy lokalnego rozluźnienia badanego gruntu. Ruch płyty naciskowej jest wielofazowy. Schematycznie zilustrowano go na rysunku 1, gdzie podano również charakter zmienności siły uderu $S(t)$ przekazywanego na płytę naciskową.



Rys. 1. Zmienność w czasie siły obciążającej $S(t)$ i przemieszczenia $u(t)$ płyty naciskowej w badaniu dynamicznym

Zasadniczymi fazami tego ruchu są fazy obciążenia i odciążenia. Reakcja naprężeniowo-odkształceniowa gruntu zależy od znaku wymuszania przemieszczeń. Wrażliwość na znak przemieszczenia uwidacznia się szczególnie w wypadku podłoża gruntowych i obciążeń dynamicznych. Podłoża charakteryzują się małymi naprężeniami pierwotnymi. Przyłożone do nich oddziaływania dynamiczne dominują wówczas w ich wyteżeniu. Stwierdza się wówczas asymetrię reakcji podłoża doznającego osiadania przeciwnego.

W wielu pracach znajdujemy podstawy teoretyczne takiego sposobu badania. Należą do nich między innymi prace [1], [2], w których zachowanie płyty naciskowej na podłożu gruntowym było analizowane za pomocą modeli oscylatorów. Grunt

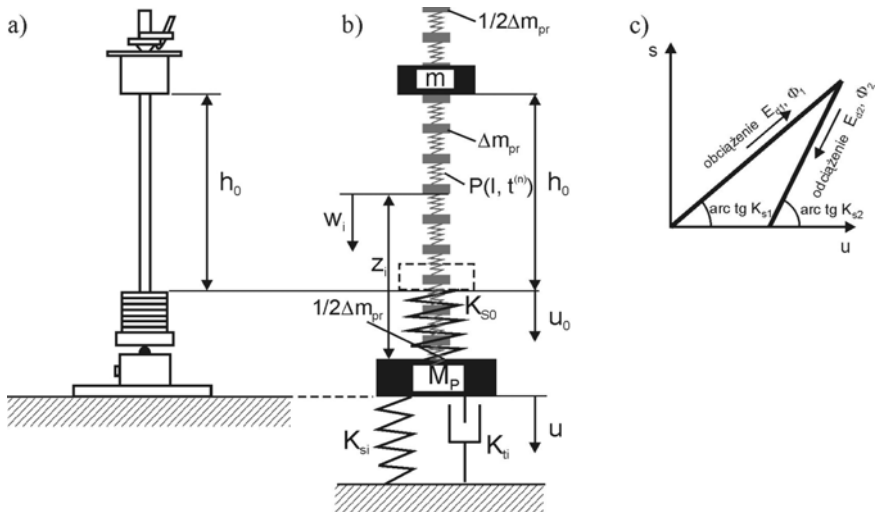
modelowano sprężyną i tłumikiem lepkiem o odpowiednich sztywnościach. Na tej podstawie określono procedurę interpretacyjną [3], umożliwiającą określenie wartości modułu sztywności pierwotnej. Wnikliwą weryfikację takiego podejścia poprzez badania doświadczalne znajdujemy w pracy [4]. Zawarte tam wyniki pomiarowe wykorzystamy w pracy do realizacji sformułowanego celu. Analizę możliwości wykorzystania płyt dynamicznych do oceny sztywności podbudowy dróg zawiera praca [5]. Celem pracy było uzyskanie szybkiej metody badania wskaźnika zagęszczenia podtorza z gruntów niespoistych za pomocą płyty dynamicznej. Ustalono korelację pomiędzy modułem sztywności E_d a wskaźnikiem zagęszczenia I_s podłoża drogowego. W pracy [6] analizowano efekty falowe w podłożu gruntowym, o którym założono, że jest masowym ośrodkiem przestrzennym. Wskazano, że badanie płytą dynamiczną, pomimo wyposażenia przyrządu w sprawny amortyzator sprężynowy i lepki, nie może być traktowane jako badanie quasi-statyczne. Zaproponowano, aby wprowadzić miarę dynamiczności obciążenia wyrażoną odpowiednim współczynnikiem. Jego wartość oszacowano jako $k_q > 1.36$. Przytoczony wniosek ilościowy wyprowadzono z analizy wyników z prób przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych na ograniczonej bryle piasku średniego równoziarnistego o małej wilgotności. Ponadto prezentowane tam wyniki numeryczne przedyskutowano z punktu widzenia adekwatności liniowo sprężystego modelu odkształcenia gruntu. O gruncie założono, że jest masowym ośrodkiem przestrzennym.

W pracy [7] zaproponowano wykorzystanie podejścia identyfikacyjnego do wnioskowania o modułach sztywności gruntu w procesach obciążenia i odciążenia poprzez pryzmat modeli z charakterystykami niesprężystymi. Trzywymiarowemu i masowemu podłożu gruntowemu przypisano cechy ośrodka liniowego w obciążeniu. Założono, że odciążenie realizuje się według prawa liniowego, ale z innym modułem sztywności. Taki model eksponuje właściwości plastyczne podłoża gruntowego. Deformacje plastyczne pojawiają się na każdym poziomie wyłączenia, a nie po osiągnięciu stanu naprężenia spełniającego warunek plastyczności. Wielkość tych deformacji określa prawo odciążenia. Rozważania obejmujące również biliniowe gałęzie odciążenia zawiera praca [8]. Grunt był w niej modelowany jako niesprężysty oscylator wrażliwy na prędkość deformacji.

2. Cel pracy i założenia analizy

Celem niniejszej pracy jest zbadanie efektu przestrzennej konfiguracji masy przyrządu na jego dynamiczne zachowanie pod wpływem uderu. Przyrząd, oprócz zwartej płyty naciskowej o średnicy 0,3m, jest wyposażony w prowadnicę o wyso-

kości 1,0m. Służy ona do kierowania spadającej masy bijaka na centrycznie usytuowany amortyzator. Masa płyty wynosi 15kg a prowadnicy 5kg. Energia uderu przekazuje się bezpośrednio na płytę. Jej ruch inicjuje reakcję falową prowadnicy. O badaniu oddziaływania prowadnicy na płytę nie pisano w dotychczasowych pracach. Ten efekt dynamiczny poddamy analizie, przyjmując, że samo podłoże gruntowe może być poprawnie opisane niesprężystym modelem oscylatora, zaproponowanym w pracy [8]. W modelu tym wyróżniamy więc dwie liniowe gałęzie: obciążenia i odciążenia. Nachylenie każdej z gałęzi definiują odpowiednio moduły obciążenia i odciążenia, różne co do wartości. Prowadnicę uważamy za pręt sprężysty, który reaguje falowo na dynamiczne przemieszczenia płyty naciskowej. Opiszemy reakcję falową prowadnicy metodą modelowania dyskretnego, zaproponowaną w pracy [9]. Specyfiką tego modelowania jest wprowadzenie połówkowych mas brzegowych. Taka masa brzegowa umożliwi poprawne modelowanie efektu odbicia się fali podłużnej od swobodnego końca prowadnicy. W opisie propagacji fal w prowadnicy wykorzystuje się procedurę obliczeniową opartą na jawnym schemacie całkowania równania falowego problemu jednowymiarowego. Stosuje się krok całkowania, który zapewnia jednocześnie stabilność procedury numerycznej i bezbłędną aproksymację różnicową cząstkowego równania falowego. Krok ten jest wielokrotnie mniejszy od kroku próbkowania $TP = 0,000056$ s. Pełny model dyskretny analizowanego problemu przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Przyrząd i schematyzacja a) widok przyrządu, b) model dyskretny przyrządu i podłoża gruntowego, c) niesprężysty model deformacyjny gruntu

Obejmuje on model dyskretny przewodnicy jako pręta składającego się z mas skupionych połączonych sprężynami oraz płytę naciskową w postaci sztywnej masy skupionej. Prowadnica jest połączona z płytą naciskową i reaguje na ruch tej płyty. W sprężynie modelu dyskretnego przewodnicy, oznaczonej indeksem „I”, występuje w chwili t siła $P(I, t)$. Siły rozciągające w sprężystych łącznikach mas dyskretnych przyjęto za dodatnie. Siła występująca w sprężynie o numerze $I=1$ powoduje oddziaływanie przewodnicy na płytę naciskową, $P(I, t)|_{I=1} = P(1, t)$. Ruch płyty naciskowej jest wzbudzany energią kinetyczną spadającej masy. W przemianowaniu energii pośredniczy połączony z płytą amortyzator. Właściwości mechaniczne gruntu odzwierciedlają elementy przyjętego modelu deformacyjnego, sprężyna i tłumik lepki. W pracy będziemy wykorzystywać wartości modułów sztywności modelowych gałęzi obciążenia i odciążenia, które wyznaczono stosując podejście właściwe identyfikacji, które zaprezentowano w pracy [8]. Wskażemy na potrzebę modyfikacji wzoru umożliwiającego wnioskowanie o wartościach modułów sztywności samego gruntu w procesach obciążenia i odciążenia.

3. Równania podstawowe problemu

Równanie fali podłużnej w stalowej przewodnicy ma postać

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}, \quad (1)$$

gdzie: w – przemieszczenia w przewodnicy jako funkcja współrzędnej położenia z i czasu t , mierzone względem płyty dociskowej; prędkość fali podłużnej w pro-

wadnicy: $a = \sqrt{\frac{E_{pr}}{\rho_{pr}}}$.

Równanie (1) będziemy rozwiązywać z zerowymi warunkami początkowymi $w(I, t)|_{t=0} = 0$ oraz brzegowymi: zgodności przemieszczeń dolnej masy połówkowej $m_1 = 0,5\Delta$, i płyty naciskowej oraz warunku swobodnego brzegu górnego przewodnicy – wolnego od oddziaływania zewnętrznego. Siłę, którą przekazuje przewodnica na płytę naciskową oznaczmy $P(I, t)|_{I=1} = P(1, t)$. Na jej wartość ma wpływ zmienne w czasie przemieszczenie $u(t)$ płyty naciskowej.

Analizujemy zachowanie modelu dyskretnego przyrządu w fazach obciążenia i odciążenia. Taki podział na fazy wynika z danych pomiarowych. Czas trwania fazy obciążenia obejmuje przedział $[0, t_1]$, gdzie t_1 jest chwilą osiągnięcia maksymalnej amplitudy przemieszczenia $u_{\max}$. Amplituda ta była w doświadczeniu osiągana przy prędkości płyty naciskowej jako dodatniej funkcji czasu. Układ równań opisujących zachowanie masy spadającej w okresie jej kontaktu z amortyzatorem oraz płyty naciskowej przyrządu w tej fazie ma postać

$$\begin{aligned} \ddot{u}_0 + \omega_0^2(u_0 - u) &= 0, \\ \ddot{u} + 2\rho_1\dot{u} + (\omega_1^2 + \bar{\omega}_0^2)u - \bar{\omega}_0^2u_0 - \frac{P(1, t)}{M_p} &= 0, \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie:

m, M_p – masa, odpowiednio, spadająca oraz masa płyty naciskowej z amortyzatorem i jego obudową, ale bez prowadnicy,

$\ddot{u}, \dot{u}, u$ – odpowiednio przyspieszenie, prędkość i przemieszczenie masy M_p ,

$\ddot{u}_0, u_0$ – odpowiednio przyspieszenie i przemieszczenie masy spadającej m ,

K_{ti} – sztywność tłumika charakteryzująca lepkość podłoża, $[N \cdot s \cdot m^{-1}]$,

$\rho_i = \frac{K_{ti}}{2M_p}$ – współczynnik tłumienia lepkiego gruntu zależny od fazy $[s^{-1}]$; in-

deks „i” różnicuje jego wartość w fazach obciążenia ($i = 1$) i odciążenia ($i = 2$),

K_{Si} – średnia sztywność podłoża dla odpowiedniego zakresu odkształcenia, $[N \cdot m^{-1}]$,

$\omega_i^2 = \frac{K_{Si}}{M_p}$ – częstotliwość drgań płyty naciskowej na podłożu gruntowym,

K_{S0} – sztywność sprężysta amortyzatora, $[N \cdot m^{-1}]$,

$\omega_0^2 = \frac{K_{S0}}{m}$ – częstotliwość drgań masy m w czasie kontaktu z amortyzatorem,

$\bar{\omega}_0^2 = \frac{K_{S0}}{M_p} = \omega_0^2 \frac{m}{M_p}$ – częstotliwość sprzężona modelu.

Poszukując rozwiązania sprzężonego układu równań (1) i (2) przyjmujemy, że znamy $u(t^N) \equiv u_{\text{EXP}}^N$ w chwilach $t^N = N \cdot TP$. Wartości te są wyznaczane na podstawie rejestracji przyspieszeń płyty naciskowej z krokiem próbkowania TP ,

poprzez dwukrotne całkowanie numeryczne. Wartości parametrów modelu ω_1 i ρ_1 są przyjmowane na podstawie pracy [8]. Analityczną formułę rozwiązania równania (2)₁ na przemieszczenie amortyzatora można przedstawić jako

$$u_0(t) = \frac{v}{\omega_0} \sin(\omega_0 t) + \omega_0 \int_0^t u_{\text{EXP}}(\tau) \sin \omega_0(t - \tau) d\tau, \quad (3)$$

gdzie $v = \sqrt{2gh_0}$. Całkowanie według równania (3) wykonamy numerycznie dla zbioru przemieszczeń płyty naciskowej $u_{\text{EXP}}^N, N=1 \dots$, znanego z pomiaru.

Na tej podstawie określimy siłę uderu działającą na płytę naciskową,

$$S(t^N) = K_{S0} \cdot (u_0(t^N) - u_{\text{EXP}}^N). \quad (4)$$

Ze sposobu realizacji uderu wynika, że siła $S(t^N) \geq 0$. Oczywiście nie jest to jedyna siła czynna działająca na płytę naciskową. Wypadkową sił czynnych jest suma sił przekazywanych przez amortyzator i reagującą falowo prowadnicę przyrządu, tzn.: $S(t) + P(1, t)$.

Po osiągnięciu maksymalnej amplitudy rozpoczyna się ruch płyty naciskowej, który z dobrym przybliżeniem może być uważany za kontynuálne odciążenie podłoża gruntowego. Pomiaru doświadczalne wykazują, że bezpośrednio po osiągnięciu u_{max} jest rejestrowana jednokrotna zmiana znaku prędkości $\dot{u}(t)$ z ujemnej na dodatnią i następnie powtórnie na ujemną, aż do chwili utraty kontaktu płyty naciskowej z podłożem gruntowym, $t_2 = N_2 \cdot \Delta T_P$. Ta przemienność prędkości po chwili t_1 jest krótkotrwała i będziemy ją zaniedbywać w dalszych analizach. Dlatego założymy, że okres trwania fazy odciążenia obejmuje przedział czasu $(t_1, t_2]$. Tuż przed zakończeniem fazy odciążenia stwierdza się zanik siły oddziaływania uderu, $S(t^N) = 0$, patrz rys. 1. W chwili t_2 kończącej fazę odciążenia znika odpór podłoża pod płytą, a siła bezwładności płyty i jej ciężar równoważy się z siłą oddziaływania dynamicznego prowadnicy,

$$M_P(\ddot{u}_{\text{EXP}}^{N_2} + g) - P(1, t^{N_2}) = 0. \quad (5)$$

W fazie odciążenia równania (1) i (2)₁ zachowują swoją formę. Modyfikacji musi podlegać równanie opisujące ruch płyty naciskowej, ponieważ grunt reaguje według modułu sztywności odciążenia. Częstotliwość jest wówczas ω_2 i przyjmujemy ją zgodnie z wynikami prezentowanymi w [8]. W cytowanej pracy stwier-

dzono, że lepkość gruntu podczas odciążenia jest istotnie mniejsza niż w fazie obciążenia. Z tego powodu zaniedbano wartość ρ_2 . Równanie opisujące ruch płyty naciskowej w fazie odciążenia jest więc

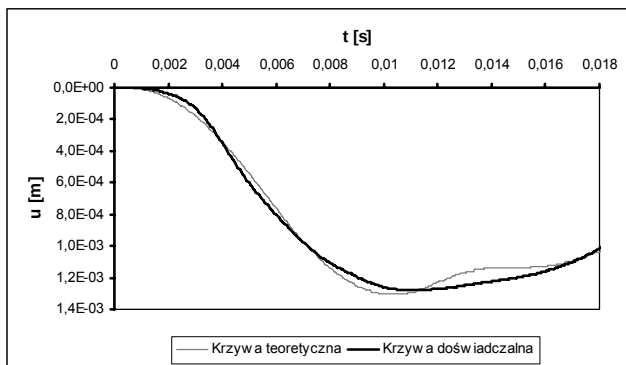
$$\ddot{u} + \omega_2^2[(u - u(t_1))] + \omega_1^2 \cdot u(t_1) - \frac{S(t) - P(1, t)}{M_p} = 0. \quad (6)$$

4. Wyniki analiz numerycznych

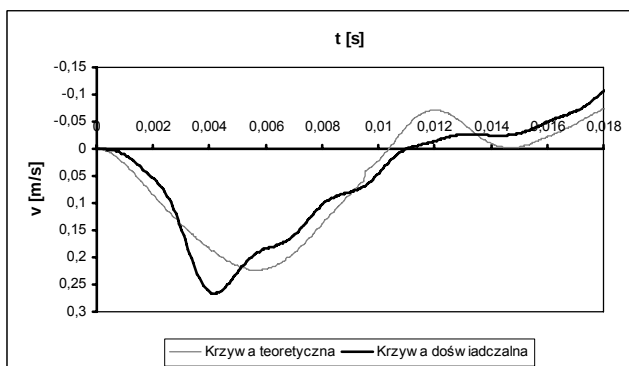
Na rys. 3-5 przedstawiono wyniki analiz numerycznych. Dotyczą one trzech prób eksperymentalnych z serii ośmiu kolejnych uderzeń, [4]. Są to próby nr 1, 4 i 7.

Zarejestrowane amplitudy przemieszczeń maksymalnych były odpowiednio równe: 1.279, 0.650, 0,583mm. Występujące różnice tych amplitud i amplitud krzywych teoretycznych są spowodowane kryterium identyfikacji, na podstawie którego wyznaczono w [8] wartości parametrów modelu liniowego z liniowym odciążeniem, tzn. wartości ω_1 , ω_2 , ρ_1 występujących w równaniach (2) i (5). Kryterium tym nie była minimalizacja błędu z uwagi na amplitudę przemieszczenia, ale średniokwadratowego błędu niespełnienia dynamicznych równań problemu z podziałem na fazy obciążenia i odciążenia. Ilustracje przedstawiające zmienność sił działających na płytę naciskową wskazują, że reakcja falowa prowadnicy zaburza bardzo gładką krzywą zmienności oddziaływania amortyzatora na płytę. Ogólnie nie powoduje jednak utraty monotoniczności wypadkowej siły nacisku na płytę w poszczególnych fazach obciążenia i odciążenia. Inaczej należy oceniać zmienność wypadkowego naporu płyty na grunt. Na czasowej zmienności tej siły uwidacznia się wpływ sił bezwładności samej płyty wraz z efektami pełnej reakcji falowej ośrodka gruntowego. W analizowanym przypadku była to ograniczona bryła gruntu badana w warunkach laboratoryjnych. Stąd niemożliwe było uniknięcie odbić fal naprężeń propagujących się w grunt od sztucznego, sztywnego podłoża bryły. Efekty te były zarejestrowane przez akcelerometr i znajdowały odzwierciedlenie w wyznaczonych numerycznie przemieszczeniach płyty naciskowej.

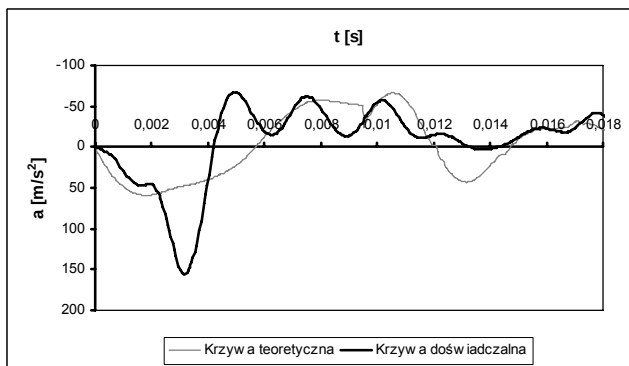
a)

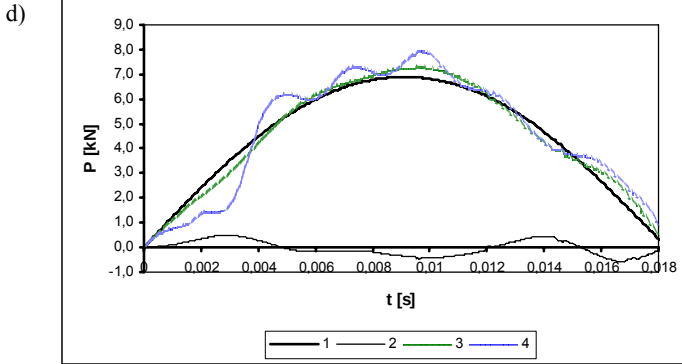


b)

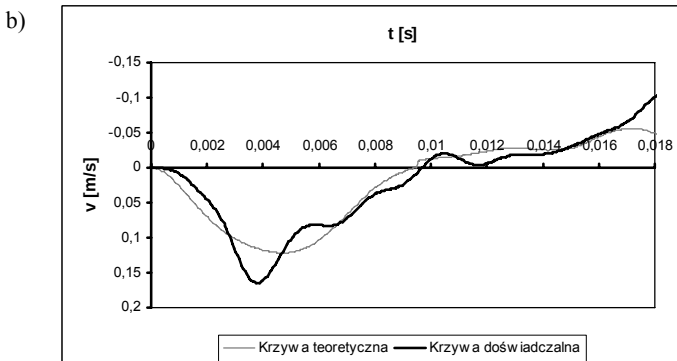
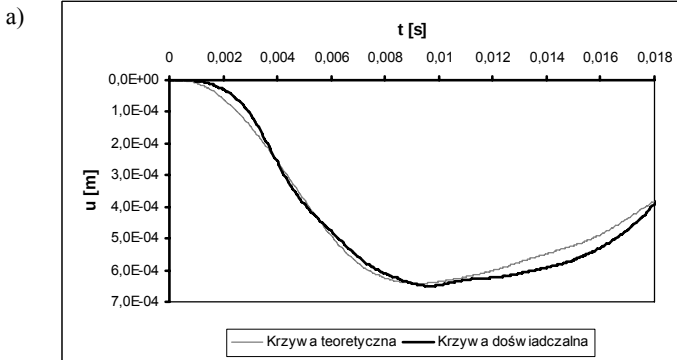


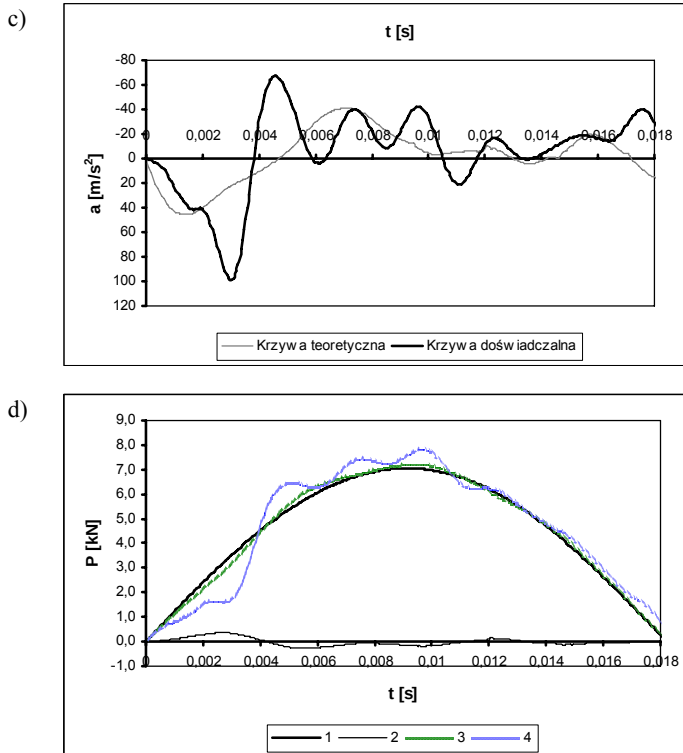
c)



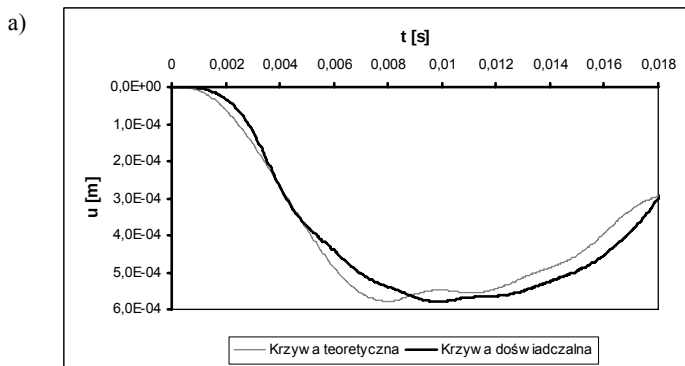


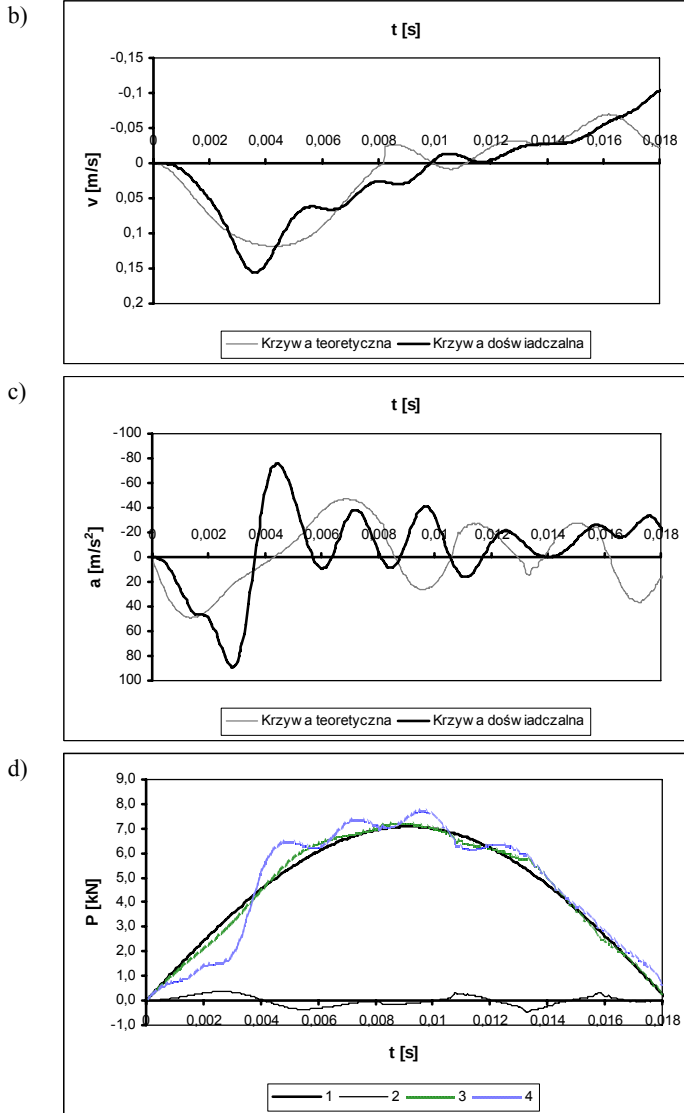
Rys. 3. Wyniki analizy dla danych eksperymentalnych próby 1. Krzywe doświadczalne i teoretyczne a) przemieszczeń, b) prędkości przemieszczeń, c) przyspieszeń, d) siły oddziaływania na płytę naciskową: siła uderu przekazywana za pośrednictwem amortyzatora - 1, oddziaływanie prowadnicy - 2, wypadkowa siła nacisku na płytę - 3, siła nacisku na grunt - 4





Rys. 4. Wyniki analizy dla danych eksperymentalnych próby 4. /Oznaczenia zgodnie z legendą podaną na rys. 3





Rys. 5. Wyniki analizy dla danych eksperymentalnych próby 7. /Oznaczenia zgodne z legendą podaną na rys. 3

5. Podsumowanie wyników analiz

Ogólna zgodność przemieszczeń teoretycznych z doświadczalnymi wskazuje na poprawność przyjętego modelu dyskretnego użytego do analizy efektu dynamicznego oddziaływania prowadnicy na płytę naciskową. Siła $P(1,t)$ zmienia charakter wypadkowego oddziaływania na płytę. Zmiana ta jest relatywnie największa w początkowym okresie analizowanego zjawiska udaru. Zaniebdywanie tej siły prowadzi do przeceniania początkowej sztywności podłoża gruntowego. Bezwładność prowadnicy przeciwdziała poruszaniu się płyty naciskowej w okresie bezpośrednim po udarze. W dalszym okresie efekty tego oddziaływania są przemienne, ale ich wpływ jest mniejszy. Powtórnie wywierają one teoretycznie znaczący wpływ w okresie zanikania siły $S(t)$. Jednakże w analizie reakcji falowej prowadnicy należy mieć na względzie zaniebdanie właściwości tłumiących materiału, co w pewnym stopniu łagodzi ten efekt końcowy. Poddany analizie model dyskretny przyrządu wierniej odzwierciedla przestrzenne rozłożenie mas. Rozłożenie to ma wpływ na wewnętrzną reakcję przyrządu i powinno być uwzględniane w interpretacji wyników. Parametry dynamiczne płyty naciskowej zgodne z przyjętym modelem powinny być odnoszone do jej masy bez masy prowadnicy. Spostrzeżenie to w znaczący sposób rzutuje na wnioskowanie o wartości modułu podłoża gruntowego szacowanego na podstawie wyników badania przedmiotowym przyrządem. Ostateczne wnioskowanie o ilościowym wpływie przestrzennej konfiguracji masy przyrządu może być przedstawione po przeprowadzeniu procedury identyfikacyjnej dla przedstawionego w pracy modelu dyskretnego płyty dynamicznej.

Literatura

- [1] Weingart W.: Theoretische Grundlagen der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. Die Strasse, 18. Jahrgang, Heft 9, September 1978.
- [2] Weingart W.: Probleme der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. Die Strasse 11/1981, s. 369-373.
- [3] Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil B 8.3. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes. 1992.
- [4] Sulewska M. J.: Moduły odkształcenia gruntu niespoistego wyznaczone metodą dynamiczną. Rozprawa doktorska. Białystok, 1993.

- [5] Rafalski L.: Metoda badania zagęszczenia podtorza za pomocą płyty obciążonej dynamicznie. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Nr 3. 1995.
- [6] Bąk G., Gosk W., Sulewska M. J.: Analiza zachowania się ograniczonej bryły gruntu niespoistego pod działaniem uderu masą. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo. Z25, 2004.
- [7] Bąk G., Gosk W.: Sztywność podłoża piaszczystego w procesach obciążenia i odciążenia wywołanych uderem. XI Sympozjum: Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowlę. Kraków, 2006.
- [8] Bąk G., Gosk W.: Identyfikacja sztywności podłoża gruntowego w procesach dynamicznego obciążenia i odciążenia. LIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Białystok-Krynica, 2007 r.
- [9] Bąk G., Szcześniak Z.: Metoda modelowania jednowymiarowych procesów falowych w sprężystych warstwowych prętach niepryzmatycznych. Rozprawy Inżynierskie, t.35, z. 2, PWN, Warszawa, 1987

THE ANALYSIS OF DYNAMIC EFFECTS IN THE LIGHT DROP TESTER DURING SOIL CONTROL

Summary: In this paper the dynamic effects induced in the light drop tester ZGF-01 being designed for the soil compaction control are analyzed. The masses distribution in this device mainly in the guide rod influences its dynamic behaviour under impact of falling mass which hits the spring-damper element. The numerical analysis is performed using the p-wave formulation for the linear-elastic guide rod. It was shown that this mass distribution should be taken into account to interpretation of the experimental data. Conclusions concerning correctness of the research procedure and numerical approach assumptions are submitted.

Key words: impact load, wave analysis, light drop tester, discrete model, degrees of freedom, dynamic modulus of soil

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/3/06 realizowanej w Politechnice Białostockiej.

Grzegorz Bąk, Jarosław Malesza

Analiza sztywności wspornikowej belki żelbetowej pod obciążeniem doraźnym

Streszczenie: W pracy poddano analizie sztywność żelbetowej belki wspornikowej pod działaniem siły skupionej, narastającej quasi-statycznie. Zarejestrowany w doświadczeniu proces narastania ugięć doraźnych jest podstawą wnioskowania o module odkształcenia betonu, jego wytrzymałości na rozciąganie i o zmianach sztywności zginanych przekrojów poprzecznych. Za podstawę analizy przyjęto podejście właściwe identyfikacji parametrycznej. Wykorzystano koncepcję opisu teoretycznego ugięć belek według teorii kontynualnych zmian sztywności zginanych przekrojów żelbetowych z wykorzystaniem tzw. mutacji „ φ ”. Ustalono optymalne wartości parametru φ i poddano dyskusji błędy wyznaczania ugięć wzorami teoretycznymi.

Słowa kluczowe: identyfikacja parametryczna, sztywność przekroju żelbetowego na zginanie, teoria kontynualnych zmian sztywności belek żelbetowych.

1. Wstęp

Teoretyczne wyznaczanie ugięć zginanych elementów żelbetowych jest zagadnieniem mechaniki z zakresu nieliniowości fizycznej. W stadium eksploatacyjnym źródłem efektów nieliniowych jest głównie beton, który, współpracując ze zbrojeniem o dominujących właściwościach liniowo sprężystych, powoduje ogólnie nieliniową reakcję deformacyjną elementu żelbetowego. Nieliniowość tej reakcji intensyfikuje się ze wzrostem intensywności obciążenia. Podstawowymi właściwościami betonu jest bardzo silna wrażliwość na intensywność naprężenia, jego znak i związane z tym zróżnicowanie zdolności odkształceniowych skutkujące rozwojem zarysowania elementu. Właściwości sprężyste stali zbrojeniowej po-

wstrzymują gwałtowny rozwój efektów nieliniowych w betonie. W rezultacie żelbet jako materiał niejednorodny może być w schematyzacjach teoretycznych traktowany jako liniowy w ograniczonym zakresie deformacji a następnie sztywność jego zmniejsza się w miarę wzrostu wyężenia.

Poza wyżej wymienionymi nieliniowymi właściwościami doraźnymi betonu ważne są też właściwości reologiczne, które mogą być ujmowane jako opóźnienie odkształceń doraźnych oraz pełzanie. Są one skutkiem złożonej struktury betonu jako materiału konstytuującego swoje właściwości w czasie, w zależności od wilgotności środowiska i poziomu naprężeń. Czynniki te mają duży wpływ szczególnie w odniesieniu do betonów niskich klas i małego wieku betonu w chwili obciążenia. W procedurach normowych określających deformacje elementów żelbetowych są wykorzystywane wzory na ugięcia elementów idealnie sprężystych z wprowadzeniem umownych sztywności przekrojów na zginanie. Sztywności te są ustalane do wyznaczania ugięć doraźnych i końcowych i zapewniają bezpieczne ich szacowanie z punktu widzenia praktyki inżynierskiej.

Z dotychczasowych ujęć analizowanego problemu obliczeniowego należy wymienić teorię Muraszowa [1]. Przekrój poprzeczny elementu prętowego jest w tej teorii traktowany dwuskładnikowo, ale nie rozdzielnie. Dwuskładnikowo, ponieważ sztywność przekroju żelbetowego jest konsekwencją sztywności strefy ściskanej betonu, z ewentualnym wzmocnieniem tej strefy zbrojeniem ściskanym, oraz strefy rozciąganej. W tej ostatniej uwzględnia się zbrojenie główne i wpływ betonu rozciąganego na odcinkach pomiędzy rysami normalnymi poprzez uśrednienie odkształcenia w stali zbrojeniowej. Właściwości reologiczne są przypisywane do betonu. Teoria ta dotyczyła żelbetowego przekroju zarysowanego. Opisywała monotonicznie malejącą sztywność przekroju zginanego poddanego działaniu rosnącej wartości momentu zginającego w zakresie przewyższającym wartość momentu rysującego M_{cr} . Sztywność tę oznaczano B_{II} . Pewnym uściśleniem podejścia Muraszowa była propozycja wprowadzenia fazy przejściowej w stadium powstawania zarysowania celem ustalenia sztywności przekroju zginanego B_{Ia} . Była ona przyjęta w poprzedniej normie polskiej PN-84-B/03264 i umożliwiała opis ciągłej zmiany sztywności jako funkcji narastającej wartości momentu zginającego. W przedziale wartości momentu $(0 \div 0,8M_{cr})$ przyjmowano stałą sztywność B_0 , obliczaną jak dla idealnego przekroju sprężystego. W przedziale $(0,8M_{cr} \div \alpha M_{cr})$ sztywność zmniejszała się liniowo, a następnie nieliniowo według zależności $B_{II}(M)$. Podobne ujęcie było rozwijane w pracach CEB, np.: [2]. Wpływ betonu rozciąganego ujmowano tam zwiększając moduł sprężystości stali rozciąganej.

Oryginalną koncepcję ujęcia kontynualnych zmian sztywności zginanego przekroju żelbetowego przedstawiono w monografii [3]. Szczegółowe wzory aplikacyjne do tego ujęcia podano w [4]. Wprowadzono pojęcie ubytku sztywności na zginanie przekroju żelbetowego, który uzależniono od wartości momentu w przekroju belki – $\Delta B(M)$. Ubytek ten opisywał zmiany, której doznawała początkowa, sprężysta sztywność przekroju niezarysowanego B_0 w następującej postaci:

$$B(M) = B_0 \left(1 - \frac{\Delta B(M)}{B_0} \right). \quad (1)$$

Ponieważ moment zginający jest funkcją współrzędnej położenia przekroju poprzecznego, element zginany był traktowany jako element o zmiennej sztywności w sensie przestrzennym, doznającej ponadto zmian ilościowych ze wzrostem obciążenia. Doraźne ugięcia elementu zginanego wyznaczano całkując wzór na krzywiznę k osi środkowej belki

$$k = -\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{B(M)}. \quad (2)$$

Zaproponowano dwa podejścia do określenia ubytku sztywności: mutację „ φ ” i mutację „ ψ ”. Pierwsza mutacja obejmowała zakres deformacji belek w stadium użyteczności, w którym zdefiniowano ubytek sztywności jako proporcjonalny do wartości momentu zginającego

$$\Delta B(x) = \varphi B_0 \frac{|M(x)|}{M_n} = \varphi B_0 m(x), \quad m(x) = \frac{|M(x)|}{M_n}, \quad (3)$$

gdzie:

M_n – niszcząca (graniczna) wartość momentu zginającego,

$m(x)$ – stopień wyężenia przekroju zginanego o odciętej x .

Proponowano, ażeby współczynnik φ był określany doświadczalnie. Dalej rozważymy tylko mutację „ φ ”. Nie będziemy zajmować się mutacją „ ψ ”, która umożliwiała opis deformacji aż do stanów wyężenia poprzedzających zniszczenie.

Nie podkreśla się w literaturze, że omówiona teoria kontynualnych zmian sztywności według [3] ma naturę teorii hipersprężystości, tzn.: $B(M)$ jest sztywnością sieczną przekroju normalnego zginanego pręta żelbetowego. Ubytek jest też więc ubytkiem sztywności siecznej, a nie ubytkiem sztywności rzeczywistej –

stycznej. Wzór (2) określa całkowitą – liniową i nieliniową krzywiznę odkształconej osi belki. Nie wyróżniano w tej teorii jawnie zakresu deformacji liniowej belki niezarysowanej lub quasi-liniowej w przypadku belki słabo zarysowanej. Takie założenie upraszczające, które polega na traktowaniu ugięć belki żelbetowej jako nieliniowych fizykalnie od początku obciążania ułatwia całkowanie wzoru (2) w konkretnym przypadku schematu statycznego i obciążenia belki.

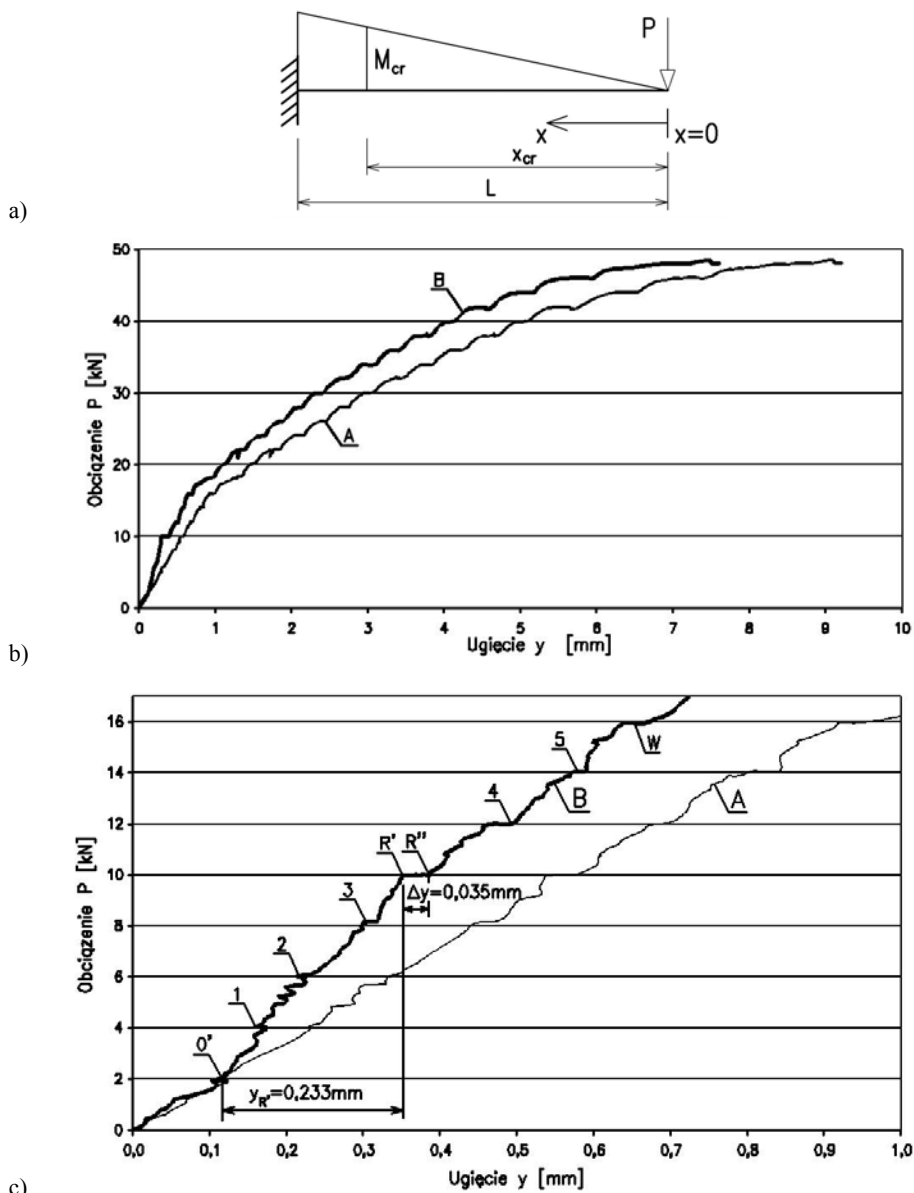
W niniejszej pracy przedstawimy procedurę wnioskowania o wynikach doświadczenia opartą na podejściu identyfikującym [5], z wykorzystaniem koncepcji ubytku sztywności przekroju zginanego. W ramach przyjętego podejścia będziemy poszukiwać wartości parametru φ definiującego model ubytku sztywności na skutek rozwoju zarysowania przekrojów normalnych analizowanej belki wspornikowej. W realizacji celu wykorzystano klasyczną teorię liniowego ubytku sztywności według [3] oraz dokonano oceny założenia o przyjmowaniu stałej wartości parametru φ w zakresie deformacji nieliniowych i o zaniedbywaniu zakresu liniowego.

2. Wyniki badania doświadczalnego

Wspornikowo zamocowaną belkę żelbetową o przekroju prostokątnym $0,20\text{m} \times 0,27\text{m}$, długości $L=1,0\text{m}$, (rys. 1a), poddano działaniu narastającej siły skupionej P . W sposób typowy dla ujęcia normowego przeprowadzono badanie wytrzymałości betonu na kostkach. Stwierdzono średnią wytrzymałość na ściskanie $\bar{f}_c = 21,98\text{MPa}$. Na tej podstawie z zależności korelacyjnych ustalono średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie $\bar{f}_{ct} = 2,35\text{MPa}$ i moduł odkształcalności $\bar{E}_c = 29,51\text{MPa}$. Belka była zbrojona rozdzielnie ciągłymi prętami ze stali klasy AIII znaku 34GS o przekrojach $A_{S1} = 0,000354\text{m}^2$, $A_{S2} = 0,000157\text{m}^2$.

Zbrojeniem poprzecznym były strzemiona zamknięte z drutu $\varphi = 6\text{mm}$, usytuowane co $s = 100\text{mm}$. Zbrojenie poprzeczne ustalono tak, ażeby wyeliminować efekty deformacyjne powodowane rysami ukośnymi.

Prognozy teoretyczne wartości momentu rysującego i niszczącego przekroju belki były: $M_{cr} = 6,32\text{kNm}$, $M_n = 52,01\text{kNm}$.



Rys. 1. Dane doświadczalne, a) schemat statyczny i obciążenie wspornika; b) zależności P–y: krzywa (A) – pomierzone ugięcia końca wspornika, krzywa (B) – ugięcia zredukowane o efekt obrotu podpor; c) charakter krzywej ugięcia w początkowym zakresie obciążenia belki

Siłę obciążającą wspornik wywoływał nacisk prasy hydraulicznej. Rejestracji podlegały:

- porcjowana wartość pionowego obciążenia zewnętrznego,
- ugięcie końca wspornika,
- kąt obrotu przekroju utwierdzenia poprzez ciągły pomiar przemieszczeń, na kierunku włókien skrajnych wspornika, w elemencie stanowiącym utwierdzenie badanego wspornika.

W schemacie obciążenia belki (rys. 1a) nie uwzględniono obciążenia ciężarem własnym, ponieważ wspornik był badany w położeniu pionowym.

Pełna rejestracja doświadczalna obejmowała proces narastania obciążenia skupionego do zniszczenia włącznie, $P_n = P(NZ) = 56,0\text{kN}$, gdzie liczba kroków obciążenia $NZ \approx 5090$. Przyrosty siły nie były dokładnie stałe. Wynosiły około $\Delta P \approx 0,011\text{kN}$. Ugięcia były mierzone po okresie, w którym następowała ich stabilizacja. Stwierdzano to po około jednej minucie utrzymywania obciążenia. Takie wartości pomierzonych ugięć uznano za wartości doraźne.

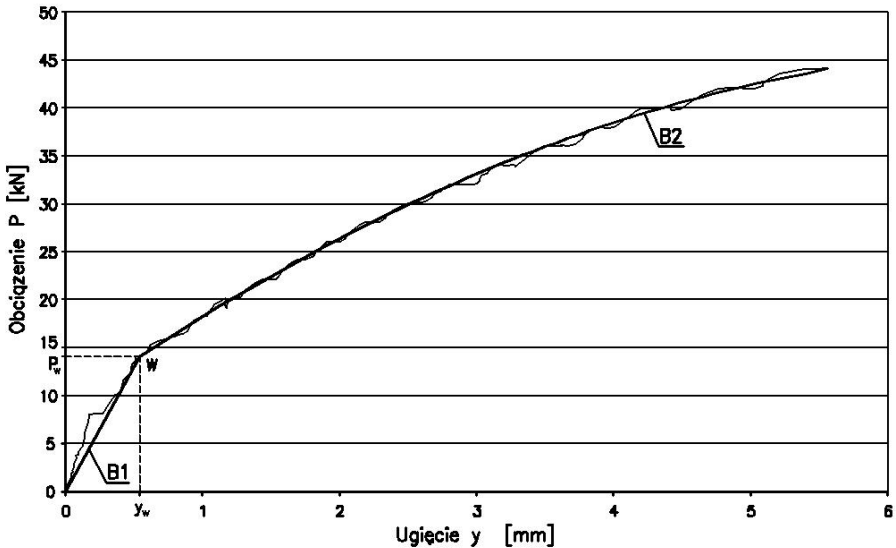
Do analizy przyjmujemy wyniki pomiarów w zakresie obciążenia do $0,817 \cdot P_n$, w którym zawiera się stadium użyteczności. Są one przedstawione na rys. 1b. Zakładamy, że w przyjętym zakresie wyężenia i deformacji belki będzie miało zastosowanie podejście właściwe teorii kontynualnych zmian sztywności według mutacji φ .

Początkowy charakter zależności $P-y$ ilustruje rys. 1c. Stwierdzono dwa efekty, które powinny być uwzględnione w interpretacji wyników. Pierwszy efekt to występowanie pewnego zakresu obciążenia, w którym następuje wypełnienie luzów stanowiska badawczego z wmontowanym ustrojem żelbetowym oraz prawdopodobnie zamykanie się rys skurczowych w samej próbce poddanej badaniu. Uznano, że jest to odcinek $O-O'$ zależności $P-y$. Za punkt początkujący właściwą, zgięciową reakcję wspornika na przykładane obciążenie zewnętrzne przyjęto punkt O' o współrzędnych $P = 1,926\text{kN}$ i $y = 0,12185\text{mm}$. Wszystkie zarejestrowane i pomierzone wielkości zredukowano więc o podane wyżej wartości. Dalej analizowane wyniki są już wartościami zredukowanymi. Drugim efektem było stwierdzenie licznych „przeskoków ugięć”. Przeskoki te tworzyły „quasi-półki plastyczne” na ścieżce $P-y$. Największe „półki” ponumerowano od 1 do 5 na rys. 1c. Zmiana ugięcia w tych punktach zachodziła bez istotnego wzrostu obciążenia. W konsekwencji generowane były nieciągłości krzywizny zdeformowanej belki. Zjawisko to obserwowano w całym zakresie obciążenia. Największy „przeskok” nastąpił przy obciążeniu $P = P_{cr} = 8,035\text{kN}$, które uznano za obciążenie

rysujące przykrój krytyczny wspornika. Stowarzyszony z tą wartością „przeskok” ugięcia opisują ugięcia: początku $y = 0,233\text{mm}$ (punkt R') i końca $y = 0,268\text{mm}$ (punkt R''). Do wystąpienia zarysowania sumaryczne ugięcie wspornika na skutek „przeskoków” stanowiło około 35,6% końcowego ugięcia przypisanego momentowi rysującemu. Podczas dalszego obciążania „przeskoki” również występowały, ale ich relatywne znaczenie w ugięciu całkowitym malało. W punkcie W o rzędnej $P_W = 14,078\text{kN}$ można jednak szacować przeskoki na znaczącą wartość, równą 26,6% ugięcia $y_W = 0,539\text{mm}$.

Występowanie „przeskoków” jest powszechnie stwierdzane w badaniach nad żelbetem. Podczas ciągłej rejestracji ugięć belek z wizualizacją przebiegu doświadczenia stwierdzono w pracy [7], że rozwój zarysowań w belce odbiega od ogólnie stosowanej schematyzacji – uporządkowanej ewolucji zarysowania w sensie przestrzennym, tzn.: ciągłej zmiany szerokości i wysokości powstałej rysy i sukcesywnemu pojawianiu się i rozwojowi kolejnych zarysowań w miarę wzrostu wyężenia belki. Stwierdzono tam, że w procesie obciążenia rysy rozwijają się „niemonotonicznie” – nawet zamykają się na skutek powstawania nowych. Wynika to z silnej niejednorodności betonu. Odształcenia graniczne i wytrzymałość na rozciąganie betonu są wielkościami losowymi o znacznych rozrzutach w stosunku do wartości średnich. Efekty te jednak trudno opisać teoretycznie i ogólnie nie są one akcentowane. Stąd przypisywanie zarysowaniu przekroju poprzecznego belki żelbetowej arbitralnej wartości momentu jest deterministycznym uproszczeniem.

W dążeniu do opisu różniczkowego narastania ugięć analizowanego wspornika doświadczalną ścieżkę $P - y$ aproksymujemy odcinkami: liniowym w zakresie $(0, P_W)$ i krzywoliniowym dla $P > P_W$. Poszczególne odcinki wraz z punktem rozgraniczającym „ W ” przedstawiono na rys. 2. W analizowanym przypadku przyjmujemy zakres liniowości większy niż odpowiadający sile rysującej, $P_{cr} = 8,035\text{kNm}$.



Rys. 2. Aproksymacja analityczna wyników doświadczalnych: odcinek (B1) – stadium deformacji uznanych za liniowe: $P = 26,119y$; współrzędne punktu węzłowego ($y_w = 0,539\text{ mm}$, $P_w = 14,078\text{ kN}$); krzywa (B2) – stadium deformacji nieliniowych, $P = -0,671396y^2 + 10,07872y + 8,833335$

W literaturze spotykamy na ogół wnioski o poprawności hipotezy utożsamiania zakresu deformacji liniowej z teoretycznym zakresem niewystępowania rys normalnych ($0, P_{cr}$). Szerszą analizę współrzędnych punktu węzłowego znajdujemy w pracy [8]. Podkreślono tam, że wartość momentu rysującego, o której decyduje wytrzymałość na rozciąganie betonu, jest statystycznie obciążona znacznym rozrzutem. Przytoczono odpowiednie wyniki badań statystycznych. Nie zakwestionowano jednak hipotezy utożsamiania punktu węzłowego W z punktem odpowiadającym zarysowaniu przekroju.

Uzasadniając przyjętą do dalszych analiz wartość $P_w > P_{cr}$, wyrażamy przekonanie, że pierwsze zarysowanie przekroju powinno być traktowane jako lokalny ubytek sztywności przekroju, którego zasięg jest początkowo mały. Ubytek ten może nie mieć dużego wpływu na globalną reakcję deformacyjną elementu zginanego, jeżeli tylko główne zbrojenie rozciągane belki nie kwalifikuje jej jako elementu słabo zbrojonego - jest odpowiednio większe niż minimalne. Badana belka wspornikowa charakteryzowała się takim zbrojeniem. Z tego powodu nie będziemy w zależności $P - y$ utożsamiać rzędnej punktu węzłowego P_w z wartością siły rysującej P_{cr} belki żelbetowej.

3. Kontynuacja teorii zginania żelbetu W. Kuczyńskiego – mutacja φ

Wzory podstawowe na ugięcie belki żelbetowej według koncepcji przedstawionej w pracy [3] wyprowadza się ze wzoru (2) na całkowitą krzywiznę belki przyjmując zmienną sztywność przekrojów poprzecznych belki na jej długości i w procesie obciążenia zgodnie ze wzorami (1) i (3). W przypadku analizowanego wspornika $M(x) = -P \cdot x$ i krzywizna belki jest dana równaniem różniczkowym

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{P}{B_0} \cdot \frac{x}{ax + 1}, \quad (4)$$

gdzie: $a = \varphi \frac{m_L}{L}$, $m_L = m(x)_{x=L} = \frac{PL}{M_n}$ – stopień wyężenia przekroju przyporowego wspornika.

Całkowanie równania (4) z warunkami brzegowymi dla utwierdzenia wspornika $\frac{dy}{dx} = 0|_{x=L}$ i $y(L) = 0$ prowadzi do wzoru na ugięcie końca wspornika,

$$y(0) = \frac{P}{B_0 a^3} \left[\ln(aL + 1) - aL + \frac{(aL)^2}{2} \right]. \quad (5)$$

Przytoczone rozwiązanie jest określane jako dokładne dla wersji mutacji φ , [3]. W pewnym zakresie stopnia wyężenia przekroju podporowego m_L wzór (5) jest kłopotliwy do obliczeń numerycznych z uwagi na występującą w nim funkcję logarytmiczną. Z tego powodu zaproponowano jeszcze inne rozwiązanie, które otrzymuje się nie z bezpośredniego całkowania równania (4), ale z oszacowania funkcji ilorazowej prawej strony wzoru (4) trzema wyrazami szeregu funkcyjnego. Otrzymuje się wówczas dogodniejszy do obliczeń wzór przybliżony

$$y(0) = \frac{PL^3}{3B_0} \left[1 + 0,75 \cdot \varphi m_L + 0,6 \cdot (\varphi m_L)^2 \right] \quad (6)$$

Przy wyężeniu odpowiadającym stanom użyteczności, a więc z reguły w stadium ukształtowanego zarysowania, średnią wartość parametru φ ustalono doświadczalnie jako stałą, $\varphi = \text{const}$. Według pracy [3], w przypadku przekroju prostokątnego parametr φ charakteryzujący ubytek sztywności określa się wzorem

$$\varphi = 1,27 - \frac{10,93\beta\rho_1 + 0,272}{6,51\beta\rho_1 + \frac{\beta}{\alpha_e} + 0,163}, \text{ gdzie } \beta = \frac{f_{yk}}{f_{ck}}, \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}. \quad (7)$$

Podkreślić należy, że wzór (3) nie ujmuje wpływu zbrojenia ściskanego, który to wpływ nie powinien być pomijany. Założenie wartości $\varphi = 0$ oczywiście redukuje omawiane podejście do problemu fizycznie liniowego – stadium bez rys normalnych.

Charakteryzując teorię kontynualną podkreślimy, że założenie o wyłącznie nieliniowej reakcji przekroju belki upraszcza znacznie całkowanie równania krzywizny (4) względem współrzędnej x , ponieważ nie wyróżnia się zarysowanych i niezarysowanych odcinków belki. Uwzględnienie tych odcinków wymaga formułowania innych wzorów na krzywiznę i całkowania ze stosownymi warunkami ciągłości na ich granicy. Określenie „teoria kontynualna” akcentuje ciągłą zmianę sztywności samego przekroju poprzecznego w procesie obciążenia, bez dzielenia tego procesu na fazy przed pojawieniem się rysy normalnej, fazy tworzenia się tej rysy i po jej ukształtowaniu. Jednocześnie „kontynualność” ujmuje zmianę sztywności całego elementu na skutek ewolucji rozkładu momentów w procesie obciążenia. Kontynualność oznacza tu też różniczkowo–ciągły rozwój ugięć belki bez „przeskoków”, czyli pojawiania się przestrzennych nieciągłości krzywizny osi deformującej się belki.

Z podanej charakterystyki wnioskujemy o aproksymacyjnym charakterze teorii kontynualnych zmian sztywności zginanych elementów żelbetowych. Należy tę charakterystykę kwalifikować jako fizycznie nieliniową teorię zginania elementów żelbetowych ze wskazaniem jej poprawności w zaawansowanym stadium zarysowania.

4. Wyniki analiz numerycznych

4.1 Identyfikacja wytrzymałości betonu na rozciąganie

Wytrzymałość betonu na rozciąganie można oszacować na podstawie znanej wartości momentu rysującego. Jeżeli przyjąć doświadczalnie wyznaczoną wartość momentu rysującego i wykorzystać formułę obowiązującej normy betonowej na moment rysujący:

$$M_{cr} = \frac{I_1}{d - x_1} \bar{f}_{ct} = 8,035 \text{ kNm}, \quad (8)$$

gdzie oznaczono: I_1 – sprowadzony moment bezwładności a x_1 – grubość strefy ściskanej betonu w przekroju żelbetowym wyteżonym w fazie idealnie sprężystej, to otrzymamy wytrzymałość średnią na rozciąganie $\bar{f}_{ct} = 2,99 \text{ MPa}$. Jest to wartość o 27,23% większa niż prognozowana na podstawie badań próbek betonowych $\bar{f}_{ct} = 2,35 \text{ MPa}$.

Oszacowanie wartości f_{ct} wyznaczmy też na podstawie równania z wykorzystaniem wzoru na moment rysujący z uwzględnieniem uplastycznienia strefy rozciąganej przekroju,

$$M_{cr} = W_{fp} f_{ct} = 8,035 \text{ kNm}, \quad (9)$$

gdzie: sprowadzony wskaźnik wytrzymałości przekroju żelbetowego względem krawędzi rozciąganej przekroju, z uwzględnieniem idealnego uplastycznienia betonu rozciąganego jest

$$W_{fp} = \frac{2bx^3}{3(h-x)} + \frac{b(h-x)^2}{2} + \frac{2\alpha_e}{h-x} [A_{S1}(h-x-a_1)^2 + A_{S2}(x-a_2)^2]. \quad (10)$$

We wzorze (14) x jest grubością strefy ściskanej, którą wyznaczamy z równania

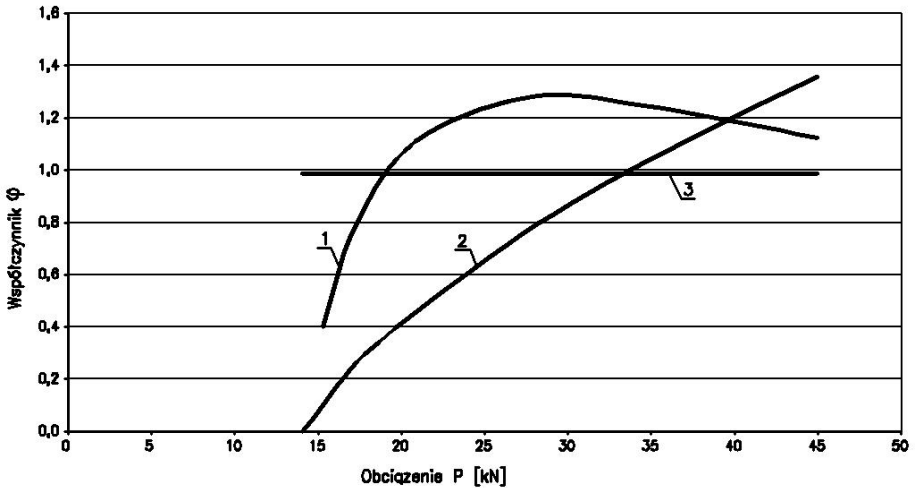
$$\frac{bx^2}{h-x} = b(h-x) + \frac{2\alpha_e}{h-x} [A_{S2}(x-a_2) - A_{S1}(h-x-a_1)]. \quad (11)$$

Otrzymuje się wówczas $f_{ct} = 1,60 \text{ MPa}$. Zróżnicowanie wartości $\bar{f}_{ct}$ i f_{ct} wynika z jakościowej odmienności wzorów (8) i (9). Otrzymana wartość f_{ct} jest bliższa wytrzymałości obliczeniowej f_{ctd} .

4.2 Identyfikacja parametru ϕ określającego kontynuualną zmianę sztywności przekrojów poprzecznych belki wspornikowej

Skonstruujemy różne krzywe teoretyczne $P - y_t$ przyjmując za podstawę klasyczną teorię kontynuualnych zmian sztywności zginania żelbetu – wzory na ugięcie wspornika: dokładny (5) i uproszczony (6). W pierwszym etapie analizy uznano, że parametr ϕ zależy od intensywności obciążenia i nie jest wartością stałą w za-

kresie deformacji nieliniowych. Za kryterium doboru wartości φ przyjęto pełną zgodność prognozy teoretycznej z ugięciem doświadczalnym danym aproksymowaną krzywą B2 na rys.2. Wyznaczone zależności na $\varphi(P)$ podano na rys. 3.



Rys. 3. Zależność współczynnika φ od obciążenia P . Krzywe: (1) – według wzoru dokładnego, (2) – według wzoru uproszczonego, (3) – wg wzoru (7) $\varphi = 0,986$

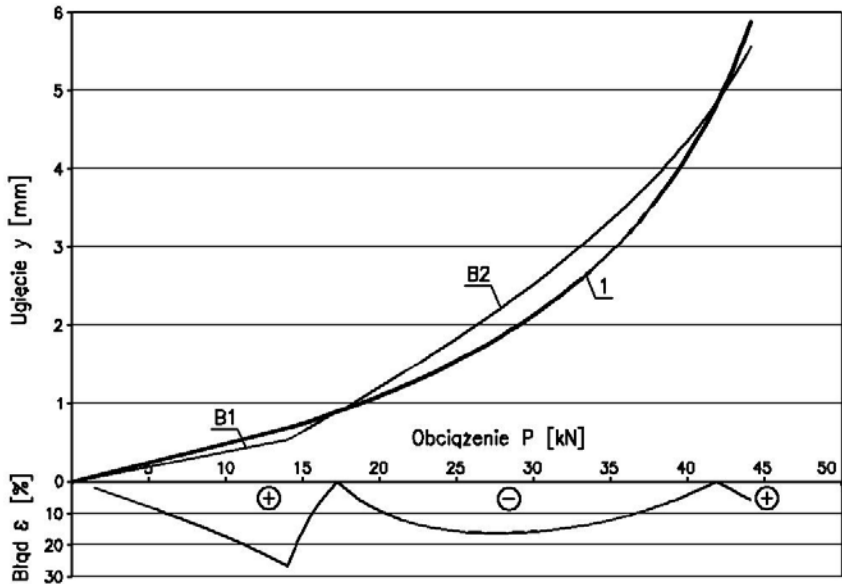
Analizując kształt krzywej 1 na rys. 3 zauważymy dwie cechy tej krzywej. Pierwszą cechą jest to, że intensywne zmiany φ , zapewniające zgodność teorii kontynualnych zmian sztywności z doświadczeniem, rozpoczynają się z wystąpieniem uprzednio ustalonej wartości momentu węzłowego $M_w = P_w \cdot L$. Użycie wzoru (5) do aproksymacji wyników doświadczenia w przedziale $P < P_w$, a więc liniowym, wymaga przyjęcia $\varphi = 0$. Drugą cechą omawianej krzywej jest to, że w pewnym zakresie deformacji nieliniowych odcinek tej krzywej może być aproksymowany wartością stałą, co było założeniem tej teorii. Zakresem obciążenia właściwym do takiej aproksymacji jest przedział stopnia wyężenia belki: $\sim 0,40 < P/P_n < 0,85$. Założenie upraszczające teorii $\varphi = \text{const}$ znajduje więc uzasadnienie w uzyskanych wynikach doświadczalnych badanej belki wspornikowej. Poprawność tego założenia odpowiada typowym wyężeniom belki w stadium użytkowalności. Takiego zakresu, w którym wartość φ stabilizuje się, nie ma krzywa 2, która odpowiada wzorowi uproszczonemu (6).

Ocenimy poprawność założenia o przyjmowaniu stałej wartości parametru φ , eksponując głównie nieliniowy zakres deformacji. W tym celu wyznaczmy wartość tego parametru dla ustalonego zakresu wyteżenia na podstawie procedury minimalizacyjnej najmniejszych kwadratów z wagą. Traktujemy wzory rozwiązania dokładnego (5) oraz uproszczonego (6) jako formy aproksymujące wyniki doświadczalne. Za wagę przyjmujemy funkcję ugięcia doświadczalnego (krzywa 2B z rys. 2). Procedurę taką można przeprowadzić dla całego zakresu obciążenia albo tylko dla zakresu odpowiadającego ugięciom nieliniowym, tzn.: $P > P_W$. Uzyskuje się następujące wyniki:

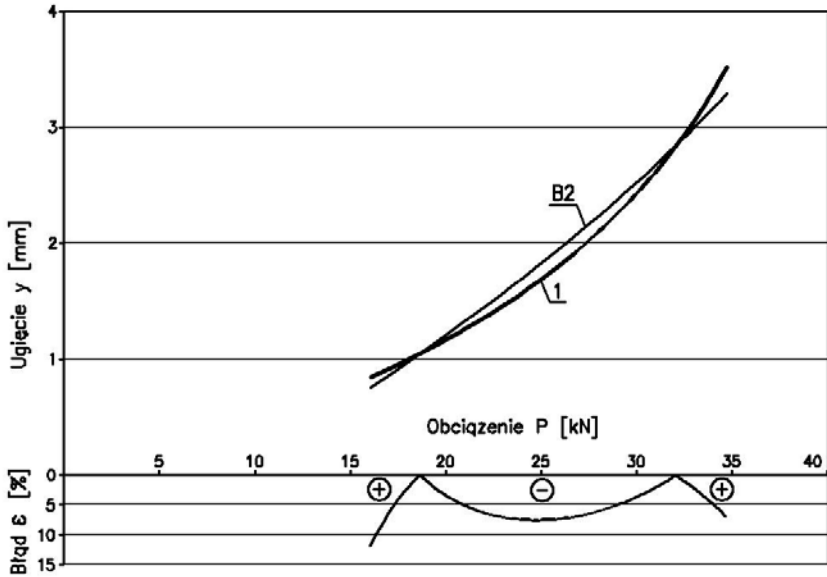
$$\begin{aligned} \text{wzór dokładny (5)} \quad & - \text{zakres obciążenia } (0,0; 0,85P_n) \Rightarrow \varphi_{\text{opt}}^d = 1,054; \\ & - \text{zakres obciążenia } (P_W; 0,85P_n) \Rightarrow \varphi_{\text{opt}}^d = 1,054; \\ & - \text{zakres obciążenia } (1,42P_W \approx 0,4P_n; 0,85P_n) \Rightarrow \varphi_{\text{opt}}^d = 1,197; \\ \text{wzór uproszczony (6)} \quad & - \text{zakres obciążenia } (0; 0,85P_n) \Rightarrow \varphi_{\text{opt}}^u = 1,676; \\ & - \text{zakres obciążenia } (P_W; 0,85P_n) \Rightarrow \varphi_{\text{opt}}^u = 1,676. \end{aligned}$$

Na rys. 4 przedstawiono porównanie krzywej doświadczalnej ugięcia z krzywymi opisanymi wzorami (5) i (6) w przypadku podanych wyżej wartości optymalnych parametru φ , ustalonych dla całego zakresu obciążenia. Podano również względne błędy $\varepsilon = (y_t - y_{\text{exp}}) / y_{\text{exp}}$ porównywanych wielkości.

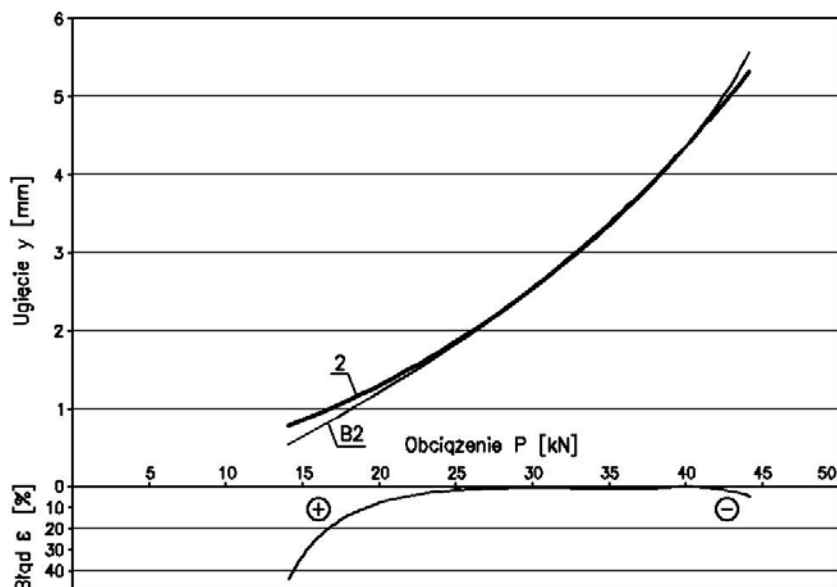
Największe błędy koncentrują się w obszarze „przełomu” zakresu przyjętego jako liniowy i zakresu nieliniowego. Wyniki te potwierdzają ogólną poprawność klasycznej teorii kontynualnych zmian sztywności w wyznaczaniu ugięć doraźnych belki wspornikowej w zakresie obciążeń wywołujących istotne zarysowania przekroju krytycznego. Wskazują również na możliwość przyjmowania wartości $\varphi = \text{const}$, co jednak ogranicza zakres poprawności wyznaczania ugięć doraźnych. Lepszymi właściwościami aproksymacyjnymi charakteryzuje się wzór uproszczony teorii kontynualnych zmian sztywności. Umożliwia on dla optymalnej wartości parametru φ określenie ugięcia z mniejszym błędem i dla większego zakresu obciążenia.



a)



b)



c)

Rys. 4. Porównania krzywej doświadczalnej (B1 i B2) i krzywych teoretycznych metody dokładnej (1) i uproszczonej (2) w różnych zakresach ugięć wraz z błędami względnymi ϵ ; a) metoda dokładna, cały zakres: $\varphi_{opt}^d = 1,056$, b) metoda dokładna, część zakresu nieliniowego:

$P = (1,15 \cdot P_w = 16,0 \div 0,65 \cdot P_n = 34,0) \text{ kN}$, $\varphi_{opt}^d = 1,193$, c) metoda uproszczona, cały zakres nieliniowy:

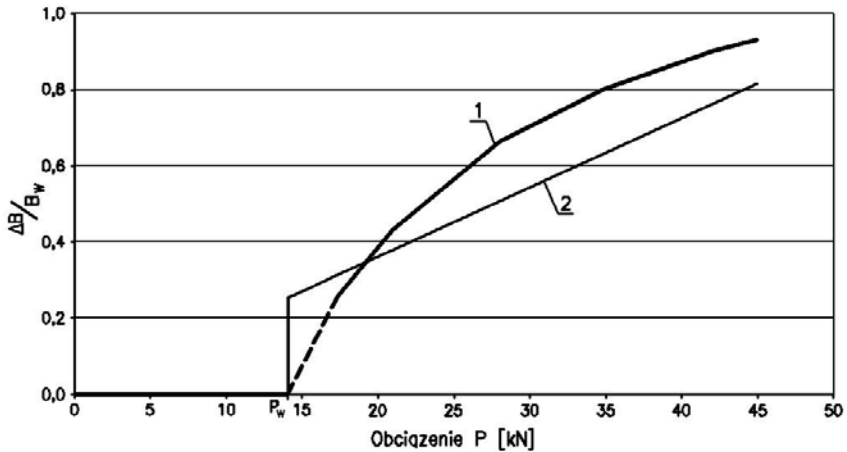
wy: $P_w = (14,05 \div 45,0) \text{ kN}$, $\varphi_{opt}^u = 1,676$

Względne zmiany ubytku sztywności siecznej przekroju podporowego badanego wspornika $\frac{\Delta B_w}{B_w} = \varphi \frac{PL}{M_n} = \varphi m$, po osiągnięciu $P = P_w$, zależą od wartości parametru φ . Jeżeli wykorzystamy funkcję zmienności parametru φ ustaloną z warunku dokładnego odzwierciedlenia krzywej doświadczalnej w procesie obciążenia, to względne zmiany ubytku sztywności są nieliniowe. Przyjęcie wartości $\varphi = \text{const}$ prowadzi do liniowego ubytku sztywności. Charakter tych zmian przedstawiono na rys. 5

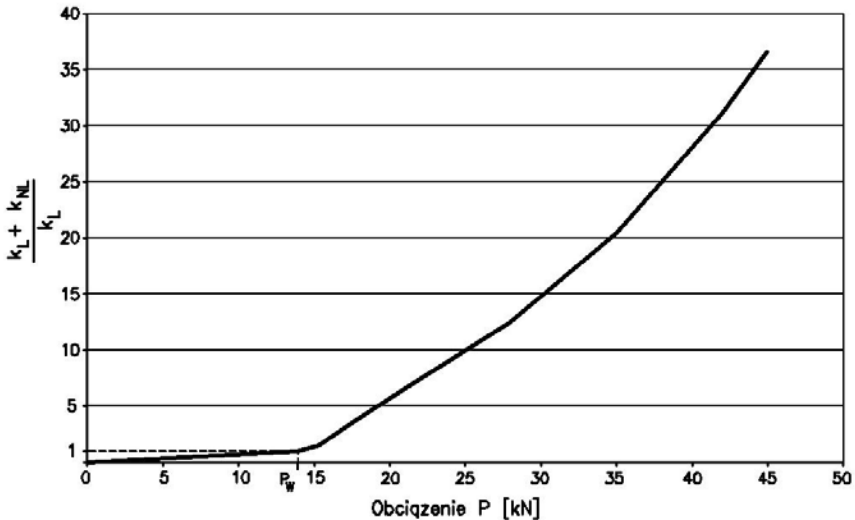
Charakter zmian całkowitej krzywizny osi belki w przekroju utwierdzenia $k = k_L + k_{NL}$ w relacji do jej części liniowej $k_L = \frac{M}{B_w}$, ilustruje krzywa na rys. 6.

