

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 205

BUDOWNICTWO 29



BYDGOSZCZ - 1997

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 205

BUDOWNICTWO 29



BYDGOSZCZ - 1997

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO
prof. dr hab. Ojcumiła Stefaniak

REDAKTOR NAUKOWY
dr hab. inż. Tomasz Szczuraszek, prof. nadzw. ATR

OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE
mgr Joanna Ekstowicz-Mąka, Zbigniew Gackowski

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

ISSN 0208-6379

WYDAWNICTWO UCZELNIANE
AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ W BYDGOSZCZY

Wyd. I. Nakład 150 egz. Ark. aut. 5,85. Ark. druk. 7,75. Papier druk. kl. III.

Oddano do druku i druk ukończono w maju 1997 r.

Uczelniany Zakład Małej Poligrafii ATR Bydgoszcz, ul. Ks. A. Kordeckiego 20
Zamówienie nr 26/97

Nr inw. P. 468/97

Spis treści

	str.
1. Elżbieta Piotrowska - Ekonomiczno-ekologiczna ocena systemów przestrzennych na przykładzie zlewni rzeki Gąsawki	5
2. Adam Bujarkiewicz, Andrzej Chmura - Komputerowe wspomaganie projektowania zmechanizowanych robót ziemnych	17
3. Romuald Napierała - Badania terenowe właściwości eksploatacyjnych nawierzchni drogowych wykonanych z zastosowaniem kruszyw granulowanych uzyskanych z rozdrobnienia pospótek	29
4. Romuald Napierała - Badania wpływu kruszyw granulowanych uzyskanych z rozdrobnienia pospótek na wybrane właściwości betonu asfaltowego.....	43
5. Tomasz Szczuraszek, Jan Kempa - Metoda oceny rozmieszczenia przystanków transportu zbiorowego	53
6. Maria Gałomska, Jan Gałomski - Geodezyjne pozyskiwanie danych do systemu informacji o obiekcie inżynierskim za pomocą dalmierza laserowego „DISTO”.....	63
7. Maria Wesołowska, Dariusz Wesołowski - Skuteczność osuszania budynków nieniszczącą metodą „AQUASTOP”	71
8. Małgorzata Krajewska - Określenie stopnia zużycia technicznego obiektów dla okresów wcześniejszych	79
9. Kazimierz Furtak, Agata Lachiewicz-Złotowska - Wytrzymałość zmęczeniowa betonu na rozciąganie	91
10. Jan Lorkowski - Nośność obliczeniowa przekroju blachownicy spawanej klasy 4.....	107
11. Jan Lorkowski - Nośności obliczeniowe przekroju klasy 4 na przykładzie blachownicy spawanej.....	111

Elżbieta Piotrowska

EKONOMICZNO-EKOLOGICZNA OCENA SYSTEMÓW PRZESTRZENNYCH NA PRZYKŁADZIE ZLEWNI RZEKI GAŚAWKI¹⁾

W opracowaniu przedstawiono założenia metodyczne ekonomiczno-ekologicznej oceny wielofunkcyjnego wykorzystania zasobów zagospodarowanej przestrzeni oraz ich weryfikację na przykładzie zlewni rzeki Gaśawki.

W ramach badań dokonano parametryzacji rzeczowo-finansowej i charakterystyki zasobów naturalnych, jak również infrastruktury technicznej i gospodarczej całego analizowanego systemu przestrzennego oraz wchodzących w jego skład gmin. Wyceniono zagospodarowaną przestrzeń pięciu, typowych dla analizowanego obszaru, wsi gminy Żnin.

1. WSTĘP

Ograniczoność przestrzeni, w tym przede wszystkim o wysokim stopniu zagospodarowania, wywołuje konieczność wielofunkcyjnego jej wykorzystania. W odniesieniu do działalności gospodarczej zasada wielofunkcyjnego wykorzystania zasobów w systemach przestrzennych powinna obejmować następujące grupy zasobów - zasoby naturalne, takie jak: ziemia, zasoby wodne i przyrodnicze oraz zasoby zagospodarowanej przestrzeni, w tym przede wszystkim zainwestowany majątek trwały.

Efektywne wykorzystanie systemów przestrzennych jest szczególnie istotne w warunkach gospodarki rynkowej. Postępujący proces ekonomizacji wszystkich dziedzin gospodarowania wymusza tworzenie nowych bądź modernizację istniejących systemów przestrzennych. Celem tych działań powinna być poprawa efektywności gospodarowania przestrzenią.

Istnieją przesłanki pozwalające wysunąć tezę, że im więcej funkcji dana przestrzeń spełnia, tym nakłady poniesione na jej zagospodarowanie wykorzystywane są efektywniej.

W opracowaniu przedstawiono założenia metodyczne ekonomiczno-ekologicznej oceny wielofunkcyjnego wykorzystania zasobów zagospodarowanej przestrzeni oraz ich weryfikację na przykładzie zlewni rzeki Gaśawki.

¹⁾ Opracowanie stanowi syntezę zadania badawczego „Ocena zasobów zagospodarowanej przestrzeni w zlewni rzeki Gaśawki, ze szczególnym uwzględnieniem zasobów przestrzeni rolniczej wsi gminy Żnin” - realizowanego przez autora w ramach Projektu Badawczego Nr 5S30804404 pt: „Ekologiczno-ekonomiczna ocena wielofunkcyjnego wykorzystania zasobów w rejonie meliorowanym”. Kierownik Projektu Badawczego - prof. dr hab. inż. Stanisław Łojewski.

2. METODYKA EKONOMICZNO-EKOLOGICZNEJ OCENY ZASOBÓW PRZESTRZENI

Podstawową rolę w zagospodarowanych systemach przestrzennych odgrywa infrastruktura techniczna i gospodarcza. Ma ona istotny wpływ na powstawanie oraz rozwój kompleksów produkcyjno-usługowych. Poszczególne podmioty gospodarcze działające w ramach tych kompleksów cechuje odmienność charakteru oraz zapotrzebowania i wykorzystania zasobów przestrzeni. Odmienność profili działalności gospodarczej umożliwia powstawanie w przestrzeni komplementarnych związków ekonomicznych. Polegają one na wymianie zasobów lub dóbr przetworzonych, wzajemnym lub jednokierunkowym świadczeniem usług, jak też przekazywaniu informacji niezbędnych do prowadzenia sprawnej działalności gospodarczej. Związki te mają istotny wpływ na efektywność gospodarowania zasobami przestrzeni.

Procesy transformacji w gospodarce narodowej mające na celu wprowadzenie zasad gospodarki rynkowej powodują konieczność ekonomizacji poszczególnych dziedzin gospodarowania. Realizacja tego zadania wymaga zmiany metody oceny w szczegółowych badaniach ekonomicznych. Postulat ten dotyczy również zasad i metod oceny wielofunkcyjnych systemów przestrzennych.

Wprowadzenie do praktyki gospodarczej mechanizmów ekonomicznych i rachunku ekonomicznego warunkujących racjonalne gospodarowanie zasobami przestrzeni możliwe będzie dopiero wtedy, gdy będziemy dysponowali ekwiwalentnymi cenami zasobów naturalnych oraz zagospodarowanej przestrzeni.

W okresie przejściowym, do czasu pełnego wprowadzenia gospodarki rynkowej i samofinansowania poszczególnych dziedzin oraz doprowadzenia do właściwych relacji cen zasobów, niezmiernie ważny może być, zaprezentowany i zastosowany do ekonomiczno-ekologicznej oceny systemów przestrzennych, rachunek zasobowy.

W ekonomiczno-ekologicznej ocenie systemów przestrzennych można wyróżnić dwie fazy, a mianowicie [1, 2]:

- faza 1 - parametryzacja i ocena względna wszystkich zasobów i systemów technicznych związanych z badanym systemem przestrzennym;
- faza 2 - ocena bezwzględna (efektywnościowa) badanych systemów przestrzennych (lub wariantów zagospodarowania tych systemów).

Faza 1 - ocena względna. W ocenie względnej systemu przestrzennego może być zastosowany rachunek zasobowy. Wskaźniki nakładów (zasoby i strumienie) powinny być, z uwagi na potrzebę porównywalności, przeliczone na jednostkę powierzchni:

- w ujęciu zasobowym:

$$Z_{jF} = \frac{Z}{F},$$

- w ujęciu strumieniowym:

$$S_{jF} = \frac{S}{F},$$

gdzie:

Z_{jF} - wskaźnik zasobochłonności w przeliczeniu na jednostkę powierzchni;

S_{jF} - nakłady (strumienie) w przeliczeniu na jednostkę powierzchni;

Z - zasoby w ujęciu globalnym;

S - strumienie w ujęciu globalnym w skali roku;

F - wielkość zasobów przestrzeni w jednostkach powierzchni, np. m², ha, km².

Dotyczy to przede wszystkim wskaźników: kapitałochłonności, materiałochłonności, energochłonności, pracochłonności i wodochłonności.

Punktem wyjścia tego rachunku (oceny względnej) powinna być analiza i ocena struktury użytkowania całej zagospodarowanej przestrzeni oraz ocena wszystkich systemów technicznych i zasobów związanych z badanym systemem przestrzennym.

Faza 2 - ocena bezwzględna (efektywnościowa). Pełna parametryzacja i ocena względna (w tym i ekonomiczna) wszystkich zasobów i systemów technicznych związanych z określonymi systemami przestrzennymi pozwolić może na ocenę bezwzględną (efektywnościową) takich systemów przestrzennych lub wariantów zagospodarowania (restrukturyzacji) takich systemów.

W ocenie takiej ma zastosowanie prakseologiczna zasada wydajności:

$$E_j = \frac{E}{N} \max ,$$

gdzie:

E_j - efekty jednostkowe (na jednostkę nakładu);

E - efekty globalne;

N - nakłady globalne.

W zależności od zastosowanych parametrów rachunku i kryteriów oceny można zaproponować następujące ujęcia (formuły) rachunku:

1) wskaźnik efektywności (e_1) w przeliczeniu na jednostkę powierzchni F :

$$e_1 = \frac{W_d}{F}$$

2) wskaźnik efektywności (e_2) w przeliczeniu na jednego mieszkańca M :

$$e_2 = \frac{W_d}{M}$$

3) wskaźnik efektywności (e_3) w przeliczeniu na jednostkę nakładów inwestycyjnych I w danym systemie przestrzennym:

$$e_3 = \frac{W_d}{I} ,$$

gdzie:

W_d - suma wartości dodanej brutto poszczególnych działów gospodarki narodowej w danym systemie przestrzennym w okresie roku;

N - nakłady inwestycyjne (wartość brutto środków trwałych) ogółem w danym systemie przestrzennym.

Ocenę ekonomiczno-ekologiczną zasobów systemu przestrzennego zlewni rzeki Gąsawki przeprowadzono, zgodnie z opisaną metodyką, w dwóch fazach.

W pierwszej fazie oceny (w fazie parametryzacji i rachunku względnego) dokonano w latach 1993-1994 parametryzacji rzeczowo-finansowej i charakterystyki zasobów naturalnych, jak również infrastruktury technicznej i gospodarczej całego analizowanego systemu przestrzennego oraz poszczególnych, wchodzących w jego skład sześciu gmin, a mianowicie gmin: Gąsawa, Kcynia, Łabiszyn, Rogowo, Szubin i Żnin. Badaniami i oceną objęto: zasoby zagospodarowanej przestrzeni, zasoby ludzkie, zasoby majątku trwałego, zasoby rolnictwa.

Dla systemu przestrzennego zlewni rzeki Gąsawki określono, m.in., następujące wskaźniki techniczno-ekonomiczne:

- strukturę użytkowania przestrzeni;
- gęstość zaludnienia;
- strukturę wieku oraz płci ludności;
- strukturę pracujących w poszczególnych działach gospodarki narodowej;
- stopę bezrobocia;
- wielkość oraz strukturę majątku trwałego;
- wskaźnik kapitałochłonności w przeliczeniu na 1 km² przestrzeni;
- wartość brutto środków trwałych w przeliczeniu na 1 mieszkańca;
- długość sieci wodociągowej, kanalizacyjnej i gazowej w przeliczeniu na 1 km² przestrzeni;
- średnią wielkość mieszkania;
- powierzchnię użytkową mieszkań w przeliczeniu na 1 osobę;
- jakość gruntów ornych wg klas bonitacyjnych;
- strukturę użytkowania gruntów w gospodarstwach indywidualnych;
- strukturę powierzchni zasiewów;
- strukturę własnościową użytków rolnych.

Bardziej szczegółowymi badaniami, prowadzonymi na poziomie wsi, objęto gminę Żnin. O wyborze tej gminy do badań szczegółowych zdecydowały następujące czynniki:

- większość obszaru stanowi zlewnię rzeki Gąsawki;
- zasoby zagospodarowanej przestrzeni są wielofunkcyjnie wykorzystywane.

W gminie Żnin przeprowadzono szczegółową wycenę zasobów pięciu wybranych wsi: Bożejewice, Januszkowo, Słabomierz, Ustaszewo i Wawrzynek.

Druga faza oceny (faza oceny bezwzględnej) przeprowadzona zostanie w drugim etapie badań. Określone w nim zostaną efekty wynikające z nakładów poniesionych na zagospodarowanie analizowanego systemu przestrzennego. Pozwolić to może na dokonanie oceny efektywności ekonomiczno-ekologicznej ewentualnych wariantów zagospodarowania badanego obszaru.

3. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ZASOBÓW ZLEWNI RZEKI GĄSAWKI

Z uwagi na fakt, iż w statystyce WUS najmniejszą jednostką przestrzenną jest miasto i gmina, obszar gmin związanych ze zlewnią rzeki Gąsawki skorygowano do granic administracyjnych tych gmin.

Charakterystyką i analizą objęto zasoby: zagospodarowanej przestrzeni, ludzkie, majątku trwałego brutto oraz naturalne.

Skorygowany do granic administracyjnych obszar sześciu gmin zajmuje powierzchnię 1362 km² [4] i stanowi 13,2% ogólnej powierzchni województwa bydgoskiego. W badanym systemie przestrzennym 98,1% obszaru przypada na wsie, a 1,9% na miasta (Kcynia, Łabiszyn, Szubin i Żnin).

W analizowanym systemie przestrzennym zamieszkiwało w dniu 1992.12.31 81,1 tys. osób, co stanowiło 7,2% ogółu ludności województwa bydgoskiego. Dane dotyczące ludności, struktury jej wieku oraz gęstości zaludnienia w miastach i wsiach badanych gmin przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Ludność, struktura ludności wg wieku oraz gęstość zaludnienia w miastach i wsiach zlewni rzeki Gąsawki - stan z dnia 1992.12.31

Lp.	Wyszczególnienie	Jednostka	Ogółem	W tym	
				miasta	wsie
1.	Ludność	tys.	81,1	32,1	49,0
	w tym udział ludności w wieku:				
	- przedprodukcyjnym	%	31,9	31,0	32,4
	- produkcyjnym	%	55,9	57,8	54,7
	- poprodukcyjnym	%	12,2	11,2	12,9
2.	Gęstość zaludnienia	osoby/km ²	59,5	1236,2	36,6

Spśród ogółu zawodowo czynnych w 1992 r. najwięcej osób pracowało w przemyśle 25,2%, rolnictwie 21,8% oraz oświacie i wychowaniu 11,9%. Zgodnie z danymi WUS w Bydgoszczy stopa bezrobocia w badanym systemie przestrzennym wynosiła w 1992 r. 18,1% i była nieco wyższa od stopy bezrobocia w całym województwie bydgoskim - 17,4% oraz znacznie wyższa od stopy bezrobocia w skali całego kraju, która w 1992 r. wyniosła 13,6% [3,4].

O stopniu zagospodarowania przestrzeni oraz o strukturze jej użytkowania najlepiej informuje wartość brutto środków trwałych. W statystyce ogólnopolskiej WUS i GUS dotyczących wartości brutto środków trwałych brak jest danych dotyczących poszczególnych miast i gmin. Szacunku danych dotyczących wartości brutto środków trwałych w sferze produkcji materialnej oraz pozamaterialnej w miastach i gminach badanego systemu przestrzennego dokonano na podstawie wartości brutto środków trwałych w województwie bydgoskim [4, 5], stosując dla poszczególnych działów gospodarki następujące klucze podziałowe:

- przemysł, budownictwo i handel - według liczby pracujących w tych działach;
- rolnictwo, leśnictwo - według powierzchni użytków rolnych i lasów;
- łączność - według ilości placówek pocztowo-telekomunikacyjnych;
- gospodarka komunalna - według długości sieci wodociągowej, kanalizacyjnej i gazowej;
- gospodarka mieszkaniowa oraz materialne usługi komunalne - według m² powierzchni użytkowej mieszkań;
- ochrona zdrowia oraz opieka społeczna - według liczby zatrudnionych specjalistów w tej dziedzinie;
- kultura fizyczna, turystyka i wypoczynek - według ilości miejsc noclegowych;
- transport, nauka i rozwój techniki, oświata i wychowanie, kultura i sztuka oraz pozostałe działy - według liczby mieszkańców.

Wyżej wymienione szacunki pozwoliły na określenie dla poszczególnych miast i gmin wartości brutto środków trwałych ogółem oraz wskaźników jednostkowych na 1 km² i 1 mieszkańca (por. tab. 2).

Analizą objęto także w ujęciu rzeczowym, zasoby mieszkaniowe oraz następujące sieci infrastruktury technicznej: wodociągową, kanalizacyjną, gazową.

Tabela 2. Szacunek wartości brutto środków trwałych w 1992 r. w miastach i gminach badanego systemu przestrzennego ogółem oraz w przeliczeniu na 1 km² i 1 mieszkańca (ceny 1992.12.31)

Lp.	Wyszczególnienie	Ogółem (mld zł)		W przeliczeniu na 1 km ² $\left(\frac{\text{mld zł}}{\text{km}^2}\right)$		W przeliczeniu na 1 mieszkańca $\left(\frac{\text{mln zł}}{\text{osobę}}\right)$	
		miasta	wsie	miasta	wsie	miasta	wsie
1.	Gąsawa	-	556,1	-	4,1	-	106,2
2.	Kecynia	272,7	1125,9	39,0	3,9	57,5	119,2
3.	Łabiszyn	266,2	575,2	88,7	3,5	61,9	120,6
4.	Rogowo	-	756,7	-	4,2	-	109,3
5.	Szubin	463,4	1414,0	57,9	4,4	51,2	115,4
6.	Żnin	1038,4	1159,9	129,8	4,8	73,9	112,4
Razem		2040,7	5587,8	78,5	4,2	63,3	114,2

Na potencjalne możliwości produkcyjne rolnictwa istotny wpływ mają wielkość i struktura użytków rolnych, jakość gleb, warunki klimatyczne i wodne. Użytki rolne zajmują powierzchnię 90.492 ha i stanowią 66,4% powierzchni zlewni rzeki Gąsawki, w tym: grunty orne - 54,7 %, sady - 0,8 %, łąki - 8,1 % i pastwiska - 2,8%. Jakość gleb scharakteryzowano wielkością powierzchni gruntów orných wg klas bonitacyjnych oraz wskaźnikami udziału procentowego poszczególnych klas bonitacyjnych w powierzchni gruntów orných [6]. Większość gmin w badanym systemie przestrzennym ma duży udział gleb słabych (klasy: V, VI, VIz) w gruntach orných - od 24,4% do 54,3%. Z badanych sześciu gmin tylko gmina Żnin charakteryzuje się dobrymi glebami (7,6% gruntów orných klasy V, VI i VIz).

W statystyce WUS w Bydgoszczy brak jest pełnych danych dotyczących struktury agrarnej wielkości gospodarstw i zatrudnienia rolniczego w poszczególnych gminach. Zawiera ona dane dotyczące tylko gospodarstw indywidualnych. Na podstawie tych danych poddano analizie użytkowanie gruntów w gospodarstwach indywidualnych w 1992 r.

W systemie przestrzennym zlewni rzeki Gąsawki gospodarstwa indywidualne zajmowały powierzchnię 62.443 ha, co stanowiło 46% powierzchni badanego obszaru. Użytki rolne stanowiły średnio 92,8% powierzchni gospodarstw indywidualnych (w tym: grunty orne - 76,4%, sady - 1,0%, łąki - 11,5%, pastwiska - 3,9%), lasy 3% powierzchni tego obszaru, natomiast pozostałe grunty 4,2%.

Badaniami objęto strukturę powierzchni zasiewów w gospodarstwach indywidualnych. Udział zasiewów zbóż, ziemniaków oraz roślin przemysłowych w ogólnej powierzchni tych gospodarstw wynosił odpowiednio 62,5%, 10,8% oraz 10,6%.

4. CHARAKTERYSTYKA ZASOBÓW PRZESTRZENI ROLNICZEJ WYBRANYCH WSI GMINY ŻNIN

Badaniami o znacznie wyższym stopniu szczegółowości, prowadzonymi na poziomie wsi, objęto gminę Żnin. System przestrzenny tej gminy obejmuje 39 wsi w istotny

sposób pomiędzy sobą zróżnicowanych pod względem: wielkości zajmowanych powierzchni, liczby mieszkańców, stopnia zagospodarowania, występujących zasobów naturalnych oraz struktury użytkowania przestrzeni. W ramach badań zasobów systemu przestrzennego gminy Żnin określono dla każdej wsi (stan na 1993.12.31):

- powierzchnię i strukturę użytkowania gruntów;
- powierzchnię gruntów ornych wg klas bonitacyjnych;
- ludność wg płci i wieku oraz jej strukturę;
- powierzchnię w podziale wg form własności;
- powierzchnię i rodzaj dróg;
- długość sieci: wodociągowej, energetycznej i telefonicznej;
- powierzchnię i charakter obiektów kulturowych.

Dane źródłowe dotyczące poszczególnych wsi gminy Żnin uzyskano w Urzędzie Miejskim w Żninie, Urzędzie Rejonowym w Żninie oraz przedsiębiorstwach zajmujących się budową oraz eksploatacją poszczególnych sieci infrastruktury technicznej.

Powierzchnia poszczególnych wsi oraz struktura użytkowania gruntów są bardzo zróżnicowane. Największa wieś zajmuje obszar 1235 ha, natomiast najmniejsza 227 ha.

Udział użytków rolnych w powierzchni poszczególnych wsi analizowanej gminy jest bardzo zróżnicowany i waha się od 53,4% do 95,9%. Na obszarze dziewięciu wsi gminy Żnin nie ma lasów. W pozostałych wsiach udział lasów w powierzchni ogółem wynosi od 0,1% do 48,1%. Na obszarze dziewięciu spośród analizowanych wsi znajdują się wody płynące. Zakwalifikowana do rowów Gąsawka przepływa przez pięć wsi.

Analizie poddano powierzchnie poszczególnych wsi pod względem ich formy własności. W ogólnej powierzchni wsi gminy Żnin wynoszącej 24.214 ha 58,2% obszaru to własność prywatna, 39,2% stanowi mienie Skarbu Państwa i zaledwie 2,6% badanej powierzchni stanowi mienie komunalne.

W 39 wsiach gminy Żnin zamieszkiwało w dniu 1993.12.31 10,3 tys. osób, co stanowiło 41,2% ludności całej gminy. Gęstość zaludnienia w badanym obszarze jest bardzo zróżnicowana i wynosi średnio 42,5 osoby/km² powierzchni.

We wsiach gminy Żnin użytki rolne zajmują 82,6% (w tym: grunty orne - 76,9%, sady - 0,6%, łąki - 3,5%, pastwiska - 1,6%) analizowanego obszaru. Analizie poddano jakość gruntów ornych występujących w poszczególnych wsiach gminy Żnin. Scharakteryzowano ją wielkością powierzchni gruntów ornych wg klas bonitacyjnych oraz wskaźnikami procentowego udziału poszczególnych klas bonitacyjnych w powierzchni gruntów ornych badanych wsi.

Badaniu poddano stopień zagospodarowania systemów przestrzennych poszczególnych 39 wsi gminy Żnin. Przedmiotem analizy była infrastruktura techniczna i gospodarcza, w tym: drogi krajowe, wojewódzkie, gminne, sieci urządzeń energetycznych, wodociągowe, kanalizacyjne, telefoniczne, obiekty kubaturowe.

We wsiach gminy Żnin drogi krajowe, wojewódzkie i gminne zajmują ogółem powierzchnię 485,9 ha, w tym drogi krajowe 9,4%, wojewódzkie 32,5% oraz gminne 58,1%. Analizie poddano także powierzchnie dróg ogółem oraz powierzchnie dróg utwardzonych i liczbę punktów świetlnych w przeliczeniu na 1 km² powierzchni wsi.

Wszystkie wsie gminy Żnin są zelektryfikowane i w żadnej z nich nie występuje niedobór energii. We wsiach badanej gminy znajdowały się w 1993 r. 153 stacje transformatorowe. Długość linii energetycznych n.n. na terenie analizowanego systemu przestrzennego, wyprowadzonych z w/w stacji transformatorowych, wynosiła 162,22 km, w tym: 96,0% to linie napowietrzne i 4,0% linie kablowe. Badaniu poddano także długość linii energetycznych n.n. w przeliczeniu na 1 km² powierzchni poszczególnych wsi.

Analizą objęto również sieć wodociągową, znajdującą się na terenie poszczególnych wsi gminy Żnin. Długość sieci wodociągowej, zlokalizowanej w rozpatrywanym systemie przestrzennym, wynosi łącznie 139,2 km. Korzysta z niej 80,4% ludności wsi gminy Żnin. Spośród badanych 39 wsi w 8 nie ma sieci wodociągowej. Analizie poddano także długość sieci wodociągowej w przeliczeniu na 1 km² powierzchni poszczególnych wsi.

Badana przestrzeń jest znacznie gorzej wyposażona w sieć kanalizacyjną. Sieć kanalizacyjna znajduje się na obszarze ośmiu wsi, na terenie istniejących tam podmiotów gospodarczych. Długość sieci kanalizacyjnej wynosi ogółem 7,1 km i korzysta z niej zaledwie 12,8% ludności wsi gminy Żnin. Pozostała ludność mieszkająca na tym terenie odprowadza ścieki do szamb.

Na obszarze wsi gminy Żnin nie ma sieci gazowej przewodowej.

We wszystkich badanych wsiach istnieje sieć telefoniczna. Długości tej sieci nie udało się ustalić. Z uwagi na dostępność danych, badania z konieczności ograniczono do określenia liczby aparatów (abonentów) telefonicznych. Na terenie wsi gminy Żnin zainstalowanych jest 565 aparatów telefonicznych. Jeden aparat przypada zatem na 18 osób zamieszkujących ten obszar. W ramach badań określono liczbę aparatów telefonicznych przypadających na 1 km² powierzchni poszczególnych wsi oraz liczbę osób przypadających w tych wsiach na 1 aparat telefoniczny.

Powierzchnię obiektów kubaturowych znajdujących się na terenie poszczególnych wsi gminy Żnin określono na podstawie sprawozdań o zobowiązaniu pieniężnym podatkowym, sporządzonych dla osób fizycznych przez Urząd Miejski w Żninie. Z uwagi na fakt, iż rolnicy indywidualni, mieszkający na terenie gospodarstw rolnych o powierzchni powyżej 0,5 ha, płacą podatki tylko od budynków mieszkalnych, natomiast nie płacą od zabudowań gospodarskich, obiekty te nie były ujęte w w/w sprawozdaniach.

W systemie przestrzennym wsi gminy Żnin budynki mieszkalne stanowiące własność prywatną mają łączną powierzchnię 113.606 m², w tym: budynki mieszkalne w indywidualnych gospodarstwach rolnych (o powierzchni powyżej 0,5 ha) - 82.757 m² oraz w gospodarstwach o powierzchni do 0,5 ha - 30.849 m². Na obszarze wsi gminy Żnin oprócz budynków mieszkalnych oraz gospodarskich znajdują się garaże o powierzchni 1.716 m², budynki, w których realizowana jest działalność handlowa, usługowa i rzemieślnicza o powierzchni 3.176 m² oraz domki letniskowe o powierzchni 1.594 m².

5. WYCENA ZASOBÓW PRZESTRZENI ROLNICZEJ WYBRANYCH WSI GMINY ŻNIN

Parametryzacja rzeczowa i charakterystyka zasobów naturalnych oraz infrastruktury technicznej, jak również gospodarczej wsi gminy Żnin stanowiły podstawę wyceny zagospodarowanej przestrzeni tej gminy.

Badania w zakresie określenia wartości zasobów przestrzeni rolniczej wsi gminy Żnin ograniczono do następujących pięciu wsi: Bożejewice, Januszkowo, Słabomierz, Ustaszewo i Wawrzyńki. Wyboru wsi do badań dokonano kierując się: sposobem użytkowania przestrzeni reprezentatywnym dla wszystkich wsi gminy, położeniem w granicach zlewni rzeki Gąsawki, różnorodnością występowania zasobów, jak również występującymi formami własności. Wycenę ekonomiczną zasobów analizowanych systemów przestrzennych przeprowadzono na poziomie cen 31 grudnia 1993 r.

W wartości zasobów przestrzeni uwzględniono:

- wartość gleb z punktu widzenia ich przydatności dla potrzeb rolnictwa;
- wartość przestrzeni leśnych przeznaczonych na cele produkcyjne;
- wartość wód płynących i stojących;
- wartość dotychczas zagospodarowanej przestrzeni ze szczególnym uwzględnieniem sieci infrastruktury technicznej oraz budynków mieszkalnych i inwentarsko-gospodarskich.

Przydatne dla określenia wartości gruntów, nawet nie użytkowanych, może być ustalenie stawki podstawowej (wartość 1 ha gruntu) dla całej powierzchni gruntów zaliczanych do terenów rolnych. Ustalić ją można dla wszystkich gruntów zaliczanych do terenów rolniczych opierając się na zasadach zależnych od położenia i sposobu użytkowania. Za stawkę podstawową 1 ha gruntu należy uważać iloczyn normy szacunkowej w decytonach dt żyta i ceny jednej dt żyta przyjmowanej do wymiaru podatku rolnego od gruntu [7]. Na wysokość w/w normy szacunkowej ma wpływ klasa bonitacyjna gruntu oraz zaszerogowanie, dla celów podatkowych miasta lub gminy do jednego z czterech okręgów ekonomicznych. Gmina Żnin została zakwalifikowana do I okręgu ekonomicznego (podatkowego).

Wartość gruntu pod lasami, zadrzewieniami i zakrzewieniami, zgodnie z aktualnymi przepisami, określono wg cen stosowanych przy sprzedaży nieruchomości, stosując zasadę, że stanowi ona połowę ceny gruntów ornych w klasie bonitacyjnej VI. Podstawę określenia wartości drzewostanów stanowiły: cena zbytu 1 m³ drewna tartacznego sosnowego II klasy jakości, współczynnik zadrzewienia oraz powierzchnia drzewostanu.

Z uwagi na fakt, że wokół wycenianych wód i rowów, do których zakwalifikowana jest również rzeka Gąsawka, nie ma żadnego zagospodarowania rekreacyjnego, jak również nie jest prowadzona działalność handlowa, wartość wód i rowów znajdujących się na terenach wycenianych wsi ograniczono do określenia wartości gruntów pod wodami. Grunty pod wodami oszacowano jak trwałe użytki zielone klasy VIz.

Na terenach wsi występują także nieklasyfikowane grunty pod budynkami. Wartość ich określono przypisując im klasę IVb gruntów ornych.

Wyceniane wsie zajmują ogółem powierzchnię 2501 ha. Strukturę użytkowania ziemi w badanych wsiach przedstawiono w tabeli 3. Należy podkreślić, iż struktura ta jest zbliżona do struktury użytkowania wsi gminy Żnin.

W wycenie obiektów kubaturowych znajdujących się na terenie systemów przestrzennych badanych wsi uwzględniono: funkcje (sposób użytkowania), powierzchnie użytkowe, materiały, z których wykonano konstrukcje budynków, wyposażenie w instalacje wewnętrzne, rodzaj i długość przyłączy, stopień zużycia technicznego.

W trakcie badań nie udało się określić wielkości zabudowań inwentarskich rolników prowadzących działalność gospodarczą na powierzchni powyżej 0,5 ha. Obiekty te uwzględniono w wycenie, korzystając z badań Instytutu Ekonomiki Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej [3] dotyczących wartości brutto środków trwałych w indywidualnych gospodarstwach rolnych o różnej wielkości. W/w badania pozwoliły na określenie relacji pomiędzy wartością brutto budynków mieszkalnych a wartością brutto budynków gospodarskich, maszyn i narzędzi rolniczych, urządzeń wodno-melioracyjnych i stada podstawowego.

Tabela 3. Struktura użytkowania ziemi (w %) w badanych pięciu wsiach - stan 1993.12.31

Lp.	Wyszczególnienie	Struktura użytkowania ziemi (%)
1.	Użytki rolne	89,2
	w tym: - grunty orne	84,1
	- sady	1,5
	- łąki	2,5
	- pastwiska	1,1
2.	Lasy	4,9
3.	Wody stojące	0,0
4.	Rowy	0,4
5.	Użytki kopalne	0,1
6.	Drogi	2,4
7.	Drogi kolejowe	0,2
8.	Tereny zabudowane	1,6
9.	Zieleń ozdobna	0,1
10.	Tereny różne, nieużytki	1,1
Ogółem		100,0

Pośród sieci infrastruktury technicznej występujących na terenie badanych wsi określono wartości: dróg kolejowych, dróg krajowych, wojewódzkich i gminnych, sieci i urządzeń energetycznych, sieci wodociagowych i telefonicznych.