Wynika z niej wniosek, że maksymalna krzywizna liniowa $\max k_L = k(P_w)$ jest

bardzo mała w stosunku do krzywizny całkowitej przy wyteżeniach charakterystycznych dla stadium użytkowalności.



Rys. 5. Zmiany sztywności przekroju podporowego belki w procesie obciążenia: krzywa 1 – dla zmiennego $\varphi(P)$ danego linią 1 na rys. 3, ustalonej dla rozwiązania dokładnego (6); linia 2 – dla stałej, optymalnej wartości parametru $\varphi_{\text{opt}} = 1,676$, wyznaczonej dla rozwiązania uproszczonego (6)



Rys. 6. Ewolucja krzywizny osi belki w przekroju utwardzenia w procesie obciążenia w przedziale zmian liniowych $(0, P_W)$ i nieliniowych (P_W, P_g)

W stadium tym o ugięciach decydują efekty fizykalnej nieliniowości żelbetu. Efekty te nie rozwijają się w sposób ciągły przy przekroczeniu poziomu wyężenia „węzłowego”, ale doznają gwałtownej zmiany. Następnie intensyfikują się kontynualnie w procesie obciążenia.

5. Podsumowanie wyników

W pracy dokonano analizy wyników doświadczalnego badania ugięć żelbetowej belki wspornikowej w ciągłym procesie obciążenia narastającego. Analizę przeprowadzono przyjmując, że modelem teoretycznym umożliwiającym opis strzałki ugięcia w każdym stanie wyężenia belki może być teoria kontynualnych zmian sztywności na zginanie. Oryginalna teoria opiera się na założeniu uśredniania parametru definiującego ubytek sztywności przekroju zginanego i przyjmowania $\varphi = \text{const}$ dla całego zakresu deformacji nieliniowych, za który uważa się stadium ukształtowanych rys w przekrojach normalnych belki żelbetowej.

Interpretacja wyników doświadczenia z zastosowaniem procedury identyfikacji ugięć wyznaczanych poprzez prognozy teoretyczne umożliwia wnioskowanie o parametrze podstawowym teorii określającym zmiany sztywności jak również o ustaleniu podziału na zakres uważany za liniowo i nieliniowo fizyczny. Wyniki doświadczalne wskazały, że uśredniony – quasi liniowy zakres ugięć określiła wartość momentu „węzłowego” na ścieżce obciążenia równa $M_W = 1,73M_{cr}$, a więc znacznie przekraczająca wartość momentu rysującego. Oznacza to, że samo zarysowanie nie wywoływało początkowo silnej nieliniowej reakcji deformacyjnej belki żelbetowej. Taka reakcja uwidoczniła się dopiero po zintensyfikowaniu efektów zarysowania. Badana belka miała zbrojenie typowe dla zginanego elementu żelbetowego, $\rho_{Asl} = 0,0074$. W niektórych pracach również stwierdza się znaczny zakres deformacji liniowej i przypisuje się go podwyższonej wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie albo podwyższonej wartości odkształceń granicznych na rozciąganie.

Uzyskane wyniki doświadczalne potwierdziły, że w zakresie ugięć właściwych wyężeniu belki w stadium użytkowości – ukonstytuowanych ale dopuszczalnych zarysowań przekrojów normalnych – zakładanie stałej wartości parametru ubytku sztywności jest uproszczeniem. Błędy względne obliczonych ugięć doraźnych wzorami teorii kontynualnych zmian sztywności zależą od intensywności wyężenia belki. Jeżeli ograniczyć zakres nieliniowych ugięć jako odpowiadających stopniowi wyężenia przekroju krytycznego $m_L \in (0,4; 0,85)$, to względne

błędy teoretycznych ugięć doraźnych są mniejsze niż o 5%. Znaczne błędy dotyczą stadium formowania się pierwszych rys normalnych. Wynik analizy potwierdził celowość rozważenia takiego stadium jako pośredniego pomiędzy stadium deformacji liniowych i typowo nieliniowych. W analizowanym przypadku belki wspornikowej stadium pośrednie zawierało się w granicach intensywności $m_L \in (0,27; 0,4)$. Poprawniejsze wyniki teoretyczne w stadium pośrednim uzyskuje się wzorem uproszczonym.

Wnioski wyprowadzono z identyfikacji parametrycznej wyników pomiaru ugięć dokonanej w jednym eksperymencie. Stąd ilościowe aspekty wnioskowania nie mogą być z całą pewnością uogólniane na inne przypadki. Procedura interpretacji wyników doświadczalnych jest zgodna z podejściem parametrycznym teorii identyfikacji.

Literatura

- [1] Muraszow W. J.: Treszczinoustoicziwost , żestkost i procznost żelezobetona. Maszstroizdat, Warszawa, 1950.
- [2] ENV 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules for buildings. European Prestandard, Brussels, Belgium.
- [3] Kuczyński W.: Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania. PWN, Warszawa, 1971.
- [4] Kuczyński W., Goszczyński S.: Tablice podstawowych funkcji przemieszczeń belek żelbetowych. Arch. Inż. Łąd., t. XIV, z.1, 1968.
- [5] Giergiel J., Uhl T.: Identyfikacja układów mechanicznych. PWN, Warszawa, 1990.
- [6] Malesza J.: Analiza stanów naprężeniowo-odkształceniowych w zewnętrznych węzłach ram żelbetowych. Rozprawa doktorska. Białystok, 2004.
- [7] Kwolek M.: Metodyka pomiaru ciągłego w badaniach niszczących belek żelbetowych. Praca doktorska, WAT, 2002
- [8] Knauff M.: O obliczaniu przemieszczeń belek żelbetowych metodą dwóch prostych. Wyd. Pol. Warszawskiej, Warszawa, 1979.

ANALYSIS OF BENDING RIGIDITY OF THE REINFORCED CONCRETE CANTILEVER BEAM UNDER SHORTTIME LOADING

Summary: The analysis of rigidity of reinforced concrete cantilever beam under point load increasing continuously in a quasi static manner is given in the paper. The deflections during the process is the base to conclude about the value of material rigidity of concrete, its strength in tension and changeability of the cross section rigidity of the beam. The parametrical approach of the theory of identification is applied. The concept of the theory of the lack of rigidity of reinforced concrete bending elements known as the mutation of type „ ϕ ” is used. It is shown a good agreement of the theory with experimental results if only the basic parameter ϕ is fixed and the appropriate range of loading intensity is considered.

Key words: parametrical identification, rigidity of the reinforced concrete cross section in bending, theory of continual changeability of the rigidity of the reinforced concrete beams.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/2/04 realizowanej w Politechnice Białostockiej.

Michał Bołtryk, Katarzyna Cichocka

Wypadkowość jako czynnik zarządzania bezpieczeństwem pracy i ochroną zdrowia w budownictwie

Streszczenie: W artykule zdefiniowano pojęcia związane z zarządzaniem: BHP i *wypadki przy pracy*. Dokonano podziału wypadków. Przedstawiono statystykę dotyczącą wypadków przy pracy. Wypadkowość omówiono według kryteriów takich jak: wydarzenia powodujące wypadki przy pracy, płeć poszkodowanych oraz staż pracy

Słowa kluczowe: wypadkowość, zarządzanie, bezpieczeństwo i ochrona zdrowia

1. Wstęp

Aby poprawnie określić zarządzanie w aspekcie przestrzegania bezpieczeństwa pracy, należy zdefiniować pojęcia „zarządzanie” i „bezpieczeństwo i higiena pracy”. Zarządzanie oznacza szczególny sposób kierowania działalnością ludzi, obejmujący tworzenie, kontrolę oraz pełne dostosowanie reguł postępowania do bieżących potrzeb [1]. Bezpieczeństwo i higiena pracy definiowane są jako ogół środków i urządzeń służących do stworzenia warunków pracy, które wpływają na eliminowanie zagrożeń życia lub zdrowia zatrudnionych, usuwanie lub ograniczanie szkodliwości związanych z procesem i środowiskiem pracy. BHP wiąże się z zapobieganiem wypadkom przy pracy [2].

W przedstawionym kontekście zarządzanie bezpieczeństwem jest działaniem, które zminimalizuje ryzyko utraty życia lub zdrowia. Podstawą zarządzania jest założenie, że bezpieczne warunki pracy nie powstają samoistnie, ale kształtowane są według określonych przyczyn i następstw.

Zarządzanie bezpieczeństwem obejmuje nie tylko identyfikowanie zagrożeń i redukcję ryzyka stwarzanego przez środowisko i wyposażenie, ale także oddziaływanie na poprawność postępowania zatrudnionych osób.

Zarządzanie pod kątem zachowania bezpieczeństwa i higieny pracy ułatwia pracodawcy podjęcie właściwych decyzji oraz planowanie i realizację wszystkich działań zapewniających bezpieczeństwo i ochronę zdrowia w procesach pracy. Zarządzanie ma również na celu ułatwienie spełnienia wymagań obowiązujących aktów prawnych i norm technicznych oraz wykazanie zgodności z tymi wymaganiami wobec instytucji nadzorujących i kontrolujących [3].

Skuteczne zarządzanie bezpieczeństwem i higieną pracy wymaga stworzenia i wykorzystania odpowiedniego narzędzia organizacyjnego. Takim narzędziem jest system zarządzania, na który składa się:

- struktura organizacyjna,
- rozłożenie odpowiedzialności,
- procedury,
- procesy i zasoby.

System zarządzania składa się z elementów zapewniających jego spójność oraz skuteczność. Są to:

- metody kontroli wewnątrz zakładu,
- środki zapewniające współpracę osób i grup odpowiedzialnych za bezpieczeństwo oraz metody i sposoby porozumiewania się wewnątrz zakładu.

2. Wypadkowość w budownictwie

Za wypadek przy pracy uważa się nagle zdarzenie wywołane przyczyną zewnętrzną powodujące uraz lub śmierć, które nastąpiło w związku z pracą:

- 1) podczas lub w związku z wykonywaniem przez pracownika zwykłych czynności lub poleceń przełożonych;
- 2) podczas lub w związku z wykonywaniem przez pracownika czynności na rzecz pracodawcy, nawet bez polecenia;
- 3) w czasie pozostawiania pracownika w dyspozycji pracodawcy w drodze między siedzibą pracodawcy a miejscem wykonywania obowiązku wynikającego ze stosunku pracy.

Definicję wypadku przy pracy reguluje artykuł 3 ustawy z dnia 30 października 2002r. o ubezpieczeniu społecznym z tytułu wypadków przy pracy i chorób zawodowych (Dz.U. z 2002r., Nr 199, poz.1673 z późniejszymi zmianami).

Według R. Studenskiego rozróżnia się następujące rodzaje wypadków [4]:

- zawodowe,
- pozazawodowe.

Za wypadki zawodowe są uznawane zdarzenia powstające w związku z wykonywaniem pracy zawodowej.

Wypadki pozazawodowe są to urazy przy czynnościach niepozostających w związku z pracą zawodową, np. podczas wypoczynku, przy pracach domowych.

Do grupy wypadków zawodowych należą: wypadki przy pracy oraz traktowane na równi z wypadkami przy pracy, a także wypadki zaistniałe przy wykonywaniu pracy na podstawie umowy agencyjnej, umowy zlecenia, przy wykonywaniu działalności gospodarczej lub podczas pracy w rolnictwie.

Podział wypadków można dokonać również pod kątem:

- 1) liczby osób, które uległy urazowi na skutek zaistniałego niebezpiecznego zdarzenia:
 - wypadki indywidualne,
 - wypadki zbiorowe,
- 2) stopień ciężkości doznanych obrażeń:
 - śmiertelne,
 - powodujące ciężkie uszkodzenie ciała,
 - lekkie (pozostałe).

Za wypadek indywidualny uważa się taki, w którym w następstwie zaistniałego niebezpiecznego wydarzenia obrażeń doznała jedna osoba. Wypadkiem zbiorowym będzie zdarzenie, w wyniku którego doznały obrażeń co najmniej dwie osoby.

Kodeks pracy definiuje wypadek śmiertelny jako wypadek, w wyniku którego nastąpiła śmierć w miejscu wypadku lub w okresie nieprzekraczającym 6 miesięcy od dnia wypadku. Za ciężki wypadek przy pracy uważa się taki wypadek, w wyniku którego nastąpiły: ciężkie uszkodzenie ciała, naruszające podstawowe funkcje organizmu, a także choroba nieuleczalna lub zagrażająca życiu, albo trwała choroba psychiczna, albo całkowita lub znaczna niezdolność do pracy w zawodzie albo trwałe zeszpecenie lub zniekształcenie ciała.

Pozostałe wypadki jakie najczęściej występują, które powodują odwracalne skutki zdrowotne, są określone jako wypadki lekkie.

Na potrzeby kontroli przeprowadzanych przez Państwową Inspekcję Pracy prowadzi się klasyfikację wypadków pod kątem czynników prowadzących do ich powstania. Wśród nich wyróżnić można takie jak:

- wiek,
- staż pracy,

- organizacja pracy,
- wydarzenia powodujące wypadki.

W razie wypadku pracownika i pracodawcę obowiązują określone procedury, które zawierają:

- badanie okoliczności i przyczyn wypadków,
- obowiązki pracownika i pracodawcy w razie wypadku,
- określenie przyczyn wypadku.

3. Ryzyko zawodowe

Przez ryzyko zawodowe rozumie się prawdopodobieństwo wystąpienia niepożądanego zdarzenia związanych z wykonywaną pracą, powodujących straty, w szczególności wystąpienie u pracowników niekorzystnych skutków zdrowotnych w wyniku zagrożeń zawodowych występujących w środowisku pracy lub w wyniku sposobu wykonywania pracy (Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz. U. Nr 129, poz. 844). Zgodnie z regulacją prawną istnieje obowiązek oszacowania i oceny ryzyka zawodowego powodowanego przez zagrożenia występujące w pracy. Podstawowym aktem prawnym Unii Europejskiej, wprowadzającym obowiązek oceny ryzyka oraz stosowania w jej wyniku odpowiednich środków profilaktycznych jest Dyrektywa Rady z dnia 12 czerwca 1989r. w sprawie wprowadzenia środków sprzyjających poprawie bezpieczeństwa i higieny pracy. Wymagania dyrektywy znajdują swoje odbicie w uregulowaniach państw Unii. Zostały one również wdrożone do prawa polskiego. Znowelizowany Kodeks pracy w art. 226 nakłada na pracodawcę obowiązek informowania pracowników o ryzyku związanym z wykonywaną pracą oraz o zasadach ochrony przed zagrożeniami. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Pracy i Polityki Społecznej z dnia 2 marca 2007r. pracodawca zapewnia pracownikom bezpieczeństwo i higienę pracy, w szczególności przez ograniczenie ryzyka zawodowego w wyniku właściwej organizacji pracy oraz stosowania właściwych środków profilaktycznych, a także przez informowanie i szkolenie pracowników.

Zgodnie z Kodeksem pracy pracodawca ma obowiązek poinformować pracowników o ryzyku zawodowym, które wiąże się z wykonywaną pracą. W celu zdobycia informacji pracodawca powinien:

- znać wszystkie zagrożenia,
- oszacować wielkość skutków każdego zagrożenia,

- oszacować prawdopodobieństwo powstania skutków zagrożenia,
- określić wielkość ryzyka,
- określić, czy oszacowaną wielkość ryzyka można zaakceptować, czy też należy ją zmniejszyć.

Ocena ryzyka zawodowego jest procesem wieloetapowym. Polega ona na sprawdzeniu i ocenie tego, co w miejscu pracy może zaszkodzić lub wyrządzić krzywdę pracownikowi. Do oceny ryzyka zawodowego na stanowisku pracy potrzebne są przede wszystkim informacje na temat:

- lokalizacji stanowiska lub realizowanych na nim zadań,
- osób pracujących na stanowisku, ze szczególnym uwzględnieniem tych pracowników, dla których ryzyko związane z oddziaływaniem zagrożeń może być większe od przeciętnego, takich jak np. kobiety w ciąży, młodociani lub niepełnosprawni,
- stosowanych środków pracy, materiałów technologicznych i wykonywanych operacji technologicznych,
- wykonywanych czynności oraz czasu i sposobu ich wykonywania przez pracujące na stanowisku osoby,
- zagrożeń, które już zostały zidentyfikowane, i ich źródeł,
- stosowanych środków ochrony,
- wypadków i chorób zawodowych, którym uległy pracujące na stanowisku osoby,
- wymagań przepisów prawnych i norm, określających minimalne wymagania bezpieczeństwa i higieny pracy na analizowanym stanowisku.

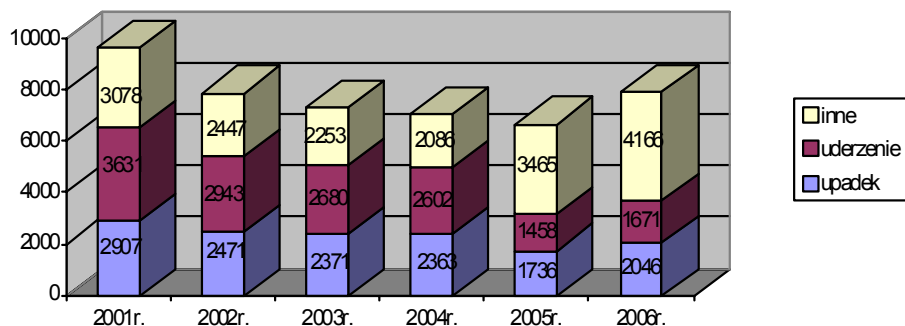
Przyjmuje się trzy następujące stopnie ryzyka:

- małe – akceptowane lub pomijane, często traktowane jako równoznaczne z brakiem ryzyka; wymaga jednak obserwacji czy jego poziom nie ulegnie zwiększeniu wskutek nowych przyczyn,
- średnie – umiarkowane, nie może być tolerowane; należy go zmniejszyć do stopnia małego,
- duże – niedopuszczalne jest tolerowanie, wymaga zaprzestania wykonywania pracy oraz zdecydowanego działania prowadzącego do zmniejszenia jego wielkości do możliwej do zaakceptowania. Powinno się wprowadzić w życie odpowiednie procedury sprawdzające i zaangażować odpowiednie środki, zapewniając ich działanie oraz zgodność z przepisami prawa.

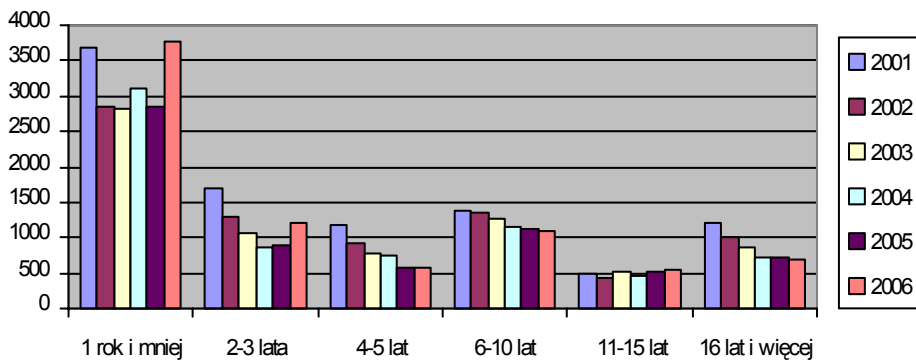
Wyniki oceny ryzyka należą do podstawowych informacji niezbędnych do skutecznego zarządzania w aspekcie zachowania bezpieczeństwa i higieny pracy [4].

4. Analiza wypadków przy pracy w budownictwie na terenie Polski

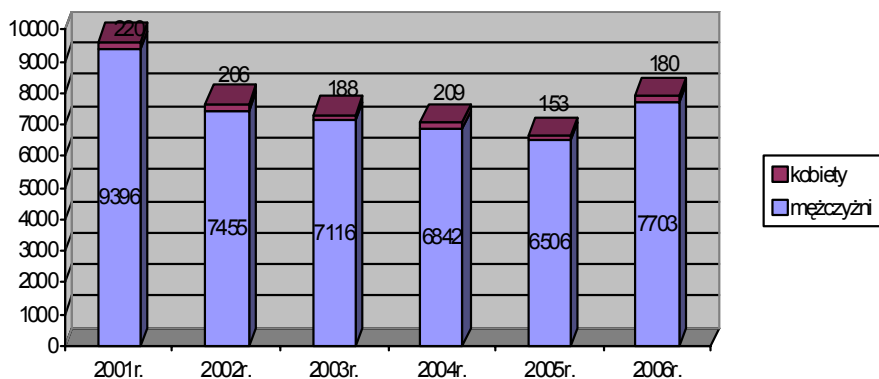
Wypadkowość badano przyjmując kryteria: wydarzenia powodujące wypadki przy pracy, płeć poszkodowanych oraz staż pracy.



Rys. 1. Poszkodowani w wypadkach według wydarzeń powodujących wypadki przy pracy w latach 2001-2006 [5]



Rys. 2. Poszkodowani w wypadkach przy pracy i w wypadkach traktowanych na równi z wypadkami przy pracy według stażu pracy [5]



Rys. 3. Poszkodowani w wypadkach przy pracy według płci [5]

Na podstawie rys. 1 można stwierdzić, że najczęstszą przyczyną wypadków są uderzenia i upadki, co jest podobne zarówno w budownictwie jak i w innych gałęziach przemysłu. Jeśli chodzi o staż pracy (rys. 2), największą liczbę wypadków przy pracy z udziałem osób pracujących krócej niż rok można tłumaczyć na dwa sposoby. Po pierwsze – im krótszy staż pracy, tym mniejsze doświadczenie, a co za tym idzie większe ryzyko popełnienia błędu. Jednak z uwagi na ciężką sytuację na rynku pracy możliwa jest też sytuacja, w której pracownicy zatrudniani są na czarno i dopiero po zaistniałym wypadku podpisuje się z nimi umowa o pracę.

Wzrost liczby poszkodowanych w 2006r. (rys. 1) można tłumaczyć długim sezonem budowlanym (temperatura powietrza w okresie zimowym często przekraczała 0 stopni). Drugim powodem jest migracja fachowej siły roboczej z Polski do państw Unii Europejskiej, która powoduje konieczność zatrudnienia pracowników niewykwalifikowanych.

Mała liczba kobiet wśród poszkodowanych w wypadkach przy pracy (rys. 3) to wynik specyfiki branży budowlanej, w który zatrudnia się mniej kobiet. Większość kobiet pracujących w budownictwie pełni funkcje administracyjne i jest mniej narażona na wypadki przy pracy.

5. Zakończenie

W zarządzaniu, w aspekcie bezpieczeństwa pracy, bardzo istotne znaczenie ma oszacowanie ryzyka zawodowego i minimalizowanie ujemnych skutków pracy na konkretnym stanowisku. Bardzo istotne znaczenie mają też prewencyjne działa-

nia Państwowej Inspekcji Pracy, mające na celu poprawę warunków pracy. Głównym celem kontroli przestrzegania przepisów i zasad bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania prac budowlano-montażowych na placach budów oraz prac budowlanych prowadzonych w miejscach ogólnodostępnych jest eliminowanie zagrożeń wypadkowych [5].

Literatura

- [1] Nowa encyklopedia powszechna PWN, T. VI, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa, 1995;
- [2] Nowa encyklopedia powszechna PWN, T. I, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa, 1995;
- [3] Materiały konferencyjne Międzynarodowej Konferencji Naukowej „Zarządzanie bezpieczeństwem w procesach pracy” 17-19 września 1996;
- [4] Studenski R. „Kierowanie firmą bez wypadków i chorób zawodowych”, Tarnobrzeg, 2000;
- [5] Dane GUS.

ACCIDENTS APPEARANCE AS THE FACTOR OF INDUSTRIAL SAFETY MANAGEMENT AND HEALTH PROTECTION IN CONSTRUCTION INDUSTRY

Summary: In the article basic notions concerning managing the safety were defined of this work (managing, the safety, accident, the collective case). In the paper they introduced and a division of accidents was discussed. Also a shown statistics of accidents stayed in Poland in 2001-2006 years. They concentrated on describing events causing accidents, the division of the aggrieved parties on account of the sex, as well as on the mark of the work experience as one thing in factors accidents appearance.

Zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/06.

Michał Bołtryk, Dorota Małaszkiwicz, Edyta Pawluczuk

Beton zwykły na kruszywie wtórnym – podstawowe właściwości techniczne

Streszczenie: Ochrona środowiska poprzez ograniczenie ilości generowanych odpadów i zmniejszenie wydobycia zasobów naturalnych, redukcja kosztów transportu i opłat za składowanie odpadów to główne powody stosowania recyklingu. Odpady budowlane, zwłaszcza te składowane, stanowią poważny problem ekologiczny i ekonomiczny.

Kruszywo uzyskane z rozdrobnienia odpadów betonowych może być ponownie użyte w przemyśle budowlanym. W artykule przedstawiono wybrane wyniki badań nad betonami na bazie kruszywa wtórnego. Kruszywo wtórne o frakcjach 2/4, 4/8 i 8/16 mm użytkano z rozkruszonych próbek laboratoryjnych. Następnie przygotowano cztery mieszanki betonowe o zawartości kruszywa z recyklingu odpowiednio: 0%, 25%, 50% i 75%. Do badań użyto piasku naturalnego.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że wytrzymałość na ściskanie betonu na kruszywie wtórnym jest mniejsza w porównaniu z wytrzymałością betonu kontrolnego o ok. 6%. Z kolei nasiąkliwość betonu na kruszywie wtórnym wzrasta z powodu pozostałości zaprawy cementowej na powierzchni kruszywa wtórnego.

Słowa kluczowe: odpady, beton zwykły na kruszywie wtórnym, wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość, odporność na zamrażanie i rozmrażanie.

1. Wstęp

Problem ponownego wykorzystania gruzu budowlanego pochodzącego z rozbioru lub przebudowy obiektów jest już od dłuższego czasu przedmiotem zainteresowania w krajach wysoko uprzemysłowionych [1÷8].

Każdego roku w Polsce wytwarzanych jest ok. 3,5 mln ton odpadów budowlanych i liczba ta stale wzrasta. Tylko nieznaczna część, bo ok. 5%, poddawana jest przetworzeniu i ponownemu wykorzystaniu, reszta trafia na składowiska od-

padów. Gruz betonowy służy przede wszystkim w przemyśle drogowym jako podbudowy pod drogi, parkingi, itp. Może on być również wykorzystywany jako substytut kruszywa naturalnego w mieszankach betonowych.

Idea ta w Polsce w ostatnich kilku latach zyskuje coraz szersze zainteresowanie. Przyczyną takiego stanu rzeczy są uwarunkowania prawne, które nakładają na wytwórców odpadów obowiązek ich odzysku i unieszkodliwiania [9]. Nie mniejsze znaczenie mają tu również względy ekonomiczne i ekologiczne. Ponowne użycie gruzu betonowego zwalnia wytwórcę z ponoszonych kosztów transportu i stale rosnących opłat za przekazywanie odpadów na składowisko. Działanie to przyczynia się również do ochrony środowiska ograniczając zużycie nieodnawialnych zasobów naturalnych Ziemi.

W związku z powyższym już na etapie planowania prac rozbiórkowych należy wziąć pod uwagę potrzebę powtórniego wykorzystania materiałów. Część elementów może być zdemontowana w stanie nadającym się do ponownego wbudowania, a pozostałe, po odpowiednim przetworzeniu, wykorzystane do celów przemysłowych. Na podstawie zaprezentowanych badań [10] wyodrębniono zanieczyszczenia, których odpowiednia zawartość w kruszywie obniża wytrzymałość betonu na ściskanie o 15% w stosunku do wytrzymałości betonu kontrolnego (tab. 1.1.). Przed poddaniem gruzu procesowi rozdrobnienia wskazane jest ich wcześniejsze usunięcie.

Tabela 1.1. Wpływ zanieczyszczeń na wytrzymałość betonu [11]

Składnik	Zawartość w mieszance kruszywowej [%]	Wpływ na wytrzymałość na ściskanie
Tynk wapienny	7	Redukcja wytrzymałości na ściskanie w porównaniu z wytrzymałością betonu kontrolnego (bez zanieczyszczeń) 15%
Grunt	5	
Drewno	4	
Gips	3	
Asfalt	2	
Farby na bazie octanu winylu	0,2	

Gruz betonowy jest materiałem o zmiennych właściwościach technicznych, w zależności od rodzaju, wieku oraz warunków eksploatacji obiektu, z którego powstał. W związku z tym, niezbędne jest opracowanie ujednoliconej procedury przygotowania mieszanek betonowych na bazie kruszywa wtórnego.

Wychodząc naprzeciw temu zagadnieniu w Politechnice Białostockiej już od kilku lat prowadzi się badania nad ponownym wykorzystaniem gruzu betonowego jako kruszywa do produkcji nowego betonu [12÷14]. W dalszej części artykułu przedstawiono przykładowe wyniki prowadzonych badań.

2. Materiały i metoda badań

2.1. Materiały

Do badań użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5 R odpowiadającego wymogom normy PN-EN 19701.

Kruszywo drobne stanowił wyłącznie piasek rzeczny naturalny frakcji 0/2 mm. Badania przeprowadzone na świecie wskazują, że w obecności drobnej frakcji wtórnej wytrzymałość betonu na ściskanie redukuje się o ok. 30% [15, 16]. Kruszywo naturalne stanowił żwir frakcji: 2/4, 4/8 i 8/16 mm.

Kruszywo wtórne uzyskano z przekruszenia próbek betonowych przygotowanych wcześniej do tego celu, tak więc dysponowano materiałem bez zanieczyszczeń. Po rozdzieleniu na frakcje budowlane 2/4, 4/8 i 8/16 mm kruszywo przepłukano w wodzie w celu usunięcia zanieczyszczeń w postaci pyłów powstałych w procesie rozdrabniania. Badania przeprowadzone na betonach z zawartością kruszywa wtórnego płukanego i nie płukanego, wykazały różnice w wytrzymałościach na ściskanie i zginanie około 10% [15]. Płukanie kruszywa usuwa z jego powierzchni zanieczyszczenia, co prowadzi do wzmocnienia strefy kontaktowej kruszywo-zaczyn cementowy. Podstawowe właściwości badanych kruszyw zestawiono w tab. 2.1.

Tabela 2.1. Właściwości kruszywa naturalnego i z recyklingu

Właściwość	Kruszywo naturalne	Kruszywo z recyklingu
WA ₂₄ (nasiąkliwość) [%]	3	5,3
Δm (ubytek masy) [%]	4	4,7
X _r (wskaźnik rozkruszenia) [%]	16	21

2.2. Mieszanka betonowa

Do przeprowadzenia badań przygotowano 4 składy mieszanek betonowych o różnej zawartości grubego kruszywa wtórnego (0%, 25%, 50% i 75%). Skład mieszanek zaprojektowano metodą tradycyjną przy zachowaniu stałej konsystencji. Składy mieszanek betonowych na 1 m³ podano w tab. 2.2., gdzie:

- seria B0 – mieszanka betonowa oparta wyłącznie na kruszywie naturalnym,
- seria B1 – mieszanka betonowa oparta w 25% na grubym kruszywie wtórnym,

- seria B2 – mieszanka betonowa oparta w 50% na grubym kruszywie wtórnym,
- seria B3 – mieszanka betonowa oparta w 75% na grubym kruszywie wtórnym.

Tabela 2.2. Skład mieszanek betonowych na 1 m³

Seria	Cement	Woda	w/c	Piasek	Kruszywo naturalne			Kruszywo z recyklingu		
				0-2	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16
-	[kg]	[dm3]	-	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
B0	387	174	0,45	573	191	382	763	-	-	-
B1	378	178	0,47	566	141	283	565	47	94	189
B2	376	184	0,49	557	93	185,5	371,5	93	185,5	371,5
B3	374	191	0,51	547	46	91	182	137	274	548

Z powodu obecności zaprawy kruszywo z recyklingu charakteryzuje się wyższą nasiąkliwością o ok. 43% w stosunku do kruszywa naturalnego. Jego wodoodporność zwiększa się wraz ze wzrostem porowatości betonu, z którego powstało. Również znaczna zawartość części pylastych wpływa na wzrost ilości wody potrzebnej do przygotowania mieszanki betonowej. W związku z tym ilość wody niezbędnej do uzyskania stałej konsystencji mieszanki betonowej z kruszywem wtórnym określano na drodze doświadczalnej.

Podstawowe właściwości zaprojektowanych mieszanek betonowych zestawiono w tab. 2.3.

Tabela 2.3. Właściwości technologiczne mieszanek betonowych

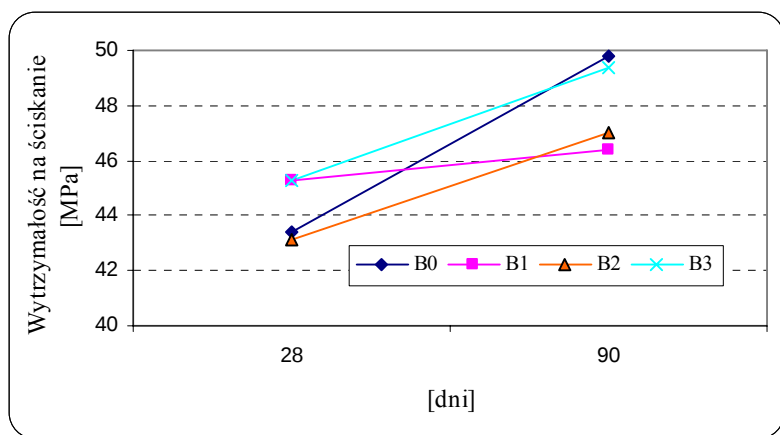
Właściwość	B0	B1	B2	B3
Współczynnik w/c	0,45	0,47	0,49	0,51
Konsystencja Vebe, [s]	5	5	7	6
Gęstość, [kg/dm ³]	2,470	2,440	2,418	2,389

Wraz ze wzrostem zawartości kruszywa z recyklingu w mieszance betonowej zmniejsza się jej gęstość. Wiąże się to bezpośrednio ze zwiększoną porowatością kruszywa wtórnego.

3. Wyniki badań

3.1. Wytrzymałość betonu na ściskanie

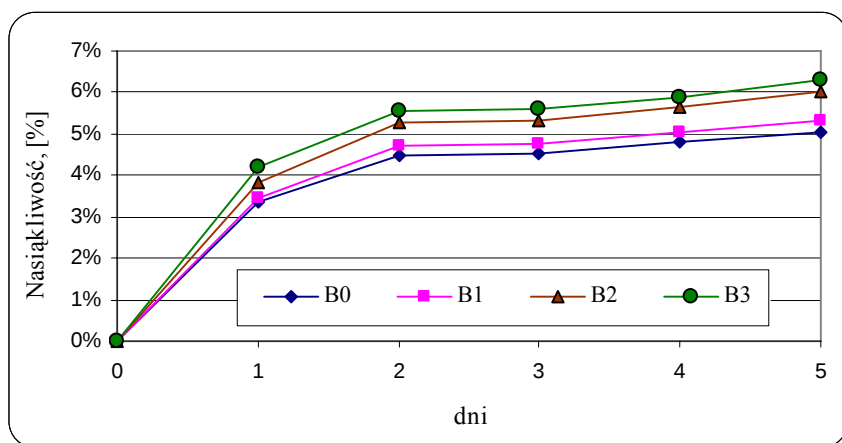
Podstawowe właściwości techniczne betonów zestawiono w tab. 3.2. Wytrzymałość betonu na ściskanie wykonano zgodnie z PN-EN 12390-3. Wyniki wskazują na nieznaczną różnicę wytrzymałości na ściskanie betonu na kruszywie grubym częściowo i całkowicie recyklowanym w porównaniu z wytrzymałością betonu kontrolnego. Analizując rys. 3.1. można zauważyć, że największą wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania osiągnęły próbki zawierające w swoim składzie 25% i 75% kruszywa wtórnego. Różnica jest jednak niewielka i wynosi ok. 4% w stosunku do betonu kontrolnego. Po 90 dniach dojrzewania największą wytrzymałość na ściskanie uzyskał beton kontrolny B0 (100% na kruszywie naturalnym), najmniejszą zaś beton B1 (o ok. 8,3% w stosunku do B0). Na podstawie przeprowadzonego badania można stwierdzić, że po 90 dniach wytrzymałość na ściskanie betonu B3 o zawartości 75% kruszywa wtórnego jest najbardziej zbliżona do wyników otrzymanych w badaniach nad betonem kontrolnym. Po wypłukaniu części pylastych z kruszywa recyklowanego nastąpiło zwiększenie jego powierzchni, co poprawiło w widoczny sposób jego przyczepność fizykomechaniczną do zaczynu.



Rys. 3.1. Wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 i 90 dniach

3.2. Nasiąkliwość

Nasiąkliwość betonu określono na podstawie różnicy w masach próbek nasyconych wodą i wysuszonych do stałej masy. Analizując rys. 3.2. można zauważyć, że nasiąkliwość betonu rośnie wraz ze wzrostem zawartości kruszywa wtórnego. Wiąże się to przede wszystkim z podwyższoną nasiąkliwością kruszywa wtórnego o ok. 43% w stosunku do nasiąkliwości żwiru.



Rys. 3.2. Nasiąkliwość betonu

Po zastąpieniu 75% kruszywa naturalnego kruszywem z recyklingu (B3) nasiąkliwość betonu wzrosła o około 24% w stosunku do nasiąkliwości betonu kontrolnego.

3.3. Mrozoodporność

Każdą serię próbek poddano 75 cyklom zamrażania i odmrażania. Każdorazowy okres zamrażania wynosił 4h. Następnie próbki poddawano odmrażaniu przez całkowite zanurzenie w wodzie o temperaturze $+18 \pm 2^{\circ}\text{C}$. Czas odmrażania wynosił 4h. Po zważeniu próbek ustalono średni ubytek masy w poszczególnych seriach oraz spadek wytrzymałości na ściskanie w porównaniu z wytrzymałością na ściskanie betonu kontrolnego. Wyniki zestawiono w tab. 3.1.

Tabela 3.1. Średni ubytek masy i spadek wytrzymałości na ściskanie po 75 cyklach zamrażania i rozmrażania

Seria	Średni ubytek masy [%]	Spadek wytrzymałości na ściskanie [%]
B0	0,4	5,2
B1	0,2	-0,7
B2	0,2	6,4
B3	0,1	5,9

Tabela 3.2. Właściwości techniczne betonów

Właściwość	B0	B1	B2	B3
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach, MPa	43,4	45,3	43,1	45,3
Wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach, MPa	49,8	46,4	47,0	49,4
Klasa odporności na zamrażanie i rozmrażanie	F75	F75	F75	F75
Klasa betonu według PN-EN 206-1	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37
Nasiąkliwość, %	5,05	5,34	6,03	6,28
Wysokość kapilarnego podciągania wody, mm	12,91	13,07	13,34	14,05

Analizując wyniki uzyskane po wykonaniu 75 cykli zamrażania i rozmrażania można zauważyć, że w odniesieniu do wszystkich czterech składów stwierdzono niewielki spadek masy próbek wynikający z ubytków naroży i powierzchniowych odprysków. Nie przekroczył on jednak wielkości 5% masy próbek kontrolnych. Z kolei wytrzymałość betonu na ściskanie w seriach B0, B2 i B3 spadła o około 5÷6% w stosunku do wytrzymałości próbek kontrolnych. Natomiast w przypadku składu B1 zaobserwowano nieznaczny wzrost wytrzymałości na ściskanie o około 0,7%.

4. Wnioski

Ponowne stosowanie gruzu betonowego może rozwiązać jeden z podstawowych problemów środowiskowych – ograniczyć wydobycie nieodnawialnych zasobów naturalnych Ziemi. W niniejszym artykule zaproponowano zastosowanie gruzu pochodzącego z rozbiórki obiektów budowlanych, po odpowiednim przetworzeniu, jako substytutu kruszywa naturalnego w mieszankach betonowych. Analiza przeprowadzonych badań pozwala stwierdzić, że:

- procedura przygotowania mieszanki betonowej zawierającej kruszywo wtórne jest zbliżona do mieszanki zawierającej kruszywo naturalne; niezbędne jest jednak skorygowanie ilości wody dla uzyskania właściwej urabialności,

- uzyskane wyniki badań w zakresie właściwości kruszywa wtórnego jak też cech technicznych betonów zwykłych na tym kruszywie potwierdzają możliwość uzyskania betonów cementowych o trwałości porównywalnej do trwałości betonu na kruszywie naturalnym,
- wytrzymałość na ściskanie betonu, w którym w różnym stopniu zastępowano kruszywo naturalne frakcji od 2-16 mm kruszywem wtórnym jest porównywalna z wytrzymałością betonu wykonanego w 100% na kruszywie naturalnym,
- nasiąkliwość betonu na kruszywie wtórnym jest większa niż betonu wykonanego na kruszywie naturalnym nawet o 24% w stosunku do betonu porównawczego,
- wytrzymałość betonu na ściskanie po badaniu mrozoodporności w dwóch przypadkach spadła nieznacznie a w przypadku zastąpienia kruszywa naturalnego w 25% kruszywem recyklinowanym nawet minimalnie wzrosła. Ubytek masy betonu na kruszywie wtórnym jest mniejszy niż ubytek masy betonu na kruszywie naturalnym i nie przekracza 0,5%. Wyniki otrzymane po poddaniu betonu 75 cyklom zamrażania i odmrażania potwierdziły jego odporność na działanie mrozu.

Podsumowując powyższe można stwierdzić, że kruszywo wtórne uzyskane z rozkruszenia betonu o średniej wytrzymałości na ściskanie może stanowić pełnowartościowy składnik nowego betonu cementowego.

Literatura

- [1] Chen K.J., Yen T., Chen K.H. *Use of building rubbles as recycled aggregates*. Cement and Concrete Research, 2003, No 33, p. 125-132.
- [2] Katz A. *Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete*. Cement and Concrete Research, 2003, No 33, p. 703-711
- [3] Poon C.S., Shui Z.H., Lam L. *Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates*. Construction and Building Materials, 2004, No 18, p. 461-468.
- [4] Sagoe-Crentsil, Brown T., Taylor A.H. *Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate*. Cement and Concrete Research, 2001, No 31, p. 707-712.
- [5] Salem R.M., Burdette E.G., Jackson N.M. *Resistance to freezing and thawing of recycled aggregate concrete*. ACI Materials Journal, 2003, No 3, p. 216-221.
- [6] Tam Vivian W.Y., Tam C.M. *Properties a review on the viable technology for construction waste recycling*. Resources, Conservation and Recycling, 2006, No 47, p. 209-221.

- [7] Zaharieva R., Buyle-Bodin F., Skoczylas F., Wirquin E. *Assessment of the surface permeation properties of recycled aggregate concrete*. Cement & Concrete Composites, 2003, No 25, p. 223-232.
- [8] Topçu I.B., Sengel S. *Properties of concretes produced with waste concrete aggregate*. Cement and Concrete Research, 2004, No 34, p. 1307-1312.
- [9] Ustawa z 27 kwietnia 2001r. *O odpadach* (Dz.U.01.62.628 z późniejszymi zmianami)
- [10] Hansen T.C. *Recycling of demolished concrete and Masonry*, Great Britain 1992.
- [11] Gołda A., Król A. *Drugie życie betonu*. Budownictwo, Technologie, Architektura. 2006, No 4, p. 44-47.
- [12] Małaszkiwicz D., Pawluczuk E. *Wpływ kruszywa z recyklingu na wybrane cechy techniczne betonu*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej: Technologia i zarządzanie w budownictwie, Karłów, 2006.
- [13] Małaszkiwicz D. *Freeze resistance of recycled aggregate concrete*. Proceedings IV International Scientific Conference: Quality and reliability in building industry, Levoča, October 17-19, 2006, p. 265-270.
- [14] Pawluczuk E., Małaszkiwicz D. *Gospodarka odpadami budowlanymi na przykładzie województwa podlaskiego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo 27/2006, s. 249-259.
- [15] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A. *Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC*. Cement & Concrete Composites, 2002, No 24, p. 269-279.
- [16] Khatib J.M. *Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate*. Cement and Concrete Research, 2005, No 35, p. 763-769.

CONCRETE WITH RECYCLED AGGREGATE - Basic technical properties

Summary: Recycled aggregate (RA) obtained from crushed concrete rubble, instead of being stored, can be reused in building industry. The paper reports experimental results of selected performance features of RAC. Recycled aggregate (2/4, 4/8, 8/16 mm) was obtained from crashed laboratory concrete specimens. Coarse aggregate in concrete mixtures was replaced by recycled aggregate on the following levels: 0%, 25%, 50% and 75% by mass. Compressive strength of recycled aggregate concrete (RAC) decreased by up to 6% compared to natural aggregate concrete (NAC). RAC water absorption was higher compared to NAC because of remains of mortar on its rough surface.

Pracę wykonano w ramach działalności statutowej nr S/IIB/1/06 i własnej nr W/IIB/11/07 finansowanych przez KBN.

Michał Bołtryk, Edyta Pawluczuk

Ocena przydatności kruszywa wtórnego do betonów zwykłych

Streszczenie: Każdego roku w Polsce wytwarza się ok. 3,5 mln ton odpadów budowlanych i liczba ta stale wzrasta. W artykule przedstawiono rozważania na temat przydatności kruszywa powstałego z przetworzenia przemysłowych odpadów budowlanych do produkcji betonów zwykłych.

Badane kruszywo wtórne o frakcjach 2/4, 4/8 i 8/16 mm uzyskano z gruzu betonowego pochodzącego z rozbiórki obiektu przemysłowego, wzniesionego w Białymstoku w latach 80. ubiegłego stulecia. Otrzymane wyniki badań porównano z uzyskanymi dla kruszywa naturalnego. Następnie przygotowano trzy rodzaje mieszanek betonowych o zawartości kruszywa wtórnego odpowiednio: 0%, 50% i 100%. Zbadano nasiąkliwość oraz wytrzymałość betonu na ściskanie po 28, 60 i 90 dniach.

Słowa kluczowe: gruz betonowy, kruszywo wtórne, absorpcja wody, woda efektywna.

1. Wstęp

Zastosowanie przetworzonych odpadów budowlanych w charakterze kruszywa do produkcji nowego betonu jest obecnie jedną z popularniejszych dróg do uczynienia betonu bardziej przyjaznym środowisku naturalnemu. Działania te prowadzą do redukcji zużycia naturalnych zasobów Ziemi oraz ograniczenia terenów przeznaczonych na składowanie odpadów budowlanych. Również akty prawne wymuszają na wytwórcach odpadów poddawanie ich odzyskowi w wymaganym zakresie [1].

Od połowy lat 70. ubiegłego stulecia wielu badaczy rozważa możliwość ponownego wykorzystania gruzu budowlanego. Początkowo był on używany przede

wszystkim w drogownictwie, z czasem jednak odkryto możliwości jego zastosowania przy produkcji nowego betonu [2÷5]. Podjęto szereg prób w celu określenia właściwości kruszywa pochodzącego z recyklingu odpadów budowlanych i ich wpływu na cechy techniczne betonu wytworzonego przy zastosowaniu takiego kruszywa [6÷8].

Uważa się na ogół, że kruszywo wtórne w porównaniu z naturalnym charakteryzuje się mniejszą gęstością, większą porowatością i nasiąkliwością ($3,6 \div 8,0\%$) oraz mniejszą wytrzymałością. Głównym powodem takiego stanu rzeczy, według większości autorów, jest obecność na powierzchni kruszywa wtórnego zaprawy cementowej (zaczynu). Na podstawie przeprowadzonych badań ustalono, że ilość zaprawy w kruszywie wtórnym zależy od rozmiaru ziarn i stanowi $25 \div 35\%$ objętości dla frakcji 16/32 mm, około 40% dla 8/16 mm oraz około 60% dla 4/8 mm [9]. Na tę ilość wpływają takie parametry pierwotnego betonu jak: współczynnik w/c, wytrzymałość oraz rozmiar ziarn kruszywa. Nie mniejsze znaczenie ma tu również przyjęty sposób kruszenia.

2. Wytyczne rozbiórki i recyklingu betonu

Zgodnie z zaleceniami RILEM TC 121-DRG TF1 klasyfikacji gruzu pochodzącego z rozbiórki dokonuje się wg 3 następujących kategorii [10]:

- typ I – kruszywo pochodzące wyłącznie z gruzu ceglanego,
- typ II – kruszywo pochodzące wyłącznie z gruzu betonowego,
- typ III – kruszywo mieszane składające się z co najmniej 80% kruszywa naturalnego i maksymalnie 10% kruszywa typu I.

Powyższe zalecenia dotyczą kruszyw o frakcji większej niż 4 mm.

Zalecenia RILEM opierają się głównie na założeniu, że kruszywo recyklingowe nie może zawierać substancji opóźniających czas wiązania betonu o więcej niż 15% w porównaniu z czasem wiązania odpowiadającego mu betonu kontrolnego.

3. Charakterystyka i właściwości kruszywa z recyklingu betonu

Gruz betonowy użyty do badań pochodzi z rozbiórki obiektu przemysłowego wzniesionego w Białymstoku w latach 80. ubiegłego stulecia. Po wykonaniu stanu surowego zaniechano dalszego prowadzenia inwestycji. Przez ponad dwadzieścia lat konstrukcja poddawana była oddziaływaniom środowiska, nie była ogrzewana

ani konserwowana. Metoda kruszenia gruzu betonowego polegała na jednokrotnym ich przepuszczeniu przez kruszarkę szczękową o wydajności 70t/h. Frakcja piaskowa i ziemia zostały w tym procesie oddzielone a zbrojenie usunięte za pomocą separatora magnetycznego. Opis makroskopowy uzyskanych frakcji kruszywa zamieszczono w tab. 3.1.

Tabela 3.1. Opis makroskopowy poszczególnych frakcji kruszywa z recyklingu

Frakcja [mm]	Makroskopowy opis petrograficzny	Zabarwienie	Zawartość zaprawy
2/4	Kruszywo naturalne + zaczyn cementowy + szkło + papa + kawałki drewna + szczątki roślinne	Jasnoszare do ciemnoszarego	Większą część ziarn w całości stanowi zaprawa cementowa
4/8	Kruszywo naturalne + zaczyn cementowy + kawałki drewna + szkło + papa		Ziarna kruszywa otoczone zaprawą cementową
8/16	Kruszywo naturalne + zaczyn cementowy + szkło + papa		Ziarna kruszywa otoczone zaprawą cementową z częściowo odkrytą powierzchnią kruszywa naturalnego

Badane kruszywo pochodzące z rozdrobnienia gruzu betonowego składa się z:

- pierwotnego kruszywa naturalnego (kruszywo do 16 mm),
- zaprawy cementowej stanowiącej większą część kruszywa,
- zanieczyszczeń (widoczne fragmenty szkła, drewna, szczątków roślinnych oraz papy).

Przyjęty sposób kruszenia, jakość kruszywa pierwotnego oraz otaczającej go zaprawy, jak również obecność zanieczyszczeń wpływają na właściwości mechaniczne kruszywa wtórnego, które zestawiono w tab. 3.2.

Tabela 3.2. Podstawowe właściwości mechaniczne kruszywa naturalnego i z recyklingu

Właściwość	Kruszywo naturalne			Kruszywo z recyklingu		
	Frakcja [mm]			Frakcja [mm]		
	2/4	4/8	8/16	2/4	4/8	8/16
WA ₂₄ (nasiąkliwość) [%] wg PN-EN 1097-6	1,5	1,3	1,0	7,5	7,1	6,5
Zawartość wody, [%] wg PN-EN 1097-5	0,1	0,1	0,1	1,4	1,4	1,4
Gęstość, [kg/dm ³] wg PN-EN 1097-7	2,65			2,67		

Właściwość	Kruszywo naturalne			Kruszywo z recyklingu		
	Frakcja [mm]			Frakcja [mm]		
	2/4	4/8	8/16	2/4	4/8	8/16
Gęstość pozorna, [kg/dm ³] wg PN-76/B-06714.06	2,63	2,63	2,64	2,11	2,12	2,15
Zawartość zaprawy (wagowo), [%]	-	-	-	67	51	44
Porowatość, [%] wg PN-76/B-06714.09	1,58	1,53	1,07	20,97	20,44	19,32
Szczelność, wg PN-76/B-06714.08	0,9842	0,9847	0,9893	0,7903	0,7956	0,8068

Zawartość zaprawy w kruszywie wtórnym określono metodą termiczną [11]. W pierwszej kolejności z kruszywa usunięto widoczne zanieczyszczenia, a następnie zanurzono je w wodzie na ok. 2 h w celu saturacji zaprawy, ale nie kruszywa pierwotnego. Po tym okresie próbkę kruszywa suszono w temperaturze 500°C do momentu wyparowania wody (2 h). Powstałe w zaprawie naprężenia spowodowały łatwe jej usunięcie przy pomocy młotka gumowego. Na zakończenie otrzymaną próbkę przesiano przez sito o boku oczka 2 mm i ustalono zawartość starej zaprawy w kruszywie wtórnym.

Jak wynika z danych zawartych w tab. 3.2, wraz ze wzrostem rozmiaru ziarn kruszywa zmniejsza się jego nasiąkliwość. W przypadku kruszywa betonowego cecha ta osiąga poziom 5-krotnie wyższy w porównaniu z naturalnym. Wiąże się to bezpośrednio z obecnością i ilością starej zaprawy otaczającej ziarna kruszywa pierwotnego w kruszywie wtórnym. Im drobniejsza frakcja kruszywa wtórnego, tym większa ilość zaprawy zwiększającej jego porowatość. Celowe jest więc wyeliminowanie ze stosowania przy produkcji betonu kruszywa wtórnego frakcji najdrobniejszych (0/2 mm). Wysoka nasiąkliwość kruszywa wtórnego jest głównym czynnikiem branym pod uwagę przy projektowaniu mieszanek betonowych.

4. Absorpcja wody przez kruszywo wtórne

Do badania użyto kruszywa betonowego frakcji 2/4, 4/8 i 8/16 mm (jak w pkt. 3). Materiał został wcześniej wypłukany w wodzie w celu wyeliminowania frakcji pylastej, pokrywającej ziarna kruszywa. Następnie poszczególne frakcje zanurzono w wodzie (jak przy badaniu nasiąkliwości). Po ustalonym czasie kruszywo odsączano z wody, doprowadzając je jak najszybciej do stanu powierzchniowo suchego, w celu zapobiegania wysychaniu wnętrza ziarn kruszywa. Na podstawie różni-

cy mas kruszywa nasyconego wodą i kruszywa w stanie wilgotności naturalnej uzyskanej w pomieszczeniach laboratoryjnych (1,4%) dla poszczególnych frakcji ustalono (jako średnią z 3 prób) maksymalną zawartość wody po 24 h nasączenia. Wyniki badania przedstawiono w tab. 4.1.

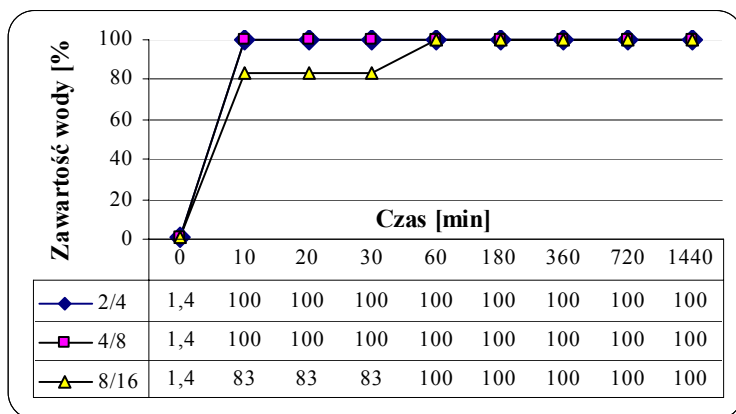
Tabela 4.1. Zawartość wody w poszczególnych frakcjach kruszywa wtórnego po 24 h nasączenia

Frakcja [mm]	2/4	4/8	8/16
Zawartość wody [dm^3/kg]	0,060	0,056	0,050

Prędkość absorpcji wody przez kruszywo wtórne będące początkowo w stanie naturalnej wilgotności równej 1,4% przedstawiono na rys. 4.1.

Jak wynika z wykresu (rys. 4.1) maksymalny poziom absorpcji wody frakcje do 8 mm osiągają już po 10 min, natomiast frakcja 8/16 mm - dopiero po 60 min. Wynika to z różnego rozmiaru ziarn oraz niższej porowatości frakcji 8/16 mm w stosunku do frakcji 2/4 i 4/8 mm, co jest rezultatem mniejszej ilości starej zaprawy otaczającej ziarna najgrubszego kruszywa.

Na podstawie powyższych ustaleń, można teoretycznie stwierdzić, że dla zaplanowanego stosu okrucowego w betonach o składach B1 i B2, po upływie 10 min od kontaktu z wodą, kruszywo wtórne uzyskuje ok. 90% swojej zdolności absorpcyjnej.



Rys. 4.1. Prędkość absorpcji wody przez poszczególne frakcje kruszywa wtórnego

Jednakże ze względu na to, że kruszywo przy produkcji mieszanki betonowej nie jest całkowicie zanurzone w wodzie, a jedynie powierzchniowo zwilżone, jego wodochłonność redukuje się do poziomu 68% po upływie 10 min od kontaktu z wodą. Przyczyna tkwi w tym, że część wody spływa z powierzchni kruszywa i osiada na dnie mieszarki, pozostawiając tę powierzchnię wilgotną.

Powstaje jednak pytanie, co dalej się dzieje z wodą zaabsorbowaną przez ziarna kruszywa betonowego. Autorzy uczynią to przedmiotem swoich dalszych badań.

5. Właściwości mieszanek betonowych na kruszywie wtórnym

Do badań użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5 R odpowiadającego wymogom normy PN-EN 19701. Kruszywo drobne stanowił wyłącznie piasek rzeczny naturalny frakcji 0/2 mm. Badania przeprowadzone na świecie wskazują, że w obecności drobnej frakcji wtórnej wytrzymałość betonu na ściskanie redukuje się o ok. 30% [12, 13]. Poza tym drobna frakcja wtórna powoduje wzrost nasiąkliwości betonu, w porównaniu z nasiąkliwością kruszywa grubego, poprzez większą ilość starego zaczynu otaczającego ziarna. W związku z tym przy projektowaniu składów mieszanek betonowych zastosowano zamiast piasku wtórnego, naturalny piasek rzeczny. Kruszywo naturalne stanowił żwir frakcji: 2/4, 4/8 i 8/16 mm. Użyto kruszywa wtórnego zgodnie z pkt. 3.

Do przeprowadzenia badań przygotowano 3 składy mieszanek betonowych o różnej zawartości grubego kruszywa wtórnego (0%, 50% i 100%). Skład mieszanek zaprojektowano metodą tradycyjną przy zachowaniu stałej konsystencji i stałej ilości cementu. Składy mieszanek betonowych na 1 m³ podano w tab. 5.1., gdzie:

- seria B0 – mieszanka betonowa oparta wyłącznie na kruszywie naturalnym,
- seria B1 – mieszanka betonowa oparta w 50% na grubym kruszywie wtórnym,
- seria B2 – mieszanka betonowa oparta w 100% na grubym kruszywie wtórnym.

W pierwszej kolejności przygotowano mieszankę B0, dozując wodę doświadczalnie, do uzyskania założonej konsystencji (15 s, Vebe). Następnie, przy sporządzaniu mieszanek o składach B1 i B2, frakcje kruszywa wtórnego wymieszano z ilością wody ustaloną dla B0 i pozostawiono na 10 min (co pewien czas mieszając). Po tym czasie dozowano pozostałe składniki: kruszywo naturalne, cement oraz wodę niezbędną do uzyskania odpowiedniej konsystencji.

Tabela 5.1. Skład mieszanek betonowych na 1m³

Seria	Cement	Woda	w/c	Piasek	Kruszywo naturalne				Kruszywo wtórne		
				0-2	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16	
-	[kg]	[dm3]	-	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
B0	380	148	0,39	580	193	386	773	-	-	-	
B1	380	176	0,46	559	94	187	374	93	186	371	
B2	380	198	0,52	543	-	-	-	181	362	724	

W tab. 5.2. zestawiono podstawowe właściwości technologiczne otrzymanych mieszanek betonowych. Podano również współczynnik w_e/c uwzględniający wodę efektywną wg zależności:

$$w_e = w_c - w_k^{Z,V} \quad (1)$$

gdzie: w_e – woda efektywna

w_c – woda całkowita zawarta w betonie

$w_k^{Z,V}$ – woda zaabsorbowana w objętości ziarn kruszywa

Tabela 5.2. Właściwości technologiczne mieszanek betonowych

Właściwość	B0	B1	B2
w/c	0,39	0,46	0,52
w_e/c	0,39	0,40	0,40
Konsystencja Vebe, [s] wg PN-EN 12350-3	15	15	14
Gęstość, [kg/dm ³] wg PN-EN 12350-6	2,413	2,323	2,255

Zmniejszenie ilości wody dodanej do projektowanych mieszanek betonowych na kruszywie wtórnym (B1 i B2) o wodę zaabsorbowaną przez ziarna kruszywa betonowego doprowadziło do otrzymania współczynnika w_e/c (zgodnie z PN-EN 206-1:2003) porównywalnego do uzyskanego dla betonu kontrolnego.

6. Właściwości betonów cementowych na kruszywie wtórnym

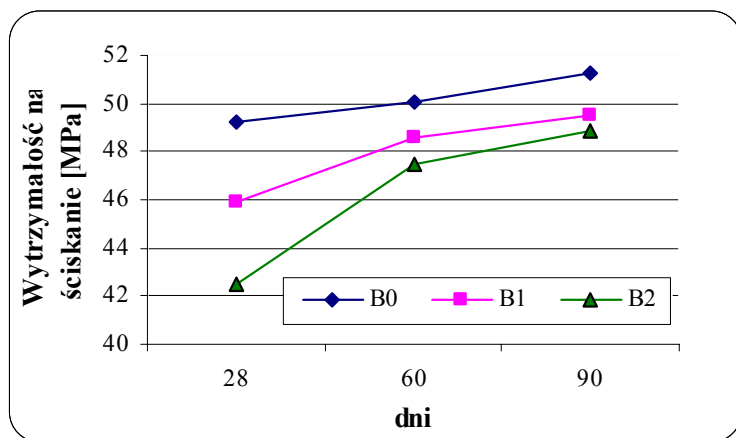
Wytrzymałość na ściskanie

Przeprowadzono badania nad wytrzymałością na ściskanie i nad nasiąkliwością betonów o składzie B0, B1 i B2. Wyniki przedstawiono w tab. 6.1.

Tabela 6.1. Właściwości techniczne betonów cementowych

Właściwość	B0	B1	B2
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach, MPa	49,2	45,9	42,5
Wytrzymałość na ściskanie po 60 dniach, MPa	50,1	48,6	47,5
Wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach, MPa	51,3	49,5	48,9
Klasa betonu według PN-EN 206-1	C 35/45	C30/37	C 30/37
Nasiąkliwość, %	3,9	5,8	7,2

Jak wynika z rys. 6.1, wytrzymałość na ściskanie betonu z kruszywem wtórnym spada o 6,7% przy zawartości kruszywa wtórnego 50% (B1) i o 13,6% przy całkowitym zastąpieniu kruszywa naturalnego o frakcji 2/16 mm kruszywem wtórnym (B2). Należy jednak zauważyć, że zarówno dla betonów o składzie B1 jak i B2 uzyskano tę samą klasę betonu według PN-EN 206-1:2003.



Rys. 6.1. Wytrzymałość betonów na ściskanie po 28, 60 i 90 dniach

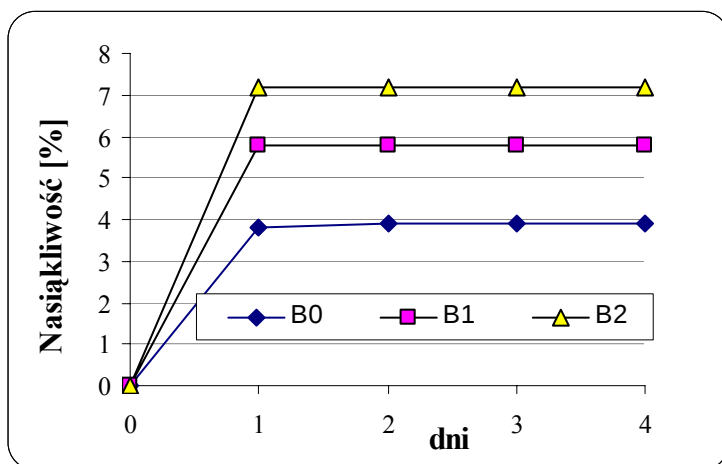
Na rys. 6.2 przedstawiono próbki betonowe odpowiednio B0 i B2 po badaniu wytrzymałości na ściskanie. Pokazano również charakter zniszczenia próbek - przez ziarna kruszywa. Jak można zauważyć, beton o składzie B2 zawiera znacznie mniej ziarn naturalnego kruszywa w porównaniu z betonem kontrolnym. Należy to tłumaczyć znaczną zawartością zaprawy w badanym kruszywie wtórnym. Niewielkie różnice w wytrzymałości na ściskanie betonów wynikać mogą z ograniczonej wytrzymałości kruszywa naturalnego, na bazie którego przygotowywano beton kontrolny.



Rys. 6.2. Próbkki po badaniu wytrzymałości na ściskanie, odpowiednio: B0 (z lewej) i B2 (z prawej)

Nasiąkliwość betonu

Nasiąkliwość betonu określono na podstawie różnicy w masach próbek nasyconych wodą i wysuszonych do stałej masy.



Rys. 6.2. Nasiąkliwość betonu

Z rys. 6.2. wynika, że nasiąkliwość betonu rośnie wraz ze wzrostem zawartości kruszywa wtórnego, co wiąże się bezpośrednio z jego wysoką porowatością. Można również zaobserwować zjawisko całkowitego nasycenia wodą betonu na kruszywie wtórnym już po upływie doby.

7. Podsumowanie i wnioski

Przemysłowe kruszywo wtórne o uziarnieniu 2-16 mm, pochodzące z przetworzenia gruzu betonowego, w świetle wymagań normy PN-EN 12620:2004 charakteryzuje się parametrami gorszymi w porównaniu z parametrami właściwymi dla kruszywa pochodzenia naturalnego. Na podstawie zawartości zaprawy stwierdzić można, że rozdrabniany beton charakteryzował się dużą ilością zaczynu cementowego przy stosunkowo niskiej zawartości ziarn kruszywa.

Skład kruszywa betonowego ma decydujący wpływ na jego właściwości. To głównie obecność zaprawy cementowej w kruszywie wtórnym powoduje obniżenie jakości tego kruszywa w porównaniu z jakością kruszywa naturalnego. Zawartość zaprawy w badanym kruszywie kształtuje się na poziomie 44÷67% masy ziarn i rośnie wraz z obniżeniem wielkości frakcji. Jak wynika z parametrów kruszywa wtórnego charakteryzuje się ono o ok. 20% mniejszą, w porównaniu z naturalnym, gęstością pozorną. Wyższa porowatość (14-krotnie) i nasiąkliwość (5-krotnie) powodują problemy z ustaleniem jego wodożądności. W procesie przygotowania mieszanek betonowych właściwym rozwiązaniem wydaje się wcześniejsze nasycenie kruszywa wtórnego wodą, a zależy to od kolejności dozowania składników mieszanki betonowej, ilości dodanej wody do kruszywa oraz czasu w jakim te dwa składniki pozostają w bezpośrednim kontakcie.

Niewielkie spadki w wytrzymałości na ściskanie betonów z kruszywem wtórnym, około 6,7÷13,6%, w porównaniu z wytrzymałością betonów z kruszywem kontrolnym wynikać mogą z ograniczonej wytrzymałości kruszywa naturalnego, na bazie którego przygotowywano beton porównawczy B0. Zaobserwowano płaszczyznę zniszczenia próbki przebiegającą nie tylko przez strefę kontaktową, ale również przez ziarna kruszywa. Niemal dwukrotnie wyższa nasiąkliwość betonu o składzie B2 w porównaniu z nasiąkliwością betonu kontrolnego spowodowana jest wysoką porowatością badanego kruszywa wtórnego.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzić można, że badane przemysłowe kruszywo wtórne nie może być stosowane do betonów narażonych na agresję środowiska lub korozję. Zastosowanie tego kruszywa do betonów specjalnych wymaga przeprowadzenia dodatkowych badań nad betonem. Badań na wytrzyma-

łość na rozciąganie, moduł sprężystości, współczynnik pełzania czy skurcz. Można jednak przypuszczać, że ze względu na znaczną zawartość zaprawy cementowej w badanym kruszywie beton nie spełni stawianych mu wymagań.

Literatura

- [1] Ustawa z 27 kwietnia 2001r., *O odpadach*. (Dz.U.01.62.628 z późniejszymi zmianami).
- [2] Rahal K., *Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate*. Building and Environment. 2007, No 42, p. 407-415.
- [3] Kolas S., Georgiou C., *The effect of paste volume and of water content on the strength and water absorption of concrete*. Cement & Concrete Composites. 2005, No 27, p. 211-216.
- [4] Chen K.J., Yen T., Chen K.H., *Use of building rubbles as recycled aggregates*. Cement and Concrete Research. 2003, No 33, p. 125-132.
- [5] Katz A., *Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete*. Cement and Concrete Research. 2003, No 33, p. 703-711
- [6] Maultzsch M., *Wykorzystanie przetworzonego gruzu budowlanego – przyczynek do zrównoważonego rozwoju technologii betonu*. Dni Betonu. Szczyrk, 2002.
- [7] Barra M., Vazquez E., *Properties of concretes with recycled aggregates: influence of properties of the aggregates and their interpretation*. Proceedings of the International Symposium: Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregate. London, UK, 1998.
- [8] Bołtryk M., Małaszkiwicz D., Pawluczuk E., *Basis technical properties of recycled aggregate concrete*. Proceedings of the 9th International Conference: Modern building materials, structures and techniques. Vilnius, Lithuania, 2007.
- [9] Hansen T.C., Narud H., *Strength of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate*. Concrete International – Design and Construction. 1983, Vol 5, No.1, p. 79-83.
- [10] *Specifications for concrete with recycled aggregates*. RILEM Recommendation. Materials and Structures. 1994, No 27, p. 557-559.
- [11] Sanchez de Juan M., Gutierrez P.A., *Influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate*. Proceedings of the International RILEM Conference on the USE of Recycled Materials in Buildings and Structures, Barcelona, Spain, 2004.