Wycena zasobów systemów przestrzennych pięciu wsi gminy Żnin pozwoliła na określenie ich wartości brutto (340.338,0 mln zł) i netto (261.223,8 mln zł) oraz struktury tych wartości (por. tab. 4).

Tabela 4. Struktura wartości brutto i netto badanych zasobów pięciu wsi gminy Żnin (%)

Lp.	Wyszczególnienie	Struktura wsi zasobów (%)	
		brutto	netto
1.	Użytki rolne	10,8	14,1
	w tym:		
	- grunty orne	10,2	13,4
	- sady	0,2	0,2
	- łąki pastwiska	0,4	0,5
2.	Lasy	3,5	4,6
	w tym:		
	- drzewostan	3,4	4,5
	- grunty pod lasami	0,1	0,1
3.	Wody stojące i rowy	0,0	0,0
4.	Grunty nieprodukcyjne	0,0	0,0
5.	Obiekty kubaturowe	41,2	37,5
6.	Tereny zurbanizowane	0,1	0,2
7.	Drogi kolejowe	1,0	1,0
8.	Drogi	40,0	39,1
9.	Sieć i urządzenia energetyczne	0,6	0,6
10.	Sieć wodociagowa	2,7	2,8
11.	Sieć telefoniczna	0,1	0,1
Ogółem		100,0	100,0

Największy udział w wartości brutto, jak i netto systemów przestrzennych badanych wsi ogółem mają wartości sieci infrastruktury technicznej. Waha się on dla wartości brutto od 36,0% (Wawrzyńki) do 59,8% (Ustaszewo) i wynosi średnio 44,4%. Udział wartości netto sieci infrastruktury technicznej w wartości netto systemów przestrzennych wynosi średnio 43,6% i waha się od 34,7% (Wawrzyńki) do 58,8% (Ustaszewo).

Należy podkreślić, iż wartość użytków rolnych, stanowiących 89,2% powierzchni badanych wsi, wynosi zaledwie 10,8% wartości brutto zasobów oraz 14,1% ich wartości netto.

Określono również wartość brutto i netto zasobów systemów przestrzennych wycenianych wsi w przeliczeniu na 1 ha oraz 1 mieszkańca (por. tab. 5).

Tabela 5. Wartość brutto i netto (w mln zł) zasobów przestrzeni badanych wsi ogółem oraz w przeliczeniu na 1 ha powierzchni i 1 mieszkańca wsi (poziom cen 1993.12.31)

Lp.	Wyszczególnienie	Razem badane wsie
1.	Wartość zasobów ogółem:	
	- brutto	340.338,0
	- netto	261.223,8
2.	Wartość zasobów w przeliczeniu na 1 ha powierzchni	
	- brutto	136,1
	- netto	104,4
3.	Wartość zasobów w przeliczeniu na 1 mieszkańca	
	- brutto	362,8
	- netto	278,5

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

- Skorygowany do granic administracyjnych sześciu gmin system przestrzenny zlewni rzeki Gąsawki stanowi 13,2% powierzchni województwa bydgoskiego. Zamieszkiwało go w dniu 1992.12.31 7,2% ludności całego województwa.
- Użytki rolne zajmują 66,4% powierzchni systemu przestrzennego zlewni rzeki Gąsawki. Z badanych sześciu gmin tylko gmina Żnin charakteryzuje się dobrymi glebami (tylko 7,6% gruntów ornych klasy V, VI i VIz).
- Gęstość zaludnienia w miastach systemu przestrzennego zlewni rzeki Gąsawki wynosi średnio 1236 osoby/km², natomiast we wsiach 37 osoby/km².
- W badanym systemie przestrzennym wskaźniki kapitałochłonności wynoszą średnio w miastach 78,5 mld zł/km², a we wsiach 4,2 mld zł/km².
- Wsie gminy Żnin zajmują ogółem powierzchnię 24.214 ha. Z obliczeń przedstawionych w tabeli 5 wynika, że 1 ha powierzchni wycenionych wsi ma średnią wartość brutto 136,1 mln zł oraz netto 104,4 mln zł (poziom cen 1993.12.31). Wsie te są typowymi dla analizowanego obszaru. Na podstawie ich wartości można zatem oszacować wartość brutto i netto zasobów wszystkich wsi badanego systemu przestrzennego (gminy Żnin). Wartość brutto wycenianych zasobów wszystkich wsi gminy Żnin oszacowano na około 3,3 biliona zł, natomiast wartość netto na około 2,5 biliona zł (poziom cen 1993.12.31).

6. W wartości brutto i netto zasobów systemów przestrzennych badanych wsi największy udział ma wartość sieci infrastruktury technicznej (drogi, drogi kolejowe, sieci i urządzenia energetyczne, sieci wodociągowe i telefoniczne). Wynosi on dla wartości brutto średnio 44,4%, a dla wartości netto 43,6%.
7. Udział wartości obiektów kubaturowych w wartości zasobów systemów przestrzennych wycenianych wsi jest zbliżony do udziału wartości sieci infrastruktury technicznej i wynosi dla wartości brutto 41,2%, natomiast dla wartości netto zasobów - 37,5%.
8. Wartość użytków rolnych stanowi zaledwie 10,8% wartości zasobów brutto oraz 14,1% wartości netto zasobów wsi gminy Żnin.

LITERATURA

- [1] Łojewski S.: *Ekonomia środowiska*. Wydawnictwo Uczelniane ATR, Bydgoszcz 1995.
- [2] Łojewski S., Piotrowska E.: *Ekologiczno-ekonomiczna ocena systemów przestrzennych*. Międzynarodowa Konferencja Naukowa w Szczecinie „Gospodarka gruntami a planowanie przestrzenne”, Politechnika Szczecińska, 1993.
- [3] *Rocznik Statystyczny 1993*, GUS, Warszawa 1993.
- [4] *Rocznik Statystyczny województwa bydgoskiego 1993*, WUS, Bydgoszcz 1993.
- [5] *Środki trwałe w gospodarce narodowej w 1992 r.*, GUS, Warszawa 1993.
- [6] *Waloryzacja rolniczej przestrzeni produkcyjnej Polski według gmin*. Instytut Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa, Puławy 1981.
- [7] *Wycena nieruchomości - praca zbiorowa pod redakcją A. Hopfera*. Skrypt AR-T w Olsztynie, Wydawnictwo AR-T, Olsztyn 1991.

ECONOMIC AND ECOLOGICAL VALUATION OF SPATIAL SYSTEMS IN THE CASE OF THE RIVER-BASIN OF THE GĄSAWKA

Summary

The paper introduces methodical assumptions of economic and ecological valuation of multifunctional exploitation of resources of cultivative space and their verification in the case of the river-basin area of the Gąsawka.

Within the researches there has been made a material and financial parametrization and characteristic of natural resources, and also of technical and economic infrastructure of the whole analysed spatial system together with its communes. There has been evaluated a cultivated space of five, typical for the analysed area villages of the Żnin commune.

Recenzent: prof. dr hab. Henryk Gawron
Akademia Ekonomiczna w Poznaniu

Adam Bujarkiewicz
Andrzej Chmura

KOMPUTEROWE WSPOMAGANIE PROJEKTOWANIA ZMECHANIZOWANYCH ROBÓT ZIEMNYCH

W artykule przedstawiono zalety wynikające z zastosowania oprogramowania komputerowego do rozwiązywania konkretnych zagadnień związanych z projektowaniem robót ziemnych. Wykorzystując wyniki badań terenowych porównano działanie wybranych programów i ich przydatność do tego typu prac.

1. WSTĘP

Obniżenie kosztów inwestycji można osiągnąć przez właściwe zaprojektowanie robót ziemnych. Wśród najczęściej występujących w budownictwie rodzajów robót ziemnych, szczególną uwagę należy zwrócić na: usuwanie wierzchniej warstwy gruntu i niwelację terenu, wykopy obiektowe i liniowe, nasypy i podsypki, kształtowanie terenu oraz załadunek, transport i wyładunek. W zakresie robót powierzchniowych projektowanie sprowadza się do określania metod realizacji (technologii i organizacji) robót ziemnych, natomiast w zakresie robót liniowych obliczanie mas ziemnych wiąże się ściśle z procesem projektowania budowli i rozdziałem mas ziemnych.

Projektowanie robót ziemnych powinno uwzględniać podstawowe czynniki techniczno-organizacyjne, a w szczególności rodzaj i wielkość robót, warunki i terminy wykonania, warunki gruntowe ze szczególnym uwzględnieniem poziomu wód gruntowych itp. Projektowanie mechanizacji robót ziemnych wymaga szczegółowej analizy zadań i warunków pracy maszyn. Zarówno metody tradycyjne obliczania objętości mas ziemnych, ich rozdziału i doboru sprzętu do tego typu robót - czasochłonne i wymagające dużej ilości żmudnych obliczeń, a przede wszystkim subiektywne, a przeto nie wolne od usterek o charakterze merytorycznym i kryterialnym, jak również oprogramowanie komputerowe zmierzają do podejmowania decyzji uwzględniających poziom optymalizacji i wybrane kryterium. Wybierając nowoczesne techniki komputerowe uzyskuje się możliwość przeprowadzenia symulacji wybranych procesów, co prowadzi np. do obniżenia kosztów prowadzonych prób i ograniczeniu czasu procesu decyzyjnego [3]. Obliczanie objętości mas ziemnych, ich rozdziału oraz przyjęcie właściwych środków mechanizacji lepiej i szybciej przeprowadza się poprzez algorytmizację zagadnienia przy uwzględnieniu kryteriów, które na danym etapie robót odgrywają najbardziej istotną rolę [12]. Nie należy również lekceważyć korzyści wynikających z możliwości sterowania dokładnością obliczeń. Wymienione zalety spowodowały szerokie wykorzystanie elektronicznych technik obliczeniowych na wyższych uczelniach technicznych, w biurach projektów i bezpośrednio na budowie. Zastosowanie odpowiedniego oprogramowania kompu-

terowego opracowanego na podstawie badań terenowych umożliwia podjęcie decyzji związanej zarówno z pracą inżyniera na etapie projektowania i realizacji, jak i podaniem informacji handlowej związanej z promocją maszyn budowlanych [4].

Zarówno postęp w dziedzinie produkcji procesorów nowej generacji, a także tworzenie nowych systemów informatycznych w warunkach gospodarki rynkowej sprawia, iż oprogramowanie wykorzystywane jeszcze przed rokiem, dziś jest jedynie kolejną kartą historii rozwoju techniki.

Cykl życia systemu informatycznego (ang. software life cycle) jest to proces złożony z ciągu wzajemnie spójnych etapów pozwalających na pełne i skuteczne tworzenie, a następnie użytkowanie systemów informatycznych. Zazwyczaj obejmuje on okres od momentu zgłoszenia przez użytkownika potrzeby istnienia systemu (programu), aż do momentu jego wycofania z eksploatacji [7].

Obecny rozwój technik informatycznych poprzez badania nad tzw. sztuczną inteligencją ukierunkowany jest na tworzenie systemów eksperckich stanowiących bazy wiedzy [1]. System ekspercki jest to program komputerowy rozwiązujący problemy, które wymagałyby interwencji człowieka - specjalisty z danej dziedziny.

Celem niniejszego opracowania jest analiza dostępnych programów komputerowych stosowanych do projektowania robót ziemnych oraz ich praktyczna weryfikacja. Na wstępie postawiono tezę, iż zastosowanie oprogramowania komputerowego znacznie usprawnia proces decyzyjny związany z projektowaniem i realizacją robót ziemnych. Istnieje zatem potrzeba znalezienia takiego rozwiązania, które umożliwi najlepszy dobór środków mechanizacji przy uwzględnieniu poziomu optymalizacji i wybranych kryteriów.

W dalszej części opracowania krótko scharakteryzowano możliwości i ograniczenia zastosowania wybranych programów komputerowych oraz przykłady ich wykorzystania do analizowania i projektowania zmechanizowanych robót ziemnych.

2. WYBRANE PROGRAMY WSPOMAGAJĄCE PROJEKTOWANIE ZMECHANIZOWANYCH ROBÓT ZIEMNYCH

Analizowane programy podzielono na dwie grupy zróżnicowane pod względem możliwości ich zastosowania do rozwiązania konkretnych zagadnień, związanych z projektowaniem robót ziemnych. Pierwsza grupa obejmuje programy stosowane do obliczania objętości robót ziemnych. W tej części pracy przedstawiono opis funkcjonowania programów "MPT" i "Cutfill 2" stosowanych do obliczeń objętości powierzchniowych i liniowych robót ziemnych. Druga grupa obejmuje programy stosowane do obliczeń wydajności i kosztów pracy maszyn indywidualnych oraz ich zespołów. Zawarto tu opis pracy i możliwości wykorzystania programów komputerowych "EMF" i "FPC", firmowanych przez Caterpillar - producenta urządzeń i sprzętu stosowanego do realizacji robót ziemnych.

2.1. Programy stosowane do obliczania objętości robót ziemnych

Opracowany w pierwszej wersji program do obliczania robót ziemnych "CUT and FILL" zawierał jedenaście opcji wprowadzanych kolejno w czasie wykonywania obliczeń do pamięci operacyjnej komputera. Zestaw ten w sposób bardzo szczegółowy określa całą konstrukcję ziemną, jednak obliczenia odnoszą się ściśle do robót liniowych i nie uwzględniają poziomych zakrzywień osi robót [11].

Program komputerowy "CUTFILL 2" umożliwia obliczenie objętości mas ziemnych dla robót liniowych, a także po wprowadzeniu odpowiednich parametrów określających obszar, może być wykorzystany dla robót ziemnych powierzchniowych. Program ten pozwala także na bilansowanie objętości wykopów i nasypów w obrębie jednego przekroju [11].

Program komputerowy "MPT" umożliwia obliczenie objętości mas ziemnych, wykorzystując metodę pryzm trójkątnych oraz dodatkowo wykonanie rozdziału mas [11]. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, iż wykonywanie rozdziału nie jest oparte na żadnej metodzie optymalizacyjnej i polega tylko na określeniu przez użytkownika miejsca pobrania i dostarczenia urobku.

2.2. Programy stosowane do obliczeń wydajności i kosztów pracy maszyn indywidualnych oraz ich zespołów

Program komputerowy "Earthmoving Fundamentals" (EMF), którego nazwę można przetłumaczyć jako "Podstawy przemieszczania mas ziemnych", jest szczególnie pomocny, gdy celem analizy jest ocena produkcji, wydajności i kosztów nowego sprzętu w znanych warunkach robót i porównanie tych wartości z rozwiązaniami szeroko dotąd stosowanymi, jak również badanie pracy stosowanych już urządzeń w nowych warunkach pracy [2].

Pracę z programem rozpoczyna się od wyboru operacji, np. kopanie. Następnie wybiera się rodzaj maszyny. Kolejny krok to wprowadzanie danych dotyczących warunków pracy: rodzaj materiału, zdolności operatora, czas cyklu itp. [14, 15].

Po przeprowadzeniu analizy programem "EMF" uzyskuje się następujące wyniki:

- całkowita wielkość produkcji;
- wielkość produkcji na godzinę;
- liczba operacyjnych godzin do zakończenia przedsięwzięcia;
- jednostkowe i sumaryczne koszty produkcji lub pojemność naczynia roboczego.

Program "Fleet Production and Cost Analysis" (FPC), którego nazwę tłumaczy się jako "Flota produkcyjna i analiza kosztów", jest oprogramowaniem przeznaczonym do oszacowania wydajności, kosztów pracy i wymaganego czasu dla szerokiej gamy robót ziemnych lub innych przemieszczeń materiałów wykonywanych zestawem maszyn, przewożącym materiał z jednego położenia w inne w ciągu jednego lub więcej kursów [2].

Flota składa się z określonej liczby wozideł, maszyn załadunkowych i dodatkowego sprzętu wspomagającego. Definiowane kursy określają warunki, w których materiał jest przemieszczany z jego początkowego położenia do nowego pożądanego położenia. Odległość, opory toczenia, pochylenie terenu i dozwolone prędkości, uzależnione od warunków drogowych i przepisów bezpieczeństwa, są parametrami określającymi kurs [14, 15].

Po przeprowadzeniu analizy programem FPC można uzyskać następujące wyniki:

- całkowitą ilość przemieszczanego materiału;
- wielkość produkcji na godzinę, zmianę, tydzień lub rok;
- jednostkowe i sumaryczne koszty produkcji;
- wymagany czas pracy zestawu maszyn.

Ponadto program umożliwia przeprowadzenie analizy kosztów pracy i wydajności w zależności od liczby wozideł i od jej dyspozycyjności.

2.3. Autorski program "PRZ"

W zagadnieniu projektowania robót ziemnych można wyodrębnić trzy fazy:

- ustalenie bilansu robót ziemnych;
- rozdział mas ziemnych;
- optymalny wybór maszyn i środków transportowych do wykonania tych robót.

Opracowany program komputerowy "PRZ" stanowi próbę połączenia i rozwiązania trzech przedstawionych wyżej faz, wykorzystując znane i szeroko stosowane w Polsce metody projektowania i optymalizacji robót ziemnych.

Za pomocą programu "PRZ" można przeprowadzić następujące operacje:

- obliczenie objętości robót ziemnych;
- rozdział mas ziemnych;
- dobór maszyn do realizacji robót.

W obliczaniu objętości robót ziemnych uwzględniono następujące elementy:

- objętość robót przy plantowaniu;
- zrównoważenie objętości wykopów i nasypów;
- objętość wykopów pod budynki.

Obliczanie objętości robót oraz ich rozdział zaleca się przeprowadzać oddzielnie dla robót humusowych i zasadniczych. Optymalizacji rozdziału tych robót dokonuje się, wykorzystując algorytm transportowy według kryterium kosztów lub minimalnej odległości [6, 8, 10].

Dobór środków mechanizacji może być realizowany poprzez analizę porównawczą wydajności i kosztów różnych maszyn [13], w świetle teorii masowej obsługi [9] lub też w świetle programowania liniowego [5]. W programie "PRZ" realizują te zagadnienia następujące opcje:

1. Dobór pojemności naczynia roboczego:
 - a) dobór łyżki koparki i nośności środków transportu;
 - b) obliczenie wymaganej pojemności naczynia roboczego.
2. Modele projektowania robót ziemnych według teorii masowej obsługi:
 - a) model $M/M/1+N$;
 - b) model $M/M/c+N$.
3. Wydajność i koszty pracy maszyn:
 - a) koparek;
 - b) ładowarek;
 - c) spycharek;
 - d) zgarniarek.
4. Modele projektowania robót ziemnych według programowania liniowego.

3. WYKORZYSTANIE PROGRAMÓW KOMPUTEROWYCH DO ANALIZY WYNIKÓW TERENOWYCH BADAŃ WŁASNYCH

Działanie przedstawianych programów komputerowych oraz ich przydatność do projektowania robót ziemnych starano się określić, analizując wyniki terenowych badań własnych.

Badania terenowe dotyczyły pomiaru czasu pracy oraz długości trwania pojedynczych operacji roboczych koparek jednonaczyniowych, ładujących urobek na środki trans-

portowe oraz kopiących urobek na odkład. Celem badań terenowych było ustalenie parametrów stałych i zmiennych badanych procesów oraz na podstawie wyników badań przeprowadzenie symulacji procesu wykonywania robót ziemnych.

Badania przeprowadzono w Holandii we wrześniu 1993 roku podczas obozu naukowego zorganizowanego przez Koło Naukowe Nowoczesnych Metod Projektowania Technologii Robót Budowlanych WB ATR w Bydgoszczy oraz w Polsce w marcu 1994 roku.

Pomiary czasu pracy koparek wykonano w dwóch punktach pomiarowych na budowie autostrady A-73 NOORD na odcinku BOXMEER - VENLO (AKAI EX 300LC, CAT 320L) oraz na budowie wielokondygnacyjnego budynku mieszkalnego w Bydgoszczy (M-250H).

Badaniu poddano dwa rodzaje pracy koparek:

- załadunek środków transportowych;
- kopanie urobku na odkład.

Wykorzystując oprogramowanie komputerowe (EMF, FPC, PRZ) dokonano analizy wydajności, kosztów i czasu pracy maszyn będących przedmiotem badań terenowych.

Dane przyjęte do obliczeń przedstawiono w tabeli 1. Ponadto w analizie uwzględniono tylko koszty eksploatacyjne maszyn i założono, że dla wszystkich analizowanych maszyn wynoszą one 200 tys. zł/godz.

Tabela 1. Dane przyjęte do obliczeń

Lp.	Charakterystyka warunków pracy	AKAI Ex300LC	CAT 320L	M 250H
1	Wielkość robót [m ³]	1000,00	750,00	750,00
2	Eksploatacyjne koszty pracy [tys.zł/h]	200,00	200,00	200,00
3	Czas cyklu [minuty]	0,45	0,34	0,48
4	Liczba przepracowanych minut w ciągu godziny	39	19	33
5	Współczynnik wykorzystania czasu roboczego	0,65	0,32	0,56
6	Współczynnik zagęszczenia	0,90	0,90	0,83
7	Współczynnik napelnienia łyżki	1,00	1,00	0,94
8	Współczynnik wpływów losowych	1,00	1,00	1,00
9	Gęstość materiału o strukturze naturalnej [kg/Bcm] [*]	1600,00	1600,00	2020,00
10	Gęstość materiału o strukturze naruszonej [kg/Lcm] ^{**}	1420,00	1420,00	1600,00
11	Pojemność łyżki [m ³]	0,90	0,90	1,20

* Bcm - (ang. bank cubic meters) metry sześcienne materiału o strukturze nienaruszonej

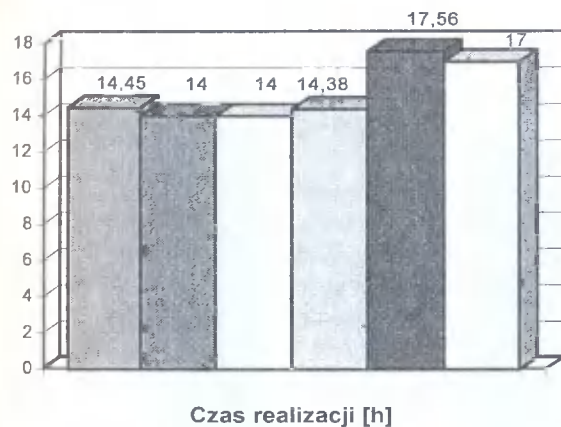
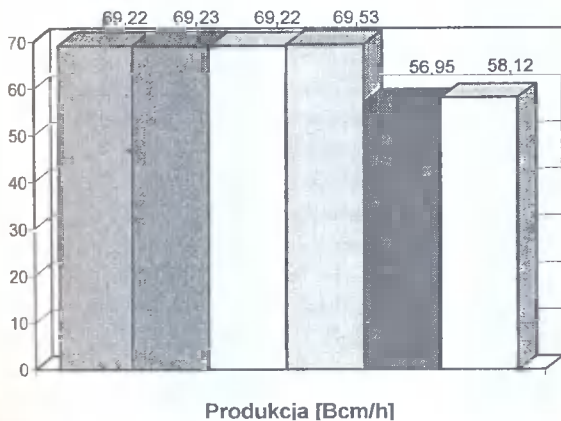
** Lcm - (ang. loose cubic meters) metry sześcienne materiału o strukturze naruszonej

W tabeli 2 przedstawiono zestawienie wyników obliczeń wydajności i kosztów pracy maszyn dla wybranych procesów, wykonanych za pomocą omawianych wyżej programów komputerowych.

Tabela 2. Zestawienie wyników obliczeń wydajności i kosztów pracy dla wybranych zbadanych procesów

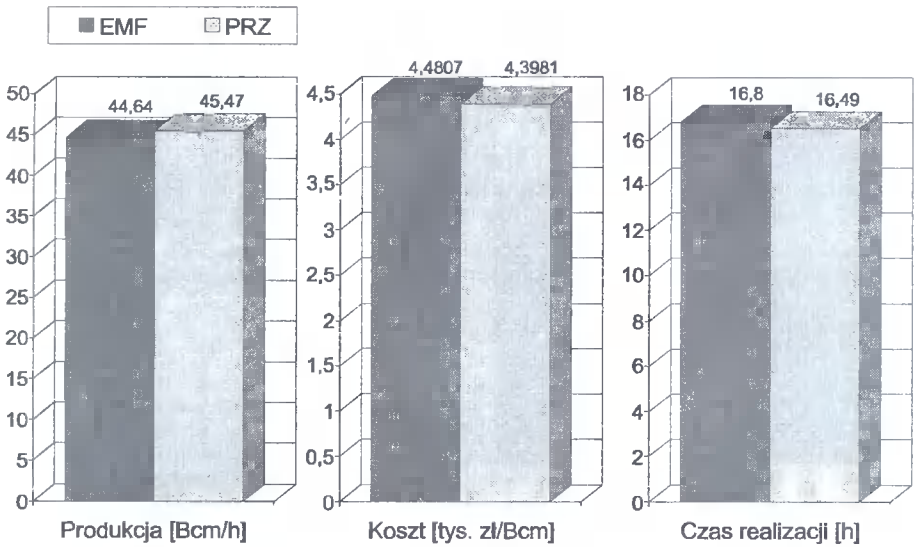
Porównywane parametry	EMF			PRZ		FPC
koparka AKAI Ex300LC						
	Odspajanie gruntu	Kopanie rowu	Załadunek	Wydajność i koszty	Teoria masowej obsługi	Produkcja i koszt
Produkcja [Bcm / h]	69,22	69,23	69,22	69,53	56,95	58,12
Koszt [tys.zł/Bcm]	2,8891	2,8891	2,8891	2,8764	11,0622	8,710
Koszt całkowity [tys.zł]	2889,1296	2889	2889	2876,4377	11062,1600	8710
Wymagana liczba godzin do zakończenia zadania	14,45	14	14	14,38	17,56	17
koparka CAT 320L						
Produkcja [Bcm / h]	44,64			45,47		-
Koszt [tys.zł/Bcm]	4,4807			4,3981		-
Koszt całkowity [tys.zł]	3360,5140			3298,6111		-
Wymagana liczba godzin do zakończenia zadania	16,80			16,49		-
koparka M 250H						
Produkcja [Bcm / h]	65,35			66,16		-
Koszt [tys.zł/Bcm]	3,0606			3,0231		-
Koszt całkowity [tys.zł]	2295,4545			2267,3330		-
Wymagana liczba godzin do zakończenia zadania	11,48			11,34		-

Graficzną prezentację wyników otrzymanych za pomocą programów EMF, FPC i PRZ zamieszczono na rysunkach 1-3.

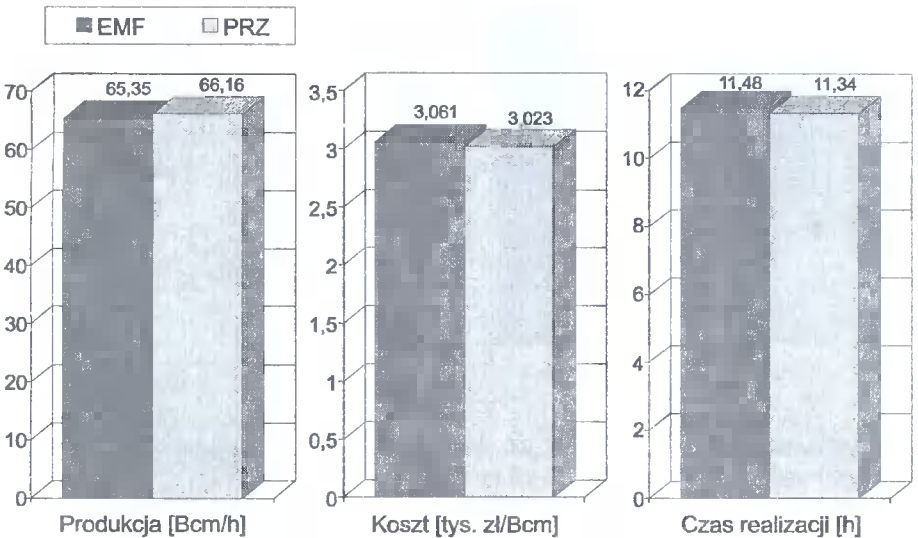


- EMF - Odsparowanie gruntu
- EMF - Kopanie rowu
- EMF - Załadunek
- PRZ - Wydajność i koszty
- PRZ-TMO
- EMF-Produkcja i koszt

Rys. 1. Graficzna prezentacja wielkości produkcji i czasu realizacji dla koparki AKAI Ex300LC uzyskanych programami EMF, FPC i PRZ



Rys. 2. Graficzna prezentacja wielkości produkcji, kosztów i czasu realizacji dla koparki CAT 320 uzyskanych programami EMF i PRZ



Rys. 3. Graficzna prezentacja wielkości produkcji, kosztów i czasu realizacji dla koparki M 250H uzyskanych programami EMF i PRZ

Po przeprowadzeniu programami "EMF", "FPC" i "PRZ" analizy wydajności kosztów pracy stwierdzono, że wyniki dotyczące wydajności maszyn uzyskane z programu "PRZ" niekiedy wykazują różnicę w stosunku do wyników uzyskanych z programów "EMF" i "FPC". Wymagana liczba godzin do zakończenia zadania obliczona tymi programami jest zbliżona, z tym jednak, że wyniki uzyskane z programów "EMF" i "FPC" podawane są z małą dokładnością. Różnice wyników mogą być spowodowane odmienną metodą prowadzenia obliczeń (współczynniki korekcyjne wydajności), a także małą do-

nych, które mogą być wprowadzane do programu "EMF" i "FPC". Ponadto zachodzą pewne różnice w danych, z których korzystają przedstawione programy. Aby przeprowadzić obliczenia programem "EMF", należy wprowadzić dodatkowe współczynniki charakteryzujące pracę maszyny, takie jak poprawka ze względu na własność maszyn. Natomiast program "FPC" wymaga określenia sprawności operatora maszyny, a definiując drogę przemieszczania wprowadzić należy współczynnik oporów toczenia, zależny od rodzaju podłoża, procentowego pochylenia terenu i ograniczenia prędkości. Do programu PRZ wprowadza się wydajność, która jest następnie redukowana na podstawie prawdopodobieństwa przestoju maszyn, natomiast do programu FPC wprowadza się dyspozycyjność poszczególnych maszyn w zespole, która jest podstawą do redukcji obliczonej wcześniej wydajności. Ma to bardzo duży wpływ na czas cyklu maszyny, a w konsekwencji na końcowe rezultaty obliczeń.

Podobne zależności występują w związku z kosztami pracy. Ze względu na to, że nie są znane wzory, z których korzysta program "FPC", nie można jednoznacznie wskazać, czym spowodowana jest znaczna różnica wyników obliczeń. Przypuszcza się jednak, że zależność z której obliczane są koszty w programie "FPC", uwzględnia godzinę, w której maszyna pracuje przez 60 minut, bez uwzględnienia przestojów w pracy.

Zastosowanie programów uwzględniających współpracę maszyn w zespole wykazało mniejszą wydajność zespołu w stosunku do analizowanej poprzednio wydajności pojedynczej maszyny, z uwagi na fakt, iż większe jest prawdopodobieństwo przestoju poszczególnych maszyn tworzących zespół.

4. WYKORZYSTANIE OPROGRAMOWANIA KOMPUTEROWEGO DO PLANOWANIA RESTRUKTURYZACJI PRODUKCJI

Jako przykład wykorzystania oprogramowania komputerowego do planowania restrukturyzacji produkcji wykonano również raport porównawczy dla dwóch opcji technologiczno-organizacyjnych dla odkrywkowej kopalni węgla brunatnego "Adamów" w Turku.

Celem opracowania było znalezienie odpowiedniego zestawu maszyn do eksploatacji nietypowych złóż węgla brunatnego znajdujących się na stosunkowo niewielkich głębokościach pod poziomem terenu. Nietypowość tych złóż polega na tym, iż ich kształt w postaci tak zwanego "języka" sprawia, że wykorzystanie ciągów technologicznych opartych na zastosowaniu koparki wielonaczyniowej staje się nieoptymalne [2].

Dlatego też w dyrekcji kopalni powstał plan polegający na eksploatacji złoża zestawem maszyn złożonych z koparki jednonaczyniowej o odpowiednio dużej pojemności naczynia roboczego i środków transportowych umożliwiających przemieszczenie odkładu i węgla.

Pierwsze analizy dotyczące możliwości zastosowania takiego układu przeprowadził w roku 1992 John Greenshields, specjalista firmy Finning Limited. Ze względu na niedokładną znajomość warunków terenowych, a w szczególności gruntowych, opracowanie to miało jednak charakter wstępny.

Jednak szersze zainteresowanie dyrekcji zakładu powyższym projektem stworzyło możliwość bardziej szczegółowego opracowania dotyczącego szacunkowego czasu eksploatacji złoża i szacunkowych kosztów pracy konkretnych układów w przeliczeniu na jednostkę produkcji.

Dla wymaganej produkcji:

- węgiel: 0,500 mln. ton rocznie
- nadkład: 8,062 mln. ton rocznie

założono dwie opcje pracy maszyn:

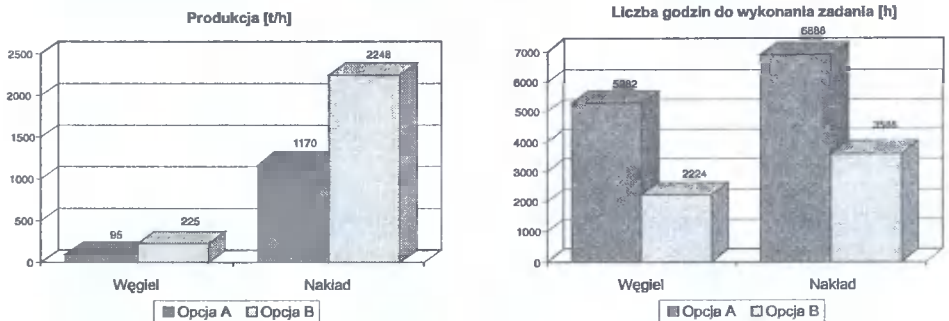
A - praca trzymianowa: 24 h/dobę 7 dni/tydzień

B - praca dwuzmianowa: 16 h/dobę 5 dni/tydzień

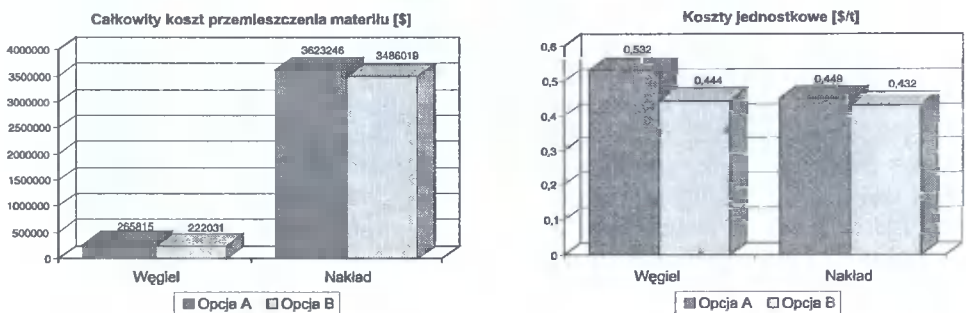
Przyjęto 80 % wykorzystanie maszyn.

W opracowaniu wykorzystano program komputerowy "FPC". Wyniki obliczeń przedstawiono graficznie na rysunkach 4 i 5.

Analiza wykazała, iż niższe koszty wydobycia jednej tony węgla gwarantuje zastosowanie opcji B. Jednakże opłacalność wydobycia uzależniona jest przede wszystkim od rynkowej ceny węgla (w okresie przeprowadzania analizy 7,80 \$/tonę). Należy zwrócić uwagę na fakt, iż w analizie nie uwzględniono kosztów wynikających z obowiązujących podatków, a także kosztów związanych z koniecznością odpowiedniego przygotowania produkcji (infrastruktura). Analiza wykazała możliwości wydobycia większej ilości węgla niż założono 500 tysięcy ton rocznie i głównie w tym aspekcie należy szukać wzrostu efektywności, a przez to opłacalności przedsięwzięcia [2].



Rys. 4. Graficzna prezentacja wyników analizy wydajności nowych układów technologiczno-organizacyjnych dla odkrywkowej kopalni węgla brunatnego "Adamów"



Rys. 5. Graficzna prezentacja wyników analizy kosztów produkcji w nowych układach technologiczno-organizacyjnych dla odkrywkowej kopalni węgla brunatnego "Adamów"

5. WNIOSKI

Jako podsumowanie opracowania można przedstawić następujące wnioski :

1. Przedstawione oprogramowanie komputerowe służy do szybkiego podejmowania decyzji zarówno na etapie projektowania, jak i realizacji robót ziemnych.
2. Programy komputerowe firmy Caterpillar pozwalają na oszacowanie kosztów pracy i wydajności maszyn indywidualnych oraz ich grup i zespołów.
3. Program komputerowy PRZ umożliwi rozwiązywanie następujących faz projektowania robót ziemnych:
 - obliczanie objętości mas ziemnych;
 - rozdział mas ziemnych;
 - dobór środków mechanizacji.Umożliwia on analizowanie problemów o charakterze zdeterminowanym (programowanie liniowe), jak i probabilistycznym (teoria masowej obsługi).
4. Obliczanie objętości mas ziemnych, ich rozdział oraz przyjęcie właściwych środków mechanizacji lepiej i szybciej przeprowadza się poprzez algorytmizację zagadnienia przy uwzględnieniu kryteriów, które na danym etapie robót odgrywają najbardziej istotną rolę.
5. Przegląd programów komputerowych do projektowania robót ziemnych wykorzystywanych w Polsce nasuwa wniosek, iż konieczne jest ujednoczenie oprogramowania stosowanego na wyższych uczelniach technicznych, w biurach projektowych i przedsiębiorstwach wykonawczych, aczkolwiek nie zawsze jest to realne ze względu na konkurencyjność rynku producentów oprogramowania.

LITERATURA

- [1] Brzeziński J.: Systemy eksperckie w budownictwie. XVI Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki. ZP WSI Zielona Góra, 1994.
- [2] Bujarkiewicz A., Chmura A.: Analiza istniejących programów komputerowych do projektowania robót ziemnych ze szczególnym uwzględnieniem doboru maszyn i środków transportowych. Praca magisterska, ATR Bydgoszcz, 1994.
- [3] Bujarkiewicz A., Chmura A.: Analiza pracy środków transportowych przewożących mieszankę betonową. XV Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki. ZP WSI Zielona Góra, 1993.
- [4] Bujarkiewicz A., Chmura A.: Oprogramowanie komputerowe jako element projektowania robót ziemnych. XVI Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki. ZP WSI Zielona Góra, 1994.
- [5] Cyunel B.: Technologia i organizacja budownictwa drogowego. PWN, Warszawa, 1989.
- [6] Dyzewski A.: Technologia i organizacja budowy. T.1. Technologia i mechanizacja robót budowlanych. Arkady, Warszawa, 1989.
- [7] Ficner B.: Tworzenie systemów informatycznych jako proces produkcyjny. XVI Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki. ZP WSI Zielona Góra, 1994.
- [8] Lenkiewicz W.: Organizacja i planowanie budowy. PWN, Warszawa, 1985.
- [9] Przybylski J.: Modelowanie cyklicznych procesów budowlanych o charakterze losowym na przykładzie masowych robót ziemnych. Wydawnictwo Uczelniane WSI w Zielonej Górze, Zielona Góra, 1988.

- [10] Sysło M., Narsingh D., Kowalik S.: Algorytmy optymalizacji dyskretnej. PWN, Warszawa, 1993.
- [11] Tokarski Z., Człapińska E.: Analiza programów komputerowych stosowanych do obliczania robót ziemnych. Zakład Technologii i Organizacji Budowy, Bydgoszcz, 1993.
- [12] Tokarski Z.: Metoda optymalnego przemieszczania mas ziemnych według wybranych kryteriów. Rozprawa doktorska. Politechnika Warszawska, Warszawa, 1986.
- [13] Wasilewski Z.J.: Maszyny i urządzenia budowlane. Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1986.
- [14] Praca zbiorowa Caterpillar performance handbook - 22nd edition. Caterpillar. Peoria 1991.
- [15] Praca zbiorowa Caterpillar performance handbook - 23rd edition. Caterpillar. Peoria 1992.

CAD PROGRAMS IN MECHANICAL EARTHWORKS

Summary

The purpose of the work is to analyse available computer programs applied in planning earthwork. The Programs that have been analysed were divided on 2 group. The division is connected with an ability of application these programs in solving concrete question of planning an earthwork. The first group contains programs applied to calculate a capacity of earthwork. The second group contains programs applied to calculate productivity and costs of the work of individual machinery and their aggregate. There is also worked out a computer program called "PRZ" assign to calculate capacity of earthwork, its distribution and to select machinery to these works.

Besides there were also made own local searches. As an example of usage of the computer programs for planning production restructure, there was also made a comparative report for 2 technological and organisational options for the "Adamów" - the brown coal quarry in Turek.

As a summary of the thesis there are introduced conclusions concerning own local searches and also programs that confirm thesis.

Recenzent: prof. zw. dr hab. inż. Bogdan Cyunel
Politechnika Krakowska

Romuald Napierała

BADANIA TERENOWE WŁAŚCIWOŚCI EKSPLOATACYJNYCH NA WIERZCHNI DROGOWYCH WYKONANYCH Z ZASTOSOWANIEM KRUSZYW GRANULOWANYCH UZYSKANYCH Z ROZDROBNIENIA POSPÓŁEK

W artykule przedstawiono wyniki badań następujących cech eksploatacyjnych nawierzchni: szorstkość, szepność. Badania te przeprowadzono na odcinkach drogowych nawierzchni doświadczalnych w ramach badań własnych autora [2]. Opracowanie niniejsze zawiera założenia konstrukcyjne i technologiczne odcinków próbnych nawierzchni wykonanych z użyciem piasku łamanego (kruszywa granulowanego uzyskanego z rozdrobnienia pospółki), składy i właściwości zaprojektowanych i wbudowanych mieszanek mineralno-asfaltowych. Prezentację wyników pomiarów wraz z ich analizą poprzedzono opisem zastosowanych metod badawczo-pomiarowych.

1. CEL BADAŃ

Celem badań terenowych było sprawdzenie właściwości eksploatacyjnych nawierzchni, wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych, zawierających różną ilość piasku łamanego i naturalnego. Mieszanka piasku łamanego i naturalnego była produktem przekruszenia pospółki w młynie prętowym typu „ZREMB-MAKRUM”.

2. ZAKRES BADAŃ

Badania obejmowały:

- zaprojektowanie mieszanek mineralno-asfaltowych,
- wykonanie odcinków nawierzchni doświadczalnych,
- badania kontrolne wbudowanych mieszanek,
- pomiar szorstkości nawierzchni,
- pomiar szepności, czyli oporu przeciw poślizgowi.

3. DANE OGÓLNE

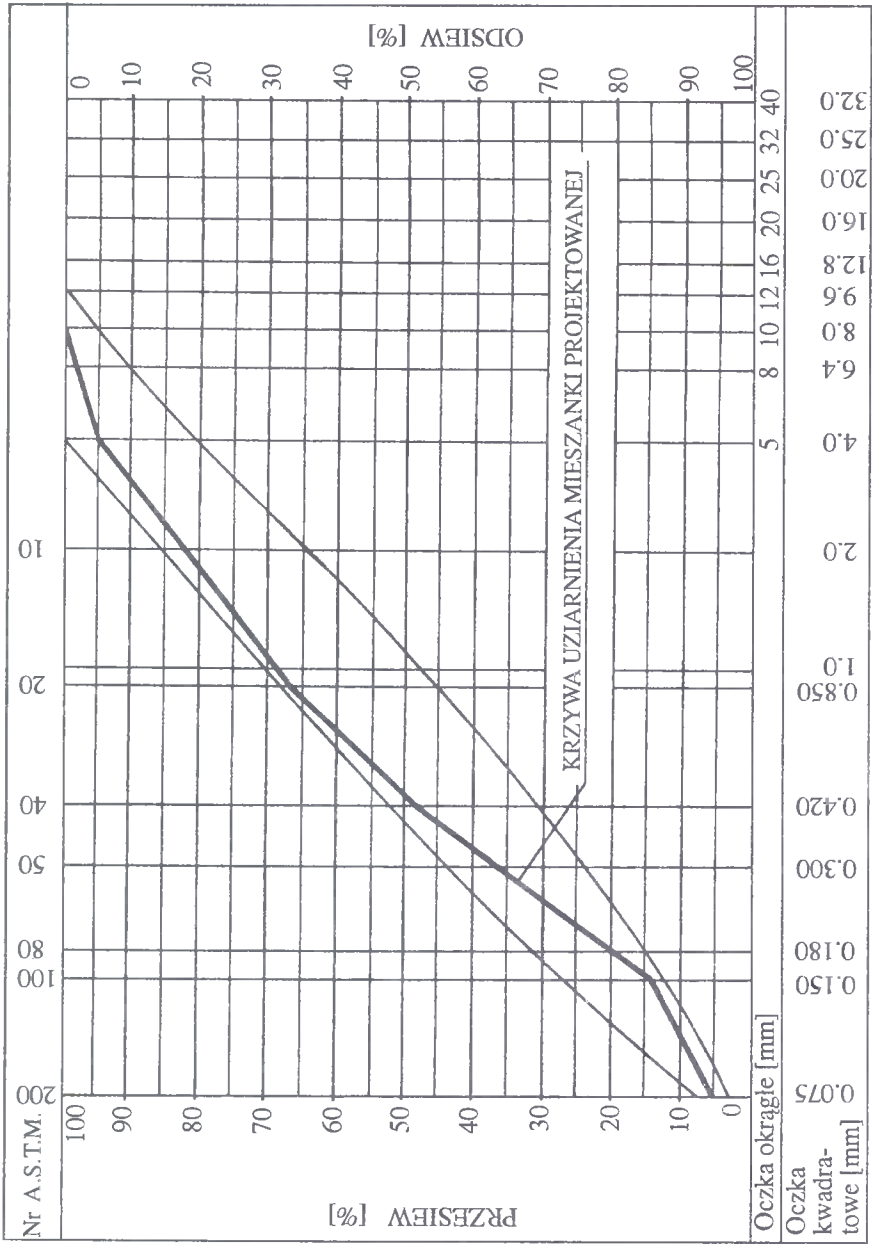
Odcinki nawierzchni doświadczalnych wykonano na drodze państwowej V klasy technicznej Fordon - Włóki (woj. bydgoskie) w km 7+285 do km 7+870. Wykonawca - Rejon Dróg Publicznych w Świeciu n/Wisłą. Czas wykonania od 1 do 3 października 1980 r. Warunki terenowe - odcinki zlokalizowano w terenie równinnym, odkrytym. Odwodnienie korpusu drogowego za pomocą rowów przydrożnych o głębokości około 60 cm.

Tablica 1. Skład mieszanek mineralno-asfaltowych

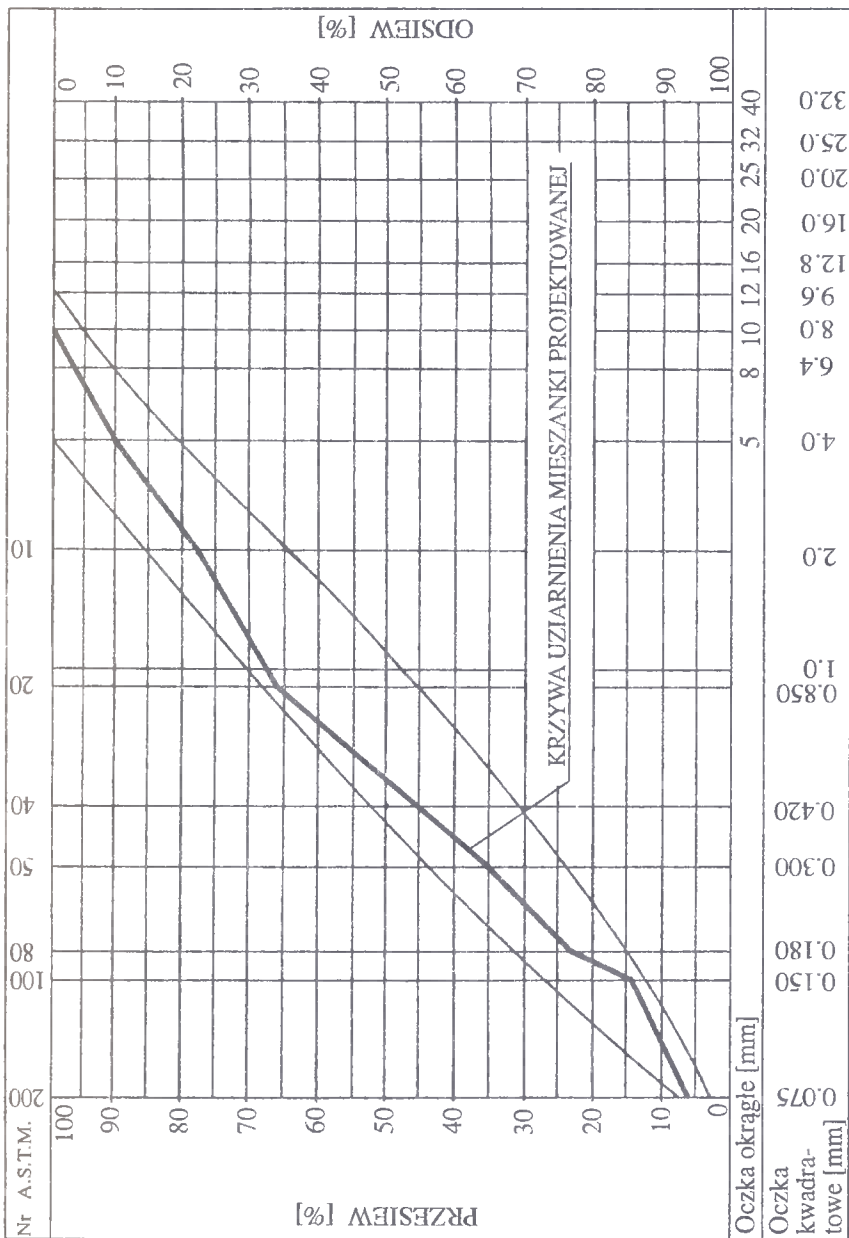
Lp.	Rodzaj materiału	Odcinki		
		I 50% piasku naturalnego, 50% piasku łamanego	II 100% piasku naturalnego	III 100% piasku łamanego
		Zawartość [%]		
1	Pospółka odsiana 0/10 mm	22,3	35,3	0,0
2	Kruszywo naturalne 2/5 mm	22,3	35,4	0,0
3	Pospółka łamana 0/10 mm	25,0	0,0	36,3
4	Piasek łamany 0/2 mm	21,3	0,0	36,3
5	Miał wapienny 0/8 mm	0,0	18,6	18,6
6	Mączka wapienna	1,9	3,7	1,8
7	Asfalt D-70	7,2	7,0	7,0
	Razem	100,0	100,0	100,0

Tablica 2. Właściwości zaprojektowanych mieszanek mineralnych i mineralno-asfaltowych

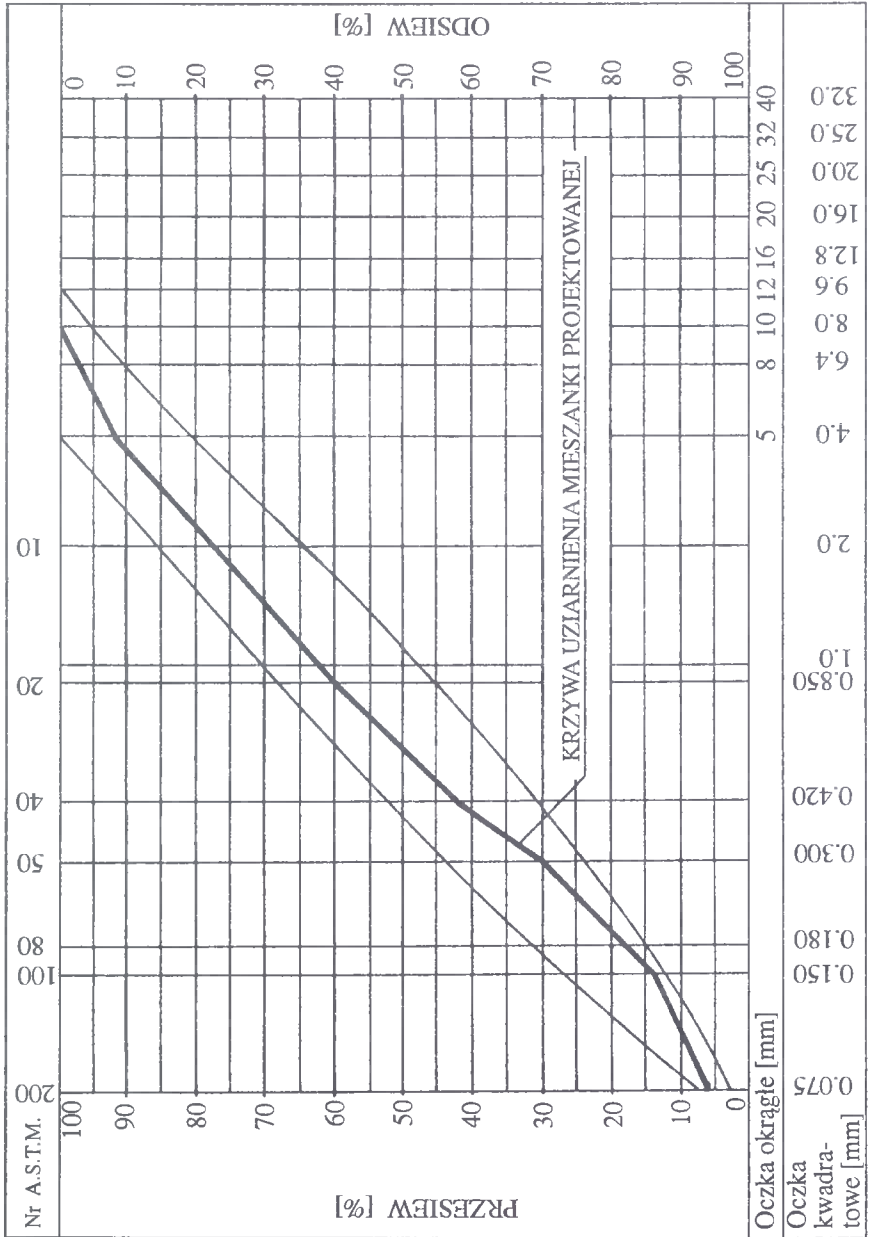
Lp.	Wyszczególnienie badanych cech	Jednostka	Wartość dla mieszanki odcinka		
			I	II	III
1	Gęstość mieszanki mineralnej	Mg/m ³	2,65	2,65	2,65
2	Gęstość pozorna mieszanki mineralnej	Mg/m ³	2,14	2,11	2,13
3	Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej	%	19,6	19,2	19,6
4	Zawartość ziaren powyżej 2 mm	%	17,1	22,5	23,0
5	Zawartość ziaren poniżej 0,074 mm	%	5,5	5,9	6,3
6	Gęstość mieszanki mineralno-asfaltowej	Mg/m ³	2,38	2,39	2,39
7	Gęstość pozorna mieszanki mineralno-asfaltowej	Mg/m ³	2,22	2,23	2,24
8	Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej	%	6,8	6,7	6,3
9	Nasiąkliwość wagowa mieszanki mineralno-asfaltowej	%	1,93	1,98	1,73



Rys. 2. Mieszanka żwirowo-piaskowa asfaltowa, drobnoziarnista z maczką (odcinek I)



3. Mieszanka żwirowo-piaskowa asfaltowa, drobnoziarnista z maczką (dcinekII)



Rys. 4 Mieszanka żwirowo-piaskowa asfaltowa, drobnoziarnista z maczką (odcinek III)

5. WYKONANIE ODCINKÓW NAWIERZCHNI DOŚWIADCZALNYCH

Mieszanki mineralno-asfaltowe wytworzono w zespole do suszenia i otaczania kruszywa typu SOKP-50. Mieszanki te przewożono samochodami-wywrotkami MAZ i ZIL, a rozścielano je układarkami typu RAB-50. Zagęszczenie wykonano walcami stalowymi o masie 8 i 12 Mg. Podczas wykonywania odcinków panowała pogoda słoneczna, a temperatura otoczenia wynosiła 15÷17°C.

6. BADANIA I OBSERWACJE ODCINKÓW

6.1. Wyniki badań kontrolnych wbudowanych mieszanek

Wyniki badań przedstawiono w tablicy 3.

Tablica 3. Właściwości mieszanek mineralnych i mineralno-asfaltowych wbudowanych w odcinki nawierzchni doświadczalnych

Lp.	Wyszczególnienie badanych cech	Jednostka	Wartość dla mieszanki odcinka		
			I	II	III
1	Gęstość mieszanki mineralnej	Mg/m ³	2,66	2,66	2,66
2	Gęstość pozorna mieszanki mineralnej	Mg/m ³	2,15	2,15	2,14
3	Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej	%	19,4	19,2	19,6
4	Zawartość ziaren powyżej 2 mm	%	18,5	24,7	24,2
5	Zawartość ziaren poniżej 0,074 mm	%	5,2	5,4	6,0
6	Gęstość mieszanki mineralno-asfaltowej	Mg/m ³	2,39	2,40	2,40
7	Gęstość pozorna mieszanki mineralno-asfaltowej	Mg/m ³	2,23	2,26	2,24
8	Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej	%	6,7	6,7	6,2
9	Nasiąkliwość wagowa mieszanki mineralno-asfaltowej	%	1,86	1,90	1,69
10	Stabilność według Marshalla	N	4514	4007	5328
11	Odkształcenie (osiadanie)	mm	4,2	4,0	4,8
12	Zawartość asfaltu	%	7,0	7,1	7,2

Omówienie wyników badań

Na wstępie należy zaznaczyć, że na warstwy ścieralne nawierzchni o ruchu średnim i mniejszym od średniego oraz na warstwy wiążące i wyrównawcze dla ruchu ciężkiego można stosować mieszanki mineralno-bitumiczne o niższych cechach technicznych. Mieszanki takie zostały opisane w odpowiednich normach, jak np.:

- 1) BN-74/8934-06 „Nawierzchnie z bitumicznych mas otaczanych na gorąco”;
- 2) ZN -76/MK/CZDP-5 „Nawierzchnie z bitumicznych mas żwirowo-piaskowych otaczanych na gorąco”.

Normy te - ze względu na mniejsze znaczenie i nieduży zakres stosowania opisanych wyżej mieszanek - nie określają wszystkich wymagań, które powinny spełniać te

mieszanki po ich wbudowaniu w nawierzchnię. Dlatego też uzyskane wyniki - dla przypadków, dla których brak jest określonych wymagań w przedmiotowej normie - porównywano do wymagań podanych w normie PN-74/S-96022 „Nawierzchnie z betonu asfaltowego”. Oczywiście, że wymagania te dla tych przypadków są zawyżone.

Na podstawie danych zawartych w tablicy 3 można stwierdzić:

1. Skład granulometryczny mieszanek mineralno-asfaltowych wbudowanych w nawierzchnie odcinków I, II, III jest zgodny z wymaganiami normy ZN-76/MK/CZDP-5.
2. Zawartość asfaltu wg ZN-76/MK/CZDP-5 powinna wynosić 6,9 do 7,7%; w zbadanych próbkach określono ją w ilości 7,0; 7,1 i 7,2%.
3. Cechy fizyczne próbek wyciętych z nawierzchni poszczególnych odcinków odpowiadają wymaganiom normowym. Nasiąkliwość wagowa według normy ZN-76/MK/CZDP-5 nie powinna przekraczać 3,5%; w zbadanych próbkach waha się w granicach od 1,69 do 1,90%. Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej zgodnie z PN-74/S-96022 (w ZN-76/MK/CZDP-5 nie jest określona) dla betonu asfaltowego o strukturze częściowo zamkniętej - powinna mieścić się w granicach 4,5 do 8,0%; oznaczona zaś dla mieszanek poszczególnych odcinków miała następujące wartości: 6,7; 6,7 i 6,2%.
4. Właściwości mechaniczne dla betonu asfaltowego, przeznaczonego na nawierzchnię drogową obciążoną ruchem mniejszym od średniego i średnim, norma PN-74-S/96022 ustala: dla stabilności 5400 N odkształcenia 2 do 5 mm.

Zbadane odkształcenia 4,0 mm; 4,2 mm i 4,8 mm odpowiadały wymaganiom normy. Natomiast stabilność, zbliżoną do wymagania normy, miała mieszanka wytworzona z zastosowaniem 100% piasku przełamane - wynosiła bowiem 5328 N. Pozostałe zaś mieszanki wykazały stabilność 4007 N (100% piasku naturalnego) i 4514 N (50% piasku łamanego + 50% piasku naturalnego).

6.2. Szorstkość nawierzchni

Szorstkość można zdefiniować jako teksturę nawierzchni, charakteryzującą się wielkością wgłębień pomiędzy występującymi ziarnami oraz ostrością krawędzi tych ziaren i chropowatością ich ścianek [1].

6.2.1. Metoda badań

Do oceny makroszorstkości nawierzchni stosuje się szereg metod. Jedną z nich jest metoda piasku kalibrowanego, która ze względu na swą prostotę znajduje szerokie zastosowanie w bieżących pomiarach terenowych. Z metody tej skorzystano również w niniejszej pracy. Kryteria oceny szorstkości nawierzchni według tej metody zawiera tablica 4, zamieszczona w pracy [4]. Ogólna zasada pomiaru polegała na rozprowadzeniu znanej objętości piasku kalibrowanego (o uziarnieniu 0,150 do 0,300 mm) na warstwie ścieralnej nawierzchni w ten sposób, żeby utworzyć możliwie największe pole w kształcie koła przy całkowitym wypełnieniu nierówności.

Stosunek objętości użytego piasku kalibrowanego do badanej powierzchni, na której rozprowadzono piasek, daje średnią głębokość tekstury HS, którą oblicza się ze wzoru:

$$HS = \frac{\text{objętość piasku kalibrowanego}}{\text{powierzchnia pokryta piaskiem}}$$

Na każdym odcinku nawierzchni doświadczalnych wykonano pomiary w dwóch przekrojach, przy czym pomiar jednego przekroju składał się z pomiarów w pięciu punktach, rozmieszczonych pomiędzy sobą co 0,80 m. Lokalizację przekrojów, na których wykonano pomiary, zawiera tablica 5. Czas wykonania pomiarów: listopad 1980 r. - wrzesień 1982 roku w odstępach 6, 12 i 24 miesięcy. Pierwszego pomiaru dokonano po upływie jednego miesiąca od chwili wykonania odcinków nawierzchni doświadczalnych.

Tablica 4. Podział nawierzchni na klasy pod względem tekstury

Klasa nawierzchni	Głębokość tekstury HS [mm]	Opis nawierzchni
A	$HS \leq 0,2$	Nawierzchnie o teksturze bardzo drobnej nie powinny być dopuszczone do ruchu
B	$0,2 \leq HS \leq 0,4$	Nawierzchnie o teksturze drobnej - nawierzchnie, na których prędkość jazdy nie przekracza 80 km/h
C	$0,4 \leq HS \leq 0,8$	Nawierzchnie o teksturze średniej - nawierzchnie normalne, na których prędkość mieści się w granicach $80 \div 120$ km/h
D	$0,8 \leq HS \leq 1,2$	Nawierzchnie o teksturze grubej - nawierzchnie, na których prędkość utrzymuje się powyżej 120 km/h
E	$HS > 1,2$	Nawierzchnie o teksturze bardzo grubej. Nawierzchnie tego typu są stosowane w przypadkach specjalnych, np. strefy niebezpieczne następujące po odcinkach prostych, na których prędkości są bardzo duże; strefy częstego występowania oblodzenia przy temperaturze bliskiej 0°C .

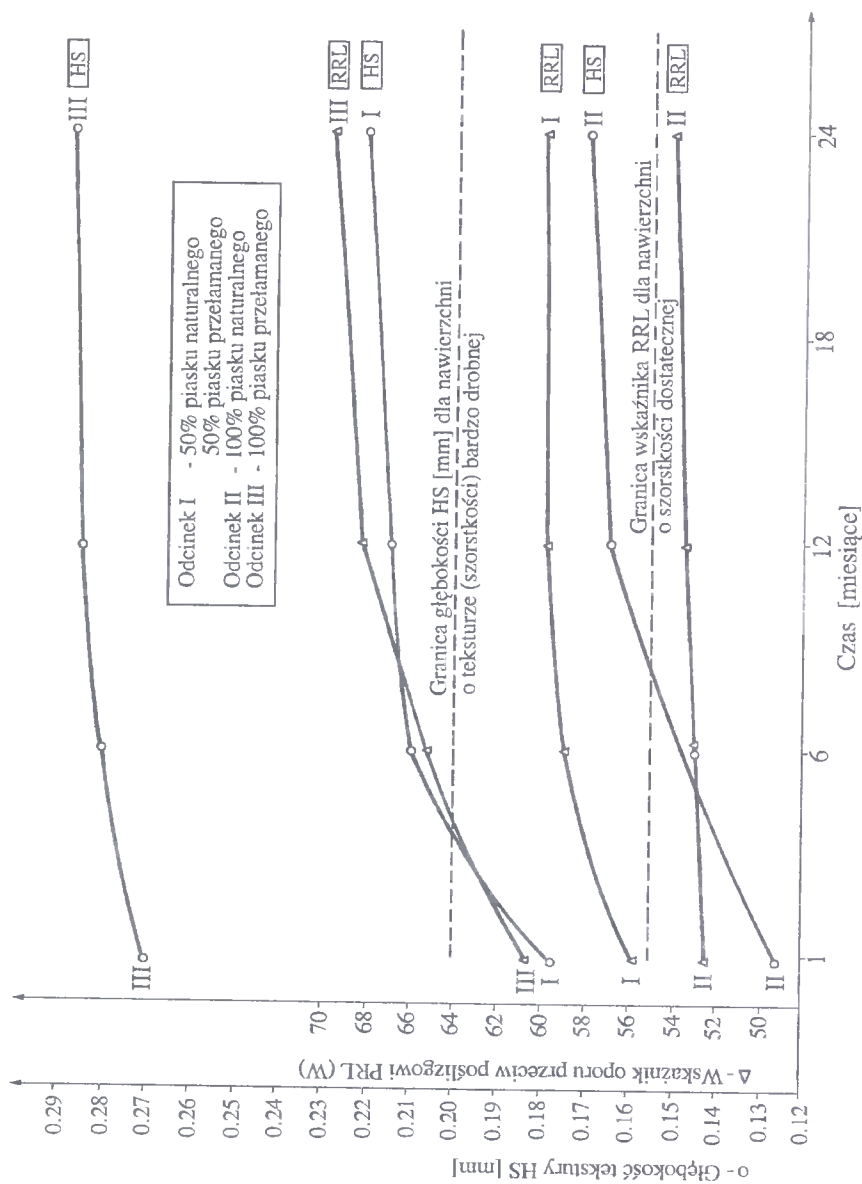
6.2.2. Wyniki badań

Wyniki badań szorstkości odcinków nawierzchni doświadczalnych zawiera tablica 5. Natomiast zmiany głębokości tekstury HS dla dwurocznego okresu eksploatacji nawierzchni doświadczalnych zobrazowano na rysunku 5. Na rysunku tym przedstawiono też analogiczne zmiany wskaźnika oporu przeciw poślizgowi, którego badanie przedstawiono w podrozdziale 6.3.