- [12] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., *Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC*. Cement & Concrete Composites. 2002, No 24, p. 269-279.
- [13] Khatib J.M., *Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate*. Cement and Concrete Research. 2005, No 35, p. 763-769.

ASSESSMENT OF USEFULNESS OF RECYCLED AGGREGATE FOR CONCRETE

Summary: The paper reports experimental results of selected features of recycled aggregate and its influence on concrete properties. Recycled aggregate (2/4, 4/8, 8/16 mm) was obtained from crashed industry concrete rubble. It is composed by two main materials of different nature: natural aggregate and cement mortar attached to it. Mortar content is the origin of the different and worse properties of recycled aggregate like: absorption, density, porosity, etc. Main factor that affects the mortar content is aggregate size. Coarse aggregate in concrete mixtures was replaced by recycled aggregate on the following levels: 0%, 50% and 100% by volume. Compressive strength and water absorption were investigated.

Pracę wykonano w ramach działalności statutowej nr S/IIB/1/06 i własnej nr W/IIB/11/07 finansowanych przez KBN.

Tadeusz Chyży, Rościsław Tribiło

Wpływ ruchu drogowego na poziom oddziaływania drgań w budynkach na przykładzie miast centralnej Polski

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badania poziomu oddziaływania drgań pochodzenia komunikacyjnego na budynki zlokalizowane na terenie miasta stołecznego Warszawy oraz w innych miejscowościach Centralnej Polski.

Słowa kluczowe: drgania komunikacyjne, budynki

1. Wprowadzenie

Rozwój aglomeracji warszawskiej i związany z tym wzrost ilości przewożonych towarów i osób powoduje także pogorszenie stanu nawierzchni drogowych, co skutkuje wzrostem oddziaływania dynamicznego propagowanego do otoczenia w postaci hałasu i drgań podłoża [1][3]. Obciążenia te przekazują się na obiekty budowlane usytuowane w pobliżu ciągów komunikacyjnych, zwiększając dyskomfort przebywających w nich osób, a niekiedy nawet powodując stan przedawaryjny samej konstrukcji budynku.

W ostatnich latach zespoły pomiarowe Instytutu Techniki Budowlanej wykonały wiele pomiarów w różnych częściach Warszawy oraz w innych miejscowościach powiązanych komunikacyjnie, w miejscach gdzie stwierdzono podwyższony poziom drgań. Pomiary wykonano głównie na stropach na kierunku pionowym, wyznaczając na ich podstawie częstotliwościowe charakterystyki w pasmach tercyjnych. Badania wykorzystano do oceny wpływu drgań komunikacyjnych na poziom oddziaływania na ludzi.

2. Pomiary drgań w budynkach

Opis stanowisk pomiarowych

Zaprezentowane w pracy wyniki pomiarów uzyskano w obiektach budowlanych zlokalizowanych na terenie miasta Warszawy oraz w Mińsku Mazowieckim i Sochaczewie [4]. Wyniki pomiarów poddano obróbce komputerowej w celu przejścia do poziomów drgań w pasmach tercjowych, które odniesiono do nomogramów normowych [2]. Prace pomiarowe prowadził zespół badawczy Instytutu Techniki Budowlanej.

Na terenie Warszawy badania prowadzono w następujących obiektach.

- W budynku zlokalizowanym przy ul. Grochowskiej nr 263. Jest to budynek 4-piętrowy w starej przedwojennej zabudowie szeregowej, usytuowany w odległości 8 m od krawężnika jezdni wylotowej z miasta, i ok. 20 m od torów tramwajowych. Konstrukcja budynku jest ceglana ze stropami Kleina. Jezdnia w tym obszarze charakteryzowała się nierównościami po naprawach asfaltu. Badanie drgań podłogi wykonano za pomocą czujnika drgań umieszczonego w środku największego pokoju o wymiarach 4 x 5 m.
- W budynku przy ul. Okopowej nr 20, lokal nr 115 na 7 piętrze. Jest to budynek 11 piętrowy o wymiarach w planie ok. 40 x 15 m. Konstrukcję budynku stanowią żelbetowe monolityczne ściany w układzie poprzecznym ze stropami z żelbetowych płyt kanałowych typu żerańskiego. Odległość budynku od krawężnika jezdni, prowadzącej w kierunku miasta, wynosi 14 m, a od torów tramwajowych 29 m. Pomiary drgań podłogi wykonano w środku największego pokoju o wymiarach 4 x 4 m,
- W budynku Muzeum Niepodległości przy Al. Solidarności nr 62. Budynek Muzeum Niepodległości znajduje się między dwiema jezdniami samochodowymi i torami tramwajowymi w Al. Solidarności. Odległość torów tramwajowych od budynku, od strony południowej i północnej, wynosi ok. 3 m. Badanie drgań wykonano na środku podłogi dwóch dużych sal muzealnych na I piętrze, o wym. ok. 10 x 10 m każda, oraz w pokoju o wymiarach ok. 4 x 6 m, znajdującym się na parterze w narożniku południowo-zachodnim budynku, i jednocześnie znajdującym się najbliżej torów tramwajowych.
- W Domu Pomocy Społecznej im. Św. Franciszka Salezego, znajdującym się przy ul. Solec 36A. Jest to dwupiętrowy budynek o wymiarach ok. 20 x 60 m. Zlokalizowany jest tuż przy nasypie średnicowej linii kolejowej. Budynek został wybudowany i oddany do użytku w 1882 r. Dłuższa oś budynku jest pro-

stopadła do torów kolejowych. Konstrukcję budynku stanowią podłużne ściany ceglane i stropy na belkach stalowych. Widoczne są liczne zarysowania ścian i stropów w obszarze otworów okiennych (nadproża), szczególnie w części północnej budynku, tj. bliższej nasypu kolejowego. Drgania rejestrowano podczas przejazdu pociągów,

- W budynku przy ul. Potockiego 4, zlokalizowanym pomiędzy ul. Solec i Potockiego, w odległości 40 m od wiaduktu mostu księcia J. Poniatowskiego. Jest to budynek o wys. 15 pięter i wymiarach w planie 22 x 16 m. Dłuższy bok skierowany jest prostopadłe do wiaduktu. Konstrukcję budynku stanowią ramy typu H i stropy prefabrykowane typu Żerań. Pomiary wykonano na środku największego stropu lokalu nr 78, na 11 piętrze,
- W budynku Głównego Instytutu Onkologii im. M.C. Skłodowskiej, zlokalizowanym przy ul. Wawelskiej. Budynek o wys. 3 pięter wykonany jest jako murowany. Dłuższe skrzydło budynku jest prostopadłe do ul. Wawelskiej i ma długość 60 m. Drugie, północne skrzydło jest równoległe do ul. Wawelskiej i ma długość 45 m. Jego północna ściana znajduje się 4 m od krawężnika jezdni. Czujniki ustawiono w sali nr 104, na I piętrze, na środku stropu,
- Przy ul. Rapperswilskiej zlokalizowane są dwa identyczne 2 piętrowe budynki o konstrukcji murowanej. Odległość od obrzeża wiaduktu Trasy Łazienkowskiej do budynku nr 11 wynosi 11 m, a do budynku nr 9 - 51 m. Pomiary wykonano na stropie największego pokoju lokalu nr 4, w budynku nr 11 (wysoki parter), i w lokalu nr 13, w budynku nr 9 (2 piętro).

W Mińsku Mazowieckim badania wykonano w dwóch obiektach:

- W budynkach 4-piętrowych, szeregowych, nowego budownictwa, o długości ok. 60 m, usytuowanych w odległości 24 m od krawężnika jezdni. Pomimo znacznej odległości budynków od jezdni zdecydowano się na badania, by sprawdzić poziom drgań w budynkach znajdujących się w tej odległości od jezdni przy bardzo dużym natężeniu ciężkich pojazdów samochodowych. Badanie drgań podłogi w lokalu nr 78 przy ul. Warszawskiej nr 212 wykonano w środku największego pokoju o wymiarach ok. 4,5 x 4,5 m. Badanie drgań w lokalu nr 8 (III p.) przy ul. Warszawskiej nr 86 wykonano w środku największego pokoju o wymiarach ok. 4 x 5, usytuowanego w narożniku budynku.

Na terenie miasta Sochaczew badania prowadzono również w dwóch obiektach:

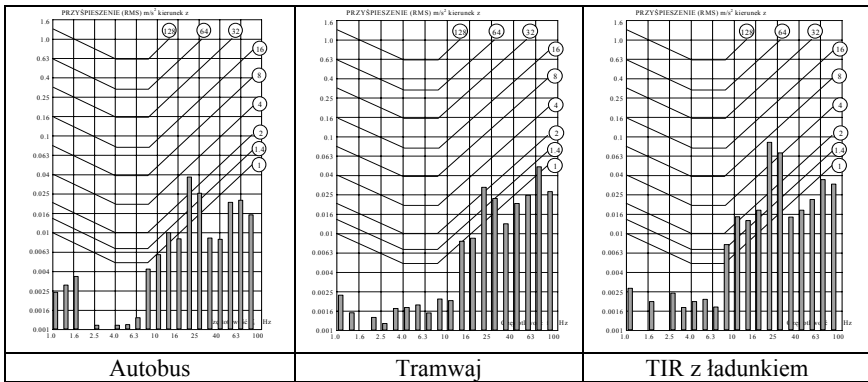
- W budynkach Rejonowej Komendy Policji, która mieści się przy ul. Warszawskiej 23, w części 3-piętrowego budynku szeregowego o tradycyjnej konstrukcji ceglanej, ze stropami gęstożebrowymi. Odległość od krawężnika

jezdni do budynku wynosi 5 m. Badanie drgań podłogi przeprowadzono w środku pustego pokoju nr 104 o wymiarach 5 x 5 m, zlokalizowanego na I piętrze. Badania przeprowadzono ze względu na bardzo dużą liczbę samochodów, które jechały stosunkowo wolno (max 40 km/godz.) przed pobliskim skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną,

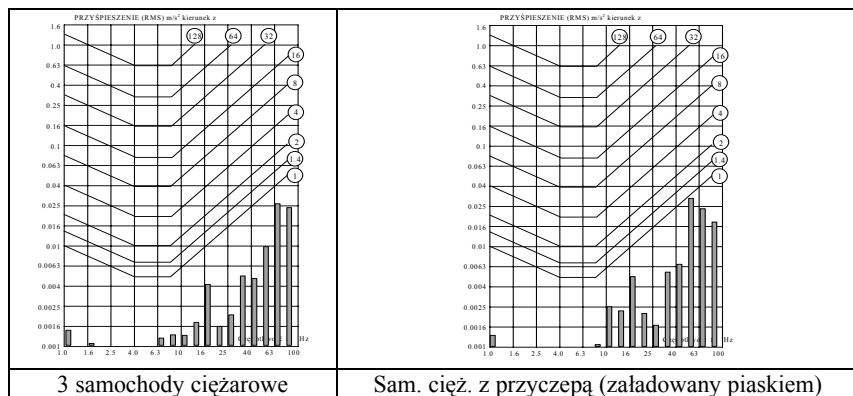
- W budynku mieszkalnym o zabudowie szeregowej przy ul. Warszawskiej nr 13A m 2. Konstrukcja budynku jest podobna do opisanej wyżej (budynek Rejonowej Komendy Policji). Odległość budynku od krawężnika jezdni wynosi ok. 6 m. Badanie drgań podłogi wykonano w środku pokoju o wymiarach 4,5 x 4,5 m. Szybkość samochodów za skrzyżowaniem była w czasie badań nieco większa niż w czasie badań w Rejonowej Komendzie Policji, i wynosiła ok. 50 km/godz.

Poziom drgań w budynkach – zestawienie wyników

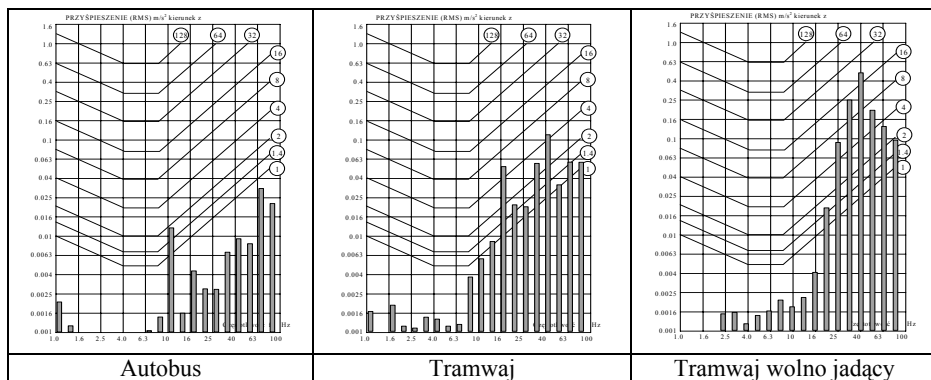
Poziom oddziaływań drgań przedstawiono w postaci odniesionej do pasm $\frac{1}{3}$ oktaowych (tercjowych) i naniesiono na nomogramy normowe. Pod każdym nomogramem podano rodzaj pojazdu generującego drgania.



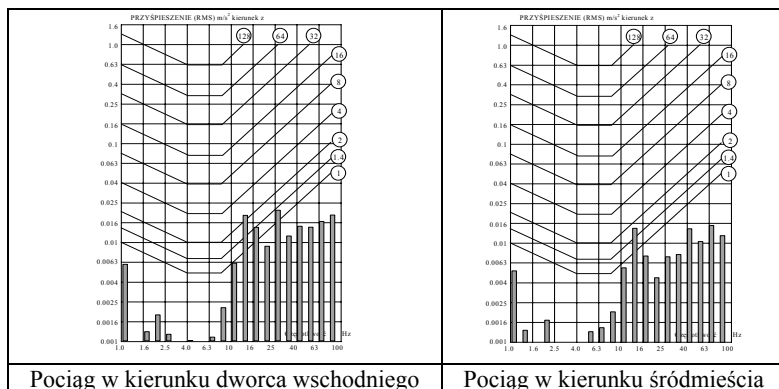
Rys. 1. Warszawa, ul. Grochowska 263



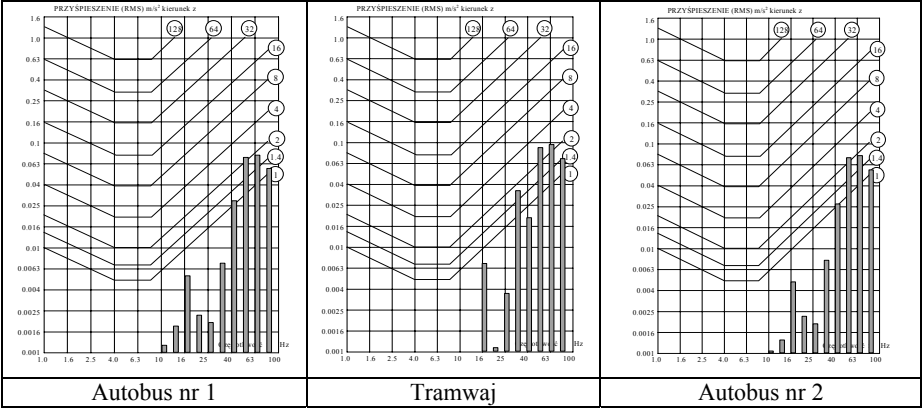
Rys. 2. Warszawa, ul. Okopowa 20



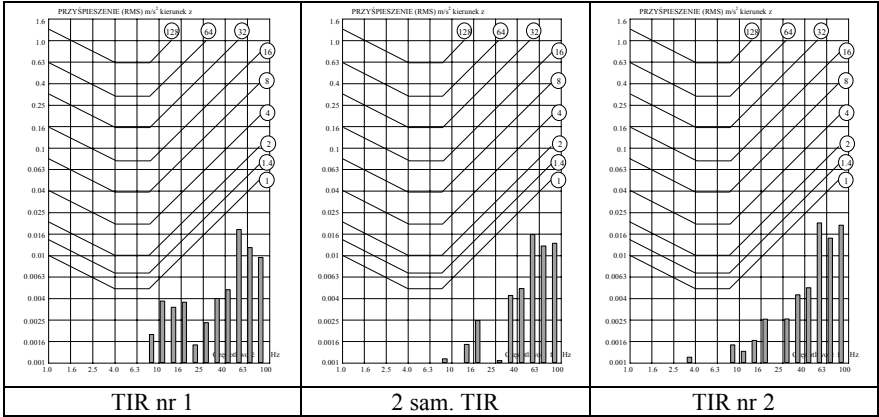
Rys. 3. Warszawa – Budynek Muzeum Niepodległości, al. Solidarności 62



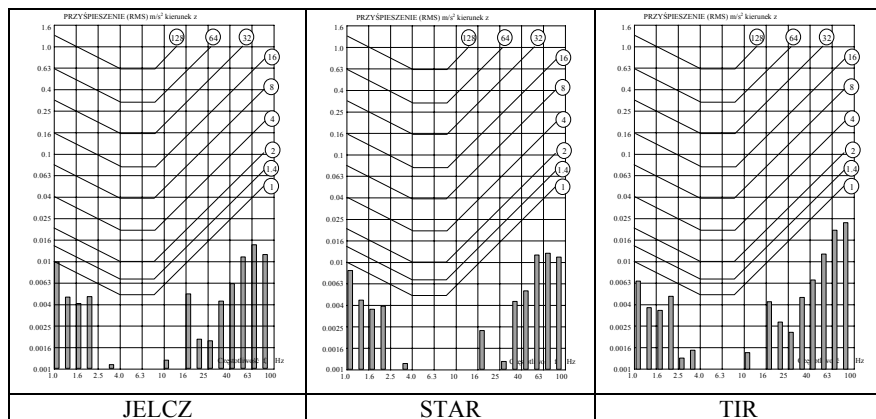
Rys. 4. Warszawa – DPS, al. Solec 36A



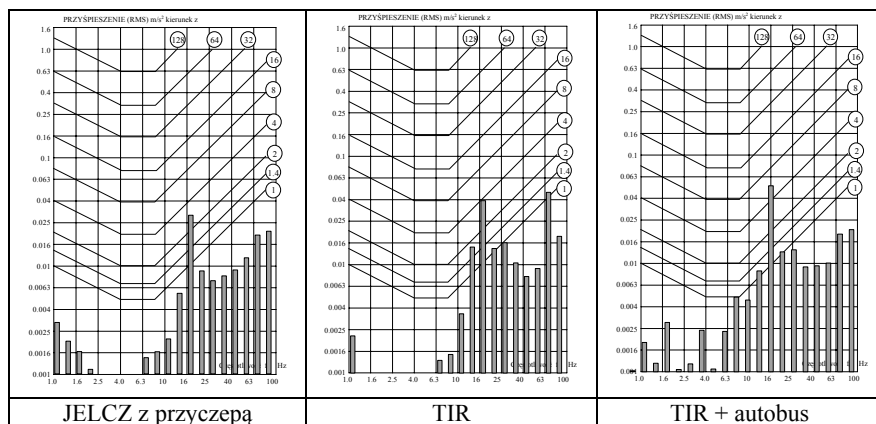
Rys. 5. Warszawa, ul. Potockiego 4/78 (11 – piętro)



Rys. 6. Warszawa, ul. Rapperswilska 9/13 (II piętro)



Rys. 7. Mińsk Mazowiecki, ul. Warszawska 212/78 (II piętro)



Rys. 8. Sochaczew, ul. Warszawska 13A m 2 (I piętro)

3. Wnioski

Zarejestrowane wyniki pomiarów po przetworzeniu komputerowym przedstawiono w postaci amplitud w pasmach $\frac{1}{3}$ oktaowych. Na ich podstawie przeprowadzono dalszą analizę oddziaływań drgań komunikacyjnych, szczególnie w zakresie amplitudalnym i częstotliwościowym. Stwierdzono:

- **Oдноśnie do amplitud**

- Najwyższy poziom drgań wzbudzany był przez takie pojazdy jak: autobusy, tramwaje i duże samochody ciężarowe. Małe i lekkie pojazdy pominięto w analizie, gdyż generowany przez nie poziom drgań był bardzo mały. Świadczy to o tym, że na nierównościach jezdni poziom generowanych drgań jest zależny od masy pojazdu, a właściwie od nacisku na oś. Tak więc głównie autobusy i tramwaje, a zatem transport miejski, są podstawowym źródłem drgań w terenie zurbanizowanym. Taka jest sytuacja, mimo że te środki lokomocji poruszają się stosunkowo wolno w porównaniu z innymi. Ciężkie samochody typu TIR również generują duży poziom drgań, lecz nieproporcjonalnie do swojej masy i gabarytów. Tego typu jednostki są w większości pojazdami nowoczesnymi (w porównaniu z samochodem taboru miejskiego), mają sprawne zawieszenie i najczęściej masa rozkłada się na wieloosiowy układ jezdny, co zmniejsza emitowany poziom oddziaływań dynamicznych do otoczenia. Na rysunku 1 zaprezentowano pomiary wykonane dla autobusu, tramwaju i załadowanego TIR-a, i te rysunki potwierdzają sformułowane wyżej stwierdzenia,
- Pojazdy poruszające się szybciej generują na ogół wyższy poziom drgań. Na rys. 3 przedstawiono jednak przykład, gdzie wolno jadący tramwaj generował silniejsze oddziaływania niż podobna jednostka poruszająca się z normalną prędkością,
- Sfalowania nawierzchni oraz wyrwy spowodowane penetracją zamarzającą wody w okresie zimowo-wiosennym stanowią istotny czynnik generowania drgań w wyższym pasmie częstotliwościowym. Kolejnymi elementami są nierówności drogi wynikające ze zużycia jej warstw podbudowy, co przejawia się „łagodnymi” kilkumetrowymi falami, powodującymi kołysanie się samochodów. W takim przypadku niezaladowane samochody ciężarowe, szczególnie puste, mogą generować drgania poprzez kołysanie się skrzyni ładunkowej. Oddziaływania te lokują się w niższym pasmie częstotliwościowym,
- Na rys. 2 i rys. 6 pokazano wyniki pomiarów dla dwóch lub większej liczby samochodów przejeżdżających jeden za drugim. Można zauważyć, że nie ma to większego wpływu na poziom drgań niż w przypadku przejeżdżającego pojedynczego samochodu.

- **Oдноśnie do charakterystyki częstotliwościowej**

- Charakterystyki częstotliwościowe drgań, pomierzonych na różnych stanowiskach badawczych, różnią się od siebie. Można zauważyć, że mogą to być charakterystyki skupione w wyższym pasmie częstotliwościowym (dolnym

pasmie akustycznym) rys. 5, rys. 6, lub charakterystyki szerokopasmowe rys. 1, rys. 7 i rys. 8,

- Stwierdzono, że wyższy poziom amplitud terejowych ulokowany jest w wyższym pasmie częstotliwościowym. Na niektórych stanowiskach pomiarowych rys. 7, stwierdzono stosunkowo duży poziom oddziaływań w zakresie infradźwiękowym. Były to stanowiska zlokalizowane przy drogach krajowych – przelotowych przez konkretną miejscowość. Na drogach miejskich znacznie większe oddziaływania lokowane są w dolnym pasmie akustycznym. Taki stan rzeczy powodowany jest rodzajem transportu oraz stanem dróg, co opisano wyżej, charakteryzując typowe uszkodzenia nawierzchni,
- Prędkość pojazdów nie miała większego wpływu na charakterystyki częstotliwościowe,
- Z badań wynika, że jakość transportu miejskiego ma istotny wpływ na poziom drgań. Dotyczy to jakości akustycznej nowych autobusów i tramwajów (ważne przy zakupie) oraz jakości konserwacji środków transportu miejskiego.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E., *Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach*. ITB, Warszawa, 1993.
- [2] Instrukcja 348/98 *Diagnostyka dynamiczna i zabezpieczenia istniejących budynków mieszkalnych przed szkodliwym działaniem drgań na właściwości użytkowe budynków*. ITB, Warszawa, 1998.
- [3] Sadowski J., Engel Zb., Kucharski R., Lipowczan A., Szudrowicz B., *Ochrona środowiska przed hałasem i wibracjami. Stan aktualny i kierunki działań*. ITB, Warszawa, 1992.
- [4] Sadowski J., Karmiński A., *Badanie drgań budynków przy trasach o dużym natężeniu ruchu ciężkich pojazdów w wybranych obszarach aglomeracji miejskiej (warszawskiej)*, ITB, Warszawa, 1994-1996.
- [5] Ciesielski R., Maciąg E., *Drgania drogowe i ich wpływ na budynki*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1999.

The influence of road traffic on vibrations level generated in buildings, on example of Central Poland

Summary: The measurements carried out in some points in Warsaw agglomeration have shown that:

- in analysis according to one-third octave analysis, dominating level of excitation is generated by heavy public transport means
- the frequency characteristics of vibrations of those means are located mainly in lower acoustic strip

Keywords: traffic vibrations, buildings

Praca finansowana z funduszu badań własnych W/IIB/3/05.

Katarzyna Cichocka, Michał Bołtryk

Analiza ryzyka zawodowego w budownictwie

Streszczenie: W artykule przedstawiono metody oceny ryzyka zawodowego. Dokonano także oceny ryzyka zawodowego dla stanowiska murarza. Przedstawiono dane dotyczące wypadkowości w budownictwie w latach 2002-2006.

Słowa kluczowe: ryzyko zawodowe, ocena ryzyka

1. Wstęp

Pojęcie *ryzyko zawodowe* definiuje norma PN-N-N-18002:2000 [1]. Jest to prawdopodobieństwo wystąpienia niepożądanych zdarzeń, związanych z wykonywaną pracą, powodujących straty, w szczególności wystąpienie u pracowników niekorzystnych skutków zdrowotnych w wyniku zagrożeń zawodowych występujących w środowisku pracy lub w wyniku sposobu wykonywania pracy. Ocena ryzyka zawodowego ma za zadanie wpływać na eliminowanie zagrożeń występujących w miejscu pracy. Kodeks pracy zobowiązuje pracodawcę do informowania pracownika o ryzyku zawodowym występującym na danym stanowisku pracy oraz o zasadach ochrony przed zagrożeniem (Dz.U. z 2002r. nr 91, poz. 811).

Zobowiązuje również do organizowania pracy w sposób zapewniający bezpieczne i higieniczne warunki, do zapewnienia przestrzegania w zakładzie pracy przepisów oraz zasad bezpieczeństwa i higieny pracy, wydawania poleceń usunięcia uchybień w tym zakresie i kontroli wykonania tych poleceń. Pracownik ma prawo, gdy warunki pracy nie odpowiadają przepisom bezpieczeństwa i higieny pracy i stwarzają bezpośrednie zagrożenie dla jego zdrowia lub życia, powstrzy-

mać się od wykonywania pracy i niezwłocznie zawiadomić o tym fakcie pracodawcę. Pracownik ma także obowiązek

- wykonywać pracę w sposób zgodny z przepisami i zasadami bezpieczeństwa i higieny pracy oraz stosować się do wydawanych w tym zakresie poleceń i wskazówek przełożonych,
- stosować środki ochrony zbiorowej, a także używać przydzielonych środków ochrony indywidualnej oraz odzieży i obuwia roboczego, zgodnie z ich przeznaczeniem, tudzież dbać o utrzymanie ich w należyтым stanie,
- w przypadku zauważenia w zakładzie pracy zagrożenia życia lub zdrowia ludzkiego ostrzec współpracowników a także inne osoby znajdujące się w rejonie zagrożenia, o grożącym im niebezpieczeństwie [2].

Ocena ryzyka zawodowego jest procesem wieloetapowym. Polega ona na sprawdzeniu i ocenie tego, co w miejscu pracy może zaszkodzić lub wyrządzić krzywdę pracownikowi.

Pierwszym etapem analizy ryzyka jest zebranie niezbędnych danych o zagrożeniach. Dane te uzyskuje się przeprowadzając identyfikację zagrożeń.

Drugim etapem analizy ryzyka jest określenie przewidywanych następstw zdrowotnych oraz prawdopodobieństwo ich występowania. Następstw oddziaływania zagrożeń może być stopniowe lub natychmiastowe pogorszenie stanu zdrowia. Po ustaleniu z jakim prawdopodobieństwem mogą powstawać skutki niebezpiecznych wydarzeń należy oszacować stopień ryzyka.

Przyjmuje się trzy następujące stopnie ryzyka:

- małe – akceptowane lub pomijane, często uważane za równoznaczne z brakiem ryzyka; wymaga jednak obserwacji czy jego poziom nie ulegnie zwiększeniu wskutek nowych przyczyn,
- średnie – umiarkowane, nie może być tolerowane; należy go zmniejszyć do stopnia małego,
- duże – niedopuszczalne jest tolerowanie, wymaga zaprzestania wykonywania pracy oraz zdecydowanego działania prowadzącego do zmniejszenia jego wielkości do takiej, którą można zaakceptować.

Zmniejszenie ryzyka można uzyskać poprzez ograniczenie niebezpiecznych wydarzeń oraz obniżenie wielkości prawdopodobieństwa ich powstawania.

Wyniki oceny ryzyka należą do podstawowych informacji niezbędnych do skutecznego zarządzania w aspekcie przestrzegania bezpieczeństwa i higieny pracy [5].

2. Analiza ryzyka zawodowego i metody oceny

Analiza ryzyka jest to badanie ryzyka, które obejmuje swym działaniem określenie charakterystyki obiektu, następnie identyfikację zagrożeń i szacowanie ryzyka [3].

Analizę ryzyka należy przeprowadzić:

- podczas tworzenia stanowiska pracy,
- przy wprowadzaniu zmian na istniejącym stanowisku pracy,
- gdy nastąpiła zmiana środków ochrony, bądź też zmieniły się normy dotyczące czynników szkodliwych, niebezpiecznych i uciążliwych.

Aby zanalizować ryzyko zawodowe na określonym stanowisku pracy należy skorzystać z metod oceny ryzyka zawodowego. Rozróżniamy jakościowe i ilościowe metody oceny ryzyka. Większość metod wykorzystywanych do analizy ryzyka zawodowego należy do metod jakościowych. Przy stosowaniu takich metod trzeba pamiętać, że ocena jest subiektywna i żeby można ją było uznać za ocenę obiektywną trzeba bardzo rzetelnie do niej podejść zebrać dokładnie potrzebne informacje. Do metod jakościowych należą:

- metody matrycowe,
- metody wskaźnikowe,
- grafy ryzyka.

Metody matrycowe są to przeważnie metody dwuparametrowe. Do tej grupy należy m.in. metoda PHA [4]. Wyjątkiem metody matrycowej, niebędącej metodą dwuparametrową, jest metoda JSA.

Do grup metod wskaźnikowych (są to metody wieloparametrowe i wielopoziomowe) należą: metoda Pięciu Kroków i RISK SCORE. Do ostatniej grupy należy czteroparametrowa metoda Graf Ryzyka.

Poza metodami jakościowymi można wyróżnić jeszcze ilościowe metody szacowania ryzyka zawodowego. Przykładem jest metoda ryzyka dla czynników mierzalnych wg PN-N-18002:2000. Metody ilościowe w odróżnieniu do jakościowych są obiektywne z uwagi na zastosowanie zmierzonych wartości czynników występujących na stanowisku pracy.

2.1 Wstępna analiza zagrożeń (PHA – Preliminary Hazard Analysis)

Metoda ta pozwala na jakościowe szacowanie ryzyka. Polega ona na szacowaniu stopnia szkód (S) (tabl. 2.1.1) i szacowaniu prawdopodobieństwa szkód (P) (tabl. 2.1.2) oraz na wartościowaniu ryzyka na podstawie matrycy (tabl. 2.1.3).

Uwaga: Poziom 1-5 dotyczy oceny stopnia szkód i prawdopodobieństwa
 Przy pomocy matrycy na trzech poziomach wartościowane jest ryzyko:
 1 – 3 - akceptowalne,
 4 – 9 - dopuszczalna akceptacja ryzyka
 10 – 25 (36) - ryzyko niedopuszczalne.

Tabl. 2.1.1. Szacowanie stopnia szkód S

Poziom	Charakterystyka
1	znikome urazy, lekkie szkody
2	lekkie obrażenia, wymierne szkody
3	ciężkie obrażenia, znaczne szkody
4	pojedyncze wypadki, ciężkie szkody
5	zbiorowe wypadki śmiertelne, szkody na bardzo dużą skalę na terenie zakładu
6	zbiorowe wypadki śmiertelne, szkody na dużą skalę poza terenem zakładu

Tabl. 2.1.2. Szacowanie prawdopodobieństwa szkód zdarzenia P

Poziom	Charakterystyka
1	Bardzo nieprawdopodobne
2	Mało prawdopodobne, zdarzające się raz na 10 lat
3	Doraźne wydarzenia, zdarzające się raz w roku
4	Dość częste wydarzenia, zdarzające się raz w miesiącu
5	Częste, regularne wydarzenia, zdarzające się raz w tygodniu
6	Duże prawdopodobieństwo wydarzenia

Tabl. 2.1.3. Wartościowanie ryzyka metodą PHA

		P – prawdopodobieństwo szkód					
Poziom		1	2	3	4	5	6
S- stopień szkód	1	1	2	3	4	5	6
	2	2	4	6	8	10	12
	3	3	6	9	12	15	18
	4	4	8	12	16	20	24
	5	5	10	15	20	25	30
	6	6	12	18	24	30	36

2.2 Metoda Risk Score

Jest to metoda jakościowa, wskaźnikowa, w której wartościowanie ryzyka zależy od możliwych skutków zdarzenia (S) (tabl. 2.2.1), ekspozycji na zagrożenia (E) (tabl. 2.2.2) i prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia (P) (tabl. 2.2.3)

Ryzyko przyjmujemy z zależności $R = S \times E \times P$

Wartościowania ryzyka dokonujemy na podstawie matrycy (tabl. 2.2.4)

Tabl. 2.2.1. Szacowanie możliwych skutków zdarzenia S

Wartość S	Szacowanie straty	Straty ludzkie	Straty materialne
100	Poważna katastrofa	Wiele ofiar śmiertelnych	> 30 mln zł
40	Katastrofa	Kilka ofiar śmiertelnych	3 – 30 mln zł
15	Bardzo duża	Jedna ofiara śmiertelna	0,3- 3 mln zł
7	Duża	Ciężkie uszkodzenia ciała	30-300 tys. zł
3	Średnia	Absencja	3-30 tys. zł
1	mała	Udzielenie pierwszej pomocy	< 3 tys. zł

Tabl. 2.2.2. Szacowanie ekspozycji na zagrożenie E

Wartość E	Charakterystyka
10	Stała
6	Częsta (codzienna)
3	Sporadyczna (raz na tydzień)
2	Okazjonalna (raz w miesiącu)
1	Minimalna (kilka razy w roku)
0,5	Znikoma (raz w roku)

Tabl. 2.2.3. Szacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia P

Wartość P	Charakterystyka	Szansa w %	Prawdopodobieństwo
10	Bardzo prawdopodobne	50	$5 \cdot 10^{-1}$
6	Całkiem możliwe	10	10^{-1}
3	Praktycznie możliwe	1	10^{-2}
1	Mało prawdopodobne, możliwe	10^{-1}	10^{-3}
0,5	Tylko sporadycznie możliwe	10^{-2}	10^{-4}
0,2	Możliwe do pomyślenia	10^{-3}	10^{-5}
0,1	Teoretycznie możliwe	10^{-4}	10^{-6}

Tabl. 2.2.4. Wartościowanie ryzyka

Wartość R	Kategoria ryzyka	Działania zapobiegawcze
Poniżej 1,5	zaniedbywalne	Żadne działania nie są potrzebne
1,5-48	akceptowalne	Działania profilaktyczne nie są potrzebne
48-270	średnie	Działania profilaktyczne są wskazane, ale należy wziąć pod uwagę koszty i uzyskane efekty (powinno zostać ograniczone w przeciągu 3-6 miesięcy)
270-1440	poważne	W tej sytuacji praca nie może zostać rozpoczęta. W przypadku prac już wykonywanych ryzyko powinno zostać zredukowane w okresie 1-3 miesięcy w zależności od liczby osób narażonych
Powyżej 1440	nieakceptowalne	Praca nie może zostać rozpoczęta ani kontynuowana dopóki ryzyko nie zostanie zredukowane do poziomu akceptowalnego.

2.3 Analiza ryzyka na stanowisku murarza

W zakładzie budowlanym analizowane jest ryzyko na stanowisku murarza. Zagrożeniem jest upadek z wysokości. Wypadki zdarzają się raz na rok, półtora. Poszkodowani odnoszą ciężkie obrażenia (połamane ręce, nogi), ale nie zanotowano w tym zakładzie pracy wypadków śmiertelnych.

Tabl. 2.3.1. Porównanie oceny ryzyka metodami RISK SCORE i PHA.

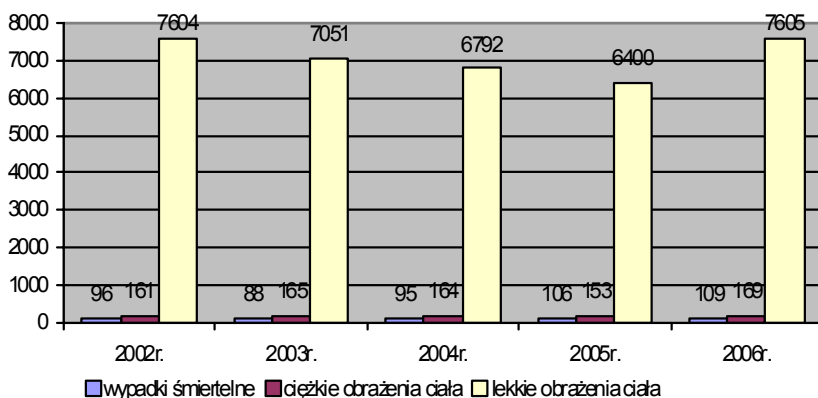
Metoda	Wartość ryzyka	Szacowanie elementów ryzyka	Wartościowanie ryzyka
Wstępna analiza zagrożeń - PHA	$W = S \times P$	S = 3- ciężkie obrażenie, znaczne szkody, P = 3- doraźne wydarzenie, zdarzające się raz w roku. $W = 3 \times 3 = 9$	Wartość wskaźnika ryzyka $W = 9$ wskazuje, że dopuszczalna jest akceptacja ryzyka po jego ocenie. W takim przypadku zaleca się rozważenie zmniejszenia poziomu ryzyka, bądź zapewnienie, że pozostanie ono na co najmniej tym samym poziomie
Metoda Risk Score	$R = S \times E \times P$	S = 7 –uszkodzenia ciała, E = 6 – częsta (codzienna), P = 1 –mało prawdopodobne, ale możliwe. $R = 7 \times 6 \times 1 = 42$	Wartość ryzyka $R = 42$ mówi nam, że ryzyko jest akceptowalne, działania profilaktyczne nie są potrzebne

3. Statystyka wypadkowości w budownictwie w Polsce w latach 2002-2006 [6]

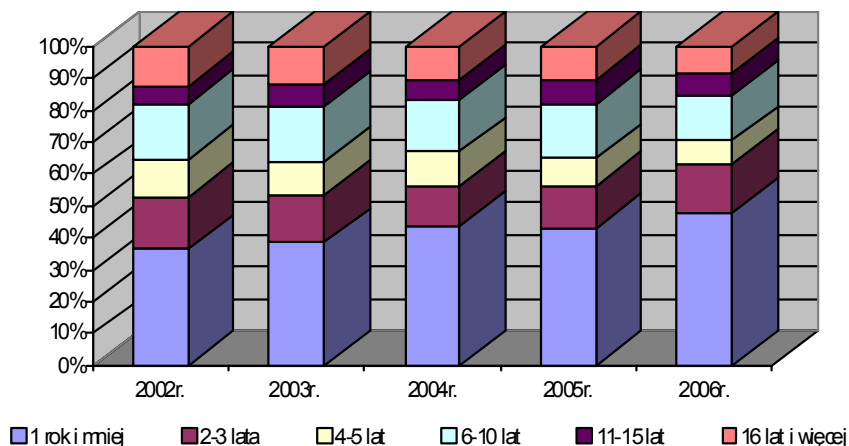
Za ciężki wypadek przy pracy uważa się wypadek, w wyniku którego nastąpiło ciężkie uszkodzenie ciała, a mianowicie: utrata wzroku, słuchu, mowy, zdolności płodzenia lub inne uszkodzenia ciała albo rozstrój zdrowia, naruszający podstawowe funkcje organizmu, a także choroba nieuleczalna lub zagrażająca życiu, trwała choroba psychiczna, trwała całkowita lub znaczna niezdolność do pracy w zawodzie albo trwale poważne zeszpecenie lub zniekształcenie ciała.

Za śmiertelny wypadek przy pracy uważa się wypadek, w wyniku którego nastąpiła śmierć osoby poszkodowanej na miejscu wypadku lub w okresie 6 miesięcy od chwili wypadku.

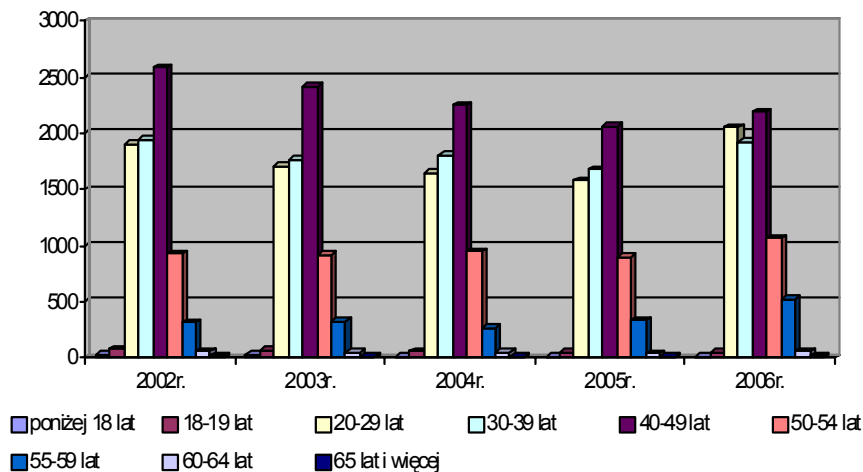
Na rys. 3.1 przedstawiono liczbę poszkodowanych w wypadkach przy pracy według skutków wypadków. Ponad 3,5% poszkodowanych miało ciężkie lub śmiertelne obrażenia ciała. Taki wysoki odsetek zmusza do podjęcia próby zmniejszenia ryzyka zawodowego.



Rys. 3.1. Poszkodowani w wypadkach przy pracy, według skutków wypadków



Rys. 3.2. Poszkodowani w wypadkach przy pracy, według stażu pracy



Rys. 3.3. Poszkodowani w wypadkach przy pracy, według wieku poszkodowanych

Na rys. 3.2 widać, że wypadkom przy pracy najczęściej ulegają pracownicy ze stażem pracy poniżej 1 roku, a z rys 3.3 wynika, że grupą podwyższonego ryzyka są pracownicy w grupie wiekowej 40-49 lat.

4. Wnioski

Analiza ryzyka zawodowego jest bardzo ważnym działem w zarządzaniu bezpieczeństwem pracy. Przy wyborze optymalnej metody oceny ryzyka najlepszym wyjściem jest skorzystanie z różnych metod oceny. Należy zawsze przyjąć wariant pesymistyczny, czyli metodę dla której konieczne jest zastosowanie większej ochrony pracownika.

Przedstawiona statystyka pokazuje jak ważna jest ocena ryzyka zawodowego, w szczególności na stanowiskach, gdzie wystąpiły wypadki śmiertelne i wypadki z ciężkimi obrażeniami.

Dane przedstawione w artykule wskazują jednoznacznie, jak ważne jest przeszkolenie pracowników przyjmowanych do pracy (rys 3.2).

Literatura

- [1] Norma PN-N-18002:2000 „System zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy. Ogólne wytyczne do oceny ryzyka zawodowego”.
- [2] Kodeks Pracy- Ustawa z dnia 26 czerwca 1974 z późniejszymi poprawkami.
- [3] Studenski R. „Kierowanie firmą bez wypadków i chorób zawodowych” Tar-nobus, Tarnobrzeg 2000.
- [4] Słomka A. „Ryzyko zawodowe w budownictwie”, Warszawa, 2005.
- [5] Romanowska-Słomka I., Słomka A. „Zarządzanie ryzykiem zawodowym” Tarbonus, wydanie III, Tarnobrzeg, 2003.
- [6] Dane GUS.

PROFESSIONAL RISK ANALYSIS IN THE BUILDING

Summary: In the article methods of the mark of the occupational risk were presented. They also made an appraisal of the occupational risk for the position of the bricklayer. Concerning data was presented accidents appearance in the building in 2002-2206 years.

Key words: the occupational risk, the mark of the risk.

Zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/06.

Katarzyna Cichocka

Zarządzanie bezpieczeństwem i higieną pracy Prognozowanie wypadkowości metodą Pareto

Streszczenie: w artykule przedstawiono metody prognozowania, rodzaje i funkcje prognoz. Omówiono metodę do prognozowania wypadków - zasadę Pareto. W artykule wykorzystano dane statystyczne dotyczące wypadkowości w budownictwie w roku 2005.

Słowa kluczowe: prognozowanie, metody prognozowania, zasada Pareto.

1. Wstęp

Pierwszym ważnym krokiem w zarządzaniu bezpieczeństwem jest dokonanie przeglądu warunków oraz stanu zagrożenia. Przegląd taki powinien dostarczyć informacji o stopniu spełniania prawnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy, aktualnym stanie bezpieczeństwa i higieny pracy oraz o możliwości dokonywania poprawy stanu bezpieczeństwa.

Prognozowanie jest naukowym sposobem przewidywania, sposobu kształtowania w przyszłości procesów lub zdarzeń. Przewidywanie oznacza wnioskowanie o zdarzeniach nieznanych, należących najczęściej do przyszłości, na podstawie zdarzeń znanych. Istnieją następujące rodzaje przewidywań:

- racjonalne – podane zostały przesłanki i został zachowany związek pomiędzy nimi a wynikiem:
 - zdroworozsądkowe – przesłanki i tok rozumowania oparty jest na doświadczeniu,
 - naukowe – w procesie wnioskowania wykorzystuje się dorobek nauki,
- nieracjonalne – przesłanki nie zostały podane.

Każdemu podejmowaniu decyzji towarzyszy prognozowanie. Jest to działanie bardzo trudne, gdyż spowodowane jest potrzebą wybiegnięcia w przyszłość, do nieistniejącego jeszcze „świata przyszłości” [1]. Przewidywanie skutków możliwe jest na podstawie doświadczenia, wiedzy lub intuicji.

Rodzaje prognoz w nawiązaniu do pracy [2] są następujące:

1. samorealizujące się i samounicestwiające się,
2. zmiennych sterowanych i nie sterowanych,
3. realistyczne i badawcze,
4. ilościowe i jakościowe,
5. krótko-, średnio-, długookresowe
6. punktowe i przedziałowe.

Funkcja prognoz może być:

1. preparacyjna – rozumiana jako przygotowanie innych działań,
2. aktywizująca – pobudzenie do podejmowania działań, gdy prognozy są korzystne, lub zaprzestanie działań, lub wręcz przeciwdziałanie procesom, jeśli prognozy są niekorzystne.
3. informacyjna – uświadamianie o nadchodzących zmianach.

Obecnie istnieje wiele opracowań dotyczących metod prognozowania. Do grupy najczęściej używanych zalicza się:

- analogowe,
- analizę i prognozowanie szeregów czasowych – metody bezpośrednie,
- prognozowanie przyczynowo-skutkowe – metody pośrednie,
- heurystyczne.

Metody analogowe polegają na określeniu przyszłości konkretnej zmiennej na podstawie danych o zmiennych podobnych, ale niezwiązanych przyczynowo ze zmienną prognozowaną. Należą do grupy prognoz średnio- i długookresowych.

Przy diagnozowaniu metoda bezpośrednia opiera się na danych o dotychczasowym kształtowaniu się zmiennej prognozowanej. Prognozę uzyskuje się na podstawie zaobserwowanych prawidłowości, bez potrzeby dokonywania analizy ich przyczyn. Wadą jest to, że są to prognozy krótkookresowe.

Podstawą metod pośrednich jest określenie modelu wyjaśniającego mechanizm zmian zmiennych prognozowanych, zmian zmiennych objaśniających. Modele takie mogą być wykorzystywane do symulacji, pod warunkiem, że znane są przeszłe wartości zmiennych objaśniających. Metody te, podobnie jak bezpośrednie, należą do grupy prognoz krótkookresowych.

Metody heurystyczne bazują na opinii ekspertów wykorzystując jednocześnie regułę największego prawdopodobieństwa.

Najczęściej stosowane metody prognozowania to:

- zasada Pareto,
- „burza mózgów” (technika Osborna – brainstorming lub brainstrom session),
- metoda Altszullera,
- krytyczna ocena i analiza,
- metoda „kruszenia”,
- metoda delficka,
- metoda morfologiczna,
- metoda Polya,
- listy kontrolne (informacyjne),
- metoda synektyczna,
- Technika Gordona,
- CERMA,
- wymuszania sprzeczności .

2. Rozkład Pareto-Lorenza

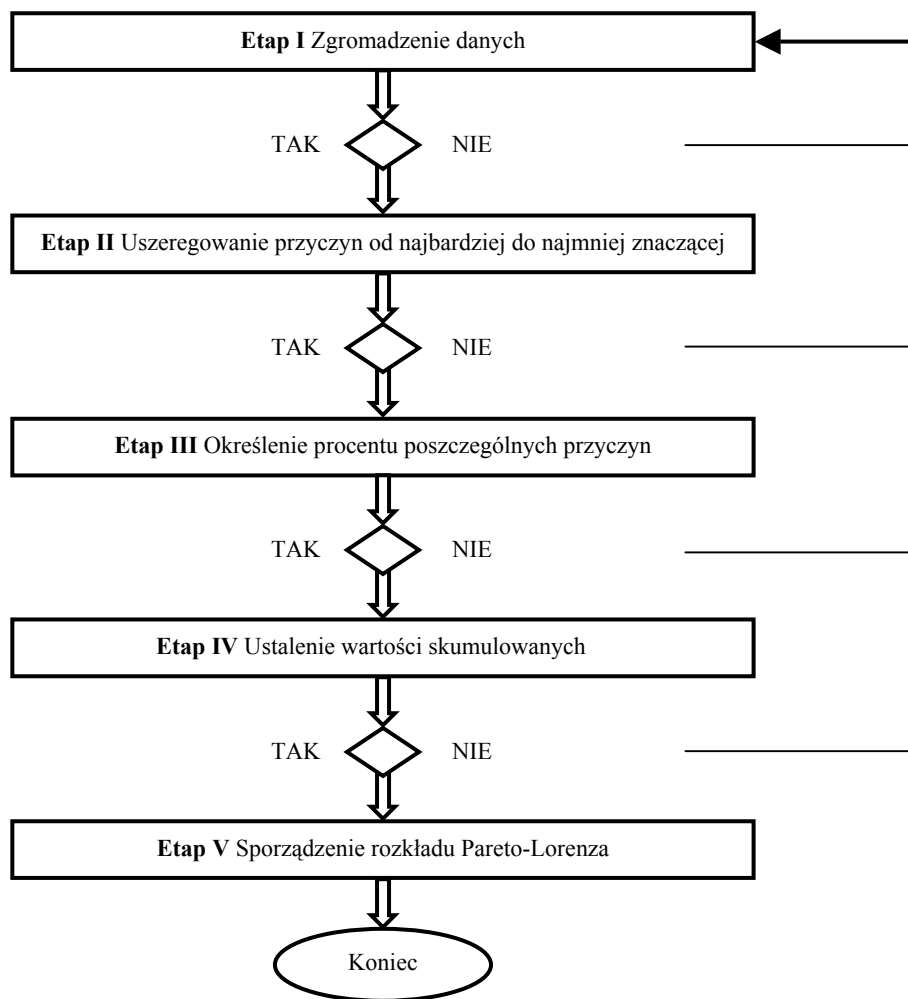
Jako metodę do prognozowania wypadków wykorzystano diagram Pareto. W tym celu opracowano model metody prognozowania wypadków w budownictwie.

Etap I – zgromadzenie danych

Przy opracowaniu metody prognozowania wypadków wykorzystane są dane statystyczne Głównego Urzędu Statystycznego z roku 2005, przedstawiające najczęstsze przyczyny wypadków (tabl. 2.1) [3].

Tabl. 2.1. Przyczyny wypadków przy pracy w 2005 r.

Lp.	Grupa przyczyn	Wartość
1	Niewłaściwy stan czynnika materialnego	1669
2	Niewłaściwa organizacja pracy	1095
3	Niewłaściwa organizacja stanowiska pracy	913
4	Brak lub niewłaściwe posługiwanie się czynnikiem materialnym	1259
5	Nieużywanie sprzętu ochronnego	261
6	Niewłaściwe, samowolne zachowanie się pracownika	1004
7	Niewłaściwy stan psychofizyczny pracownika	307
8	Nieprawidłowe zachowanie się pracownika	6778
9	Inne	449



Rys. 2.1. Model metody prognozowania wypadków w budownictwie

Etap II – uszeregowanie przyczyn od najbardziej do najmniej znaczącej (tabl. 2.2)

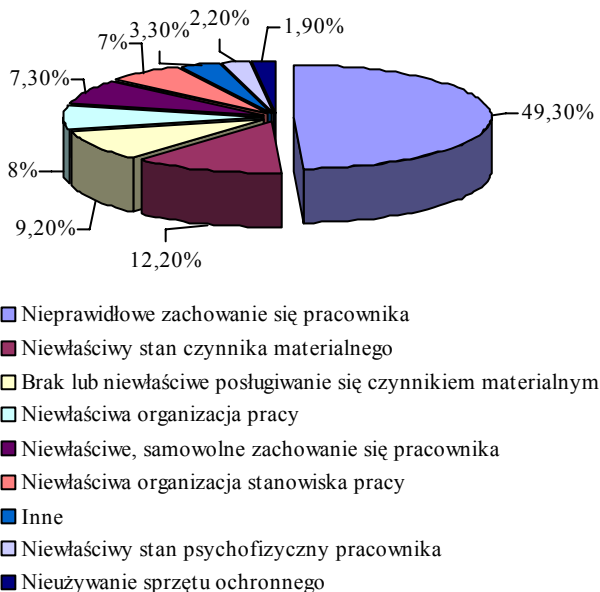
W drugim etapie uszeregowano przyczyny występowania wypadków w budownictwie od najczęściej powodujących wypadki, do tych, które miały najmniej wpływ na wypadkowość w branży budowlanej w roku 2005.

Tabl. 2.2. Przyczyny wypadków przy pracy w 2005r. w kolejności od najbardziej do najmniej znaczącej

Lp.	Grupa przyczyn	Wartość	Oznaczenia
1	Nieprawidłowe zachowanie się pracownika	6778	A
2	Niewłaściwy stan czynnika materialnego	1669	B
3	Brak lub niewłaściwe posługiwanie się czynnikiem materialnym	1259	C
4	Niewłaściwa organizacja pracy	1095	D
5	Niewłaściwe, samowolne zachowanie się pracownika	1004	E
6	Niewłaściwa organizacja stanowiska pracy	913	F
7	Inne	449	G
8	Niewłaściwy stan psychofizyczny pracownika	307	H
9	Nieużywanie sprzętu ochronnego	261	I

Etap III Określenie procentu poszczególnych przyczyn (rys. 2.2)

Wyznaczono procentowe wartości każdej grupy przyczyn, tj. procent w stosunku do całości zjawiska.



Rys. 2.2. Procent poszczególnych przyczyn w 2005 r.

Etap IV Obliczenie wartości skumulowanych (tabl. 2.3)

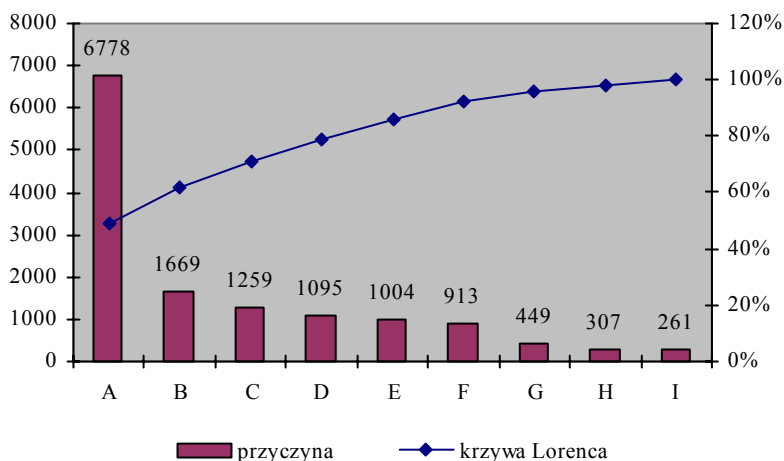
Wartości skumulowane otrzymano poprzez dodawanie procentu poszczególnych grup przyczyn, w kolejności od najbardziej do najmniej znaczącej.

Tabl. 2.3. Wartość procentowa oraz skumulowana przyczyn powodujących wypadki w budownictwie w 2005 r.

Lp.	Grupa przyczyn	Procent (%)	Wartość skumulowana (%)	Oznaczenia
1	Nieprawidłowe zachowanie się pracownika	49,3	49,3	A
2	Niewłaściwy stan czynnika materialnego	12,2	61,5	B
3	Brak lub niewłaściwe posługiwanie się czynnikiem materialnym	9,2	70,7	C
4	Niewłaściwa organizacja pracy	8	78,7	D
5	Niewłaściwe, samowolne zachowanie się pracownika	7,3	86	E
6	Niewłaściwa organizacja stanowiska pracy	6,6	92,6	F
7	Inne	3,3	95,9	G
8	Niewłaściwy stan psychofizyczny pracownika	2,2	98,1	H
9	Nieużywanie sprzętu ochronnego	1,9	100	I

Etap V Sporządzenie rozkładu Pareto-Lorenza

Oznaczono na osi pionowej (Y) wartości przyczyn oraz procent, a na osi poziomej (X) przyczyny w porządku malejącym.

**Rys. 2.3.** Wykres Pareto – Lorenza dla roku 2005

Narysowano wykresy słupkowe dla każdej grupy przyczyn tzw. wykres Pareto, oraz oznaczono punkty odpowiadające wartościom skumulowanym i połączono je linią – tzw. krzywą Lorenza.

3. Zakończenie

Analizując diagram, można stwierdzić, że 22% grup przyczyn w postaci nieprawidłowego zachowania się pracownika i niewłaściwego stanu czynnika materialnego stanowi ponad 60% przyczyn wypadków w budownictwie.

Wypadki w budownictwie spowodowane są poważnymi zaniedbaniami ze strony nadzoru. Większość wypadków odnotowano z powodu kompletnego braku nadzoru lub tolerowania przez nadzór odstępstw od zasad bezpiecznej pracy.

Opracowana metoda pozwala określić przyczyny odpowiadające za większość wypadków występujących w budownictwie. Zaproponowane rozwiązanie wskazuje na potrzeby działań w zakresie:

- szkoleń pracowników nadzoru i pracowników zatrudnionych na poszczególnych stanowiskach pracy,
- motywacji ekonomicznej do inwestowania pracodawców w bezpieczeństwo pracy,
- systematycznego pogłębiania wiedzy i stosowania zasad bezpieczeństwa pracy w budownictwie.

Literatura

1. J. Obolewicz, J. K. Szlendak „Podstawy organizacji zarządzania i pracy kierowniczej” Olecko 2002.
2. J. Zemke „Wstęp do teorii prognoz”.
3. Dane GUS.

MANAGING SAFETY AND HYGIENE OF THE WORK. PARETO METHOD

Summary: Methods of prognosing, kinds and functions of prognosis were presented in the article.

Key word: prognosis, methods of prognosis, Pareto principle

Zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/06.

Valeriy Ezerskiy*, Krzysztof Robert Czech**

Zespolony moduł sprężystości w drobnoziarnistych betonach cementowych modyfikowanych wybranymi polimerami

Streszczenie: W pracy badany jest wpływ pięciu dodatków polimerowych i zróżnicowanej ich zawartości w mieszance betonowej na zmianę wartości zespolonego modułu sprężystości w próbkach betonowych poddanych obciążeniom wielokrotnie zmiennym. Przedstawiono sposób przygotowywania próbek oraz metodę badania modułu zespolonego. Przy wykorzystaniu metody analizy wariancji wyników pomiarów przeprowadzono ocenę istotności wpływu wybranych czynników na wielkość składowych zespolonego modułu sprężystości.

Słowa kluczowe: beton drobnoziarnisty modyfikowany, moduł zespolony

1. Wprowadzenie

Oddziaływania parasejsmiczne (ze strony pracujących maszyn i urządzeń przemysłowych, wywołane odstrzałami w kamieniołomach, eksploatacją górnica czy też ruchem kołowym), przenoszone drogą gruntową na budowle, bywają powodem częstego występowania uszkodzeń konstrukcji i negatywnego wpływu na zdrowie ludzi. Ograniczenie tego typu wpływów jest możliwe poprzez odpowiednie projektowanie obiektów z uwzględnieniem materiałów konstrukcyjnych o właściwie dobranych parametrach dynamicznych. Zgodnie z badaniami autorów [5]

* prof. dr hab. inż., Politechnika Białostocka

** dr inż., Politechnika Białostocka

takimi materiałami konstrukcyjnymi, które charakteryzują się znacznie większym tłumieniem niż materiały konwencjonalne, mogą być drobnoziarniste betony cementowe modyfikowane polimerami.

Niniejsza praca jest kontynuacją cyklu artykułów poświęconych możliwości podwyższenia tłumienia materiałowego w kompozytach cementowych. Z punktu widzenia osób, które projektują konstrukcje charakteryzujące się podwyższoną odpornością na oddziaływania dynamiczne, ważną informacją jest w jakim stopniu przyjęte do badań dodatki polimerowe wpływają na zmianę parametrów wytrzymałościowych kompozytu cementowego. Znaczące obniżenie sprężystości lub wytrzymałości betonu na ściskanie, nawet przy istotnym przyroście tłumienia materiałowego (w porównaniu z tłumieniem tradycyjnych kompozytów cementowych) może dyskwalifikować określony modyfikator jako akceptowalny w danej grupie zastosowań.

W pracy autorzy zajmują się wyłącznie wpływem rodzaju i ilości dodatku polimerowego na sprężystość drobnoziarnistego betonu cementowego, wyrażoną składowymi rzeczywistą i urojoną zespolonego modułu sprężystości.

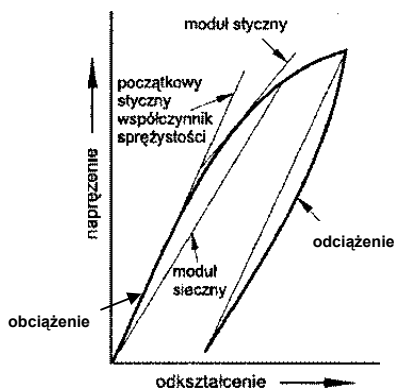
2. Miary i sposoby wyznaczania sprężystości materiału

Współczynnik sprężystości materiału, nazywany także modułem sprężystości, wynika z zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami wywołanymi w trakcie obciążania próbek. Najczęściej spotykamy się z dwoma określeniami współczynnika sprężystości: początkowym stycznym modułem sprężystości i siecznym współczynnikiem sprężystości (tzw. modułem siecznym). Pierwszy moduł, odpowiada stycznej do krzywej naprężenia w funkcji odkształcenia w początku układu współrzędnych. Ma on niewielkie znaczenie praktyczne, gdyż dotyczy jedynie początkowego niewielkiego zakresu obciążeń. Praktycznie wykorzystywany jest moduł sieczny, będący współczynnikiem statycznym. Ideę wyznaczania obu współczynników przedstawiono na rysunku 1 [8].

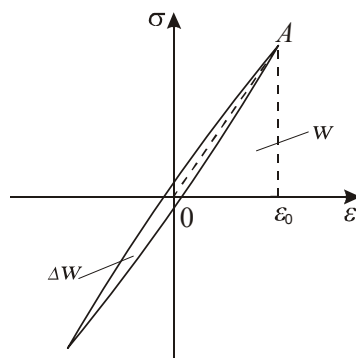
W związku z dość długim czasem niezbędnym do przeprowadzenia badania w klasycznych maszynach wytrzymałościowych oraz w efekcie wprowadzenia w próbkach betonowych znacznych naprężeń skutkujących rozwijaniem się mikropęknięć, następuje dodatkowy przyrost odkształceń w czasie. Spowodowany jest on pełzaniem betonu, co utrudnia określenie rzeczywistych odkształceń sprężystych.

Niezaburzony zjawiskiem pełzania betonu jest pomiar modułu sprężystości metodą dynamiczną [8]. Nieznaczny poziom generowanych naprężeń powoduje, że dynamiczny moduł sprężystości E_d w przybliżeniu odpowiada początkowemu

stycznemu modułowi sprężystości, a zatem jest znacznie większy niż moduł sieczny wyznaczony w sposób statyczny. Zgodnie z [8] iloraz statycznego modułu siecznego do modułu dynamicznego jest zawsze przy tym mniejszy od jedności i rośnie wraz z wytrzymałością betonu i wiekiem próbek. Publikowane zależności pomiędzy wymaganym przy projektowaniu konstrukcji statycznym siecznym modułem sprężystości E_c [11] a dynamicznym modułem sprężystości E_d mają charakter empiryczny i jedynie ograniczony zakres stosowania.



Rys. 1. Styczny i sieczny moduł sprężystości betonu [8]



Rys. 2. Pętla histerezy

Najnowsze prace badawcze [1, 10] bazują na zespolonym module sprężystości E^* , nazywanym również modulem zespolonym relaksacji, w skład którego, zgodnie z równaniem (1), wchodzi składowe: rzeczywista E' i urojona E''

$$E^* = E' + iE'' \quad (1)$$

Znajdująca się w fazie z odkształceniem składowa rzeczywista modułu zespolonego E' (eng. *storage modulus*) jest często nazywana dynamicznym modulem sprężystości lub modulem akumulacji (2)

$$E' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos \varphi = E_0 \cdot \cos \varphi, \quad (2)$$

φ – kąt przesunięcia fazowego odkształcenia w stosunku do naprężenia,
 σ_0, ε_0 – amplitudy: naprężeń i odkształceń (zgodnie z rys. 2).

Wyrażona zależnością (3) część urojona modułu zespolonego E'' jest przesunięta w fazie i wyprzedza odkształcenia o $\pi/2$ rad. Nazywana jest także dynamicznym modulem lepkości lub modulem strat (eng. *loss modulus*)

$$E'' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \sin \varphi = E_0 \cdot \sin \varphi. \quad (3)$$

Iloraz składowej urojonej do składowej rzeczywistej modułu zespolonego (4) odpowiada tangensowi kąta przesunięcia fazowego $\operatorname{tg} \varphi$ (eng. *loss tangent*).

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{E''}{E'}, \quad (4)$$

Wartość E'' jest zazwyczaj na tyle mała, w porównaniu z E' , że często w przybliżeniu przyjmuje się $|E^*| = E'$ [9]. Jednakże to składowa urojona modułu zespolonego E'' jest właściwością materiałową, która zdaniem wielu badaczy najlepiej odzwierciedla zdolność materiału do dyssypacji energii. Uzyskanie znacznego tłumienia wyrażonego tangensem kąta przesunięcia fazowego $\operatorname{tg} \varphi$ lub współczynnikiem rozproszenia $\psi \approx 2\pi \operatorname{tg} \varphi$ nie przesądza o zdolności materiału do rozpraszania energii w procesach nieodwracalnych podczas cyklicznego odkształcania. Prowadząc badania nad możliwością poprawy właściwości dynamicznych materiałów konstrukcyjnych należy więc dążyć również do uzyskania wartości obu składowych zespolonych na jak najwyższym poziomie.

3. Sformułowanie zadania oraz planowanie eksperymentu

Zgodnie z przyjętym celem jako funkcje odzewu przyjęto wartości składowe zespolonego modułu sprężystości: rzeczywistą E' (Y') i urojoną E'' (Y''). Jako czynnik A przyjęto rodzaj dodatku polimerowego, rozpatrując go na 5 poziomach zmienności: 1- L6007 (karboksylowany lateks styrenowo-butadienowy), 2 – LDM 6880 (dyspersja wodna bazująca na kwasach estrów styrenowych i akrylowych), 3 – EC 7801 (dyspersja wodna kopolimeru styrenowo-akrylowego), 4 – EC 7804 (dyspersja wodna kopolimeru styrenowo-akrylowego), 5 – EC 4600-2 (emulsja wodna polimeru akrylowego). Analogicznie przyjęto czynnik B , określający procentową zawartość substancji suchej wybranych dodatków polimerowych w stosunku do masy cementu użytego w mieszance betonowej. Czynnik rozpatrywano na 4 poziomach zmienności: 1 – 0%, 2 – 3%, 3 – 6% oraz 4 – 9%. Zasadność doboru dodatków do badań oraz ich podstawowe parametry szczegółowo opisano w poprzednim artykule autorów [5]. Dla każdego z badań przy każdej kombinacji poziomów czynników uzyskano $n=3$ wartości mierzonej cechy Y . Wówczas liczba wszystkich możliwych kombinacji poziomów tych czynników wynosi $a \times b = 5 \times 4 = 20$, a ogólna liczba pomiarów $N = 5 \times 4 \times 3 = 60$.

4. Metoda prowadzenia badań

W eksperymencie przyjęto, że właściwości sprężyste próbek z drobnoziarnistych betonów cementowych modyfikowanych wybranymi polimerami będą określone za pomocą zespolonego modułu sprężystości. Pierwszą publikacją, w której wykorzystano analogiczne podejście w odniesieniu do kompozytów cementowych, była praca Fu i Chunga z 1996 r. [10]. Dane niezbędne do wyznaczenia składowych zespolonego modułu sprężystości dla każdej z badanych walcowych próbek betonowych o średnicy 8 cm i wysokości 24 cm (rys. 3) pozyskiwano zgodnie z procedurą badawczą, opisaną szczegółowo w pracach [3, 4]. Jednocześniej rejestracji podlegały: obciążenia generowane na pierwszej klasy dokładności wieloosiowym systemie badawczym INSTRON 8502 i wywołane nimi odkształcenia podłużne w próbce. Odkształcenia wyznaczano przy wykorzystaniu ekstensometru dynamicznego o przedłużonej do 100 mm bazie pomiarowej. Wymuszenie miało charakter sinusoidalny. Realizowano je przy częstotliwości 2.5 Hz i 5000 pełnych cykli obciążenia w zakresie 17.58 ± 10.05 kN (co odpowiada naprężeniom w badanych próbkach 3.5 ± 2.0 MPa).

Zarejestrowane sygnały poddano cyfrowemu przetwarzaniu danych przy zastosowaniu filtracji dolnoprzepustowej z uwzględnieniem 3 pierwszych podstawowych harmonicznych sygnału i Czasowo-Zależnej Dyskretnej Transformaty Fouriera (TVDF) [4].

Przekształcając znane zależności na energię rozpraszaną w trakcie pełnego cyklu drgań ΔW (5, 6) [2, 7, 9]:

$$\Delta W = \oint \sigma d\varepsilon = \int_0^{2\pi/\omega} \sigma \left(\frac{d\varepsilon}{dt} \right) dt = \int_0^{2\pi/\omega} (E' \varepsilon_0 \sin \omega t + \eta E' \omega \varepsilon_0 \cos \omega t) \omega \varepsilon_0 \cos \omega t dt, \quad (5)$$



Rys. 3. Badanie próbek na INSTRONIE 8502

$$\Delta W = \pi \eta E' \varepsilon_0^2 = \pi E'' \varepsilon_0^2, \quad (6)$$

gdzie: ε_0 – amplituda odkształceń (zgodnie z rys. 2),

η – współczynnik strat [-], $\eta = \operatorname{tg} \varphi$,

φ – kąt przesunięcia fazowego (kąt stratności),

ω – częstość kątowna,

uzyskujemy wyrażenie (7) na składową urojoną zespolonego modułu sprężystości

$$E'' = \frac{\Delta W}{\pi \varepsilon_0^2}. \quad (7)$$

Modyfikując (3) otrzymujemy zależność na kąt przesunięcia fazowego (8),

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{E'' \varepsilon_0}{\sigma_0} \right), \quad (8)$$

który po podstawieniu do (4) umożliwia wyznaczenie wyrażenia (9) na składową rzeczywistą modułu zespolonego

$$E' = \frac{E''}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (9)$$

Tak uzyskane równania (7) i (9) wykorzystano do wyznaczenia wartości składowych zespolonego modułu sprężystości (w funkcji cykli obciążeń), dla zarejestrowanych sygnałów, z których uprzednio odfiltrowano zakłócenia w postaci addytywnego białego szumu oraz nieistotnych wyższych harmonicznych.

5. Wyniki pomiarów zespolonego modułu sprężystości oraz ich opracowanie

Wynikowe wartości składowych: rzeczywistej Y' (E') i urojonej zespolonego modułu sprężystości Y'' (E''), wyznaczone zgodnie z planem eksperymentu przy trzech powtórzeniach na próbkach walcowych z betonów drobnoziarnistych modyfikowanych i niemodyfikowanych polimerami, zestawiono w tabeli 1 oraz na rysunkach 4 i 5.