Tablica 5. Wyniki pomiarów szorstkości odcinków doświadczalnych nawierzchni za pomocą piasku kalibrowanego

Numer odcinka i jego charakterystyka	Lokalizacja pomiaru [km + hm]	Średnia wartość HS dla pomiaru ^{x)} [mm]			
		1	2	3	4
Odcinek II 100% piasku naturalnego	7 + 550 7 + 600	0,126	0,145	0,165	0,170
Odcinek I 50% piasku naturalnego + 50% piasku łamanego	7 + 410 7 + 440	0,178	0,210	0,215	0,221
Odcinek III 100% piasku łamanego	7 + 750 7 + 800	0,270	0,280	0,285	0,288

^{x)} pomiar 1 - pomiar po 1 miesiącu eksploatacji odcinka,
2 - pomiar po 6 miesiącach eksploatacji odcinka,
3 - pomiar po 12 miesiącach eksploatacji odcinka,
4 - pomiar po 24 miesiącach eksploatacji odcinka.



Rys. 5. Zmiany głębokości tekstury HS i wskaźnika oporu przeciw poślizgowi RRL nawierzchni doświadczalnych w funkcji czasu (cyfry przy krzywych oznaczają rodzaj odcinka nawierzchni doświadczalnej)

Analiza wyników pomiarów

Jak wynika z tablicy 5, największą szorstkość uzyskano na odcinku wykonanym z mieszanki mineralno-asfaltowej zawierającej we frakcji piaskowej 100% piasku łamanego (produkt młyna prętowego). Głębokość tekstury pozwala zaliczyć tę nawierzchnię do nawierzchni o teksturze drobnej, $HS = 0,288$ mm, wobec wymaganej przez kryteria oceny szorstkości $0,2 < HS \leq 0,4$ mm (tablica 4). Taką samą teksturę - drobną - ale w pobliżu dolnej granicy, wykazały pomiary na odcinku wykonanym z mieszanki zawierającej 50% piasku naturalnego i 50% piasku łamanego. Nawierzchnia odcinka, którego mieszankę we frakcji piaskowej zestawiono wyłącznie z piasku naturalnego, charakteryzowała się bardzo drobną teksturą. Głębokość $HS = 0,170$ mm była wyraźnie mniejsza od wymaganej $HS \leq 0,2$ mm.

Po rocznym okresie eksploatacji odcinka III (100% piasku łamanego) szorstkość jego była większa o 72,7% od szorstkości odcinka II (100% piasku naturalnego) oraz o 32,6% od odcinka I (50% piasku naturalnego + 50% piasku łamanego). Po dwóch latach eksploatacji wielkości te wynosiły odpowiednio: 69,4% i 30,3%. Porównując wszystkie cztery wielkości można stwierdzić, że szorstkość wzrasta w przybliżeniu wprost proporcjonalnie do zawartości piasku łamanego w mieszance mineralno-asfaltowej.

Analizując, tak na podstawie danych w tablicy 5, jak i na rysunku 5, przyrosty szorstkości nawierzchni poszczególnych odcinków w funkcji czasu ich eksploatacji, można łatwo zauważyć dla odcinka III (100% piasku łamanego) dużą wartość szorstkości początkowej oraz jej równomierny wzrost w rozpatrywanym czasie. Wartości te są odpowiednio mniejsze dla pozostałych odcinków, w zależności od zawartości piasku łamanego w mieszankach mineralno-asfaltowych wbudowanych w ich nawierzchnie. Dynamikę wzrostu szorstkości można wytłumaczyć stopniowym ścieraniem się zaprawy „wybitej” z mieszanek mineralno-asfaltowych.

Biorąc pod uwagę przydatność eksploatacyjną nawierzchni doświadczalnych na podstawie ich oceny według kryteriów zawartych w tablicy 4 należy stwierdzić, że tylko nawierzchnia wykonana z mieszanki zawierającej 100% piasku łamanego wykazuje teksturę drobną ($0,2 < HS \leq 0,4$). Nawierzchnie o teksturze drobnej według cytowanych kryteriów pozwalają na prędkość jazdy nieprzekraczającą 80 km/h. Pozostałe nawierzchnie, wykonane przy użyciu piasku naturalnego (100%) lub mieszaniny piasków naturalnych i łamanych (50% : 50%), miały po wykonaniu bardzo drobną teksturę.

6.3. Szepność, czyli opór przeciw poślizgowi

Przez określenie „szepność” przyjęto rozumieć tarcie pomiędzy nawierzchnią a kołami pojazdu. Wielkość jej określana jest przez współczynnik tarcia. Szepność zależy od wielu różnorodnych czynników.

Do badań przedstawionych w niniejszej pracy zastosowano wahadło angielskie typu RRL [3].

Stosowane kryteria oceny wyników pomiarów wskaźnika oporu przeciw poślizgowi wahadłem RRL oraz dla porównania współczynniki tarcia μ , określone przyczepką pomiarową przy prędkości $V = 60$ km/h, po mokrej jezdni (przy założeniu grubości filmu wodnego 0,5 mm), zawiera tablica 6.

Tablica 6. Kryteria oceny szorstkości nawierzchni drogowych na podstawie wskaźnika oporu przeciw poślizgowi RRL (W) oraz współczynnika tarcia podłużnego μ [3, 5]

Pomiar na mokrej nawierzchni			
Wskaźnik RRL (W)	Szorstkość	Współczynnik μ	Nawierzchnia
$W > 65$	dobra	$\mu > 0,35$	szorstka
$55 < W \leq 65$	zadowalająca	$0,25 < \mu \leq 0,35$	o małej szorstkości
$45 < W \leq 55$	dostateczna	$0,20 < \mu \leq 0,25$	śliska
$W < 45$	niedostateczna	$\mu \leq 0,20$	bardzo śliska

Pomiary wskaźnika przeciw poślizgowi na badanych odcinkach nawierzchni wykonano w punktach odległych od krawędzi jezdni o: 1 m, 2 m, 3 m i 4 m. W każdym punkcie badanego przekroju dokonano 5 pomiarów. W obliczeniach wyników pomiarów uwzględniono poprawki wynikające z warunków temperaturowych, tzn. temperaturę wody przy nawierzchni.

Temperatura wody na nawierzchni drogi ma poważny wpływ na wielkość wyników. Za miarodajne przyjmuje się odczyty przy temperaturze wody $t = 20^{\circ}\text{C}$. W przypadku niespełnienia tego warunku otrzymane wyniki należy przeliczyć według wzoru:

$$C_{20} = \frac{100 + t}{120} \cdot C_t,$$

gdzie:

C_{20} - wielkość wskaźnika szacującego szorstkość nawierzchni przy temperaturze wody $t = 20^{\circ}\text{C}$;

t - temperatura wody na drodze;

C_t - średnia wartość z 5 odczytów przy temperaturze t .

Pomiary wykonano po 1, 6, 12 i 24 miesiącach od chwili wykonania nawierzchni doświadczalnych. Wyniki pomiarów wraz z ich lokalizacją zestawiono w tablicy 7.

Tablica 7. Wyniki pomiarów wskaźnika oporu przeciw poślizgowi odcinków nawierzchni doświadczalnych wahadłem RRL

Określenie odcinka i jego charakterystyka	Lokalizacja pomiaru [km + hm]	Wartości średnie dla pomiaru ^{x)}				Ocena szorstkości według kryteriów dla wskaźnika W
		1	2	3	4	
Odcinek II 100% piasku naturalnego	7 + 550 7 + 600	52,3	52,9	53,5	54,1	dostateczna
Odcinek I 50% piasku naturalnego + 50% piasku łamanego	7 + 410 7 + 440	55,9	58,5	59,4	60,0	zadowalająca
Odcinek III 100% piasku łamanego	7 + 750 7 + 800	60,7	65,3	68,3	79,9	dobra (z wyjątkiem pomiaru 1)
^{x)} Pomiar	1 - pomiar po 1 miesiącu eksploatacji odcinka, 2 - pomiar po 6 miesiącach eksploatacji odcinka, 3 - pomiar po 12 miesiącach eksploatacji odcinka, 4 - pomiar po 24 miesiącach eksploatacji odcinka.					

Analiza wyników pomiaru

Podstawę analizy stanowią wyniki pomiarów zestawione w tablicy 7 oraz na rysunku 5.

Odcinek nawierzchni doświadczalnej wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej, zawierającej we frakcji piaskowej wyłącznie piasek naturalny, wykazał początkowy - zmierzony po oddaniu nawierzchni do ruchu - wskaźnik RRL (W) = 52,3. Po dwuletniej eksploatacji odcinka wskaźnik ten wynosił W = 54,1. Zatem szorstkość jego według kryteriów oceny szorstkości nawierzchni drogowych w Polsce (tablica 6) - była dostateczna (wymagane $45 < W \leq 55$).

Wyraźne efekty stosowania piasku łamanego można odnotować dla odcinka, którego nawierzchnię zbudowano z mieszanki mineralno-asfaltowej zestawionej w 100% z ziaren łamanych, jeśli chodzi o frakcję piaskową, a mianowicie: szorstkość dobra i nawierzchnia szorstka. Wymagany dla tej klasy nawierzchni wskaźnik RRL (W) > 65 (współczynnik tarcia $\mu > 0,35$) został osiągnięty po 6 miesiącach eksploatacji (W = 65,3). Po rocznej eksploatacji nawierzchni doświadczalnej odcinka wynosił on 68,3, a po dwuletniej 69,8, nieznacznie przekraczając wymaganą wartość W = 65.

Względne przyrosty wskaźników RRL (W) w funkcji czasu, dla poszczególnych kompozycji mieszanek frakcji piaskowej, są analogiczne do odpowiadających im przyrostów szorstkości (tekstury) określonych za pomocą piasku kalibrowanego. Obrazuje to rysunek 5, na którym widoczna jest równoległość krzywych wykresu i stopień intensywności przyrostu wskaźnika oporu przeciw poślizgowi RRL (W) w czasie.

Dane tablicy 7 oraz przebieg krzywych na rysunku 5 świadczą o tym, że wartości wskaźnika RRL (W) są znacznie wyższe dla nawierzchni wykonanych z mieszanek ze znacznym dodatkiem piasku łamanego, aniżeli z mieszanek z niewielką jego ilością bądź - w skrajnym przypadku - całkowicie pozbawionych łamanych ziaren piasku.

W zakończeniu trzeba wyraźnie podkreślić duże znaczenie stosowania w mieszanek mineralno-asfaltowych piasku łamanego z uwagi na to, że w znacznym stopniu wpływa to na szorstkość nawierzchni. Bez takiego zabiegu technologicznego byłaby ona trudna do osiągnięcia w wymaganym stopniu.

7. WNIOSEK

Odcinki nawierzchni doświadczalnych wykonane z mieszanek mineralno-asfaltowych zawierających piasek łamany, przewyższają pod względem właściwości eksploatacyjnych (szorstkość, szczepność) odcinki wykonane z mieszanek zawierających we frakcji piaskowej 100% ziaren naturalnych.

LITERATURA

- [1] Luszawski S., Wojdanowicz S.: Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne. WKiŁ, Warszawa 1977.
- [2] Napierała R.: Wpływ zawartości piasków łamanych na właściwości nawierzchniowych mieszanek mineralno-asfaltowych. Rozprawa doktorska. Gdańsk 1994 (praca nie publikowana).
- [3] Rolla S.: Badania materiałów i nawierzchni drogowych. WKiŁ, Warszawa 1985.
- [4] Wojdanowicz W.: Ocena szorstkości nawierzchni za pomocą piasku kalibrowanego.
- [5] Wojdanowicz S.: Problemy oceny szorstkości nawierzchni drogowych. Prace IBDiM nr 1/1975.

DIE TERRAINUNTERSUCHUNGEN DER ABBAUEIGENSCHAFTEN
VON DEN STRAßENDECKEN, DIE MIT DER ANWENDUNG DES
GRANULIERTEN MINERALSTOFFGEMISCHES, AUS DER ZERSTÜCKELUNG
VOM KIESSAND GEWONNEN, ANGEFERTIGT WURDEN

Zusammenfassung

Im Artikel wurden die Forschungsergebnisse der folgenden. Straßendeckenabbaueigenschaften: Rauigkeit, Griffigkeit dargestellt. Die Untersuchungen wurden auf den Straßenabschnitten des experimentalen Oberbaus im Rahmen von eigenen Untersuchungen des Autors durchgeführt [2]. Die vorliegende Behandlung enthält die Konstruktionsvoraussetzungen und technologische Voraussetzungen der Abschnitte vom Versuchsoberbau, die mit der Anwendung des gebrochenen Sandes (des granulierten Mineralstoffgemisches von der Zerstückelung des ungesiebten Kieses gewonnen), angefertigt wurden, Zusammensetzungen und Eigenschaften der entworfenen und eingebauten Asphaltmineralischen-Mischgüter.

Der Vorstellung der Messungsergebnisse mit ihrer Analyse geht die Beschreibung der verwendeten Forschungsmessmethoden voraus.

Recenzent: prof. zw. dr inż. Bogdan Stypułkowski
Politechnika Wrocławska

Romuald Napierała

BADANIA WPŁYWU KRUSZYW GRANULOWANYCH UZYSKANYCH Z ROZDROBNIENIA POSPÓŁEK NA WYBRANE WŁAŚCIWOŚCI BETONU ASFALTOWEGO

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych nad wpływem zawartości naturalnych piasków łamanych na właściwości nawierzchniowych mieszanek mineralno-asfaltowych. Badania przeprowadzono według metody pośredniego rozciągania (tzw. metoda brazylijska). Ponadto w opracowaniu zamieszczono teoretyczne podstawy badań według ww. metody.

1. WPROWADZENIE

Nawierzchnie asfaltowe powinny charakteryzować się odpowiednią nośnością, równością, szorstkością i trwałością. Właściwości eksploatacyjne nawierzchni asfaltowych zależą w znacznym stopniu od właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, z których te nawierzchnie zostały wykonane. Mieszanki mineralno-asfaltowe do wykonania nawierzchni o odpowiednim standardzie można uzyskać jedynie przez zastosowanie materiałów o odpowiedniej jakości, przy właściwej proporcji składników i przy prawidłowym procesie technologicznym wytwarzania, układania i zagęszczania mieszanek. Odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na uszkodzenia spowodowane ruchem drogowym i czynnikami atmosferycznymi zależy głównie od:

- rodzaju lepiszcza, jego lepkości, kohezji i adhezji, wrażliwości temperaturowej i odporności na starzenie,
- zawartości lepiszcza,
- rodzaju kruszywa, kształtu i wielkości ziaren kruszywa,
- cech powierzchniowych ziaren kruszywa,
- zawartości i struktury wolnych przestrzeni,
- parametrów technologicznych procesu otaczania, transportu, układania i zagęszczania mieszanki.

Jednym ze składników mieszanki mineralno-asfaltowej jest piasek, wchodzący w skład mieszanki bądź to w postaci piasku naturalnego, bądź w postaci piasku łamanego lub też jako mieszanina obu tych piasków. Piasek łamany może pochodzić z przełamania (rozdrobienia) surowca skalnego lub też z przełamania kruszywa naturalnego. Ze względów ekonomicznych korzystne jest stosowanie piasków łamanych, powstających w wyniku pokruszenia piasków naturalnych i pospółek, które dla większości regionów są materiałem miejscowym.

Brak jest powszechnej zgodności co do potrzebnej ilości piasku łamanego w mieszance. Wynika to prawdopodobnie z tego, że piaski łamane poprawiają cechy mechaniczne mieszanek, ale równocześnie przy dużej zawartości tych piasków mieszanki są

trudno zagęszczalne i gorzej urabialne. W fachowej literaturze spotyka się stwierdzenie, że betony asfaltowe, stosowane na drogach o ruchu lekkim, powinny we frakcji piaskowej zawierać przynajmniej połowę ziaren łamanych, natomiast na drogach o ruchu ciężkim zaleca się stosowanie w tej frakcji wyłącznie piasków łamanych [10]. Polska norma PN-74/S-96022 „Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie z betonu asfaltowego” zaleca stosowanie piasków łamanych, otrzymywanych przez rozdrobnienie grubszych ziaren kruszywa naturalnego lub łamanego. Norma ta nie określa wymaganej zawartości piasków łamanych w mieszance.

W polskiej literaturze technicznej odczuwa się brak oryginalnych badawczych opracowań dotyczących wpływu zawartości piasków łamanych na właściwości fizyczno-mechaniczne mieszanek mineralno-asfaltowych, a tym samym na cechy eksploatacyjne nawierzchni. Wynika to z niedostatku badań laboratoryjnych i doświadczeń terenowych w tym zakresie. W Polsce przeprowadzono wnikliwe i obszerne badania nad wieloma aspektami dotyczącymi mieszanek mineralno-asfaltowych. Prowadzono badania asfaltów i asfaltów modyfikowanych, właściwości reologicznych mieszanek mineralno-asfaltowych, odporności na spękania niskotemperaturowe, deformacji plastycznych, wpływu cech asfaltów i wypełniaczy na właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych oraz innych zagadnień (W. Grzybowska [1], J. Judycki [2], M. Kalabińska [3], W. Miłkowski [6], B. Stefańczyk [8], B. Stypułkowski [9], D. Sybilski [11], S. Wojdanowicz [13], J. Zawadzki [14]). Wymieniona grupa polskich badaczy nie zajmowała się szerzej wpływem piasku na cechy fizyczne i wytrzymałościowe mieszanek mineralno-asfaltowych. Jest to jednakże ważny praktyczny problem, który wymaga przeprowadzenia wnikliwych badań i analiz.

Opisane wyżej okoliczności były głównym powodem podjęcia przez autora badań nad wpływem zawartości naturalnych piasków łamanych na właściwości nawierzchniowych mieszanek mineralno-asfaltowych [7].

Należy zaznaczyć, że termin „piaski łamane” nie jest adekwatny do określenia podanego w normie BN-84/6774-02. „Kruszywo mineralne. Kruszywo kamienne łamane do nawierzchni drogowych”. Według tej normy piasek łamany jest to kruszywo łamane granulowane o wielkości ziaren od 0,075 do 2 mm, a więc uzyskiwane w wyniku rozdrobnienia w granulatach łamanego kruszywa zwykłego (co najmniej jednokrotnie pokruszony surowiec skalny, najczęściej w kamieniołomach). W niniejszej pracy badaniami objęto piaski łamane, powstające w wyniku przekruszenia kruszywa naturalnego, tj. pospółki zawierającej zarówno frakcję piaskową, jak i żwirową. Otrzymane w ten sposób piaski łamane charakteryzują się tym, że nie wszystkie ich ziarna mają chropowate powierzchnie i foremne kształty o stępionych krawędziach i narożach; część ziaren zachowuje gładkie, wyokrąglone kształty. Kruszywo łamane granulowane frakcji grysowej, wchodzące w skład badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, pochodziło z dwukrotnego łamania otoczków o granulacji 63 do 120 mm.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań tytułowego zagadnienia według tylko jednej z kilku zastosowanych metod badań. Metodą tą jest metoda pośredniego rozciągania. Umożliwia ona pełniejsze rozpoznanie badanego problemu, gdyż podstawowym parametrem oznaczonym tą metodą jest - w przypadku opisanych badań - wytrzymałość na rozciąganie próbek betonu asfaltowego. Ponadto wykorzystując wyniki badań metodą pośredniego rozciągania i ściskania prostego, obliczono dalsze właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, a mianowicie: kąta tarcia wewnętrznego, kohezję i wytrzymałość na ścinanie, a więc właściwości uzyskiwane w metodzie trójosiowej (koła Mohra).

Pozostałe zagadnienia, jak np. skład frakcji piaskowej w mieszankach mineralno-bitumicznych, cechy kruszyw łamanych wyprodukowanych z pospółek, cechy mieszanek mineralno-asfaltowych określone w aparacie Marshalla stanowią treść oddzielnych opracowań.

2. BADANIA LABORATORYJNE

2.1. Metodyka badań

Skład mieszanki betonu asfaltowego średnioziarnistego o strukturze zamkniętej (ścislej) zestawiony zgodnie z wymogami normy PN-74/S-96022 „Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie z betonu asfaltowego” na warstwy ścieralne nawierzchni drogi o ruchu średnim był następujący:

wypełniacz (poniżej 0,075 mm)	-	9,0%
piasek (0,075 do 2,0 mm)	-	33,0%
kruszywo powyżej 2,0 mm (żwir, grys)	-	58,0%
		- 100,0%

Materiały przeznaczone do sporządzenia mieszanek mineralnych spełniały wymagania odnośnych norm przedmiotowych. Jako lepsze zastosowano asfalt drogowy Dp 70 o penetracji 72. Próbkę betonu asfaltowego oraz ich badania wykonano zgodnie z wymogami normy PN-67/S-04001 „Drogi samochodowe i lotniskowe. Metody badań mas mineralno-bitumicznych i nawierzchni bitumicznych”.

Podstawowe cechy techniczne materiałów użytych do badań przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Podstawowe cechy techniczne materiałów użytych do badań

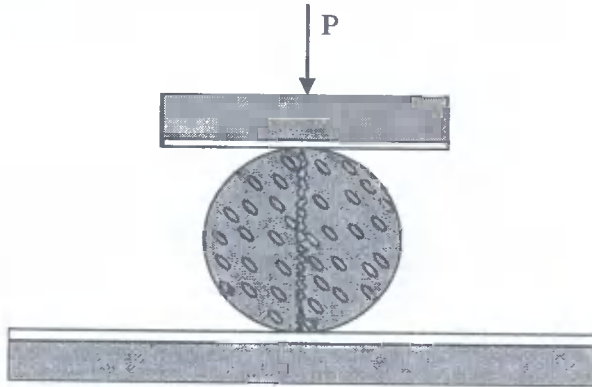
Cecha techniczna	Wartość, postać cechy
Piasek naturalny i żwir	
gęstość	2,65 Mg/m ³
zanieczyszczenia organiczne	barwa wzorcowa
zanieczyszczenia obce	brak
kwasowość	powyżej 8 pH
ziarna okrągłe	100%
Piasek łamany i granulowane kruszywo łamane (frakcja grysowa)	
gęstość	2,65 Mg/m ³
zanieczyszczenia organiczne	barwa wzorcowa
zanieczyszczenia obce	brak
kwasowość	powyżej 8 pH
ziarna przełamane	100%
Wypełniacz	
gęstość	2,67 Mg/m ³
wilgotność	0,5%
przesiew przez sito nr 200	100%

Próbki kruszyw naturalnych i łamanych zostały pozbawione pyłów organicznych przez ich uprzednie wypłukanie.

Badania wykonano na próbkach o różnych stosunkach ilościowych piasku naturalnego i łamanego, z optymalną ilością asfaltu 6,2% ustaloną uprzednio według metody Marshalla. Próbkę zagęszczano standardowym ubijakiem; liczba uderzeń na każdą stronę próbki wynosiła 50.

Metoda pośredniego rozciągania

Metoda ta, zwana też metodą brazylijską [5] albo metodą rozłupywania próbek [4], polega na badaniu wytrzymałości próbek bitumicznych na rozciąganie przy ściskaniu próbek walcowych w kierunku prostopadłym do osi podłużnej próbki. Badanie tą metodą wykonuje się na takich samych próbkach i w takich samych warunkach jak badanie wytrzymałości na ściskanie proste. Probka masy jest ściskana wzdłuż średnicy, między dwiema płytkami stalowymi z podkładkami z tektury (rys. 1).



Rys. 1. Schemat próby pośredniego rozciągania (rozłupywania)

Przyjęto następujące warunki pomiarów dla metody pośredniego rozciągania i ściskania prostego:

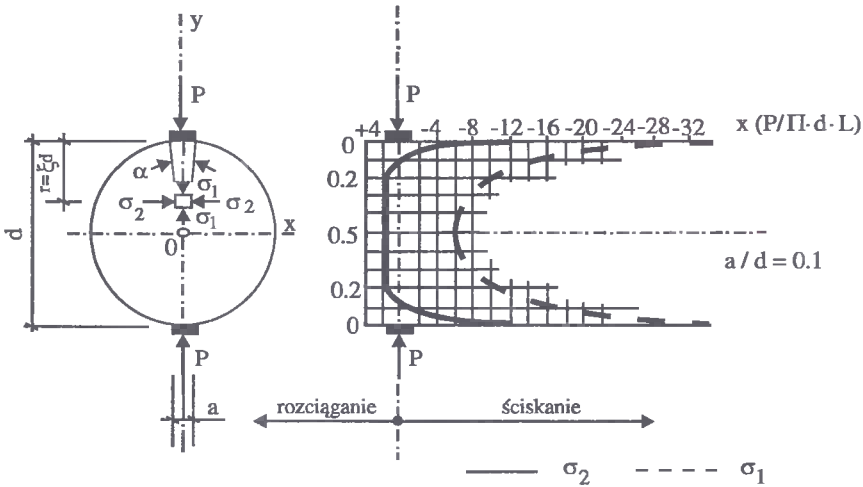
- prędkość przesuwu trzpienia ściskającego $v = 0,21 \text{ mm/s}$
- temperatura pomiaru $T = 20^\circ\text{C}$ (293°K),
- wymiary próbki do badań: wysokość próbki = średnicy $\phi = 70 \text{ mm}$,
- czas przechowywania próbek przed badaniem 24 godziny.

Wytrzymałość próbek na rozciąganie obliczono jako średnią z trzech pomiarów.

2.2. Teoretyczne podstawy badań

Metoda pośredniego rozciągania

W metodzie tej, dla obliczenia naprężeń przyjęto schemat statyczny tarczy kołowej obciążonej siłami skupionymi. Rozwiązania z zastosowaniem teorii sprężystości dla tego przypadku podane są w literaturze [12]. Rozkład naprężeń w tarczy przedstawiono na rysunku 2 [2].



Rys.2. Rozkład naprężeń w tarczy obciążonej siłami skupionymi

Wzory na naprężenia wzdłuż osi Y ($x = 0$) mają postać:

1) Jeżeli $a \leq d/10$

$$\sigma_1 = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l} \cdot \left[\frac{d}{2a} (\alpha + \sin \alpha) + \frac{d}{d-r} - 1 \right]$$

$$\sigma_2 = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l} \cdot \left[1 - \frac{d}{2a} (\alpha - \sin \alpha) \right],$$

gdzie: $\alpha = 2 \cdot \arctg \frac{a}{2r}$.

2) Jeżeli $a > d/10$

$$\sigma_1 = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l} \cdot \left[\frac{2\xi \cdot \zeta^2}{4\xi^2 \cdot \zeta^2 + 1} + \frac{\xi}{1-\xi} + \zeta \cdot \arctg \frac{1}{2\xi \cdot \zeta} \right]$$

$$\sigma_2 = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l} \cdot \left[\frac{2\xi \cdot \zeta^2}{4\xi^2 \cdot \zeta^2 + 1} + 1 - \zeta \cdot \arctg \frac{1}{2\xi \cdot \zeta} \right],$$

gdzie: $\xi = \frac{r}{d}$; $\zeta = \frac{d}{a}$

Wytrzymałość na rozciąganie oblicza się ze wzoru:

$$r_1 = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l},$$

gdzie:

- r_1 - wytrzymałość na rozciąganie;
- P - siła w momencie zniszczenia próbki;

d - średnica próbki;

l - długość próbki.

Wykorzystując wyniki badania metodą pośredniego rozciągania i ściskania prostego [5] można obliczyć kąt tarcia wewnętrznego, kohezję i wytrzymałość na ścinanie z następujących wzorów:

$$\cos \varphi = \frac{2 \cdot \sqrt{R \cdot r_1}}{R + r_1},$$

$$C = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{R \cdot r_1},$$

$$\tau = \frac{R \cdot r_1}{R + r_1},$$

gdzie:

φ - kąt tarcia wewnętrznego;

R - wytrzymałość na ściskanie;

r_1 - wytrzymałość na rozciąganie;

C - kohezja;

τ - wytrzymałość na ścinanie.

Tablica 2. Zestawienie wyników badań wytrzymałości próbek betonu asfaltowego oraz związanych z nimi: kohezji, kąta tarcia wewnętrznego i wytrzymałości na ścinanie, w zależności od stosunku zawartości piasku naturalnego do łamanego

Lp.	Stosunek zawartości piasku naturalnego do łamanego	Wytrzymałość na:		Kohezja $C = \frac{1}{2} \sqrt{R \cdot r_1}$ $\left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right]$	Kąt tarcia wewnętrznego $\cos \varphi = \frac{2 \sqrt{R \cdot r_1}}{R + r_1}$ [φ°]	Wytrzymałość na ścinanie $\tau = \frac{R \cdot r_1}{R + r_1}$ $\left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right]$
		ściskanie R $\left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right]$	rozciąganie r_1 $\left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right]$			
I	100/0	57,2	14,5	14,40	36,55	11,57
II	80/20	59,8	15,0	14,97	36,79	11,99
III	60/40	64,7	16,2	16,19	36,83	12,96
IV	40/60	110,0	25,7	26,58	38,40	20,83
V	20/80	121,8	27,8	29,09	38,92	22,63
VI	0/100	119,0	27,0	28,34	39,06	22,01

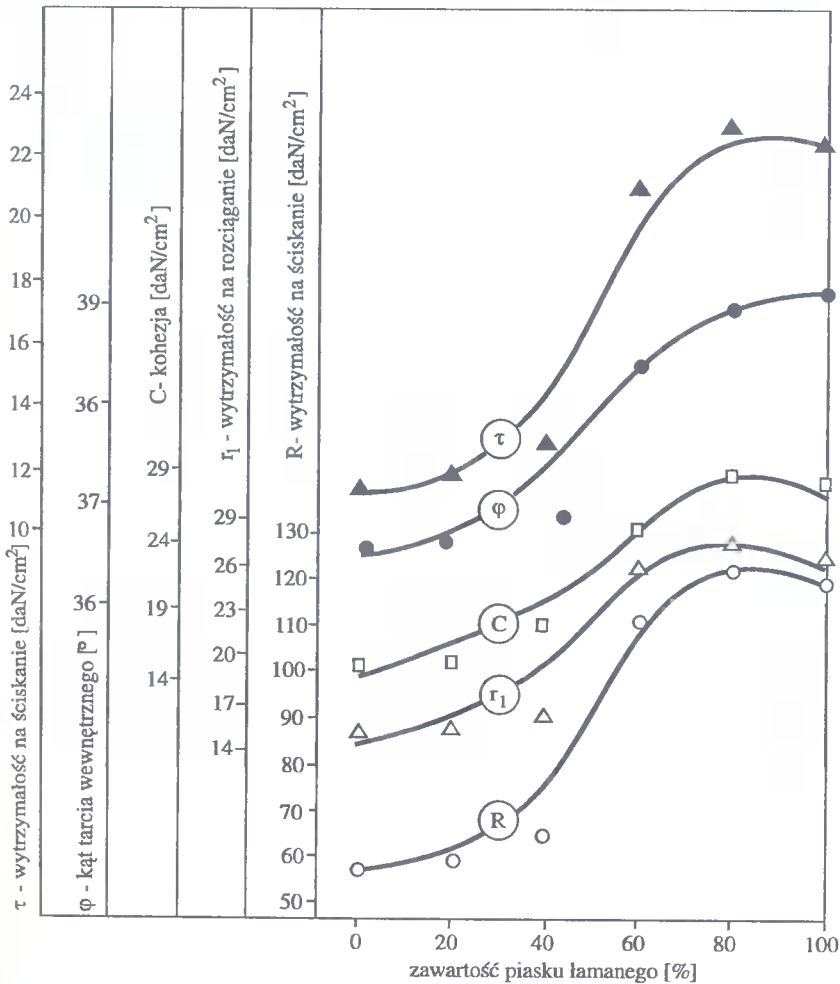
3. WYNIKI BADAŃ I ICH OMÓWIENIE

Wyniki badań zestawiono w tablicy 2 oraz pokazano na rysunku 3. Dane te pozwalają stwierdzić, że w temperaturze 20°C:

1. Wytrzymałość na ściskanie proste jest największa dla próbek zawierających 80% piasku łamanego i wynosi 121,8 daN/cm². Wytrzymałość ta, w stosunku do wytrzy-

małości próbek wykonanych wyłącznie z piaskiem naturalnym, jest ponad dwukrotnie większa.

2. Wytrzymałość na rozciąganie zmienia się podobnie jak wytrzymałość na ściskanie, przyjmując największą wartość dla próbek zawierających 80% piasku łamanego we frakcji piaskowej.
3. Kohezja zmienia się w przybliżeniu tak, jak wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie.
4. Kąt tarcia wewnętrzny wzrasta wraz z dodatkiem piasku łamanego. I tak: przy zawartości w mieszance we frakcji piaskowej 100% piasku naturalnego wynosi on $36,55^\circ$, a przy zawartości 100% piasku łamanego - $39,06^\circ$. Dla skrajnych przypadków przyrost kąta tarcia wewnętrznego, wyrażony w procentach, wynosi zatem 6,86%.
5. Przebieg przyrostu wytrzymałości na ścinanie jest podobny do przyrostu kohezji, a jego wartość wynosi 95,6%.



Rys.3. Zależność właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych od dodatku piasku łamanego przy optymalnej zawartości asfaltu (6,2% wagowo)

4. WNIOSKI

Podsumowując analizę wyników badań można stwierdzić bardzo korzystny wpływ dodatku piasku łamanego na właściwości wytrzymałościowe betonu asfaltowego. Najkorzystniejszą jego zawartość w mieszance mineralnej można przyjąć w wysokości 80%. Dotyczy to wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie, ścinanie i kohezji.

LITERATURA

- [1] Grzybowska W.: Metody badań niektórych reologicznych parametrów mieszanek mineralno-asfaltowych. *Drogownictwo* nr 10/1987.
- [2] Judycki J.: Własności reologiczne betonu asfaltowego poddanego obciążeniom statycznym w warunkach niskich temperatur. Materiały Konferencji Naukowej nt.: "Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych". Politechnika Gdańska, Gdańsk 1974.
- [3] Kalabińska M., Piąt J.: Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych. WKiŁ, Warszawa 1982.
- [4] Kukiełka J.: Badania wytrzymałości i odkształcalności materiałów drogowych związanych lepiszczami lub spoiwami metodą rozłupywania próbek. Konferencja Naukowa nt.: "Diagnostyka konstrukcji nawierzchni lotniskowych". Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych, Warszawa 1985.
- [5] Luszawski S., Wojdanowicz S.: Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne. WKiŁ, Warszawa 1977.
- [6] Miłkowski W.: Starzenie asfaltów i mas mineralno-asfaltowych. *Drogownictwo* nr 10/1983.
- [7] Napierała R.: Wpływ zawartości piasków łamanych na właściwości nawierzchniowych mieszanek mineralno-asfaltowych. Rozprawa doktorska. Gdańsk 1994 (praca nie publikowana).
- [8] Stefańczyk B.: Złożone płynięcie asfaltów. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, z.4/1990.
- [9] Stypułkowski B.: Badanie terenowe spękań podbudów cementowych i nawierzchniowych warstw bitumicznych. *Prace IBDiM* nr 4/1991.
- [10] Stosch H.J.: Błędy wykonawstwa nawierzchni bitumicznych. WKiŁ, Warszawa 1977 (tłumaczenie z języka niemieckiego).
- [11] Sybilski D.: Wrażliwość termiczna mieszanek mineralno-bitumicznych. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, z.3/1990.
- [12] Timoshenko S., Goodier J.N.: Teoria sprężystości. Arkady, Warszawa 1962.
- [13] Wojdanowicz S.: Wpływ grubości układanych warstw mas mineralno-asfaltowych na zagęszczenie, właściwości i trwałość nawierzchni drogowych. *Prace COBiRTD* nr 3/1971.
- [14] Zawadzki J.: Odporność na pękanie mieszanek mineralno-bitumicznych. *Prace IBDiM* nr 4/1988.

DIE UNTERSUCHUNGEN VOM EINFLUß
DES GRANULIERTEN MINERALSTOFFGEMISCHES,
VON DER ZERSTÜCKELUNG DES UNGESIEBTER KIESES GEWONNEN,
AUF AUSGEWÄHLTE EIGENSCHAFTEN DES ASPHALTBETONS

Zusammenfassung

Im Artikel wurden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen zum Einfluß vom Gehalt des gebrochenes Naturalsandes auf die Eigenschaften der asphalt-mineralischen Straßenoberbaumischungen dargestellt. Die Untersuchungen wurden nach der Methode des indirekten Ausdehnens (so genannte: brasilianische Methode). Über dies wurden in der Bearbeitung theoretische Forschungsunterlagen nach der ober genannten Methode.

Recenzent: prof. zw. dr inż. Bogdan Stypułkowski
Politechnika Wrocławska

Tomasz Szczuraszek
Jan Kempa

METODA OCENY ROZMIESZCZENIA PRZYSTANKÓW TRANSPORTU ZBIOROWEGO

Przy planowaniu linii transportu zbiorowego bardzo ważne jest prawidłowe dobranie odległości pomiędzy przystankami, które powinny być pewnym kompromisem pomiędzy interesem pasażera a zarządcy.

Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie metody oceny rozmieszczenia przystanków autobusowego transportu zbiorowego polegającej na szacowaniu strat finansowych spowodowanych nieoptymalnymi odległościami pomiędzy przystankami. Metodę tę opracowano w oparciu o dotychczasowe doświadczenia krajowe i zagraniczne, własne badania ruchu środków transportu zbiorowego oraz analizy teoretyczne dotyczące funkcjonowania autobusowego transportu zbiorowego w mieście.

1. WPROWADZENIE

Jednym z istotnych czynników wpływających zarówno na koszty eksploatacyjne, jak i inwestycyjne funkcjonowania transportu zbiorowego w mieście jest liczba i odległość pomiędzy przystankami. W przeszłości i obecnie bardzo często decyzje o lokalizacji danego przystanku nie wynikają z analiz ruchowo-ekonomicznych, lecz są spełnieniem nacisków społecznych wywieranych na zarządzających transportem zbiorowym [1]. Decydenci - co wykazuje praktyka - zbyt często i zbyt łatwo ulegają tym naciskom. Efektem takich działań są gęsto rozmieszczone przystanki, co wbrew pozorom nie jest korzystne z punktu widzenia pasażerów, a szczególnie z punktu widzenia zarządzającego transportem zbiorowym. Powoduje to bowiem znaczne wydłużenie czasu podróży oraz zmniejszenie prędkości komunikacyjnej w wyniku strat czasu środków transportu spowodowanych hamowaniem, postojem i ruszaniem na przystankach. Im mniejsza jest liczba przystanków na danej linii, tym większa jest prędkość komunikacyjna, a zatem lepsze jest wykorzystanie taboru - a w konsekwencji oznacza to mniejsze koszty eksploatacyjne i inwestycyjne, niższą cenę biletu i wielkość dotacji do transportu zbiorowego.

Optymalne z punktu widzenia pasażera odległości pomiędzy przystankami nie są więc jeszcze odległościami optymalnymi z punktu widzenia utrzymania transportu zbiorowego. Tak więc bardzo istotny przy planowaniu położenia przystanków jest prawidłowy dobór odległości pomiędzy przystankami, który powinien być pewnym kompromisem pomiędzy interesem pasażera a zarządzającym transportem.

Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie metody oceny rozmieszczenia przystanków autobusowego transportu zbiorowego, polegającej na szacowaniu strat finansowych spowodowanych nieoptymalnymi odległościami pomiędzy przystankami.

2. POŻĄDANE ODLEGŁOŚCI POMIĘDZY PRZYSTANKAMI

Na podstawie doświadczeń krajowych i zagranicznych można sformułować następujące wnioski [2÷8]:

1. Czas dojścia do przystanku transportu zbiorowego wynoszący 5 minut i mniej stwarza dobre warunki obsługi pasażerów. Przy tym czasie dojścia odległość pomiędzy przystankami wynosi do 750 m. Czas dojścia równy 10 minut można uznać za graniczną wartość tego czasu akceptowaną przez pasażerów, co odpowiada odległości pomiędzy przystankami około 1500 m.
2. Minimalny, łączny czas podróży pieszej i przejazdu środkami transportu zbiorowego uzyskuje się przy odległości pomiędzy przystankami od 300÷400 m, w zależności od parametrów dynamicznych eksploatowanego taboru.
3. Odległość pomiędzy przystankami wynosząca 600÷700 m stanowi dolną granicę opłacalności transportu zbiorowego.
4. Przy odległości pomiędzy przystankami w granicach 600÷700 m uzyskuje się w miarę dużą prędkość techniczną, komunikacyjną i eksploatacyjną, ponadto łączny czas podróży pieszej i środkami transportu zbiorowego, w zależności od parametrów dynamicznych środków przewozowych i od długości przejazdu, wzrasta zaledwie od 0,5 do 2 minut w porównaniu z czasem minimalnym.
5. W praktyce odległość pomiędzy przystankami nie powinna być mniejsza niż 600÷700 m. Wyjątek stanowią obszary centrum miast, dla których przy ustalaniu odległości międzyprzystankowych można dążyć do optymalizacji czasu podróży. W celu obniżenia kosztów usług przewozowych, w strefach o mniejszej koncentracji zabudowy, zwłaszcza w obszarach peryferyjnych i pozamiejskich, powinno się stosować większe odległości pomiędzy przystankami. Wydłużenie tych odległości jest szczególnie wskazane przy braku dostatecznej liczby taboru potrzebnego do obsługi potoków pasażerskich. Ustalenie dłuższych odległości pomiędzy przystankami umożliwia, oprócz obniżenia kosztów, również zwiększenie częstotliwości kursowania wozów, co z kolei wpływa na skrócenie czasu oczekiwania na przystanku.

W tabelicy 1 przedstawiono kryteria doboru pożądanych odległości pomiędzy przystankami „d” przy trzech wariantach poziomu obsługi pasażerów i trzech poziomach opłacalności ekonomicznej. Określono je na podstawie wyżej przedstawionych wniosków.

Tabela 1

Kryteria doboru pożądanych odległości pomiędzy przystankami transportu zbiorowego						
Nr wariantu	Poziom obsługi pasażerów	Poziom opłacalności ekonomicznej	Odległość pomiędzy przystankami w poszczególnych strefach miasta, d[m]			
			1	2	3	4
I	Bardzo dobry	Minimalny	400	600	1000	1200
II	Dobry	Zadawalający	500	700	1000	1300
III	Dostateczny	Dobry	700	900	1100	1400
1 - strefa centralna						
2 - strefa o intensywnej zabudowie (osiedla o wielokondygnacyjnej zabudowie)						
3 - strefa peryferyjna (o zabudowie niskiej i jednorodzinnej)						
4 - strefa niezabudowana lub o rzadkiej zabudowie, w tym tereny podmiejskie						

Zważywszy na poziom obsługi pasażerów i opłacalność ekonomiczną transportu zbiorowego, wariantem zalecanym powinien być wariant II. Wariant I można traktować jako zalecany przy dysponowaniu w miarę dużymi środkami finansowymi na utrzymanie transportu zbiorowego w mieście. Natomiast wariant III można uznać za dopuszczalny, w przypadku konieczności znacznego obniżenia kosztów ponoszonych na ten transport.

3. WYZNACZANIE KOSZTÓW EKSPLOATACYJNYCH SPOWODOWANYCH NIEOPTYMALNYM ROZMIESZCZENIEM PRZYSTANKÓW

Biorąc pod uwagę kryteria przedstawione w tablicy 1, pożądana liczba przystanków na danej linii autobusowej wyrażać się będzie następującym wzorem:

$$n_p = \frac{L}{d}, \quad (1)$$

gdzie:

L - długość linii autobusowej, [km];

d - średnia ważona wartość połączonych odległości pomiędzy przystankami na linii:

$$d = \sum_{i=1}^4 p_i \cdot d_i = p_1 \cdot d_1 + p_2 \cdot d_2 + p_3 \cdot d_3 + p_4 \cdot d_4, \text{ [km]} \quad (2)$$

d_1, d_2, d_3, d_4 - pożądaną odległości między przystankami na linii w poszczególnych strefach miasta, tj. odpowiednio w strefach 1, 2, 3 i 4 (patrz tab. 1), [km];

p_1, p_2, p_3, p_4 - udział długości linii w poszczególnych strefach miasta.

Pożądana zaś liczba przystanków w danej strefie miasta „i” wyrażać się będzie wzorem:

$$n_{pi} = \frac{L_i}{d_i}, \quad (3)$$

gdzie:

L_i - długość linii w danej strefie „i” miasta, [km];

d_i - pożądana odległość pomiędzy przystankami w strefie „i”, [km].

Jeżeli założy się, że istniejąca liczba przystanków na danej linii lub w danej strefie miasta wynosi odpowiednio n_t i n_{ti} , to zbędną liczbę przystanków można określić następująco:

$$n_o = n_t - \frac{L}{d}, \quad \text{przy } n_t > \frac{L}{d}, \quad (4)$$

$$n_{oi} = n_{ti} - \frac{L_i}{d_i}, \quad \text{przy } n_{ti} > \frac{L_i}{d_i}, \quad (5)$$

gdzie:

n_o, n_{oi} - nadmiar liczby przystanków, odpowiednio na całej linii oraz w strefie „i”.

Przy ostatecznej ocenie zbędnej liczby przystanków należy wziąć pod uwagę, jako przypadek bardziej niekorzystny, odcinki linii w poszczególnych strefach miasta, a więc:

$$n_o = \text{INT} \left[\sum_i \left(n_{ti} - \frac{L_i}{d_i} \right) \right], \quad \text{przy } n_{ti} > \frac{L_i}{d_i}. \quad (6)$$

W przypadku stanu istniejącego prędkość eksploatacyjna wynosi:

$$V_{Et} = \frac{L}{T}, \quad [\text{km/h}], \quad (7)$$

natomiast przy optymalnym doborze liczby przystanków równa byłaby:

$$V_{Eo} = \frac{L}{(T - t_p \cdot n_o)}, \quad [\text{km/h}], \quad (8)$$

gdzie:

- T - łączny czas przejazdu przez linię, [h];
- t_p - czas tracony na jednym przystanku, [h];
- n_o - zbędna liczba przystanków.

Aby zachować określoną częstotliwość kursowania wozów na linii, przy zwiększonej liczbie przystanków, należy wykorzystać większą liczbę wozów. I tak w przypadku stanu istniejącego liczba tych wozów wynosi:

$$N_t = K_t \cdot L = \frac{Q \cdot L}{V_{Et}}, \quad [P], \quad (9)$$

a w przypadku optymalnego rozmieszczenia przystanków:

$$N_o = K_o \cdot L = \frac{Q \cdot L}{V_{Eo}}, \quad [P], \quad (10)$$

natomiast różnica w liczbie wozów jest równa:

$$\Delta N = N_t - N_o = Q \cdot L \cdot \left(\frac{1}{V_{Et}} - \frac{1}{V_{Eo}} \right), \quad [P], \quad (11)$$

gdzie:

- K_t, K_o - gęstość wozów na linii odpowiednio w istniejącym i pożądanym układzie rozmieszczenia przystanków, [P/km];
- Q - natężenie wozów na linii, [P/h].

Podstawiając do wzoru (11) zależności (7) i (8), otrzymujemy:

$$\Delta N = Q \cdot t_p \cdot n_o, \quad [P]. \quad (12)$$

Czas tracony na jednym przystanku określić można w tym przypadku następująco:

$$t_p = t_h + t_s + t_r - \left(\frac{1}{V_m} + \frac{1}{V_m} \right) \cong \frac{V_m}{25920} \left(\frac{1}{a_h} + \frac{1}{a_r} \right), \quad [h] \quad (13)$$

gdzie:

- t_h, t_s, t_r - czasy potrzebne odpowiednio na hamowanie, postój i rozpędzanie wozu na przystanku [h] - w obliczeniach czasu traconego w obszarze przystanku zakłada się $t_s = 0$ ze względu na fakt, że zlikwidowanie danego przystanku z reguły powoduje wydłużenie czasu postoju wozów na pozostałych przystankach o wartość $\leq t_s$;
- l_h, l_r - długość odcinków potrzebnych na hamowanie i rozpędzanie wozu w obszarze przystanku, [km];
- V_m - średnia prędkość wozów na odcinku pomiędzy przystankami poza strefami wpływu przystanków (poza odcinkami hamowania i rozpędzania się w obrębie przystanku), [km/h];
- a_h, a_r - wartość opóźnienia i przyspieszenia w obrębie przystanku, [m/s^2] - na podstawie badań autorów przyjęto: $a_h = a_r = a = 0,9 m/s^2$.

Ostatecznie więc, po wykorzystaniu własnych wyników obserwacji, czas tracony przyjęto równy:

$$t_p = \frac{V_m}{12960 \cdot a} = \frac{V_m}{11664}, \text{ [h]}. \quad (14)$$

Ponieważ średnia liczba kursów każdego wozu na danej linii w ciągu roku wynosi:

$$m = \frac{24 \cdot 360 \cdot V_{Et}}{L} = \frac{8640 \cdot V_{Et}}{L}, \quad (15)$$

a koszt jednego kursu jest równy:

$$C_L = C_{WK} \cdot L, \text{ [zł/P]}, \quad (16)$$

gdzie:

C_{WK} - koszt jednego wozu-kilometra danego środka transportu, [zł/P · km],

stąd straty wynikłe z nieoptymalnego doboru odległości pomiędzy przystankami w ciągu roku na danej linii wyniosą:

$$\Delta C_1 = \Delta N \cdot m \cdot C_L, \text{ [zł/rok]}. \quad (17)$$

Po odpowiednim podstawieniu otrzymujemy:

$$\Delta C_1 = 8640 \cdot Q \cdot t_p \cdot n_o \cdot V_{Et} \cdot C_{WK}, \text{ [zł/rok]} \quad (18)$$

gdzie:

Q - średnioroczne natężenie wozów transportu zbiorowego na danej linii, [P/h]:

$$Q = \frac{1}{8640} \cdot \sum_j m_j, \text{ [P/h]}, \quad (19)$$

gdzie:

$\sum_j m_j$ - suma kursów wozów transportu zbiorowego na danej linii w ciągu roku

Wykorzystując konkretne wartości liczbowe, straty wynikłe z nieoptymalnego doboru odległości między przystankami w ciągu roku na danej linii autobusowej wyrazić można ostatecznie:

$$\Delta C_1 = 0,7407 \cdot V_m \cdot Q \cdot V_{Et} \cdot n_o \cdot C_{WK}, \text{ [zł/rok]} \quad (20)$$

gdzie:

- V_{Et} - prędkość eksploatacyjna autobusów na linii, [km/h];
- Q - średnioroczne natężenie autobusów na linii, [P/h];
- n_o - nadmierna liczba przystanków na linii (patrz wzór (6)).

Wzory (18) i (20) wyrażają straty finansowe autobusowego transportu zbiorowego spowodowane tylko stratami czasu powstającymi w wyniku zbyt małych odległości pomiędzy przystankami. Przy nieoptymalnym doborze liczby przystanków, na łączne straty finansowe tego transportu składają się również straty związane z nadmiernym zużyciem energii (np. paliwo zużyte na postój i ruszanie).

W celu określenia tych dodatkowych kosztów energii można przeprowadzić następującą analizę.

Przebiegowe zużycie paliwa dla autobusów średniej wielkości, takiego jak Jelcz M11, PR 110, Autosan H 9-21, można wyrazić wzorem [9]:

$$Z = 22,47 + 0,6289 \times P_K \times 10^{-2} - 0,6267 \times V + 0,2705 \times V \times P_K \times 10^{-4} + 0,1336 \times P_K^2 \times 10^{-6} + 0,4947 \times V^2 \times 10^{-2}, \text{ [l/100km]} \quad (21)$$

gdzie:

- V - prędkość autobusu, [km/h];
- P_K - siła napędowa, [N];

$$P_K = 1107,48 + 1,10711 \cdot \frac{V^4}{R^2} + 0,34384 \cdot V^2 + 922,9 \cdot I + 13264,92 \cdot a, \text{ [N]} \quad (22)$$

- R - promień krzywizny toru ruchu, [m];
- a - przyspieszenie autobusu, [m/s²];
- I - pochylenie podłużne drogi, [%].

Przyjmując, że $R = \infty$ (ruch na odcinku prostym) oraz $I = 0$ (ruch na odcinku płaskim), otrzymujemy:

$$P_K = 1107,48 + 0,34384 \cdot V^2 + 13264,92 \cdot a, \text{ [N]}. \quad (23)$$

Tak więc w przypadku rozpędzenia, po przyjęciu $a = 0,9 \text{ m/s}^2$ (wg badań autorów), wzór na przebiegowe zużycie paliwa można przedstawić następująco:

$$Z = 127,26 - 0,27381 \times V + 0,008307986 \times V^2 + 0,930087 \times V^3 \times 10^{-5} + 0,15794986 \times V^4 \times 10^{-7}, \text{ [dm}^3 \text{ / 100km]}. \quad (24)$$

Na długości odcinka rozpędzania autobus zużyje więc paliwa:

$$Z_r = \frac{1}{100} \int_0^{l_r} Z \cdot dl = \frac{1}{1296000 \cdot a} \int_0^{V_m} Z \cdot V \cdot dV = \frac{1}{1166400} \int_0^{V_m} Z \cdot V \cdot dV, \quad [\text{dm}^3]. \quad (25)$$

Na podstawie obliczeń całkowania, korzystając z zależności (25) i (24), uzyskano:

$$Z_r = \frac{1}{1166400} \left(63,63 \times V_m^2 - 91,27 \times 10^{-3} \times V_m^3 + 20,77 \times 10^{-4} \times V_m^4 + 18,60 \times 10^{-7} \times V_m^5 + 26,32 \times 10^{-10} \times V_m^6 \right), \quad [\text{dm}^3]. \quad (26)$$

Dla przypadku postoju autobusu na przystanku zużycie paliwa określono przyjmując wartość godzinowego zużycia paliwa 7,5 dm³/h i czas postoju 16 s (na podstawie własnych wyników pomiaru):

$$Z_s = 7,5 \text{ dm}^3/\text{h} \cdot \frac{16}{3600} \text{ h} = 0,0333 \text{ dm}^3. \quad (27)$$

Dla przypadku hamowania założono również minimalne godzinowe zużycie paliwa wynoszące 7,5 dm³/h (autobus toczy się przy włączonym biegu i przy minimalnym otwarciu przepustnicy w czasie $V_m/(3,6 \cdot a)$) [s]

$$Z_h = 7,5 \cdot \frac{V_m}{3,6 \cdot a \cdot 3600} = \frac{V_m}{1555,2}, \quad [\text{dm}^3]. \quad (28)$$

Łączne zużycie paliwa na jednym przystanku wynosi więc:

$$Z_p = Z_r + Z_s + Z_h, \quad [\text{dm}^3], \quad (29)$$

$$Z_p = \left(33300 + 643 \cdot V_m + 54,55 \cdot V_m^2 - 78,25 \cdot 10^{-3} \cdot V_m^3 + 17,81 \cdot 10^{-4} \cdot V_m^4 + 15,95 \cdot 10^{-7} \cdot V_m^5 + 22,57 \cdot 10^{-10} \cdot V_m^6 \right) \cdot 10^{-6}, \quad [\text{dm}^3].$$

Straty wynikłe z zatrzymania autobusu na przystanku będą zatem równe:

$$\Delta C_p = (Z_p - Z_{pt}) \cdot C_{ON}, \quad [\text{zł}], \quad (30)$$

gdzie:

Z_{pt} - zużycie paliwa przez autobus na odcinku strefy wpływu przystanku (odcinku drogi hamowania i rozpędzania) przy jeździe z prędkością V_m bez zatrzymywania się na przystanku, [dm³];

C_{ON} - cena jednego litra oleju napędowego, [zł].

Ponieważ na podstawie wzorów (21) i (22), przy stałej prędkości jazdy równej V_m , przebiegowe zużycie paliwa wynosi:

$$Z_V = 29,60 - 0,5967 \cdot V_m + 0,7211 \cdot 10^{-2} \cdot V_m^2 + 0,9301 \cdot 10^{-5} \cdot V_m^3 + 0,1579 \times 10^{-7} \times V_m^4, \quad [\text{dm}^3/100\text{km}], \quad (31)$$

natomiast:

$$Z_{pt} = Z_v \cdot \frac{1_r + 1_h}{100} = Z_v \cdot \frac{V_m^2 \cdot 10^{-5}}{3,6^2 \cdot a} = Z_v \cdot \frac{V_m^2}{1166400}, \quad [\text{dm}^3],$$

$$Z_{pt} = \left(25,38 - 0,5116 \cdot V_m + 0,6182 \cdot 10^{-2} \cdot V_m^2 + 0,7974 \cdot 10^{-5} \cdot V_m^3 + \right. \\ \left. + 0,1354 \times 10^{-7} \times V_m^4 \right) \times V_m^2 \times 10^{-6}, \quad [\text{dm}^3], \quad (32)$$

stąd:

$$\Delta C_p = \left(33300 + 643 \cdot V_m + 29,17 \cdot V_m^2 + 0,43335 \cdot V_m^3 - 0,4401 \cdot 10^{-2} \cdot V_m^4 - \right. \\ \left. - 0,6379 \times 10^{-5} \times V_m^5 - 0,1128 \times 10^{-7} \times V_m^6 \right) \times C_{ON} \times 10^{-6}, \quad [\text{zł}]. \quad (33)$$

Łatwo wykazać, że wykres funkcji (33) w przedziale praktycznych wartości V_m zbliżony jest do prostej. Wykorzystując więc tę cechę funkcji (33), po wykonaniu wtórnej analizy regresji, przyjęto ostatecznie (przy średnim błędzie aproksymacji 0,86% i maksymalnym błędzie 2,5%):

$$\Delta C_p \approx \left(\frac{V_m}{231} - 0,051 \right) \cdot C_{ON}, \quad [\text{zł}], \quad (34)$$

przy $35 \text{ km/h} \leq V_m \leq 70 \text{ km/h}$.

Czyli straty związane ze zwiększonym zużyciem paliwa spowodowane zatrzymywaniem autobusów na zbędnych przystankach wyniosą:

$$\Delta C_2 = m \cdot N_t \cdot n_o \cdot \Delta C_p \equiv (37,4 \cdot V_m - 441) \cdot Q \cdot n_o \cdot C_{ON}, \quad [\text{zł/rok}], \quad (35)$$

przy $35 \text{ km/h} \leq V_m \leq 70 \text{ km/h}$.

Łączne straty ponoszone przez autobusowy transport zbiorowy w ciągu roku w wyniku nieoptymalnego rozmieszczenia przystanków będą równe:

$$\Delta C = \Delta C_1 + \Delta C_2,$$

$$\Delta C = Q \cdot n_o \cdot \left\{ 0,74 \cdot V_m \cdot V_{Et} \cdot C_{WK} + (37,4 \cdot V_m - 441) \cdot C_{ON} \right\}, \quad [\text{zł/rok}] \quad (36)$$

przy $35 \text{ km/h} \leq V_m \leq 70 \text{ km/h}$.

Należy zaznaczyć, że wartość strat opisana wzorem (36) ujmuję tylko bezpośrednie koszty eksploatacyjne - nie ujmuję dodatkowych kosztów, związanych ze zwiększonym zużyciem ogumienia, oleju, kosztów remontów itp.

4. ZAKOŃCZENIE

Wyznaczone w pracy wzory oraz algorytm postępowania mogą być przydatne do analizy efektywności ekonomicznej funkcjonowania autobusowego transportu zbiorowego w mieście oraz do prac nad optymalnym układem rozmieszczenia przystanków na liniach autobusowych.

Przy ostatecznej ocenie rozmieszczenia przystanków transportu zbiorowego, należy pamiętać, że lokalizacja każdego przystanku powinna być poprzedzana szczegółową analizą opartą na danych o potrzebach pasażerskich (oceniana głównie liczbą osób wsiadających i wysiadających), źródłach i celach ruchu przy uwzględnieniu kryteriów pożądaných odległości pomiędzy przystankami oraz koordynacji pomiędzy przystankami różnych linii i różnych środków przewozowych.

Dalsze prace nad metodą oceny rozmieszczenia przystanków powinny zmierzać do:

- uwzględnienia dodatkowych kosztów eksploatacyjnych (koszty ogumienia, oleju, koszty napraw itp.);
- uwzględnienia w algorytmie linii pospiesznych i sezonowych;
- wyznaczenia algorytmu oceny rozmieszczenia przystanków dla transportu tramwajowego.

LITERATURA

- [1] Szczuraszek T., Kempa J., Pawłowski M.: Ocena funkcjonowania komunikacji miejskiej w Bydgoszczy. Bydgoszcz 1992, (praca niepublikowana).
- [2] Mazurek T., Kubalski J.: Komunikacja miejska. WKiŁ, Warszawa 1968.
- [3] Kubalski J., Mroczek K.: Komunikacja autobusowa. WKiŁ, Warszawa 1968.
- [4] Podoski J.: Transport w miastach. WKiŁ, Warszawa 1977.
- [5] Ostaszewicz J., Rataj M.: Szybka komunikacja miejska. WKiŁ, Warszawa 1979.
- [6] Praca zbiorowa: Organizacja i technika ruchu miejskiego transportu zbiorowego. Biuro Wydawnictwa MHWiU, Warszawa 1972.
- [7] Leslej L.J.S.: Optimum bus - stop spacing part 1. Traffic Engineering and Control No 10/1976.
- [8] Leslej L.J.S.: Optimum bus - stop spacing part 2. Traffic Engineering and Control No 11/1976.
- [9] Szczuraszek T.: Zużycie paliwa poprzez pojazdy samochodowe w zależności od warunków ruchu drogowego. Zeszyty Naukowe ATR, Budownictwo nr 27/92.

THE METHOD OF ESTIMATION OF PUBLIC TRANSPORT STOP LOCALISATION

Summary

The purpose of this paper is to present the method of estimation of stops localisation for public transport. The method relies on evaluation of financial losses caused by not optimal distances between stops. The method is worked out basing on hitherto domestic and foreign experiences, own investigations of motion of public transport means and theoretical analyses concerning functioning of public transport in town.

Recenzent: prof. dr hab. inż. Ryszard Krystek
Politechnika Gdańska

Maria Gadomska
Jan Gadomski

GEODEZYJNE POZYSKIWANIE DANYCH DO SYSTEMU INFORMACJI O OBIEKCIE INŻYNIERSKIM ZA POMOCĄ DALMIERZA LASEROWEGO „DISTO”

Przeprowadzono badania możliwości zastosowania ręcznego dalmierza laserowego „Disto” do pomiarów biegunowych stosowanych w pomiarach inwentaryzacyjnych budowli. Wykazano zalety zestawu dalmierz laserowy + teodolit do pomiarów bez użycia lustra. Wyniki badań porównano z wynikami uzyskanymi za pomocą total station Rec Elta 15.

1. WSTĘP

W ramach tworzenia systemów informacji o obiekcie inżynierskim jednym z podstawowych zagadnień jest geometryczny kształt budowli wewnątrz i na zewnątrz [3]. Geodezyjne techniki pomiarowe wykorzystywane przy tworzeniu i aktualizowaniu zasobów informacji powinny gwarantować prawidłowe funkcjonowanie systemu. Jednym z ważniejszych elementów pomiarów jest geodezyjna inwentaryzacja budowli.

Geodezyjna inwentaryzacja budowli polega na wykonaniu pomiarów i sporządzeniu rysunków przedstawiających wzajemny układ przestrzenny elementów konstrukcyjno-budowlanych. Inwentaryzacja taka obejmuje: rzuty poziome piwnic, parteru i wyższych kondygnacji oraz dachu, przekrój podłużny i poprzeczny, a także rysunki elewacji. Pomiar inwentaryzacyjny wykonuje się wówczas, gdy istnieje obiekt, lecz nie istnieje dokumentacja projektowa lub istniejąca dokumentacja czy inwentaryzacja, ze względu na wielokrotne przebudowy, jest nieaktualna. Dobra inwentaryzacja stanowi podstawę opracowań programowych i projektowych. Przy sporządzaniu projektu modernizacji budynku lub w przypadku rewaloryzacji powinno się korzystać z inwentaryzacji przestrzennej, technicznej i ewidencji użytkowania obiektu. Plany inwentaryzacyjne stanowią nie tylko podstawowy materiał do sporządzania dokumentacji technicznej, ale są także bazą, w przypadku obiektu zabytkowego, dla wszelkich badań naukowych, historycznych i technicznych budynku.

Dla realizacji powyższego celu konieczne jest włączenie służb geodezyjnych, które przy użyciu najnowocześniejszej techniki powinny przygotować pełny obraz inwentaryzowanego obiektu [2].

2. POMIARY GEODEZYJNE ZWIĄZANE Z WYKONANIEM RZUTÓW (PRZEKROJÓW) POZIOMYCH BUDOWLI

Wśród prac pomiarowych wykonywanych w ramach geodezyjnej inwentaryzacji budowli najważniejsze są pomiary związane z przekrojami poziomymi, bowiem one są podstawą przygotowania rzutów poszczególnych kondygnacji i są bazą, w oparciu o którą wykonywane są pionowe przekroje podłużne i poprzeczne konstrukcji.

W celu sporządzenia rzutów poziomych dokonuje się określenia położenia punktów załamania obrysów wewnętrznych i zewnętrznych ścian. Płaszczyznę przekroju przyjmuje się z reguły nad poziomem parapetów okiennych w ten sposób, aby przekrój obejmował jednocześnie otwory okienne i drzwiowe lub na zadanej wysokości nad podłogą.