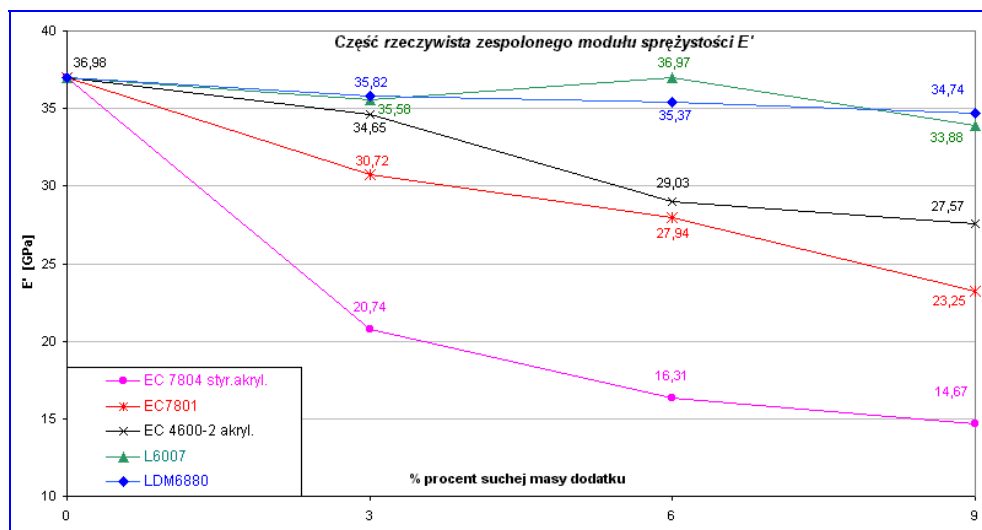
Wstępna analiza wyników pomiarów wykazała znaczny rozrzut wyników, zarówno przy różnych dodatkach polimerowych jak i przy zmianie ich zawartości. W związku z powyższym sprawdzono odtwarzalność pomiarów dla obu składo-

wych modułu zespolonego, co wykazało, że przy poziomie istotności $\alpha = 0.05$ obliczeniowe wartości kryterium Cochran wynoszą odpowiednio: $G_{obl} = 0.2352$ dla składowej rzeczywistej oraz $G_{obl} = 0.2620$ dla składowej urojonej i w obu przypadkach nie przekraczają wartości krytycznej $G_{kr}^{0.05;2;20} = 0.2705$. Można więc uznać wariancje pomiarów za jednorodne i wyznaczyć wariancję odtwarzalności eksperymentu jako średnią z wariancji poszczególnych prób. Tak obliczone wartości wynoszą odpowiednio: 1.9728 dla składowej rzeczywistej oraz $S_0^2 = 0.00408$ dla składowej urojonej modułu zespolonego.

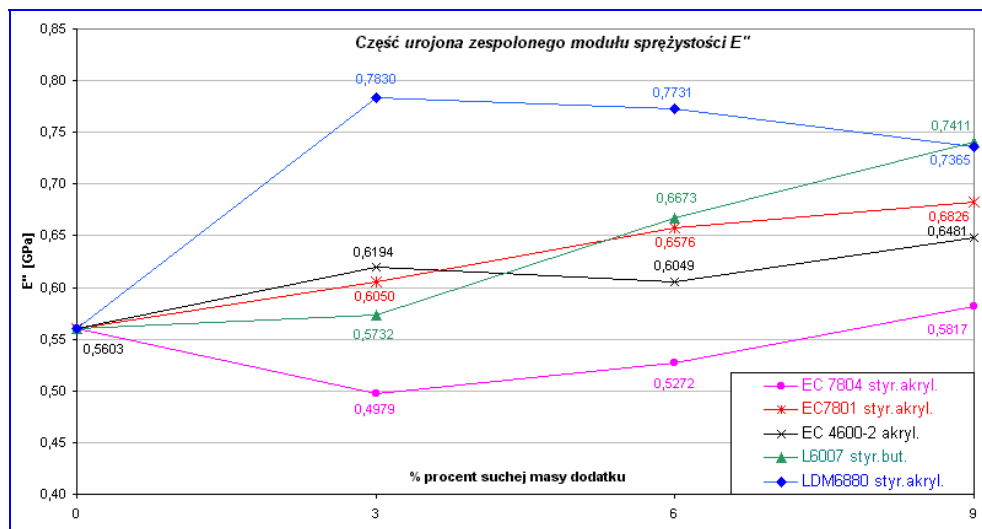
Tabela 1. Składowe: rzeczywista i urojona zespolonego modułu sprężystości

Nr próby	Poziom czynnik		Składowa rzeczywista zespolonego modułu sprężystości Y' (E')				
	A	B	Y_{ij1}	Y_{ij2}	Y_{ij3}	$\bar{Y}_{ij}$	S_{ij}^2
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
1	1	1	37.571	37.175	36.208	36.985	0.4916
2	1	2	34.466	35.482	36.786	35.578	1.3525
3	1	3	38.079	36.310	36.513	36.967	0.9372
4	1	4	32.815	37.316	31.510	33.880	9.2786
5	2	1	37.571	37.175	36.208	36.985	0.4916
6	2	2	37.243	35.537	34.685	35.822	1.6966
7	2	3	35.335	38.328	32.458	35.374	8.6153
8	2	4	35.009	34.610	34.587	34.735	0.0563
9	3	1	37.571	37.175	36.208	36.985	0.4916
10	3	2	31.394	29.961	30.809	30.721	0.5191
11	3	3	26.082	27.428	30.321	27.944	4.6917
12	3	4	24.129	21.997	23.638	23.255	1.2466
13	4	1	37.571	37.175	36.208	36.985	0.4916
14	4	2	36.175	33.793	33.968	34.645	1.7626
15	4	3	28.013	27.683	31.406	29.034	4.2470
16	4	4	26.970	28.374	27.353	27.566	0.5267
17	5	1	37.571	37.175	36.208	36.985	0.4916
18	5	2	21.665	19.191	21.351	20.736	1.8141
19	5	3	16.239	16.443	16.261	16.314	0.0125
20	5	4	14.379	14.394	15.235	14.669	0.2400

Nr próby	Poziom czynnik		Część urojona zespolonego modułu sprężystości Y'' (E'')				
	A	B	Y_{ij1}	Y_{ij2}	Y_{ij3}	$\bar{Y}_{ij}$	S_{ij}^2
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
1	1	1	0.5601	0.5525	0.5682	0.5603	0.00006
2	1	2	0.5729	0.5239	0.6229	0.5732	0.00245
3	1	3	0.8352	0.5993	0.5674	0.6673	0.02140
4	1	4	0.7282	0.8414	0.6538	0.7411	0.00892
5	2	1	0.5601	0.5525	0.5682	0.5603	0.00006
6	2	2	0.8697	0.6494	0.8300	0.7830	0.01379
7	2	3	0.8479	0.8220	0.6494	0.7731	0.01164
8	2	4	0.7575	0.7404	0.7115	0.7365	0.00054
9	3	1	0.5601	0.5525	0.5682	0.5603	0.00006
10	3	2	0.7491	0.5774	0.4886	0.6050	0.01754
11	3	3	0.6381	0.6324	0.7023	0.6576	0.00151
12	3	4	0.6590	0.7050	0.6839	0.6826	0.00053
13	4	1	0.5601	0.5525	0.5682	0.5603	0.00006
14	4	2	0.6406	0.5747	0.6428	0.6194	0.00150
15	4	3	0.6062	0.5946	0.6138	0.6049	0.00009
16	4	4	0.6372	0.6481	0.6591	0.6481	0.00012
17	5	1	0.5601	0.5525	0.5682	0.5603	0.00006
18	5	2	0.4884	0.5052	0.5002	0.4979	0.00007
19	5	3	0.5027	0.5287	0.5502	0.5272	0.00057
20	5	4	0.5901	0.5522	0.6028	0.5817	0.00069



Rys. 4. Wpływ ilości dodatku na wielkość składowej rzeczywistej modułu zespolonego Y' (E')



Rys. 5. Wpływ ilości dodatku na wielkość składowej urojonej modułu zespolonego Y'' (E'')

6. Ocena istotności wpływu wybranych czynników na wielkość składowych zespolonego modułu sprężystości

Oceniając wpływ poszczególnych czynników na wielkość składowych: rzeczywistej i urojonej zespolonego modułu sprężystości w próbkach z drobnoziarnistych betonów cementowych modyfikowanych polimerami wybrano metodę analizy wariancji [6], umożliwiającą określenie istotności wpływu każdego analizowanego czynnika i ich wzajemnego oddziaływania na zmienność badanej cechy, a także ocenę ilościową i wagową każdego źródła zmienności w całym zakresie ich występowania.

Tabela 2. Dwuczynnikowa analiza wariancji danych z pomiarów Y' (E')

Nr	Źródło zmienności	Suma kwadratów efektów	Liczba stopni swobody	Skorygowana wariancja	Kryterium Fishera		η , %
					F_{obl}	F_{kr}	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
1	A	$Q_A = 1517.4586$	$\nu_A = 4$	$S_A^2 = 379.3646$	192.30	2.61	50.0
2	B	$Q_B = 854.8940$	$\nu_B = 3$	$S_B^2 = 284.9647$	144.45	2.84	28.1
3	AB	$Q_{AB} = 585.9895$	$\nu_{AB} = 12$	$S_{AB}^2 = 48.8325$	24.75	2.00	19.3
4	Z	$Q_Z = 78.9101$	$\nu_Z = 40$	$S_Z^2 = 1.9728$	-	-	2.6
5	Ogólnie	$Q = 3037.2521$	$\nu = 59$	-	-	-	100.0

Tabela 3. Dwuczynnikowa analiza wariancji danych z pomiarów Y'' (E'')

Nr	Źródło zmienności	Suma kwadratów efektów	Liczba stopni swobody	Skorygowana wariancja	Kryterium Fishera		η , %
					F_{obl}	F_{kr}	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
1	A	$Q_A = 0.18120$	$\nu_A = 4$	$S_A^2 = 0.04530$	11.09	2.61	32.5
2	B	$Q_B = 0.11296$	$\nu_B = 3$	$S_B^2 = 0.03765$	9.22	2.84	20.2
3	AB	$Q_{AB} = 0.10056$	$\nu_{AB} = 12$	$S_{AB}^2 = 0.00838$	2.05	2.00	18.0
4	Z	$Q_Z = 0.16332$	$\nu_Z = 40$	$S_Z^2 = 0.00408$	-	-	29.3
5	Ogólnie	$Q = 0.55804$	$\nu = 59$	-	-	-	100.0

W celu określenia wpływu czynników A i B oraz ich wspólnego oddziaływania AB, a także nieprzewidywalnych przyczyn losowych, obliczono według schematu podanego w [6] sumy kwadratów efektów, liczbę stopni swobody oraz skorygowaną wariancję cech dla każdego źródła zmienności. Wyniki obliczeń zamieszczone w tabelach 2 i 3 reprezentują wszystkie dane niezbędne do przeprowadzenia analizy wariancji.

W celu dokonania oceny istotności wpływu czynników A i B porównano obliczeniowe i krytyczne wartości kryterium Fishera F przy poziomie istotności $p=0.05$ i odpowiednich stopniach swobody sum kwadratów efektów spowodowanych każdym źródłem zmienności.

Z tabel 2 i 3 wynika, że wszystkie wartości obliczeniowe F_{obl} przewyższają odpowiednie wartości krytyczne F_{kr} . Tak więc analiza wariancji wykazała istotny wpływ analizowanych czynników i ich wspólnego oddziaływania na wartości składowych rzeczywistej i urojonej zespolonego modułu sprężystości. Wpływ poszczególnych czynników w całym zakresie ich oddziaływania w przypadku składowej rzeczywistej wynosi: 50.0% dla czynnika A (rodzaj dodatku), 28.1% dla czynnika B (ilość dodatku) oraz 19.3% dla czynników A i B . W odniesieniu do składowej urojonej jest to odpowiednio: 32.5% dla czynnika A ; 20.2% dla czynnika B oraz 18.0% dla czynników A i B .

W związku z potwierdzonym wpływem analizowanych czynników, w dalszej kolejności przeprowadzono badanie istotności wpływu ich średnich wartości na poszczególnych poziomach zmienności. W tym celu, wykorzystując dane z tabel 3 i 4, obliczono, zgodnie ze schematem opisanym w [5], średnie wartości na każdym poziomie zmienności czynników: A , B oraz ich współoddziaływania A i B . Następnie wyznaczono odchylenia standardowe $\bar{S}$ różnic wartości średnich $\bar{y}_{Ai}$, $\bar{y}_{Bi}$, $\bar{y}_{AiBj}$ oraz określono maksymalnie dopuszczalne błędy średnich. Odpowiednie porównanie w parach wartości $\bar{y}_{Ai}$, $\bar{y}_{Bi}$, $\bar{y}_{AiBj}$ pokazuje, że różnice między nimi nie zawsze przekraczają wartości maksymalnie dopuszczalnych błędów.

6.1. Składowa rzeczywista modułu zespolonego E'

Porównując w parach wartości średnie $\bar{y}_{Ai}$ stwierdzono, że składowa rzeczywista modułu zespolonego w próbkach betonowych modyfikowanych dodatkami: L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2) wykazuje nieistotne różnice, podczas gdy statystycznie istotne różnice występują w przypadku próbek modyfikowanych dodatkami: EC7801 (A_3), EC4600-2 (A_4) i EC7804 (A_5). Największy przy tym wpływ na wartość składowej rzeczywistej zespolonego modułu sprężystości wykazują dodatki: L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2), pomiędzy którymi różnice są nieistotne. Kolejne miejsca pod względem analizowanego efektu zajmują odpowiednio dodatki: EC4600-2 (A_4), EC7801 (A_3) oraz na ostatnim miejscu EC7804 (A_5), dla którego odnotowano najmniejszy efekt.

Z porównania w parach wartości $\bar{y}_{Bj}$ wynika, że składowa rzeczywista zespolonego modułu sprężystości maleje w próbkach w sposób ciągły wraz ze wzrostem zawartości dodatków polimerowych. Podniesienie zawartości dodatku o każdy kolejny poziom zawsze ma statystycznie istotny wpływ na wartość E' .

Porównując w parach wartości $\bar{y}_{AiBj}$ można stwierdzić, że wprowadzenie do mieszanki betonowej trzech polimerów: EC7801 (A_3), EC4600-2 (A_4) i EC7804 (A_5), w ilości 3% substancji suchej w stosunku do masy użytego cementu, w sposób istotny wpływa na efekt obniżenia wartości składowej rzeczywistej zespolonego modułu sprężystości. Takiego efektu na wielkość E' nie wykazują dodatki polimerowe: L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2).

Przy 6% zawartości modyfikatorów polimerowych, podobnie jak i przy 3% zawartości, dodatki L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2) nie wykazują istotnego efektu wpływu na obniżenie rzeczywistej składowej modułu zespolonego w porównaniu z próbkami niemodyfikowanymi. Pozostałe dodatki: EC7801 (A_3), EC4600-2 (A_4), EC7804 (A_5) w sposób istotny wpływają na obniżenie wartości analizowanej składowej zespolonej, przy czym najistotniejsze obniżenie współczynnika E' następuje po wprowadzeniu do mieszanki betonowej dyspersji EC7804 (A_5). Efekt uzyskany przy 6% zawartości dodatków L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2) również nie odróżnia się istotnie od analogicznego efektu uzyskanego przy 3% zawartości - szczególnie dla dodatku LDM6880 (A_2).

Przy 9% zawartości modyfikatorów polimerowych praktycznie wszystkie dodatki, poza LDM6880 (A_2), wykazały istotny efekt wpływu na obniżenie wartości współczynnika E' w porównaniu z próbkami niemodyfikowanymi. W porównaniu z efektem uzyskiwanym przy 6% nieistotny wpływ poza LDM6880 (A_2) wykazały również dodatki EC4600-2 (A_4) i EC7804 (A_5), przy czym dodatek LDM6880 (A_2) nie wykazał również istotnego efektu w porównaniu z efektem uzyskiwanym przy 3% zawartości modyfikatora.

6.2. Składowa urojona modułu zespolonego E''

W odniesieniu do składowej urojonej modułu zespolonego w próbkach modyfikowanych dodatkami polimerowymi: L6007 (A_1), EC7801 (A_3) oraz EC4600-2 (A_4) można stwierdzić, że wykazują one statystycznie różnice nieistotne, podczas gdy dla próbek modyfikowanych dodatkami polimerowymi LDM6880 (A_2) i EC7804 (A_5) są to różnice istotne. Największy efekt na wartość składowej urojonej zespolonego modułu sprężystości wykazuje dodatek LDM6880 (A_2). Na dru-

gim miejscu pod względem analizowanego efektu lokują się dodatki: L6007 (A_1), EC7801 (A_3) i EC4600-2 (A_4). Najmniejszy efekt uzyskano przy EC7804 (A_5).

Istotny wpływ na wartość składowej urojonej zespolonego modułu sprężystości stwierdzono przy wprowadzeniu dodatków polimerowych w ilości: 3% (B_2), 6% (B_3) oraz 9% (B_4) w porównaniu z zerową zawartością dodatku (B_1). Jednakże przy wprowadzeniu modyfikatorów w ilości 3% (B_2) i 6% (B_3) oraz 6% (B_3) i 9% (B_4) mamy do czynienia ze statystycznie nieistotnymi różnicami. Największy efekt uzyskiwany jest przy 9% (B_4) zawartości substancji suchej. Wraz ze zmniejszaniem ilości modyfikatora polimerowego efekt słabnie w sposób ciągły.

Analiza porównawcza różnic par wartości $\bar{y}_{AiBj}$ wskazuje, że przy wprowadzeniu do mieszanki betonowej dodatków polimerowych w ilości 3% substancji suchej tylko jeden dodatek - LDM6880 (A_2) wpływa w sposób istotny na podwyższenie wartości składowej urojonej modułu zespolonego, podczas gdy wszystkie pozostałe dodatki takiego efektu nie wykazują. Mimo braku znaczącego efektu wpływu na zmianę wartości współczynnika E'' w większości modyfikowanych próbek betonowych zarejestrowano nieznaczne większe wartości (za wyjątkiem próbek z dodatkiem EC7804 - A_5) od odpowiednich wartości wyznaczonych dla próbek niemodyfikowanych.

Przy 6% zawartości modyfikatorów polimerowych dwa dodatki L6007 (A_1) i LDM6880 (A_2) wykazały istotny efekt wpływu na podwyższenie wartości składowej urojonej E'' w porównaniu z wartością właściwą dla próbek niemodyfikowanych. Efekty uzyskane przy 6% zawartości modyfikatora w odniesieniu do wszystkich dodatków nie odróżniają się znacząco od efektów uzyskiwanych przy 3% zawartości.

W przypadku 9% zawartości modyfikatorów polimerowych aż trzy spośród pięciu dodatków: L6007 (A_1), LDM6880 (A_2) oraz EC7801 (A_3) wykazały statystycznie istotny efekt wpływu na podwyższenie wartości współczynnika E'' w porównaniu z próbkami niemodyfikowanymi, przy czym w porównaniu z odpowiednim efektem uzyskanym przy 6% zawartości dodatku wszystkie modyfikatory wykazały nieistotny wpływ. Podobnie przy porównaniu z efektem uzyskiwanym przy 3% zawartości modyfikatora, gdzie poza L6007 (A_1) żaden z dodatków nie wykazał statystycznie istotnego przyrostu efektu.

Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że wprowadzenie do mieszanki betonowej dodatku LDM6880 (A_2) nie spowoduje istotnego obniżenia wartości składowej rzeczywistej modułu zespolonego E' w całym analizowanym zakresie zmienności zawartości dodatku.

Dodatek lateksu L6007 (A_1) w przedziale zawartości od 0% do 6% również nie przyczyni się do znacznego obniżenia wartości E' . Natomiast wprowadzenie tego dodatku do mieszanki betonowej w ilości 9% prowadzi do istotnego obniżenia wartości składowej rzeczywistej modułu zespolonego (o 8.4%). Pozostałe dodatki na każdym rozpatrywanym poziomie zawartości powodują istotne obniżenie rozpatrywanej funkcji celu (od 6.3% do 60.3%).

Przeprowadzona analiza wariancji składowej urojonej zespolonego modułu sprężystości E'' wykazała, że niewskazane jest wprowadzanie większej niż 3% ilości dodatku LDM6880 (A_2), przy której uzyskiwane jest maksymalne podwyższenie wartości E'' o 39.8% w porównaniu z próbkami niemodyfikowanymi.

Nieco mniejszy, aczkolwiek porównywalny efekt (przyrost E'' o 32.3%) jest możliwy do uzyskania przy zastosowaniu maksymalnej (9%) ilości dodatku L6007 (A_1). Istotny przyrost wartości E'' (o 21.9%) zapewnia również wprowadzenie do mieszanki betonowej maksymalnej zawartości (9%) dodatku EC7801 (A_3).

Bibliografia

- [1] Barluenga G., Hernández-Olivares F.: SBR latex modified mortar rheology and mechanical behaviour. *Cement and Concrete Research*, 34, pp. 527-535, 2004.
- [2] Jakowluk A.: Procesy pełzania i zmęczenia w materiałach. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1993.
- [3] Czech K. R., Hościło B., Ryżyński Wł., Zubrycki P.: Wyznaczanie tłumienia materiałowego i zespolonego modułu sprężystości w betonach drobnoziarnistych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Nauki Techniczne* Nr 26, Budownictwo, Białystok, 2005, str. 45-62.
- [4] Czech K. R., Ryżyński Wł., Zubrycki P.: Cyfrowa obróbka danych do wyznaczania wielkości tłumienia materiałowego w betonach drobnoziarnistych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Nauki Techniczne* Nr 26, Budownictwo, Białystok, 2005, str. 63-72.

- [5] Jezierski W., Czech K. R.: Tłumienie materiałowe w drobnoziarnistych betonach cementowych modyfikowanych polimerami. *Przegląd Budowlany*, Nr 1, 2006, str. 32-37.
- [6] Krysicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewska M.: *Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach. Część II – Statystyka matematyczna*. Wydanie ósme. PWN, Warszawa 2003.
- [7] Nashif Ahid D., Jones D. I. G., Henderson J. P.: *Vibration damping*. Awiley-Interscience Publication, John Wiley&Sons, 1985.
- [8] Neville A. M.: *Właściwości betonu*. Polski Cement Sp. Z o.o., Kraków, 2002.
- [9] Ward I. M.: *Mechaniczne własności polimerów jako tworzyw konstrukcyjnych*. PWN, Warszawa, 1975.
- [10] Xuli Fu, Chung D.D.L.: *Vibration damping admixtures for cement*. *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 1, pp. 69-75, 1996.
- [11] Instrukcja 194/98. *Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach*. ITB, Warszawa, 1998.

COMPLEX MODULUS IN FINE-GRAINED CONCRETS MODIFIED BY SELECTED POLYMERS

Summary: In the work the effect of diversified quantity of five polymer additives in concrete mix on the changes of values of the complex modulus of concretes specimens subjected to cyclic compression loads is investigated. The testing methodology of determination the complex modulus and procedure of specimen preparation are also presented. The estimation of the significance level of selected factors on magnitude of the complex modulus were carried out using the multicriterion optimization method.

Key words: modified concrete; complex modulus.

Ryszard J. Grabowski*

Kształtowanie przejść krzywoliniowych w budownictwie drogowym

Streszczenie: W artykule rozważa się kształtowanie przejść krzywoliniowych w budownictwie drogowym dwiema metodami. W pierwszej metodzie omawia się przejście z naturalnego równania krzywizny do równań parametrycznych krzywej w prostokątnym układzie współrzędnych. W drugiej metodzie poszukiwane jest rozwiązanie $y = f(x)$ w postaci wielomianu spełniające określone warunki brzegowe zabezpieczające właściwy rozkład krzywizny. Drugą metodę podejścia do poszukiwania nowych rozwiązań zilustrowano przykładem. Podano także zalety i wady obu metod kształtowania krzywych przejściowych.

Słowa kluczowe: krzywa przejściowa, klotoida, gładka krzywa przejściowa, funkcja jawna krzywej

1. Wprowadzenie

Zagadnienie teorii przejść krzywoliniowych mających zastosowanie w drogach kołowych i kolejowych jest wciąż przedmiotem rozważań w literaturze fachowej. Wydawać by się mogło, że istniejące rozwiązania przejść krzywoliniowych, najczęściej proponowane w postaci łuku kołowego, klotoidy i paraboli sześcienniej, nie stwarzają pola do nowych badań i dociekań. Można by powiedzieć, że już wszystko w tej materii zrobiono i tematykę tę można uznać za historyczną. Okazuje się jednak, że nauka nie zna ograniczeń. Wciąż powstają pomysły nowych rozwiązań i badań

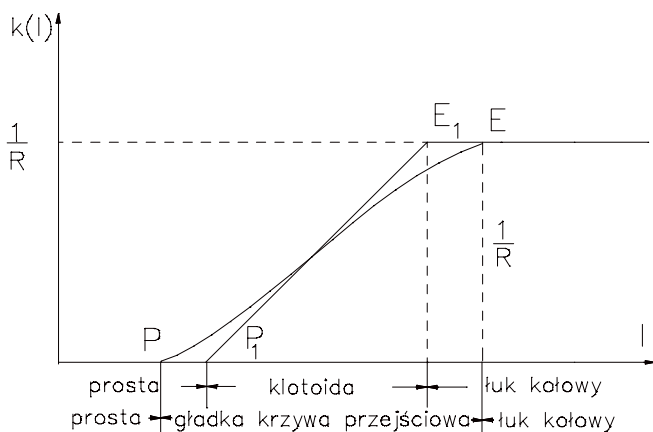
* Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Białostockiej

w zakresie spełniania przez nie różnych kryteriów. Do badań w tej tematyce nierzadko wielce użyteczną okazuje się wiedza z dziedzin pokrewnych.

W literaturze dotyczącej dróg kołowych jako przejście krzywoliniowe z prostej w łuk kołowy najczęściej stosuje się krzywą przejściową w postaci klotoidy, a w literaturze dotyczącej – dróg żelaznych parabolę sześcienną. Ta na pozór duża różnica w stosowanych krzywych przejściowych jest w rzeczywistości niewielka przy pewnych zachowanych warunkach. W kolejnictwie stosowane są małe kąty zwrotu stycznej w końcowym punkcie krzywej przejściowej, co powoduje, że różnice rzędnych dla tych samych odciętych dla obu krzywych są niewielkie [5]. Klotoida w prostokątnym układzie współrzędnych wyraża się w postaci funkcji parametrycznej, najczęściej parametru naturalnego l , opisanej szeregami potęgowymi, parabola zaś sześcienna prostą funkcją w postaci jawnej. Łatwiejsze posługiwanie się tą krzywą w przeszłości, z uwagi na prostsze obliczenia, w dużej mierze przesądziło o przyjęciu jej jako podstawowej krzywej przejściowej w kolejnictwie.

Stosowanie klotoidy w drogownictwie motywowane jest proporcjonalnym wzrostem krzywizny względem długości łuku. Przy stałej prędkości pojazdu poruszającego się po takiej krzywej objawia się to stałą prędkością obrotu koła kierownicy. Zauważmy, że czas jazdy po krzywej przejściowej w praktyce wynosi kilka sekund, ruch nie odbywa się ze stałą prędkością, ale przy wjeździe przeważnie jest to ruch opóźniony. Badania praktyczne nad śladami torów pojazdów kołowych w krzywiznie wykazują ponadto [1], że tory te nie pokrywają się z teoretyczną krzywizną. Kierowca subiektywnie wybiera tor w obrębie pasa drogowego, który zależy od prędkości z jaką porusza się pojazd, stanu psychicznego i umiejętności kierowcy, zdolności odczytywania krzywizny itp. Z tych względów argumentacja zachowania stałej prędkości obrotu koła kierownicy na klotoidzie jest mocno wątpliwa.

Wychodząc naprzeciw tym wątpliwościom, w literaturze fachowej przedmiotu proponuje się stosowanie gładkich krzywych przejściowych. Charakteryzują się one ciągłą zmianą stycznej do wykresu krzywizny na całym przejściu prosta – krzywa przejściowa – łuk kołowy. Tradycyjne przejście prosta – klotoida – łuk kołowy nie posiada tej właściwości w punktach krańcowych klotoidy (rys. 1).



Rys. 1. Wykres krzywizny klotoidy i gładkiej krzywej przejściowej

Prawie wszystkie dotychczasowe propozycje nowych rozwiązań opierały się na poszukiwaniu krzywizny w funkcji parametru naturalnego, spełniającej warunków gładkości, a następnie, na wyrażeniu jej w prostokątnym układzie współrzędnych, podobnie jak równanie naturalne klotoidy wyraża się funkcją parametryczną w postaci szeregów potęgowych. Niniejsza praca przybliża także koncepcję, rzadziej stosowaną, tworzenia nowych rozwiązań w postaci funkcji jawnej $y = f(x)$. Rozwojowi nowych rozwiązań sprzyja także w dobie obecnej możliwość dość powszechnego stosowania zaawansowanych elektronicznych technik obliczeniowych. W literaturze polskiej liczni autorzy, m.in. A. Kobryń, W. Koc, W. Krupiński, poświęcili wiele miejsca teorii przejść krzywoliniowych.

2. Kształtowanie przejść za pomocą krzywizny jako funkcji parametru naturalnego

W większości przypadków za pozycję wyjściową do formowania przejścia krzywoliniowego przyjmuje się krzywiznę $k(l)$ jako funkcję parametru naturalnego l będącego długością krzywej. Zaletą takiego podejścia jest możliwość łatwego analizowania rozkładu krzywizny, istotnego dla praktycznego zastosowania określonej propozycji. Ponadto warunki brzegowe dotyczące wartości krzywizny na końcach przejścia krzywoliniowego nie są trudne do spełnienia. Jak wiemy krzywiznę definiujemy następująco:

$$k = \frac{1}{r} = \left| \frac{du}{dl} \right| \quad (1)$$

gdzie: r – oznacza promień krzywizny, u – kąt zwrotu stycznej do krzywej, l – długość krzywej. Wykorzystując powyższy związek, obliczymy kąt zwrotu stycznej ze wzoru

$$u = \int k(l) dl \quad (2)$$

Dla celów realizacji krzywej w terenie konieczne jest wyrażenie jej we współrzędnych prostokątnych. Związek pomiędzy elementami różniczkowymi przyrostów współrzędnych i długości łuku jest następujący:

$$\begin{aligned} dx &= \cos u \, dl \\ dy &= \sin u \, dl \end{aligned} \quad (3)$$

Rozwijając w szeregi potęgowe powyższe funkcje trygonometryczne i dokonując całkowania otrzymujemy

$$\begin{aligned} x &= \int \left(1 - \frac{1}{2!}u^2 + \frac{1}{4!}u^4 - \dots \right) dl \\ y &= \int \left(u - \frac{1}{3!}u^3 + \frac{1}{5!}u^5 - \dots \right) dl \end{aligned} \quad (4)$$

W konkretnym rozwiązaniu powyższe całki są oznaczone i za u -podstawiamy wartość wynikającą ze wzoru (2). Podaną procedurę stosuje się w przypadku wyprowadzenia wzorów na równanie kłotoidy w prostokątnym układzie współrzędnych.

3. Kształtowanie przejęć za pomocą funkcji jawnej $y = f(x)$

Poszukiwanie rozwiązań, w których formę wyjściową stanowią funkcje postaci jawnej $y = f(x)$, stawia przed badaczem trudniejsze zadanie. Postać wyjściowa w tym przypadku jest niejako postacią końcową przedstawioną w punkcie 2. Aby takie rozwiązanie mogło zostać zaakceptowane w zastosowaniach drogowych, musi spełnić kryteria dotyczące tak warunków brzegowych jak i rozkładu krzywizny.

Przytoczmy jako przykład, za autorem pracy [2], poszukiwanie przejścia krzywoliniowego w postaci jawnej, jako wielomianu najniższego stopnia

$$y = f(x) = \sum_{n=0}^{n=k} a_n x_n \quad (5)$$

gdzie: a_n – współczynniki liczbowe wielomianu, $n = 0, 1, 2, \dots, k$; y – rzędna dowolnego punktu krzywej o odciętej x w prostokątnym układzie współrzędnych.

Zgodnie z wymogami geometrii trasy i dynamiki ruchu pojazdu warunek ciągłości wykresu krzywizny gładkiej krzywej przejściowej będzie mieć miejsce, gdy jej krzywizna w punkcie początkowym wyniesie zero

$$k(P) = 0 \quad (6)$$

w punkcie zaś końcowym E

$$k(E) = \frac{1}{R} \quad (7)$$

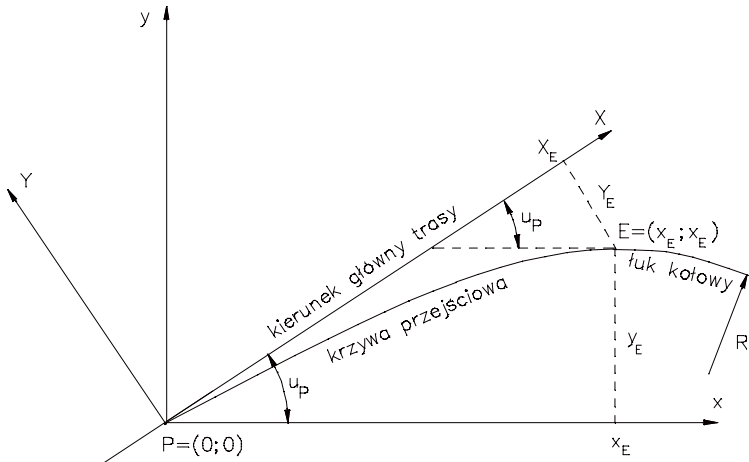
gdzie R stanowi promień łuku kołowego.

Warunek gładkości wykresu krzywizny wymaga, aby pochodne krzywizny względem parametru naturalnego l w krańcowych punktach krzywej wynosiły zero, tzn.

$$\frac{dk}{dl}(P) = 0 \quad (8)$$

$$\frac{dk}{dl}(E) = 0 \quad (9)$$

Badania przeprowadzone w [2] przy zachowaniu warunków (6-9) dla przyjętego układu współrzędnych, którego oś OX pokrywa się z kierunkiem głównym trasy, dały negatywny wynik. Rozwiązania przyniosły niewłaściwe rozkłady krzywizny z punktu widzenia zastosowań drogowych. Okazało się, że rozwiązania spełniające wymogi praktyki w tym zakresie można wyznaczyć, jeżeli wyznaczaną krzywą przejściową umieścimy w prostokątnym układzie współrzędnych oxy obróconym w punkcie początkowym P o kąt u_p względem osi OX układu poprzedniego (rys. 2). Kąt obrotu jest równy kątowi jaki tworzy styczna do wykresu krzywej w punkcie końcowym E względem osi OX pierwotnego układu współrzędnych.



Rys. 2. Gładka krzywa przejściowa w układzie współrzędnych prostokątnych

Ponieważ zgodnie z rysunkiem 2 punkt początkowy $P = (0;0)$ krzywej pokrywa się z początkiem układu współrzędnych, więc

$$f(x_P = 0) = 0 \quad (10)$$

przy czym kąt zwrotu stycznej do krzywej w tym punkcie o odciętej $x_P = 0$ wynosi u_P , co analitycznie oznacza, że

$$f'(x_P = 0) = \operatorname{tg} u_P \quad (11)$$

a ponadto kąt zwrotu stycznej do krzywej przejściowej w punkcie końcowym E o odciętej $x = x_E$ wynosi zero, tj.

$$f'(x = x_E) = 0 \quad (12)$$

Ponieważ poszukiwane jest rozwiązanie w postaci funkcji jawnej (5), to krzywiznę obliczamy według wzoru

$$k(x) = \frac{f''(x)}{\left\{1 + [f'(x)]^2\right\}^{\frac{3}{2}}} \quad (13)$$

zatem równość (6) ma miejsce, jeżeli w punkcie początkowym P o odciętej $x = x_P = 0$

$$f''(x_P = 0) = 0 \quad (14)$$

Realizacja wymogu określonego wzorem (8), równoważnego według [2] warunkowi $\frac{dk}{dx}(x_P = 0) = 0$ wymaga, aby dla $x = 0$

$$\frac{dk}{dx} = \frac{f'''[1 + (f')^2] - 3f'(f'')^2}{\sqrt{[1 + (f')^2]^5}} = 0 \quad (15)$$

Porównując do zera licznik powyższego wyrażenia, po uwzględnieniu (11) i (14), otrzymamy

$$f'''(x_P = 0) = 0 \quad (16)$$

Zrealizowanie w końcowym punkcie krzywej przejściowej projektowanej krzywizny $\frac{1}{R}$ wymaga, zgodnie ze wzorem (12), po uwzględnieniu (11), spełnienia warunku

$$f''(x = x_E) = -\frac{1}{R} \quad (17)$$

Spełnienie warunku gładkości (9) w końcowym punkcie krzywej sprowadza się do spełnienia równania (15), przy $x = x_E$, które po uwzględnieniu wzorów (12) i (17), daje

$$f'''(x = x_E) = 0 \quad (18)$$

Jeśli poszukujemy rozwiązania w postaci wielomianu (5) najniższego stopnia, tj. przy $k = 6$, umieszczonego w prostokątnym układzie współrzędnych oś x zgodnie z rysunkiem 2, z wymogów określonych wzorami (10), (11), (14) i (16) wynika, że

$$a_0 = a_2 = a_3 = 0, \text{ zaś } a_1 = tgu_P \quad (19)$$

Uwzględniając wyżej obliczone współczynniki w funkcji (5) przy $k = 6$ i biorąc pod uwagę warunki brzegowe ustalone wzorami (12), (17) i (18), otrzymamy

$$\begin{bmatrix} 4x_E^3 & 5x_E^4 & 6x_E^5 \\ 6x_E^2 & 10x_E^3 & 15x_E^4 \\ 2 & 5x_E & 10x_E^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -tgu_P \\ -\frac{1}{2R} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (20)$$

Z rozwiązanie powyższego układu 3 równań mamy

$$\begin{aligned}a_4 &= \frac{1}{Rx_E^2} - \frac{5tgu_P}{2x_E^3} \\a_5 &= -\frac{7}{5Rx_E^3} + \frac{3tgu_P}{x_E^4} \\a_6 &= \frac{1}{2Rx_E^4} - \frac{tgu_P}{x_E^5}\end{aligned}$$

Uwzględniając obliczone stałe $a_0, a_1, \dots, a_6$ w funkcji (5), przy $k = 6$, otrzymamy

$$y = f(x) = \frac{x_E^2}{R} A_1 + x_E tgu_P A_2 \quad (21)$$

gdzie: $A_1 = t^4 - \frac{7}{5}t^5 + \frac{1}{2}t^6$; $A_2 = t - \frac{5}{2}t^4 + 3t^5 - t^6$, przy czym: $x \in \langle 0; x_E \rangle$, zaś

$$t = \frac{x}{x_E} \in \langle 0; 1 \rangle$$

Według [3] funkcję (21) po wprowadzeniu oznaczenia $C = \frac{Rtgu_P}{x_E}$ można zapisać także w postaci

$$y(x) = \frac{1}{R}Cx + \frac{2-5C}{2x_E^2}x^4 - \frac{7-15C}{5x_E^3}x^5 + \frac{1-2C}{2x_E^4}x^6 \quad (22)$$

Z badania rozkładu krzywizny otrzymanego rozwiązania w [2, 3] wynika, że wielkości projektowe R , u_P i x_E powinny spełniać nierówność

$$\frac{5}{3}Rtgu_P \leq x_E \leq \frac{5}{2}Rtgu_P, \quad (23)$$

aby otrzymane rozwiązanie mogło mieć zastosowanie praktyczne. Jest to podstawowy wymóg projektowy wielomianowej gładkiej krzywej przejściowej (21), który wyrazić możemy także w następującej formie

$$0,4 \leq \frac{Rtgu_P}{x_E} \leq 0,6 \quad (24)$$

Szczególnie interesujące są tu skrajne dopuszczalne wartości parametru C oraz wartość środkowa, np. dla $C = \frac{Rtg u_P}{x_E} = 0,5$ funkcja (21) ma postać

$$y = f(x) = \frac{x_E^2}{R} (A_1 + 0,5A_2) = \frac{x_E^2}{R} \left(\frac{1}{2}t - \frac{1}{4}t^4 + \frac{1}{10}t^5 \right) \quad (25)$$

Ze wzoru (13) wynika, że dla małych kątów zwrotu stycznej można przyjąć $k(x) = |y''(x)|$. Pozwala to zorientować się jakie wykresy krzywizny dają przedstawione rozwiązania. Szczegółowe omówienie tych wykresów można znaleźć w pracy [3]. Z rozważań tam przeprowadzonych wynika, że dla $C = 0,4$ krzywa (21) charakteryzuje się bardzo łagodną prędkością wzrostu zmian krzywizny w otoczeniu punktu początkowego P , wzrastając od zera do maksimum dla $x = \frac{2}{3}x_E$, i bardzo szybkim spadkiem do zera w przedziale $< \frac{2}{3}x_E; x_E >$. Podobnie dla $C = 0,6$ prędkość zmian krzywizny wzrasta bardzo szybko od zera w punkcie P do wartości maksymalnej dla $x = \frac{1}{3}x_E$, a następnie wolno maleje do zera w punkcie końcowym E krzywej (21). Zmiany parametru C w zakresie opisanym nierównością (24) dają pośrednie rozkłady krzywizny zawarte pomiędzy wyżej opisanymi, przy czym dla $C = 0,5$ wykres ten jest symetryczny.

Warto zaznaczyć, że Kobryń w pracy [4] podał rozwiązanie gładkiej krzywej przejściowej o poziomej stycznej głównej w postaci wielomianu szóstego stopnia. Warunki brzegowe dotyczące punktu początkowego są analogiczne do podanych wyżej, a dla punktu końcowego E są następujące $f'(x_E) = tg u_E$, $f''(x_E) = \frac{1}{R}$, $f'''(x_E) = 0$. Z podanych warunków, analogicznie jak wyżej, otrzymujemy rozwiązanie

$$y = \frac{x_E^2}{R} \left(1 + tg^2 u_E \right)^{3/2} A'_1 + x_E tg u_E A'_2 = \frac{x_E^2}{R \cos^3 u_E} A'_1 + x_E tg u_E A'_2 \quad (26)$$

gdzie: $A'_1 = -t^4 + \frac{7}{5}t^5 - \frac{1}{2}t^6$ oraz $A'_2 = \frac{5}{2}t^4 - 3t^5 + t^6$.

Warto zaznaczyć, że główny warunek projektowy dla powyższego rozwiązania ma postać $0,4 \leq \frac{R \sin u_E}{x_E \cos^4 u_E} \leq 0,6$.

4. Uwagi końcowe

Warto wyraźnie podkreślić, że główną zaletą przedstawionego rozwiązania (22) jest nie tylko to, iż jest wyrażone w postaci jawnej, ale że przedstawia rodzinę rozwiązań zależną od parametru C ($0,4 \leq C \leq 0,6$), pozwalającą dostosować rozkład krzywizny na przejściu krzywoliniowym do wymogów praktyki. Okazuje się, że proponowana w literaturze fachowej krzywa przejściowa Blossa pokrywa się z rozwiązaniem (22) przy $C = 0,5$.

W pracy [5] rozwiązanie (17) poddane było analizie w zakresie przydatności do zastosowań praktycznych na PKP. W świetle badań naukowych teoretycznych i praktycznych przeprowadzonych w tej pracy, uwzględniających oddziaływanie dynamiczne pojazdu na tor, stwierdza się, że „najkorzystniejszą do zastosowań na PKP uznano gładką wielomianową krzywą przejściową $C = 0,6$ ” (jest to jedna z krzywych przejściowych wybrana z rodziny rozwiązań zaproponowanych w niniejszej pracy dla parametru projektowego $C = 0,6$). Jest to krzywa, która zachowuje warunek gładkości, a jednocześnie w płaszczyźnie poziomej najszybciej odchyła się od kierunku prostego w punkcie styku przy przejściu z prostej w krzywą przejściową. Należy zaznaczyć, że badaniami W. Koca objęte były najbardziej rozpowszechnione w literaturze fachowej krzywe przejściowe, m.in. parabola 3. stopnia, sinusoida, kosinusoida, krzywa Blossa i inne. Przedstawione rozwiązania krzywych przejściowych są w chwili obecnej najkorzystniejszymi rozwiązaniami spośród znanych propozycji literatury przedmiotu. Ich zaleta opiera się na możliwości dowolnego kształtowania rozkładu krzywizny na całej długości łuku poprzez dobór parametru projektowego C od 0,4 do 0,6. W pracy projektowej projektant ma do dyspozycji nie jedno rozwiązanie, ale ich rodzinę.

Przytoczone rozważania wskazują na to, że kształtowanie rozwiązań za pomocą funkcji jawnych jest znacznie trudniejsze, gdyż krzywizna wyraża się w przypadku poszukiwanych rozwiązań wielomianowych funkcją niewymierną, jednak dostarcza znacznie więcej możliwości w kształtowaniu krzywizny.

Literatura

1. Gadomski J., Kempa J.: *Automatyzacja pomiaru profilu prędkości i trajektorii pojazdu na krzywych w planie drogi*. Problemy automatyzacji w geodezji inżynierskiej. IV Konferencja Naukowo-Techniczna. Warszawa, 1999.

2. Grabowski R. J.: *Gładkie przejścia krzywoliniowe w drogach kołowych i kolejowych*. Zeszyty Naukowe Akademii Górniczo - Hutniczej w Krakowie, Rozprawa naukowa nr 82 geodezja, Kraków, 1984.
3. Grabowski R. J.: *Kształtowanie geometryczne krzywych przejściowych w drogach kołowych, kolejowych i trasach wodnych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Rozprawa naukowa nr 38, Białystok, 1996.
4. Kobryń A.: *Wielomianowe krzywe przejściowe w projektowaniu niwelety tras drogowych*. Rozprawa naukowa nr 100 Politechniki Białostockiej, Białystok, 2002.
5. Koc W.: *Krzywe przejściowe z nieliniowymi rampami przechyłkowymi w warunkach eksploatacyjnych PKP*. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Rozprawa Naukowa nr 47 Budownictwo Lądowe, Gdańsk, 1990.
6. Praca zbiorowa : *Geodezja inżynierska*. Tom III, PPWK, Warszawa - Wrocław, 1993.

Transition curves shaping in a road engineering

Summary: In the paper is considered shaping transition curves in the roads by two methods. In the first method is discussed crossing from natural curvature function to parametric equation of curve in rectangular coordinates system. In the second method is searched solution $y=f(x)$ as a polynomial function satisfying the marginal conditions granting smoothness of the curvature. The second method determine of a new solution is illustrated by example. In the paper are presented merits and disadvantages both methods shaping of the transition curves.

Key words: transition curve, klothoid, smooth transition curve, explicit function of curve

Walentyna Karpow*, Wiesław Nowara**

Analiza stosunków przestrzennych utworów w betonie, w zależności od C/W, stopnia hydratacji cementu, ilości zaczynu w 1 m³ mieszanki oraz zawartości powietrza w mieszance – prognozowanie porowatości betonu

Streszczenie: Przyjmując założenia, że:

- do 100% hydratacji 100g cementu potrzeba 40g wody (25g nieodparowywalnej W_{ch} i 15g odparowywalnej W_g) [prof. Wolfgang Czernin],
- woda W_{ch} wbudowując się w kryształy zmniejsza swoją objętość o $\frac{1}{4}$ (zjawisko zwane kontrakcją) [Powers L.C., Brownyard T.L.]

oraz przyjmując gęstość cementu $3,1\text{g/cm}^3$, a objętość właściwą $V_c=0,322580645\text{cm}^3/\text{g}$, opracowano nomogram stosunków przestrzennych w 100cm^3 zaczynów przy 100% hydratacji, pozwalający szybko obliczyć stosunki przestrzenne w zaczynie, zależnie od wartości C/W. Po ustaleniu stopnia hydratacji cementu wszystkie obliczane elementy przestrzenne w zaczynie odnosimy do betonu, rozważając 1m^3 , czyli 1000dm^3 , gdzie 1% objętości odpowiada 10dm^3 .

Słowa kluczowe: porowatość strukturalna betonu

1. Wstęp

W konstrukcjach, takich jak: mosty, wiadukty, zapory, zbiorniki, nawierzchnie drogowe, itp., narażonych na działanie czynników atmosferycznych, wody,

* Dr inż., Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

** Doc. dr inż.

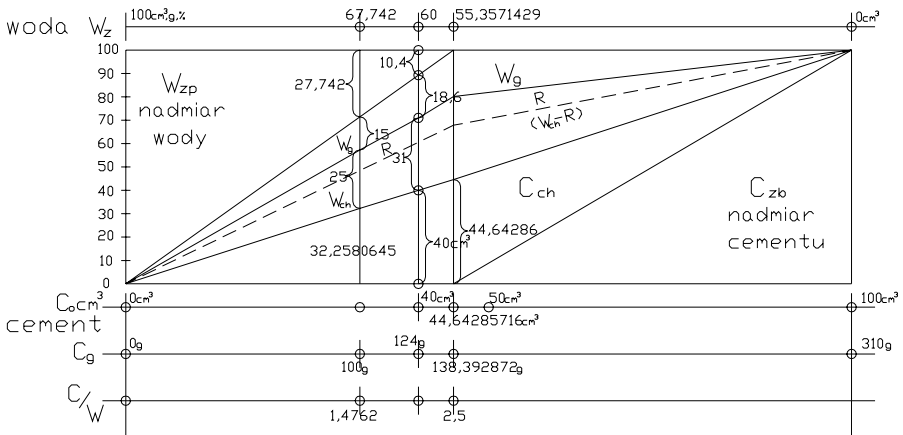
ewentualnie ścieków, beton projektuje się dla określonej klasy wytrzymałości oraz porowatości, od której zależą takie cechy betonu, jak nasiąkliwość, mrozoodporność, trwałość.

W praktyce projektuje się skład mieszanki betonowej, wykonuje odpowiednie próbki i sprawdza laboratoryjnie, czy uzyskano założone parametry, określone w odpowiednich normach jako ograniczenia. Metoda ta jest praco- i czasochłonna.

Porowatość całkowita betonu składa się z sumy porowatości strukturalnej, która zależy od przyjętego współczynnika C/W , ilości zaczynu w mieszance, stopnia hydratacji cementu oraz porowatości technologicznej, odpowiadającej napowietrzeniu mieszanki w trakcie jej mieszania, układania i zagęszczania, a czasem zamierzonego napowietrzenia.

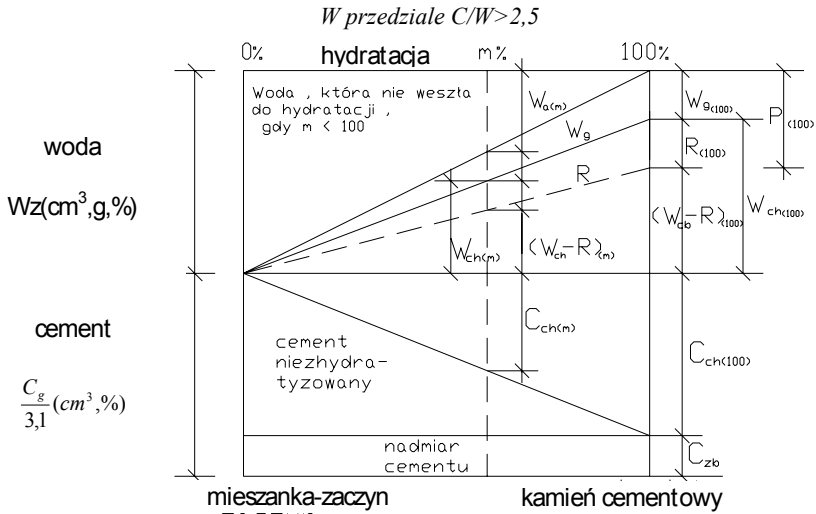
2. Porowatość zaczynu cementowego

Aby ułatwić analizę stosunków przestrzennych, a w szczególności porowatości strukturalnej zaczynu cementowego, sporządzono nomogram dla 100cm^3 zaczynu po 100% hydratacji cementu.



Rys. 1. Nomogram

Do pełnej hydratacji 100g cementu potrzeba 40g wody, przy czym 25g wbudowuje się w kryształy, stanowiąc wodę tzw. nieodparowywalną W_{ch} . Objętość tej wody zmniejsza się o $\frac{1}{4}$ [Powers L.C., Brownyard T.L.], a zjawisko to zwane jest



Rys. 3. Stosunki przestrzenne w 100cm^3 zaczynie przy $C/W > 2,5$ w zależności od stopnia hydratacji cementu „m”

Po obliczeniu ilości wody W_z w 100cm^3 zaczynie, w zależności od C/W , obliczamy poszczególne elementy przestrzeni.

W przedziale $C/W < 2,5$

Nadmiar wody

$$W_{zb} = 2,24 W_z - 124 [\text{cm}^3, \text{g}, \%] \quad (2)$$

Woda, która nie wchodzi do hydratacji, gdy $m \leq 100\%$

$$W_{a(m)} = \left(1 - \frac{m}{100}\right) (124 - 1,24 W_z) \quad (3)$$

Woda żelowa

$$W_{g(100)} = 46,5 - 0,465 W_z \quad (4)$$

$$W_{g(m)} = \frac{m}{100} (46,5 - 0,465 W_z) \quad (5)$$

Woda chemicznie związana

$$W_{ch(100)} = 77,5 - 0,775 W_z \quad (6)$$

$$W_{ch(m)} = \frac{m}{100} W_{ch(100)} \quad (7)$$

Kontrakcja wody chemicznie związanej

$$R_{z(100)} = 19,375 - 0,19375W_z \quad (8)$$

$$R_{z(m)} = \frac{m}{100} R_{z(100)} \quad (9)$$

Porowatość strukturalna stwardniałego zaczynu

$$P_{z(100)} = 1,58125W_z - 58,125 \quad (10)$$

$$P_{z(m)} = W_z(1+0,0058125m) - 0,58125m \quad (11)$$

W przedziale $C/W > 2,5$

Woda, która nie wchodzi w reakcję, gdy $m \leq 100\%$

$$W_{a(m)} = \left(1 - \frac{m}{100}\right) W_z [\text{cm}^3, \text{g}, \%] \quad (12)$$

Woda żelowa

$$W_{g(100)} = 0,375 W_z [\text{cm}^3, \text{g}, \%] \quad (13)$$

$$W_{g(m)} = \frac{m}{100} 0,375 W_z \quad (14)$$

Woda chemicznie związana

$$W_{ch(100)} = 0,625 W_z [\text{cm}^3, \text{g}, \%] \quad (15)$$

$$W_{ch(m)} = \frac{m}{100} W_{ch(100)} \quad (16)$$

Kontrakcja wody chemicznie związanej

$$R_{z(100)} = 0,15625 W_z [\text{cm}^3, \text{g}, \%] \quad (17)$$

$$R_{z(m)} = \frac{m}{100} R_{z(100)} \quad (18)$$

Porowatość strukturalna stwardniałego zaczynu

$$P_{z(100)} = 0,53125 W_z [\text{cm}^3, \%] \quad (19)$$

$$P_{z(m)} = \left(1 - 0,46875 \frac{m}{100}\right) W_z \quad (20)$$

3. Porowatość strukturalna betonu

3.1. Mieszanka nienapowietrzona

Wielkości elementów przestrzennych w zaczynie cementowym (i kamieniu cementowym) odnosimy do 1m^3 (czyli 1000dm^3) mieszanki betonowej, a po stwardnieniu – betonu. Na przestrzeń tę składają się: objętość kruszywa, objętość wody, objętość cementu i objętość powietrza, przy czym należy określić, czy powietrze w mieszance znajduje się na skutek procesu technologicznego przy układaniu i zagęszczaniu mieszanki, czy też w wyniku działania zamierzonego.

Ewentualne dodatki stosowane często do mieszanki betonowej lub substytut cementu muszą być także uwzględnione, jako wpływające na wartość C/W , wielkość W_{ch} oraz objętość wszystkich elementów przestrzeni w rozważanym 1000dm^3 .

W szczególności należy podkreślić fakt, że np. 1% powietrza w mieszance odpowiada 10dm^3 ; w betonie przestrzeń ta może być wypełniana wodą. Na skutek napowietrzenia mieszanki betonowej zmniejszają się także ilości (objętości) kruszywa, cementu, wody i innych elementów przestrzeni, jak np. porów strukturalnych.

Z recepty na mieszankę betonową obliczamy procent objętości zaczynu w 1000dm^3 mieszanki; czyli:

$$\left(\frac{C}{3,1} + W \right) = n\% \equiv 10n \text{ dm}^3 \quad (21)$$

Obliczone uprzednio elementy przestrzeni dla 100cm^3 zaczynu odnoszą się do procentowej zawartości tych elementów w 1m^3 po pomnożeniu przez współczynnik

$$\frac{n}{100}. \quad (22)$$

W szczególności porowatość strukturalna betonu wyniesie:

$$P_{b(m)} = \frac{n}{100} P_{z(m)} [\%] \quad (23)$$

gdzie:

$P_{z(m)}$ – porowatość strukturalna zaczynu przy $m\%$ hydratacji cementu

$$\text{dla } C/W < 2,5 \quad P_{z(m)} = W_z (1 + 0,0058125m) - 0,58125m \quad (24)$$

$$\text{dla } C/W > 2,5 \quad P_{z(m)} = (1 - 0,46875 \frac{m}{100}) W_z \quad (25)$$

3.2. Wpływ napowietrzenia mieszanki

Napowietrzenie mieszanki na skutek technologii układania i zagęszczania określamy jako napowietrzanie technologiczne.

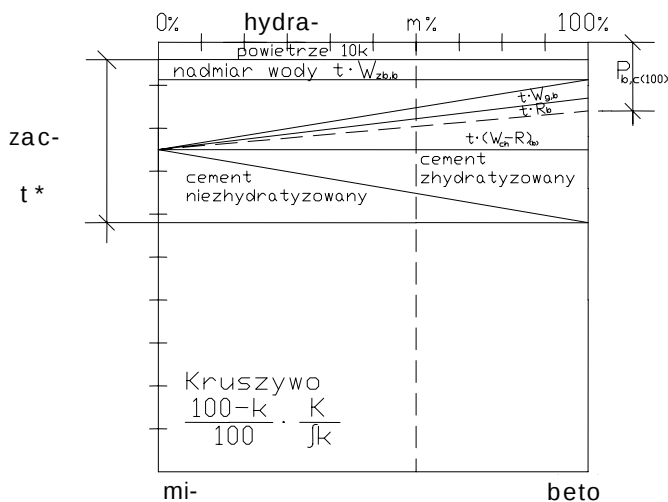
Zawartość powietrza w rozważanym 1000dm^3 mieszanki (a po stwardnieniu – betonu) zmniejsza objętość kruszywa, cementu i wody, a także wartość porowatości strukturalnej.

Oznaczając procent napowietrzenia mieszanki literą „k”, współczynnik zmniejszający dla wszystkich elementów przestrzeni można ustalić następująco:

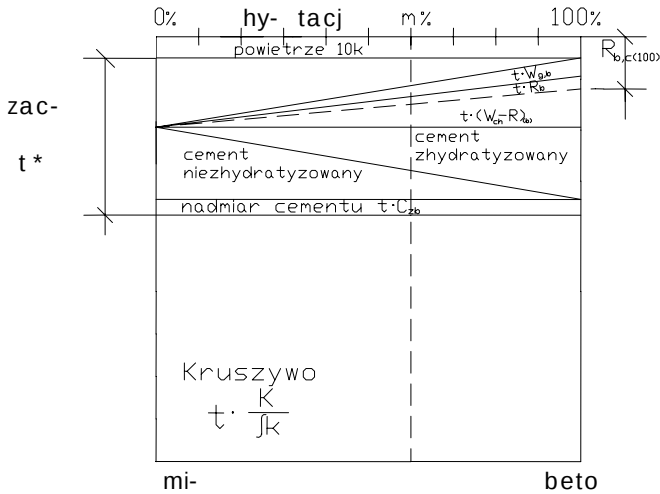
$$t = \frac{100 - k}{100} \quad (26)$$

Równanie szczelności mieszanki przybierze postać:

$$t \left(\frac{K}{\rho_k} + \frac{C}{\rho_c} + W_b \right) + 10k = 1000 \quad (27)$$



Rys. 4. Stosunki przestrzenne w 1m^3 betonu, gdy $C/W < 2,5$, napowietrzonego k%



Rys. 5. Stosunki przestrzenne w 1m^3 betonu, gdy $C/W > 2,5$, napowietrzonego $k\%$

Porowatość strukturalna betonu napowietrzonego $k\%$, przy stopniu hydratacji m , wynosi:

$$P_{b,c(m)} = \frac{100-k}{100} \frac{n}{100} P_{z(m)} + k [\%], \quad (28)$$

gdzie porowatość strukturalna zaczyna w przedziale $C/W < 2,5$

$$P_{z(m)} = W_z (1 + 0,0058125m) - 0,58125m, \quad (29)$$

a w przedziale $C/W > 2,5$

$$P_{z(m)} = W_z (1 - 0,46875 \frac{m}{100}), \quad (30)$$

przy czym

$$W_z = \frac{310}{C/W + 3,1} [\text{cm}^3, \text{g}, \%], \quad (31)$$

gdzie 3,1 jest gęstością cementu wyrażoną w g/cm^3 .

4. Dobór parametrów określających projektowaną mieszankę betonową

W równaniu ogólnym (28) występują, jako zmienne, wartości:

C/W – stosunek wagowy cementu do wody

k – współczynnik napowietrzenia betonu

n – procent zawartości zaczynu w mieszance betonowej

$t = \frac{100 - k}{100}$ – współczynnik zmniejszający objętość poszczególnych elementów w 1000dm³ mieszanki na skutek napowietrzenia

m – stopień hydratacji cementu.

Wnioski

Prognozowanie porowatości betonu jest możliwe już w trakcie projektowania mieszanki, przy czym możliwe jest jej korygowanie bez konieczności wykonywania czaso- i pracochłonnych badań laboratoryjnych.

Literatura

- [1] Czernin W., Über die physikalische Beschaffenheit des erhärteten Zementes, *Betonstein Zeitung* 9/1959.
- [2] Czernin W., Über die Schrumpfung des erhärtenden Zementes, *Zement Kalk Gips* 12/1956.
- [3] Powers L.C., Brownyard T.L., Research Laboratories of the Portland Cement Assn., *Buletin* 22 März 1948, Chicago.
- [4] Neville A.M., *Właściwości betonu. Wydanie IV*, Kraków, 2000.
- [5] Sulikowski J., *Cement, produkcja i zastosowanie*, Arkady, Warszawa, 1981.
- [6] Jamróży Z., *Beton i jego technologie*, PWN, Warszawa, 2005.

Spatial analysis of concrete, depending on c/w, degree of cement hydration, the amount of cement paste in 1 m³ mixture and content of the air in the mixture – concrete porosity forecasting

Summary: Assuming that:

- For full hydration of 100g of cement is needed 40g of water (25g of W_{ch} and 15g of W_g) [prof. Wolfgang Czernin],
- Water W_{ch} built in crystals decreases its volume by about $\frac{1}{4}$ (it is called contraction) [Powers L.C., Brownyard T.L.]

and accepting density of cement $3,1\text{g/cm}^3$, and specific volume $V_c = 0,322580645\text{cm}^3/\text{g}$, spatial analysis diagram was made in 100cm^3 of paste at 100% of hydration, allowing to calculate spatial analysis in paste, depending on the value C/W. Once the hydration degree of cement has been established, all the calculated spatial elements in paste should be referred to concrete, considering $1\text{m}^3 = 1000\text{dm}^3$, where 1% of volume corresponds 10dm^3 . Structural porosity of concrete should be considered (while preparing the mixture), concerning ratio value C/W, degree of cement hydration “m”, percentage amount of paste in the mixture “n”, airing ratio of the mixture “k” and the reducing ratio “t”.

Keywords: structural porosity of concrete,

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/06 realizowanej w Politechnice Białostockiej.

Marta Kosior-Kazberuk

Metody doboru materiałów do ochrony i napraw konstrukcji żelbetowych zgodnie z EN 1504

Streszczenie: Problem doboru materiałów i systemów ochrony i napraw konstrukcji z betonu nabiera coraz większego znaczenia ze względu na wiek budowli, jak również ze względu na wzrastającą agresywność środowiska zewnętrznego. Intensywny rozwój metod i materiałów naprawczych spowodował konieczność opracowania nowych norm dotyczących tego rodzaju prac i wyrobów. Obecnie państwa europejskie przygotowują się do zastąpienia krajowych norm i zaleceń nową Europejską Normą EN 1504. W pracy opisano zasady usystematyzowanego doboru materiałów do ochrony i naprawy konstrukcji oraz przedstawiono wyniki badań nad efektywnością wybranej metody ochrony.

Słowa kluczowe: beton, zbrojenie, ochrona, naprawa, normy europejskie, rezystywność elektryczna

1. Wstęp

Wzrost zainteresowania zagadnieniami trwałości konstrukcji betonowych i żelbetowych wynika m.in. ze zmiany podejścia do problemu oceny konstrukcji, które wcześniej były traktowane jako prawie zupełnie niewymagające konserwacji. Okazało się, że wysoka wytrzymałość stosowanego betonu nie jest gwarancją jego trwałości. O trwałości tej w większym stopniu decyduje struktura i mikrostruktura stwardniałego zaczynu cementowego, a także rodzaj i właściwości kruszywa [1, 2]. Konieczność zwiększenia trwałości, a co za tym idzie wydłużenia okresu użytkowania elementów i konstrukcji, wymaga stosowania różnych metod ochrony materiałowo-strukturalnej i powierzchniowej betonu i żelbetu. Wymagania te odnoszą się także do zabiegów remontowych i renowacyjnych ze względu na ich po-

wszechność. Naprawy i remonty konstrukcji z betonu stanowią obecnie ponad 40% wartości robót budowlanych, stąd też duże zapotrzebowanie na materiały do napraw i ochrony betonu [3-5].

Celem pracy jest zaprezentowanie zasad i kryteriów doboru materiałów ochronnych i naprawczych, przeznaczonych do konstrukcji żelbetowych, zawartych w nowo opracowanych Normach Europejskich z serii EN 1504. Przedstawiono także przykład badań dotyczących efektywności ochrony zbrojenia poprzez podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej.

2. Reguły ochrony i napraw konstrukcji żelbetowych proponowane w serii norm EN 1504

W latach 1982-1992 ustanowiono Polskie Normy, dotyczące oceny stanu konstrukcji i zasad ochrony budowli, które obejmują pakiet 12 norm pod ogólnym tytułem: Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe [9-20]. W tym zestawie norm, wymienionym w spisie literatury, pojawiło się pojęcie ochrony materiałowo-strukturalnej (PN-B-01811:1986). Ochrona materiałowo-strukturalna oznacza zwiększenie odporności betonu lub żelbetu poprzez odpowiedni dobór składu materiałowego i ukształtowanie właściwej mikrostruktury podczas jego wykonywania. Tego rodzaju ochrona powinna być stosowana we wszystkich środowiskach agresywnych, niezależnie od przewidzianego w projekcie sposobu zabezpieczania konstrukcji. Intensywny rozwój nowych metod i materiałów ochronnych i naprawczych w całej Europie spowodował konieczność opracowania norm dotyczących tego rodzaju prac i wyrobów [4, 6].

Nowe podejście do problemu zapewnienia trwałości konstrukcji proponuje seria norm europejskich EN 1504, dotyczących wyrobów i systemów ochrony oraz napraw konstrukcji żelbetowych. Struktura norm z serii EN 1504 [21-30] obejmuje 10 norm podstawowych i ok. 65 dotyczących metod badań. Część 1 zawiera definicje, części 2 – 7 stanowią podstawę nadawania znaku CE materiałom i systemom stosowanym do ochrony i naprawy konstrukcji betonowych. Część 8 określa zasady sterowania jakością wyrobów, część 9 opisuje reguły stosowania wyrobów, a w części 10 podano ogólne wytyczne stosowania materiałów na placu budowy i kontroli jakości prac.

W EN 1504-9 określono etapy naprawy oraz elementy, które powinny być brane pod uwagę w poszczególnych fazach realizacji przedsięwzięcia. Kolejne etapy obejmują dobrze znane elementy, takie jak diagnostyka, planowanie, projek-

towanie i kontrola jakości. Jednakże usystematyzowanie planowania jest całkowicie nowe w stosunku do dotychczasowych zaleceń i norm [7].

Reguły stosowania wyrobów i systemów ochrony i naprawy konstrukcji żelbetowych oparte są na hierarchii poziomów, nazywanych wariantami, zasadami i metodami. Według EN 1504-9, podejmując decyzję odnośnie do zapewnienia odpowiedniej trwałości konstrukcji, należy wziąć pod uwagę następujące warianty postępowania:

- brak działań przez określony czas,
- ponowna analiza nośności konstrukcji, prowadząca ewentualnie do zmiany przeznaczenia konstrukcji (obniżenia wymagań użytkowych),
- zapobieganie lub ograniczenie dalszych uszkodzeń, bez poprawiania konstrukcji,
- ulepszenie, wzmocnienie lub renowacja całej konstrukcji, lub jej części,
- rekonstrukcja części lub całej konstrukcji,
- rozbiórka części lub całej konstrukcji.

Norma wyróżnia sześć zasad naprawy betonu (tabela 1), pięć zasad ochrony zbrojenia (tabela 2) i przypisuje im odpowiednie metody naprawy.

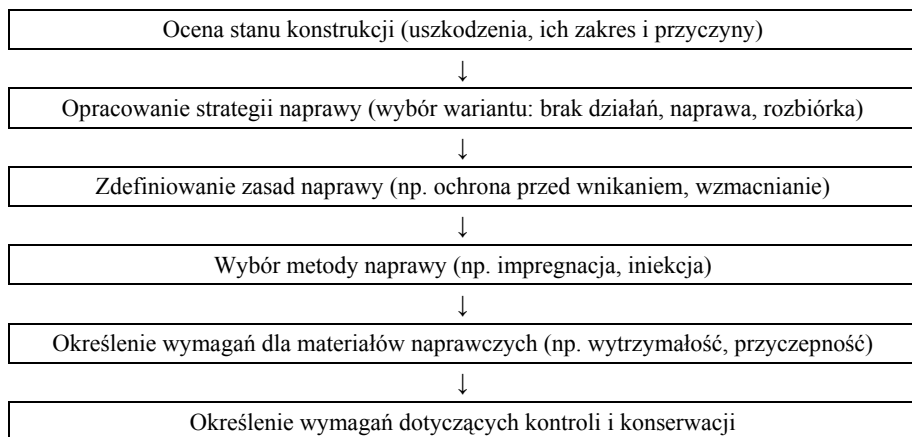
Tabela 1. Zasady i metody naprawy betonu według EN 1504-9

Oznaczenie	Zasada	Metoda
PI	Ochrona przed wnikaniem (Protection against Ingress)	Impregnacja Iniekcja Powłoki ochronne
MC	Ograniczenie zawilgocenia (Moisture Control)	Impregnacja Powłoki ochronne Ochrona elektrochemiczna
CR	Odbudowa elementu (Concrete Restoration)	Betony i zaprawy Betony natryskowe Częściowa wymiana
SS	Wzmacnianie (Structural Strengthening)	Iniekcja Dodatkowe pręty, płyty, taśmy Zwiększenie przekroju
PR	Odporność na czynniki fizyczne (Physical Resistance)	Impregnacja Powłoki ochronne
RC	Odporność na czynniki chemiczne (Resistance to Chemicals)	Impregnacja Powłoki ochronne

Tabela 2. Zasady i metody dotyczące ochrony zbrojenia według EN 1504-9

Oznaczenie	Zasada	Podstawowe metody
RP	Utrzymanie lub przywrócenie stanu pasywnego stali zbrojeniowej (Preserving or Restoring Passivity)	Zwiększenie grubości otuliny Wymiana betonu Realkalizacja lub elektrochemiczne usunięcie chlorków
IR	Podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej (Increasing Resistivity)	Ograniczenie zawilgocenia Impregnacja Powłoki ochronne
CC	Kontrola obszarów katodowych (Cathodic Control)	Ograniczenie dostępu tlenu Powłoki ochronne
CP	Ochrona katodowa (Cathodic Protection)	Zewnętrzne źródło prądu
CA	Kontrola obszarów anodowych (Control of Anodic Areas)	Powłoki na zbrojeniu Inhibitory korozji

Projektowanie naprawy zgodnie z EN 1504-9 rozpoczyna się od oceny stanu konstrukcji (tabela 3). Ze względu na planowane naprawy należy rozróżniać uszkodzenia betonu i uszkodzenia spowodowane przez korozję zbrojenia. Następnie należy wybrać właściwy wariant, zasady i metody. Na tej podstawie dobiera się materiały naprawcze. W normie EN 1504-9 zdefiniowano wymagania dotyczące każdej metody naprawy, osobno dla wszystkich przewidywanych rodzajów zastosowania. W normach EN 1504-2 do 7 podano właściwości wyrobów naprawczych i ochronnych oraz odpowiadające im metody badań. Materiały są indywidualnie dobierane do każdego przypadku ochrony lub naprawy konstrukcji. Indywidualnie powinny być także określone wymagania dotyczące kontroli i utrzymania konstrukcji.

Tabela 3. Planowanie naprawy według EN 1504-9

3. Badanie efektywności ochrony zbrojenia w betonie

Jedną z zasad ochrony zbrojenia w betonie, proponowanych w EN 1504-9, jest podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej. Oporność właściwa (rezystywność) jest właściwością materiału niezależną od wymiarów geometrycznych próbek. Zmienia się w zależności od wilgotności i składu betonu, ponieważ prąd elektryczny jest przewodzony przez jony zawarte w fazie ciekłej betonu. Ponadto, rezystywność zależy od takich cech materiału jak stopień nasycenia porów, rozkład porów wg rozmiarów, zasięg karbonatyzacji, itp., stąd monitorowanie oporności właściwej daje podstawę do oceny zmian zachodzących w strukturze materiału. Pomiar rezystywności jest badaniem nieniszczącym, pozwala więc na śledzenie zmian zachodzących w betonie w wybranym okresie czasu.

Celem przeprowadzonych badań było określenie efektywności ochrony konstrukcji betonowych i żelbetonowych poprzez ilościową ocenę zmian właściwości betonu poddanego długotrwałemu oddziaływaniu środowiska zewnętrznego.

Elementy próbne przygotowano z betonów drobnoziarnistych zawierających spoiwa cementowe z modyfikatorami polimerowymi, stosowanymi do ochrony materiałowo – strukturalnej i naprawy betonów [5, 8]. Stosowano cement CEM I 42.5. Stos okruszowy składał się z piasku rzeczno-płukanego (40%), kruszywa bazaltowego łamanego o średnicy ziaren 2÷4 mm (25%) oraz kruszywa bazaltowego łamanego o średnicy ziaren 4÷8 mm (35%).

W badaniach wykorzystano stosowane obecnie najnowsze materiały ochronno-naprawcze, takie jak: betony cementowe z dodatkiem żywicy akrylowej (**A**) oraz betony z cementem portlandzkim poddane impregnacji hydrofobizującej po stwardnieniu (**H**). Do badań porównawczych wykorzystano betony kontrolne zawierające cement portlandzki bez dodatków (**ZW**).

Badany kompozyt polimerowo-cementowy z grupy PCC I, zawierający żywicę akrylową, przeznaczony jest do wypełniania ubytków w betonie o grubości 30-100 mm.

Impregnacja hydrofobizująca [22] jest obróbką betonu nadającą jego powierzchni zdolność odpychania wody. Pory i kapilary nie są wypełnione, a jedynie ich ścianki są powleczone preparatem. Stosowano alkaliczny preparat silikonowy przeznaczony do impregnacji i ochrony antykorozyjnej konstrukcji betonowych, żelbetonowych i sprężonych w budownictwie drogowym. Proces impregnacji polegał na dwukrotnym zanurzeniu elementów próbnych w roztworze.

Głównym badaniem było długotrwałe monitorowanie zmian rezystywności elektrycznej betonów eksponowanych w zmiennych warunkach termicznych i wilgotnościowych.

Po upływie 28 dni przechowywania w wodzie próbki były zanurzone do $\frac{3}{4}$ wysokości w roztworze solnym (3% NaCl). Naprzemienne nawilżanie i suszenie powoduje ciągły ruch wilgoci w porach betonu, a częściowe zanurzenie próbek w roztworze intensyfikuje migrację chlorków, wywołaną absorpcją i oddziaływaniem sił podciągania kapilarnego.

Warunki ekspozycji próbek symulowały warunki ekspozycji konstrukcji, występujące w rzeczywistości.

Połowa próbek była poddana procesowi nasycania w roztworze NaCl i suszenia w temperaturze $18 \pm 2^\circ\text{C}$ i wilgotności względnej 40%. Proces ten przebiegał następująco:

- nawilżanie – 7 dni
- suszenie – 7 dni
- nawilżanie – 7 dni
- suszenie – 7 dni
- sezonowanie w celu wyrównania wilgotności próbek – 48 h.

Druga połowa próbek była cyklicznie zamrażana. Proces mrożenia i odmrażania przebiegał następująco:

- zamrażanie/odmrażanie – 1 cykl – 24 h
- co 28 dni – sezonowanie w celu wyrównania wilgotności próbek – 48 h.

Łącznie, próbki poddano 308 cyklom zamrażania/odmrażania. Badanie rezystywności, w obu przypadkach, odbywało się co 30 dni, po 48 h przechowywania w warunkach 95% RH i temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$.

W próbkach betonowych, o wymiarach $10 \times 10 \times 5$ cm, umieszczono po dwie elektrody wykonane ze stali nierdzewnej o powierzchni czynnej 10 cm^2 . Grubość otuliny wokół stali zbrojeniowej wynosiła ~ 2 cm. Przed zatopieniem w świeżym betonie, elektrody odtłuszczono.

Pomiary prowadzono przy użyciu konduktometru z dostosowaną sondą pomiarową, z kompensacją temperatury, stosując prąd przemienny o częstotliwości 1-2 kHz (w celu uniknięcia efektu polaryzacji). W trakcie pomiarów kontrolowano zmiany temperatury.

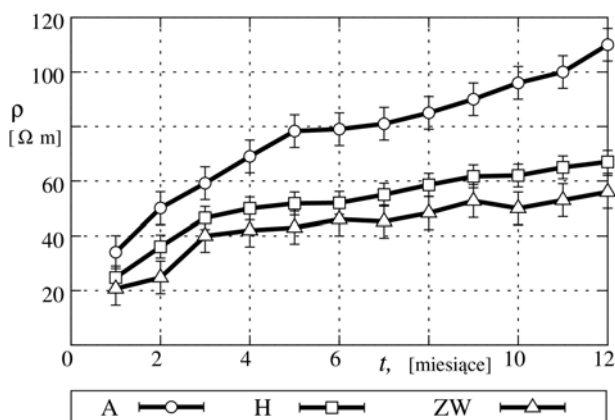
Opór właściwy ρ obliczono jako odwrotność konduktancji, uwzględniając pole powierzchni elektrod i odległość pomiędzy nimi. Pierwszego pomiaru rezystywności dokonano po 28 dniach dojrzewania próbek. Zmiany monitorowano w ciągu 12 miesięcy.

Dodatkowo, testowano podstawowe właściwości charakteryzujące materiał po 28 dniach dojrzewania (wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu, nasiąkliwość wodą, podciąganie kapilarne roztworu soli), a także odporność bada-

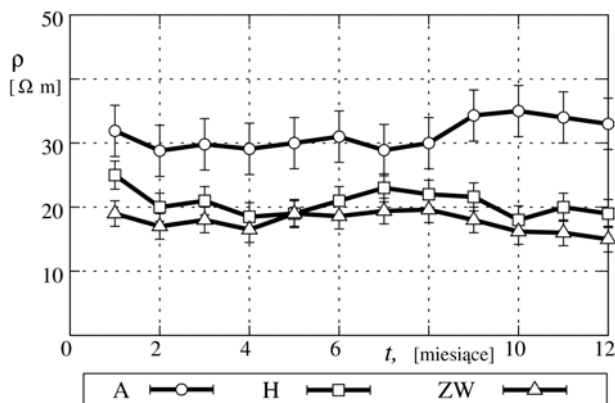
nych betonów na wnikanie chlorków metodą przyspieszoną, wg zaleceń NT BUILD 492, która pozwala na stosunkowo szybką ocenę podatności betonu na wnikanie jonów chlorkowych w warunkach nieustalonego przepływu jonów.

4. Omówienie wyników badań

Badanie pozwoliło ocenić skuteczność metody ochrony betonu, polegającej na podwyższeniu jego rezystywności elektrycznej. Wyniki monitorowania zmian rezystywności elektrycznej materiałów przedstawiono na rys. 1 i 2.



Rys. 1. Zmiany rezystywności ρ betonów poddanych cyklicznemu nasyceniu w roztworze NaCl i suszeniu



Rys. 2. Zmiany rezystywności ρ betonów poddanych zamrażaniu i odmrażaniu w obecności roztworu NaCl

Rezystywność betonu poddanego cyklicznemu nawilżaniu i suszeniu stale narastała. Największą rezystywnością charakteryzował się beton z dodatkiem żywicy akrylowej. W końcowym okresie badania jego opór właściwy osiągnął wartość ponad dwa razy większą niż opór właściwy betonu zwykłego. Zabieg impregnacji hydrofobizującej spowodował nieznaczny wzrost rezystywności betonu cementowego – około 20%.

Wartość rezystywności próbek poszczególnych betonów poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu nie ulegała istotnym zmianom w trakcie badania. Beton z żywicą akrylową charakteryzował się największym oporem właściwym, a beton zwykły najmniejszym, jednakże osiągnięte wartości rezystywności były niższe niż w przypadku betonów nawilżanych. Po 9 miesiącach badania nastąpił wyraźny spadek rezystywności betonu zwykłego. Próbkę betonu zwykłego bez modyfikacji oraz impregnowane uległy głębokim uszkodzeniom powierzchniowym wskutek oddziaływania mrozu. W przypadku betonów z dodatkiem polimerowym obserwowano jedynie nieznaczne złuszczenia.

Wybrane właściwości mechaniczne i fizyczne charakteryzujące badane betony zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie wyników badań właściwości charakteryzujących badane betony

	ZW	H	A
Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu	9.9 MPa		9.6 MPa
Wytrzymałość betonu na ściskanie	50.0 MPa		39.0 MPa
Gęstość objętościowa	2.31 g/cm ³	2.43 g/cm ³	2.41 g/cm ³
Nasiąkliwość wodą	5.40 %	4.79 %	5.36 %
Kapilarne podciąganie 3% NaCl	8.1 g	6.0 g	3.5 g

Podatność betonów na wnikanie jonów chlorkowych oceniono na podstawie wyników przyspieszonego testu migracji. Wyznaczono współczynnik przenikania chlorków D_{snm} . Współczynnik przenikania chlorków dla próbek z betonu modyfikowanego żywicą akrylową wynosił $D_{\text{nssm}} = 5.18 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, natomiast współczynnik przenikania chlorków dla betonu zwykłego – $D_{\text{nssm}} = 6.86 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

5. Podsumowanie

Rozwój technologii materiałów do naprawy betonu jest w obecnej chwili bardzo szybki. Materiały i technologia ich przygotowania przestały być domeną placu budowy, a stały się produktami przemysłowymi wysoko zaawansowanej technologii chemicznej. Zmiany technologiczne następują tak szybko, że wymagają nowego usystematyzowania i wprowadzenia zmian w przepisach i aktach normalizacyjnych.

Celem przeprowadzonych badań była ocena efektywności ochrony konstrukcji poprzez podwyższenie rezystywności elektrycznej, realizowanej dwiema metodami – poprzez ochronę materiałowo-strukturalną i powierzchniową. Porównanie tych dwóch metod wskazuje na większą skuteczność ochrony poprzez wprowadzanie do betonu dodatku żywicy akrylowej na etapie sporządzania mieszanki betonowej. Ochrona za pomocą impregnatu hydrofobowego okazała się nieskuteczna w warunkach oddziaływania mrozu i środków odladzających.

Jak wynika z przeprowadzonych testów, beton modyfikowany dodatkiem akrylowym, mimo że odznacza się mniejszą wytrzymałością na ściskanie niż beton zwykły, posiada znacznie lepsze właściwości ochronne. Wyniki pomiarów rezystywności pokazują, iż beton modyfikowany akrylem odznacza się najlepszymi właściwościami ochronnymi spośród badanych betonów, zarówno w warunkach penetracji jonów chlorkowych jak i w wyniku oddziaływania mrozu i jonów $[Cl^-]$.

Coraz częściej stawiane są żądania gwarancji w zakresie minimalnej odporności budowli na oddziaływanie czynników środowiska. Zmuszają one do podjęcia prób określenia wpływu środowiska na beton i żelbet w możliwie długiej perspektywie czasowej. Nieniszczące badanie właściwości elektrycznych betonu może być stosowane do kontroli zmian zachodzących w strukturze materiału. Monitoring stanu budowli jest pożądanym również po przeprowadzonym procesie naprawy uszkodzeń, renowacji lub rewitalizacji obiektów budowlanych.

Literatura

- [1] Fiertak M., Małolepszy J.: *Beton jako materiał kompozytowy podlegający wpływowi czynników środowiskowych*. Sympozjum Naukowo-Techniczne „Trwałość betonu i jej uwarunkowania technologiczne, materiałowe i środowiskowe”, Kraków, 2004, s. 5-39.
- [2] Westfal L.: Beton, czyli sztuczny kamień (cz. III). *Problemy wyboru materiałów do napraw betonu*. Renowacje i Zabytki 4/2003, s. 97-112.

- [3] Cleland D.J., Yeoh K.M., Long A.E.: *Corrosion of reinforcement in concrete repair*. Construction and Building Materials 4/1997, s. 233-238.
- [4] Vaysburd A.M., Emmons P.H.: *How to make today's repairs durable for tomorrow – corrosion protection in concrete repair*. Construction and Building Materials Vol. 14, 2000, s. 189-197.
- [5] Głodkowska W.: *Materiały naprawcze na spoiwach cementowych – charakterystyka i zastosowanie*. Sympozjum Naukowo-Techniczne „Trwałość betonu i jej uwarunkowania technologiczne, materiałowe i środowiskowe”, Kraków, 2004, s. 129-147.
- [6] Czarnecki L., Emmons P.H.: *Algorytm naprawy konstrukcji betonowych*. Budownictwo, Technologie, Architektura 3/2000, s. 38-40.
- [7] Raupach M.: *Naprawa betonu zgodnie z Normami Europejskimi z serii 1504*. Materiały Budowlane 2/2006, s. 5-7.
- [8] Al-Zachrani M.M., Maslehuddin M., Al-Dulaijan S.U., Ibrahim M.: *Mechanical properties and durability characteristics of polymer- and cement-based repair materials*. Cement & Concrete Composites Vol. 25, 2003, s. 527-537.

Polskie Normy: *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe*:

- [9] PN-B-01800: 1985 *Klasyfikacja i określenie środowisk*,
- [10] PN-B-01801: 1982 *Podstawowe zasady projektowania*,
- [11] PN-B-01802: 1986 *Nazwy i określenia*,
- [12] PN-B-01805:1985 *Ogólne zasady ochrony*,
- [13] PN-B-01806: 1986 *Ogólne zasady użytkowania konserwacji i napraw*,
- [14] PN-B-01807:1988 *Zasady diagnostyki konstrukcji*,
- [15] PN-B-01808:1988 *Zasady określania uszkodzeń powłok zabezpieczających konstrukcje stalowe i żelbetowe*,
- [16] PN-B-01810: 1986 *Własności ochronne betonu w stosunku do stali zbrojeniowej*,
- [17] PN-B-01811:1986 *Ochrona materiałowo-strukturalna. Wymagania*,
- [18] PN-B-01813:1991 *Ochrona powierzchniowa. Zasady doboru*,
- [19] PN-B-01814:1992 *Metoda badania przyczepności powłok ochronnych*,
- [20] PN-B-01815:1992 *Metoda badania przepuszczalności pary wodnej przez powłoki ochronne*.

Europejskie Normy: *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych*:

- [21] PN-EN 1504-1:2006 *Zakres i definicje*,
- [22] EN 1504-2:2003 *Systemy ochrony powierzchniowej*,

- [23] EN 1504-3:2003 *Naprawy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne,*
- [24] EN 1504-4:2003 *Łączenie konstrukcyjne,*
- [25] EN 1504-5:2003 *Iniekcja betonu,*
- [26] EN 1504-6:2003 *Zaczyny i zaprawy do mocowania zbrojenia oraz do wypełniania ubytków na zewnątrz,*
- [27] EN 1504-7:2003 *Zapobieganie korozji zbrojenia,*
- [28] EN 1504-8:2003 *Kontrola jakości i ocena zgodności,*
- [29] EN 1504-9:2003 *Wyroby i systemy do ochrony i naprawy konstrukcji betonu,*
- [30] EN 1504-10:2003 *Stosowanie wyrobów i systemów na placu budowy oraz kontrola jakości prac.*

CRITERIA OF MATERIALS SELECTION FOR PROTECTION AND REPAIR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ACCORDING TO EN 1504

Summary: The problem of materials and systems selection for protection and repair of concrete structures comes into prominence because of the age of buildings as well as the increase in aggressiveness of external environment. The intensive development of methods and materials for protection and repair of concrete structures has led to the need of new standards for such works and products. The European Countries are preparing to replace the existing national standards and recommendations by the new European Standard EN 1504. The rules of systematic choice of materials for protection and repair as well as the test results of selected protective method effectiveness (Increasing Resistivity) were presented in the paper.

Keywords: concrete, reinforcement, protection, repair, European Standard, electrical resistivity

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/5/06.

Edwin Koźniewski

Trójwymiarowa konstrukcja obiektu geometrycznego a płaskie własności jego rzutów

Streszczenie: W pracy przedstawiono dwa płaskie dowody równoważności dwu wybranych konstrukcji geometrycznych z zakresu geometrii odwzorowań inżynierskich: metody kładu i metody transformacji w rzutach Monge’a oraz dwu różnych konstrukcji odmierzenia odległości na prostej prostopadłej do płaszczyzny w rzucie środkowym.

Słowa kluczowe: odwzorowanie Monge’a, rzut środkowy, algorytmy konstrukcji geometrycznej, konfiguracje geometryczne, konfiguracja Monge’a, konfiguracja Veblena, kład, transformacja, prostopadłość w rzucie środkowym

1. Wstęp

Algorytmy płaskich konstrukcji obiektów trójwymiarowych, będące istotą odwzorowań inżynierskich, powstają na skutek przestrzennej analizy odwzorowywanych brył według zasad rzutowania, w tym niezmienników i własności geometrii płaszczyzny. Analiza przestrzenna jest ze wszech miar ważna, by poprawnie odwzorować dany obiekt. W nauczaniu analiza taka jest niezwykle istotna, głównie z uwagi na cel jaki stawia sobie nauka o rzutach, zwłaszcza jeśli idzie o kształcenie wyobraźni przestrzennej. Często proponuje się wiele algorytmów czy metod konstrukcji tego samego obiektu w tym samym rzucie. Każda z nich jest konsekwencją wyżej wymienionych działań i w tym sensie jest poprawna. Z geometrycznego punktu widzenia powstaje jednak pytanie dotyczące „płaskiej” równoważności dwu lub więcej metod, a tym samym pytanie dotyczące jednoznaczności danej konstrukcji na

płaszczyźnie (rzutni). Problematyka ta przedstawiona jako referat [4] ma szczególne znaczenie w kontekście stosowania metod komputerowych 2D i 3D.

W pracy [2] wskazano istnienie wielu interesujących konfiguracji rzutowych, na których oparte są tradycyjne konstrukcje realizowane w geometrii wykreślnej. Są to zarówno dobrze znane konfiguracje, jak na przykład konfiguracja Reidemeistera, związana z konstrukcjami w rzucie środkowym, jak i nowe, na przykład konfiguracje Monge’a i Veblena, związane z metodami odwzorowania Monge’a ([3]). Istnienie tego typu konfiguracji uzasadnia wspomnianą jednoznaczność w zakresie rzutowego charakteru konstrukcji.

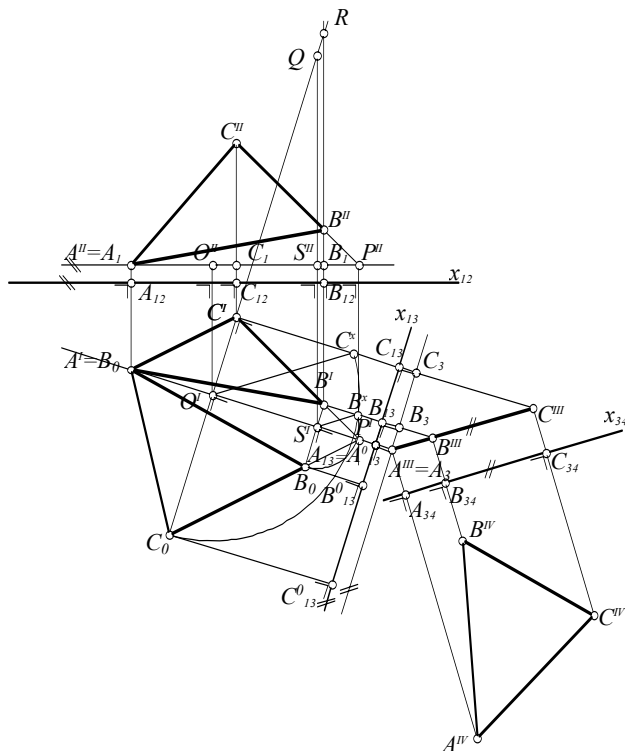
W niniejszej pracy przedstawiono powyższą problematykę w aspekcie konstrukcji miarowych. W szczególności omówiono: stosunkowo łatwą do udowodnienia równoważność metod kładu i transformacji w konstrukcjach Monge’a oraz bardziej skomplikowane uzasadnienie równoważności konstrukcji odmierzenia odległości na prostej prostopadłej do danej płaszczyzny w konstrukcji obiektów w rzucie środkowym ([1], [5]).

2. Przykłady płaskich dowodów równoważności konstrukcji rzutów

Jako wzorcowe przytoczymy dwa przykłady „płaskiego” uzasadnienia równoważności dwu różnych konstrukcji. Oprócz przytoczonych interesujące są dowody równoważności innych konstrukcji, zwłaszcza w rzucie środkowym; np. równoważności dwu metod konstrukcji obiektu w perspektywie pośredniej: *metody punktów przebicia promieni widzenia z tłem* i *metody śladów zbiegu i śladów tłowych* ([5],[6]).

2.1. Dowód równoważności konstrukcji kładu i metody transformacji

Na rysunku 1 przedstawiona jest znana konstrukcja kładu trójkąta ABC oraz konstrukcja odwzorowania znalezienia czwartego rzutu tego trójkąta podyktowanego np. potrzebą wyznaczenia jego rzeczywistych rozmiarów. Obie te, dobrze znane w geometrii, konstrukcje prowadzą do tego samego rozwiązania. Nigdzie jednak w literaturze nie spotykamy uzasadnienia równoważności tych konstrukcji bez „wychodzenia w przestrzeń”. Drogą dość elementarnego rozumowania wykazemy, że otrzymane dwiema metodami trójkąty są przystające.



Rys.2.1.

Niech, tak jak na rysunku 2.1, dane będą:

- dobrze znane odwzorowanie Monge’a trójkąta ABC : rzuty prostokątne $A^I B^I C^I$, $A^{II} B^{II} C^{II}$,
- kład $A_0 B_0 C_0$ i czwarty rzut $A^{IV} B^{IV} C^{IV}$ tego trójkąta wraz z wynikającymi z rysunku 2.1 algorytmami konstrukcji tych obiektów.

Wykażemy, że

Własność 2.1. Kład $A_0 B_0 C_0$ na określonej płaszczyźnie poziomej i czwarty rzut $A^{IV} B^{IV} C^{IV}$ na czwartą rzutnię równoległą do płaszczyzny trójkąta ABC są przystające.

D o w ó d: Wobec faktu, że odnoszące punktów (t.j. proste $A^I A^{II}$, $B^I B^{II}$, $C^I C^{II}$, $S^I S^{II}$) są równoległe wykorzystywać będziemy wielokrotnie twierdzenie Talesa. Mamy więc

$$\frac{O^{II} C_1}{S^{II} B_1} = \frac{O^I C^I}{QR}. \quad (2.1.1)$$

Ale $QR=S^I B^I$. Stąd otrzymujemy

$$\frac{O^{II} C_1}{S^{II} B_1} = \frac{O^I C^I}{S^I B^I}. \quad (2.1.2)$$

Podobnie na podstawie twierdzenia Talesa mamy

$$\frac{O^I C^I}{S^I B^I} = \frac{P^I C^I}{P^I B^I} = \frac{P^{II} C^{II}}{P^{II} B^{II}}. \quad (2.1.3)$$

Dalej (także z twierdzenia Talesa) możemy zapisać równość

$$\frac{P^I C^I}{P^I O^I} = \frac{P^I B^I}{P^I S^I} = \frac{P^{II} O^{II}}{P^{II} S^{II}}. \quad (2.1.4)$$

Z (2.1.3) i (2.1.4) otrzymujemy równość

$$\frac{P^{II} C^{II}}{P^{II} B^{II}} = \frac{P^{II} C^{II}}{P^{II} S^{II}}. \quad (2.1.5)$$

Zatem, na podstawie odwrotnego twierdzenia Talesa, proste $O^{II} C^{II}$ i $S^{II} B^{II}$ są równoległe. Stąd trójkąty $P^{II} S^{II} B^{II}$, $P^{II} O^{II} C^{II}$ są podobne. Otrzymujemy więc proporcję

$$\frac{P^{II} C^{II}}{P^{II} B^{II}} = \frac{C^{II} C_1}{B^{II} B_1}. \quad (2.1.6)$$

Z (2.1.3) i (2.1.6) mamy

$$\frac{O^I C^I}{S^I B^I} = \frac{P^{II} C^{II}}{P^{II} B^{II}} = \frac{C^{II} C_1}{B^{II} B_1}. \quad (2.1.7)$$

Z (2.1.7) wynika, że trójkąty prostokątne $O^I C^I C^\alpha$, $S^I B^I B^x$ są podobne. Zatem odcinki $O^I C^\alpha$, $S^I B^x$ są równoległe. Ponieważ trójkąty prostokątne $O^I C^I C^\alpha$, $A^{III} C_3 C^{III}$, $S^I B^I B^x$, $A^{III} B_3 B^{III}$ parami są przystające, mamy równoległość odcinków $A^{III} B^{III}$, $A^{III} C^{III}$, czyli współliniowość punktów A^{III} , B^{III} , C^{III} .

Przejdziemy teraz już bezpośrednio do dowodu przystawiania trójkątów $A_0 B_0 C_0$, $A^{IV} B^{IV} C^{IV}$. Zauważmy, że

$$O^I C^\alpha = A^{III} C^{III}, S^I B^x = A^{III} B^{III}. \quad (2.1.8)$$

Z konstrukcji układu wynika, że

$$O^I C^\alpha = O^I C_0, S^I B^x = S^I B_0. \quad (2.1.9)$$

Odnosząc punkty A_0, B_0, C_0 na oś x_{13} otrzymamy punkty $A^0_{13}=A_{13}, B^0_{13}, C^0_{13}$. Zachodzą równości $S^I B_0 = A^0_{13} B^0_{13}, O^I C_0 = A^0_{13} C^0_{13}$. Na podstawie (2.1.8), (2.1.9), (2.1.10) wnosimy, że

$$A^0_{13} B^0_{13} = A^{III} B^{III}, A^0_{13} C^0_{13} = A^{III} C^{III}, B^0_{13} C^0_{13} = B^{III} C^{III}. \quad (2.1.11)$$

Z konstrukcji czwartego rzutu mamy równości

$$A_{13} A^I = A_{34} C^{IV}, B_{13} B^I = B_{34} B^{IV}, C_{13} C^I = C_{34} C^{IV}. \quad (2.1.12)$$

Z konstrukcji kładu wynikają równości

$$A_{13} A^I = A^0_{13} A_0, B_{13} B^I = B^0_{13} B_0, C_{13} C^I = C^0_{13} C_0. \quad (2.1.13)$$

Z (2.1.11), (2.1.12), (2.1.13) otrzymujemy pary trapezów przystających:

$$A^{III} B^{III} B^{IV} A^{IV} \equiv A^0_{13} B^0_{13} B_0 A_0, B^{III} C^{III} C^{IV} B^{IV} \equiv B^0_{13} C^0_{13} C_0 B_0, A^{III} C^{III} C^{IV} A^{IV} \equiv A^0_{13} C^0_{13} C_0 A_0. \quad (2.1.14)$$

A z (2.1.14) już wynikają równości $A^{IV} B^{IV} = A_0 B_0, A^{IV} C^{IV} = A_0 C_0, B^{IV} C^{IV} = B_0 C_0$. Zatem trójkąty $A_0 B_0 C_0, A^{IV} B^{IV} C^{IV}$ są przystające. $\square$

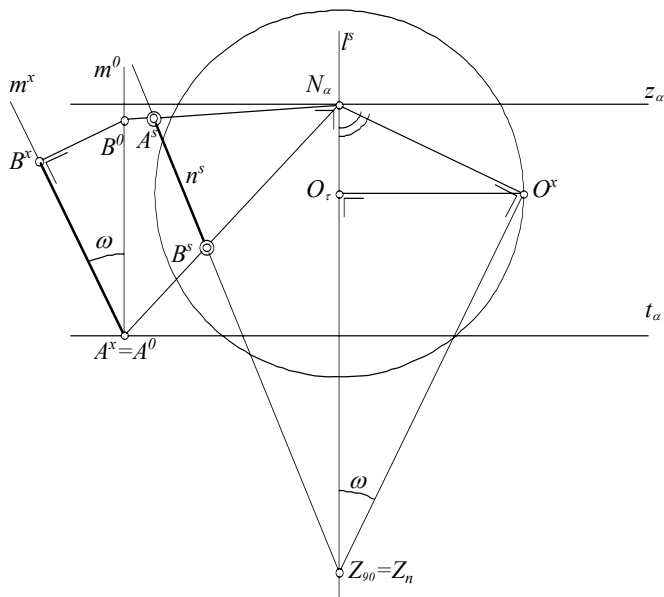
2.2. Dowód równoważności dwu konstrukcji odcierania odległości na prostej prostopadłej do danej płaszczyzny w rzucie środkowym

Na rysunkach 2.2a, 2.2b przedstawione są konstrukcje odcierania odcinka AB prostopadłego do danej płaszczyzny α w rzucie środkowym. Konstrukcje te są poprawne, co wynika z przestrzennej analizy zagadnienia ([5]). Zgodnie z przyjętym celem niniejszego referatu równoważność obu metod wykażemy posługując się jedynie własnościami płaszczyzny.

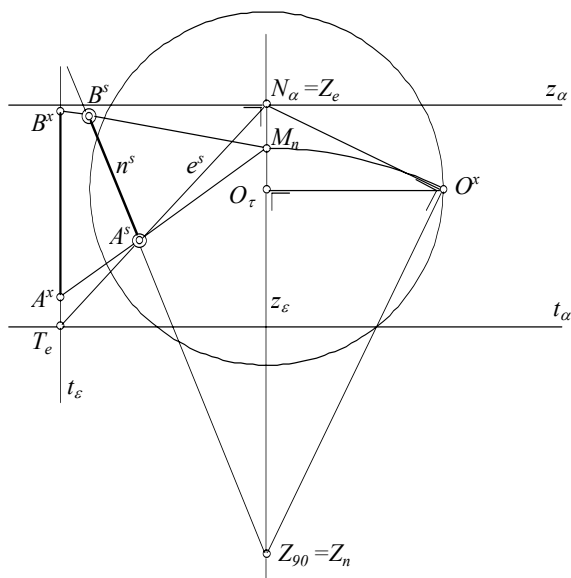
Własność 2.2. *Konstrukcje odcierania odcinka prostopadłego do płaszczyzny przedstawione na rysunkach 2.2a i 2.2b są równoważne.*

D o w ó d: W dowodzie posługiwać się będziemy rysunkiem 2.2, na którym zawarło kompilację metod zilustrowanych na rysunkach 2.2a i 2.2b. Aby udowodnić powyższą własność, wystarczy wykazać, że $T_e P = A^x B^x$. Z dwu par trójkątów podobnych $B^s N_\alpha Z_{90}, B^s Q R; B^s N_\alpha M_n, B^s Q B^x$ otrzymujemy proporcje

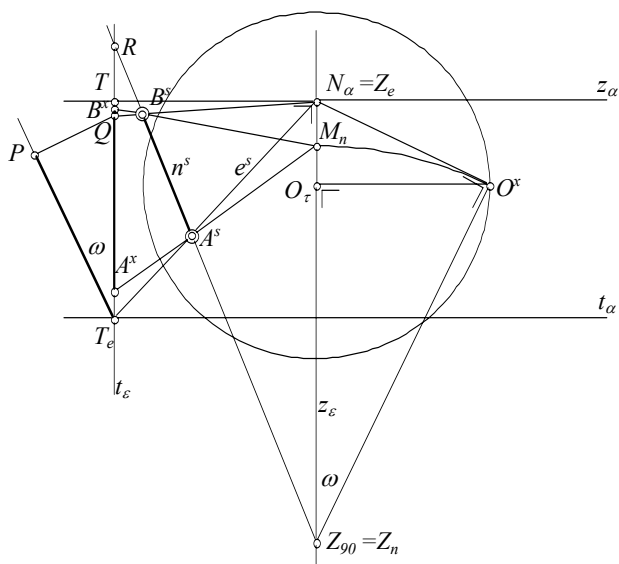
$$\frac{Z_{90} N_\alpha}{Q R} = \frac{B^s N_\alpha}{B^s Q} = \frac{M_n N_\alpha}{Q B^x} = \frac{Z_{90} M_n}{B^x R} = a. \quad (2.2.1)$$

$$M \setminus N \quad A^S N \quad Z \setminus N \quad Z \setminus M$$


Rys. 2.2a.



Rys. 2.2b.



Rys. 2.2.

Z założenia (rys.2.2) wiadomo, że

$$A^x R = A^x B^x + B^x R \quad (2.2.3)$$

Na podstawie (2.2.1), (2.2.2), (2.2.3) obliczamy

$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{Z_{90}M_n}{B^x R}}{\frac{Z_{90}M_n}{A^x R}} = \frac{A^x R}{B^x R} = \frac{A^x B^x}{B^x R} + 1. \quad (2.2.4)$$

Z (2.2.4), na podstawie (2.2.1), możemy napisać

$$A^x B^x = B^x R \left(\frac{a}{b} - 1 \right) = \frac{Z_{90}M_n}{a} \left(\frac{a}{b} - 1 \right) = Z_{90}M_n \left(\frac{1}{b} - \frac{1}{a} \right) = Z_{90}M_n \left(\frac{a-b}{ab} \right). \quad (2.2.5)$$

Ponieważ trójkąty $Z_{90}N_\alpha O^x$, $T_e QP$ są podobne oraz $Z_{90}M_n = Z_{90}O^x$, możemy zapisać proporcję

$$\frac{Z_{90}N_\alpha}{QT_e} = \frac{Z_{90}M_n}{T_e P} = c. \quad (2.2.6)$$

Z (2.2.6) mamy

$$T_e P = \frac{Z_{90}M_n}{c}. \quad (2.2.7)$$

Wobec (2.2.5) i (2.2.7) równość $T_e P = A^x B^x$ jest równoważna równości

$$Z_{90}M_n \frac{a-b}{ab} = \frac{Z_{90}M_n}{c}. \quad (2.2.8)$$

Równość (2.2.8) jest równoważna równościom w poniższej sekwencji równoważności

$$\frac{a-b}{ab} = \frac{1}{c} \Leftrightarrow ac - bc = ab \Leftrightarrow ac = ab + bc. \quad (2.2.9)$$

Sprawdźmy, czy zachodzi ostatnia równość (2.2.9)?

Podstawmy za a , b , c odpowiednie wartości z (2.2.1), (2.2.2), (2.2.6).

$$\frac{Z_{90}N_\alpha}{QR} \cdot \frac{Z_{90}N_\alpha}{QT_e} = \frac{Z_{90}N_\alpha}{QR} \cdot \frac{Z_{90}N_\alpha}{RT_e} + \frac{Z_{90}N_\alpha}{RT_e} \cdot \frac{Z_{90}N_\alpha}{QT_e}. \quad (2.2.10)$$

Po pomnożeniu równości (2.2.10) przez $\frac{(Z_{90}N_{\alpha})^2}{QR \cdot RT_e \cdot QT_e}$ otrzymujemy równość $RT_e = QT_e + QR$, która jest prawdziwa. To kończy dowód. $\square$

Literatura

- [1] Grochowski B.: *Geometria wykreślna z perspektywą stosowaną*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa, 1995.
- [2] Koźniewski E.: *Configuration character of methods of descriptive geometry*. Manuscript.
- [3] Koźniewski E.: *Konfiguracyjny charakter metody Monge'a*. Biuletyn Polskiego Towarzystwa Geometrii i Grafiki Inżynierskiej, Nr 6. Gliwice, 1998, 14-20.
- [4] Koźniewski E.: *Płaskie własności konstrukcji w nauce o rzutach*. Konferencja o Geometrii. Częstochowa, wrzesień 1999.
- [5] Pałasiński Z.: *Zasady perspektywy*. Skrypt dla studentów wyższych szkół technicznych do przedmiotu geometria wykreślna i perspektywa obiektywna. Kraków, 1985.
- [6] Szerszeń S.: *Nauka o rzutach*. Wyd. XI. PWN. Warszawa, 1978.

SPATIAL CONSTRUCTION OF GEOMETRIC OBJECT AND PLANAR PROPERTIES OF ITS PROJECTION

Summary: Two planar proofs of equivalence of two geometric constructions in descriptive geometry has been presented. There are: an equivalence of revolved section and the transformation method in Monge projection and two different methods of measuring of distance on a line perpendicular to a plane in central projection.

Wykonano w ramach pracy własnej W/IIB/6/06.

Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribiło

Analiza struktur poprzecznie niejednorodnych w warunkach zmiennych parametrów materiałów konstrukcyjnych

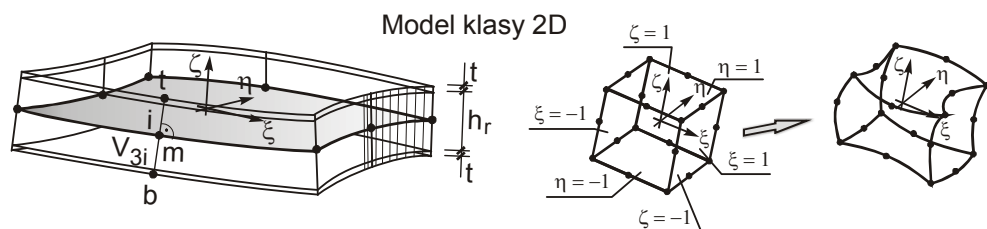
Streszczenie: Na tle analizowanych w literaturze technicznej elementów warstwowych a także konstrukcji grubych i wykorzystania uproszczeń umożliwiających rozwiązanie struktur modeli klas 2D opublikowano wyniki rozwiązań uzyskiwanych odmiennie przez uogólnienie problemów do klas 3D. Wskazano na technikę szacowania błędu i kształtowania gęstości siatki umożliwiającej uzyskanie żądanej, uzasadnionej technicznie dokładności obliczeń. W publikowanych kryteriach rozwiązanie wielkich układów równań umożliwiło uzyskanie praktycznie ciągłych wartości funkcji złożonych stanów naprężeń. Zamieszczone niektóre charakterystyczne przykłady wskazują na możliwość wykorzystania algorytmów na przykład w niejednorodnych strukturach konstrukcji żelbetowych.

Słowa kluczowe: struktury niejednorodne, aproksymacja, błędy analizy, modele matematyczne, naprężenia, funkcje

1. Uzasadnienie procesów zmian analizy klasycznych struktur 2D

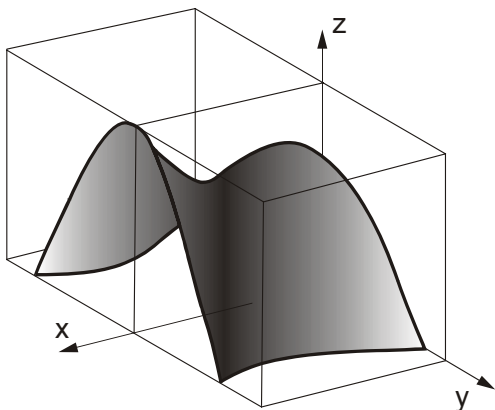
Autorzy postawili w pracy za cel prezentację algorytmu, który może być praktycznie wykorzystywany w procesach analizy złożonych konstrukcji inżynierskich lub nietypowych integralnych fragmentów takich obiektów. Procesy analizy okażą się przydatne w zakresie badania sztywności i wytrzymałości konstrukcji przekryć poprzecznie niejednorodnych, zmian cech fizycznych i mas materiałów a także kształtu przekryć nieograniczających form architektonicznych. Analogiczny oka-

zuje się algorytm przekryć o znacznej grubości, na przykład płyt grubych, z algorytmem analizy powłok warstwowych o małych lub wielkich wyniosłościach. Trudne problemy z zakresu obliczeń elementów grubych dobrze uzasadniono w monografii [1]. Zagadnienie aproksymacji powłoki warstwowej typu sandwich żmudnie rozwiązywano w pracy [2], mimo uproszczeń takich jak symetryczna poprzecznie struktura co pokazano na rysunku 1. Degenerując prawidłowe, wielowzłowe elementy foremne tworzy się nowe w krzywoliniowym układzie współrzędnych.



Rys. 1. Naukowa interpretacja [2] aproksymacji symetrycznie warstwowej powłoki typu sandwich krzywoliniowymi elementami skończonymi

Wydaje się, że zamierzenie mogło prowadzić do pozytywnych rezultatów wyłącznie ze względu na ciekawą warstwę powłoki i małą wyniosłość, tym czasem przydatność praktyczną rozwiązania ocenia się krytycznie. Jak uzasadnić grubość nakładek $t = 0,635\text{mm}$, a grubość rdzenia $h_r = 11,430\text{ mm}$ w aspekcie tolerancji procesów produkcji dowolnych materiałów konstrukcyjnych a także metod pomiarów tych grubości. Założenie, że grubość warstw w powierzchni przekrycia realizowana jest z tolerancją $t = \pm 0,0001\text{mm}$, może być wyłącznie akademickie. Inspirujące do publikacji mogą być natomiast metody analizy form architektonicznych powłok wyniosłych, na przykład takich jak wielokrzywiznowe przekrycie dużej rozpiętości pokazane na rysunku 2. Dowolnie gruba powłoka może być analizowana z uzasadnionym oczekiwaniem praktycznej przydatności rozwiązań nawet wówczas, gdy niezbędnym, istotnym



Rys. 2. Przykład powłoki wyniosłej publikowanej w pracy [3], uwzględniającej kwalifikację metody do klasy 2D

czynnikiem koniecznym będzie zmienna masa materiałów konstrukcyjnych. Autorzy publikacji prezentują algorytmy analizy uzasadniające fakt oraz pozytywne aspekty analizy konstrukcji dowolnie poprzecznie niejednorodnych.

2. Poprzeczna dyskretyzacja elementów w aspekcie zmiennych parametrów analizy

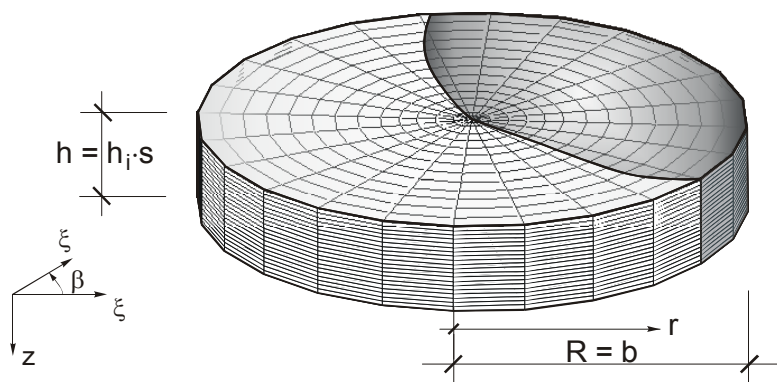
Na problem rozwijania metod analizy elementów przestrzennych i niewielką liczbę publikacji prezentujących praktyczne rozwiązania zwrócił uwagę autor monografii [4]. Stan wyężenia materiałów konstrukcyjnych w budowach masowych był przedmiotem publikacji [5]. Na tle tych prac zrealizowano i opublikowano pracę [6], a prezentowane wyniki stanowią kontynuację tematu. Warunkiem uzyskania przydatnych wyników struktur poprzecznie niejednorodnych jest wpływ gęstości siatki węzłów dyskretyzujących grubość elementu $h(z)$. Praktycznie jest generować siatkę węzłów w stałych odległościach h_i , stąd, wykorzystując związek $h(z)=h_i \cdot s$, zrealizowano testy, które umożliwiają oszacowanie błędu dyskretyzacji między innymi płyty kołowej pokazanej na rysunku 3. W wyniku obciążenia płaszczyzny środkowej w warstwie $h(z)=h_i \cdot (s/2)$ ciężarem q uzyskuje się zamknięte rozwiązanie klasyczne a dopuszczalny błąd rozwiązania Δw_d ustala się w procesie dyskretyzacji stosownie do zastosowań praktycznych oczekiwanego rozwiązania. W publikacji, dla ustalonego kryterium błędu $\Delta w \leq 0,01 \cdot (qb^4)/64D^2$, zadowalającą dokładność uzyskuje się dla parametru gęstości $s = 20$, co uzasadniają wyniki zamieszczone w tablicy 1, a ilustracją jest funkcja pokazana na rysunku 4. Praktycznie bezbłędne rozwiązanie uzyskuje się dla parametru $s = 40$, co uzasadniają wyniki:

$$\Delta w(\xi=0,000) = 0,001 \cdot (qb^4)/64D \ll \Delta w_d,$$

$$\Delta w(\xi=0,133) = 0,001 \cdot (qb^4)/64D \ll \Delta w_d,$$

$$\Delta w(\xi=0,583) = 0,000 \cdot (qb^4)/64D \ll \Delta w_d,$$

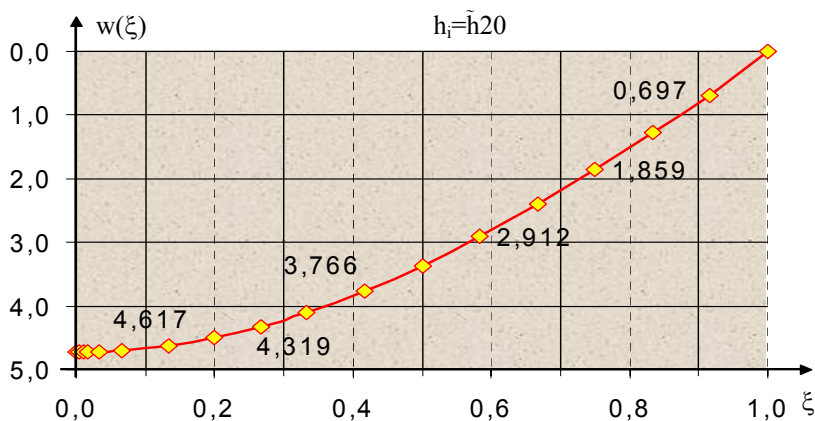
$$\Delta w(\xi=0,917) = 0,000 \cdot (qb^4)/64D \ll \Delta w_d.$$



Rys. 3. Ilustracja dyskretnego modelu płyty kołowej

Tablica 1

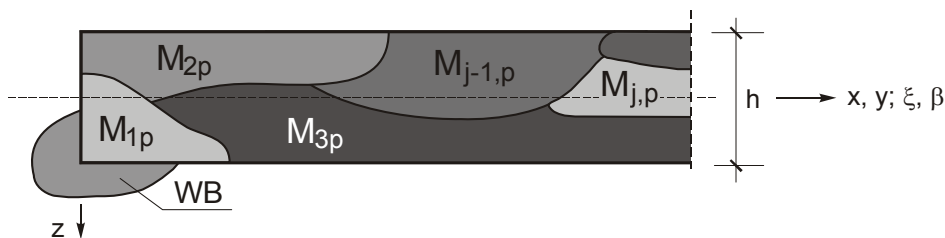
$\xi = r / R$	0,00000	0,00500	0,01000	0,01667	0,03333	0,06667
$w(\xi)$ [$qb^4/64D$]	4,720285	4,720138	4,719698	4,718677	4,713799	4,694335
$\xi = r / R$	0,13333	0,20000	0,26667	0,33333	0,41667	0,50000
$w(\xi)$ [$qb^4/64D$]	4,616848	4,491538	4,318911	4,100396	3,765554	3,367379
$\xi = r / R$	0,58333	0,66667	0,75000	0,83333	0,91667	1,00000
$w(\xi)$ [$qb^4/64D$]	2,911802	2,406222	1,859450	1,280466	0,696812	0,00000



Rys. 4. Wyniki rozwiązania płyty kołowej z siatką gęstości $s=20$

3. Uogólnienie struktury poprzecznie niejednorodnej

Istota uogólnienia polega na analizie niejednorodnej struktury poprzecznej przekrycia, złożonej z materiałów M_j , $j = 1, 2, 3 \dots$ o dowolnej gęstości masy, cechach sprężystych i warunkach brzegowych WB. Przykład takiej interpretacji ilustruje rysunek 5.



Rys. 5. Ilustracja uogólnionej poprzecznej struktury przekrycia „p” kształtowanej z materiałów M_j o zmiennych parametrach fizycznych

W warunkach dyskretyzacji przestrzennej bryły przekrycia materiały konstrukcyjne interpretowano jako funkcje parametrów

$$M_{vj} = M_v(\rho, g, E, \nu)_j \quad (1)$$

ρ_j – gęstość masy materiału,

$g(z)$ – przyspieszenie adekwatne do pola inercji w kierunku osi „z”,

E_j – moduł sprężystości materiału,

ν_j – liczba Poissona.

Równania równowagi sił w węzłach dla zagadnień statycznych będą uwzględniały również siły grawitacji reprezentowane iloczynem gęstości ρ i przyspieszenia $g(z)$, oznaczone wektorem $\mathbf{M}_S$. Cechy sprężyste mas mogą być wyrażone funkcją złożoną, uwzględniającą na przykład wytrzymałość materiału. Ilustracją takiej funkcji może być związek typu

$$E = F(f_c) \quad (2)$$

gdzie symbol f_c oznacza wytrzymałość materiału na ściskanie.

Badanie funkcji (2) nie jest przedmiotem publikacji, ale interpretacją może być na przykład wzór

$$F(f_c) = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} = E_{cm}, \quad (3)$$

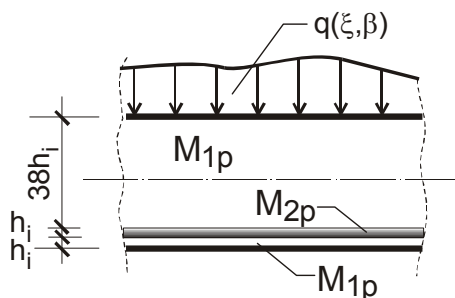
który w normie [10] okaże się średnim siecznym modułem sprężystości betonu, wykorzystywanym w procesach projektowania. Również w monografii [7] publikowane związki z zakresu mechaniki betonu można wykorzystywać w algorytmach analiz numerycznych. Wartość funkcji (2) dla wielu asortymentów materiałów może być stała. Przykładem ustalonego modułu sprężystości jest wartość E_S jednakowa dla stali klas A-0, A-I, A-II, A-III, A-IIIN.

Algorytmy analizy numerycznej przestrzennych elementów bryłowych sformułowane w pracy [6] wykorzystano w formie uogólnionej, uściślając przybliżone kryteria norm umożliwiające projektowanie konstrukcji typowych, przeważnie wykorzystujących wartości uogólnionych sił typu M, N, Q, a nie kryteriów uzasadnionych stanem naprężeń $\sigma_i, i = 1, 2, 3$ w trójwymiarowej przestrzeni.

Zagadnienie uwzględniające efekt trójkierunkowego zbrojenia w płytach żelbetowych, opublikowane na przykład w pracy [8], stanowi kolejną aspirację do prezentacji wyników analiz i symulacji komputerowych zrealizowanych przez autorów.

Empiryczny i hipotetyczny normowy rozkład naprężeń wykorzystywany do określenia nośności przekroju może być wyeliminowany przez rozwiązanie modelu matematycznego uwzględniające wyłącznie funkcję (1). Spośród kilku analizowanych modeli, zachowując ciągłość treści i formy, zamieszczono wyniki analiz dla płyty pokazanej na rysunku 3 ze względu na fakt wcześniej udokumentowanych symulacji gęstości siatki zapewniającej wyeliminowanie błędów dyskretyzacji.

Algorytm modelu jest analogiczny dla dowolnego układu współrzędnych, a zadanie rozwiązano interpretując naprężenia w mieszanym układzie współrzędnych (ξ, β, z) . Zbudowano model płyty dyskretyzowanej w sposób pokazany na rysunku 3 przejmującej obciążenie $q(\xi, \beta)$ działające na powierzchnie elementów dyskretnych górnej warstwy w sposób pokazany na rysunku 6. Właściwości materiałowych konstrukcyjnych niejednorodnej poprzecznie struktury zapisano dla $j = 2$ w formie relacji

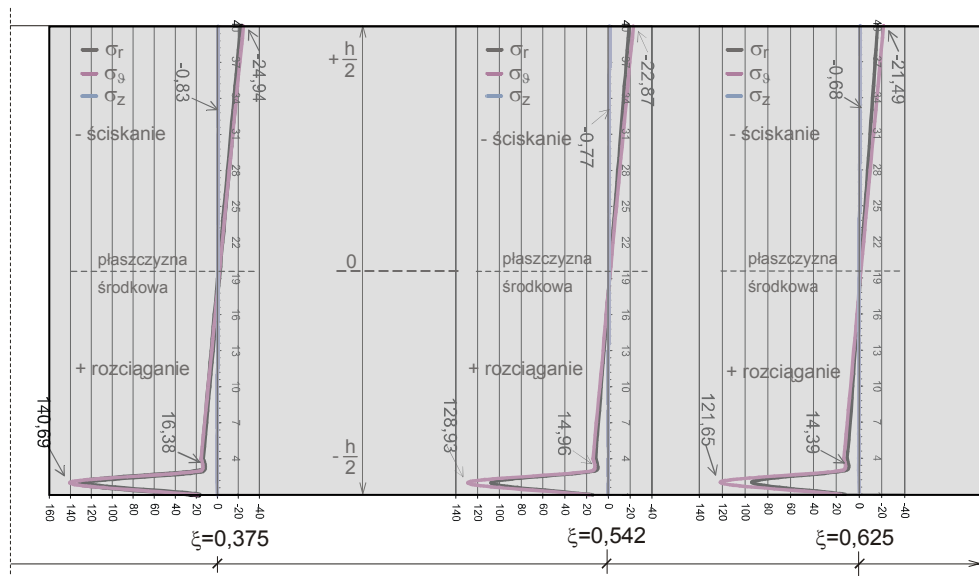


Rys. 6. Fragment płyty poprzecznie niejednorodnej $\div j = 2$

$$M_{1p} = M_p(\rho_1, g, E_1, \nu_1), \quad (4)$$

$$M_{2p} = M_p(a\rho_1, g, cE_1, k\nu_1).$$

Zagadnienie rozwiązano obliczając naprężenia $\sigma_r, \sigma_g, \sigma_z$ w jednostkach (q), a rozwiązanie zawiera się w przedziale $0 \leq \xi \leq 1$ dla dowolnego promienia R. Przyjęto parametry: $g = 10 \text{ m/s}^2$; $\nu_1 = \nu = 0,2$; $k = 1$; $E_1 = E$, $c = 8$, $\rho_1 = \rho$; $a = 3$; $\rho_1 = \rho$; $\rho_2 = 3\rho$, $q(\xi, \beta) = q$.

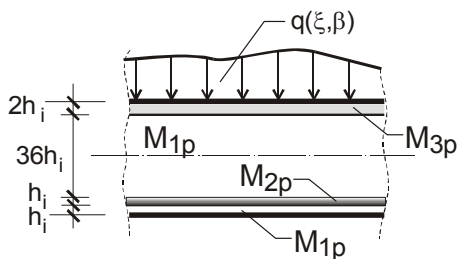


Rys. 7. Wyniki analizy naprężeń $\sigma_r(\xi)$, $\sigma_g(\xi)$, $\sigma_z(\xi)$ w strukturze parametrów (4); $j = 2$

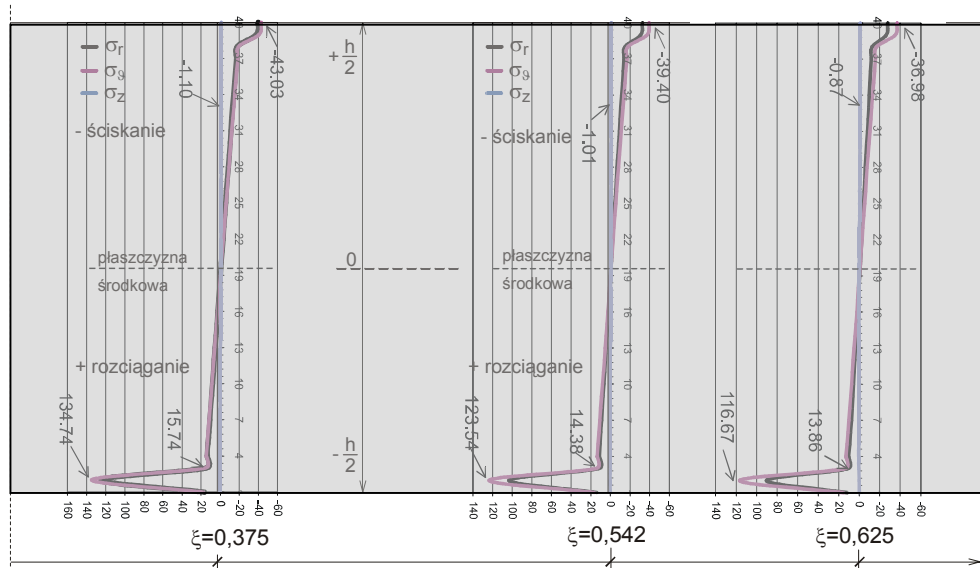
Rzeczywisty rozkład naprężeń okazał się odmienny od empirycznych założeń normowych, w tym również normy [10], a wniosek potwierdzają funkcje naprężeń pokazane na rysunku 7.

Technicznie uzasadniony jest problem projektowania górnych stref płyt z betonów warstwowych, uwarunkowanych problemami eksploatacji pomieszczeń; często systemami transportu. Obszerny tekst normatywów nie rozwiązuje takiego problemu, podczas gdy model matematyczny dla parametru $j = 3$ uzasadnia sugestywnie nieliniowe rozkłady naprężeń w strukturze poprzecznie niejednorodnej.

Płytę pokazaną na rysunku 6 uogólniono o materiał $M_{3p} = M_p(1,5\rho; g, 2E, \nu)$ w sposób ilustrowany rysunkiem 8. Praktyczny aspekt budowy modelu i parametry M_{3p} sformułowano wykorzystując współczesne, realne kryteria rozwoju technologii materiałowych. Krzywizny funkcji nieliniowych rozkładów naprężeń lokalnie wzrosły, a wartości funkcji pokazano na rysunku 9. Generowane modele w siatkach gęstości $s = 40$ stanowią ocenę poprawnych kryteriów nośności przekroji elementów.



Rys. 8. Płyta poprzecznie niejednorodna $j = 3$



Rys. 9. Wyniki analizy naprężeń $\sigma_r(\xi)$, $\sigma_g(\xi)$, $\sigma_z(\xi)$ w uogólnionej o parametry M_{3p} strukturze (4); $j = 3$

Dostatecznie gęsta siatka stanowi praktyczne uzasadnienie warunków nierozdzielności odkształceń i naprężeń, a spełnienie warunków równowagi w kilkudziesięciu tysiącach węzłów siatki przestrzennej w interpretacji inżynierskiej jest podstawą do interpretacji wyników w formie funkcji ciągłych.

4. Rekapitulacja

Wyniki zamieszczone w publikacji stanowią kolejne potwierdzenie tez prezentowanych w pracach [6] i [9] o efektywności uogólnień w procesach analizy elementów masywnych przez zmianę modeli klas 2D na związki adekwatne dla klas 3D. Autorzy tym razem uzasadniają problem wynikami obliczeń struktur poprzecznie niejednorodnych, które uważają za przekonujące. Szczególny aspekt analizy polega na uzyskaniu poprawnych, dostatecznie dokładnych funkcji rozkładów naprężeń w materiałach o różnych parametrach i cechach sprężystych łącznie z uwzględnieniem gęstości ośrodka i charakterystyki pola inercji skutkujących siłami grawitacji. Rozwiązane statyczne problemy mogą stanowić matematyczne podstawy określenia nośności analizowanego przekroju, co często jest sprzeczne z empirycznymi kryteriami wykorzystywanymi na przykład w analizie nietypowych, zbrojonych elementów z betonu, szczególnie w złożonych stanach naprężeń. Zaawansowane współczesne technologie informatyczne uzasadniają zmianę poglądów w zakresie redukcji klasy modelu na uogólnienia umożliwiające realizację procesów syntezy i analizy wspólnymi lub zbliżonymi algorytmami przez macierzową budowę i rozwiązywanie wielkich układów równań.

Literatura

- [1] *Kujawski J.*: Analiza grubych płyt i tarcz metodą elementów skończonych. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, praca doktorska, Białystok, 1979.
- [2] *Marcinkowski J.*: Geometrically nonlinear static analysis of sandwich plates and shell. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, vol. 41, no 3 (2003).
- [3] *Noor A.K., Kim Y.H.*: Buckling and postbuckling of composite panels with cutouts subjected to combined edge shear and temperature change. *Computer and Structures*, vol. 60, no 2 (1996).
- [4] *Starosolski W.*: Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2003.
- [5] *Kiernożycki W.*: Wpływ niektórych czynników technologiczno-materiałowych na wytrzymałość betonu budowli masywnych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5 (1994).
- [6] *Michalczyk P., Tribillo R.*: Modele przestrzenne obiektów masywnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo nr 22, Białystok, 2002.
- [7] *Godycki-Ćwirko T.*: *Mechanika betonu*. Arkady, Warszawa, 1982.

- [8] Cichocki M.: *Wymiarowanie zbrojenia trójkierunkowego w płytach żelbetowych*. Archiwum Inżynierii Łądowej, t. XXXI, z.1-2 (1985).
- [9] Krentowski J., Szeląg R., Tribillo R.: *Procesy analiz numerycznych płyt maszynowych w strukturach 3D*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo nr 27, Białystok, 2006.
- [10] Norma PN-B-03264:2002/Ap1:2004 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.

ANALYSIS OF CROSSWISE HETEROGENEOUS STRUCTURES IN CONDITIONS OF VARIABLES OF PARAMETERS CONSTRUCTIONAL MATERIALS

Summary: It on background analysed in the technical literature of stratified elements and also the fat constructions and utilization of simplifying enabling the solution of structures of models classes 2D, the results of solutions were published was got by generalization to classes 3D the problems differently. It the estimating the mistake were showed was on technique and the formation of mesh enabling thickness the obtainment demanded, well-founded technically the exactitude of calculations. In published criterions the solution of great arrangements of equations made possible the obtainment the practically continuous values of function the folded states of tensions. Put some characteristic examples show on possibility the utilizations on example the algorithms in heterogeneous structures of the reinforced concrete constructions.

Key words: heterogeneous structures, approximation, mistakes of analysis, mathematical models, tension, functions

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/7/06.

Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribiło

Niezawodność procesów badania betonu w konstrukcjach inżynierskich

Streszczenie: W pracy przedstawiono problematykę związaną z diagnostyką wytrzymałości betonu w elementach konstrukcji inżynierskich w aspekcie ich niezawodności. Autorzy zrealizowali wiele badań porównawczych, uwzględniających wytyczne norm krajowych i europejskich, a następnie dokonali naukowej interpretacji uzyskanych wyników. Sformułowano koncepcje badania wytrzymałości betonu elementów konstrukcyjnych, umożliwiające poprawną klasyfikację materiału. Uzasadniono przydatność metody w zakresie wpływu niezawodności wyników badań na niezawodność całości konstrukcji z betonu.

Słowa kluczowe: badania nieniszczące, wytrzymałość betonu, klasa betonu, niezawodność konstrukcji budowlanych

1. Wstęp

Identyfikacja parametrów materiałowych w zrealizowanych elementach obiektów budowlanych lub konstrukcjach inżynierskich stanowi istotny aspekt badań naukowych. Właściwy dobór metod badawczych, poprawne opracowanie i interpretacja wyników analiz oraz uzasadnienie poprawności metodologii weryfikacji założeń skutkujących wnioskami muszą być udokumentowane zasobem wiedzy i doświadczeniem naukowców, autorów norm i monografii oraz projektantów, rzeczoznawców i wykonawców.



Rys. 1. Przykłady monolitycznych konstrukcji inżynierskich badanych metodami porównawczymi

Przepisy ustawy [15] sankcjonują obowiązek oceny niezawodności obiektów projektowanych, realizowanych i eksploatowanych. Potrzeba rozwoju procesów kształtowania konstrukcji w aspekcie prognozowanej trwałości i niezawodności była przyczyną realizacji badań autorów w zakresie ujednolicenia standardów technologicznych. Procesy oceny niezawodności konstrukcji przez ocenę niezawodności częściowych jest konsekwencją włączenia do systemu krajowego międzynarodowych norm PN-ISO, europejskich przepisów PN-EN przy równoczesnej akceptacji polskich norm PN, z uwzględnieniem zasady dobrowolnego ich stosowania [16].

Interpretując przepisy określone w międzynarodowej normie [7], niezawodność eksploatowanej konstrukcji należy poddać ocenie w odniesieniu do takich działań, jak:

- przywrócenie bezpiecznej użyteczności istniejącej konstrukcji, przy uwzględnieniu współpracy nowych elementów konstrukcyjnych;
- sprawdzanie możliwości obciążenia konstrukcji stosownie do przewidywanej zmiany sposobu użytkowania w związku z wydłużeniem przewidywanego okresu eksploatacji;
- naprawa wadliwej konstrukcji, na przykład uszkodzonych działaniem czynników zewnętrznych, a szczególnie w sytuacji losowych skutków oddziaływań wyjątkowych.

Z opisanych procesów globalnych badanych przez autorów w okresie kilkunastu lat wyodrębniono aspekt poprawnej oceny wytrzymałości i klasy betonu, co wynika z niskiego poziomu ufności niszczących i nieniszczących metod badawczych.



Rys. 2. Niezawodność konstrukcji betonowych weryfikuje się w realizowanych i eksploatowanych obiektach

Na podstawie potwierdzonych poprawnych wyników badań można uaktualnić ocenę właściwości i niezawodności globalnej w konstrukcjach z betonu. W praktycznych analizach niezawodności konstrukcji powinny być wykorzystywane certyfikaty lub aprobaty. Instytucją koordynującą efekty badań oraz dopuszczającą nowe wyroby i technologie do stosowania w kraju jest Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie, [1], [2].

Na rysunkach 1, 2 przedstawiono przykłady obiektów o konstrukcji żelbetonowej, których fragmenty poddano badaniom, porównując parametry warunkujące trwałość budowli.

2. Identyfikacja parametrów wytrzymałościowych elementów betonowych

Wytrzymałość betonu w warunkach laboratoryjnych oceniano na podstawie wyników badania elementów, uzyskanych z odwiertów rdzeniowych [11] oraz badań niszczących, wykorzystując prace [1], [2], [3]. Szczególnie dokładnie zbadano uwarunkowania wynikające z międzynarodowych zaleceń, które określają liczbę miejsc pomiarowych i sposób ich usytuowania, zawarte w przepisach [12].

Dla zwiększenia dokładności oceny wytrzymałości, klasy i jednorodności betonu w konstrukcjach ważne jest jednoczesne stosowanie kilku diagnostycznych metod badawczych, z wykorzystaniem również specjalistycznych metod uzasadnionych naukowo i przystosowanych do praktyki budowlanej [11], [12]. Wytrzymałości gwarantowane oraz charakterystyki jednorodności betonu interpretowano na podstawie wytycznych określonych w normie [13], uwzględniając również wcześniejsze przepisy zawarte w normie [6].

Najmniej miarodajna w określaniu rzeczywistej wytrzymałości betonu w użytkowanych obiektach okazała się metoda niszcząca. Próbkę do badań pobierano losowo, osłabiając często konstrukcję poprzez destrukcję prętów zbrojenia. Technologia pobierania próbek oraz sposób realizacji pomiarów są sankcjonowane postanowieniami normy [11], ale ich mała liczba nie gwarantuje oczekiwanego poziomu ufności.



Rys. 3. Elementy uzyskane metodą odwiertów rdzeniowych, badane zgodnie z technologią [16], widoczne frakcje kruszywa grubego oraz pręty zbrojenia konstrukcyjnego

W trakcie badań realizowano odwierty o średnicach 100, 50 i 25 mm, przyjmując zasadę aby średnica mikroodwiertów była większa od trzykrotnej wielokrotności największego wymiaru kruszywa. Wysokość pozyskanych próbek sprowadzano do wielkości odpowiadającej co najmniej średnicy próbki, odcinając warstwę brzegową o wysokości około 1/5 średnicy odwiertu. Sposób przeprowadzenia badań i interpretację uzyskanych wyników regulują przepisy normy [10].

Uzasadnieniem wykonania badań niszczących jest ocena sposobu zniszczenia i charakterystyki zniszczenia w zakresie uziarnienia i rodzaju kruszywa. Ważne okazały się obserwacje rozwarstwienia próbek wskutek stosowania kruszyw wapiennych i bazaltowych. Ilustracją techniki badań i wpływu zbrojenia na proces zniszczenia jest rysunek 3.

3. Badania nieniszczące

W obecnym stanie realizacji obiektów budownictwa ogólnego metoda badania wytrzymałości betonu na ściskanie, polegająca na pomiarze prędkości rozchodzenia się podłużnych fal ultradźwiękowych w badanym elemencie konstrukcyjnym, została wyeliminowana. Ograniczenia w jej stosowaniu wynikały z gabarytów elementów, możliwości obustronnego dostępu do badanych powierzchni oraz osiągalności specjalistycznej aparatury pomiarowej.

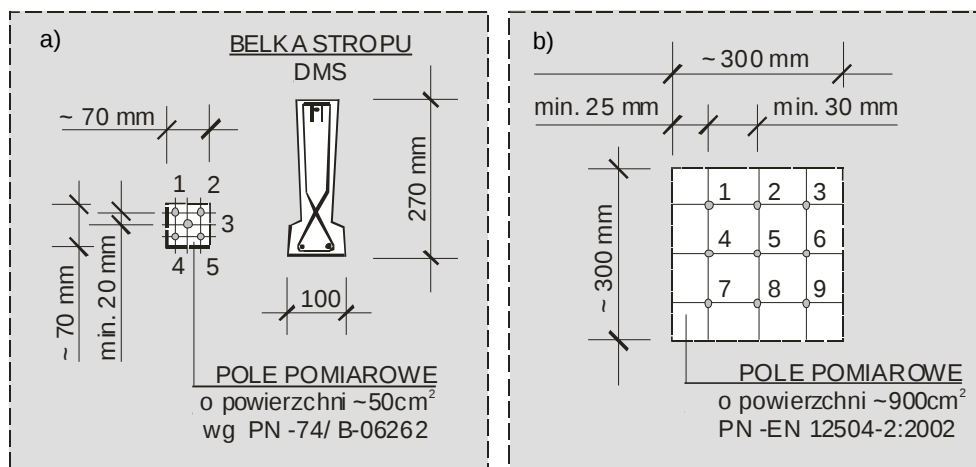
Praktyczną i dobrze uzasadnioną metodą badania parametrów zrealizowanych elementów konstrukcji z betonu jest nieniszcząca metoda badań jakości betonu przy wykorzystaniu młotka Schmidta [4], przy zastosowaniu której wytrzymałość i jednorodność betonu określa się wykorzystując pomiary liczby odbicia, a następnie na podstawie statystycznej interpretacji wyników pomiarów i charakterystyk opracowanych w instrukcji [2].

W normie [4], opublikowanej w roku 1975, określono i uzasadniono efektywność metody sklerometrycznej w badaniu wytrzymałości betonu na ściskanie. Kilkadziesiąt lat później w normie [12] z roku 2002 ograniczono interpretację, eliminując wykorzystanie wyników, a uściślając i definiując metodę wyznaczania obszarów i fragmentów badanych elementów. Trudno jest autorom artykułu pozytywnie ocenić fakt, że metoda nie jest traktowana jako alternatywa do oznaczania wytrzymałości betonu na ściskanie według normy [10]. Wyjaśnienie, że można uzyskać oszacowanie wytrzymałości konstrukcji, sformułowano na niedopuszczalnym do akceptowania poziomie ogólności. Brak oceny dokładności interpretacji oraz tolerowania metody pomiarów nie może uzasadniać praktycznej przydatności normy [12], szczególnie w warunkach dokładnej interpretacji pomiarów. Przykładem takich konstrukcji są szczelne konstrukcje zbiorników na ciecze ze szczególnym uwzględnieniem oceny niezawodności w aspekcie procesów korozji w środowisku betonu.

W badaniach nieniszczących betonu istotny jest dobór właściwych zależności korelacyjnych, których błędne stosowanie wpływa na rozbieżności w wynikach nawet w zakresie 100% [1], [2]. Zależności te wyznacza się metodą dokładnego określenia związków empirycznych na podstawie statystycznej analizy korelacyjnej wyników badania próbek betonowych, zwaną skalowaniem lub metodą dobierania hipotetycznej krzywej regresji odpowiednio do składu, technologii wykonania, warunków pielęgnacji oraz wieku i wilgotności betonu [2], [3], [12].