Pomiary punktów załamania obrysów wewnętrznych przeprowadzało się do niedawna metodą ortogonalną i wcięcia liniowego, a jeszcze częściej metodą biegunową za pomocą instrumentu BRT-006 w nawiązaniu do punktów osnowy, czy też metodą biegunową z bezpośrednim pomiarem odległości taśmą [1] lub ostatnio dalmierzem elektronicznym [3].

Prace pomiarowe wewnątrz budynku, a w szczególności w pomieszczeniach piwnicznych, na klatkach schodowych, na poddaszu, czy też ciemnych pomieszczeniach na poszczególnych kondygnacjach, przebiegają w trudnych warunkach. Często zdarza się, że na obiekcie niezamieszkałym nie ma oświetlenia czy w ogóle brak punktów z prądem. Wtedy pomiary wykonuje się przy słabym oświetleniu dziennym lub przy użyciu ręcznych latarek. Jest to duże utrudnienie dla tradycyjnych metod pomiarowych. Dlatego też dąży się do znalezienia optymalnej dla tych warunków metody pomiaru.

3. PRZEPROWADZONE BADANIA

Celem badań jest sprawdzenie możliwości zastosowania dalmierza laserowego DISTO do inwentaryzacji budowli oraz określenie precyzji geometrycznej inwentaryzowanych szczegółów, a także sposobów organizacji pomiarów.

DISTO firmy Leica jest to ręczny dalmierz laserowy przeznaczony do szybkich bezzwierciadlanych pomiarów długości z milimetrową dokładnością. Dalmierz ten wykonuje pomiar na podstawie sygnału odbitego bezpośrednio od ściany budynku lub innej powierzchni. Rozwiązanie takie jest atrakcyjne, ponieważ obserwacja nie wymaga dostępu do mierzonego punktu ani też dobrego jego oświetlenia.

Badania przeprowadzono na obiekcie o dużej liczbie załamań ścian i średnio trudnych warunkach pomiarowych. Do tego celu wybrano korytarz na I piętrze budynku Wydziału Budownictwa i Ochrony Środowiska ATR przy ulicy Grodzkiej w Bydgoszczy gdzie, ze względu na styl budowli, była duża liczba załamań na niedużej przestrzeni i nie było dogodnych warunków pomiarowych - słabe oświetlenie (brak okien i niewiele czynnych lamp oświetleniowych), a także niezbyt stabilne stanowisko ze względu na drewniany strop. Skrajne punkty pomiarowe wzdłuż korytarza odległe były od siebie o 27.60 m, a w kierunku poprzecznym o 15.40 m. Pomiaram podlegały także punkty znajdujące się na klatce schodowej przyległej do korytarza. Łącznie pomierzono 65 punktów. Większość punktów znajdujących się na korytarzu pomierzono przy prawie

poziomej osi celowej, a na klatce schodowej przy różnych pochyleniach osi celowej. Długości celowych zawierały się w granicach od 2.30 m do 15.75 m.

Wykonano następujące pomiary:

- pomiar za pomocą total station Rec Elta 15 z użyciem lustra;
- pomiary za pomocą DISTO, połączonego za pomocą adaptera z lunetą teodolitu THEO 010A bez użycia lustra.

Ze względu na wcześniej wykonywane pomiary inwentaryzacyjne za pomocą total station Rec Elta 15 i uzyskiwane bardzo dobre wyniki pomiar tym instrumentem przyjęto za wzorcowy.

Pomiary za pomocą DISTO + THEO 010A wykonano w trzech wariantach:

1. Wariant „a” - orientacja kierunku względem plamki laserowej (do naprowadzenia na cel nie był wykorzystywany krzyż kresek w teodolicie). Plamka laserowa była obserwowana przez obserwatora z odległości około 2 m i przez niego naprowadzana na mierzony szczegół. Pojedynczy pomiar do celu.
2. Wariant „b” - na kierunek do punktu pomiarowego teodolit naprowadzany był, przez obserwatora przy instrumencie, za pomocą krzyża kresek. Naprowadzenie na punkt polegało na wstępnym naprowadzeniu na cel, poprawieniu ostrości i dokładnym naprowadzeniu na cel. W przypadku braku widoczności znaczka pomiarowego (na załamaniach narysowano kreski pionowe o grubości 0.5 mm) czy ciemności w tej części inwentaryzowanego pomieszczenia cel był wskazywany wskaźnikiem i oświetlany latarką. Pojedynczy pomiar do celu.
3. Wariant „c” - pomiar wykonany był w systemie „tracking” (pomiar ciągły). Plamkę laserową obserwował i naprowadzał na cel obserwator obsługujący instrument na stanowisku pomiarowym. Odczyt wskazywanej odległości.

Do badań celowo użyto teodolitu THEO 010A, aby otrzymać odczyty kierunków z taką samą dokładnością jak z Rec Elta 15 i aby czas zapisu wyników był taki sam w obu sposobach pomiaru.

Dla wszystkich czterech pomiarów zostały obliczone współrzędne pomierzonych punktów z dokładnością milimetrową.

4. WYNIKI BADAŃ

Wyniki uzyskane z pomiarów za pomocą DISTO + teodolit zostały porównane z wynikami uzyskanymi za pomocą total station Rec Elta 15. Obliczono różnice współrzędnych w trzech wariantach:

- DISTO + teodolit wariant „a” - Rec Elta 15
- DISTO + teodolit wariant „b” - Rec Elta 15
- DISTO + teodolit wariant „c” - Rec Elta 15.

Z obliczonych różnic współrzędnych Δx , Δy dla poszczególnych punktów obliczono wielkość wypadkową $m_z = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$, tzw. błąd położenia punktu załamania obrysu m_z .

Wartości średnie błędu położenia punktu m_z oraz wartości maksymalne tego błędu zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie błędów położenia punktu m_z dla różnych wariantów pomiaru za pomocą zestawu DISTO + teodolit

Wariant	Wartość średnia m_z	Wartość maksymalna m_z
a	3.9 mm	12 mm
b	2.8 mm	11 mm
c	6.5 mm	23 mm

Jak z powyższej tabeli wynika, najmniejsza wartość średnia m_z występuje w wariancie „b”, kiedy to zestaw dalmierz + teodolit naprowadzany był na cel za pomocą krzyża kresek teodolitu. Błąd powyżej 10 mm wystąpił dwukrotnie.

Nieco gorsze wyniki uzyskano w wariancie „a”, w którym wartość średnia m_z jest większa o 1 mm, a także błąd maksymalny jest większy o 1 mm. W wariancie „a” błędy większe od 10 mm występują trzykrotnie - jeden raz osiągnął 12 mm i dwukrotnie 11 mm. Błędy 11 mm wystąpiły w tych samych miejscach co w wariancie „b”, natomiast błąd 12 mm na narożniku znajdującym się na klatce schodowej. Punkt ten mierzony był za pomocą total station na wysokości 1.30 m od spocznika znajdującego się między parterem a I piętrzem (jest to dużo niżej, niż ma być wykonany przekrój poziomy), natomiast za pomocą zestawu dalmierz + teodolit na innej wysokości (tuż pod spocznikiem klatki schodowej) zbliżonej do miejsca przekroju poziomego.

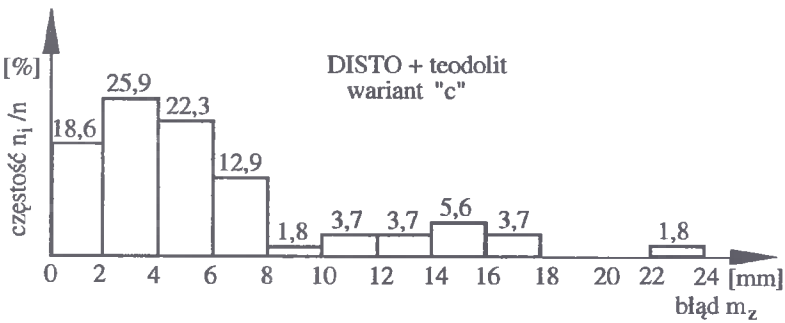
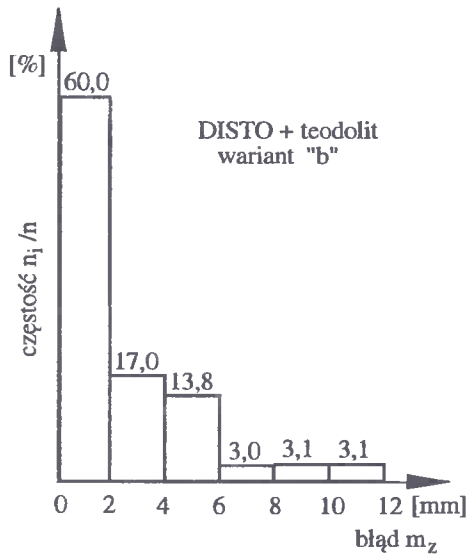
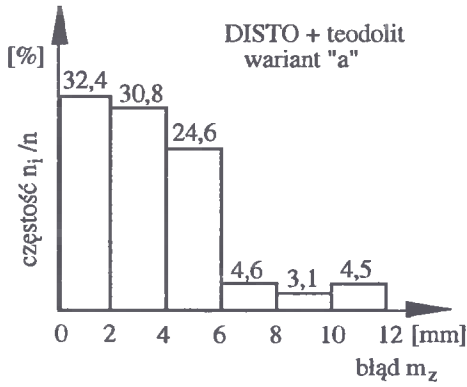
Najmniej precyzyjnie zostały określone punkty w wariancie „c” w systemie tracking. W dziesięciu przypadkach błąd m_z przekroczył 10 mm, z czego dziewięć jest w granicach 11-18 mm i jeden 23 mm.

Częstość pojawiania się błędu m_z w zależności od wariantu pomiaru przedstawiono na rysunku 1.

W celu ustosunkowania się do uzyskanych dokładności przytoczone zostaną niektóre dokładności związane z pomiarami inwentaryzacyjnymi, a cytowane w [1].

I tak pomiary boków powinny być dokonywane z zaokrągleniem odczytów do 0,5 cm, odczyty kierunków przy pomiarach kątowych wykonywanych teodolitem typu THEO 010 zaleca się zaokrąglać w sposób następujący: w pomiarze osnowy do 5^{cc}, w pomiarze ciągów sytuacyjnych do 10^{cc}. Współrzędne punktów osnowy zaokrąglać do 1 cm. Pomiary punktów załamania obrysów wewnątrz w pomieszczeniach zaokrągla się do 1 cm. Przedstawione są również wnioski wynikające z wcześniej przeprowadzonych prac doświadczalnych oraz analiz dokładności pomiarów sytuacyjnych. Stwierdza się, że błąd położenia punktu załamania obrysu zewnętrznego lub wewnętrznego budynku w niekorzystnych warunkach nie może przekroczyć wartości $\pm 2,0$ cm. Należy stwierdzić, że na ten błąd ma wpływ błąd ciągu sytuacyjnego, który może osiągać wartość $\pm 1,5$ cm.

Stosowane zaokrąglenia do 1 cm wyników pomiarów szczegółów oraz cytowane wyżej dokładności upoważniają do przyjęcia wyników uzyskanych za pomocą zestawu dalmierz laserowy DISTO + teodolit za zadowalające, a w szczególności w wariancie „a” i „b” i tym samym spełniające wymagania dokładnościowe w pomiarach inwentaryzacyjnych budowli.



Rys.1. Częstość pojawiania się błędu m_z w zależności od wariantu pomiaru

Aby odpowiedzieć na pytanie, który wariant wybrać, zestawiono w tabeli 2 czas pomiaru tych samych punktów i tej samej ich liczby, wykonanych z tego samego stanowiska przez ten sam zespół pomiarowy.

Tabela 2. Czas pomiarów dla różnych wariantów

Pomiar	Wariant	Czas pomiaru
Rec Elta 15		1 ^h 30 ^m
DISTO+THEO 010A	„a”	0 ^h 45 ^m
	„b”	1 ^h 30 ^m
	„c”	0 ^h 15 ^m

Z tabeli 2 wynika, że najszybciej wykonywany jest pomiar zestawem DISTO + teodolit w wariancie „c”. Wydaje się, że najkorzystniejszym jest jednak wariant „a”, dokładnościowo porównywalny z wariantem „b”, a jednocześnie o połowę szybszy. W wariancie tym uciążliwy sposób poszukiwania celu i naprowadzania na niego krzyża kresek, w słabych warunkach oświetleniowych, zastąpiony został naprowadzaniem plamki laserowej na punkt pomiarowy. Należy również podkreślić, że we wszystkich wariantach pomiar bez użycia lustra wykazuje swoją przewagę ze względu na łatwość pomiaru punktów niedostępnych.

5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Dalmierze laserowe są w stanie wykonać pomiar odległości na podstawie sygnału odbitego bezpośrednio od przeszkody, którą może być mur z cegły, materiał miękki, szyba szklana, drewno czy sztuczne tworzywo. Dzięki tej zalecie obserwacja nie wymaga bezpośredniego dostępu do inwentaryzowanego punktu.

W ostatnim czasie wyprodukowano ręczny dalmierz laserowy DISTO przeznaczony do pomiarów inwentaryzacyjnych, który w zasadzie miał zastąpić taśmę, za pomocą której wykonywano pomiary takie jak: obmiary, pomiar szczegółów.

Autorzy po raz pierwszy zastosowali DISTO do pomiaru szczegółów metodą biegunową, a to dzięki możliwości połączenia tego ręcznego dalmierza z teodolitem za pomocą adaptera. Sposób pomiaru metodą biegunową z punktów osnowy wewnętrznej czy zewnętrznej za pomocą dalmierza z wykorzystaniem lustra autorzy stosowali już nieraz w pomiarach inwentaryzacyjnych. Znane też były kłopoty z dotarciem z lustrem do mierzonych punktów, szczególnie w magazynach, pomieszczeniach mieszkalnych zastawionych meblami, czy też znajdujących się wysoko nad podłogą (podciągi, belki). Duże problemy stwarzały pomiary w miejscach słabo oświetlonych, w których trudno określić miejsce celowania, nie wiadomo, czy widzimy już krawędź właściwą, czy może tylko granicę cienia. Problemy są również przy krótkich celowych, gdzie brak możliwości ustawienia ostrości obrazu.

Połączenie ręcznego dalmierza DISTO z teodolitem usunęło wyżej przedstawione trudności, a dokładności uzyskiwane w wariancie, w którym celowa kierowana jest na punkt za pomocą plamki laserowej, są zadowalające. Ze względu na sposób skierowania celowej na cel skrócił się też czas pomiaru na stanowisku.

LITERATURA

- [1] Bramorski K., Gomoliszewski J., Lipiński M.: Geodezja miejska. PPWK, Warszawa 1973.
- [2] Kujawiński K., Stefanowicz J.: Szczegółowa ewidencja budynków jako pomoc w projektowaniu ich modernizacji. Przegląd Geodezyjny nr 7/1991.
- [3] Schrader B., Hölzer M., Höper D., Runne H.: Engineering Information Systems for Buildings - Contributions from the Surveying World. FIG XX International Congress Melbourne, Australia, 1994.

ACHIEVEMENT OF GEODETIC DATA TO INFORMATION SYSTEM
FOR ENGINEERING PROJECTS WITH THE HELP
OF LASER DISTANCEMETER „DISTO”

Summary

The possibilities of using hand operated laser distancemeter „DISTO” to radial survey used in detail surveys of the building have been conducted here. The advantages of laser distancemeter set and theodolite for measurements without reflectors have been presented in the article. The results of the research have been compared with the results obtained with the help of total station Rec Elta 15.

Recenzent: dr hab. inż. Andrzej Wanic
prof. nadzw. AR-T w Olsztynie

Maria Wesołowska
Dariusz Wesołowski

SKUTECZNOŚĆ OSUSZANIA BUDYNKÓW NIENISZCZĄCĄ METODĄ „AQUASTOP”

W pracy zaprezentowano metodę osuszania budynków za pomocą urządzeń AQUASTOP. Przedstawiono sposób badania skuteczności osuszania oraz wyniki uzyskane na wybranych obiektach.

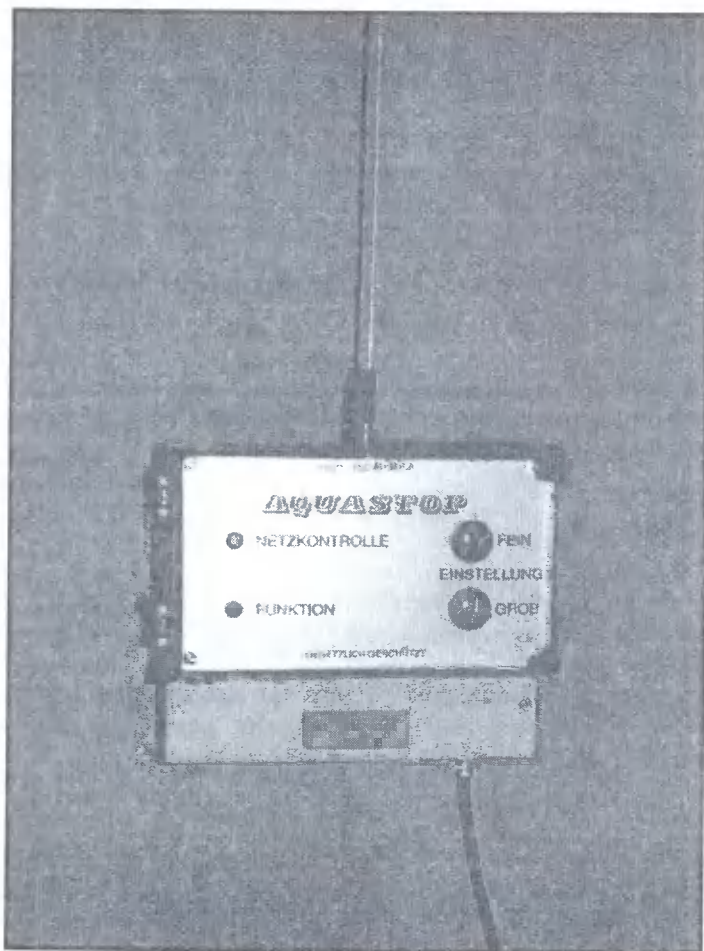
1. WPROWADZENIE

Usuwanie wilgoci z obiektów zabytkowych oraz ich zabezpieczenie przeciwwilgociowe, obok problemów technicznych, wiąże się również z obniżeniem walorów estetycznych. Aktualnie stosowane metody osuszania, ingerujące w substancję budowlaną, pozostawiają na murach widoczne ślady. Dlatego też zasadnym jest poszukiwanie skutecznych, nieniszczących metod osuszania. W ostatnich latach wyprodukowano za granicą urządzenia, które bezprzewodowo mają osuszać zawilgocone mury. W dostępnej literaturze wyszczególnia się szwajcarskie urządzenia AQUAMAT i RONDON, francuskie urządzenia ELOPHIL. Aktualnie w Polsce rozpowszechnia się na rynku austriackie urządzenia: AQUAPOL i AQUASTOP. Mimo niejasnych podstaw teoretycznych działania tych urządzeń, część gestorów obiektów zabytkowych decyduje się na ich zamontowanie. Czynnikiem decydującym jest tu brak jakichkolwiek prac budowlanych.

W związku z powyższym, w celu sprawdzenia skuteczności osuszania metodą bezprzewodową, poddano obserwacji obiekty, w których zamontowano urządzenia AQUASTOP.

2. ZASADY DZIAŁANIA METODY AQUASTOP

Zgodnie z opisem patentowym urządzenie AQUASTOP służy do osuszania i utrzymania murów w stanie suchym za pomocą elektroosmozy. Różnica między klasycznymi metodami elektroosmotycznymi a opisywaną metodą polega na tym, że AQUASTOP nie wymaga zmian w osuszanych obiektach. Katoda została zastąpiona bezpośrednim uziemieniem gniazda wtykowego, do którego podłączony jest aparat, lub też instalacją uziemającą budynku (jeżeli taka istnieje w osuszonym obiekcie). Zamiast anody zastosowano dodatnio spolaryzowane impulsy, których generatorem jest układ elektroniczny. Urządzenie produkowane jest w trzech typach, przy czym typ określa obszar działania.



Rys.1. Zainstalowane urządzenie AQUASTOP

Typ	Promień działania	Pobór mocy
A 150	7,0 m	8 W
A 280	9,5 m	10 W
A 520	13,0 m	20 W

Każdy typ urządzenia posiada regulację częstości generowanych impulsów (zgrubną i dokładną). Wybór częstości impulsów jest uzależniony od: grubości i rodzaju murów, stopnia zawilgocenia i zasolenia.

W procesie osuszania urządzeniem AQUASTOP można wydzielić 3 etapy: zatrzymanie procesu podciągania kapilarnego, cofanie się wilgoci, utrzymywanie w stanie suchym.

Według informacji handlowej proces osuszania trwa od kilkunastu miesięcy do trzech lat.

3. EKSPERYMENTALNE BADANIE SKUTECZNOŚCI OSUSZANIA MURÓW METODĄ AQUASTOP

Głównym celem przeprowadzanych obserwacji było badanie efektywności metody. Dlatego też obserwację przeprowadzono na układach rzeczywistych. W tym celu wytypowano budynek, którego stan wilgotnościowy wskazywał na występowanie podciągania kapilarnego.

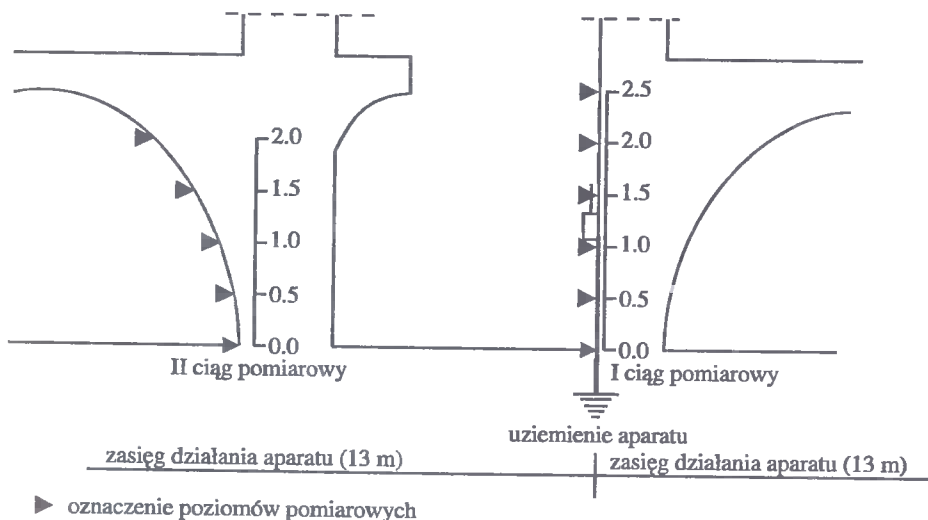
Budynek stanowi obiekt zabytkowy liczący ok. 100 lat. Jest całkowicie podpiwniczony z tym, że ze względu na lokalizację na skarpie część piwnic jest odkryta. Ściany piwnic i kondygnacji naziemnych wykonane są z cegły czerwonej na zaprawie wapiennej. Stropy piwnic wykonane są w postaci sklepień łukowych z cegły. Budynek przeznaczony jest na cele mieszkalne.

Na podstawie badań wilgotności dokonano wyboru odcinków eksperymentalnych. Ustalono, że ze względu na istniejący stan zawilgocenia oraz zasięg działania aparatu sterującego, najodpowiedniejsze będą odcinki ścian wewnętrznych w piwnicy. Lokalizację odcinków eksperymentalnych i aparatu sterującego przedstawia rysunek 2.

Na wytypowanym obiekcie zamontowano urządzenie typu A 520, o zasięgu działania 13 m.

Badanie wilgotności przeprowadzono metodą suszarkowo-wagową. Do badania pobierano próbki cegły z głębokości 3-5 cm od lica muru na następujących poziomach:

- dla I ciągu pomiarowego: 0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 m od poziomu posadzki;
- dla II ciągu pomiarowego: 0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 m od poziomu posadzki;



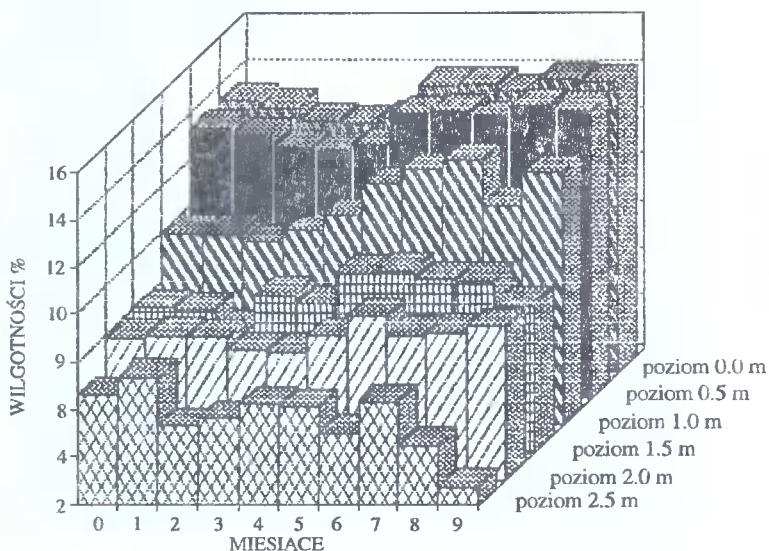
Rys. 2. Lokalizacja aparatu AQUASTOP i odcinków eksperymentalnych

Pomiarów wilgotności dokonywano w odstępach miesięcznych. Wyniki zestawiono w tabelach 1, 2 i przedstawiono na wykresach (rys. 3, 4).

Tabela 1. Wyniki pomiarów wilgotności dla I ciągu pomiarowego

Poziomy pomiarowe	Wilgotność w % po miesiącach									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	13.33	13.04	12.51	12.40	12.62	14.00	14.06	13.76	14.28	14.14
0.5	10.03	10.05	9.65	10.14	10.79	12.11	12.73	13.18	11.26	12.64
1.0	8.02	7.89	7.21	8.58	8.24	9.51	9.62	9.22	9.19	8.19
1.5	7.85	7.99	7.93	7.46	7.38	8.04	8.87	8.12	8.17	8.46
2.0	7.46	7.74	7.27	5.68	5.48	4.83	3.82	5.46	4.87	5.73
2.5	6.62	7.41	6.38	5.69	6.32	6.17	5.14	6.38	4.62	2.83

↑
awaria kanalizacji



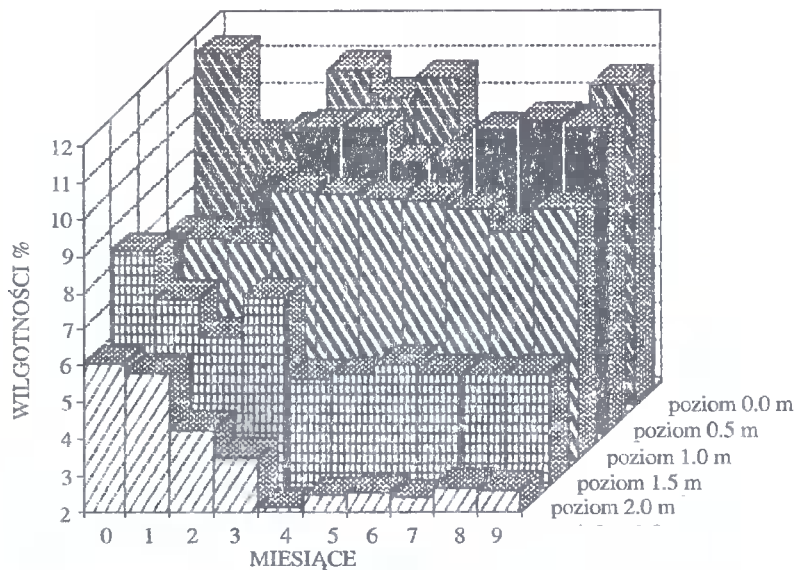
Rys. 3. Przebieg osuszania ściany (I ciąg pomiarowy) w okresie pierwszych dziewięciu miesięcy

Tabela 2. Wyniki pomiarów wilgotności dla II ciągu pomiarowego

Poziomy pomiarowe	Wilgotność w % po miesiącach									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	11.53	9.18	9.42	11.11	10.36	10.84	9.17	9.50	9.65	10.70
0.5	7.38	7.22	8.94	10.28	10.25	9.32	9.44	10.19	10.49	10.31
1.0	6.39	8.02	7.86	9.29	9.22	9.10	9.05	8.80	8.23	8.81
1.5	8.41	7.10	6.09	7.17	4.96	5.05	5.35	5.08	5.04	5.08
2.0	6.06	5.79	4.32	3.56	2.20	2.53	2.59	2.44	2.75	2.69

Z wykonanych pomiarów można zaobserwować, w pierwszym okresie osuszania, cofanie się wilgoci w górnych partiach muru przy jednoczesnym jej wzroście na niższych poziomach. Taki przebieg procesu sugeruje wsteczny ruch wody w murze. Zatem osuszanie aparatami AQUASTOP wywołuje wymuszony przepływ wody w kierunku

fundamentu. Dodatkowym, wizualnym efektem jest spulchnianie i odpadanie suchego tynku (rys. 5).



Rys. 4. Przebieg osuszania ściany (II ciąg pomiarowy) w okresie pierwszych dziewięciu miesięcy

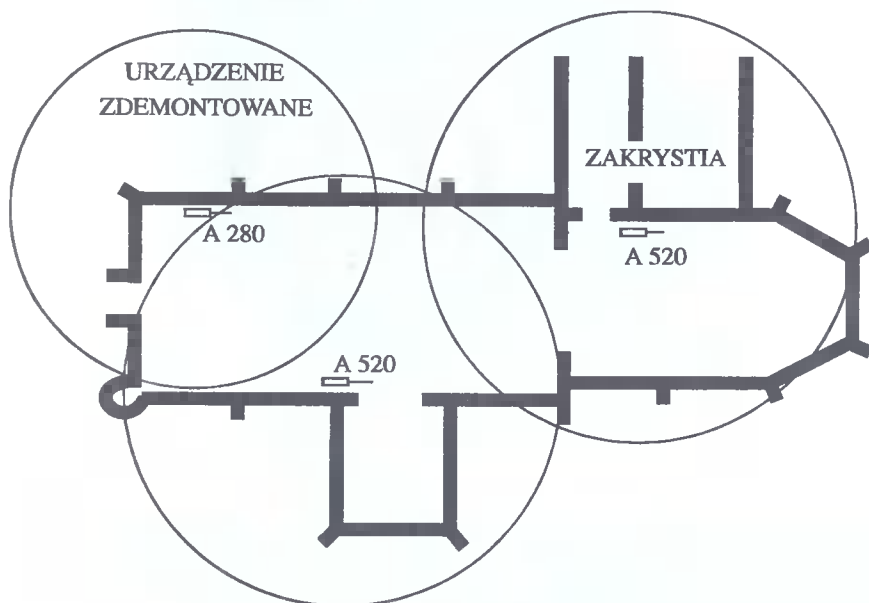


Rys. 5. Wizualne efekty osuszania ścian

4. PRZYKŁADY OBIEKTÓW OSUSZANYCH METODĄ AQUASTOP

4.1. Kościół Garnizonowy w Bydgoszczy, ul. Bernardyńska 2

W obiekcie zamontowano dwa aparaty typu A 520 i jeden aparat typu A 280. Montaż aparatów został wykonany 7.02.1992 r. Rozmieszczenie aparatów i zasięg ich działania przedstawiono na rysunku 6.

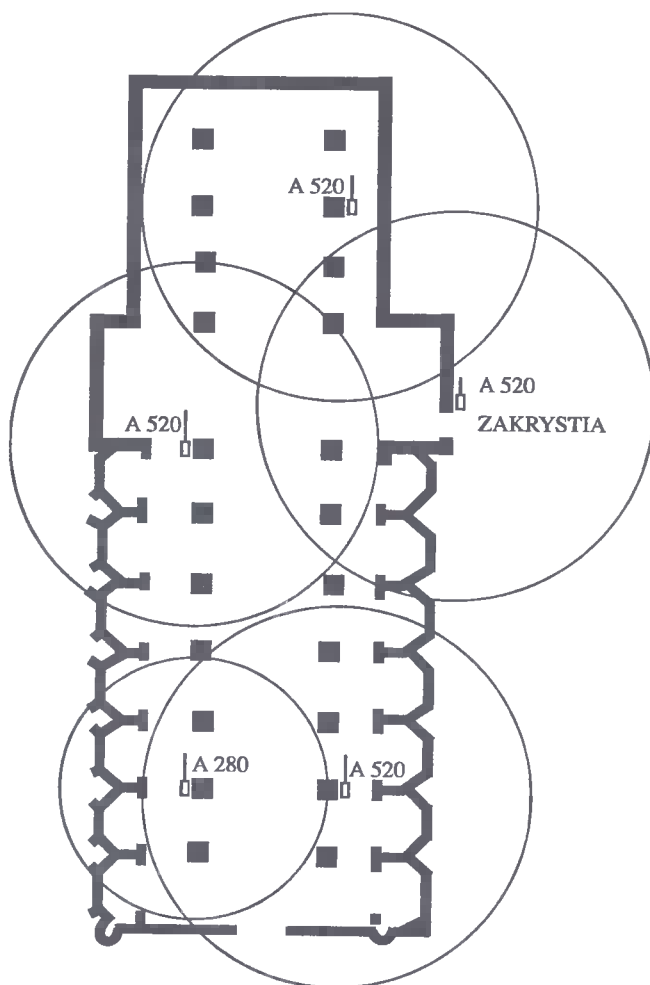


Rys. 6. Rozmieszczenie aparatów AQUASTOP w kościele garnizonowym w Bydgoszczy

Zawilgocenie dolnego pasa murów, zmierzone wilgotnościomierzem typu GANOMETR, przed zamontowaniem urządzenia wynosiło od 7 do 15%. Wykonane po 2,5 roku pomiary kontrolne wykazały wilgotność 1-3% w części wschodniej i południowej obiektu. Natomiast w części zachodniej (wieża i portal wejściowy), wilgotność muru utrzymuje się na poziomie 8,5%. Należy jednak zwrócić uwagę na brak aparatu A 280, którego zasięg działania obejmował tę część.

4.2. Pocysterski kościół w Koronowie

W obiekcie zamontowano cztery aparaty typu A 520 i jeden aparat typu A 280. Montaż aparatów został wykonany 4.05.1992 r. Rozmieszczenie aparatów i zasięg ich działania podano na rysunku 7.



Rys. 7. Rozmieszczenie aparatów AQUASTOP w kościele pocysterskim w Koronowie

Zawilgocenie dolnego pasa murów, zmierzone wilgotnościomierzem typu GANOMETR, przed zamontowaniem urządzenia wynosiło od 10 do 18%. Wykonane badania kontrolne w marcu 1994 roku i w lutym 1995 roku wykazały ustabilizowanie się stanu wilgotnościowego. W pasie ok. 0,3 m od poziomu posadzki wilgotność wynosi odpowiednio:

- od 5 do 10% w części prezbiterium znajdującej się na granicy zasięgu działania aparatu;
- od 1 do 3% w pozostałej części kościoła;
- od 6 do 11% w zakrystii.

W związku ze znacznymi ustabilizowanymi wartościami wilgotności w prezbiterium i zakrystii zbadano w tych obszarach wilgotność na poziomie 0,6 m od poziomu posadzki - wyniki przedstawiają się następująco:

- prezbiterium 2,5-6%;
- zakrystia 1,5-8%.

4.3. Budynek Wydziału Budownictwa ATR w Bydgoszczy, ul. Grodzka 18

W piwnicach obiektu, w okresie od 25.02.1992 r. do 26.06.1993 r., został zamontowany jeden aparat typu A 520. Przed montażem wykonano, metodą suszarkowo-wagową, pomiary wilgotności ścian znajdujących się w zasięgu działania aparatu. Wilgotność ścian w pasie ok. 30 cm od poziomu posadzki wahała się od 14 do 17,5%. Przed demontażem urządzenia wykonano powtórne badanie wilgotności, która wahała się od 2 do 6%. Dodatkowo, w przedstawionych obiektach, zdecydowanie na korzyść uległ poprawie mikroklimat.

5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedstawione wyniki obserwacji wilgotności w budynkach poddanych osuszaniu aparatami AQUASTOP wskazują na skuteczność tej metody. Jednakże w miejscach o szczególnie wysokim zawilgoceniu gwarantowany przez producenta trzyletni okres osuszania okazał się za krótki. Oprócz stopnia zawilgocenia istotnym czynnikiem jest odległość aparatów od osuszanych ścian. W obserwowanych obiektach stwierdzono spadek skuteczności osuszania na granicy zasięgu działania aparatu. W związku z tym, w celu uzyskania równomiernych efektów osuszania w całym budynku, należałoby dokładnie przeanalizować usytuowanie aparatów nie tylko pod względem zasięgów, ale również stopnia zawilgocenia. Jest to szczególnie ważne, gdyż po osuszeniu urządzenia spełniają rolę blokady przeciwwilgociowej.

LITERATURA

- [1] Liptak T.: Vysušovanie zavlnnutých stien budov pomocou elektronických prístrojov. Inženýrske stavby, luty 1992.
- [2] Skibiński S., Szczęsny K.: Gotycka architektura pocysterskiego kościoła w Koronowie. PWN, Warszawa 1967.

EFFECTIVENESS OF DRYING BUILDINGS BY APPLIANCES „AQUASTOP”

Summary

Method of drying buildings by appliances „AQUASTOP” is presented in that work. There is a presentation how to research effectiveness of drying and results taken a chosen object in it.

Recenzent: prof. dr hab. inż. Piotr Klemm
Politechnika Łódzka

Małgorzata Krajewska

OKREŚLENIE STOPNIA ZUŻYCIA TECHNICZNEGO OBIEKTÓW DLA OKRESÓW WCZEŚNIEJSZYCH

W pracy przedstawiono metodę określenia stopnia zużycia technicznego budynków i budowli.

Proponowana metoda może mieć zastosowanie w procesie szacowania w stosunku do obiektów, które zgodnie z przepisami prawnymi muszą być wycenione wg ich stanu (fizycznego, technicznego) na „n” lat wcześniej.

Przedstawiono również przykład praktycznego zastosowania tej metody.

1. WSTĘP

W procesie szacowania nieruchomości, istotnym zagadnieniem jest określenie zużycia obiektu, rozumianego jako:

- zużycie techniczne, zwane materialnym lub fizycznym;
- zużycie ekonomiczne;
- zużycie środowiskowe.

Zużycie to ma wpływ na wartość nieruchomości. W sposób bezpośredni wpływa na jej wartość wg tzw. podejścia kosztowego, pośrednio natomiast wpływa na wartość rynkową nieruchomości.

Stopień zużycia technicznego (określony procentowo) winien uwzględnić rzeczywisty stan techniczny obiektu i urządzeń trwale z nim związanych. Jego przyjęcie nie powinno stanowić większej trudności w przypadku, kiedy mamy ocenić stan techniczny obiektu w dniu jego oględzin. Problem wystąpi wówczas, kiedy trzeba określić zużycie obiektu, które było „n” lat wcześniej. Takie postawienie problemu wynika często z obowiązujących przepisów prawnych. Niniejszy artykuł podejmuje próbę rozwiązania tego zagadnienia.

2. METODY USTALANIA STOPNIA ZUŻYCIA TECHNICZNEGO

Metody pomiaru zużycia podzielono na trzy zasadnicze grupy [4]:

- czasowe;
- wskaźników ekonomicznych;
- wizualne.

2.1. Metody czasowe

Metody te oparte są na założeniu, że każdy proces zużycia, bez względu na przyczyny, zachodzi w czasie. Najbardziej znane i najczęściej stosowane metody, to między innymi:

a. Metoda liniowa

Zużycie techniczne obiektu według metody liniowej jest wprost proporcjonalne do wieku. Można to wyrazić wzorem:

$$S_Z = \frac{t}{T} \cdot 100\% , \quad (1)$$

gdzie:

- S_Z - stopień zużycia technicznego obiektu wyrażony w procentach;
- t - wiek obiektu w latach;
- T - przewidywany okres trwałości obiektu w latach.

Metoda ta ma często zastosowanie przy wycenie obiektów źle eksploatowanych, bez właściwej konserwacji.

b. Metoda Rossa

Metoda ta podana została przez inż. Rossa dla budynków o prawidłowej gospodarce remontowej. Według tej metody stopień zużycia technicznego budynku ustala się za pomocą wzoru:

$$S_Z = \frac{t(t+T)}{2T^2} \cdot 100\% , \quad (2)$$

przy czym oznaczenia symboli są analogiczne jak dla wzoru (1).

c. Metoda Eytelweina

W przypadku obiektów starannie konserwowanych i remontowanych we właściwym czasie można zastosować następujący wzór:

$$S_z = \frac{t^2}{T^2} \cdot 100\% , (3)$$

(oznaczenia - jak wyżej).

d. Metoda Romsterfena

Zalecana jest dla budynków o więcej niż przeciętnie dobrym utrzymaniu technicznym:

$$S_Z = \frac{t(2t + T)}{3T^2} \cdot 100\% , \quad (4)$$

(oznaczenia - jak wyżej).

Powyższe metody rozwiązują problem zużycia w sposób teoretyczny. Nie uwzględniają szeregu czynników wpływających istotnie na trwałość budynku, a mianowicie:

- rodzaju zastosowanych materiałów budowlanych;
- jakości wykonawstwa budowlanego;
- sposobu użytkowania budynku i warunków jego eksploatacji;
- rozwiązań projektowych;
- wpływu warunków atmosferycznych;
- innych okoliczności właściwych dla danego budynku.

Teoretyczny stopień zużycia technicznego, obliczony metodą czasową może odbiegać od rzeczywistego, dlatego też nie można go przyjmować bezkrytycznie. W związku z powyższym, zalecane jest każdorazowo przeprowadzenie przeglądu budynku i określenie jego zużycia, a następnie dokonanie oceny otrzymanych wyników. Również Polska Federacja Stowarzyszeń Rzeczoznawców Majątkowych w Standardach Zawodowych Rzeczoznawców Majątkowych nadmienia, że wzory arytmetyczne podawane w jakichkolwiek publikacjach nie są wiążące dla oceniającego zużycie.

2.2. Metody wykorzystujące wskaźniki ekonomiczne

Metody te kwantyfikują zarówno zużycie techniczne, jak i ekonomiczne. Ponieważ nie określają bezpośrednio stopnia zużycia technicznego, nie zostały zaprezentowane w niniejszej pracy.

2.3. Metody wizualne

Znane są metody wizualne określenia zużycia na podstawie kosztów utrzymania budynku bądź kosztów napraw jego poszczególnych elementów [4].

Inną metodą wizualną, najbardziej rozpowszechnioną, jest metoda oparta na średnioważonym stopniu zużycia obiektu. Jego obliczenia dokonuje się na podstawie zużycia podstawowych elementów składowych budynku, w powiązaniu ze strukturą wartościową kosztu odtworzenia. Przedstawia to wzór:

$$S_Z = \sum_{i=1}^n \frac{U_i \cdot S_{ei}}{100} \cdot 100\% , \quad (5)$$

gdzie:

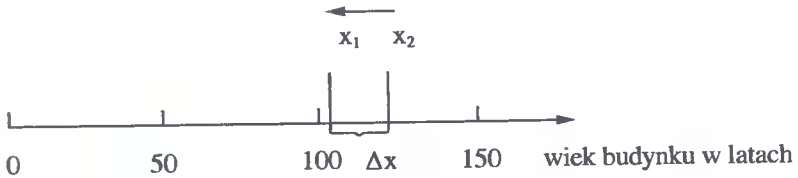
- S_Z - średnioważony stopień zużycia technicznego obiektu wyrażony w procentach;
- U_i - procentowy udział kosztu odtworzenia danego elementu w strukturze kosztu odtworzenia obiektu;
- S_{ei} - stopień zużycia danego elementu, określony procentowo na podstawie oględzin;
- n - ilość ocenianych elementów w obiekcie.

W metodzie tej pomocne są publikowane w różnych wydawnictwach dane (wykaz literatury), dotyczące omawianej tematyki, jak tablice z klasyfikacją stanu technicznego elementów i odpowiadające im procenty zużycia, a także zależności między rodzajem uszkodzeń elementu i jego stopniem zużycia.

Metody wizualne określania stopnia zużycia obiektu, jako najbardziej wiarygodne należy uznać za podstawowe, inne natomiast mogą być wykorzystywane w sposób pośredni, jako materiał wstępny i posiłkowy w dalszych etapach oceny. Należy podkreślić, że dokładne wyniki określenia stopnia zużycia technicznego można uzyskać sporządzając ekspertyzę techniczną obiektu, opartą na szczegółowych badaniach i analizach. Ten sposób oceny winien mieć jednak zastosowanie w przypadkach złożonych, kontrowersyjnych, gdzie może być kwestionowany stopień zużycia określony innymi metodami.

3. PROPOZYCJA METODY MIESZANEJ

Postawiony na wstępie artykułu problem dotyczył określenia stopnia zużycia technicznego obiektu „n” lat wcześniej w stosunku do daty jego oględzin, co można zilustrować na rysunku:



x_1 - rok nabycia obiektu (np. data nabycia spadku);

x_2 - rok oględzin budynku (data wyceny);

Δx - okres, który upłynął od dnia nabycia nieruchomości do dnia oględzin.

Za pomocą wykresu można sformułować problem następująco: jaki będzie stopień zużycia obiektu w roku x_1 , gdy jego oględziny (data wyceny) odbywają się w roku x_2 ?

Dokonanie bezpośredniej oceny zużycia S_{x_1} metodami wizualnymi jest z oczywistych względów niemożliwe (czas przeszły zaistnienia pewnej czynności). Możliwym rozwiązaniem jest zastosowanie któregoś z wyżej wymienionych wzorów (1), (2), (3), (4), do których za t podstawiamy x_1 i przyjmujemy wartość T równą przewidywanej trwałości obiektu. Powyższe postępowanie budzi jednak wątpliwości, gdyż jest tylko rozwiązaniem teoretycznym. Często też nie można określić dokładnie wieku budynku, a w stosunku do obiektów starych nie znany jest proces dbałości o ich stan techniczny.

W tym przypadku proponuje się skorzystać z metody mieszanej - wizualno-czasowej, wg której należy dokonać pomiaru zużycia obiektu w dniu jego oględzin, następnie skorygować wynik o wartość zużycia przypadającą na czas, który upłynął od daty nabycia nieruchomości do daty oględzin. Powyższy tok postępowania opisuje następująca zależność:

$$S_{x_1} = S_{x_2} - S_{\Delta x} \quad (6)$$

gdzie:

S_{x_1} - stopień zużycia technicznego obiektu w roku x_1 (rok nabycia prawa do nieruchomości);

S_{x_2} - stopień zużycia technicznego obiektu w roku x_2 (rok oględzin);

$S_{\Delta x}$ - prawdopodobny stopień zużycia obiektu w czasie Δx .

Dobór metody, za pomocą której można określić S_{x_2} , w zasadzie pozostaje dowolny, aczkolwiek najbardziej wiarygodne są metody wizualne. Najlepiej odzwierciedlają one stan techniczny obiektu jako całości, ponieważ opierają się na rzeczywistym stopniu zużycia poszczególnych jego elementów składowych.

Stopień zużycia $S_{\Delta x}$ możliwy jest do sprecyzowania (zdaniem autora) tylko za pomocą jednej z metod teoretycznych (wzory (1), (2), (3), (4)). Przyjęcie którejkolwiek z nich, poprzedzone winno być wywiadem dotyczącym sposobu konserwacji obiektu i prowa-

dzenia na nim remontów w okresie Δx . Mając określone S_{x_2} i $S_{\Delta x}$, możemy podstawić do wzoru (6) i otrzymać szukaną wartość S_{x_1} .

Powyższy tok postępowania zastosowano przy wycenie nieruchomości zabudowanej w Bydgoszczy (w stosunku do budynków), gdzie nie były uregulowane sprawy spadkowe od 1978 roku.

4. PRZYKŁAD (FRAGMENTY OPERATU SZACUNKOWEGO)

Zleceniodawca Drugi Urząd Skarbowy w Bydgoszczy

Przedmiot opracowania

Przedmiotem wyceny jest nieruchomość zabudowana położona w Bydgoszczy przy ulicy ..M.....

Cel opracowania

Celem jest określenie wartości w/w nieruchomości wg jej stanu (fizycznego i technicznego) na dzień śmierci kolejnych współwłaścicieli, tj.:

- 1) 26.02.1978 r.
- 2) 21.07.1988 r.
- 3) 21.04.1992 r.

w cenach na dzień 15.06.1994 r. (data złożenia zeznania podatkowego). Opracowanie to może stanowić podstawę do dokonania wymiaru podatku w związku z nabyciem nieruchomości w drodze spadku.

Wytyczne planistyczne

Zgodnie z miejscowym planem szczegółowym zagospodarowania przestrzennego Śródmieścia miasta Bydgoszczy, przedmiotowa nieruchomość wchodzi w skład terenu staromiejskiej zabudowy mieszkaniowej z usługami, przewidzianej do rewitalizacji.

Charakterystyka nieruchomości

W skład przedmiotowej nieruchomości zabudowanej wchodzi:

- 1) grunt budowlany o powierzchni 532 m²;
- 2) budynek wielomieszkaniowy z funkcjami usługowymi na parterze - frontowy;
- 3) budynek mieszkalny - oficyna.

Stan fizyczny nieruchomości w kolejnych dniach nabycia spadku tj. 26.02.1978 r., 21.07.1988 r., 21.04.1992 r., nie ulegał zmianie i w takim stanie pozostał do dnia wyceny.

Opis części składowych nieruchomości

Przytoczono skrócony opis tylko tych części składowych nieruchomości, które mają związek z postawionym problemem.

Budynek mieszkalno-usługowy, frontowy

Budynek III-kondygnacyjny + poddasze użytkowe (mieszkania + strych), częściowo podpiwniczony.

Dach dwuspadowy o konstrukcji drewnianej, kryty papą.

Ściany budynku z cegły ceramicznej pełnej grubości 51 cm.

Strop nad piwnicą - ceglany, łukowy.

Stropy międzykondygnacyjne drewniane.

Podłogi z desek.

Klatka schodowa drewniana.

Tynk zewnętrzny od strony frontowej - ozdobny ze sztukaterią.

Dane ogólne:

- kubatura 3876,7 m³;
- powierzchnia użytkowa części mieszkalnej 600,59 m²;
- powierzchnia użytkowa części usługowej 285,08 m².

Budynek mieszkalny - oficyna

Budynek III-kondygnacyjny + poddasze (strych), niepodpiwniczony.

Dach dwuspadowy o konstrukcji drewnianej, kryty papą.

Ściany budynku z cegły ceramicznej pełnej grubości 51 cm.

Stropy drewniane.

Podłogi z desek.

Klatka schodowa - drewniana.

Dane ogólne:

- powierzchnia użytkowa 165,50 m²;
- kubatura 817,30 m³.

Z przeprowadzonego wywiadu wynika, że w okresie od 1978 r. do chwili obecnej w niewielkim stopniu zmienił się program użytkowy obiektu (zmieniali się tylko najemcy mieszkań i lokali użytkowych).

W dniu otrzymania spadku, tj. kolejno 26.02.1978 r., 21.07.1988 r., 21.04.1992 r., nie było lokali wolnych na rzecz spadkobierców.

Metoda wyceny

Opinię szacunkową sporządzono w miesiącu sierpniu 1994 roku. Obowiązującym przepisem prawnym w tym okresie była ustawa o podatku od spadków i darowizn z 28.07.1983 r. Zgodnie z tą ustawą do oszacowania przedmiotowej nieruchomości zabudowanej przyjęto:

- 1) dla budynku i oficyny, jako budynków wielomieszkaniowych, w których w dniach nabycia spadku brak było lokali wolnych na rzecz spadkobierców - metodę od-tworzeniową;
- 2) dla gruntów - metodę rynkową (podejście cenowo-porównawcze).

Określenie stopnia zużycia i ocena stanu technicznego budynku mieszkalno-usługowego i oficyny

Stopień zużycia technicznego (określony procentowo) uwzględnia stan techniczny budynków i urządzeń trwale z nim związanych kolejno na daty nabycia spadku (tj. 26.02.78 r., 21.07.88 r., 21.04.92 r.).

W wyniku przeprowadzonych oględzin i wywiadu można domniemywać, że budynek wraz z oficyną mają około 110÷130 lat. Bliższego wieku budynku nie udało się określić.

Jak wynika z dokumentacji prowadzonej przez PGM, od 1984 r. na budynku były prowadzone naprawy bieżące, które pozwalały na eksploatację budynku i podtrzymywały jego stan techniczny na poziomie dostatecznym.

Tabela 1. Średnioważony stopień zużycia technicznego budynku

Lp.	Elementy budynku	Ocena elementu w wyniku oględzin	Stopień zużycia %	% udział elementu w kosztach odtworzenia	% zużycie budynku (4x5) / 100
1	2	3	4	5	6
1.	Fundamenty i ściany podziemia	Brak izolacji poziomych i pionowych, mury piwnic zawilgocone.	20	7	1,4
2.	Ściany nadziemia	Zniszczenia muru w różnych miejscach, niewielkie pęknięcia i rysy.	50	29	14,5
3.	Stropy i schody	Ugięcia i wykrzywienia stropów, rysy na sufitach z częściowym odpadaniem tynków.	55	12	6,6
4.	Podłogi i posadzki	Liczne uszkodzenie podłóg, częściowe gnicie.	60	11	6,6
5.	Dach: konstrukcja, pokrycie, obróbki	Widoczne ślady korozji biologicznej. Całość konstrukcji drewnianej zaatakowana przez kołatka. Widoczne, liczne ślady zawilgożenia i zagrzybienia. Występuje zagrożenie zawaleniem. Część elementów do natychmiastowej wymiany. Przecieki z dachu.	80	12	9,6
6.	Ścianki działowe	Odchylenia od poziomu i pionu.	55	2,5	1,4
7.	Stolarka okienna i drzwiowa	Spaczenie skrzydeł, zawilgożenie ościeżnic, ślady zagrzybienia, uszkodzenia skrzydeł i okuć.	60	6	3,6
8.	Tynki wewnętrzne i elewacja	Tynki odpadają dużymi płatami na znacznych powierzchniach.	80	15	12,0
9.	Instalacja wodno-kanalizacyjna	Ślady przecieków, zewnętrzne ślady korozji w sieci, wyraźne ślady napraw, zużycie aparatów.	60	3	1,8
10.	Instalacja gazowa	Instalacja sprawna, ślady napraw.	40	1	0,4
11.	Instalacja elektryczna	Instalacja sprawna, uszkodzenia i poluzowanie opraw, ślady napraw.	40	1,5	0,6

$$100\% \Sigma = 58,5\%$$

Na zużycie budynku jako całości składa się zużycie podstawowych elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych oraz wyposażenia technicznego, w tym instalacji. Zróżnicowana trwałość i przebieg ich zużycia pozwalają wyodrębnić procentowy sto-

pień zużycia poszczególnych elementów budynku. Wyniki oględzin i obliczenie średnio-ważonego stopnia zużycia wg wzoru (5), na dzień 14.07.94 r. (data sporządzania wyceny), przedstawiono w tabeli 1.

Z uwagi na jednakową technologię wykonania budynku i oficyny oraz podobne przeznaczenie funkcjonalne i eksploatację, a także wiek, oceniono ich stan techniczny łącznie.

Stopień zużycia technicznego budynku wraz z oficyną na dzień 14.07.94 r. wynosi $S_{94} = 59\%$.

Ogólna ocena stanu technicznego: zła.

Stopień zużycia technicznego budynku, który przypadał w kolejnych latach otrzymania spadku, określono przy zastosowaniu opisanej wyżej metody mieszanej, wg wzoru (6):

$$S_{x_1} = S_{x_2} - S_{\Delta x},$$

gdzie:

$$S_{x_2} = S_{94} = 59\% ;$$

$S_{\Delta x}$ - określono z zależności liniowej (1): $S_{\Delta x} = \frac{\Delta x}{T} \cdot 100\%$, podstawiając za

$$t = \Delta x;$$

T - trwałość obiektu, przyjęto $T = 150$ lat;

$\Delta x = x_1 - x_2$ - przedział czasowy między datą nabycia nieruchomości a datą oględzin;

x_1 - rok nabycia nieruchomości;

x_2 - data oględzin; $x_2 = 1994$ r.

Wyniki obliczeń, kolejno w latach 1978, 1988, 1992, zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2. Ustalenie stopnia zużycia metodą mieszaną

Lp.	Rok nabycia nieruchomości [x_1]	Przedział czasowy $\Delta x = x_1 - x_2$	$S_{\Delta x} = \frac{\Delta x}{T} \cdot 100$	S_{94}	$S_{x_1} = S_{94} - S_{\Delta x}$
1	2	3	4	5	6
1	1978	16 lat	10%	59	49
2	1988	6 lat	4%	59	55
3	1992	2 lata	1%	59	58

Określenie wartości budynku mieszkalno-usługowego i oficyny

Przy zastosowaniu metody odtworzeniowej, koszt odtworzenia obiektu wynosi: $W_{bo} = 3.384.700.000$ zł.

Wartość techniczna bieżąca obiektu z uwzględnieniem stopnia zużycia

$$W_{bx} = W_{bo} \left(1 - \frac{S_2}{100} \right). \text{ Obliczenia zamieszczono w tabeli 3.}$$

Tabela 3. Ustalenie wartości technicznej bieżącej budynków

Stan nieruchomości na dzień	Stopień zużycia [%]	Wartość w stanie nowym (w cenach na 14.06.94) [w tys. zł.]	Wartość techniczna bieżąca (w cenach na 14.06.94) [w tys. zł.]
1	2	3	4
26.02.1978 r.	49	3.384.700	1.726.200
21.07.1988 r.	55	3.384.700	1.523.110
21.04.1992 r.	58	3.384.700	1.421.570

5. ANALIZA PORÓWNAWCZA

Dla porównania określono stopnie zużycia technicznego przykładowego obiektu wg wzorów (1), (2), (3) i wyniki zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Stopnie zużycia technicznego obiektu liczone różnymi metodami

Lp.	Rok nabycia nieruchomości	Wiek obiektu t [lata]	$S = \frac{t}{T} \cdot 100$ [%]	$S = \frac{t(t - T)}{2T^2} \cdot 100$ [%]	$S = \frac{t^2}{T^2} \cdot 100$ [%]	Stopień zużycia wg metody mieszanej [%]
1	2	3	4	5	6	7
1	1978	104	69	59	48	49
2	1988	114	76	67	58	55
3	1992	118	79	70	62	58

$T = 150$ lat (okres trwałości).

Rok budowy obiektów nie został dokładnie określony. Przyjęto do obliczeń, że wiek budynku w 1994 r. wynosi 120 lat.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że:

- stopnie zużycia określone metodą mieszaną różnią się (średnio o 15%) od wyników uzyskanych metodami teoretycznymi;
- dobór metody pomiaru zużycia istotnie wpływa na jego wielkość, a tym samym na wartość nieruchomości.

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedstawiona metoda mieszana wykorzystuje znane i już wcześniej stosowane sposoby określania stopnia zużycia technicznego obiektów. Pomimo to wprowadza pewne novum, gdyż opiera się na aktualnym stopniu zużycia (zbliżonym do rzeczywistego) i w ten sposób jest chyba najbardziej wiarygodna.

Metoda ta może mieć zastosowanie wszędzie tam, gdzie występuje konieczność wyceny obiektów wg ich stanu, który był „n” lat wcześniej. Regulują to następujące przepisy prawne:

- 1) nowelizacja ustawy o podatku od spadków i darowizn wprowadza obowiązek określenia wartości rynkowej nabytych rzeczy i praw majątkowych wg stanu

w dniu ich nabycia i cen rynkowych z dnia powstania obowiązku podatkowego. Warto nadmienić, że sprawy spadkowe regulowane są często po kilku lub kilkunastu latach. Wymóg ustawodawcy określenia wartości rynkowej nieruchomości, jako podstawy opodatkowania, nie zwalnia rzeczoznawcy od podania opisu stanu technicznego obiektu budowlanego.

Podstawa prawna: Ustawa o podatku od spadków i darowizn z 28 lipca 1983 r. z późniejszymi zmianami (Dz.U.: Nr 45/83 poz.207; Nr 74/89 poz.443; Nr 85/95 poz.428);

- 2) uwłaszczenie państwowych i komunalnych osób prawnych; należy określić wartość odtworzeniową budynków, innych urządzeń oraz lokali niewybudowanych lub nienabytych ze środków własnych, według ich wartości i stanu w dniu 05.12.1990 r.

Podstawa prawna:

- Ustawa z 29.09.1990 r. o zmianie ustawy o gospodarce gruntami i wywłaszczaniu nieruchomości (Dz.U. Nr 79/90, poz.464) z późniejszymi zmianami;
- Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 16 marca 1993 r. w sprawie przepisów wykonawczych dotyczących uwłaszczenia osób prawnych nieruchomościami będącymi dotychczas w ich zarządzie lub użytkowaniu (Dz.U. Nr 23/93);

- 3) określenie wielkości odszkodowania w rozliczeniach przy zwrocie wywłaszczonych nieruchomości.

Zgodnie z § 3 pkt. 3 Rozporządzenia Rady Ministrów z 16.07.1991 r. w sprawie zasad i trybu rozliczeń w razie zwrotu wywłaszczonych nieruchomości, cyt.: "W razie zmniejszenia się wartości nieruchomości po jej wywłaszczeniu, odszkodowanie podlegające zwrotowi ulega odpowiedniemu zmniejszeniu". Praktycznie należy dokonać waloryzacji wypłaconego odszkodowania, a następnie wprowadzić korektę jego wartości. W stosunku do budynków będzie to różnica między stopniem zużycia przypadającym na dzień zwrotu nieruchomości a stopniem zużycia, który był w dniu jej wywłaszczenia. W protokole o wywłaszczeniu powinna być podana wartość wypłaconego odszkodowania, a także stopień zużycia wywłaszczonych budynków. Znane są przypadki braku takich informacji i wówczas rzeczoznawca stoi przed faktem określenia stopnia zużycia budynków, który był „n” lat wcześniej.

Podstawa prawna:

- Ustawa o gospodarce gruntami i wywłaszczaniu nieruchomości z 29.04.1985 r. (Dz.U. Nr 30/91, poz.127) z późniejszymi zmianami;
- Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 16.07.1991 r. w sprawie zasad i trybu rozliczeń w razie zwrotu wywłaszczonych nieruchomości (Dz.U. Nr 72/91, poz. 315) z późniejszymi zmianami.

- 4) zaprezentowana metoda mieszana może mieć zastosowanie w procesie rewindykacji utraconego mienia, a także w procesie reprivatyzacji nieruchomości upaństwowionych, skomunalizowanych oraz zajętych z naruszeniem prawa. Jak dotąd, brak jest przepisów prawnych regulujących kwestie reprivatyzacji.

LITERATURA

- [1] Hajdasz H.: Sposoby ustalania zużycia technicznego budynków i budowli. Katowice 1992.

- [2] Hopfer A., Jędrzejewski H., Żróbek R., Żróbek S.: Wycena nieruchomości i przedsiębiorstw. Tom I - Szacowanie nieruchomości. Warszawa 1993.
- [3] Kucharska-Stasiak E.: Materiały szkoleniowe. Seminarium szacowania nieruchomości PZITB - Toruń 1993.
- [4] Kucharska-Stasiak E.: Metody pomiaru zużycia obiektów budowlanych. Publikacja zamieszczona w kwartalniku „Nieruchomość”, 1994.
- [5] Kucharska-Stasiak E.: Doświadczenia polskie w zakresie wyceny nieruchomości w okresie międzywojennym. Publikacja zamieszczona w „Wycenie” nr 1/1995.
- [6] Łojewski S.: Ekologiczno-ekonomiczna ocena wielofunkcyjnego wykorzystania zasobów w rejonie meliorowanym. Projekt Badawczy Nr 5S30804404. ATR, Bydgoszcz 1995.
- [7] Polska Federacja Stowarzyszeń Rzeczoznawców Majątkowych - „Standardy Zawodowe Rzeczoznawców Majątkowych”. Warszawa 1994.
- [8] Praca zbiorowa pod red. A. Hopfera: Wycena nieruchomości - przykłady. Skrypt ART w Olsztynie, 1991.
- [9] Kodeks Cywilny - Ustawa z dnia 23 kwietnia 1964 roku z późniejszymi zmianami.

THE DEFINITION OF TECHNICAL WEAR LEVEL OF THE OBJECTS DURING FORMER PERIODS

Summary

This paper includes presentation of buildings and structures' technical wear evaluation method.

Suggested method can also be used for estimation with the reference to objects, which in line with regulations of law, must be priced according to their condition (physical, technical) in „n” years ahead.

Practical examples of this method's application has been presented for building pricing performed to define the amount of legacy tax.

Recenzent: prof. dr hab. Ewa Kucharska-Stasiak
Uniwersytet Łódzki

Kazimierz Furtak
Agata Lachiewicz-Złotowska

WYTRZYMAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWA BETONU NA ROZCIĄGANIE

W pracy podano propozycje obliczania wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie oraz wytrzymałości na rozciąganie po dowolnej liczbie cykli obciążenia mniejszej od granicznej. Przedstawiono propozycje obce oraz własne. Weryfikację doświadczalną pokazano na podstawie badań obcych i własnych

1. WSTĘP

Konstrukcje inżynierskie poddane obciążeniom wielokrotnie zmiennym mogą w czasie eksploatacji ulegać zmęczeniu. Może ono dotyczyć tylko niektórych elementów lub materiałów.

W przypadku elementów betonowych (żelbetonowych, częściowo sprężonych, sprężonych) zmęczenie może dotyczyć nośności przekrojów, względnie zarysowania lub ugięć. W każdym z tych przypadków ujawnienie zjawisk zmęczeniowych zależy od innych cech materiałowych.

Przy rozpatrywaniu nośności zmęczeniowej oprócz innych parametrów decyduje wytrzymałość zmęczeniowa betonu lub stali zbrojeniowej względnie sprężającej. Wpływ obciążeń zmiennych na pojawienie się rys i rozwój ich szerokości rozwarcia zależy (w elementach żelbetonowych i częściowo sprężonych) przede wszystkim od wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie oraz przyczepności betonu do stali (która jest uzależniona między innymi od wytrzymałości na rozciąganie). W przypadku ugięć oprócz wytrzymałości na rozciąganie (spadek sztywności wskutek powstania i rozwoju rys) duży wpływ ma zmniejszenie wartości modułu sprężystości betonu wskutek obciążeń zmiennych.