4. Analiza i ocena efektów normowania badań sklerometrycznych

Ze względu na fakt włączenia do zasobu polskich przepisów (z zakresu badań nieniszczących wytrzymałości betonu) normatywów europejskich, autorzy w wyniku analizy porównawczej prezentują skutki lokalizacji miejsc dla celów określenia liczb odbicia.



Rys. 4. Porównanie powierzchni miejsc badawczych na podstawie norm: a) [4], b) [12]

W aspekcie oceny wytrzymałości w warunkach krajowych przydatna okazała się instrukcja [2], określająca sposób realizacji badań i interpretacje wyników. Miejsca do badań zalecono oznaczać równomiernie na badanych powierzchniach elementów lub fragmentów konstrukcji. W każdym z miejsc pomiarowych rejestruje się co najmniej pięć miarodajnych odczytów, o czym stanowią zapisy opracowanej w 1974 roku normy [4].

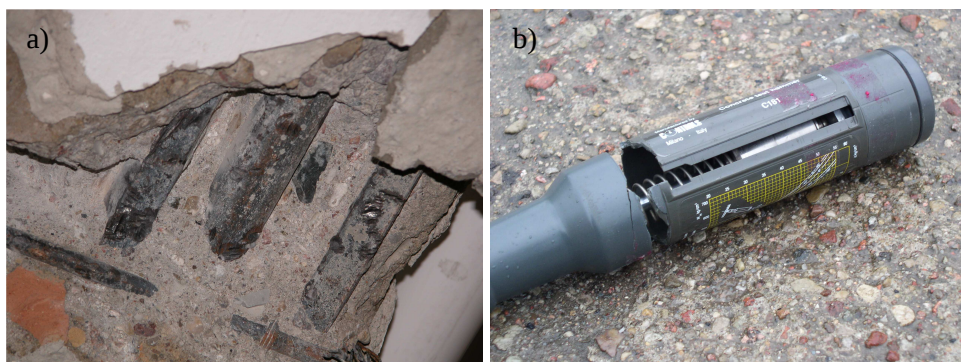
Uzyskanie wiarygodnego oszacowania liczby odbicia, według aktualnej normy [12], w danym miejscu pomiarowym, wymaga wykonania co najmniej dziewięciu odczytów. Miejsce pomiarowe powinno mieć wymiary co najmniej 300x300mm, a sąsiednie miejsca nie mogą być oddalone od siebie i od krawędzi badanego elementu o mniej niż 25-30 mm, (rysunek 4).

Praktyczną wadą metody sklerometrycznej jest konieczność przeprowadzenia kontrolnych badań sprawdzających zależności R-L na pewnej liczbie odwiertów, a także fakt, że uzyskane wyniki odpowiadają wytrzymałościom powierzchniowych

warstw betonu, różnych od betonu położonego w kolejnych warstwach. Przy masowej ilości kontrolowanych elementów wskazane jest zastosowanie sklerometrów, wyposażonych w interfejs, umożliwiający cyfrową rejestrację wyników badań.

5. Porównanie wyników badań wg norm [4] i [12]

W latach osiemdziesiątych, w okresie obowiązywania norm [4], [5] najpowszechniej projektowano i realizowano elementy konstrukcji budynków i obiektów inżynierskich z betonu niskich klas B150 (B15) – B250 (B25) [6]. Ograniczenia w stosowaniu metody sklerometrycznej wynikały z wad na powierzchni elementów objawiających się rakami, spękaniem, wypłynięciem mleczka cementowego lub grubego kruszywa a także efektami procesów karbonatyzacji czy przemarzania. Niemiernotajne wyniki uzyskiwano również wybierając do badań miejsca w strefach lokalizacji prętów zbrojeniowych, na przykład dolne powierzchnie żeber lub podciągów, których przykład stanowi rysunek 5a.

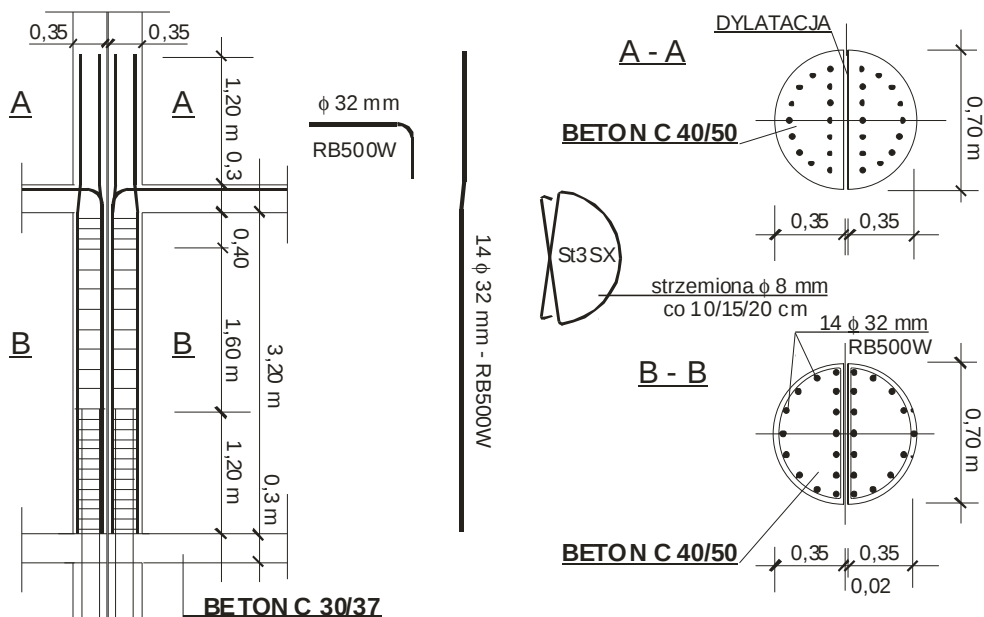


Rys. 5. a) Rozstawy prętów zbrojenia podciągu oraz wady uniemożliwiające badanie metodą „od dołu”, b) młotek Schmidta typu N - zniszczony w efekcie cyklu badań wykonanych zgodnie z pracą [12]

Procesy rozwoju technologii w ostatnich latach spowodowały powszechne zastosowanie betonów o wysokiej wytrzymałości, zaliczanych do klas B30, B37, B45 czy B50 lub C30/37, C35/45, C40/50, przydatnych do obliczania konstrukcji metodami wykorzystującymi normy [9] i [13].

Elementy konstrukcyjne wykonane z betonów o wysokiej wytrzymałości są niejednokrotnie znacznie przezbrojone. Rozstawy prętów s_l w słupach (rysunek 6), belkach czy płytach stropowych często są zbliżone do wartości określonych

w normie [9] jako minimalne, na przykład $s_l = \phi$, a w strefach połączeń zbrojenia konstrukcyjnego ulegają dalszemu zmniejszeniu. Małe rozstawy prętów zbrojenia praktycznie uniemożliwiają miarodajne dokonanie odczytu, ponieważ niedopuszczalne jest dokonywanie pomiarów bezpośrednio ponad prętem zbrojeniowym. Przykładem mogą być słupy uzwojone, w których maksymalny procent zbrojenia, wynoszący 8%, jest często przekraczany, szczególnie w strefach połączeń prętów. Rozwiązaniem w takim wypadku jest zastosowanie metody niszczącej; miejsca poboru próbek należy jednak uzasadnić na podstawie obliczeń stanu wyężenia elementu.



Rys. 6. Układ zbrojenia w słupie o przekroju kołowym, zlokalizowanym w strefie dylatacji

Rozstawy zbrojenia stosowane dla płyt w budynkach szkieletowych lub stropach bezgłowicowych uniemożliwiają dokonanie badań „od dołu”. Badaniom niszczącym mogą być poddane górne powierzchnie, zwykle o mniejszej intensywności ułożonego zbrojenia, ilustrowane przykładowo na fotografiach oznaczonych jako rysunek 7.



Rys. 7. Przykłady zbrojenia współcześnie realizowanych konstrukcji żelbetowych

Zastosowanie wytycznych normy [12] jest uzasadnione jedynie w odniesieniu do elementów o dużej powierzchni, na przykład płyt stropowych lub fundamentów, a często praktycznie niemożliwe do zrealizowania przy pomiarach liczb odbicia w belkach [14] czy słupach.

Tablica 1. Wyniki pomiarów liczby odbicia monolitycznej płyty stropowej

Obiekt: Budowa Sądu Rejonowego i Prokuratur Rejonowych																
Element: Płyta stropowa																
Data badania: 31.08.2006																
Pkt	α	Odczyty L					Odczyt średni Li	Sprow. α = 0	L	Odczyt średni Li	Sprow. α = 0	Odczyty L			Odczyt średni Li	Sprow. α = 0
		1	2	3	4	5						7	8	9		
1	-90°	38	38	38	36	34	36,8	39,6	35	36,5	39,3	34	36	35	36,0	38,9
2	-90°	38	39	38	37	37	37,8	40,6	37	37,7	40,5	35	37	36	37,1	40,0
3	-90°	37	37	37	36	36	36,6	39,4	36	36,5	39,3	35	36	37	36,3	39,2
4	-90°	38	38	38	37	37	37,6	40,4	36	37,3	40,2	36	37	37	37,1	40,0
5	-90°	39	38	38	36	35	37,2	40,0	35	36,8	39,7	37	37	36	36,8	39,6
6	-90°	37	39	37	37	35	37,0	39,8	35	36,7	39,5	37	36	37	36,7	39,5
7	-90°	38	38	38	37	37	37,6	40,4	35	37,2	40,0	38	36	37	37,1	40,0
8	-90°	37	39	39	37	36	37,6	40,4	37	37,5	40,3	35	37	36	37,0	39,9
9	-90°	39	37	38	37	36	37,4	40,2	38	37,5	40,3	35	36	36	36,9	39,7
10	-90°	40	38	39	36	38	38,2	41,0	36	37,8	40,7	36	37	37	37,4	40,3
11	-90°	38	37	37	37	35	36,8	39,6	37	36,8	39,7	39	37	37	37,1	40,0
12	-90°	37	39	38	35	36	37,0	39,8	36	36,8	39,7	35	36	38	36,7	39,5
Lm - średnia liczba odbicia							Lm = 40,13			Lm = 39,94			Lm = 39,71			
Rmin - wytrzymałość minimalna							Rmin = 30,2MPa			Rmin = 29,9MPa			Rmin = 29,7MPa			
SR - odchylenie standardowe							SR = 0,988			SR = 0,950			SR = 0,803			
kr - współczynnik jednorodności							kr = 0,95			kr = 0,95			kr = 0,96			
C - klasa betonu							C 30/37			C 30/37			C 30/37			
α = 0° - uderzenie poziomo ,							α = - 90° - uderzenie w dół ,							α = + 90° - uderzenie w górę .		

Tablica 2. Wyniki pomiarów liczby odbicia monolitycznego podciągu żelbetowego

Objekt: Budowa Sądu Rejonowego i Prokuratur Rejonowych																
Element: Podciąg żelbetowy										Data badania: 31.08.2006						
Pkt	α	Odczyty L					Odczyt średni Li	Sprow. α = 0	L 6	Odczyt średni Li	Sprow. α = 0	Odczyty L			Odczyt średni Li	Sprow. α = 0
		1	2	3	4	5						7	8	9		
1	0°	40	39	39	36	38	38,4	38,4	37	38,2	38,2	37	39	37	38,0	38,0
2	0°	40	40	39	37	37	38,6	38,6	39	38,7	38,7	39	38	38	38,6	38,6
3	0°	39	40	38	36	36	37,8	37,8	38	37,8	37,8	39	39	39	38,2	38,2
4	0°	38	3	39	37	37	38,0	38,0	39	38,2	38,2	40	39	39	38,6	38,6
5	0°	40	39	38	36	39	38,4	38,4	39	38,5	38,5	37	38	37	38,1	38,1
6	0°	38	40	38	37	39	38,4	38,4	37	38,2	38,2	38	38	38	38,1	38,1
7	-90°	38	38	38	37	37	37,6	40,4	36	37,3	40,1	38	36	37	37,2	40,0
8	-90°	39	39	39	37	36	38,0	40,8	37	37,8	40,6	35	37	36	37,2	40,0
9	-90°	40	38	38	37	36	37,8	40,6	38	37,8	40,6	36	35	36	37,1	39,9
10	-90°	40	39	39	36	38	38,4	41,2	39	39,0	38,5	36	37	38	38,0	40,8
11	-90°	38	37	37	37	36	37,0	39,8	37	37,0	39,8	37	39	37	37,2	40,0
12	-90°	37	39	39	35	36	37,2	40,0	36	37,0	39,8	35	38	36	36,7	39,5
Lm - średnia liczba odbicia							Lm = 39,36			Lm = 39,32					Lm = 39,16	
Rmin - wytrzymałość minimalna							Rmin = 26,3MPa			Rmin = 26,3MPa					Rmin = 26,6MPa	
SR - odchylenie standardowe							SR = 2,445			SR = 2,412					SR = 1,991	
kr - współczynnik jednorodności							kr = 0,87			kr = 0,87					kr = 0,89	
C - klasa betonu							C 25/30			C 25/30					C 25/30	
α = 0° - uderzenie poziomo ,							α = - 90° - uderzenie w dół ,							α = + 90° - uderzenie w górę .		

Autorzy pracy w ciągu kilkunastu lat badali wiele obiektów o konstrukcji żelbetowej, zarówno monolitycznej jak i prefabrykowanej. W okresie wprowadzania europejskich kryteriów normy [12] prowadzono porównawcze analizy wyników uzyskanych przy wykonaniu pięciu, sześciu oraz dziewięciu odczytów w każdym miejscu pomiarowym, co zilustrowano w tablicach 1 i 2.

6. Wnioski

W badaniach diagnostycznych użytkowanych konstrukcji z betonu autorzy uwzględniali i weryfikowali niebezpieczeństwo popełnienia trudnego do oszacowania błędu w ocenie wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych [3]. Badanie wytrzymałości przy wykorzystaniu metod niszczących realizowano ograniczając liczbę odwiertów i pozyskiwanych do badań próbek z miejsc o zróżnicowanej makroskopowo strukturze betonu. Badania nieniszczące, weryfikowane przez sprawdzenie krzywych regresji, umożliwiają na ogół kontrolę jakości betonu elementów

konstrukcji zwiększając liczbę badanych miejsc i stref. Weryfikowanie wyników badań metodami nie niszczącymi i niszczącymi umożliwia redukcję liczby odwiertów osłabiając lokalne strefy, co jest szczególnie istotne w elementach o dużym procencie zbrojenia. Dokładność uzyskanych rezultatów opracowanych analitycznie stanowi podstawę do oceny niezawodności konstrukcji spełniając kryteria procesów normowania w Europie.

Autorzy realizowali badania nieniszczące betonu, wykorzystując, zgodnie z normą [4], pięć odczytów w określonym uprzednio miejscu pomiarowym, a także zwiększając liczbę miejsc odbicia zgodnie z zaleceniami normy [12], oznaczonej numerem PN-EN 12504-2:2002. Stwierdzono, że otrzymane wartości nie są istotne w procesie klasyfikacji betonu. W efekcie badania wielu typów konstrukcji i elementów autorzy dowodzą, że zwiększenie liczby odczytów z pięciu do dziewięciu, a także zwiększenie powierzchni miejsca pomiarowego nie zmienia kwalifikacji klasy betonu. Utrudnienia wynikające z treści przepisów normy [12] uniemożliwiają często wykorzystanie sugerowanych kryteriów.

Zmiana przepisów o normalizacji [16] z 12 września 2002 r., usankcjonowała zasadę stosowania normatywów projektowania, metod kontroli i realizacji konstrukcji obiektów inżynierskich, która powinna być potwierdzona stanem wiedzy, co umożliwia wykorzystanie uzasadnionej naukowo własnej oceny analizowanego problemu. W aspekcie kryteriów normy [12], autorzy publikacji krytycznie oceniają metodologię i normatywy, a akceptują i zalecają wykorzystanie przepisów zawartych w pracy [2] oraz normie [4].

Literatura

- [1] Runkiewicz L.: Metody nieniszczące stosowane do oceny właściwości materiałów budowlanych w diagnostyce budowlanej. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2005.
- [2] Brunarski L., Runkiewicz L.: Metoda sklerometryczna do badań wytrzymałości betonu w konstrukcji. Instrukcja ITB nr 210/1988.
- [3] Brunarski L.: Określenie wytrzymałości betonu na podstawie diagnostycznych badań konstrukcji. XXI Ogólnopolska Konferencja: Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 2006.
- [4] PN-74/B-06262 Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda sklerometryczna. Badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N.

- [5] PN-76/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- [7] PN-ISO 2394: 2000 Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych.
- [8] PN-EN 12390-4: 2001 Badania betonu – Część 4: Wytrzymałość na ściskanie. Wymagania dla maszyn wytrzymałościowych.
- [9] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] PN-EN 12390-3: 2002 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [11] PN-EN 12504-1: 2002 Badania betonu w konstrukcjach – Część 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
- [12] PN-EN 12504-2: 2002 Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badania nieniszczące – oznaczanie liczby odbicia.
- [13] PN-EN 206-1: 2003 Beton – Część 1: Wymagania, wykonywanie, produkcja i zgodność.
- [14] PN-B 19503: 2004 Prefabrykaty z betonu. Stropy gęstożebrowe zespolone. Belki.
- [15] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. Dz.U. nr 156 z 2006 r., poz. 1118 (tekst jednolity) z późniejszymi zmianami.
- [16] Ustawa z dnia 12 września 2002 r. Ustawa o normalizacji. Dz.U. nr 169 z 2002 r.

THE RELIABILITY OF THE CONCRETE NONDESTRUCTIVE INVESTIGATIONS IN ENGINEERING STRUCTURES

Summary: The paper presents some problems connected with concrete strength diagnosis in the structural elements of engineering structures in the aspect of their reliability. The authors carried out many comparative tests and samplings taking into consideration both Polish and EU standards. The general conception of concrete strength tests was formulated.

Key words: nondestructive investigations, concrete strength, reliability of engineering structures

Zrealizowano w ramach pracy badawczej własnej W/IIB/7/06.

Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribiło

Stany graniczne konstrukcji zbiorników żelbetowych uogólnione o funkcje nasłonecznienia

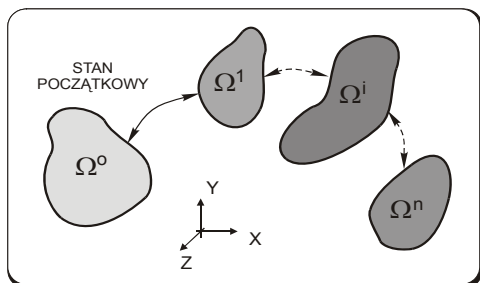
Streszczenie: W pracy opublikowano wyniki badań i analiz nad wpływem nierównomiernego procesu nasłonecznienia na stan rozkładu temperatury powierzchni ścian zbiornika żelbetowego posadowionego na gruncie. Efektywnie wykorzystano technikę pirometryczną do identyfikacji rzeczywistego pola zmiennej temperatury w okresie letnim. Zrealizowane badania wykorzystano do symulacji numerycznych w zakresie identyfikacji stanu naprężeń w ścianach zbiornika, usytuowanego nad powierzchnią terenu, wywołanych procesem nasłonecznienia. Praca wskazuje również na wady wynikające z błędnego kształtowania zbrojenia w strefach korony ścian, gdzie intensywność promieniowania słonecznego jest największa. Autorzy wskazują na potrzebę eliminowania procesów rozciągania betonu, proponując metody zastosowane praktycznie przy uszczelnianiu konstrukcji.

Słowa kluczowe: zbiornik, stany graniczne, naprężenia, nasłonecznienie

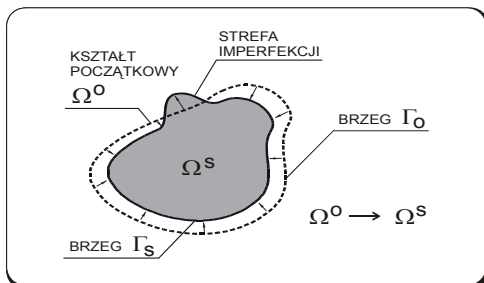
1. Uogólnione procesy wpływu funkcji nasłonecznienia na obiekty materialne

Przy wykorzystaniu wyników monitoringu, rozszerzonych o wiedzę zawartą w bibliografii dotyczącej analizy układów i konstrukcji obciążonych pozastatycznie, [1], [2], [6] prezentowany jest proces wpływu obciążenia temperaturą, uogólniający algorytmy procedur normowych [8], [9], [10]. Szczególnie ważny okazał się problem interpretacji funkcji obciążenia temperaturą elementów lub ich powierzchni w sposób nielaminarny, a często nieciągły. Skutkiem takiego obciążenia są procesy deformacji rozpoczęte w początkowym stadium obiektu Ω_0 , a zakoń-

czone stanem Ω_n . Na ogół obiekt inżynierski, przykładem którego może być struktura zbiornika powstała przez zespolenie określonej liczby „s” elementów, reprezentowanych przez układ ścian zewnętrznych, wewnętrznych i płyt, tworzy system odkształcalnych obszarów Ω_s . Globalny stan równowagi uzyskuje się przez uwzględnienie warunków ciągłości odkształceń w strefie kontaktu wszystkich elementów, co jest niezbędnym warunkiem stanu granicznego użyteczności, określonym w normie [8] nierównością $E_d \leq C_d$, która w analizowanym procesie powinna być efektem działania pola temperatury o wartości charakterystycznej, interpretowanym stanem zarysowań lub propagacją przemieszczeń i odkształceń. Symbol C_d jest graniczną wartością określonego w fazie konstruowania efektu, który dla dobrze rozpoznanych konstrukcji jest normowany, a w procesach badawczych wynika z rezultatów badań naukowych.



Rys. 1. Proces deformacji ciała w zakresie sprężystym



Rys. 2. Zmiana kształtu obszaru Ω^s jako efekt zmian funkcji obciążenia temperaturą

Efektywnym sprawdzianem jest ocena stanu granicznego nośności w określonym przekroju elementu lub konstrukcji, opisanego nierównością $S_d \leq R_d$. Symbol S_d oznacza uogólnioną o skutki obciążenia temperaturą analizę statyczną, a R_d jest nośnością obliczeniową. W publikacji nierówności stanów granicznych adaptowano do form uzasadniających wyniki badań i pomiarów zrealizowanej konstrukcji.

Treść pracy uzasadnia fakt przekształceń liniowych, co wynika z relacji $\partial \varepsilon_{ij} / \partial t \rightarrow 0$ oraz $\partial \sigma_{ij} / \partial t \rightarrow 0$ i liniowych relacji między przemieszczeniami i naprężeniami $\sigma \leftrightarrow \varepsilon$.

2. Skutki analizy statycznej zbiorników otwartych

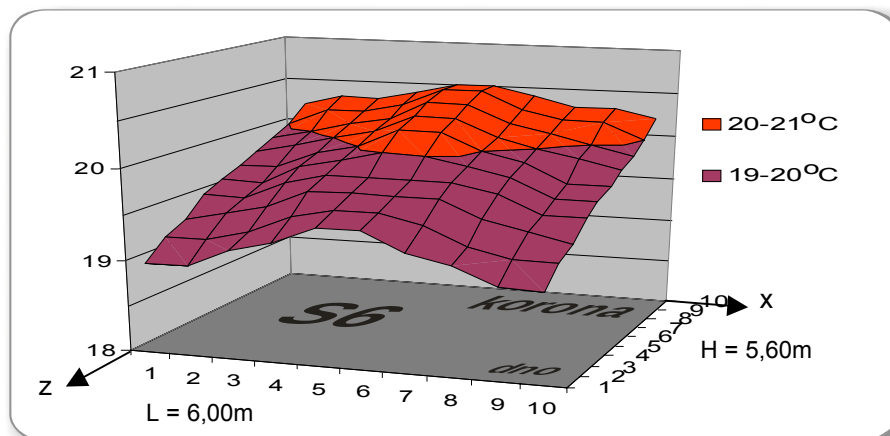
Obliczenia statyczne zbiorników realizowane są głównie w warunkach oceny wpływu parcia medium na ściany z ewentualnym uwzględnieniem sił spowodowanych parciem gruntu przy posadowieniu poniżej powierzchni terenu. Wpływy pozastatyczne są często ignorowane całkowicie bądź traktowane marginalnie. Wartości parametrów pozastatycznych jeżeli są uwzględniane w procesie analizy zbiorników, z reguły nie identyfikują poprawnie rzeczywistych wpływów funkcji temperatury. Aby urealnić stan problematyki uogólniony w rozdziale 1, autorzy prezentują konkretne problemy w aspektach często powtarzających się wad. Usystematyzowanie problemów umożliwiło w efekcie opracowanie wniosków uzasadnionych własnymi wynikami badań. Ogólny sposób kształtowania zbiorników otwartych usytuowanych na powierzchni terenu lub przewidzianych do częściowego zagłębienia w gruncie ilustruje rysunek 3.



Rys. 3. Żelbetowy zbiornik otwarty usytuowany nad powierzchnią terenu

Przeprowadzone badania nad wytrzymałością betonu, metodami, techniką zbrojenia oraz stanem zarysowań i analiza numeryczna umożliwiły sformułowanie stwierdzenia, że działania pozastatyczne związane z procesami nasłonecznienia i zmianami temperatury konstrukcji w porach roku a nawet w procesie zmian dobowych generują procesy destrukcyjne. Stan destrukcji przeważnie eliminuje użytkowanie zbiornika w okresie dokładnej oceny wad i naprawy lub wzmocnienia obiektu.

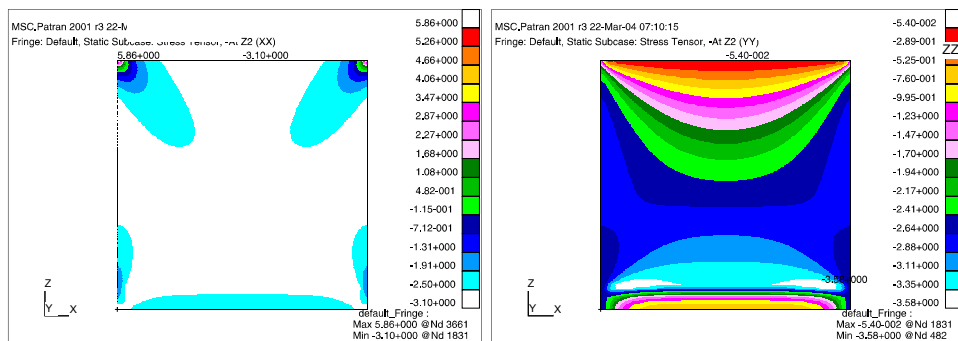
nych obserwowano najmniejsze zmiany procesu propagacji temperatury powierzchni zewnętrznych, co wyjaśnia sposób usytuowania obiektu względem stron świata, a także proces wyrównania temperatury w globalnym systemie konstrukcji.



Rys. 5. Proces nierównomiernego nagrzewania się powierzchni wewnętrznej ściany S6

4. Stan naprężeń w procesie nierównomiernego nagrzewania się powierzchni ścian

Zidentyfikowany globalny stan pola temperatury wykorzystano do przeprowadzenia symulacji wpływu obciążenia na trwałość zrealizowanego obiektu w aspekcie kształtowania zbrojenia oraz cech wytrzymałościowych betonu. Kontynuując proces symulacji wyniki przeprowadzonych analiz zamieszczono na rysunku 6. W narożach górnych od strony wewnętrznej ściany S6 naprężenia rozciągające w betonie osiągają wartość 5,86 MPa, a na podstawie badań stwierdzono w tej strefie brak prętów podłużnych.



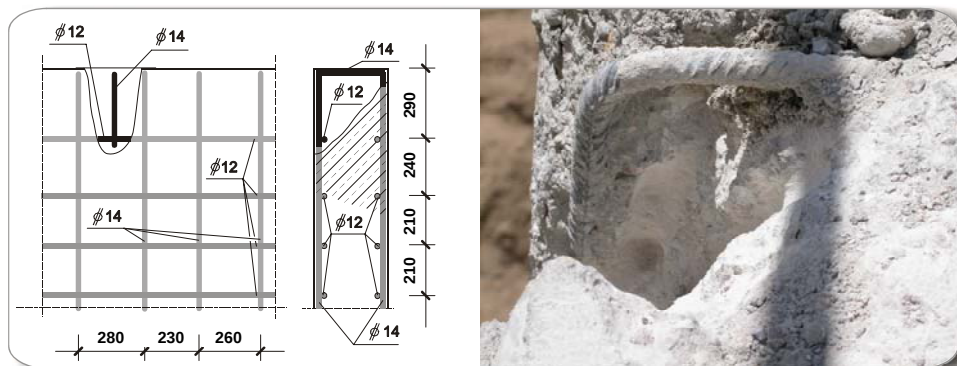
Rys. 4. Naprężenia na powierzchni wewnętrznej płyty ściennej S6 w kierunku poziomym XX i pionowym ZZ [MPa]

Analizując ogólne warunki równowagi $S_d \leq R_d$, autorzy stwierdzili, że nie są zachowane warunki stanu granicznego nośności, bowiem nierówność w zakresie obliczeniowych naprężeń rozciągających dla betonu klasy C20/25, nie uwzględniając współczynnika γ_m dla obciążenia temperaturą

$$f = 5,86 \text{ MPa} > f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$$

nie jest spełniona. Warunki normowe [8] nie przewidują obciążenia betonu siłami powodującymi rozciąganie. Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie określona jest parametrem $f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$, definiującym granicę zniszczenia materiału. Obliczone naprężenia od wpływów pozastatycznych są większe od wartości granicznej, co potwierdziły badania autorów w zakresie powstania pęknięć i zarysowań, a także w zakresie lokalnej destrukcji betonu. W strefie obciążenia temperaturą ΔT w ścianie S5 wykonano kolejną odkrywkę, identyfikując układ zbrojenia pokazany na rysunku 7. Korona jest zbrojona wadliwie. Nie zastosowano prętów poziomych, przez co naprężenia w kierunku osi x przejmuje wyłącznie beton. Stąd w analizowanej strefie powstały rysy poprzeczne, rysunek 8.

Zrealizowane badania i analizy numeryczne oraz parametry publikowane w normie [8] potwierdziły tezę, że pomijanie wpływów pozastatycznych, identyfikowanych na końcowym etapie realizacji obiektu, mogą skutkować wyeliminowaniem zbiornika z eksploatacji.



Rys. 7. Odkrywka zbrojenia ściany S5 w strefie korony potwierdzająca pomiary Fe-metryczne, wykonane we wstępnym procesie monitoringu



Rys. 8. Proces destrukcji naroży ścian powstałej wskutek działania obciążeń pozastatycznych przed próbą szczelności. Szerokość rozwarcia spękań zawiera się w przedziale 1,1÷3,2mm

Niespełniony jest kolejny ogólny warunek stanu granicznego użyteczności $E_d < C_d$, w którym wartość maksymalnego rozwarcia rys w zbiornikach szczelnych jest ograniczona do $C_d \leq 0,1\text{mm}$. Bez wprowadzenia nowych rozwiązań, polegających na wzmacnianiu, uszczelnianiu elementów oraz redukcji obciążeń pozastatycznych, obiekt przed przekazaniem do użytkowania nie spełnia obu warunków stanu granicznego. Obliczenia i skutki działania obciążeń pozastatycznych nie były przedmiotem prac projektowych, a inwestor i wykonawca nie byli świadomi zjawisk jakie wystąpiły po wykonaniu zbiornika. Wady zidentyfikowano w fazie poprzedzającej przygotowania do realizacji próby szczelności w stanie przeciążenia parciem medium do pełnej głębokości komór.

5. Wnioski

Wyniki zrealizowanych przez autorów badań i analiz nad żelbetowymi zbiornikami na cieczę stanowią kolejne potwierdzenie konieczności uogólnienia analizy statycznej obiektów o wpływy termiczne. Wykazano przekonywająco skutki obciążenia nierównomierną funkcją rozkładu temperatury. Są to generowane zmienne w czasie stany naprężeń, które w okresach silnego nasłonecznienia i wyższej temperatury zewnętrznej od standardowych zaleceń normy [9], skutkują powstawaniem naprężeń destrukcyjnych.

Do określenia rzeczywistych rozkładów temperatury na powierzchniach ścian zbiornika żelbetowego, w pracy w sposób efektywny wykorzystano technikę pirometryczną, która może służyć także do określania pól temperatury również w innych obiektach wykonanych z betonu [4], [5]. Proces przywracania obiektu do stanu bezpiecznej eksploatacji zrealizowano przez system konstrukcji zewnętrznych oraz redukcję stanu nasłonecznienia przez izolację ścian zewnętrznych oraz częściowe uformowanie skarpy z gruntu absorbującej procesy termiczne. Kryterium poprawności stanowiły nierówności metody stanów granicznych w zakresie nośności i użyteczności elementów wzmacnianych i wzmacniających.

Literatura

- [1] *Buczkowski W., Czwojdzinski Z., Staszewski R.*: Wpływ nasłonecznienia na pracę statyczną konstrukcji skrzyniowych. Inżynieria i Budownictwo nr 7-8 (1995).
- [2] *Starosolski Wł.*: O potrzebie uwzględniania wpływu nagrzania słonecznego w projektowaniu wielopolowych płyt żelbetowych. Inżynieria i Budownictwo nr 7 (1996).
- [3] *Krentowski J., Szeląg R., Tribillo R.*: *Procesy analiz numerycznych płyt maszynowych w strukturach 3D*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo nr 27, Białystok, 2006.
- [4] *Krentowski J., Szeląg R., Tribillo R.*: *Analiza odkształceń termicznych elementów konstrukcyjnych w obiektach sakralnych*. II Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Budownictwo Sakralne ‘98”, Białystok, 1998.
- [5] *Szeląg R., Tribillo R.*: *Wpływ nierównomiernego obciążenia temperaturą ramy portalowej na stan naprężeń*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo nr 16, Białystok, 1997.

- [6] *Hetnarski R.B.: Thermal stresses.* North-Holland, Amsterdam 1996.
- [7] *Jaworski J.: Thermal images of building walls.* Arch. Civ. Eng. Vol. 3 (1997).
- [8] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
- [10] PN-EN 1991-1-5:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.

LIMIT STATES IN CONSTRUCTION OF THE CONCRETE TANKS GENERALIZED BY FUNCTIONS OF INSOLATION

Summary: The results of investigations and analyses of influence unequal process insolation in paper were published on state of schedule of temperatures surface walls of the reinforced concrete tank the foundation on soil. The technique was used to identification of real field of variables temperatures the pyrometer in summer period effective. The realized investigations were used to numeric simulations in range of identification of state tensions in walls of tank, situated over surface of terrain, called out with process of insolation. Paper shows on resulting from incorrect formation defects the armatures in zones of crown of walls also, where the intensity of sunny radiation is the largest. The authors show on needs of elimination of processes the expansions the concrete proposing the method applied practically near sealing up the construction.

Key words: tank, limit states, tension, insolation

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/7/06.

Jerzy Obolewicz*

Bezpieczeństwo i higiena pracy w przedsiębiorstwach budowlanych Polski, Litwy, Łotwy i Estonii

Streszczenie: W przedsiębiorstwach budowlanych prowadzących działalność na terenie Polski, Litwy, Estonii i Łotwy bardzo różnie podchodzi się do problemów bezpieczeństwa i higieny pracy. Autor poprzez badania empiryczne identyfikuje te problemy i określa zadania jakie należy postawić przed ludźmi zajmującymi się bezpieczeństwem i higieną pracy w budownictwie.

Kluczowe słowa: budownictwo, bezpieczeństwo i higiena pracy, badania empiryczne.

Współczesne uwarunkowania i aspekty organizacji bhp w działalności przedsiębiorstwa budowlanego

Termin „organizacja” jest terminem wieloznacznym [1]. Jedno ze znaczeń to „cecha” przysługująca rzeczy zorganizowanej. Stwierdzając, że np. organizacja bezpieczeństwa i higieny pracy (BHP) w przedsiębiorstwie jest dobra, rozumie się przez to cechę (atrybut) tego przedsiębiorstwa (znaczenie atrybutowe). Drugie to „sama rzecz”, którą uważa się za zorganizowaną, np. stwierdzając: Exbud to lider polskiego budownictwa, mówi się w ujęciu rzeczowym o terminie organizacja (znaczenie rzeczowe). Czasem wypowiada się ten termin, kiedy jakieś działanie powinno nabyć walor zorganizowania, np. kierownik budowy powinien „zorganizować” odpowiednie warunki *bhp* na budowie (znaczenie czynnościowe).

* Instytut Inżynierii Budowlanej, Politechnika Białostocka

Wszystkie ww. cechy mają wspólny mianownik – należą do rzeczy zorganizowanych, w których dominującą rolę odgrywa efekt organizacyjny. Efektem organizacyjnym nazywa się mierzoną w jednostkach cenności przeciętną nadwyżkę korzyści, przypadającą na członka zespołu, gdy współdziała on z innymi ludźmi w sposób zorganizowany w ramach np. przedsiębiorstwa - w porównaniu z korzyścią, jaką mógłby osiągnąć działając w pojedynkę [2]. W każdym przypadku efekt organizacyjny powoduje:

- wzrost wprawy, występujący w działaniu zespołowym wskutek specjalizacji i kumulacji jednakowych działań (efekt synergetyczny) - wprawa poprawia jakość i skraca czas wykonania pracy;
- ciągłość pracy, pozwalającą unikać straty czasu – np. w pojedynkę można dużo czasu zmarnować organizując indywidualne warunki *bhp*, w zespole role mogą być korzystnie dla wszystkich podzielone - jedni będą organizować, drudzy realizować, a inni kontrolować warunki *bhp*;
- korzystanie z bardziej wydajnych narzędzi - na wydajne narzędzia często nie może sobie pozwolić jedna osoba, ale może pozwolić zespół pracowników;
- przekroczenie „progu skuteczności” niemożliwego do przekroczenia przy wysiłku jednego człowieka lub osiąganego w zbyt małej skali czy w zbyt długim czasie: jeden człowiek często nosi się przez dłuższy czas z dobrym pomysłem, ale z różnych przyczyn, np. finansowych, nie może szybko go urzeczywistnić i być skutecznym w swym działaniu;
- „efekt facylitacyjny”, efekt ze zwiększenia produktywności ze względu na kontakt społeczny między ludźmi - to, co dla jednego człowieka może być trudne i zajmować mu dużo czasu, w grupie ludzi może być zrobione szybciej i lepiej;
- rozszerzenie przestrzennej sfery działania - jeden człowiek nie jest w stanie dobrze i bezpiecznie produkować a jednocześnie zajmować się problematyką *bhp* . Może to zrobić w zespole rozszerzając dotychczasowe możliwości;
- możliwość koncentracji sił w przestrzeni i czasie - czasem dla jednego pracownika zakończenie w terminie jakiejś pracy bywa ze względów losowych trudne: grupa ludzi jest w stanie to pokonać koncentrując się na tej najważniejszej pracy, i wykonać to, co dla jednego człowieka byłoby nieosiągalne.

Gdyby posadzić „po turecku” człowieka z roku 1000 (początki państwa polskiego) i otoczyć go narzędziami, którymi się posługiwał, obok niego zaś człowieka z roku 1410 (okres bitwy pod Grunwaldem) z jego narzędziami, dalej człowieka z roku 1800 (początek rewolucji przemysłowej w Anglii) otoczonego jemu współczesnymi narzędziami, na końcu zaś człowieka współczesnego narzędziami z uży-

wanymi obecnie, to obraz ten uzmysłowi nam olbrzymi postęp, jaki dokonał się w instrumentalizacji naszego działania. Gdybyśmy zobaczyli zaś tych ludzi w pracy i w codziennym życiu, to postępy w efekcie organizacyjnym ludzkiego działania byłyby trudne do przecenienia.

Dla celów praktycznych organizację zdefiniowano jako strukturę zmierzającą do ustalonego przez siebie celu [3], np. do podnoszenia poziomu *bhp* w przedsiębiorstwie. Przedsiębiorstwa budowlane natomiast traktowane są jako *rzeczy* zorganizowane, złożone z ludzi połączonych „wiązką” wspólnych celów, wraz z zasobami, których ludzie ci używają w swym działaniu.

I tak każda instytucja, aby się rozwijać, musi pozyskiwać ludzi. Oczekuje ona przy tym od pracownika możliwie dużego jego wkładu, do realizacji celów instytucji. Ma on przy tym dwa problemy: problem doboru i problem połączenia nowych pracowników w jedną organizacyjną całość. Najczęściej oczekiwania firmy w stosunku do przyszłego pracownika (np. zakres jego obowiązków) są porównywane z jego kwalifikacjami (zawodowymi, społecznymi, sytuacją materialną, stanem zdrowia, predyspozycjami psychicznymi itp.). Gdy kwalifikacje te odpowiadają instytucji, może ona podjąć decyzję o jego zatrudnieniu. Sprawność funkcjonowania każdej organizacji zależy m.in. [4] od takich czynników jak:

- a) właściwy dobór technik osobistego działania ludzi,
- b) właściwy dobór i funkcjonowanie zasobów,
- c) właściwa organizacja, czyli relacje między składnikami zasobów. Nie można oderwać teorii organizacji i zarządzania od analizy technik działania ani od działalności technicznej, czyli wytwarzania zasobów z materii nieożywionej.

Realizacja celów organizacji wymaga opracowania dokumentów, które określają model organizacyjny działania przedsiębiorstwa [4]. Należą do nich: statut, regulamin organizacyjny, schemat organizacyjny, taryfikatory i instrukcje służbowe. *Statut* jest najważniejszym dokumentem będącym podstawą formalną istnienia instytucji. Oprócz danych formalnych, tj. nazwy instytucji, typu działalności, siedziby, rodzaju działalności, daty powstania itd., powinien on określać cel i zakres działania organizacji. Jest on podstawą do jakiegokolwiek formalizacji instytucji. *Regulamin (organizacyjny)* określa strukturę organizacji i wyszczególnia komórki organizacyjne. Ustala stanowiska kierownicze i wykonawcze oraz ustala zakres ich obowiązków. Podaje wzorce zachowań ludzi w komórkach organizacyjnych. *Schemat organizacyjny* zawiera normy zachowań i podział zadań między komórkami, ich układ hierarchiczny i powiązania między nimi. Często jest załącznikiem do regulaminu organizacyjnego i ma formę graficzną. *Taryfikatory* zawierają wzorce zaszerzegowania pracowników na określone stanowiska i wysokości wynagrodzeń przysługujące za pracę na tych stanowiskach. Podają niezbędne wymaga-

nia, ubiegającym się o konkretny szczebel zaszeregowania. *W instrukcjach służbowych* określone są wzorce zachowań części przedsiębiorstwa; mogą to być np. instrukcja obiegu dokumentów, instrukcja bhp itd.

Realizacja celów organizacji wymaga także sformułowania zadań oraz ich rozdziału pomiędzy pracowników [5]. Podział ten dokonuje się najczęściej w formie:

- zakresu czynności – stosuje się go wtedy, gdy można przewidzieć procedury postępowania; tam gdzie czynności są znane i powtarzalne;
- zakresu zadań – stosuje się go wtedy, gdy procedury postępowania są nowe i nieznane.

Z podziału zadań dla pracowników wynikają obowiązki, jakie się na nich nakłada. Tam, gdzie pojawią się obowiązki, muszą pojawić się uprawnienia. Uprawnienia są zgodą dysponenta udzieloną pracownikowi, uprawniającą go do podejmowania decyzji i czynności niezbędnych do osiągnięcia celów. Uprawnienia powinny powstawać w równowadze z nałożonymi obowiązkami. W przypadku, gdy znany jest zakres czynności lub zadań przydzielonych pracownikowi oraz niezbędne towarzyszące mu uprawnienia, pozostaje do opracowania formalny zakres odpowiedzialności. Należy pamiętać, że kierownik nie może delegować na swoich podwładnych odpowiedzialności, która spoczywa na nim. Może delegować obowiązki i uprawnienia, lecz ciągle odpowiada za powierzony mu zakres zadań. Zasada ta wynika z odpowiedzialności kierownika, który jest powiązany na zasadach hierarchii z pozostałymi komórkami instytucji i wynikającą stąd odpowiedzialność musi ponosić osobiście. Warto zapamiętać, że [6]:

- błędy popełnione we wskazaniach zakresu odpowiedzialności poszczególnych pracowników są sytuacją bardziej „konfliktogenną” niż ewentualne braki w opisie zakresu ich obowiązków;
- trudno wymagać szczegółowych rozliczeń od osób, które nie znają szczegółowego zakresu swojej odpowiedzialności;
- właściwy opis stanowisk ułatwia oszacowanie ich liczby, przyporządkowania im obowiązków oraz wynagrodzeń;
- wyraźne określenie obowiązków, uprawnień i odpowiedzialności ogranicza potrzebę interwencji kierownika w pracę podwładnych.

Badanie wybranych elementów organizacji bezpieczeństwa i higieny pracy w przedsiębiorstwach branży budowlanej i przetwórstwa drzewnego w Polsce, Litwie, Łotwie i Estonii

Autor był uczestnikiem projektu UE realizowanego w latach 2005-2006 nt. „*Doskonalenie możliwości związków zawodowych w zakresie bhp w sektorach budowlanym, drzewnym oraz leśnym w Estonii, Łotwie, Litwie i Polsce*”. W ramach projektu zbudowano sieć badawczą ds. bezpieczeństwa i higieny na stanowiskach pracy w krajach bałtyckich i w Polsce. Według raportu finalnego¹ projekt dostarczył wiedzy w zakresie organizacji bezpieczeństwa i higieny pracy w miejscu pracy, w Polsce, na Litwie, Łotwie i w Estonii oraz przyczynił się do rozpoczęcia dialogu z organizacjami pracodawców. Poprzez działania w projekcie zwiększyła się aktywność i wymiana doświadczeń w zakresie *bhp* między państwami – partnerami projektu. Jednoznacznie stwierdzono, że identyfikacja organizacji *bhp* w miejscu pracy w poszczególnych krajach jest konieczna i niezbędna do podnoszenia poziomu bezpieczeństwa i higieny pracy na poziomie regionalnym, narodowym i ponadnarodowym. Projekt umożliwił:

- identyfikację różnic w obszarze środowiska pracy;
- opracowanie kompleksowych sprawozdań na temat organizacji *bhp* w poszczególnych krajach;
- ocenę dialogu społecznego w zakresie warunków pracy;
- określenie stanu *bhp* w krajach nordyckich (Finlandia, Szwecja, Dania, Norwegia).

W raporcie podkreślono niski poziom wiedzy na temat *bhp* w związkach zawodowych i grupach społecznych krajów objętych projektem, niski poziom dialogu społecznego na poziomach krajowych, brak przedstawicieli *bhp* w miejscu pracy, wyraźny brak materiałów informacyjnych na temat *bhp*, mało instrukcji *bhp* dla specjalistów *bhp* i pracowników, trudności w pozyskiwaniu funduszy na podnoszenie poziomu *bhp* w przedsiębiorstwach.

Badanie problematyki organizacji *bhp* w Polsce przeprowadzono wśród 313 respondentów. Narzędziem użytym w badaniach był kwestionariusz ankietowy. Badania przeprowadzono w dwóch kategoriach: badania pilotażowe i badania podstawowe. Badania pilotażowe pozwoliły zbudować prawidłowy kwestionariusz

¹ Raport finalny cz. I– akt główny VS, 2005/03 przygotowany przez Północną Federację Pracowników Budownictwa i Przetwórstwa Drzewnego , NFBWW, Zjednoczoną Federację Pracowników Duńskich, 3F

ankietowy, zrozumiały i przystępny dla respondentów podczas badań podstawowych. Badania podstawowe przeprowadzono w następujących kategoriach tematycznych:

- całościowe badania dotyczące bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w branżach budownictwo oraz przemysł drzewny;
- badania dotyczące dostosowania się firm do krajowych regulacji dotyczących bhp;
- całościowe badania dotyczące istniejących struktur reprezentacji na poziomie miejsca pracy;
- ocena dialogu społecznego w relacji do warunków pracy oraz identyfikacja możliwości dla rozwoju dialogu społecznego;
- identyfikacja przedsiębiorstw z najlepszymi praktykami w zakresie bhp;
- identyfikacja poziomu bhp w nordyckich przedsiębiorstwach z branży budowlanej oraz drzewnej, operujących w Polsce oraz krajach bałtyckich, zawierająca politykę oraz praktyki w sektorze oraz na poziomie przedsiębiorstw, jak również zawierająca rekomendacje co do sposobu podniesienia zakresu dialogu społecznego. Charakterystykę uzyskanych wyników przedstawiono w tab.1.

Tabela 1. Charakterystyka wyników badań przeprowadzonych w polskich przedsiębiorstwach

Lp.	Kategoria temat.	Charakterystyka szczegółowa uzyskanych wyników
1.	Całościowe badania dotyczące bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w branżach budownictwo oraz przemysł drzewny	Badania obejmowały przedsiębiorstwa – spółki prawa handlowego zatrudniające średnio 250 pracowników w branży budowlanej (80%) i przemysłu drzewnego (20%). Odpowiedzi udzielali pracownicy nadzoru oraz pracownicy wykonawczy. Zdaniem respondentów wystąpiły znaczące zmiany w naturalnej organizacji pracy w ciągu ostatniego roku (głównie restrukturyzacja). Pracownicy w większości nie muszą pracować w godzinach nadliczbowych, nie mają gorszych naturalnych warunków pracy, jednak muszą więcej pracować w porównaniu z rokiem poprzednim, a relacje z przełożonymi pozostały bez zmian.
2	Badania dotyczące dostosowania się przedsiębiorstw do krajowych regulacji dotyczących bhp	Pracownicy wiedzą, że pracodawca jest obowiązany chronić ich zdrowie i życie poprzez zapewnienie bhp, ponieważ warunki pracy wpływają na wydajność pracowników. Prawo powinno wiązać poziom <i>bhp</i> (warunki pracy) z obciążeniami finansowymi zakładu (mniej wypadków i chorób zawodowych – niższa składka). Świadczenia z tytułu wypadków przy pracy i chorób zawodowych powinno świadczyć państwo i pracodawca. Zdaniem respondentów poziom znajomości u pracodawców i kadry kierowniczej przepisów bhp jest wystarczający / dostateczny, jednak bhp powinno być objęte systemem kształcenia na poziomie szkoły średniej i wyższej.

Lp.	Kategoria temat.	Charakterystyka szczegółowa uzyskanych wyników
		Najbardziej przydatne w podnoszeniu poziomu bhp są polskie przepisy prawne oraz informacja na temat czynników zagrożeń w środowisku pracy oraz informacja o środkach ochrony indywidualnej i zbiorowej. Respondenci najchętniej chcieliby korzystać z informacji dot. bhp z broszur, informacji od instytucji zajmujących się bhp oraz z pracy specjalistycznej.
3	Całościowe badania dotyczące istniejących struktur reprezentacji na poziomie miejsca pracy	Respondenci uważają, że praca wpływa (głównie) negatywnie na ich zdrowie. W pracy występują mało przyjemne czynniki (hałas, warunki atmosferyczne, wibracje, natarczywe zimno lub ciepło, a także zbyt duży nacisk na wydajność pracy). W kilku przypadkach zanotowano lekceważenie bhp przez pracowników. Pracownicy doświadczają problemów zdrowotnych związanych z pracą. Są to głównie nerwowość i zniecierpliwienie, niewłaściwy sen, bóle głowy, problemy ze słuchem. Występują też problemy kostno-szkieletowe. Warunki pracy w ciągu ostatniego roku, pozostały na ogół bez zmian.
4	Ocena dialogu społecznego w relacji do warunków pracy oraz identyfikacja możliwości dla rozwoju dialogu społecznego	Respondenci generalnie uważają, że przełożeni ich słuchają. W większości badanych przedsiębiorstw istnieje społeczna inspekcja pracy. Nie zawsze jednak pracownicy biorą udział w jej pracy lub z nią współpracują, pomimo że uważają ją za potrzebną. Nie zawsze występowano do tej komórki z jakimiś zagadnieniami. W dominującej większości przedsiębiorstw istnieją związki zawodowe. Ich efektywność jest dobrze postrzegana. Problemy są lepiej rozwiązywane przez związki zawodowe niż przez działanie we własnym zakresie. Pracownicy mają dostęp do opieki zdrowotnej / usług medycznych w swoich zakładach w celu sprawdzenia stanu zdrowia wymaganej na danym stanowisku pracy. Zdaniem respondentów pracodawcy i współpracownicy nie podejmują zbędnego ryzyka w zakresie <i>bhp</i> . Związek zawodowy powinien zajmować się bezpośrednio problemami bhp w przedsiębiorstwie poprzez sporządzenie zakładowego układu pracy. Każdy pracodawca inwestujący w poprawę warunków bhp powinien korzystać z obiektywnych przywilejów (ulgi podatkowe, referencje w przetargach). Generalny wykonawca powinien być odpowiedzialny za stan bhp w miejscach pracy administrowanych przez podwykonawców. W większości przypadków kierownictwa zakładów mają swoją politykę <i>bhp</i> , która została zakomunikowana wszystkim pracownikom i jest przez nich rozumiana.
5	Identyfikacja poziomu bhp w nordyckich przedsiębiorstwach z branży budowlanej oraz drzewnej operujących w Polsce oraz krajach bałtyckich, zawierająca politykę	Badania przeprowadzono wśród 24 respondentów będących pracownikami nordyckich przedsiębiorstw z branży budowlanej oraz drzewnej operujących w Polsce oraz krajach bałtyckich. Problematyka podnoszenia kwalifikacji załogi jest , zdaniem respondentów, przedmiotem dialogu społecznego w firmie. Nie zawsze jednak jest ona włączona w układ zbiorowy firmy. Zdaniem 1/3 respondentów istnieje długoterminowa koncepcja rozwoju zasobów ludzkich w firmie. W wielu przypadkach istnieje system do-

Lp.	Kategoria temat.	Charakterystyka szczegółowa uzyskanych wyników
	oraz praktyki w sektorze oraz na poziomie przedsiębiorstw, jak również zawierająca rekomendacje o sposobie podniesienia zakresu dialogu społecznego	kształcenia pracowników. Nie zawsze jednak tematyka podnoszenia kwalifikacji / rozwoju zasobów ludzkich jest przedmiotem dialogu społecznego w firmie. Zaczyna się pojawiać w polskich oddziałach firm kodeks zachowań, określający postawy zachowania się wobec wewnętrznych i zewnętrznych podmiotów we wszystkich działaniach firmy. Wiedza na temat kodeksu zachowań w polskich oddziałach jest ograniczona. We wszystkich polskich oddziałach akceptowane jest prawo do zbiorowej reprezentacji interesów pracowników oraz do zawierania umów zbiorowych. Wspierana też jest realizacja prawa do reprezentacji pracowników w Europejskiej Radzie Zakładowej. Warunki bhp w miejscu pracy są przestrzegane i z zasady nie różnią się od praktyk w oddziałach kraju macierzystego. Firmy działają na rzecz ograniczenia wypadkowości i łagodzenia ich skutków, przy czym działają w zgodzie z krajowymi uregulowaniami w zakresie bhp. Firmy kontrolują poziom bhp u podwykonawców / kontrahentów, nie ponoszą jednak odpowiedzialności za poziom bhp w firmach podwykonawczych. W wielu przypadkach kryterium bhp jest wykorzystywane jako element promocji marketingowej w przygotowywaniu oferty przetargowej oraz przy wyborze podwykonawcy. Przy wyborze podwykonawców zaczyna się pojawiać lista kontrolna (dot. szkoleń bhp, systemu zarządzania bhp), czy system certyfikacji (wstępnej akceptacji podwykonawcy). W opinii wszystkich respondentów na stanowiskach pracy przeprowadza się ocenę ryzyka zawodowego. Respondenci uważają, na ogół, że ich przedsiębiorstwa działają wg zasad społecznej odpowiedzialności przedsiębiorstw.

Opracowanie własne na podstawie *Raportu z badań dla Związku Zawodowego Budowlani*; grudzień 2006 [9]

W części II Raportu Finalnego² przedstawiono wyniki badań nad stanem *bhp* w krajach bałtyckich (Litwie, Łotwie i Estonii). Dane zebrano z kwestionariusza Bałtyckiego Środowiska Pracy i Zatrudnienia (BWEL), opracowanego na Uniwersytecie Łotewskim przez prof. Charlesa Woolfsona. Badania obejmowały 800 pracowników krajów bałtyckich i były przeprowadzone w okresie sierpień 2006 – listopad 2006 pod nadzorem instytucji badawczych w poszczególnych krajach (SKDS w Łotwie, TURU-UURINGUTE AS w Estonii, RAIT na Litwie). Wyniki badań pozwoliły zidentyfikować środowisko pracy w trzech krajach bałtyckich

² Raport finalny cz. II – Projektu *Doskonalenie związkowych możliwości bhp w budownictwie, Leśnictwie i przetwórstwie drzewnym w Estonii, Łotwie, Litwie i Polsce* – Charles Woolfson, Dace Calite; grudzień 2006

z punktu widzenia pracodawcy. Rezultaty badań zostały zaprezentowane w układzie tematycznym (tab.2.).

Tabela 2. Zestawienie wybranych wyników badań BWEL 2006 - Dane pracodawców

Lp.	Kategoria tematyczna	Charakterystyka szczegółowa uzyskanych wyników
1	Najważniejsze formy wkładu przedsiębiorstw do społeczeństwa i konsultacja z pracownikami	Za najważniejsze uznano kontynuację zatrudnienia, płace, zysk. Na czwartym miejscu znalazło się „chroniące pracowników” <i>bhp</i> . Badania wykazały, że konsultacja z pracownikami jest bardzo niska w rozumieniu priorytetów pracodawców w zakresie dobrowolnego podejścia do <i>bhp</i> .
2	Poziom i źródła informacji <i>bhp</i> ; odpowiedzialność za <i>bhp</i>	Poziom wiedzy pracodawców na temat <i>bhp</i> jest niezadowalający. Około połowa ankietowanych twierdzi, że są regularnie informowani o zmianach prawnych z zakresu <i>bhp</i> . Za podstawowe źródła informacji uznawane są mass media i własne poszukiwania. Najniżej były ocenione źródła socjalne, np. reprezentacje pracowników, czy pracodawców. Zdaniem (ponad 90%) respondentów odpowiedzialność za <i>bhp</i> w przedsiębiorstwie ponosi zarząd i pracownicy. Zdaniem większości pracodawców zagadnienia <i>bhp</i> są wewnętrzną sprawą przedsiębiorstwa, nie dotyczą społeczności lokalnej i klientów. W przypadku podwykonawców generalny wykonawca nie zawsze kontroluje podwykonawcę w zakresie <i>bhp</i> ; najczęściej robi to poprzez monitoring (42%- Łotwa, 20% -Litwa, 15%- Estonia).
3	Odpowiedzialność za wypadki	Zdaniem pracodawców złe zachowania pracowników są główną przyczyną wypadków. W ciągu ostatniego roku jeden na dziesięciu pracodawców zgłosił wypadek przy pracy. Pracodawcy nie chcą samodzielnie ponosić odpowiedzialności finansowej za wypadki przy pracy czy choroby zawodowe; chcą je dzielić z państwem. Opinia na temat obowiązkowych ubezpieczeń społecznych była podzielona.
4	Szacowanie ryzyka w miejscu pracy	Większość pracodawców twierdzi, że przeprowadza wewnętrzne szacowanie ryzyka. Pracownicy przechodzą regularne badania zdrowotne (50-75% odpowiedzi). Odpowiedzi sugerują, że jest zbyt mało służb pracowniczych, które to ryzyko by szacowały.
5	<i>Bhp</i> w przedsiębiorstwie	Zdecydowana większość respondentów (ponad 90%) twierdzi, że zapewnia właściwy poziom <i>bhp</i> w przedsiębiorstwie. Zapytani o zachowania konkurencji w tym zakresie odpowiadali, że konkurencji nie przestrzegają <i>bhp</i> , aby uzyskać nieuczciwą przewagę ekonomiczną. Na temat <i>bhp</i> w swoim przedsiębiorstwie pracodawcy chcieliby rozmawiać z reprezentantem wybranym przez wszystkich pracowników. Problematyka <i>bhp</i> jest postrzegana jako wewnętrzna sprawa przedsiębiorstwa.
6	Społeczna inspekcja pracy (komitety <i>bhp</i> , przedstawiciele <i>bhp</i>)	Większość pracodawców twierdzi, że ma przedstawicieli <i>bhp</i> w przedsiębiorstwie. Zdaniem respondentów przedstawiciele <i>bhp</i> są przydatni w doskonaleniu współpracy pomiędzy pracodawcami a pracownikami. Istnieje jednak wiele przedsiębiorstw, w których nie ma przedstawicieli <i>bhp</i> i ich pracodawcy wykazują obojętność w tym zakresie.

Opracowanie własne na podstawie Raport finalny cz. II- Projektu *Doskonalenie związkowych możliwości bhp w budownictwie, leśnictwie i przetwórstwie drzewnym w Estonii, Łotwie, Litwie i Polsce* – Charles Woolfson, Dace Calite; grudzień 2006

Podsumowanie

Wejście do UE spowodowało w Polsce, Litwie, Łotwie i Estonii zmiany we wszystkich dziedzinach życia społecznego, gospodarki i kultury, w tym także w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy w sektorach budownictwa i przetwórstwa drzewnego. Wynikało to (między innymi) z faktu, że wszystkie nowo przyjęte kraje wspólnoty zobowiązane zostały do wdrażania uregulowań prawnych (dyrektyw) do ustawodawstwa krajowego. Proces dostosowywania się był i nadal jest zróżnicowany (ekonomicznie, kulturowo, organizacyjnie) i rozłożony w czasie. Każdy kraj ma swoją kulturę i swój odrębny system gospodarowania. Unia Europejska stara się je zbliżać, ale nie unifikować. Nie trzeba dopasowywać się do jednego wspólnego wzorca.

Biorąc pod uwagę porównywalność organizacji bezpieczeństwa i higieny pracy w poszczególnych krajach, należałoby mówić o systemie i o ocenie jakości tego systemu. Są dwa aspekty tej porównywalności. Jeden z nich to kierunek na zbliżenie. Coraz częściej mówi się o wprowadzeniu standardu europejskiego, czy tworzeniu kanonu kwalifikacji europejskich w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy. Z drugiej strony podkreśla się, że występuje ogromne zróżnicowanie wewnątrz każdego kraju i że musi ono pozostać.

W Polsce i krajach bałtyckich organizacja bezpieczeństwa i higieny pracy jest bardzo zróżnicowana. Coraz częściej pojawia się opinia, że większe bywa zbliżenie w skali międzynarodowej niż wewnątrz tych krajów.

W nowocześnie zarządzanych firmach europejskich (np. norweskich, duńskich) podkreśla się, że kształtowanie poziomu *bhp* w przedsiębiorstwie jest integralną częścią zarządzania firmą oraz elementem budowy jej wizerunku. Wymiernymi efektami takich działań są zmniejszające się wskaźniki wypadkowości oraz redukcja strat wynikających z niedoceniań roli bezpieczeństwa i higieny pracy dla funkcjonowania całej firmy. W ostatnich latach w budownictwie i przemyśle drzewnym coraz częściej mówi się o poziomie *bhp* poza pracą – w domu, podczas rekreacji, na drogach. Jest to szczególnie istotne w budownictwie, gdzie pojawiają się nowe formy zatrudnienia, wiele przedsiębiorstw budowlanych przechodzi okresy restrukturyzacji, a budowy są realizowane poza siedzibą firmy, coraz częściej na terenie innego kraju. Powoduje to zatrudnianie większej liczby pracowników kontraktowych, częste zmiany środowiska pracy oraz dużą fluktuację kadr.

Do zadań, jakie należy postawić przed ludźmi zajmującymi się organizacją *bhp* w przedsiębiorstwach budowlanych w obszarze UE można zaliczyć działania w zakresie:

Zaangażowania kierownictwa (pracodawców):

1. wyrażanie przez pracodawców i kierowników osobistego zainteresowania i troski o organizację bezpieczeństwa i higieny pracy w znaczeniu rzeczowym, atrybutowym i czynnościowym ;
2. uwzględnianie bezpieczeństwa i higieny pracy przy planowaniu, organizowaniu i wdrażaniu zmian organizacyjnych, technologicznych i personalnych;

Komunikacji interpersonalnej:

3. rzetelne i systematyczne informowanie wszystkich pracowników o zagrożeniach, środkach ochronnych oraz niepożądanych sytuacjach występujących w miejscu pracy;
4. informowanie „o pracy” w procesach nauczania, szkolenia i doskonalenia zawodowego poprzez nawiązywanie dialogu społecznego w tym zakresie;
5. wymiana międzynarodowa, w formie staży zagranicznych, konferencji ponadnarodowych, warsztatów, itp.

Partycypacji pracowników:

6. wykorzystywanie wiedzy, możliwości i doświadczenia pracowników;
7. zachęcanie wszystkich pracowników do przedstawiania własnych opinii i sugestii dotyczących bhp;
8. angażowanie pracowników w opracowywanie wewnętrznych standardów i dokumentów z zakresu bezpieczeństwa i higieny pracy;

Analizy wypadków:

9. analizowanie wszelkich zdarzeń wypadkowych i sytuacji potencjalnie wypadkowych, które miały miejsce w zakładzie pracy;
10. identyfikacja przyczyn wypadków oraz podejmowanie działań zapobiegawczych;

Motywowania oraz wzmacniania bezpiecznych zachowań organizacyjnych:

11. wyrażanie aprobaty i uznania pracownikom, którzy postępują bezpiecznie i angażują się w działania zmierzające do poprawy bezpieczeństwa i higieny pracy ;

Współpracy (krajowej, ponadnarodowej):

12. współdziałanie pracowników oraz utrzymywanie atmosfery zrozumienia i zaufania między kierownictwem i pracownikami oraz między pracownikami z różnych działów i poziomów organizacyjnych;
13. zwiększanie współpracy z instytucjami zajmującymi się problematyką bhp w kraju i za granicą;

Osiągnięć UE:

14. uwzględnianie w działalności gospodarczej nowo przyjętych krajów osiągnięć UE w zakresie bezpieczeństwa pracy, higieny i ochrony zdrowia w miejscu pracy;

15. budowanie i rozwijanie dialogu społecznego w wymiarze krajowym i międzynarodowym.

Literatura

- [1] Etzioni A., *Modern organizations*, Puntia – Hall, Englewood Cliffs 1964.
- [2] Zieleniewski J., *Organizacja i zarządzanie*, PWN, wyd. VI, Warszawa, s. 618.
- [3] Kumał J., *Zarys teorii organizacji i zarządzania*, PWE, Warszawa, 1970, s. 490.
- [4] Obolewicz J., Szlendak J., *Podstawy zarządzania i zachowań organizacyjnych*, wyd. Wszechnica Mazurska, Olecko, 2005, s. 46-47.
- [5] O'Shanghnessy J., *Organizacja i zarządzanie w przedsiębiorstwie*, PWE, Warszawa, 1972.
- [6] Bielski M., *Formalna i rzeczywista struktura organizacyjna*, PWE, Warszawa, 1979.
- [7] Raport finalny cz. I– akt główny VS, 2005/03 przygotowany przez Północną Federację Pracowników Budownictwa i Przetwórstwa Drzewnego, NFBWW, Zjednoczoną Federację Pracowników Duńskich, 3F.
- [8] Raport finalny cz. II– Projektu *Doskonalenie związkowych możliwości bhp w budownictwie, Leśnictwie i przetwórstwie drzewnym w Estonii, Łotwie, Litwie i Polsce* – Charles Woolfson, Dace Calite; grudzień 2006.
- [9] Obolewicz J., *Raport z badań dla Związku Zawodowego Budowlani*; grudzień 2006.

H&S PROBLEMS IN BUILDING ENTERPRISES OF POLAND, LITHUANIA, LATVIA AND ESTONIA

Summary: There is wide differentiation in building sector enterprises in Poland, Lithuania, Estonia and Latvia concerning H&S matter. The author through empirical research identifies problems and objectives for people acting in building H&S.

Key words: building, H&S structure, empirical research.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/9/06

Zygmunt Orłowski* Nina Szklennik**

Wybrane problemy przyszłościowej organizacji przedsiębiorstw robót remontowych

Streszczenie: W artykule przedstawiono jeden z najbardziej obiecujących, przyszłościowych modeli organizacji przedsiębiorstw - organizację wirtualną. Szczególne cechy robót remontowych (indywidualny charakter każdego remontowanego obiektu, wąska specjalizacja robót, stosowanie specjalistycznego sprzętu itp.) sprawiają, że przedsiębiorstwa przejmujące ten rodzaj organizacji są w stanie sprostać wyzwaniom rynku. Podstawowym celem organizacji wirtualnej jest dążenie do jak najpełniejszego zaspokojenia oczekiwań klientów przy równoczesnym zapewnieniu wysokiej efektywności podejmowanych działań. W artykule podano model organizacji wirtualnego przedsiębiorstwa robót remontowych.

Słowa kluczowe: organizacja wirtualna, roboty remontowe

1. Wstęp

Intensywne przemiany zachodzące na rynku wymuszają na organizacji (przedsiębiorstwie) gruntowne zmiany, które sprawiają, że organizacja będzie w stanie rozwiązywać stojące przed nią problemy (wyzwania). Wprowadzone w tym celu rozwiązania organizacyjne zmierzają do podniesienia rentowności, utrzymania pozycji na istniejącym rynku, osiągnięcia przewagi konkurencyjnej na nowo powstałych rynkach. Do rozwiązań tych należą: tworzenie interdyscyplinarnych zespołów, integracja przedsiębiorstw, systemy logistyczne „just in time”, elastyczne systemy produkcyjne, Total Quality Management, reengineering [3]. Stosowanie nowych technologii infor-

* dr hab. inż. prof. nzw. Politechniki Białostockiej

** mgr inż. Politechnika Białostocka

macyjnych prowadzi do lepszego poinformowania rynku (rynku wirtualnego). Obecnie „nośnikiem” takich przedsiębiorstw są sieci komputerowe, przede wszystkim Internet.

Rozwój technologii informacyjnej oraz telekomunikacji stworzył warunki do rozwoju nowych form prowadzenia działalności gospodarczej. Przedsiębiorstwa, chcąc dostosować swoją działalność do szybko zmieniającej się rzeczywistości gospodarczej, powinny charakteryzować się dużą elastycznością, umożliwiającą szybkie reagowanie na bieżące wymagania rynku. Klasyczne organizowanie musi być więc zastępowane swoistym „dezorganizowaniem”, polegającym na rezygnacji z dotychczasowych, sztywnych struktur organizacyjnych na rzecz doraźnie tworzonych wysoko kwalifikowanych zespołów ukierunkowanych na potrzeby klientów [5]. Efektami tych przemian są powstałe na bazie osiągnięć nowoczesnej techniki i technologii informacyjnej przedsiębiorstwa (organizacje) wirtualne. Wirtualna organizacja jest nowym typem organizacji, nazywanej często organizacją przyszłości. Jest to odpowiedź na wymagania wolnego rynku i konieczność dostosowania się do jego konkurencyjności.

Autorzy postawili sobie za cel przedstawienie w artykule cech organizacji wirtualnej i jej atrybutów oraz podanie koncepcji tworzenia modelu organizacji wirtualnego przedsiębiorstwa robót remontowych.

2. Cechy organizacji wirtualnej

Słowo wirtualny pochodzi od łacińskiego „virtus”. Oznacza ono „pozorny, nie-rzeczywisty, ale mogący zaistnieć (teoretycznie)”. Słowo wirtualny można interpretować jako efekt, siłę, która istnieje chociaż dokładnie nie można jej obserwować [4, 8]. Istotą wirtualności danego obiektu jest to, że nie istnieje on realnie, ale jednak egzystuje w rzeczywistości. Pojęcie "organizacja wirtualna" pojawiło się we wczesnych latach dziewięćdziesiątych. Organizacja wirtualna mogła powstać dzięki rozwojowi informacyjnej technologii, a zwłaszcza dzięki funkcjonowaniu globalnych sieci informacyjnych i dużych baz danych. Jest to odpowiedź na wymagania wolnego rynku i konieczność dostosowania się do jego konkurencyjności. Obecnie w literaturze przedmiotu spotkać można wiele określeń organizacji wirtualnej; między innymi następujące określenia:

- „Czasowa sieć niezależnych przedsiębiorstw – dostawców, klientów, nawet wcześniejszych konkurentów – połączonych technologią informacyjną w celu dzielenia umiejętności i kosztów dostępu do nowych rynków” [2].

- Organizacja wirtualna jest siecią instytucji, firm, zespołów i osób zlokalizowanych w różnych miejscach, zorganizowanych w luźno związanych, nieprzejrzystych strukturach, które łączy wspólny cel - świadczenie usług na rzecz tego samego klienta [7].
- „sztuczny twór, który ze względu na maksymalną użyteczność dla klienta i opierając się na indywidualnych kompetencjach bazowych realizuje integrację niezależnych przedsiębiorstw w procesach (łańcuchach) kreowania produktów, nie wymagając dodatkowego nakładu na koordynację oraz nie uszczuplając przez swoją wirtualność znaczenia klienta” [9].

Wirtualizacja jest najnowszą i najbardziej rozwijającą się formą gospodarowania. Organizacja wirtualna pojawiła się w następstwie rozproszenia przestrzennego struktur organizacyjnych przedsiębiorstw. Powstaje w wyniku zdecydowanych zmian form działania i metod zarządzania w organizacji i ma na celu uzyskanie doskonałej elastyczności w działaniu oraz szybkiej możliwości reakcji na zmiany otoczenia. Do podstawowych cech organizacji wirtualnych zaliczamy [10]:

- tymczasowość organizacji - twór tymczasowy, powołany na okres realizacji zadania,
- rozproszenie geograficzne - jednostki tworzące organizację wirtualną są oddalone od siebie w sensie odległości terenowej,
- koncentracja na kliencie - organizacja wirtualna tworzona jest na potrzeby konkretnego klienta, konkretnego zadania,,
- intensywne wykorzystanie technologii informatycznych - wirtualizacja przedsiębiorstwa jest możliwa dzięki rozwojowi technologii informatycznych,
- sieciowa struktura organizacyjna jako forma organizacji wirtualnej,
- wykorzystanie kluczowych kompetencji uczestników organizacji wirtualnej - partnerzy uczestniczący w organizacji wirtualnej powinni być specjalistami - liderami w swoich dziedzinach..

Przykładami działalności firm o organizacji wirtualnej są takie działania jak: projektowanie samolotów, samochodów, obiektów budowlanych, szkolenie pilotów za pomocą metody symulacji komputerowej, nauczanie języków obcych, sprzedaż usług turystycznych itp. Współpraca w ramach organizacji wirtualnej może przynieść znaczące korzyści firmie dzięki właściwemu doborowi partnerów i wykorzystaniu synergii.

Zakłada się, że przedsiębiorstwa wirtualne powstają w dwojaki sposób:

- Jako samodzielnie funkcjonujący twór, powołany do działania na skutek istniejącej sytuacji;

- Poprzez ewolucyjne przekształcenie tradycyjnie zorganizowanego przedsiębiorstwa, dzięki działaniom wewnętrznych i zewnętrznych czynników.

Istotną cechą takich organizacji jest ich elastyczność. Mają na celu efektywne zaspokajanie wymagań klientów. Działają w kierunku optymalizacji (wirtualnego) łańcucha tworzenia wartości. Organizacja wirtualna pozbawiona jest struktury fizycznej, nie ma wspólnej administracji, budynków, a mimo to funkcjonuje jak każda inna organizacja. Nie posiada osobowości prawnej, nie ma własnej siedziby ani własnych pracowników, jakkolwiek pracownikami mogą być osoby stanowiące zarząd (broker informacji). Zajmuje się on koordynacją procesów, jakimi trudni się dane przedsiębiorstwo.

Wirtualne organizacje oznaczają „sztuczne twory” formalnie nieistniejące, choć pełniące funkcje rzeczywistych organizacji. Charakterystyczną cechą tworzonego związku jest wzajemne zaufanie jej uczestników.

Warunkiem koniecznym jej istnienia jest rozwój technologii informacyjnej.

Podstawą funkcjonowania organizacji wirtualnej jest swobodny, bezkolizyjny i szybki przepływ informacji, jej gromadzenie i przetwarzanie. Klient, dostawca i przedsiębiorstwo kontaktują się w przestrzeni wirtualnej, egemplifikowanej przez ekran monitora.

System komunikacji wirtualnej e-firmy składa się z trzech segmentów: Intranetu, Ekstranetu i Internetu. Organizacje wirtualne w zastosowaniu do działalności gospodarczej mają swoje wady i zalety.

Do zalet organizacji wirtualnych zaliczamy:

- Wzrost potencjału technologicznego. Podczas opracowywania projektu technicznego obiektu i projektu realizacji inwestycji projektanci nie są ograniczeni możliwościami technologicznymi określonego przedsiębiorstwa.
- Duża szybkość realizacji transakcji. Skrócony jest łańcuch decyzyjny, istnieje możliwość korzystania z dużej ilości kooperantów posiadających wysokie kwalifikacje, możliwość planowania „just in time” (dokładnie na czas).
- Obniżenie kosztów realizacji.
- Szybki rozwój przedsiębiorstwa, możliwość zastosowania nowoczesnych metod i technik zarządzania.
- Możliwość szybkiego reagowania na zmiany otoczenia.

Wady organizacji wirtualnej:

- Powstawanie u klientów wątpliwości co do wiarygodności instytucji, której nie można zlokalizować w „realnym świecie”. Konieczne jest stworzenie odpowiednich rekomendacji lub ubezpieczeń przedsiębiorstw wirtualnych.
- Niedojrzałość rynku do korzystania z wirtualizacji.

- Bariery natury psychicznej u pracowników i klientów. Nie wszyscy pracownicy akceptują taki model pracy, nie wszyscy czują się w nowej sytuacji lepiej. Pracując bezpośrednio w firmie zaspokajamy nasze potrzeby społeczne: spotkania z kolegami, rozmowy, emocje interpersonalne, itd.
- Wymóg wzajemnego zaufania od partnerów - co jest trudne w świecie biznesu [5].
- Możliwość włączenia się organizacji niekompetentnych i niesprawdzonych.
- Ograniczony dostęp do Internetu szczególnie w obszarach nieposiadających bezpośredniego dostępu do sieci.

3. Charakterystyka robót remontowych

Roboty remontowe charakteryzują się szczególnymi cechami technologiczno-organizacyjnymi, które powodują, że wyróżniają się one w sposób zasadniczy od innych rodzajów robót, występujących np. podczas realizacji nowych obiektów. Przedsiębiorstwa zajmujące się remontami obiektów (w tym zabytkowych) są szczególnie predysponowane do tworzenia struktur wirtualnych. Wynika to z cech charakteryzujących ten rodzaj budownictwa:

- Indywidualny charakter każdego remontowanego obiektu (w zakresie ilości robót, warunków realizacji, rodzaju i złożoności robót).
- Występowanie specjalistycznych robót; na przykład renowacja drewnianych rzeźbionych stropów, sufitów ze stiukami, iniekcja ścian fundamentowych. Związana jest z tym potrzeba zatrudnienia wysoko kwalifikowanych pracowników o wąskich specjalnościach.
- Stosowanie materiałów i technologii, obecnie niestosowanych, używanych w okresie wznoszenia remontowanego obiektu. Równocześnie stosowane są nowoczesne materiały (np. z włókien węglanowych) i technologie (tynki renowacyjne) [1,11].
- Stosowanie specjalistycznego sprzętu, np. torkretnic.
- Trudne warunki wykonania – centra miast, wąskie ulice, małe place budowy.
- Zmienne warunki realizacji - brak powtarzalności robót (w zakresie technologii i zakresu).
- Duży procent procesów logistycznych. Ze względu na małe place budowy (raczej ich brak) materiały, sprzęt dostarczane są na budowę w systemie „*just in time*”.

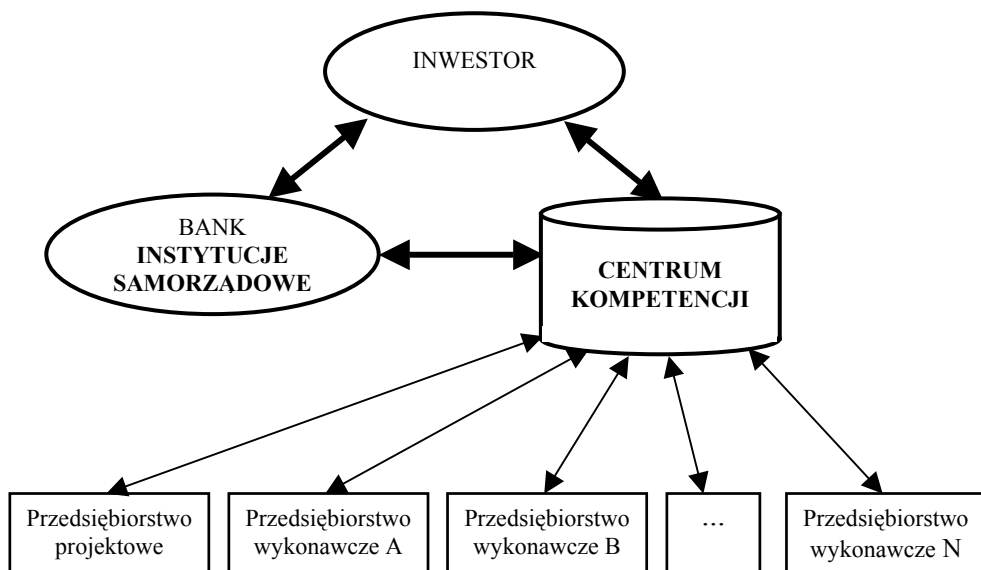
- Trudność określenia pełnego zakresu robót remontowych na etapie planowania. Istnieje znaczne ryzyko zmiany wielkości i rodzaju robót w trakcie ich realizacji.

Mając na uwadze powyższe cechy budownictwa remontowego, w warunkach silnej konkurencji, coraz mniej firm stać na stworzenie i utrzymanie przedsiębiorstwa wykonawczego o tak elastycznej formie produkcji. Dynamika rozwoju technologii tych robót skłania przedsiębiorstwa wykonawcze do specjalizacji w wąskich zakresach robót, na przykład: w wykonywaniu izolacji poziomych przez podcinanie murów, iniekcji ciśnieniowej, wykonywaniu tynków renowacyjnych, wymianie stropów, itp. Obecnie nie jest możliwe funkcjonowanie przedsiębiorstwa wykonawczego o tradycyjnej strukturze, które mogłoby własnymi siłami (we własnym zakresie) wykonywać remont czy modernizację dowolnego obiektu.

Wyzwaniom tym są w stanie sprostać przedsiębiorstwa o nowoczesnej strukturze organizacyjnej, wykorzystujące zalety tzw. wirtualnej organizacji.

4. Koncepcja modelu organizacji wirtualnej przedsiębiorstwa robót remontowych

Wirtualna forma organizacji przedsiębiorstwa jest oparta na tzw. „centrum kompetencji” nazywanym również rdzeniem przedsiębiorstwa. Rdzeń wirtualnego przedsiębiorstwa to przede wszystkim kapitał intelektualny, wiedza, patenty, wynalazki, możliwości finansowe i innowacyjne. Na rysunku 1. przedstawiono schemat struktury organizacyjnej uczestników procesu inwestycyjnego. Przedsiębiorstwo wirtualne robót remontowych może powstać jako samodzielny twór (rdzeń, integrator) lub - co ma częstsze zastosowanie w praktyce - powstać poprzez ewolucyjne przekształcenie tradycyjnie istniejącego przedsiębiorstwa typu wykonawczego czy przedsiębiorstwa projektowego.



Rys. 1. Schemat struktury organizacyjnej uczestników procesu inwestycyjnego wykonywanego przez utworzoną organizację wirtualną

O wyborze firmy będącej inicjatorem decyduje zakres posiadanych przez nią kompetencji.

Ważnym aspektem jest dostęp „integratora” do selekcyonowanych informacji o charakterze strategicznym, stanu posiadanych jak i dostępnych technologii, sytuacji finansowej, marketingu oraz personelu. W kształtowaniu wartości tworzonej organizacji wirtualnej istotną rolę odgrywa również reputacja uczestników sieci. Członkowie organizacji wirtualnej są samowystarczalni i ich działania w przeważającej części są samodzielne.

W przedsiębiorstwie wirtualnym występuje sieć złożona, np. z małych jednostek (firm). Każda z nich wchodzi w interakcje z innymi partnerami. Przedsiębiorstwo wirtualne zwykle powstaje dla realizacji określonego zadania. Horyzont czasowy funkcjonowania takiego przedsiębiorstwa jest ograniczony do czasu realizacji podjętego zadania. Następnie przedsiębiorstwo wirtualne ulega samoistnemu rozwiązaniu lub dokonuje się rekonfiguracja, np. do realizacji kolejnego zadania.

W cyklu życia przedsiębiorstwa wirtualnego można wyróżnić siedem faz:

- rozpoznanie rynku,
- wybór zadania do realizacji,
- poszukiwanie partnerów,
- negocjacje i podpisanie kontraktów,

- realizacja zadania,
- rozliczenie przychodów,
- rozwiązanie lub rekonfiguracja do nowego zadania.

Podstawowym zadaniem w zarządzaniu przedsiębiorstwem wirtualnym jest podział pracy na zadania dla przedsiębiorstw partnerskich - outsourcing procesów - oraz koordynacja tych zadań w celu efektywnej ich realizacji. Typową cechą przedsiębiorstwa wirtualnego jest brak fizycznego kontaktu między partnerami oraz klientami przedsiębiorstwa. Dodatkowo sytuację komplikuje to, że przedsiębiorstwa partnerskie mają własne indywidualne cele, własną praktykę i kulturę działania. Dlatego też zarządzanie przedsiębiorstwem wirtualnym musi być dokonywane przez stworzenie takich form (struktur) organizacyjnych, które zapewnią możliwość realizacji celu nadrzędnego przedsiębiorstwa w stosunku do pozostałych. Podmiot ten zarządza działaniem całego przedsiębiorstwa i tylko on uwiadczenia się na zewnątrz (na rynku).

Utworzenie organizacji wirtualnej i kierowanie nią nie jest łatwe. Wynika to ze struktury organizacji. Części tworzące całość organizacji wirtualnej nie znajdują się w fizycznej bliskości. Aby organizacja wirtualna mogła funkcjonować prawidłowo, realizacją wspólnego celu musi zająć się grupa ludzi z określonymi umiejętnościami, wsparta urządzeniami i infrastrukturą. Ludzie ci muszą zachowywać się wobec siebie w sposób absolutnie lojalny. Ważna jest również pozycja integratora na rynku. System zarządzania w takiej organizacji wymaga zastosowania między kierownictwem a podwładnymi efektywnej komunikacji, czyli jasnego i jednoznacznego formułowania zadań, harmonogramu realizacji i odpowiedniego sposobu komunikowania.

Wirtualizacja działalności przedsiębiorstw możliwa jest dzięki rozwojowi technologii informatycznych. W zasadzie organizacja wirtualna opiera się na sieciach komputerowych, które stanowią fizyczne środowisko wymiany informacji (komunikacji) pomiędzy jednostkami organizacyjnymi (np. przedsiębiorstwami).

5. Wnioski

Zmiany otoczenia działalności przedsiębiorstwa wymuszają zmianę metod funkcjonowania przedsiębiorstw. Szczególne cechy robót remontowych i renowacyjnych (indywidualny charakter każdego remontowanego obiektu, wąska specjalizacja robót, stosowanie specjalistycznego sprzętu itp.) sprawiają, że przedsiębiorstwa wykonawcze zajmujące się tym rodzajem budownictwa są predysponowane do przyjmowania wirtualnej organizacji. Koncepcja przedsiębiorstw wirtualnych

ma na celu podniesienie efektywności przedsiębiorstw poprzez zwiększenie elastyczności i zdolności adaptacji, obniżenie kosztów, zredukowanie czasu realizacji zadań, zapewnienie wysokiej jakości robót oraz zmniejszenie ryzyka. Podstawowym celem organizacji wirtualnej jest dążenie do jak najpełniejszego zaspokojenia oczekiwań klientów przy równoczesnym zapewnieniu wysokiej efektywności podejmowanych działań.

Współpraca w ramach organizacji wirtualnej może przynieść znaczące korzyści wszystkim jej uczestnikom. Partnerstwo w sieci przynosi efekt synergiczny.

Należy zaznaczyć, że koncepcja organizacji wirtualnej nie wszędzie może mieć zastosowanie, nie w każdym przedsiębiorstwie zachodzi potrzeba jej wdrażania.

Literatura

- [1] Byrne J.A., Brandy R.: *The Virtual Corporation*. Business Week, (6) 1993.
- [2] Davidov W., Malone M.: *The Virtual Corporation*, HarperBusiness, 1999.
- [3] Drucker P.: *The New Organization*. Harvard Business Review, No 1-2/1998.
- [4] Grudzewski W. M., Hajduk I. K.: *Przedsiębiorstwo wirtualne*. Difin, Warszawa 2002.
- [5] Kisielnicki J.: Virtual organization as a product of information society; *Informatica*, vol.22, 1, 1998 p.3.
- [6] Łobesko S.: *Systemy informacyjne w zarządzaniu wiedzą i innowacją w przedsiębiorstwie*. Szkoła Główna Handlowa w Warszawie. Warszawa, 2005.
- [7] Płoszajski P., *Organizacja przyszłości: wirtualny splot kontraktów*, Difin, Warszawa, 2000.
- [8] Sobotka A., Jaśkowski P., Biruk S.: *Zastosowanie koncepcji organizacji wirtualnej do zarządzania przedsięwzięciem inwestycyjno-budowlanym*, *Przegląd Budowlany*, 3/2001, 4-9.
- [9] Scholz Ch.: *Virtuelle Unternehmen - Organisatorische Revolution mit Strategischer Implikation*, *Amnagement & Computer*, 2/1996.
- [10] Trzcieliński S.: *Przedsiębiorstwo wirtualne - aspekt zewnętrzny i wewnętrzny. Koncepcja zarządzania przedsiębiorstwem (w otoczeniu burzliwym i nieprzewidywalnym)*. Monografia, Instytut Inżynierii Zarządzania, Politechnika Poznańska, Poznań, 2003.
- [11] Орловски З.: *Основы организации логистическо - производственных систем монолитных работ*. УП „Технопринт“, Минск, 2004.

Selected problems of the future organization type of the repair works companies

Summary: One of the most promising and future proof models of companies organization is presented in this paper. It is called virtual organization. Specific features of repair works (individual character of each repaired object, specialize in narrow ranges of works, application of special machinery, etc.) make the companies that put through this kind of organization, able to achieve their goals and the needs of the market. The main goal of the virtual organization is striving for complete fulfillment of client's demands at high efficiency of the undertaken tasks. In this paper, the model of virtual organization of the repair works companies is presented.

Key words: virtual organization, repair works

Piotr Radziszewski, Ewa Ołdakowska

Ocena wpływu oddziaływania wody na właściwości betonów cementowych modyfikowanych gumą ze zużytych opon samochodowych

Streszczenie: Wprowadzona w życie w 2001 roku ustawa „O odpadach” oraz przynależne do niej przepisy wykonawcze skłaniają producentów, by efektywnie przetwarzali odpady. Artykuł prezentuje wyniki badań nad przydatnością rozdrobnionych odpadów gumowych pochodzących ze zużytych opon samochodowych do modyfikacji betonów cementowych. Badania własne przeprowadzono w zakresie oznaczania wilgotności w stanie naturalnego zawilgocenia, wilgotności sorpcyjnej, nasiąkliwości i podciągania kapilarnego, porównując modyfikowany beton z betonem zawierającym naturalne kruszywo piaskowo-żwirowe.

Słowa kluczowe: beton, guma, recykling, woda

1. Wprowadzenie

Stosowanie gumowych odpadów w budownictwie jest stosunkowo mało rozwinięte w naszym kraju. Bardzo wysokie koszty składowania, utylizacji oraz opłaty i ograniczenia w przepisach z zakresu ochrony środowiska wymuszają konieczność poszukiwania możliwości wykorzystania zużytych materiałów w każdy inny sposób aniżeli kosztowne składowanie i utylizacja. Wyeksploatowane opony samochodowe mogą być wykorzystane jako wartościowy materiał w budownictwie. Podstawowym procesem umożliwiającym ich recykling jest odpowiednie rozdrobnienie, które można prowadzić jedno- lub wieloetapowo, otrzymując frakcje o rozmiarach od 300 do poniżej 0,5 mm. Wyróżnia się następujące frakcje:

- pył gumowy ($< 0,2$ mm)
- miał gumowy ($0,2 - 1,0$ mm),

- granulat gumowy (1,0 – 10,0 mm),
- grys (> 10 mm).

Niezależnie od tego, jak prowadzony jest proces granulacji, odzysk materiałów ze zużytych opon następuje w dwóch podstawowych etapach. Pierwszym z nich jest rozdrobnienie całej lub pociętej opony na elementy o wielkości 40-300 mm i oddzielanie części metalowych oraz tekstylnych od gumy. Dopiero te kawałki podaje się do urządzeń mielących je na granulat. Proces ten może być przy tym prowadzony w jednej lub kilku operacjach, zależnie od tego, czy finalnym produktem ma być granulat czy miał gumowy. Mimo znacznego postępu w procesach technologicznych i polepszenia właściwości produktów końcowych, ciągle nie ma wystarczającego zbytu na te produkty. Jedną z możliwości jest wykorzystanie rozdrobnionych zużytych opon samochodowych do produkcji betonów cementowych, dzięki czemu otrzymamy beton o polepszonych właściwościach wilgotnościowych. W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych nad betonami cementowymi modyfikowanymi różną ilością mieszanki mialu i granulatu gumowego.

2. Zastosowane materiały i metodyka badań

Do wykonania betonu użyto jako spoiwa cementu CEM I 32,5 odpowiadającego wymogom normy PN-EN 19701. Kruszywem była mieszanka piasku rzeczno-ego i kruszywa naturalnego grubego o uziarnieniu do 8 mm. Udział procentowy poszczególnych frakcji kruszywa przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Procentowa zawartość poszczególnych frakcji kruszywa

Frakcja [mm]	Zawartość frakcji [%]	Suma frakcji [%]
0 - 0,125	0,576	0,576
0,125 – 0,25	4,528	5,104
0,25 – 0,50	17,200	22,304
0,50 – 1,00	11,936	34,240
1,00 – 2,00	5,104	39,344
2,00 – 4,00	30,656	70,00
4,00 - 8,00	30,000	100,00

Dodatkiem modyfikującym były rozdrobnione odpady gumowe pochodzące ze zużytych opon samochodowych. Zastosowano mieszankę mialu i granulatu

gumowego, które wprowadzano do zarobu poprzez zmniejszenie zawartości kruszywa, uwzględniając objętość zamienianych materiałów. Projektując mieszankę betonową zachowano jednakową gęstoplastyczną konsystencję. Przygotowano trzy serie mieszanek betonowych zawierające 10%, 20% i 30% (B1/10%, B1/20%, B1/30%) rozdrobnionej gumy oraz mieszankę kontrolną, zawierającą kruszywo piaskowo-żwirowe (B0). Po zarobach próbnych ostatecznie badania laboratoryjne przeprowadzono na składach o następujących proporcjach składników:

- cement – 300 [kg/m³],
- kruszywo – 1 996 [kg/m³],
- woda – 150 [kg/m³].

Tabela 2. Zawartość poszczególnych frakcji kruszywa w mieszankach betonowych

Kruszywo w [kg/m ³]	Mieszanka betonowa			
	B 0	B 1/ 10%	B 1/ 20%	B 1/ 30%
Piasek 0 – 2 mm	798	718	638	558
Piasek 0 -2 mm zastąpiony miałem i granulatem gumo- wym 0 -2 mm (objętościowo)	-	80	160	240
Żwir 2 – 4 mm	599	599	599	599
Żwir 4 – 8 mm	599	599	599	599
Suma	1 996	1 996	1 996	1 996

Zakres badań betonów obejmował badanie wilgotności, wilgotność sorpcyjnej, nasiąkliwości i podciągania kapilarnego.

Oznaczanie **wilgotności** polegające na określeniu masy wody, jaką zawiera próbka w stanie naturalnego zawilgocenia przeprowadzono na próbkach o wymiarach 4×4×16 cm po 28 dniach dojrzewania ich w komorze klimatyzacyjnej (temperatura pokojowa, wilgotność ≥ 95%). Próbkę bezpośrednio po wyjęciu z określonych warunków przechowywania zważono z dokładnością do 1 g, a następnie wysuszone do stałej masy i poddano ponownemu ważeniu. Wyniki badania przedstawiono na rys. 1. **Wilgotność sorpcyjną** betonu oznaczono także na próbkach w kształcie beleczki. Próbkę wysuszone do stałej masy i zważone z dokładnością do 1 g umieszczono w szczelnie zamykanej komorze na ruszcie nad wodą. Nasywanie próbek zakończono, gdy wyniki dwóch kolejnych ważen w odstępie 24 h nie różniły się o więcej niż 0,5 g. Wyniki przedstawiono na rys. 2. Badanie **nasiąkliwości**, określające maksymalną masę wody wchłoniętą przez próbkę, zanurzoną w wodzie pod działaniem normalnego ciśnienia atmosferycznego, przeprowadzono

na próbkach beleczkowych po 28 dniach ich dojrzewania. Wysuszone do stałej masy w suszarce elektrycznej o automatycznej regulacji temperatury, zważone z dokładnością do 1 g oraz zmierzone z dokładnością do 0,1 mm próbki umieszczono w wannie (płasko na ruszcie drewnianym) zalano wodą o temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$ do $\frac{1}{4}$ wysokości. Następnie po 3 h dolano wody do połowy wysokości próbek, a po kolejnych 3 h do $\frac{3}{4}$ wysokości. Po 24 h całkowicie zalano wodą tak, że górna powierzchnia próbek znajdowała się 2 cm poniżej zwierciadła wody. Nasycanie próbek zakończono, gdy wyniki dwóch kolejnych ważen w odstępie 24 h nie różniły się o więcej niż 2 g. Określono nasiąkliwość zarówno w stosunku do masy próbki (rys. 3), jak i do objętości (rys. 4). Oznaczanie **kapilarnego podciągania** wykonano na sześciu próbkach o wymiarach $4 \times 4 \times 16$ cm, ustawionych w pozycji pionowej na dnie płaskiego naczynia wypełnionego wodą o temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$ w takiej ilości, że zanurzenie dolnej części beleczki wynosiło 1 cm. Pomiar kapilarnego podciągania wody wykonano po upływie 1, 3, 6 i 24 h, utrzymując poziom wody w naczyniu na niezmiennym poziomie. Wyniki przyrostu masy próbek przedstawia rys.5.

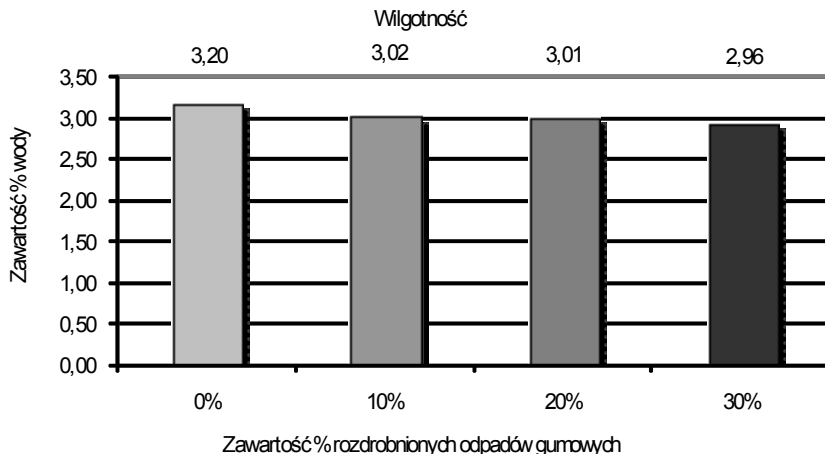
Wyniki oznaczenia wilgotności są średnią arytmetyczną badania 9 próbek wykonanych według każdej z receptur. Badanie wilgotności sorpcyjnej, nasiąkliwości i podciągania kapilarnego przeprowadzano na sześciu próbkach betonów każdego rodzaju.

3. Analiza wyników badań

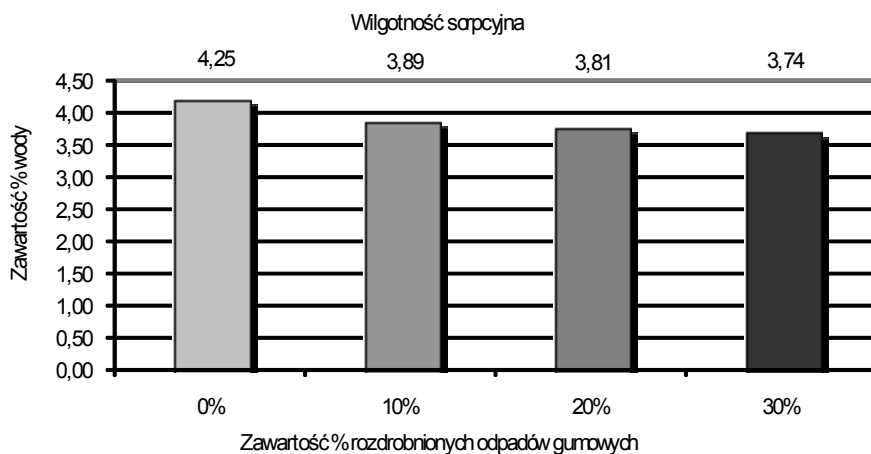
Wyniki oznaczania wilgotności przedstawiono na rys.1.

Z rys.1 wynika, że rozdrobnione odpady gumowe zawarte w betonach cementowych wpływają korzystnie na obniżenie wilgotności. W każdym z trzech przypadków (betony B1/10%, B1/20%, B1/30%) zawartość wody była niższa w stosunku do betonu porównawczego zawierającego tylko kruszywo piaskowo-zwirowe o około 6% (próbki zawierające 10% i 20% miału i granulatu) oraz 7,5% (próbki o 30% zawartości odpadów gumowych). Różnica między wilgotnością betonu zawierającego 10% dodatek gumy a betonem z 20% gumy była minimalna i wynosiła tylko 0,3%.

Rys.2 przedstawia wyniki oznaczania wilgotności sorpcyjnej.



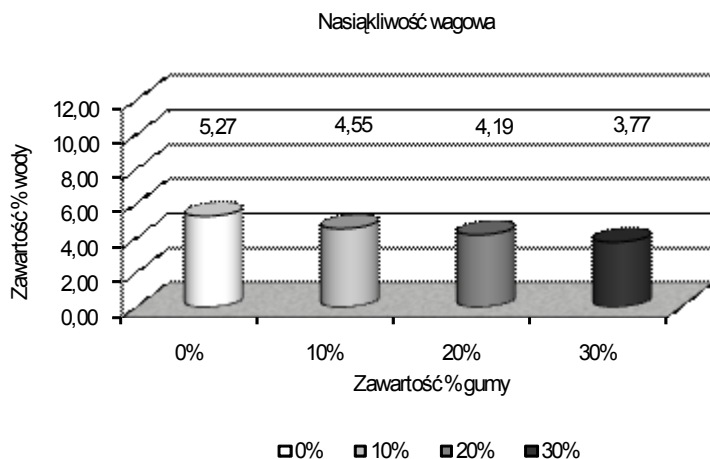
Rys. 1. Wilgotność w stanie naturalnego zawilgocenia



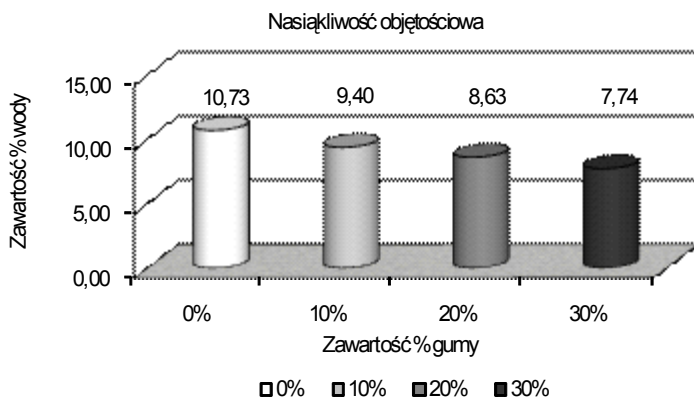
Rys. 2. Wilgotność sorpcyjna

Podobnie jak w przypadku wilgotności w stanie naturalnego zawilgocenia wilgotność sorpcyjna była najniższa dla próbek zawierających 30% frakcji „gumowej”. Wartość 3,74% zawartości wody, będąca wartością średnią z sześciu oznaczeń, była niższa w stosunku wartości zawartości wody w betonie kontrolnym o 12%. Zawartość 20% gumy pozwoliła uzyskać wyniki niższe o 10%, zaś obecność 10% frakcji „gumowej” wartości niższe o 8,5%.

Na rys. 3 i 4 zaprezentowano wyniki badania nasiąkliwości wagowej i objętościowej.



Rys. 3. Nasiąkliwość wagowa

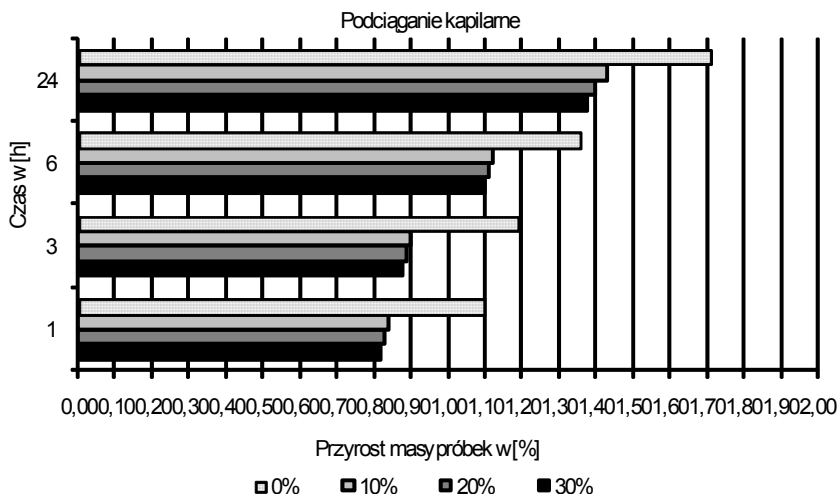


Rys. 4. Nasiąkliwość objętościowa

Wyniki przedstawione na rys. 3 i 4 wykazują wyraźny związek między ilością rozdrobnionych odpadów gumowych a możliwością wchłaniania wody. Wzrost ilości miazgi i granulatu korzystnie osłabia możliwość wchłaniania przez próbkę wody pod działaniem normalnego ciśnienia atmosferycznego. Nasiąkliwość za-

równowagowa, jak i objętościowa w przypadku betonów modyfikowanych 10% ilością gumy była niższa o około 13%, dodatek 20% spowodował spadek o prawie 20%, natomiast wyniki z zawartością 30% frakcji „gumowej” kształtowały się na poziomie niższym o 28%. Są to bardzo korzystne wyniki, biorąc pod uwagę właściwości wilgotnościowe betonów cementowych.

Na rys. 5 pokazano wyniki badania podciągania kapilarnego próbek betonowych po upływie 1, 3, 6 i 24 godzin od momentu zanurzenia dolnej części beleczki w wodzie.



Rys. 5. Podciąganie kapilarne

Wyniki badań przedstawione na rys. 5 potwierdzają dobrą „szczelność” betonów B1/10%, B1/20%, B1/30%. Wyraźnie większy przyrost masy próbek spowodowany podciąganiem kapilarnym wody wystąpił w przypadku próbek zawierających tylko kruszywo naturalne piaskowo-żwirowe. Znaczna „przewaga” ich masy widoczna już po upływie pierwszej godziny utrzymała się do końca badania. Masa próbek betonu z 10% frakcji „gumowej” była niższa o 16 % w stosunku do próbek z betonu kontrolnego, próbki z 20% frakcji „gumowej” ważyły mniej o 18%, zaś 30% zawartość gumy spowodowała spadek masy o 19%.

Zastosowanie rozdrobnionych zużytych opon samochodowych do betonów spowodowało zmniejszenie wilgotności, wilgotności sorpcyjnej, nasiąkliwości i podciągania kapilarnego. Otrzymane wyniki pozwalają stwierdzić, że zastąpienie w mieszance betonowej kruszywa miałem i granulatem wpłynie korzystnie na

trwałość takiego betonu. Obecnie przeprowadzana jest dalsza analiza w celu oceny odporności tych betonów na działanie niskich temperatur w obecności roztworu soli odladzającej.

4. Wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań można sformułować następujące wnioski:

- rozdrobnione odpady gumowe pochodzące ze zużytych opon samochodowych mogą stanowić częściowy substytut naturalnego kruszywa w produkcji betonu zwykłego,
- betony zawierające frakcję „gumową” charakteryzują się mniejszą wilgotnością, wilgotnością sorpcyjną, niższą nasiąkliwością wagową i objętościową oraz ograniczonym podciąganiem kapilarnym w stosunku do betonów zawierających tylko kruszywo naturalne piaskowo-żwirowe.
- należy sądzić, że modyfikowane betony cementowe będą miały zwiększoną trwałość.

Literatura

- [1] Czarnecki L., praca zbiorowa, Beton według normy PN – EN 206 - 1, Kraków, Polski Cement, 2004.
- [2] Goulias D.G., Ali A.H., Enhancement of portland cement concrete with tire rubber particles. Proceedings of the Twelfth International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, USA, 1996.
- [3] Horodecka R., Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Sybilski D., Wykorzystanie zużytych opon samochodowych w budownictwie drogowym, Warszawa, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, 2002.
- [4] Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Technologia materiałów i nawierzchni drogowych, Warszawa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2003.
- [5] Norma PN – EN 206 – 1.
- [6] Tantal M.W., Lepore J.A., Zandi I., Quasi-elastic behavior of rubber included concrete (RIC) using waste rubber tires, Proceedings of the Twelfth In-

ternational Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, USA, 1996.

ASSESSMENT OF WATER INFLUENCE ON THE PROPERTIES OF CEMENT CONCRETES MODIFIED WITH THE WORN OUT TIRES RUBBER

Summary: The law “About the waste” and its executor regulations, enforced in 2001, encourage the waste producers to process them in the effective way. This article shows the results of research of usability of grinded rubber waste, coming from the worn out vehicle tyres, in the cement concrete modification. The research has been performed in range of moisture determination in the natural moisture conditions, sorption moisture, absorbability and capillary rise, by comparing the modified concrete with the concrete which contains the natural sand and gravel aggregate.

Key words: concrete, rubber, recycling, water

*Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa**

Określenie umownej pracy sprężystości i pracy plastyczności lepiszczy asfaltowych w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły

Streszczenie: Cechy funkcjonalne mieszanek mineralno-asfaltowych zależą w dużej mierze od właściwości lepiszczy asfaltowych. Jedną z cech lepiszczy, która wpływa na właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych jest kohezja. Na podstawie analizy literatury i przeprowadzonych badań własnych autorów można stwierdzić, że jednymi z najlepszych parametrów do oceny kohezji lepiszczy asfaltowych są parametry uzyskane w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły: praca odkształcenia, maksymalna siła rozciągająca i wydłużenie. W artykule przedstawiono rozważania nad określeniem umownej pracy sprężystości i plastyczności z pracy odkształcenia uzyskanej w badaniu ciągliwości.

Słowa kluczowe: Asfalt, kohezja, badanie wydłużenia, praca odkształcenia, umowna praca sprężystości, umowna praca plastyczności.

1. Wstęp

Jednym z podstawowych wymagań, stawianych mieszankom wbudowanym w nawierzchnię jest trwałość i odporność na różnego rodzaju czynniki zewnętrzne w całym okresie eksploatacji nawierzchni. Badania nad mieszankami mineralno-asfaltowymi dowodzą, że właściwości lepiszczy asfaltowych wpływają znacząco na cechy funkcjonalne mieszanek mineralno-asfaltowych w nawierzchni drogowej. Pro-

* Politechnika Białostocka

wadzone w Polsce i za granicą prace badawcze wykazują, że właściwości funkcjonalne mieszanek mineralno-asfaltowych można przewidywać na podstawie właściwości lepkosprężystych zastosowanych w nich asfaltów. Najlepszymi do tego celu są parametry określające kohezję lepiszczy asfaltowych [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7].

Kohezja jest definiowana jako wzajemne przyciąganie się cząsteczek tej samej substancji przez występowanie sił Van der Waalsa między cząsteczkami lub atomami jednego rodzaju materiału, tak zwanych sił spójności. Definicja ta bardzo ogólnie informuje nas o istnieniu sił charakteryzujących spójność, decydujących o właściwościach mechanicznych materiałów. Powszechnie znane metody badań asfaltów drogowych pozwalają ocenić jakościowo właściwości reologiczne, poprzez które można ocenić kohezję asfaltów drogowych [2, 3].

Na podstawie analizy literatury i przeprowadzonych badań własnych autorów można stwierdzić, że jedynymi z najlepszych parametrów do oceny kohezji lepiszczy asfaltowych, a szczególnie asfaltów modyfikowanych, są parametry uzyskane w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z równoczesnym pomiarem siły rozciągającej: praca odkształcenia, maksymalna siła rozciągająca i wydłużenie.

W artykule przedstawiono rozważania nad określeniem pracy odkształcenia oraz podziałem jej na umowną pracę sprężystości i umowną pracę plastyczności. Do tego celu posłużono się wynikami pracy odkształcenia, uzyskanymi w badaniach laboratoryjnych. Do przetworzenia danych z badań laboratoryjnych i formułowania modeli zastosowano programy komputerowe „Infratest”, „Matematika” i „Microsoft Exel”.

2. Wyznaczenie umownej pracy sprężystości i plastyczności – model I

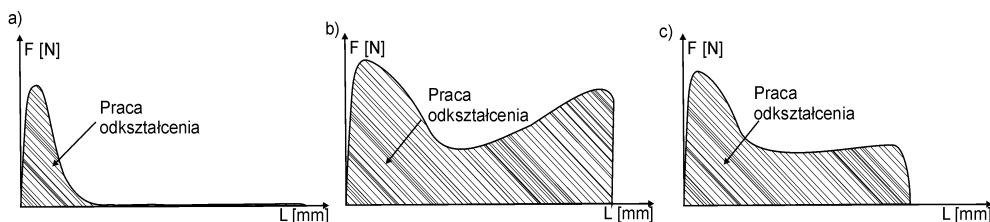
W badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły rozciągania lepiszczy asfaltowych modyfikowanych i niemodyfikowanych otrzymuje się zależności między siłą rozciągania „F” a wydłużeniem „L” jak przedstawiono na rys. 2.1. Pola powierzchni zawarte pod wykresami przedstawiają pracę odkształcenia. Pracę odkształcenia można przedstawić za pomocą wyrażenia:

$$P_C = \int_{L=0}^{L=L_{\max}} F * dL \quad (2.1)$$

gdzie:

P_C – praca odkształcenia [N·mm],

L – wydłużenie [mm],
 F – siła rozciągająca [N].



Rys. 2.1. Wykresy pracy odkształcenia: a) asfalt 50/70, b) asfalt 50/70 modyfikowany 7% dodatku SBS, c) asfalt 50/70 modyfikowany 17% dodatku miazgu gumowego

W zakresie pracy odkształcenia można wyróżnić część sprężystą – odpowiedzialną za odkształcenia sprężyste materiału pod wpływem obciążenia i część plastyczną – charakteryzującą plastyczne pełzanie.

Jedną z interpretacji całki (2.1) wyznaczenia umownej pracy sprężystości jest ograniczenie się do opisanie jej jako pole powierzchni od punktu wartości siły „ F ” równej 0 do „ $F_{\max}$ ”, tak jak pokazano to na rys. 2.2. Zgodnie z tym, umowną pracę sprężystości wyznaczyć można przy pomocy wyrażenia:

$$P_U^S = \int_{L=0}^{L=L_2} F * dL \quad (2.2)$$

gdzie:

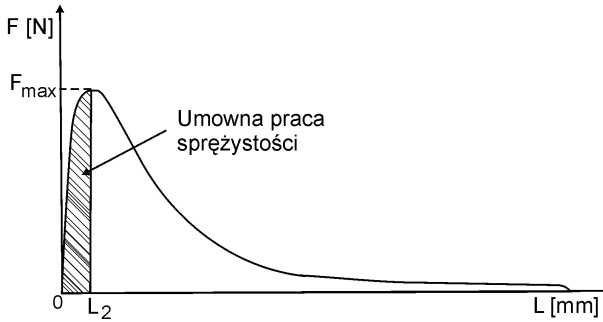
P_U^S – umowna praca sprężystości,
 L – wydłużenie [mm],
 L_2 – wartość ciągliwości przy $F_{\max}$,
 F – siła rozciągająca [N].

Umowną pracę plastyczności (rys. 2.3) wyznaczamy jako różnicę między pracą odkształcenia a umowną pracą sprężystości:

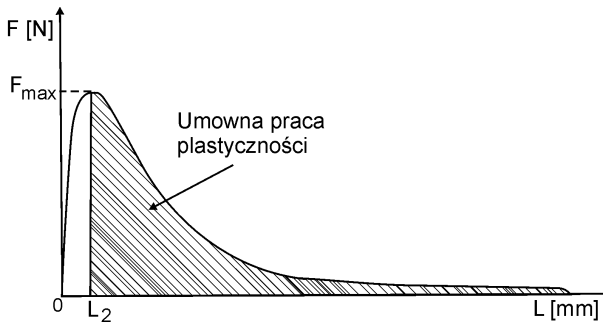
$$P_U^P = P_C - P_U^S \quad (2.3)$$

gdzie:

P_C – praca odkształcenia,
 P_U^S – umowna praca sprężystości,
 P_U^P – umowna praca plastyczności.



Rys. 2.2. Interpretacja graficzna umownej pracy sprężystości



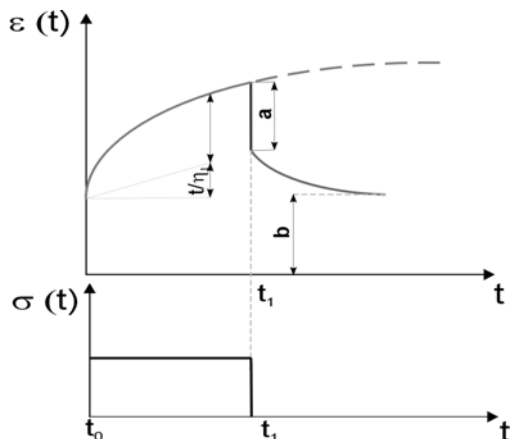
Rys. 2.3. Interpretacja graficzna umownej pracy plastyczności

3. Wyznaczenie umownej pracy sprężystości i plastyczności – model II

Model obliczeniowy II opisujący pracę sprężystości i plastyczności w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły rozciągania został utworzony na podstawie reologicznego modelu Burgersa (rys. 3.1).

Wykorzystano w tym celu elementy, które wchodziły w skład całkowitego odkształcenia ciała Burgersa [5]:

- natychmiastowego odkształcenia sprężystego,
- nieodwracalnego przepływu lepkiego,
- opóźnionego odkształcenia sprężystego.



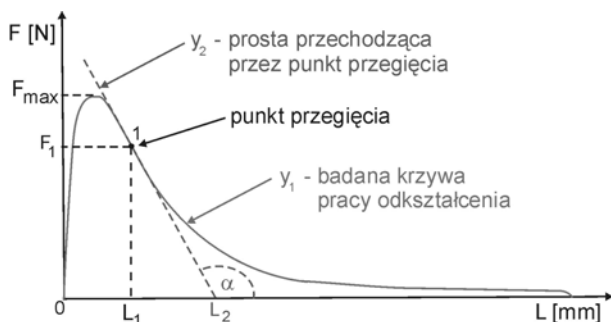
Rys.3.1. Krzywa odkształcenia ciała Burgersa [5]

Na rys.3.1 wartość odkształcenia sprężystego została określona jako „a”. Do obliczenia poszczególnych prac sprężystości i plastyczności wykorzystano wielkość „a”, obrazując ją na rys.3.2 jako punkt przegięcia „1” krzywej pracy odkształcenia „ y_1 ”. Równanie badanej krzywej y_1 po dopasowaniu ma postać:

$$y_1 = A + B \cdot e^{\left[-\left(\frac{L-D}{C}\right)\right]} + E \cdot e^{\left[-\left(\frac{L-G}{H}\right)\right]} + I \cdot L + J \cdot L^2 \quad (3.1)$$

gdzie:

A, B, C, D, E, G, H, I, J – współczynniki dopasowania,
L – wydłużenie [mm].



Rys. 3.2. Interpretacja graficzna modelu II

W przyjętym modelu punkt przegięcia jest wyznaczany jako druga pochodna „ y_1'' ” z powstałej krzywej rozciągania. W miarę zbliżania się do punktu przegięcia promień krzywizny wykresu funkcji rośnie do nieskończoności. W otoczeniu punktu przegięcia wykres funkcji jest przybliżany linią prostą. Przez punkt przegięcia „1” poprowadzono taką prostą „ y_2 ” do danej krzywej. Prosta przechodząca przez punkt przegięcia krzywej ma współczynnik kierunkowy „ $tg\alpha$ ”, równy wartości pochodnej krzywej „ y_1' ” w punkcie przegięcia. Równanie prostej przechodzącej przez punkt „1” ma postać:

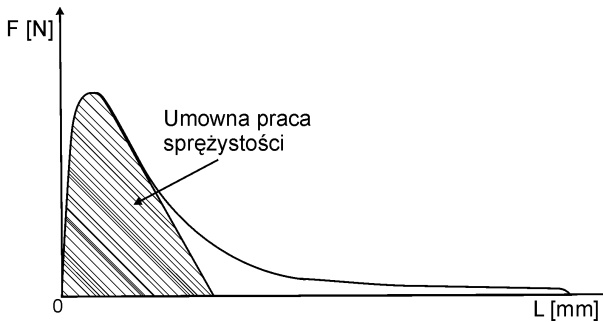
$$y_2 = tg\alpha(L - L_1) + F_1 \quad (3.2)$$

gdzie:

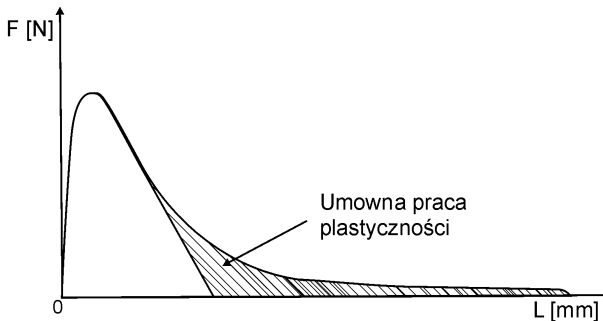
L_1, F_1 – współrzędne punktu przegięcia „1”.

L – wydłużenie [mm].

Na podstawie tych założeń wyznaczono regresyjne modele obliczeniowe umownej pracy sprężystości i plastyczności. Przedstawia to rys. 3.3 i rys. 3.4.



Rys. 3.3. Interpretacja graficzna umownej pracy sprężystości



Rys. 3.4. Interpretacja graficzna umownej pracy plastyczności

Umowną pracę sprężystości wyznaczano przy pomocy równania:

$$P_U^S = \int_0^{L_1} y_1 dL + \int_{L_1}^{L_2} y_2 dL \quad (3.3)$$

gdzie:

P_U^S – umowna praca sprężystości,

y_1 – równanie dopasowanej krzywej rozciągania,

y_2 – równanie prostej przechodzącej przez punkt przegięcia „1”,

L_1 – wielkość wydłużenia w punkcie „1”,

L_2 – wielkość wydłużenia w punkcie przecięcia się prostej „ y_2 ” z osią wydłużenia „ L ”, wyznaczona z równania:

$$L_2 = L_1 - \frac{F_1}{tg\alpha} \quad (3.4)$$

Umowną pracę plastyczności P_U^P wyznaczamy jak w modelu I, przy pomocy równania (2.3).

4. Wnioski

Na podstawie powyższych rozważań można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Prostsza metodę wyznaczenia umownej pracy sprężystości i pracy plastyczności przedstawia model I.
2. Model II przedstawia dokładniejszy sposób zdefiniowania umownej pracy sprężystości i plastyczności.

Literatura

- [1] P. Radziszewski: „Modelowanie trwałości zmęczeniowej modyfikowanych kompozytów mineralno-asfaltowych”. Rozprawa habilitacyjna, Rozprawy Naukowe Nr 45, Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok, 1997.
- [2] P. Radziszewski, M. Kalabińska, J. Piłat: „Ocena kohezji lepiszczy drogowych na podstawie badania ciągliwości w funkcji temperatury”, Drogi i mosty nr1, Warszawa, 2002.

- [3] M.E. Nunn, D. Lawrence, A. Brown (UK): „Development of a practical test to assess the deformation resistance of asphalt” Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona.
- [4] Serfass J. P., Deneuvillers Ch., Mazy A.: „NDLR: Une nouvelle gamme de bitumes modifies pour enrobage”. RGRA nr 799, 2001.
- [5] J. Piłat, P. Radziszewski: „Nawierzchnie asfaltowe”. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2004, podręcznik akademicki.
- [6] Grabowski W.: „Zagadnienia trwałości betonu asfaltowego w nawierzchni drogowej”, Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1985.
- [7] P. Radziszewski, J. Piłat, A. Plewa: „Influence of amount of crump rubber of used car tires and heating time on rubber asphalt properties”. The Nineteenth International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, USA 2004.

Evaluate contractual elasticity work and contractual plasticity work receive with ductility test

Summary: Functional properties of mineral-asphalt mixes notably depend on parameters binder asphalt. One of the bitumen's parameter which influents at properties of mineral-asphalt mixes is cohesion. By on literature analysis and author's own researches it is possible to affirm that one of the best parameters to value cohesion of asphalt binder are parameters receive in ductility test with measurement of strength at once: deformation work, maximum tensile strength and ductility. At the paper presents speculation of evaluate contractual elasticity work and contractual plasticity work receive with ductility test.

Key words: bitumen, cohesion, deformation work, contractual elasticity work, contractual plasticity work

Piotr Radziszewski*

Wpływ procesu starzenia na właściwości lepkosprężyste mieszanki grysowo-mastyksowej SMA

Streszczenie: Warstwa ścieralna nawierzchni z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA charakteryzuje się dużą szorstkością, zwiększoną odpornością na odkształcenia trwałe oraz odpornością na działanie czynników atmosferycznych. Lepiszcza asfaltowe i mieszanki mineralno-asfaltowe podlegają ciągłym procesom starzeniowym (starzenie technologiczne i eksploatacyjne), podczas których istotnie zmieniają się właściwości lepkosprężyste lepiszczy oraz mieszanek mineralno-asfaltowych i w efekcie zmniejsza się trwałość nawierzchni drogowej.

W artykule przedstawiono wyniki badania starzenia mieszanki SMA oraz dla porównania wyniki badania betonu asfaltowego. Wyniki te pokazują, że w efekcie procesów starzenia SMA charakteryzuje się mniejszymi, korzystnymi zmianami stabilności wg Marshalla, modułu sztywności sprężystej we wszystkich badanych temperaturach, maksymalnej głębokości koleiny i współczynnika koleinowania. Na korzystne zachowanie się mieszanki SMA pod względem odporności na starzenie wpływa przede wszystkim duża grubość błonki lepiszcza otaczającego ziarna kruszywa, dobra adhezja lepiszcza do powierzchni ziaren kruszywa i mała zawartość wolnych przestrzeni nieprzepuszczających powietrza.

Słowa kluczowe: mieszanka SMA, lepkosprężystość, starzenie technologiczne i eksploatacyjne

1. Wstęp

Technologia mieszanek grysowo-mastyksowych SMA znana jest na całym świecie i z powodzeniem stosuje się ją do budowy nawierzchni przede wszystkim o dużym natężeniu ruchu drogowego. Warstwa ścieralna nawierzchni z SMA cha-

* Politechnika Białostocka

rakteryzuje się dużą szorstkością, zwiększoną odpornością na odkształcenia trwałe (koleinowanie) oraz odpornością na działanie czynników atmosferycznych [6]. Odporność ta ma swoje źródło w składzie mieszanki mineralno-asfaltowej. Mieszanka mineralna w mastyksie grysowym SMA jest mieszanką o nieciąglym uziarnieniu i, po ułożeniu oraz właściwym zagęszczeniu w warstwie, gwarantuje wzajemne klinowanie się ziarn grysowych, i dzięki temu tworzy się odporna na koleinowanie warstwa nawierzchni. Na zwiększoną trwałość mieszanki SMA wpływa duża zawartość mastyksu, otaczającego grubą warstwą ziarn kruszywa, i wypełniającego wolne przestrzenie w mieszance i przez to czyni tę mieszankę nieprzepuszczalną dla wody i powietrza, a przez to odporną na działanie wilgoci. Dużą szorstkość warstwy ścieralnej z SMA osiąga się dzięki stosowaniu do mieszanki mineralnej kruszyw o odpowiednim wskaźniku odporności na polerowanie pod wpływem ruchu. Do czynników wpływających na bezpieczeństwo ruchu należy również tekstura powierzchni. Warstwa ścieralna z SMA charakteryzuje się korzystną teksturą, która sprawia, że w praktyce na tej warstwie po deszczu nie występuje cienka warstwa wody opadowej, mogącej być przyczyną niebezpiecznej utraty kontaktu między oponą i nawierzchnią. Nawierzchnie z SMA wpływają również na zmniejszenie hałaśliwości spowodowanej ruchem samochodowym oraz poprawiają bezpieczeństwo jazdy w nocy. Nawierzchnie te zapobiegają olśnieniu światłami pojazdów jadących z naprzeciwka i polepszają widoczność oznakowania poziomego [2].

Lepiszczą asfaltowe i mieszanki mineralno-asfaltowe w czasie produkcji, magazynowania, transportu i wbudowywania w nawierzchnię drogową oraz w czasie długotrwałej eksploatacji podlegają ciągłym niekorzystnym procesom starzeniowym (starzenie technologiczne i eksploatacyjne) [1, 3, 7, 8]. Podczas tych procesów istotnie zmieniają się właściwości lepkosprężyste lepiszczy oraz mieszanek mineralno-asfaltowych i w efekcie zmniejsza się trwałość nawierzchni drogowej.

W artykule przedstawiono wyniki badania starzenia mieszanki grysowo-mastyksowej SMA oraz dla porównania wyniki badania betonu asfaltowego. Dokonano oceny porównawczej odporności na starzenie badanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

2. Materiały i metodyka badań

Przeprowadzono badanie mieszanki grysowo-mastyksowej SMA o uziarnieniu 0/12.8 mm, w skład której wchodziły lepiszcza asfaltowe, mączka wapienna, piasek łamany i grysy granodiorytowe. Jako mieszankę porównawczą przyjęto

beton asfaltowy o uziarnieniu 0/12.8 mm z asfaltem 35/50 i 50/70 z wymienionymi kruszywami, przeznaczony na warstwę ścieralną nawierzchni dróg obciążonych ruchem kategorii KR3 ÷ KR6.

Uziarnienie mieszanek mineralnych dobrano według krzywych granicznych najlepszego uziarnienia, przy pomocy programu komputerowego „Masbit”. Skład badanych mieszanek mineralno-asfaltowych był zgodny z wymaganiami odpowiednich norm oraz wytycznych [6]. Uziarnienie badanych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Uziarnienie badanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Wymiar # sita, mm	Beton asfaltowy 0/12.8	SMA 0/12.8
	Przechodzi przez sito, % m/m	
20,0		
16,0	100,0	100,0
12,5	97,2	92,3
10,0	83,3	53,8
8,0	79,3	44,0
6,3	67,7	36,4
4,0	51,5	26,8
2,0	42,6	20,7
0,85	30,7	17,4
0,42	23,2	15,6
0,30	19,3	14,6
0,18	14,0	13,2
0,15	12,9	12,8
0,075	8,6	10,1

Do wyznaczenia optymalnej ilości lepiszcza asfaltowego w betonie asfaltowym zastosowano metodę Marshalla. Dla betonów asfaltowych 0/12.8 ustalono ilość lepiszcza 5.3%. Doboru optymalnej zawartości lepiszcza w mieszance grysowo-mastyksowej SMA dokonano sprawdzając zawartość wolnej przestrzeni w zagęszczonych próbkach mieszanki mineralno-asfaltowej, którą określono na 3%, oraz spływność, określoną metodą Schellenberga. Wyznaczona w ten sposób ilość asfaltu wynosiła 6.2 % przy zawartości stabilizatora 0,3 % w stosunku do masy mieszanki.

Wyboru temperatury mieszania i zagęszczania badanych mieszanek mineralno-asfaltowych dokonano na podstawie Karty Jakości Asfaltu BTDC [3, 6]. Za optymalną przyjmowano: temperaturę otaczania, w której lepkość lepiszcza wynosiła 0.2 Pa·s, temperaturę zagęszczania, w której lepkość wynosiła 5 Pa·s. Mieszanki mineralno-asfaltowe sporządzano w laboratorium w specjalnym automatycznym urządzeniu mieszającym, zapewniającym uzyskanie jednorodnie otoczonej mieszanki. Zagęszczanie próbek wykonywano przy zastosowaniu ubijaka Marshalla, żyropasy (próbki do badania pełzania) oraz za pomocą wałowania (próbki do badania koleinowania). Do zagęszczania wałowaniem zastosowano formę stalową, ubijak płytowy do wstępnego zagęszczania i walec stalowy do zagęszczania statycznego.

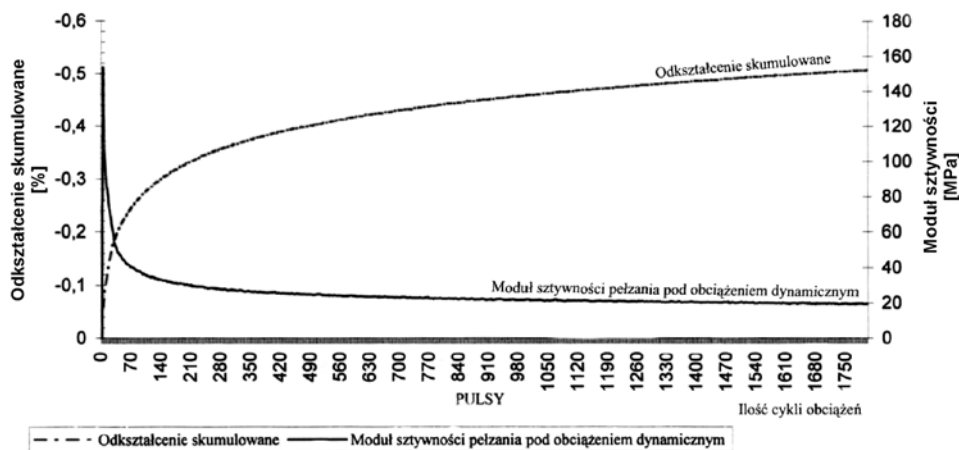
Badanie laboratoryjne mieszanek mineralno-asfaltowych wykonano na próbkach niepoddanych starzeniu, po starzeniu technologicznym i po starzeniu eksploatacyjnym. Symulacja starzenia technologicznego w laboratorium polegała na wygrzewaniu mieszanki mineralno-asfaltowej w stanie niezagęszczonym, w warstwie o grubości 25-50 mm, przez dwie godziny, w temperaturze, w której lepiszcze ma lepkość równą 0.28 Pa·s. Starzenie eksploatacyjne mieszanki mineralno-asfaltowej przeprowadzono zgodnie z zaleceniami programu SHRP, według których zagęszczone próbki mieszanki mineralno-asfaltowej, poddanej uprzednio procesowi starzenia technologicznego, wygrzewano w komorze z nawiewem powietrza w temperaturze 85 °C przez pięć dni [1, 4, 6]. Dodatkowo w czasie wygrzewania próbki znajdowały się w strumieniu powietrza.

Mieszanki mineralno-asfaltowe były poddane starzeniu technologicznemu, a następnie badaniu modułu sztywności sprężystej metodą brazylijską (różne temperatury badania), stabilności – metodą Marshalla oraz badaniu koleinowania w temperaturze 60°C i pełzania pod obciążeniem dynamicznym. Podobne badania były wykonane na próbkach poddanych starzeniu eksploatacyjnemu. Wyniki z badań były odnoszone do wyników otrzymanych z badań nad próbkami nie poddanymi procesowi starzenia.

Badanie stabilności i osiadania wykonano metodą Marshalla, która jest standardowym testem stosowanym do sprawdzania właściwości mechanicznych mieszanek mineralno-asfaltowych.

Badanie modułu sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych metodą rozciągania pośredniego wykonano w aparacie Marshalla, przy zastosowaniu specjalnego, dodatkowego oprzyrządowania. Zapis sygnału z czujnika siły oraz czujników przemieszczeń (LVDT) odbywał się przy pomocy komputera. Badanie każdej mieszanki przeprowadzano na trzech próbkach równoległych.

Badanie koleinowania wykonano w temperaturze 60 °C przy zastosowaniu małego koleinomierza (aparatus Wessex wg normy BS 598 PT:110:1996) [93]. Wynikiem badania była maksymalna głębokość koleiny, określona w milimetrach i współczynnik koleinowania, oznaczony jako przyrost głębokości koleiny w mm/h. Badanie każdej mieszanki przeprowadzano na dwóch próbkach równoległych. Badanie pełzania dynamicznego wykonano w temperaturze 40 °C w aparacie „ELE MATTA” wg wytycznych BS DD213:1993. Próbkę o wymiarach: średnica 100 mm, wysokość 100 mm, poddawane były cyklicznym obciążeniom osiowym (czas trwania cyklu: 2000 ms, odstęp pomiędzy cyklami: 1000 ms, liczba cykli obciążających: 1800). W badaniu wyznaczano moduł sztywności pełzania oraz odkształcenie skumulowane (rys. 1). Badanie każdej mieszanki przeprowadzano na dwóch próbkach równoległych.



Rys. 1. Wykres modułu sztywności i odkształcenia skumulowanego w badaniu pełzania pod obciążeniem dynamicznym.

3. Analiza wyników badań

Wyniki badania mieszanek mineralno-asfaltowych przed starzeniem, po starzeniu krótkookresowym STOA i po starzeniu długookresowym LTOA przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Wyniki badania mieszanek mineralno-asfaltowych

Właściwości	Mieszanka grysowo-mastyksowa			Beton asfaltowy z asfaltem					
				35/50			50/70		
	P	T	E	P	T	E	P	T	E
Stabilność wg Marshalla S , kN	9.2	10.0	10.3	10.5	13.0	13.5	9.3	10.5	12.0
Wzrost stabilności Δ_S , %		8.7	12.0		23.8	28.6		12.9	29.0
Osiadanie P , mm	3.8	2.8	2.6	3.5	3.1	3.0	4.0	3.7	3.3
Pozostałe osiadanie Δ_p (stosunek osiadania po starzeniu do osiadania przed starzeniem), %		73.7	68.4		88.6	85.7		92.5	82.5
Moduł sztywności sprężystej, MPa, w temp.,									
5 °C	2899	3805	4256	2589	3942	4942	2014	3507	4590
15 °C	732	931	1047	531	1096	1296	481	940	1156
25 °C	383	422	439	251	440	623	150	321	396
Wskaźnik modułu sztywności sprężystej Δ_{EM} (stosunek modułu sztywności sprężystej po starzeniu do modułu przed starzeniem)									
5 °C		1.31	1.47		1.52	1.91		1.74	2.28
15 °C		1.27	1.43		2.06	2.44		1.95	2.40
25 °C		1.10	1.15		1.75	2.48		2.14	2.64
Maksymalna głębokość koleiny w badaniu koleinowania, R_d , mm	3.29	2.60	2.40	5.88	4.97	3.94	10.24	7.92	5.53
Wskaźnik maksymalnej głębokości koleiny w badaniu koleinowania, Δ_{Rd}		0.79	0.73		0.84	0.67		0.77	0.54
Współczynnik koleinowania w badaniu koleinowania, RTS	1.45	0.87	1.25	2.55	1.34	1.02	6.35	3.93	3.71
Wskaźnik współczynnika koleinowania w badaniu koleinowania, Δ_{RTS}		0.60	0.86		0.53	0.40		0.62	0.58
Moduł sztywności pełzania w badaniu pod obciążeniem dynamicznym, E_p , MPa	15.9	22.1	24.4	12.7	14.5	14.6	10.5	12.3	14.9
Wskaźnik modułu sztywności pełzania w badaniu pod obciążeniem dynamicznym, Δ_{Ep} (stosunek modułu po		1.39	1.53		1.14	1.15		1.17	1.42

Właściwości	Mieszanka grysowo-mastyksowa			Beton asfaltowy z asfaltem					
				35/50			50/70		
	P	T	E	P	T	E	P	T	E
starzeniu do modułu przed starzeniem)									
Odształcenie skumulowane w badaniu pełzania pod obciążeniem dynamicznym, ϵ_p , %	0.6312	0.4467	0.4098	0.7927	0.6843	0.6815	0.9458	0.8176	0.6699
Wskaźnik odkształcenia skumulowanego w badaniu pełzania pod obciążeniem dynamicznym, $\Delta\epsilon_p$ (stosunek odkształcenia skumulowanego po starzeniu do odkształcenia przed starzeniem)		0.71	0.65		0.86	0.86		0.86	0.71

P – MMA nie starzone,

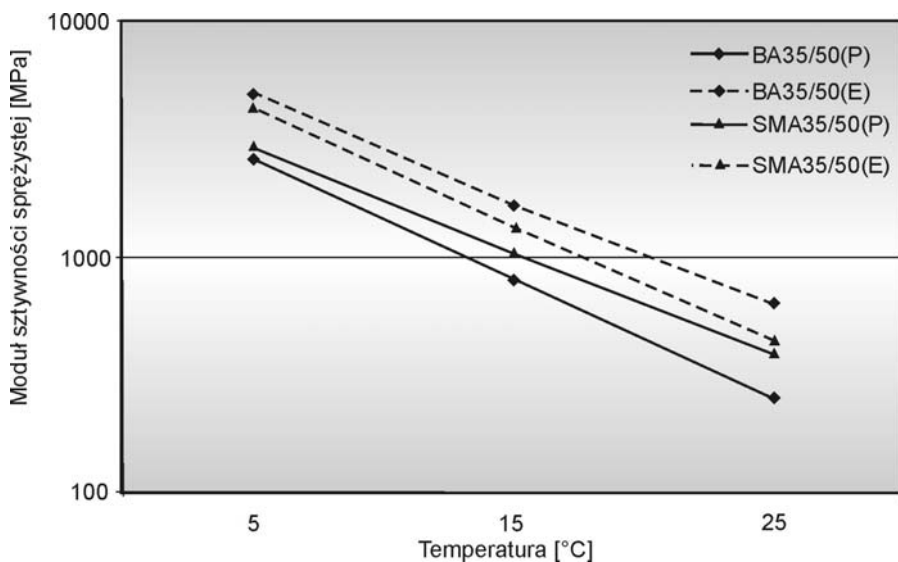
T – MMA poddane starzeniu krótkookresowemu STOA,

E – MMA poddane starzeniu długookresowemu LTOA

Wyniki badań przedstawione w tabelicy 2 potwierdzają, że mieszanka grysowo-mastyksowa SMA charakteryzuje się lepszymi właściwościami niż beton asfaltowy. Mniejsze wartości modułów sztywności sprężystej w niższej temperaturze i większe wartości modułów w wyższej temperaturze zapewniają mieszance SMA większą odporność na spękania niskotemperaturowe i większą odporność na spękania zmęczeniowe. Badanie koleinowania (maksymalna głębokość koleiny i współczynnik koleinowania) oraz pełzania dynamicznego (moduł sztywności pełzania i odkształcenie skumulowane) wykazują, że mieszanka SMA jest bardzo odporna na powstawanie deformacji trwałych.

Wyniki badania starzenia przedstawione w tabelicy 2 pokazują, że w efekcie procesów starzenia technologicznego i eksploatacyjnego mieszanka grysowo-mastyksowa w porównaniu z betonem asfaltowym charakteryzuje się mniejszymi, korzystnymi zmianami następujących parametrów: stabilności wg Marshalla, modułu sztywności sprężystej we wszystkich badanych temperaturach, maksymalnej głębokości koleiny R_d i współczynnika koleinowania RTS. Gorsze wyniki dla SMA otrzymano tylko w przypadku badania pełzania pod obciążeniem dynamicznym (większe zmiany wartości modułu sztywności pełzania i wskaźnika odkształcenia skumulowanego po starzeniu technologicznym i eksploatacyjnym).

Na rys. 2 przedstawiono wykres modułu sztywności sprężystej w funkcji temperatury dla SMA i betonu asfaltowego nie poddanych starzeniu i po starzeniu technologicznym i eksploatacyjnym.



Rys. 2. Moduł sztywności sprężystej w funkcji temperatury

Z rys. 2 wynika, że moduł sztywności sprężystej betonu asfaltowego z lepiszczem 35/50 po starzeniu wzrasta, w całym zakresie badanych temperatur, do wartości przewyższających znacznie wartości modułu dla mieszanki SMA, pomimo tego, że przed starzeniem zależność była odwrotna.

Podsumowując wyniki badania starzenia należy stwierdzić, że mieszanka SMA charakteryzuje się większą odpornością na starzenie zarówno technologiczne jak i eksploatacyjne. Z czego to wynika? Wytlumaczenia zachowania się korzystnego mieszanki SMA pod względem odporności na starzenie należy upatrywać w budowie strukturalnej tej mieszanki.

Zmiany starzeniowe w lepiszczu asfaltowym powodowane są utratą lotnych składników i odparowaniem frakcji olejowych pod wpływem oddziaływania podwyższonej temperatury (procesy destylacyjne) oraz utlenianiem pod wpływem oddziaływania podwyższonej temperatury i tlenu z powietrza (procesy oksydacyjne) (starzenie technologiczne). W czasie długotrwałej eksploatacji nawierzchni pod wpływem tlenu następuje zmiana składu chemicznego lepiszcza asfaltowego, a na

skutek działania na nawierzchnię drogową promieni ultrafioletowych i innych czynników katalizujących następuje polimeryzacja i polikondensacja (starzenie eksploatacyjne). Przebieg i intensywność zmian w obu etapach starzenia są zasadniczo różne. Starzenie technologiczne decydująco wpływa na utwardzanie lepiszcza asfaltowego w procesie otaczania kruszywa asfaltem. Przebieg starzenia eksploatacyjnego asfaltu i mieszanki mineralno-asfaltowej jest powolny i znacznie mniej wyraźny. Intensywność procesu starzenia zależy w dużej mierze od rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej, charakteryzowanego zawartością wolnych przestrzeni w warstwie nawierzchni, przepuszczalnością powietrza, typem uziarnienia oraz rodzajem i zawartością lepiszcza asfaltowego. W mieszankach o małej zawartości asfaltu, takich jak beton asfaltowy, błonka lepiszcza na kruszywie jest cieńsza, a w wyniku tego starzenie jest szybsze. Proces utleniania asfaltu jest największy wtedy, gdy grubość błony lepiszcza nie przekracza 4-5 μm [8]. Wielu badaczy twierdzi, że starzenie ulega gwałtownemu spowolnieniu, gdy grubość błonki lepiszcza na kruszywie osiąga wartość 9 μm [5].

Starzenie mieszanek mineralno-asfaltowych zależy również od adhezji asfaltu do powierzchni kruszywa: większa adhezja – większa odporność mieszanki mineralno-asfaltowej na starzenie.

Uziarnienie gruboziarniste mieszanki mineralnej SMA, duża zawartość lepiszcza oraz wypełniacza w mieszance mineralno-asfaltowej, duża grubość błonki lepiszcza otaczającego ziarna kruszywa, duża adhezja lepiszcza do powierzchni ziaren kruszywa i mała zawartość wolnych przestrzeni nieprzepuszczających powietrza powodują to, że mieszanki grysowo-mastyksowe charakteryzują się odpornością na starzenie lepszą niż betony asfaltowe.

4. Wnioski

Na podstawie wyników badań można sformułować następujące ogólne wnioski:

- Mieszanki mineralno-asfaltowe w czasie produkcji, magazynowania, transportu i wbudowywania w nawierzchnię drogową oraz w czasie długotrwałej eksploatacji podlegają ciągłym niekorzystnym procesom starzeniowym, podczas których istotnie zmieniają się właściwości lepkosprężyste mieszanek mineralno-asfaltowych i w efekcie zmniejsza się trwałość nawierzchni drogowej.
- W wyniku procesów starzenia mieszanka SMA w porównaniu z betonem asfaltowym charakteryzuje się mniejszymi, korzystnymi zmianami stabilności wg Marshalla, modułu sztywności sprężystej we wszystkich badanych temperaturach, maksymalnej głębokości koleiny i współczynnika koleinowania.

- Beton asfaltowy w stosunku do mieszanki SMA charakteryzuje się dużo mniejszą odpornością na starzenie, zarówno technologiczne jak i eksploatacyjne.
- Na korzystne zachowanie się mieszanki SMA pod względem odporności na starzenie wpływa przede wszystkim duża grubość błonki lepiszcza otaczającego ziarna kruszywa, duża adhezja lepiszcza do powierzchni ziaren kruszywa i mała zawartość wolnych przestrzeni nieprzepuszczających powietrza.

Literatura

- [1] Ahmed H.G. A-Rabti: The Effect of Aging on Mechanical Properties of Asphalt Concrete, Stone Mastic Asphalt and Porous Asphalt Mixes. Doctor's Thesis, Gdańsk, 1998.
- [2] Błazejowski K.: Raport EAPA. SMA w Europie i na świecie. Drogownictwo nr 6, Warszawa, 1999.
- [3] Gawęł I., Kalabińska M., Piłat J.: Asfalty drogowe, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2001.
- [4] Judycki J. Ahmed H.G. A-Rabti: Badania starzenia mastyksu grysowego SMA. XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, Krynica, 2001.
- [5] Kandhal P.S., Chakraborty S.: Effect of Asphalt Film Thickness on Short – and Long Term Aging of Asphalt Paving Mixtures. Transportation Research Record, 1535, 1995.
- [6] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2004.
- [7] Radziszewski P., Kalbińska M., Piłat J.: Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe, Wyd. Politechnika Białostocka i Politechnika Warszawska, Białystok-Warszawa, 1995.
- [8] The Shell Bitumen Handbook, Shell Bitumen, 1990.

Aging influence on visco-elastic properties of SMA mixture

Summary: SMA pavement wearing course characterizes with strong roughness, increased permanent deformation resistance and weather conditions resistance. Bitumen binders and asphalt mixtures are subjected to long- and short- term aging processes during which visco-elastic properties of binders and asphalt mixtures are essentially changed and as a final effect the pavement durability is decreased.

The paper presents test results of SMA mixture aging and of asphalt concrete in comparison. The results show that as an effect of aging process SMA characterizes with less, more useful stability, elastic modules in all tested temperatures, maximum rut depth and rut coefficient result changes. As far as aging resistance is concerned, the advantageous behavior of SMA is the result of significant thickness of bitumen film surrounding aggregate grains, strong bitumen adhesion to grain surface and low air voids' content in not-permeable mixture.

Key words: SMA mixture, visco-elasticity, short- and long-term aging.

Barbara Sadowska-Buraczewska

Odształcalność i nośność teowych belek zespolonych z użyciem BWW

Streszczenie: Przedmiotem pracy są żelbetowe belki zespolone i kontrolne o przekroju prostokątnym oraz teowym i różnym stopniu zbrojenia. Na elementach modelowych przeprowadzono stosowną analizę. Do analizy numerycznej odształcalności i nośności przedmiotowych belek posłużono się programem komputerowym Girder [1], będącym własnością Katedry Konstrukcji Budowlanych Politechniki Białostockiej.

Słowa kluczowe: nośność belek zespolonych, BWW, przekrój teowy

Wstęp

Postęp w realizacji obiektów inżynierskich, charakteryzujący się zwiększonym zakresem użycia elementów prefabrykowanych, przyczynił się do częstego stosowania betonowych konstrukcji zespolonych, w których element prefabrykowany wykonany w wytwórni współpracuje z dobetonowaną na miejscu budowy częścią przekroju.

Rozwiązania takie, w związku ze zmniejszeniem ciężaru prefabrykatów dają szereg korzyści, z uwagi na warunki transportu i montażu. Umożliwiają lepsze wykorzystanie materiałów, a szczególnie betonu wysokiej jakości, stosowanego do prefabrykowanego elementu, przy jednoczesnym korzystnym wpływie na sztywność konstrukcji (elementu).

Doskonaleniu konstrukcji zespolonych w kierunku łączenia dwóch różnych materiałów, np. betonu i stali, betonu i drewna, dwu różnych betonów, towarzyszył rozwój prac naukowych, badawczych i teoretycznych.

Rozwój produkcji nowych generacji betonów wysokowartościowych doprowadził ostatnio do wyodrębnienia klas betonów o znacznie wyższej wytrzymałości na ściskanie i zmniejszonej w stosunku do klas betonów zwykłych odkształcalności.

Pojawiła się zatem przesłanka poszukiwania rozwiązań konstrukcyjnych, w których wysokoefektywny (lecz jednocześnie droższy) BWW będzie zastosowany jako beton uzupełniający, w wybranych strefach elementu wymagających celowego wzmocnienia. Ukształtowana w ten sposób konstrukcja nośna zespolona warstwowo z betonu zwykłego i BWW (przy obniżonych kosztach materiałowych) powinna wykazać cechy wytrzymałościowe (nośność) i cechy użytkowości (sztywność, ugięcia, szerokość rys) bardziej korzystne w porównaniu z cechami konstrukcji jednorodnych, wykonanych w całości z betonów zwykłych, a porównywalne z cechami konstrukcji wykonanych w całości z BWW.

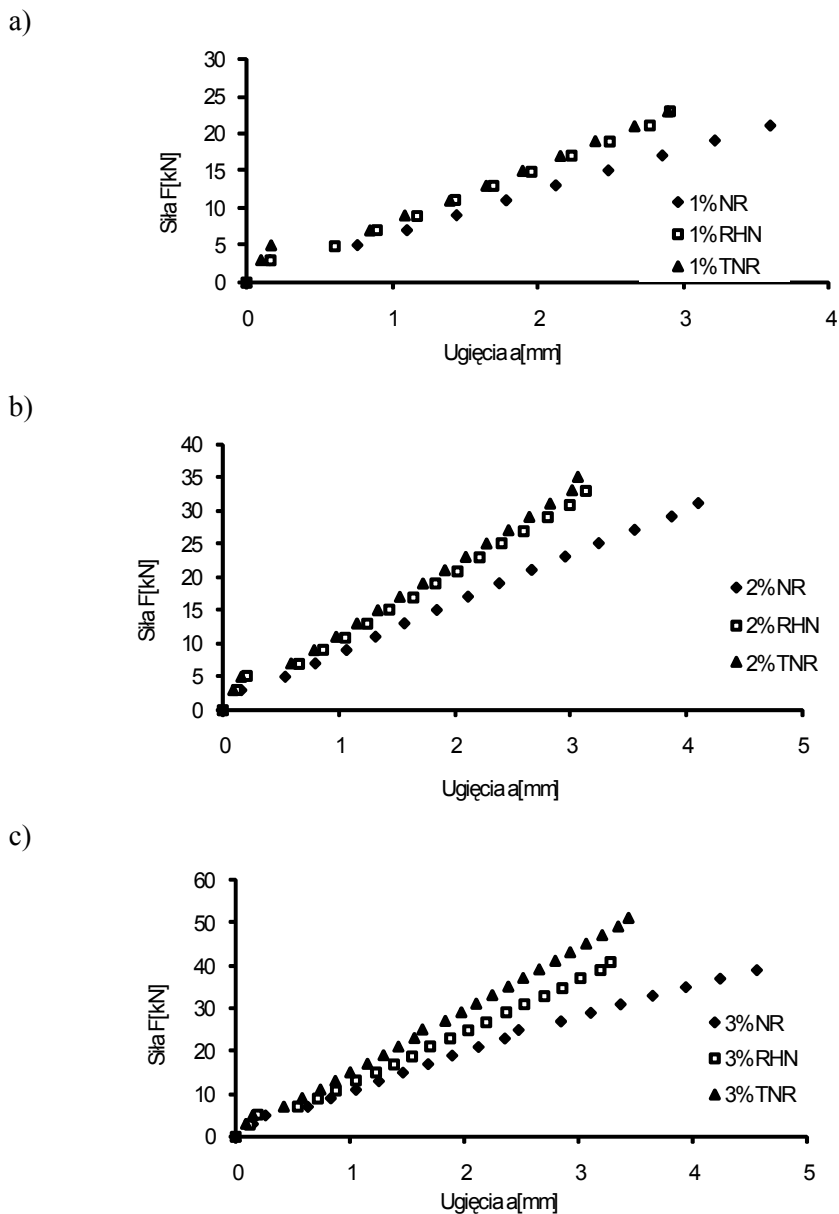
W dostępnej obecnie literaturze jest bardzo mało odniesień do prac badawczych z zakresu konstrukcji zespolonych typu beton-beton z zastosowaniem betonu wysokiej wytrzymałości.

Rozwiązanie zastosowania BWW jako betonu uzupełniającego, a jednocześnie zwiększającego nośność i odkształcalność elementu przedstawiono w pracach [1, 2, 3]. Analiza numeryczna pozwoli przygotować w przyszłości i wykonać badania eksperymentalne na zaproponowanych w pracy przekrojach belek.

1. Analiza numeryczna żelbetowych belek zespolonych z zastosowaniem BWW

Przeprowadzono analizę numeryczną programem Girder (zasadę działania i opis przyjętych algorytmów zamieszczono w [1]) żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym i prostokątnym (o wymiarach 120x200mm z warstwą BWW w strefie ściskanej równej 40mm) oraz jednorodnych belek kontrolnych. Analizowano belki o różnym stopniu zbrojenia $\rho = 1\%, 2\%, 3\%$. Przyjęty model belek jest pewną kontynuacją, a zarazem początkiem nowych badań w zakresie nośności i odkształcalności belek zespolonych z zastosowaniem BWW i jego wpływu na odkształcenia, ugięcia i nośność. Analiza numeryczna wykazała, że zespolone beleczki teowe mają wyższą nośność, mniejsze ugięcia niż zespolone beleczki o przekroju prostokątnym.

Właściwości betonu BWW i betonu zwykłego oraz stali przyjęto z normy PN-B-03264:2002 [4]. Analiza dotyczyła ugięć i nośności belek. Przekroje anali-



Rys. 3. Wykres zależności: ugięcie a [mm] siła F [kN] belek serii NR belka kontrolna o przekroju prostokątnym, RHN belka zespolona o przekroju prostokątnym, TNR belka zespolona o przekroju teowym, o stopniu zbrojenia 1%, 2% i 3% (analiza numeryczna)

1.2. Analiza nośności belek zespolonych

Wartości nośności analizowanych przekrojów uzyskanych z programu numerycznego podano w tablicy 1 wraz z wartościami określonymi teoretycznie zgodnie z [4].

Tablica 1. Wartości nośności określone numerycznie programem „Girder” belek o stopniu zbrojenia $\rho = 1\%, 2\%$ i 3%

Typy belek		Nośność belek M_{Rd} [kNm]	
		Program „Girder”	Analiza teoretyczna (wg PN 02)
NR kontrolna	1%	3,87	4,12
	2%	5,58	5,74
	3%	7,93	8,25
THN zespolona	1%	4,15	4,26
	2%	6,15	6,31
	3%	9,23	9,22

Analiza nośności wskazuje, że belki o przekroju teowym mają wyższą nośność niż belki kontrolne wykonane całkowicie z BZ, a także większą niż belki zespolone o przekroju prostokątnym. Głębsza analiza odkształceń betonu w strefie ściskanej przekrojów teowych potwierdziła również mniejsze ich wartości w porównaniu z wartościami belek zespolonych prostokątnych oraz zdecydowanie mniejsze niż belek jednorodnych z betonu zwykłego.

2. Wnioski

- 1) Analiza numeryczna nośności i odkształcalności wskazuje, że belki o przekroju teowym mają wyższą nośność i mniejsze ugięcia niż belki kontrolne wykonane całkowicie z BZ, a także niż belki zespolone o przekroju prostokątnym.
- 2) Wstępna analiza numeryczna omówionych wyżej przekrojów belek posłuży do dalszej pracy w ramach badań doświadczalnych nad belkami modelowymi o różnym stopniu zbrojenia, a w przypadku pozytywnych osiągnięć badań nad belkami w skali naturalnej.

Literatura

- [1] Sadowska-Buraczewska B.: „Nośność i odkształcalność żelbetowych belek zespolonych z udziałem betonów wysokowartościowych”, Rozprawa doktorska, Politechnika Białostocka luty 2005.
- [2] Sadowska-Buraczewska B.: „Structural behaviour of composite reinforced beam with partial use of HSC under flexure”, 5 th International PhD Symposium in Civil Engineering, vol 1, 16-19 czerwca 2004, Delft-Holandia.
- [3] Sadowska-Buraczewska B.: „Nośność i odkształcalność żelbetowych belek zespolonych z udziałem BWV”, Konferencja Naukowa, Aktualne problemy naukowo-badawcze budownictwa, Olsztyn-Łańsk, 18-20 maja 2006.
- [4] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Deformability and carrying capacity T-section beams with the used HPC

Abstract: The paper describes some results of numerical analysis of layered concrete beams with T- shaped cross section, strengthened by application of HPC in the top compressive layer. The investigations developed previously obtained results for the beams with rectangular cross section. The composite beams used in the numerical tests were prepared with the depth 120 x 80 mm with the reinforcement ratio 1%, 2%, 3%).

The results of the analyses confirm the significant improvement of structural properties of beams strengthened by the use HPC compared to the beams totally made of normal concrete.

Keywords: carrying capacity of composite beams, HPC, T-section

Praca wykonana w ramach W//IIB/6/07.

Redaktor naukowy
prof. zw. dr hab. inż. Rościsław Tribińo

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Marian Abramowicz – 10
dr hab. inż. Maria Fiertak, prof. PK – 13
prof. dr hab. Bogusław Grochowski – 14
dr hab. inż. Marek Iwański, prof. PŚw – 24
prof. zw. dr hab. inż. Zygmunt Jamrózy – 12
prof. nadz. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko – 1
prof. dr hab. inż. Józef Jasiczak – 4, 5, 6, 8, 9
prof. dr hab. inż. Mieczysław Król – 23
dr hab. inż. Roman Marcinkowski, prof. nzw. WAT – 18
prof. dr hab. inż. Zbigniew Piasek – 11
prof. nzw. dr hab. inż. Jerzy Piłat – 20, 21, 22, 25
prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz – 7, 16
dr hab. inż. Anna Sobotka, prof. AGH – 19
prof. dr hab. inż. Adam Stolarski – 3
dr hab. inż. Zbigniew Szcześniak, prof. WAT – 2
prof. zw. dr hab. Kazimierz Szulborski – 15, 17

Opracowanie redakcyjne:
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2008

ISSN 1730-6752

Publikacja nie może być powielana i rozpowszechniana, w jakikolwiek sposób,
bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Skład, redakcja techniczna i druk:
Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

Nakład: 100 egz.

Marta Wasilewska

Ocena odporności mieszanek mineralnych z kruszywem amfibolitowym na polerowanie

Streszczenie: Stosowanie niektórych rodzajów kruszywa ze skał magmowych i metamorficznych do warstwy ścieralnej, pomimo ich bardzo dobrych właściwości fizyczno-mechanicznych, może być ograniczone z uwagi na niską odporność na polerowanie. Uwzględniając plany rozwoju dróg w Polsce, można przypuszczać, że zapotrzebowanie na kruszywo o bardzo dobrych parametrach będzie wysokie. Ograniczenie stosowania niektórych kruszyw ze skał magmowych i metamorficznych utrudni pozyskiwanie kruszyw do nawierzchni drogowych.

W artykule zostały przedstawione wyniki badań nad odpornością na polerowanie, przeprowadzonych na mieszankach mineralnych z kruszywem amfibolitowym o wskaźniku odporności na polerowanie PSV (Polished Stone Value) niższym od 50 oraz dodatkiem kruszyw, charakteryzujących się PSV powyżej 50.

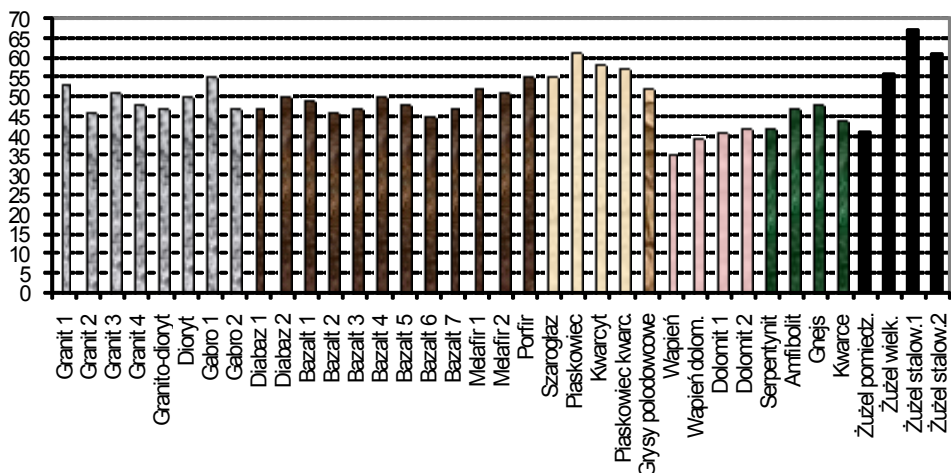
Słowa kluczowe: odporność na polerowanie, kruszywa, nawierzchnia drogowa

1. Wprowadzenie

Opublikowany w 2005r. wstępny projekt Dokumentu Aplikacyjnego do normy klasyfikacyjnej PN-EN 13043:2004, opracowany przez Polskie Stowarzyszenie Wykonawców Nawierzchni Asfaltowej, wprowadza obowiązek oceny odporności na polerowanie kruszywa stosowanego do warstwy ścieralnej. Zastosowanie kruszywa o bardzo dobrych właściwościach fizycznych i mechanicznych, ale nieodpornego na czynniki polerujące, może powodować obniżenie właściwości przeciwpoślizgowych warstwy ścieralnej nawierzchni drogowych. Miara odporności na polerowanie kruszywa jest wskaźnik PSV (Polished Stone Value), określany zgod-

nie z normą PN-EN 1097-8:2001 „*Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 8: Oznaczenie polerowalności*”. Do mieszanek mineralno-asfaltowych (betonu asfaltowego, asfaltu lanego, SMA), stosowanych do wykonania warstwy ścieralnej, dla kategorii ruchu KR3 - KR6, powinny być wykorzystywane kruszywa łamane o wskaźniku PSV ≥ 50 . Kruszywa powinny odznaczać się poza tym niską ścieralnością, nasiąkliwością i wysoką mrozoodpornością.

Na podstawie wyników badań nad odpornością na polerowanie (rys. 1), przeprowadzonych w Politechnice Białostockiej na kruszywach z 37 złóż, stwierdzono, że jako kryterium jakościowego wskaźnika, PSV ograniczy możliwość stosowania około 48% kruszyw produkowanych ze skał magmowych i 100% kruszyw ze skał metamorficznych do warstw ścieralnych nawierzchni drogowych [1]. Należy dodać, że Polska posiada ograniczoną bazę do produkcji kruszywa o wysokiej jakości.



Rys. 1. Zakres zmienności wskaźnika PSV kruszywa z złóż krajowych i zagranicznych

Mając na uwadze plany rozbudowy dróg w Polsce i związane z tym zapotrzebowanie na kruszywa, trzeba powiedzieć, że wyeliminowanie znacznej części kruszyw ze skał magmowych i metamorficznych utrudni wykonawcom nawierzchni drogowych pozyskiwanie tego materiału. W związku z tym należy szukać rozwiązania kompromisowego, które pozwoli wykorzystać kruszywa wysokiej jakości, produkowane na bazie polskich surowców, bez pogorszenia parametrów techniczno – eksploatacyjnych nawierzchni drogowej.

Celem badań było sprawdzenie stopnia zwiększenia się odporności na polerowanie mieszanki mineralnej z kruszywem o wskaźniku PSV poniżej 50 przy dodatku kruszywa o PSV powyżej 50. Do badań wybrano kruszywo amfibolitowe, które charakteryzuje się niską odpornością na polerowanie PSV = 47 oraz kruszywa: gabrowe (PSV=54), z piaskowca kwarcytowego (PSV=56) i z żużla stalowniczego (PSV=62).

2. Odporność kruszywa amfibolitowego na czynniki polerujące w odniesieniu do charakterystyki petrograficznej

Wielu badaczy, próbując wyjaśnić zjawiska polerowalności materiału skalnego, opierało się na procentowej zawartości poszczególnych minerałów w skale i na ich twardości. Wykazano, że obecność w skale minerałów o różnej twardości wpływa na zróżnicowanie mikrotekstury powierzchni ziaren i zwiększenie odporności na polerowanie. S. H. M. Dahir i W. G. Mulle określili optymalną zawartość twardych minerałów wchodzących w skład skały, przy których wartość PSV jest najwyższa. Ustalili, że zawiera się ona między 50 a 70% składu mineralogicznego, przy czym minerały powinny różnić się twardością między sobą, co najmniej dwa numery według skali Mohsa. Gorszą odpornością charakteryzują się skały o zawartości minerałów twardych od 70 do 80 %, a najgorszymi wynikami odznaczają się skały zawierające ponad 95% minerałów twardych lub miękkich [2, 4].

Kruszywo amfibolitowe otrzymuje się ze skały metamorficznej ze złoża w Ogorzelcu k. Kamiennej Góry, powstałej w wyniku przeobrażenia zasadowej skały magmowej – diabazu. Orientacyjny skład mineralny amfibolitu (w % obj.) wyznaczony metodą planimetryczną został podany w tabeli 1. W obserwacjach mikroskopowych, na podstawie wielkości ziaren, stwierdzono strukturę drobnoziarnistą, natomiast z uwagi na budowę ziaren strukturę nemato–grano–lepidoblastyczną oraz lokalnie słabo zaznaczoną ofitową. Oznacza to, że ziarna blastów w większości zrekrystalizowały się do zbliżonej wielkości i mają przekrój igiełkowy lub blaszkowy [3]. Należy dodać, że skały metamorficzne są z reguły zawsze krystaliczne. Składniki niekrystaliczne skał pierwotnych krystalizują się, a składniki krystaliczne powiększają się. Minerały rozwinięte w warunkach metamorficznych noszą nazwę blastów.

Tabela 1. Skład mineralny skały amfibolitowej z Ogorzelca [3]

Mineral	Zawartość w % obj.	Twardość według skali Mohs'a
Plagioklasy (andezyn, oligoklaz)	43	6
hornblenda zwyczajna	31	6
chloryt	13	2-3
kwarce	10	7
hematyt	2,8	5,5 – 6,5
syderyt	0,1	3,5-4
apatyt	0,1	5

Na podstawie badań mineralogicznych stwierdzono, że bardzo dobre właściwości skały w zakresie parametrów fizycznych (wysoka mrozoodporność i niska nasiąkliwość) i mechanicznych (niska ścieralność) są dzięki obecności różnych w sensie genetycznym odmian kwarcu oraz kseromorficznego oligoklazu, które wpłynęły na jej silną cementację [3].

Kruszywo amfibolitowe, podobnie jak inne kruszywa ze skał metamorficznych, charakteryzuje się małą odpornością na czynniki polerujące. Wskaźnik PSV ustalony dla kruszywa amfibolitowego zawiera się w przedziale 45 do 48. Uzasadnieniem tego zjawiska jest geneza jego powstania. W procesie metamorfizmu składniki niekrystaliczne skał pierwotnych powiększają się, a minerały nowe (blasty) rosną i niszczą minerały bardziej miękkie. Na skutek tego zjawiska skały metamorficzne charakteryzują się składem minerałów o zbliżonej twardości. W przypadku amfibolitu zawartość minerałów o twardości 6-7 wynosi 86,9%. Dodatkowym czynnikiem wpływającym na niską wartość PSV jest kierunkowe rozmieszczenie ziaren minerałów w skale amfibolitowej.

W związku z tym stosowanie kruszywa amfibolitowego do warstwy ścieralnej może prowadzić do spadku właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych w okresie eksploatacji, a tym samym do zmniejszenia bezpieczeństwa ruchu.

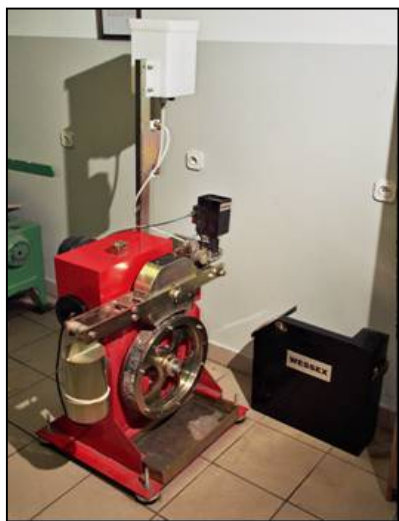
3. Badanie odporności na polerowanie

Miarą odporności na polerowanie jest wskaźnik PSV (Polished Stone Value), oznaczony zgodnie normą PN-EN 1097-8:2001 „Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 8: Oznaczenie polerowalności kamienia”.

W pierwszym etapie próbki z kruszyw mineralnych poddawano działaniu czynników polerujących (woda, ścierniwo, opona pneumatyczna) w maszynie do przyspieszonego polerowania (rys. 2), a w drugim etapie stan wypolerowania każdej próbki mierzono przy wykorzystaniu wahadła angielskiego (rys. 3).

Badania przeprowadzono na próbkach wykonanych z kruszywa amfibolitowego, gabrowego, z piaskowca kwarcytowego i żużla stalowniczego w następujących proporcjach:

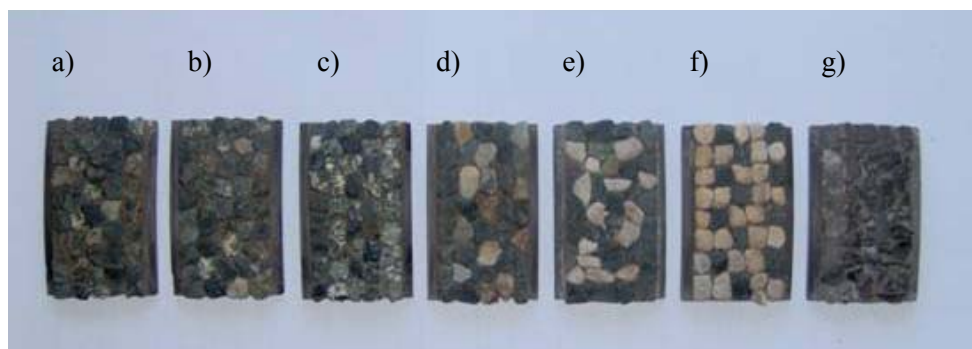
- 70% z kruszywa z amfibolitu i 30% z gabra (rys. 4a);
- 50% z kruszywa z amfibolitu i 50% z gabra (rys. 4b);
- 30% z kruszywa z amfibolitu i 70% z gabra (rys. 4c);
- 70% z kruszywa z amfibolitu i 30% z piaskowca kwarcytowego (rys. 4d);
- 50% z kruszywa z amfibolitu i 50% z piaskowca kwarcytowego (rys. 4e);
- 30% z kruszywa z amfibolitu i 70% z piaskowca kwarcytowego (rys. 4f);
- 50% z kruszywa z amfibolitu i 50% żużla stalowniczego (rys. 4g).



Rys. 2. Aparat do przyspieszonego polerowania



Rys. 3. Urządzenie do badania wskaźnika szorstkości - wahadło angielskie



Rys. 4. Przykładowe próbki do badania odporności na polerowanie

Dla każdego rodzaju zestawu kruszyw sporządzano cztery próbki analityczne. Ziarna, które przechodziły przez sito normowe 10mm i pozostawały na sicie prętowym 7,2mm, układano w odpowiedniej formie stalowej (rys. 5a). Dokładność i staranność wykonania próbek ma wpływ na przebieg badania i wynik końcowy. Ziarna kruszywa powinny przylegać do siebie w taki sposób, aby przestrzenie międzyziarnowe były najmniejsze. Następnie, tak ułożone kruszywa zasypano piaskiem do $\frac{3}{4}$ wysokości i zatopiono w żywicy syntetycznej (rys. 5b).

Po dwie próbki analityczne z każdego zestawu oraz z kruszywa kontrolnego z kamieniołomu w Wielkiej Brytanii umieszczono na obwodzie koła (o średnicy równej 406mm) aparatu do przyspieszonego polerowania. Po obwodzie koła z próbkami kruszywa, które obracało się z prędkością 320 ± 5 obr./min., toczyła się gładka opona pneumatyczna o wymiarach 8x12cali. Równocześnie sypany był proszek korundowy oraz dozowana woda. Proces polerowania trwał 6 godzin i składał się z dwóch faz, liczących po trzy godziny. W pierwszej fazie na koło dozowane było ścierniwo grube frakcji 300/600 μ m, natomiast w drugiej fazie - proszek korundowy frakcji mniejszej od 53 μ m. Po wypolerowaniu próbek oczyszczono je z pozostałości ścierniwa i umieszczono w wodzie o temperaturze 18-22°C na około 2 godziny.



Rys. 5. Przygotowanie próbek do badania odporności na polerowanie:
a) układanie kruszyw w formie; b) zalewanie kruszyw żywicą

Stopień wypolerowania próbek z mieszanek mineralnych oceniono poprzez pomiar wskaźnika szorstkości wahadłem angielskim. Próbkę umieszczono w uchwycie podstawy wahadła natychmiast po wyjęciu z wody, nie dopuszczając do jej wyschnięcia przed pomiarem. Powierzchnię próbki oraz gumowy suwak zwilżono wodą. Następnie zwalniano ramię wahadła, położenie wskazówki na skali odczytywano z dokładnością do liczby całkowitej. Czynność tę powtarzano pięć razy, za każdym razem zwilżając powierzchnię wodą. Średnią wartości wskaźnika szorstkości obliczono na podstawie ostatnich trzech odczytów.

Wartość PSV wyznaczano po przeprowadzeniu dwóch oznaczeń, według wzoru (1):

$$PSV = S + 52,5 - C \quad (1)$$

S – średnia arytmetyczna wskaźnika szorstkości z czterech próbek danego materiału kamiennego,

C – średnia arytmetyczna wskaźnika szorstkości czterech próbek kruszywa kontrolnego.

4. Analiza wyników badania odporności na polerowanie

Wyniki badania odporności na polerowanie PSV dla próbek z kruszywa amfibolitowego i gabrowego; amfibolitowego i z piaskowca kwarcytowego oraz amfibolitowego i z żużla stalowniczego, przedstawiono w tabeli 2.

Dodatek kruszywa gabrowego pozwolił uzyskać wymaganą wartość wskaźnika $PSV \geq 50$ dla mieszanki mineralnej. Otrzymano zbliżone wartości wskaźnika szorstkości dla próbek A50-G50 oraz A30-G70. Uzyskane rezultaty są wynikiem

nierównoziarnistej struktury skały gabrowej i z nierównomiernie rozmieszczonych wtrąceń minerałów akcesorycznych (kwarcu i kalcytu), charakterystycznych dla tego złoża. Zauważono, że próbki analityczne A70-G30/I/3 i A50-G50/II/4, które zawierały ziarna kruszywa gabrowego z drobnymi 1-2 mm ziarnami kwarcytu, osadzonymi pomiędzy ciemnymi minerałami (plagioklazami, piroksenami, hornblendą, biotytem lub oliwinem), odznaczały się wyższym wskaźnikiem szorstkości niż pozostałe próbki z dodatkiem kruszywa gabrowego. Dodatkowo jasny kolor kwarcu i kalcytu jest atutem tego kruszywa gabrowego, gdyż wpływa na poprawę widoczności, poprzez rozjaśnienie warstwy ścierniej. Nawierzchnia drogowa z jasnym kruszywem absorbuje mniej promieni słonecznych, co również zmniejsza ryzyko występowania deformacji plastycznych.

Wyższy wzrost wskaźnika PSV uzyskano dla próbek z dodatkiem piaskowca kwarcytowego niż dla próbek z kruszywem amfibolitowym i gabrowym. Już przy 30 % dodatku piaskowca kwarcytowego uzyskano wskaźnik PSV = 51, tak jak i przy dodatku 50 % oraz 70 % kruszywa gabrowego. Wraz ze wzrostem procentowej zawartości piaskowca kwarcytowego w mieszance mineralnej wzrastał proporcjonalnie wskaźnik szorstkości dla próbek analitycznych. Należy zaznaczyć, że spośród skał naturalnych grupa piaskowców odznacza się najlepszą odpornością na polerowanie. Twardy minerał – kwarc osadzony w miękkim mastyksie – spoiwie, jest z niego wrywany, co prowadzi do ciągłego odnawiania mikrotekstury ziaren, a tym samym do utrzymania odporności na czynniki polerujące. Z uwagi na jasną barwę dodatek piaskowca kwarcytowego, poprawia również widoczność ciemnych nawierzchni asfaltowych. Należy dodać, że stosowanie kruszywa z piaskowca kwarcytowego wymaga użycia środków adhezyjnych do mieszanek mineralno – asfaltowych z uwagi na słabe powinowactwo tego kruszywa z lepiszczami.

Tabela 2. Wyniki badania odporności na polerowanie mieszanek mineralnych

Próbka	Symbol próbki	Odczyt ze skali wahadła angielskiego			(1+2+3)/3	S	C	PSV
		1	2	3				
Amfibolit – 70% Gabro – 30%	A70-G30/I/2	48	47	48	48,7	47,9	50,3	50
	A70-G30/I/3	50	49	49	49,3			
	A70-G30/II/2	47	46	45	46			
	A70-G30/II/3	47	48	48	47,7			
Amfibolit – 50%	A50-G50/I/4	47	47	47	47	49,1	50,9	51
	A50-G50/I/5	49	49	50	49,3			

Próbka	Symbol próbki	Odczyt ze skali wahadła angielskiego			(1+2+3)/3	S	C	PSV
		1	2	3				
Gabro – 50%	A50-G50/II/4	51	50	50	50,3	48,8	50,5	51
	A50-G50/II/5	50	50	49	49,7			
	A30-G70/I/6	49	48	49	48,7			
Amfibolit – 30% Gabro – 70%	A30-G70/I/7	50	49	49	49,3	48,5	50,3	51
	A30-G70/II/6	50	49	49	49,3			
	A30-G70/II/7	48	48	47	47,7			
Amfibolit – 70% Piasko- wiec 30%	A70-Pk30/I/1	48	48	48	48	50,6	50,9	52
	A70-Pk30/I/2	49	49	48	48,7			
	A70-Pk30/II/1	51	50	50	50,3			
	A70-Pk30/II/2	47	47	47	47			
Amfibolit – 50% Piasko- wiec 50%	A50-Pk50/I/3	50	49	49	49,3	52,4	50,5	54
	A50-Pk50/I/4	49	49	48	48,7			
	A50-Pk50/II/3	54	54	54	54			
	A50-Pk50/II/4	51	50	50	50,3			
Amfibolit – 30% Piasko- wiec 70%	A30-Pk70/I/5	53	52	52	52,3	51,8	50,9	53
	A30-Pk70/I/6	52	51	51	51,3			
	A30-Pk70/II/5	54	55	55	54,7			
	A30-Pk70/II/6	51	51	52	51,3			
Amfibolit – 50% Żużel stal. 50%	A50-Ż50/I/3	49	49	50	49,3	50,3	50,3	50,3
	A50-Ż50/I/4	52	53	53	52,7			
	A50-Ż50/II/3	55	55	54	54,7			
	A50-Ż50/II/4	50	51	50	50,3			

Spośród mieszanek mineralnych z zawartością 50 % kruszywa o PSV > 50, najlepsze wyniki otrzymano dla próbek z kruszywem z żużla stalowniczego. Kruszywo z żużla stalowniczego charakteryzuje się jednym z najwyższych wyników w zakresie odporności na polerowanie. Ma to związek z porowatą strukturą materiału sztucznego. Traktując pojedyncze pory jako minerały o twardości równej 0, osadzone w materiale sztucznym o twardości 8-9 trzeba powiedzieć, że według skali Mohsa żużel stalowniczy charakteryzuje się bardzo dużym zróżnicowaniem twardości, a tym samym bardzo dobrą odpornością na czynniki polerujące [3].

Należy zaznaczyć, że żuźle stalownicze odznaczają się bardzo dobrym powinowactwem z asfaltem. Z uwagi na dużą gęstość właściwą (około $3,5 \text{ Mg/m}^3$) żuźla stalowniczego, nie stosuje się chętnie do mieszanek mineralno – asfaltowych. Duża gęstość właściwa powoduje, że zużycie mieszanki mineralno – asfaltowej, wykonanej tylko na bazie kruszywa z żuźla stalowniczego, jest większe od 500 do 1000 kg na 1 m^3 niż zużycie mieszanki wykonanej na bazie kruszyw naturalnych. Optymalnym rozwiązaniem jest w związku z tym zastosowanie żuźla stalowniczego jako dodatku do mieszanek mineralno – asfaltowych. Dodatkowo wykorzystanie kruszywa z żużli stalowniczych do warstwy ścieralnej jest propagowaniem polityki ekologicznej w budownictwie drogowym.

5. Podsumowanie

Wprowadzenie wymagań co do odporności na polerowanie dla kruszyw stosowanych do warstwy ścieralnej jest niezbędne, by utrzymać wymagany poziom właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowej w okresie jej eksploatacji. Jednak niska wartość wskaźnika PSV ogranicza zakres stosowanych dotąd kruszyw ze skał magmowych i metamorficznych do warstwy ścieralnej.

Na podstawie przeprowadzonych badań nad odpornością na polerowanie stwierdzono, że dodatek kruszywa o $\text{PSV} > 50$ do kruszywa amfibolitowego, charakteryzującego się $\text{PSV} < 50$, pozwoli zwiększyć wskaźnik PSV mieszanki mineralnej. Większy wzrost odporności na polerowanie mieszanek mineralnych uzyskano dla mieszanek z dodatkiem kruszywa z piaskowca kwarcytowego i żuźla stalowniczego niż dla mieszanek z dodatkiem kruszywa gabrowego. W takiej sytuacji mieszanki mineralne z kruszywem amfibolitowym mogą być stosowane do warstw ścieralnych, jeżeli będą wzbogacone kruszywem, które pozwoli na uzyskanie wskaźnika $\text{PSV} \geq 50$ dla mieszanki mineralnej. Jednak ilość tego dodatku powinna być dobrana indywidualnie dla każdego rodzaju mieszanki.

Dobranie odpowiednich proporcji kruszyw o różnym wskaźniku PSV w składzie mieszanki mineralnej umożliwi stosowanie kruszywa produkowanego ze skał magmowych, metamorficznych, osadowych oraz materiałów sztucznych o mniejszej niż wymagana odporności na polerowanie do mieszanek mineralno-asfaltowych warstwy ścieralnej nawierzchni drogowej, a tym samym pozwoli zachować wymagany poziom właściwości przeciwpoślizgowych w okresie eksploatacji.

Literatura

- [1] Bilans zasobów kopalń i wód podziemnych w Polsce. PIG, Warszawa, 2005.
- [2] Gardziejczyk W., Wasilewska M.: *Kruszywa drogowe do warstwy ścieralnej w świetle ich odporności na polerowanie*. Drogownictwo nr 11; str. 335-341; 2005.
- [3] Heflik W.: *Badania mineralogiczne skały amfibolitowe z Ogorzelca k. Kamiennej Góry*” Kraków 1994 (raport niepublikowany)
- [4] Van de Wall A.R.G.: *The polishing of aggregate used in road construction. The relation between the Polished Stone Value and the petrography and mechanic properties of road aggregate*. Faculty of Mining and Petroleum Engineering, Section of Engineering Geology. No. 96; T.U. Delft 1992

ESTIMATION POLISHING RESISTANCE OF MINERAL MIXTURES WITH AMPHIBOLITE AGGREGATE

Summary: The use of certain magmatic and metamorphic aggregates should be limited to wearing course, in spite of their very good physical and mechanical properties, due to their low polish resistance. Keeping in mind the road development plans in Poland, it might suppose that demand for high quality aggregates will be high. The limiting of some magmatic and metamorphic aggregates will bring problems with procuring of aggregates to road pavements.

The article presents the research results of polishing resistance of mineral mixtures with amphibolite aggregate PSV(Polished Stone Value) index lower than 50 and with addition of aggregate which is characterized by PSV higher than 50.

Key words: mineral aggregates, polishing resistance, road pavements

W artykule przedstawiono wyniki badań realizowane w ramach pracy własnej W/IIB/4/06.

*Robert Ziółkowski**

Laboratoryjne metody symulacji starzenia technologicznego lepiszczy asfaltowych

Streszczenie: W artykule przedstawiono zmiany właściwości lepiszczy w wyniku starzenia podczas przebiegu procesów technologicznych w czasie produkcji i podczas wykonywania nawierzchni asfaltowej. Dokonano przeglądu metod stosowanych do przyspieszania starzenia lepiszczy asfaltowych w warunkach laboratoryjnych ze wskazaniem na metody normowe stosowane i zalecane obecnie. Przybliżono czynniki związane ze starzeniem technologicznym oraz sposoby oceny wpływu tego starzenia na zmianę właściwości lepiszczy asfaltowych.

Słowa kluczowe: asfalt drogowy, starzenie technologiczne

1. Wstęp

Podstawowymi czynnikami wpływającymi na trwałość nawierzchni asfaltowych, zakładając, że nawierzchnia została poprawnie wykonana, są: niszczące oddziaływanie wody i mrozu oraz zmiany starzeniowe lepiszcza asfaltowego. Starzenie asfaltu wiąże się przede wszystkim z procesem utleniania i ulatniania się lekkich substancji olejowych. Wysoka temperatura zwiększa intensywność procesów, które wpływają na zmianę strukturalną i molekularną asfaltu, prowadząc do jego usztywnienia i zwiększenia lepkości [1, 2]. Twardnienie starzeniowe asfaltu rozpoczyna się z chwilą jego wyprodukowania i postępuje z czasem.

* Katedra Inżynierii Komunikacyjnej, Geotechniki i Geodezji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Stopień i intensywność zachodzących zmian jest różny i zależy od wielu czynników, wśród których wymienia się pochodzenie i technologię produkcji asfaltu, oddziaływanie podwyższonej temperatury i tlenu, grubość warstwy lepiszcza otaczającego ziarna kruszywa a także zastosowane środki modyfikujące [3, 4, 5, 6]. Proces starzenia uważa się za jeden z głównych czynników powodujących przedwczesne zniszczenie nawierzchni asfaltowej [7].

W procesie starzenia lepiszczy asfaltowych wyróżnia się, ze względu na miejsce i intensywność zachodzących zmian, dwa zasadnicze etapy:

- starzenie technologiczne – zachodzi podczas pompowania asfaltu, produkcji, magazynowania, transportu i układania mieszanki mineralno-asfaltowej; starzenie technologiczne określane jest mianem starzenia krótkoterminowego, przebiega ono bardzo intensywnie w stosunkowo krótkim okresie czasu.
- starzenie eksploatacyjne – wiąże się ze zmianami właściwości asfaltu podczas wieloletniej pracy MMA w nawierzchni; starzenie eksploatacyjne – ze względu na długość okresu, w którym zachodzą zmiany – nazywa się również starzeniem długoterminowym, tempo jego zmian jest bardzo powolne.

W niniejszym artykule autor skoncentrował się na przedstawieniu laboratoryjnych metod symulacji starzenia technologicznego.

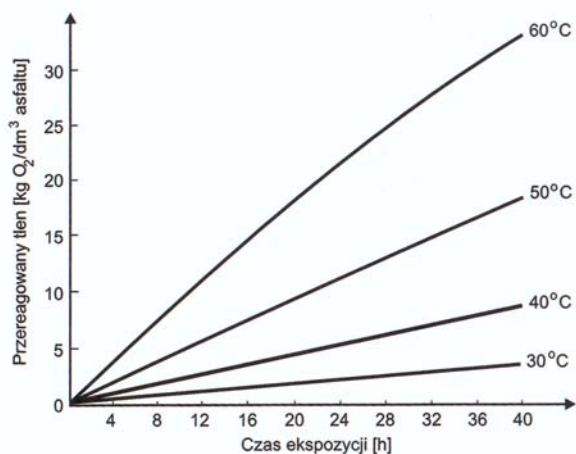
2. Procesy technologiczne wpływające na zmianę właściwości asfaltu

Zmiany właściwości lepiszczy asfaltowych wywołane procesami technologicznymi następują przede wszystkim pod wpływem reakcji fizykochemicznych pomiędzy składnikami asfaltu i tlenem zawartym w powietrzu.

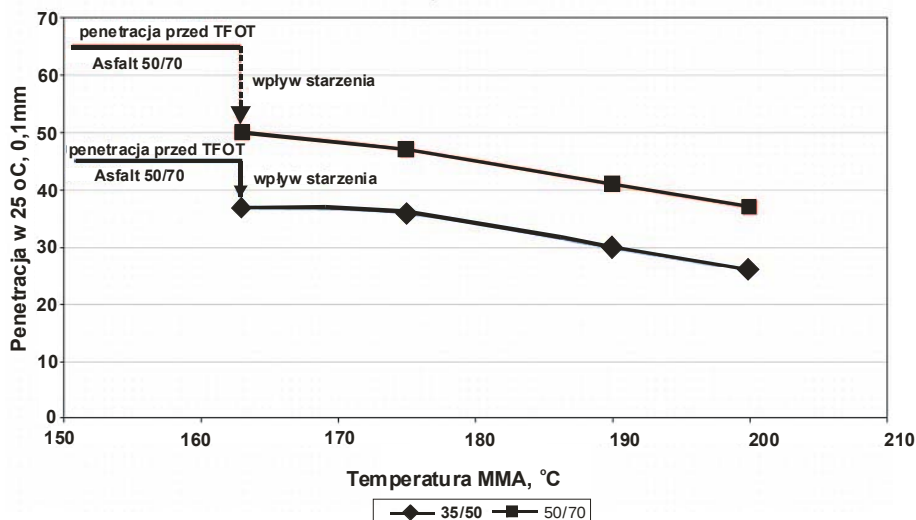
Lepiszczce asfaltowe, po wyprodukowaniu, przetrzymywane jest w dużych zbiornikach w podwyższonej temperaturze. Szybkość przebiegu procesu starzenia na tym etapie zależy od zawartości powietrza w zbiorniku, w którym przechowuje się lepiszcze. Podobnie jest w czasie transportu lepiszcza z rafinerii do wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych. Stosunkowo niska temperatura podgrzanego lepiszcza oraz ograniczony kontakt z powietrzem powodują, że utwardzenie lepiszcza podczas tych procesów jest niewielkie.

Najbardziej intensywnie procesy utleniania i ulatniania lekkich frakcji zachodzą podczas procesu produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej (MMA) w mieszalniku wytwórni MMA – intensywne mieszanie oraz wzrost temperatury sprawiają, że dostęp tlenu do asfaltu na kruszywie jest ułatwiony (rys. 1.1). Grubość

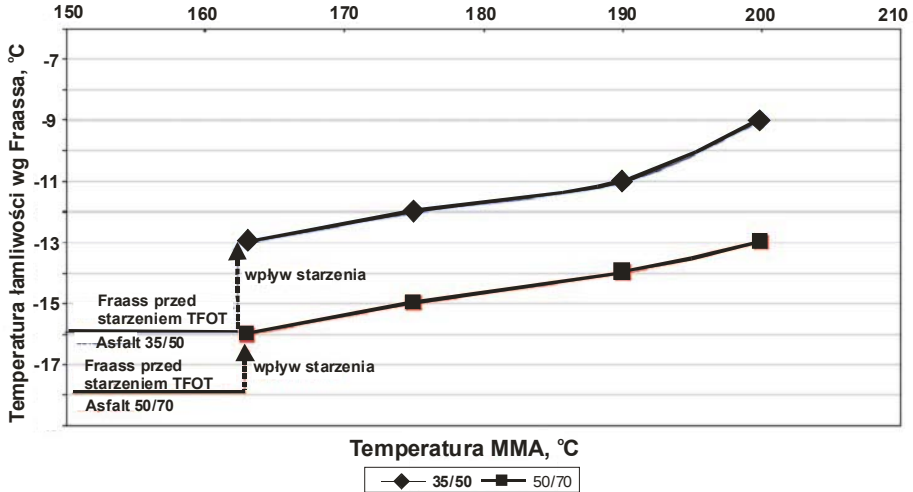
warstewki asfaltu na ziarnach gorącego kruszywa zawiera się zwykle w przedziale $5\div 15\text{ }\mu\text{m}$. Dlatego każde znaczne przekroczenie czasu mieszania i zalecanych temperatur wytwarzania MMA wpływa na przyspieszenie procesu starzenia asfaltu i jego ogólne utwardzenie. Efektem tego jest wyraźny spadek penetracji (rys. 1.2) oraz wzrost temperatury łamliwości (rys. 1.3), wzrastające wraz ze wzrostem przekroczenia zalecanych temperatur.



Rys. 1.1. Wpływ temperatury na ilość tlenu przereagowanego z asfaltem (otoczka 1 mm) [1]



Rys. 1.2. Wpływ przegrzania MMA na penetrację asfaltu [8]



Rys. 1.3. Wpływ przegrzania MMA na temperaturę łamliwości [8]

Kolejnymi etapami procesu technologicznego, podczas których następuje starzenie lepiszcza są przechowywanie mieszanki oraz jej transport do miejsca wbudowania. By ograniczyć ten proces, zaleca się przechowywać mieszankę MA w szczelnie zamkniętych, wypełnionych pojemnikach, a w czasie transportu samochodowego dostęp powietrza ograniczyć poprzez stosowanie specjalistycznych środków transportowych. Ostatnim etapem, podczas którego zachodzi intensywny proces starzenia krótkoterminowego, jest proces wbudowania i zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej. Oba te procesy wymagają odpowiednio wysokich temperatur technologicznych, które przyspieszają proces utwardzania się asfaltu.

3. Symulacja procesów starzenia lepiszczy w warunkach laboratoryjnych

Próby odtworzenia procesów zachodzących podczas procesów technologicznych w warunkach laboratoryjnych wymagały opracowania przyspieszonych, a zarazem wiarygodnych, odpowiadających rzeczywistym warunkom „in situ”, metod symulacji starzenia. Przyspieszenie podstawowej reakcji chemicznej, zachodzącej podczas starzenia, tj. utleniania, uzyskano poprzez podwyższenie temperatury, zmniejszenie grubości warstwy otoczki lepiszcza, zwiększenie przepływu

strumienia gorącego powietrza i zwiększenie powierzchni asfaltu poddanej działaniu tlenu [9]. Dążenie do zapewnienia wiarygodności i wierności odtworzenia w laboratorium warunków rzeczywistych doprowadziło do powstania i modyfikacji wielu metod badawczych, przedstawionych w tab. 1.

Tab. 1. Laboratoryjne metody symulacji starzenia krótkoterminowego lepiszczy asfaltowych [10]

STARZENIE KRÓTKOTERMINOWE			
Metody wygrzewania			
Rok	Opracowanie	Symulacja starzenia (masa próbki, temperatura i czas wygrzewania)	Metoda oceny wpływu starzenia
1911	ASTM	20g, 163°C, 5h	Zmiana masy i penetracji
1916	ASTM-D-16	50g, 163°, 5h	Zmiana masy i penetracji
1917	Reeve and Lewis	163°C, 5h, 10h, 15h	Zmiana penetracji i odparowania. Ocena rozpuszczalności
1962	Huges	1.8 mm, 93°C ÷ 232°C, do 14h	Frakcjonowanie asfaltu
Metoda Thin Film Oven Test (TFOT) i jej modyfikacje			
1940	Lewis and Welborn	TFOT (3mm, 163°C, 5h) Zmodyfikowany TFOT (0.8 mm, 1.6 mm, 3 mm, 163°C, do 10h)	Zmiany masy, penetracji, ciągliwości, temperatury mięknięcia
1946	Lewis and Halstead	TFOT (3mm, 163°C, 5h)	Zmiana penetracji, ciągliwości, temperatury mięknięcia
1957	Vallerga	Przechylony TFOT (przechyłka 15°, 3 mm, 163°C, 5h)	Zmiana penetracji, ciągliwości, temperatury mięknięcia
1961	Traxler	Zmodyfikowany TFOT (5h, 10h, 15h)	Lepkość
1967	Moavenzadeh and Stander	Przechylony TFOT (przechyłka 10°, 135°C, 190°C, 218°C, 9h oraz 219°C, do 12h)	Lepkość, skład chemiczny
1985	Edler	Zmodyfikowany TFOT - MTFOT (100 µm, 163°C, 24h)	Zmiana penetracji i lepkości
1988	Ishai	Zmodyfikowany TFOT (60°C, 120°C, 140°C, 163°C, do 21 dni)	Strata masy, zmiana lepkości, penetracji, temperatury mięknięcia
1989	Tuffour	Zmodyfikowany TFOT (120°C, 140°C, 163°C, 5÷24h)	Zmiana penetracji, lepkości, analiza frakcyjowa asfaltu
1993	Tallafigo	RTFOT (wygrzewanie do 50h)	Zmiana penetracji, lepkości, temperatury mięknięcia, analiza składu chemicznego
1994	SHRP A-369	Zmodyfikowany TFOT (wygrzewanie pod ciągłym strumieniem powietrza, 3mm, 163°C, 5h)	Zmiana masy, lepkości, właściwości reologicznych
1994	Chiu	Zmodyfikowany TFOT (118°C, 140°C, 163°C, 5h, 10h, 15h)	Zmiana lepkości
1995	Kim	Zmodyfikowany TFOT	Analiza chromatografii żelowej

STARZENIE KRÓTKOTERMINOWE			
Metody wygrzewania			
Rok	Opracowanie	Symulacja starzenia (masa próbki, temperatura i czas wygrzewania)	Metoda oceny wpływu starzenia
		(165°C, 5h, 24h)	
1995	Ishai	Zmodyfikowany TFOT (120°C, 140°C, 163°C, do 24h)	Zmiana penetracji, lepkości, temperatury mięknięcia, analiza frakcyjowa asfaltu
1995	Churchill	ETFOT (163°C, 5h, 14h, 24h)	Analiza chromatografii żelowej
1996	Huang	Zmodyfikowany TFOT (163°C, 185°C, 196°C, 5h, 10h, 15h)	Zmiana lepkości, penetracji, analiza widmowa promieniowania podczerwonego
Metoda Shell Mikrofilm Test (SMFT) i modyfikacje			
1955	Griffin	SMFT (asfalt rozproszony w na naczynku w warstwie 5µm w ciemności, 107°C, 2h)	Zmiana lepkości
1958	Heithaus/Johnson	SMFT (5µm, 107°C, 2h)	Zmiana lepkości
1960	Simpson	Zmodyfikowany SMFT (5µm, 107°C, do 60h)	Zmiana lepkości
1961	Traxler	Zmodyfikowany SMFT (5µm, 107°C±163 °C, do 4h)	Zmiana lepkości.
1961	Halstead and Zenewitz	Zmodyfikowany SMFT (15µm, 107°C, 2h)	Zmiana lepkości
1963	Hveem	Zmodyfikowany SMFT (20µm, 99 °C, 24h)	Zmiana lepkości
1967	Traxler	Zmodyfikowany SMFT (15µm, 107°C, 2h)	Zmiana lepkości
1973	Traxler and Shelby	Zmodyfikowany SMFT (10µm, 99°C, 18h)	Zmiana lepkości
Metoda Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) i jej modyfikacje			
1963	Hveem	RTFOT (1250 µm, 163°C, 75 min)	Zmiana lepkości
1969	Santucci and Schmidt	Zmodyfikowany RTFOT: Rolling Microfilm Circulation Test-RMF-C (20 µm, 99°C, 24h, 48h)	Zmiana lepkości
1973	Schmidt	Zmodyfikowany RMF-C (149°C, 0.5h, następnie 82°C, 24h)	Zmiana lepkości
1981	Kemp and Pre-doehl	Zmodyfikowany RTFOT – Tilt-Oven Durability Test (TODT) (20 µm, 111°C, 168h)	Zmiana penetracji, ciągliwości i lepkości
1981	Santucci	TODT (20 µm, 113 °C, 168h), (20 µm, 115°C, 100h)	Zmiana penetracji, ciągliwości i lepkości
1988	Goodrich	TODT (20 µm, 111 °C, 168h)	Testy dynamiczne

STARZENIE KRÓTKOTERMINOWE			
Metody wygrzewania			
Rok	Opracowanie	Symulacja starzenia (masa próbki, temperatura i czas wygrzewania)	Metoda oceny wpływu starzenia
1988	Ishai	Zmodyfikowany RTFOT (60°C, 120°C, 140°C, 163°C, do 21 dni)	Zmiana masy, lepkości, temperatury mięknięcia, penetracji
1989	Petersen	Zmodyfikowany RMF-C: przyspieszony TFOT – TFAAT (Thin Film Accelerated Aging Test) (160 µm, 113°C, 72h)	Zmiana masy, zawartości ketonów, lepkości
1993	Reese/Goodrich	Zmodyfikowany TODT (113°C, 72h)	Zmiana lepkości, ciągliwości, penetracji, testy dynamiczne
1994	Chiu	Zmodyfikowany TODT (111°C, 24h, 72h, 168h)	Zmiana penetracji, lepkości, analiza widmowa promieniowania podczerwonego
1993	Branthaver	Zmodyfikowany TFAAT (60÷85°C, do 400h); (113°C, 120h); (130°C, 36h)	Zmiana lepkości, analiza widmowa promieniowania podczerwonego
1996	Huang	Zmodyfikowany TODT (111°C, 72h, 168h)	Zmiana penetracji, lepkości, analiza widmowa promieniowania podczerwonego
2000	Parmeggiani	Zmodyfikowany RTFOT – NRTFOT (1250 µm, 163°C, 75 min, utlenianie w obecności azotu)	Zmiana lepkości, ciągliwości, penetracji, testy dynamiczne

Thin Film Oven Test (TFOT) – wygrzewanie w cienkiej warstwie

Metodę TFOT po raz pierwszy przedstawiono w roku 1940 [11], a następnie ujęto w procedurach ASTM [12].

Istotą metody TFOT, wdrożonej także do warunków polskich (PN-EN 12607-2:2004), jest wygrzewanie lepiszcza w cienkiej warstwie. Zgodnie z tą metodą, każdą próbkę lepiszcza o masie $50 \pm 0,5$ g umieszcza się w tackach, w warstwie o grubości około 3 mm, a następnie poddaje wygrzewaniu w temperaturze $163 \pm 1^\circ\text{C}$, przez okres 5 godzin. Tacki z próbkami umieszczane są w piecu na półce, która podczas badania obraca się z prędkością 5,5 obr/min.

Jedną z podstawowych niedoskonałości metody TFOT była zbyt gruba warstwa wygrzewanego lepiszcza. Stwierdzono, że podczas wygrzewania na górnej warstwie lepiszcza pojawia się stwardniała skorupa, uniemożliwiająca przenikanie powietrza w głąb próbki, a przez to uniemożliwiająca równomierne utlenianie i starzenie całej wygrzewanej próbki. Doprowadziło to do licznych, mniej i bardziej istotnych modyfikacji tej metody.

Jednym z istotniejszych przykładów modyfikacji metody TFOT była metoda zaproponowana przez Edlera - Modified Thin Film Oven Test (MTFOT) [13].

Edler zredukował warstwę asfaltu z 3 mm do 100 μm , co zintensyfikowało procesy starzeniowe utleniania i odparowania lekkich frakcji olejowych.

Obecnie do badania asfaltów nie przewiduje się metody TFOT. Zastąpiła ją metoda rotacyjnego wygrzewania w cienkiej warstwie RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test)

Shell Mikrofilm Test (SMFT) – wygrzewanie asfaltu w bardzo cienkiej warstwie

Metoda TFOT była punktem wyjścia przy opracowywaniu kolejnych metod przyspieszonego starzenia. Jedną z odmian tej metody był metoda SMFT, której procedura przewidywała wygrzewanie lepiszcza w szklanym naczyniu, w warstwie o grubości 5 μm , w temperaturze 107°C przez 2h [14]. Użycie bardzo cienkiego filmu asfaltu umożliwiło zastosowanie niższej temperatury oraz miało na celu odzwierciedlenie rzeczywistej grubości warstwy lepiszcza w mieszance mineralno-asfaltowej (5÷15 μm).

Przy zastosowaniu tej metody wpływ starzenia na zmiany właściwości lepiszcza oceniano poprzez zmianę lepkości przed starzeniem i po starzeniu, i wprowadzono do terminologii pojęcie „indeksu starzenia” będącego stosunkiem lepkości przed starzeniem do lepkości po starzeniu.

Modyfikacje metody SMFT polegały głównie na zwiększeniu grubości filmu asfaltowego (do 20 μm) i wydłużeniu czasu wygrzewania [15]. Pomimo niewątpliwie słusznych założeń, związanych z przyjętą grubością wygrzewanej warstwy, symulacja starzenia i uzyskiwane wyniki tylko w niewielkim stopniu korelowały ze zmianami zachodzącymi w warunkach rzeczywistych [16].

Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT – PN-EN 12607-1:2004) – cienkowarstwowe wygrzewanie rotacyjne

Na metodę RTFOT wskazuje się jako na najistotniejszą modyfikację metody TFOT [17]. Procedura tej metody (ASTM D-2872) przewiduje umieszczanie próbki lepiszcza o masie 35g w obracającej się z prędkością 15 obr/min butelce, w temperaturze 163°C przez 85 minut. Badanie wykonuje się w piecu z przepływem gorącego powietrza, gdzie przepływ strumienia powietrza wynosi 4000 cm^3/min . W procesie przyspieszonego starzenia cienka warstwa lepiszcza rozprowadzona na ściankach naczynek poddawana jest oddziaływaniu strumienia gorącego powietrza. Zaletą tej metody, w porównaniu z metodą TFOT, jest zapewnienie jednorodnego starzenia całej próbki, które jest wygrzewane w cieńszej warstwie oraz duża korelacja uzyskiwanych wyników ze zmianami zachodzącymi w warunkach rzeczywistych.

Od momentu opracowania w roku 1963 metoda RTFOT doczekała się wielu modyfikacji. Jedną z ostatnich była przedstawiona przez Parmeggianiego metoda Nitrogen Rolling Thin Film Oven Test (NRTFOT) [18]. Jej głównym celem, przy zachowaniu identycznych warunków starzenia, było wprowadzenie azotu zamiast powietrza. Obecność azotu miała zapewnić wierniejsze odzwierciedlenie utraty lekkich składników olejowych podczas wygrzewania.

German Rotating Flask Test (RFT-PN-EN 12607-3:2004) – wygrzewanie rotacyjne

Metodę RFT opracowano jako alternatywną dla RTFOT. Stwierdzono bardzo dużą korelację wyników uzyskiwanych tymi dwiema metodami. Metoda RFT różni się korzystnie pozyskiwaniem większej ilości materiału badawczego.

Procedura RFT [19] przewiduje umieszczenie 200 g próbki lepiszcza w wyparce rotacyjnej, obracającej się z prędkością 20 obr/min. Utlenianie odbywa się w temperaturze 165°C przez 210 minut, z ciągłym pompowaniem powietrza w ilości 2000 ml/min.

Modified Rotating Thin Film Oven Test (MRTFOT) - zmodyfikowana metoda RTFOT

Pierwotnie opracowywane metody starzenia lepiszczy powstawały z myślą o symulacji starzenia asfaltów niemodyfikowanych. Próby ich zaimplementowania do przyspieszonego starzenia asfaltów niemodyfikowanych zrodziły się wraz z upowszechnieniem stosowania do lepiszczy modyfikowanych produkcji MMA. Uzyskiwane rezultaty były jednak nieadekwatne do zmian zachodzących w warunkach rzeczywistych.

Pierwszą próbą opracowania metody przeznaczonej dla symulacji starzenia lepiszczy modyfikowanych, zwłaszcza modyfikowanych polimerami, była metoda MRTFOT, bazująca na metodzie RTFOT. Istotą modyfikacji było umieszczenie w kolbie z lepiszczem stalowego pręta (długość 30 mm, średnica 6,35 mm). Obecność pręta miała wzmacniać efekt starzenia, co równocześnie umożliwiło obniżenie temperatury wygrzewania do 135°C, a czas wygrzewania skróciło do 45 minut.

Jednakże wyniki badań dowiodły, że efekt był przeciwny do założonego – badane próbki ulegały mniejszym zmianom starzeniowym niż próbki starzone bez obecności stalowych prętów. Sugeruje się zarazem, że bardziej efektywne, niż umieszczenie stalowych prętów może być podniesienie temperatury wygrzewania próbek, wynikające ze stosowania wyższych temperatur przy produkcji MMA z polimeroasfaltami [20], oraz wskazuje się na możliwości modyfikacji metody Rotating Flask Test [21].

4. Ocena wpływu starzenia na zmianę właściwości lepiszczy asfaltowych

Dla ustalenia wpływu starzenia krótkoterminowego na zmianę właściwości lepiszczy asfaltowych ustala się indeks starzenia, który określa się jako iloraz lepkości po starzeniu i przed starzeniem. Należy przeprowadzić analizę porównawczą wybranych parametrów asfaltu przed starzeniem z tymi samymi parametrami po procesie starzenia. W analizie porównawczej rozpatrywane są następujące parametry:

- penetracja
- temperatura mięknięcia
- temperatura łamliwości
- ciągliwość
- lepkość dynamiczna
- moduł zespolony
- moduł sztywności

Przeprowadzenie możliwie szerokiej analizy wpływu starzenia technologicznego na zmianę właściwości lepiszczy asfaltowych, uzupełnionej analizą wpływu starzenia eksploatacyjnego, pozwala łatwiej projektować trwałe nawierzchnie asfaltowe MMA, charakteryzujące się pożądanymi cechami właściwości w całym zakresie temperatur użytkowych.

5. Podsumowanie

Zmiany starzeniowe lepiszczy asfaltowych zachodzą następuje podczas produkcji i wbudowywania MMA oraz podczas jej eksploatacji w konstrukcji nawierzchni. Jak dowodzą badania, starzenie technologiczne bardzo istotnie wpływa na zmianę właściwości lepiszczy asfaltowych nie modyfikowanych i modyfikowanych [22], w związku z czym dużą rolę odgrywa opracowanie i dobór odpowiedniej metody badawczej, wiernie oddającej zmiany zachodzące w warunkach „in situ”.

Zgodnie z normami PN-EN, obowiązującymi obecnie metodami stosowanymi do symulacji starzenia krótkoterminowego lepiszczy asfaltowych są metody RT-FOT i RFT. Metody te, w przypadku asfaltów nie modyfikowanych, pozwalają uzyskać dużą korelację zmian zachodzących podczas symulacji starzenia w warunkach laboratoryjnych ze zmianami zachodzącymi w warunkach rzeczywistych

dla asfaltów nie modyfikowanych. Jednak wykorzystywanie tych metod do symulacji starzenia lepiszczy modyfikowanych nie daje już pewności uzyskania równie dużych zgodności. Główną tego przyczyną jest bardzo złożona i różnorodna, zależna od rodzaju i ilości modyfikatora budowa wewnętrzna asfaltów modyfikowanych.

Literatura

- [1] Gawęł I., Kalabińska M., Piłat J.: *Asfalty drogowe*, WKŁ, 2001 r.
- [2] Airey G.D.: *State of the Art Report on Ageing Test Methods for Bituminous Pavement Materials*, The International Journal of Pavement Engineering, Vol. 4 (3) September 2003.
- [3] Gawęł I., Rutkowski M.: „Ocena laboratoryjna przydatności rop do produkcji asfaltów”. Chemik 1995 r.
- [4] Huh J.D., Robertson R.E.: *Modelling of Oxidative Ageing Behaviour of Asphalt from Short-Term, High Temperature Data as a Step Toward Prediction of Pavement Ageing*, TRR 1535, TRB, National Research Council, Washington D.C 1996 r.
- [5] Airey G.D, Brown S.F.: *Rheological Performance of Aged Polymer Modified Bitumens*, The Association of Asphalt Paving Technologists 1998 r.
- [6] Chiu C. T., Tia M., Ruth B. E., Page G. C.: *Investigation of Laboratory Aging Processes on Asphalt Binders Used in Florida*, Transportation Research Record, 1994 r.
- [7] Lars S. Johansson, Lu X. Isacsson U.: „Ageing of Road Bitumens - State of the Art”, TRITA-IP FR, Royal Institute of Technology, Sweden 1998 r.
- [8] www.orlen-asfalt.pl.
- [9] Bagińska K., Gawęł I.: *Korelacja między właściwościami asfaltów po starzeniu metodami TFOT i RTFOT* Drogownictwo 9/2001.
- [10] Bell A. C.: *Summary Report on Aging of Asphalt-Aggregate Systems*, Strategic Highway Research Program, Report No. SHRP-A-/IR-89-004 (SHRP-A-305), 1989.
- [11] Lewis, R.H. and Welborn, J.Y. (1940) “Report on the properties of the residues of 50– 60 and 85–100 penetration asphalts from oven tests and exposure”, Proc. Assn. Asphalt Paving Technol. 11.
- [12] American Society for Testing and Materials (1995a) Standard Test Method for Effect of Heat and Air on Asphaltic Materials (Thin Film Oven Test) (ASTM, Philadelphia, USA), D1754–94.

- [13] Edler, A.C., Hattingh, M.M., Servas, V.P. and Marais, C.P. *Use of ageing tests to determine the efficacy of hydrated lime additions to asphalt in retarding its oxidative hardening*, Proc. Assn. Asphalt Paving Technol., 1985 r.
- [14] Griffin, R.L., Miles, T.K. and Penther, C.J. (1955) *Microfilm durability test for asphalt*, Proc. Assn. Asphalt Paving Technol. 24.
- [15] Skog, J. *Setting and durability studies on paving grade asphalts*, Proc. Assn. Asphalt Paving Technol. 36, 1967 r.
- [16] Welborn, J.Y. *Relationship of asphalt cement properties to pavement durability*, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis 59, 1979 r., Washington, D.C.
- [17] AIREY G.D.: *State of the Art Report on Ageing Test Methods for Bituminous Pavement Materials*, The International Journal of Pavement Engineering, Vol. 4 (3) September 2003 r.
- [18] Parmeggiani, G. *Nitrogen rolling thin film oven test*, Proc. 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Barcelona, 2000 r.
- [19] PN-EN 12607-3:2002.
- [20] JIA J., ZHANG X., YUAN Y.: *Rolling thin film oven test investigation for polymer modified asphalt*, JOURNAL OF HARBIN INSTITUTE OF TECHNOLOGY, 2005 Vol. 12.
- [21] RAMAIAH S. *Evaluation of modified german rotating flask[A]*, Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C., National Research Council, 2004.
- [22] Ziółkowski R.: *Wpływ modyfikatorów asfaltów na zmianę właściwości lepiszczy w procesie starzenia*, rozprawa doktorska, Politechnika Białostocka 2006.

Laboratory test methods of bitumen technological ageing

Summary: The article presents technological processes that influence bitumens' properties. The review of laboratory test methods for accelerated short-term ageing was done. The preferences in this subject were pointed out as well as factors affecting age hardening and the way of estimation of ageing influence on changes of bitumen properties were showed.

Key words: asphalt binder, technological ageing