Z podanych informacji wynika, że w przypadku zarysowania i ugięć elementów betonowych, istotny jest wpływ obciążeń zmiennych na cechy wytrzymałościowe i odkształceniowe betonu. W tym zakresie najlepiej rozpoznana jest wytrzymałość zmęczeniowa betonu na ściskanie. Zdecydowanie mało jest natomiast badań doświadczalnych dotyczących wytrzymałości betonu na rozciąganie oraz jego odkształcalności (modułu sprężystości).

W pracy poddano analizie wybrane zagadnienia związane z wytrzymałością betonu na rozciąganie. Wykorzystano przy tym - oprócz obcych - wyniki badań własnych oraz własne propozycje analitycznego ujęcia zależności między parametrami a liczbą cykli obciążenia oraz wytrzymałością betonu poddanego obciążeniom zmiennym.

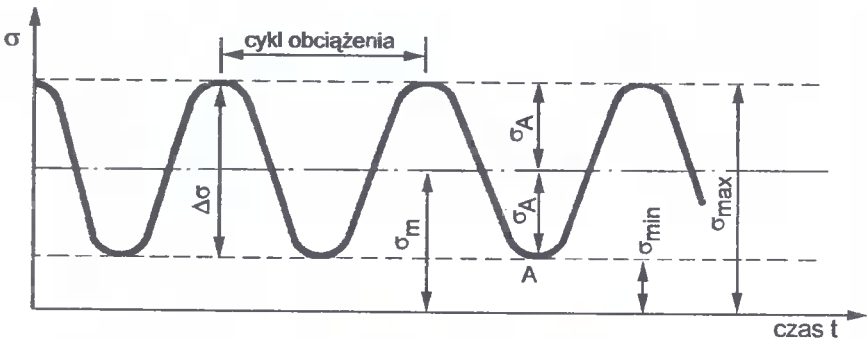
2. OPIS WYTRZYMAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ

Wytrzymałość zmęczeniowa materiału R_N jest utożsamiana z naprężeniem maksymalnym cyklu σ_{\max} przy obciążeniach wielokrotnie powtarzalnych, które materiał jest w stanie przenieść określoną liczbę razy, zwaną graniczną liczbą cykli obciążenia N . Z wytrzymałością zmęczeniową związana jest trwałość zmęczeniowa oraz zniszczenie zmęczeniowe.

Przez pojęcie trwałości rozumie się tu zdolność do długotrwałego przenoszenia obciążeń o zmiennej wartości, natomiast przez zniszczenie zmęczeniowe - tworzenie się defektów w strukturze materiału prowadzących do zniszczenia w wyniku powtarzalnego przykładania obciążeń, z których każde z osobna nie byłoby wystarczające do spowodowania zniszczenia statycznego.

Parametrami opisującymi działające na konstrukcje obciążenia zmienne są następujące wielkości (por. rys.1):

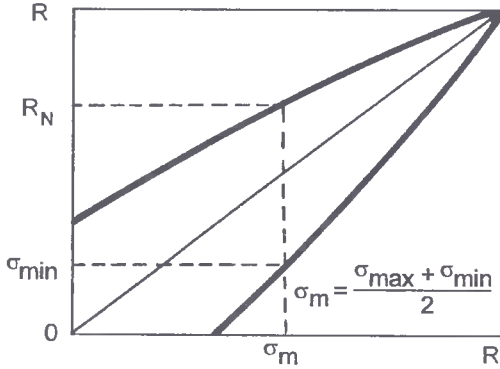
- σ_{\max} - największe (co do wartości bezwzględnej) naprężenie cyklu;
 - σ_{\min} - najmniejsze (co do wartości bezwzględnej) naprężenie cyklu;
 - σ_m - naprężenie średnie, równe $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2$;
 - $\Delta\sigma$ - podwójna amplituda naprężeń (rozpiętość naprężeń) równa $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$;
 - σ_A - amplituda naprężeń, równa $\Delta\sigma/2$;
 - p - współczynnik asymetrii cyklu, równy $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$;
 - K - stosunek naprężenia maksymalnego cyklu do wytrzymałości doraźnej, równy $K = \sigma_{\max} / R$;
 - K_3 - współczynnik stałości obciążeń, równy $\sigma_m / \sigma_A = (1 + p) / (1 - p)$
- oraz
- f - częstotliwość zmiany obciążeń.



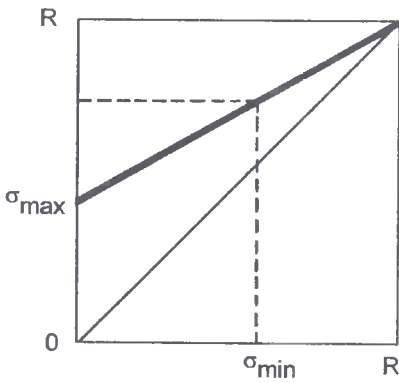
Rys. 1. Parametry cyklu obciążenia

Zależność pomiędzy naprężeniem maksymalnym cyklu a liczbą cykli obciążeń powtarzalnych potrzebnych do zniszczenia materiału przedstawia się najczęściej w postaci tak zwanej krzywej Wöhlera (krzywej zmęczeniowej), przeważnie w układzie współrzędnych $R_N - \log N$. Inną formą przedstawiania wytrzymałości zmęczeniowej są diagramy (na przykład Goodmana lub Smitha), sporządzone dla określonej liczby cykli obciążenia N (por. rys.2).

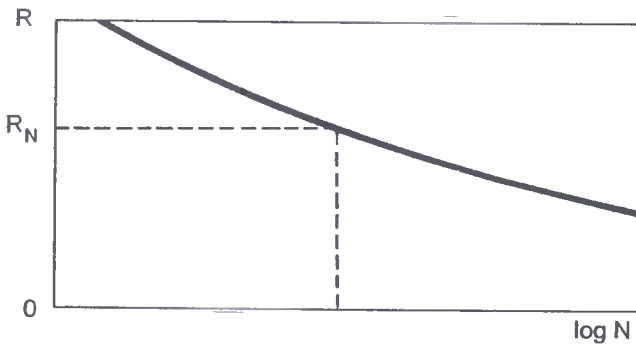
a)



b)



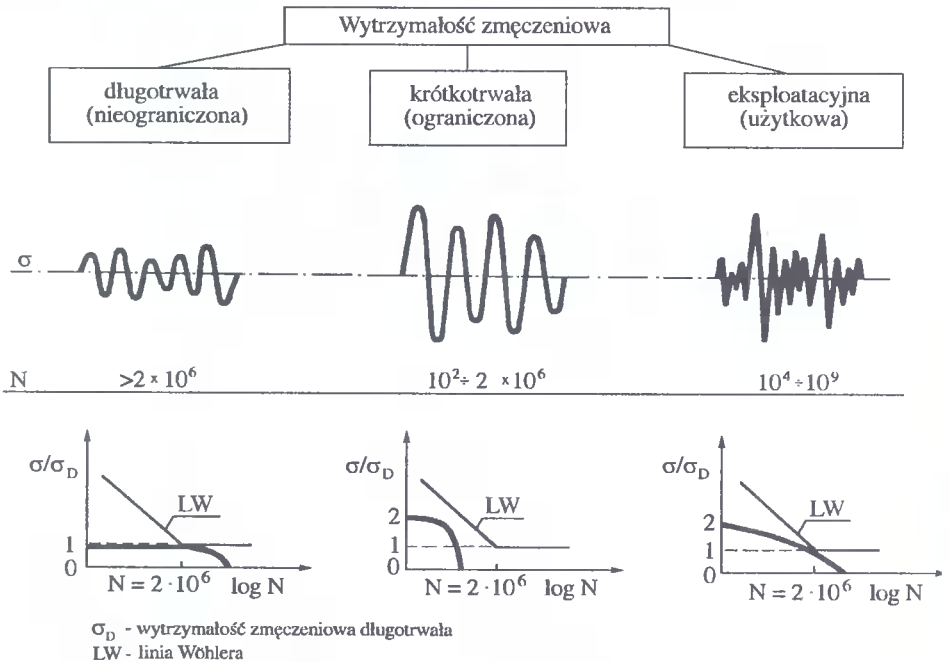
c)



Rys.2. Sposoby przedstawienia wytrzymałości zmęczeniowej:
 a - diagram Smitha; b - diagram Goodmana; c - krzywa Wöhlera

Dla wszystkich materiałów krzywa zmęczenia szybko opada dla małych wartości N , natomiast dla dużych przebiega niemalże asymptotycznie do prostej równoległej do osi liczby cykli obciążenia. Wartość naprężenia wyznaczonego przez tę asymptotę nazywana jest trwałą lub długotrwałą względnie nieograniczoną wytrzymałością zmęczeniową. Jest to jednak pojęcie umowne, ważne dla mogących realnie wystąpić w konstrukcjach inżynierskich (w tym również w mostach) liczb obciążeń N , gdyż jak wykazały badania, trwałą granicą zmęczenia praktycznie nie istnieje i materiał po odpowiednio dużej liczbie cykli obciążenia N ulega zniszczeniu.

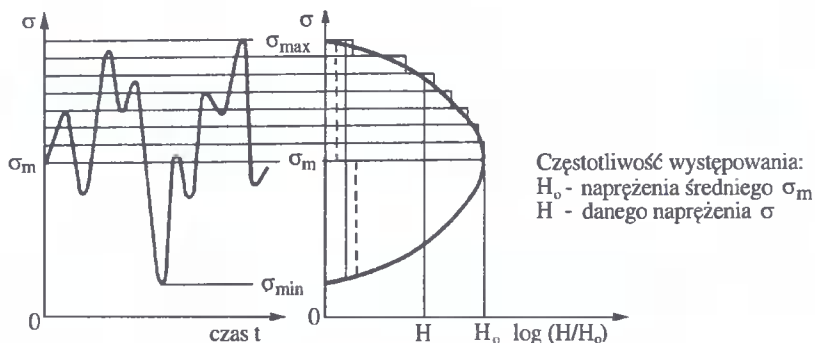
Z praktycznego punktu widzenia ważna jest również znajomość wartości krótkotrwałej (ograniczonej) i użytkowej (eksploatacyjnej) wytrzymałości zmęczeniowej (por. rys.3). Te właśnie wytrzymałości powinny stanowić podstawę do wymiarowania konstrukcji poddanych obciążeniom zmiennym.



Rys. 3. Możliwe przypadki wymiarowania konstrukcji poddanych obciążeniom zmiennym

Wyznaczanie wytrzymałości zmęczeniowej przeprowadzane jest przede wszystkim w drodze badań doświadczalnych, przy stałych parametrach cykli obciążeń. Obciążenia rzeczywiste odbiegają niekiedy znacznie od tego idealnego schematu, przy czym częstotliwość występowania obciążeń ekstremalnych jest mniejsza niż obciążeń od nich mniejszych. Obrazowo przedstawiono to na rysunku 4.

W zagadnieniach praktycznych oraz przy przeprowadzaniu analiz statycznych ważną jest znajomość nie tylko wytrzymałości zmęczeniowej R_N dla N cykli obciążenia, ale także wytrzymałości doraźnej R_{N_i} po określonej dowolnej liczbie cykli obciążeń N_i mniejszej od granicznej N . Wytrzymałość R_{N_i} powinna stanowić podstawę do określenia wartości współczynników bezpieczeństwa.



Rys. 4. Rozkład częstotliwości występowania naprężeń

3. WYBRANE WYNIKI BADAŃ ZMĘCZENIOWYCH BETONU NA ROZCIĄGANIE

Zagadnieniom zmęczeniowym betonu rozciąganego nie poświęcono zbyt wielu prac w literaturze technicznej. Mało też zostało przeprowadzonych badań doświadczalnych w tym zakresie - stąd stosunkowo niewielka ilość informacji na ten temat.

Obszerną i szczegółową analizę wyników doświadczalnych - własnych i obcych - w zakresie wytrzymałości zmęczeniowej betonu rozciąganego R_{rN} przeprowadzili Korczinskij i Biecheniowa [10]. Na tej podstawie podali oni następującą zależność korelacyjną:

$$\frac{R_{rN}}{R_r} = 1,06 \left[1 - \frac{\log N}{6,3} \left(1 - \frac{1}{2,08 - 1,08p} \right) \right]; \quad (1)$$

gdzie:

R_r - wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie;

p - współczynnik asymetrii cyklu, równy

$$p = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (2)$$

N - graniczna liczba cykli obciążenia;

σ_{\min} - naprężenie minimalne cyklu;

σ_{\max} - naprężenie maksymalne cyklu.

Wzór (1) jest analogiczny do podanego przez tych samych autorów dla wytrzymałości zmęczeniowej betonu ściskanego. Również wyniki badań Karpuchina [8, 9] i Frołowa [4] oraz przeprowadzona na ich podstawie analiza wskazuje na możliwość opisu analitycznego wytrzymałości zmęczeniowej betonu rozciąganego za pomocą wzorów podobnych do opisujących wytrzymałość zmęczeniową betonu ściskanego.

Do podobnych wniosków co Karpuchin oraz Frołow doszli także Freitag [3] i Hsu [7]. Już jednak na podstawie prac [3, 4, 8, 9] można sądzić, że wytrzymałość zmęcze-

niowa odniesiona do doraźnej jest nieco większa dla betonu rozciąganego niż dla betonu ściskanego.

Częściowym potwierdzeniem możliwości opisywania wytrzymałości zmęczeniowej betonu rozciąganego wzorami analogicznymi jak dla wytrzymałości zmęczeniowej betonu ściskanego mogą być wyniki badań doświadczalnych, przeprowadzonych przez Paulmanna i Steinerta [12], którzy uzyskali przewyższenie wytrzymałości statycznej przy jednokrotnym obciążeniu dynamicznym o 14% (dla elementów betonowych rozciąganych mimośrodowo) i 17% (dla elementów rozciąganych osiowo).

Nowsze wyniki badań oraz podawane na ich podstawie zależności dotyczące wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie odchodzą od porównywania jej z wytrzymałością zmęczeniową betonu na ściskanie. Podawane są bowiem wzory aproksymujące wyniki badań doświadczalnych. Typowym przykładem są tu bardzo obszerne badania Cornelissena [1, 2], których wybrane wyniki przedstawiono na rysunkach 6 ÷ 9.

Na podstawie otrzymanych wyników badań Cornelissen podał wzór dla naprężeń jednego znaku - tylko rozciąganie - w następującej formie:

$$\log N = 14,81 - 14,52 \sigma_{\max}/R_r + 2,79 \sigma_{\min}/R_r \quad (3)$$

Po przekształceniu i wykorzystaniu zależności (2) oraz przyjmując, że $\sigma_{\max} = R_{rN}$, otrzymamy:

$$\frac{\sigma_{\max}}{R_r} = \frac{R_{rN}}{R_r} = \frac{14,81 - \log N}{14,52 - 2,79p} \quad (4)$$

Przedstawione powyżej podejścia do określania wytrzymałości zmęczeniowej betonu opisują w zasadzie tylko wyniki przeprowadzonych badań doświadczalnych w tym zakresie. Nie uwzględniono natomiast czynników technologicznych, decydujących o odmienności budowy strukturalnej i związanych z nią własnościach wytrzymałościowych betonu. Wiąże się to bezpośrednio z odmiennością przebiegów destrukcji naprężeniowej, rozumianej jako powstanie i rozwój defektów w betonie pod wpływem obciążeń.

Odmienny przebieg zmian zachodzących w strukturze obciążanych betonów decyduje o zróżnicowaniu ich wytrzymałości zmęczeniowych. Stąd też w pracy [6] zaproponowano uzależnienie wytrzymałości zmęczeniowej betonu od tak zwanych naprężeń krytycznych betonu. Wartości naprężeń krytycznych są zależne między innymi od składu i warunków dojrzewania betonu oraz szybkości obciążania, a więc od tych samych czynników, od których jest uzależniona jego wytrzymałość zmęczeniowa [6].

4. PROPOZYCJE WŁASNE OBLICZANIA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ROZCIĄGANIE PODDANEGO OBCIĄŻENIOM ZMIENNYM

4.1. Wytrzymałość zmęczeniowa

Podstawy przedstawionej niżej propozycji obliczania wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie R_{rN} podano w pracy [6]. Uzależniono ją od wartości liczby cykli obciążenia N oraz współczynnika asymetrii cyklu p , a także od częstotliwości zmiany obciążeń f . Podstawowy wzór przyjmuje postać [6]:

$$\frac{R_{fN}}{R_f} = 1,16N^{-A} (1 + B p \log N) C_f \quad (5)$$

We wzorze tym wartość współczynników A oraz B uzależniono od poziomów naprężeń krytycznych dla betonu rozciąganego σ_{rl} i σ_{rll} . Wynoszą one [6]:

$$A = 0,008 - 0,118 \log (\sigma_{rl} / R) \quad (6)$$

$$B = 0,118 (\sigma_{rll} / \sigma_{rl} - 1) \quad (7)$$

Współczynnik C_f ujmujący wpływ częstotliwości zmian obciążeń f [Hz] na wytrzymałość zmęczeniową betonu zaproponowano obliczać ze wzoru:

$$C_f = 1 - 0,07(1 - p) \log f \quad (8)$$

We wzorze (5) współczynnik 1,16 oznacza zwiększenie wytrzymałości dynamicznej w stosunku do statycznej. W pracy [6] przyjęto go tak, jak dla betonu ściskanego. W świetle wyników nowych badań korzystniej jest przyjąć wartość tego współczynnika równą 1,06.

W odróżnieniu od badań betonu na ściskanie wyznaczenie poziomów naprężeń krytycznych betonu rozciąganego jest trudne. Stąd też w literaturze technicznej brak jest jednoznacznych w tym zakresie ustaleń. Nie podlega tylko wątpliwości [11], że dla tego samego betonu naprężenia krytyczne przy rozciąganiu są wyższe niż przy ściskaniu ($\sigma_{rl} > \sigma_{cl}$; $\sigma_{rll} > \sigma_{cII}$).

Na podstawie wyników badań własnych przedstawionych w pracy [5] można przyjąć:

$$\sigma_{rll} = R_f; \quad \sigma_{rl} / \sigma_{rll} = \sigma_{cl} / \sigma_{cII}; \quad \sigma_{rl} = \frac{\sigma_{cl}}{\sigma_{cII}} \cdot R_f \quad (9)$$

Dla przeciętnych warunków laboratoryjnych, w których były przeprowadzone badania laboratoryjne, uzyskuje się $\sigma_{cl} = 0,45 R_b$ oraz $\sigma_{cII} = 0,80 R_b$. Stąd można przyjąć $\sigma_{rl} = 0,56 R_f$. Wówczas wartości współczynników A oraz B będą wynosić:

$$A = 0,038; \quad B = 0,093,$$

przy $f = 1$ Hz wzór (5) przyjmie ostatecznie postać:

$$\frac{R_{fN}}{R_f} = 1,06N^{-0,038} (1 + 0,093 p \log N) \quad (10)$$

Określone w pracy [6] wartości parametrów A oraz B wynosiły odpowiednio: 0,04 oraz 0,095.

4.2. Wytrzymałość betonu na rozciąganie po dowolnej liczbie cykli obciążenia mniejszej od granicznej

Oprócz wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie, rozumianej jako maksymalne naprężenie cyklu obciążenia, które próbka jest w stanie przenieść N razy (N - graniczna liczba cykli obciążenia), ważna jest doraźna wytrzymałość betonu na rozciąganie, tzn. poddanego wcześniej $N_i < N$ cyklom obciążenia o naprężeniu maksymalnym σ_{max} .

i minimalnym σ_{\min} . Wytrzymałość tę określono w [6], odnosząc się również do stanu struktury betonu.

Powstawanie i rozwój defektów strukturalnych w betonie rozciągany poddany obciążeniom wielokrotnie zmiennym (powtarzalnym) powoduje między innymi zmniejszenie efektywnej powierzchni przekroju poprzecznego. Za miarę tych defektów można przyjąć parametr miary uszkodzenia D definiowany wzorem:

$$D = \frac{F_0 - F}{F_0 - F_k}, \quad (11)$$

gdzie:

- F_0 - powierzchnia efektywna rozpatrywanego przekroju przed przyłożeniem obciążeń powodujących powstanie i rozwój defektów;
- F - powierzchnia efektywna po określonej liczbie cykli obciążeń N_i ($N_i < N$) o zadanych parametrach;
- F_k - powierzchnia efektywna końcowa, przy której następuje zniszczenie elementów, równa:

$$F_k = \frac{R_r N}{R_r} \quad F_0 = \frac{\sigma_{\max}}{R_r} \quad F_0 = K F_0 \quad (12)$$

Działanie obciążeń wielokrotnie powtarzalnych - o naprężeniu maksymalnym cyklu σ_{\max} - powoduje zmniejszenie powierzchni efektywnej z F_0 do F_k , odpowiadającej granicznej liczbie cykli obciążenia N . Przyjmując, że ubytek powierzchni jest proporcjonalny do F oraz przyrostu liczby cykli obciążeń dN , możemy zapisać:

$$dF = a_1 F dN_1 \quad (13)$$

Po rozwiązaniu równania (13) oraz wykorzystaniu warunków $F = F_0$ dla $N_i = 1$ oraz $F = F_k$ dla $N_i = N$ otrzymamy:

$$F = F_0 (F_k / F_0)^{N_i / N} \quad (14)$$

a po wykorzystaniu

$$F = F_0 (\sigma_{\max} / R_r)^{N_i / N} = F_0 k_r^{N_i / N}$$

Graniczną liczbę cykli obciążenia N obliczać należy, wykorzystując wzór (10). Przekształcając go, otrzymamy:

$$N = \left[\frac{1,06 C_f}{K} (1 + Bp \log N) \right]^{1/A} \quad (15)$$

Po wstawieniu do zależności, otrzymamy wzór na parametr D w postaci

$$D = \frac{1 - K^{N_i / N}}{1 - K} = \frac{1 - K^n}{1 - K} \quad ; \quad n = N_i / N \quad (16)$$

spełniający warunki:

$$N_i = 1 \text{ i } \sigma_{\max} - D_r = 0$$

$$N_i = N \quad -D_r = 1$$

Dla $\sigma_{r \max} < \sigma_{r1}$ zakłada się, że tak małe naprężenie nie powoduje powstania i rozwoju defektów strukturalnych w betonie rozciągającym.

Powstanie i rozwój defektów strukturalnych w betonie oraz związany z tym ubytek powierzchni efektywnej powodują obniżenie jego wytrzymałości. Jeżeli przyjąć najprostszą liniową zależność między wytrzymałością betonu R_{rN_i} po N_i cyklach obciążania oraz powierzchnią efektywną F , to możemy zapisać:

$$\frac{R_{rN_i} - R_{rN}}{F - F_k} = \frac{R_r - R_{rN}}{F_0 - F_k} \quad (17)$$

Po przekształceniach i wykorzystaniu wcześniej podanych zależności otrzymamy:

$$R_{rN_i} = R_r - (R_r - R_{rN}) D \quad (18)$$

lub

$$\frac{R_{rN_i}}{R_r} = 1 - (1 - K) D \quad (19)$$

4.3. Ubytek wytrzymałości betonu na rozciąganie spowodowany działaniem obciążeń zmiennych

Różnicę między wytrzymałością betonu R_r a wytrzymałością R_{rN_i} po N_i cyklach obciążenia ($N_i < N$) można zdefiniować jako ubytek wytrzymałości betonu na rozciąganie ΔR_r . Można go zapisać w formie zależności:

$$\Delta R_r = R_r - R_{rN_i} \quad (20)$$

Wykorzystując wzór (18), otrzymamy:

$$\Delta R_r = (R_r - R_{rN}) D \quad (21)$$

Względny ubytek wytrzymałości betonu na rozciąganie odniesiony do wytrzymałości doraźnej jest wówczas równy:

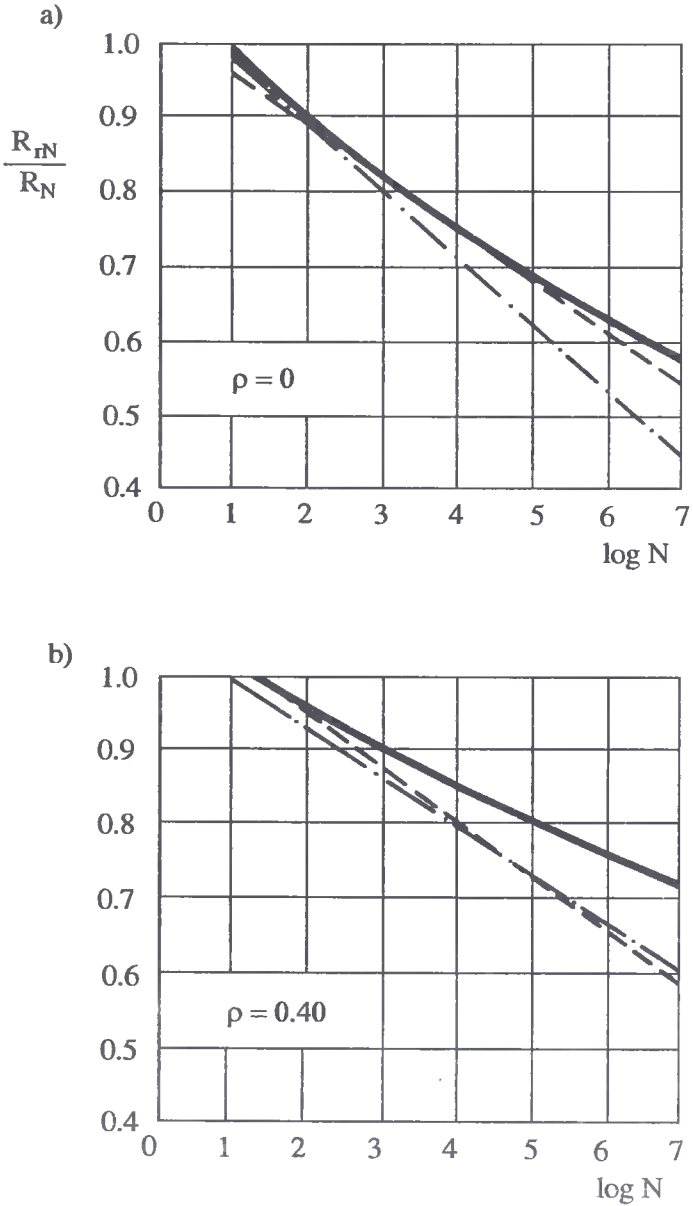
$$\frac{\Delta R_r}{R_r} = (1 - K) D \quad (22)$$

Jest on definiowany - podobnie jak wytrzymałość betonu na rozciąganie po dowolnej liczbie cykli obciążeń - tylko przez parametr K (uwzględniający stosunek naprężenia maksymalnego cyklu do wytrzymałości doraźnej) oraz miarę uszkodzeń struktury uszkodzeń D .

5. WERYFIKACJA DOŚWIADCZALNA PODANYCH ROZWIĄZAŃ

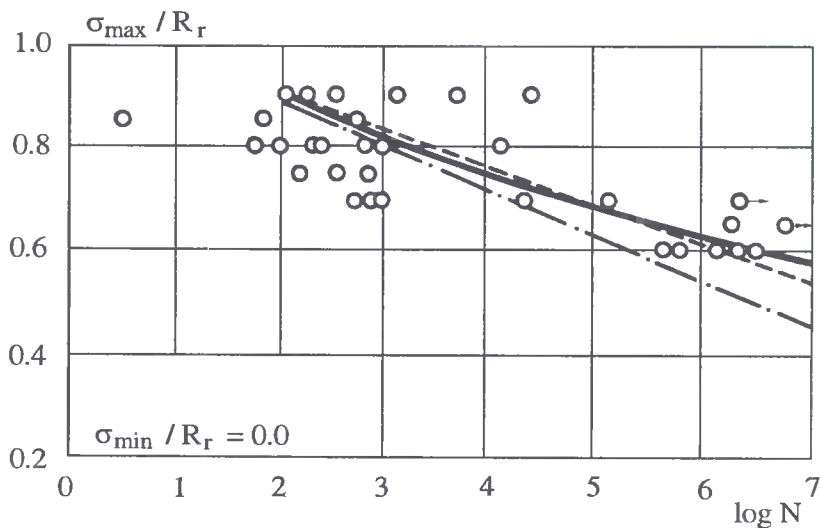
Weryfikację doświadczalną podanych rozwiązań podano w oparciu o wyniki badań Cornelissena [1, 2] oraz badań własnych [6]. Porównanie otrzymanych rezultatów przedstawiono na rysunkach 6-9 oraz 10 i 11. Na rysunku 5 natomiast przedstawiono tylko porównanie wytrzymałości zmęczeniowych betonu na rozciąganie obliczonych

według wzorów (1), (4), (10), dla współczynników asymetrii cyklu $p = 0$ (rys.5a) oraz $p = 0,40$ (rys.5b).

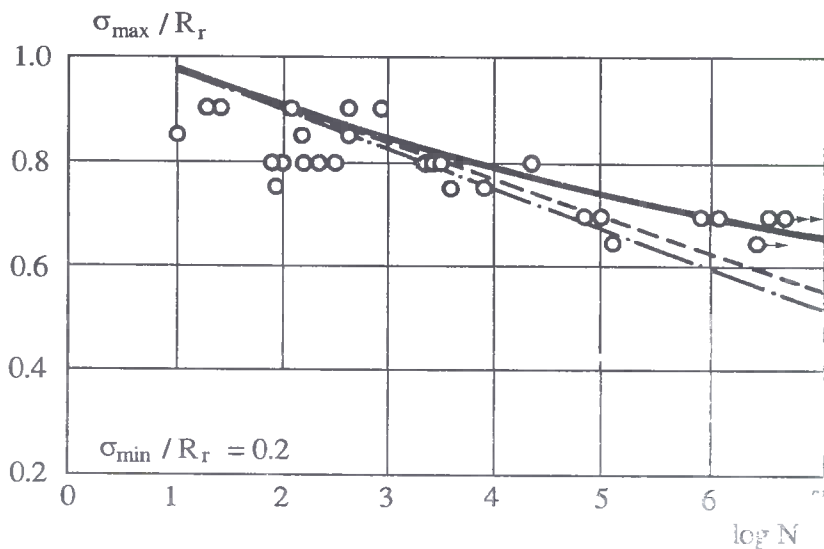


Rys. 5. Porównanie wytrzymałości zmęczeniowej betonu rozciąganego obliczanej według wzorów (1), (4) i (10); a - przy $p = 0$; b - przy $p = 0,40$

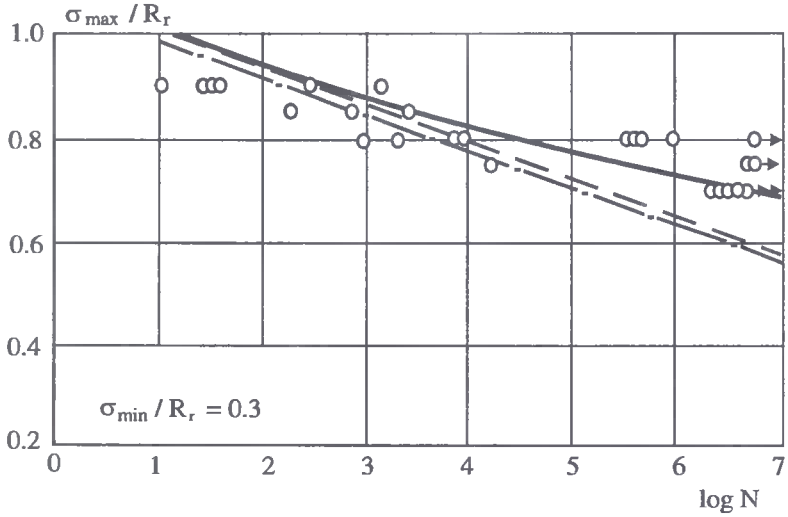
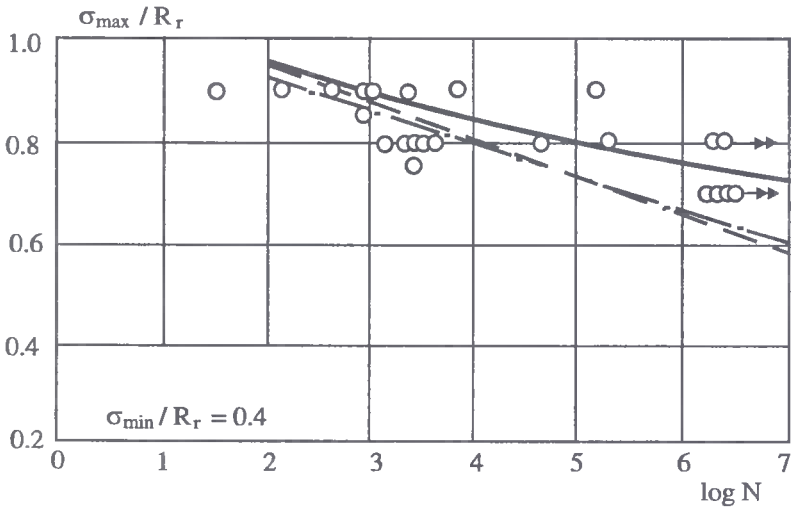
Parametrem zmiennym w badaniach Cornelissena [1,2], których wyniki przedstawiono na rysunkach 6÷9, był stosunek naprężeń minimalnego cyklu do wytrzymałości doraźnej betonu na rozciąganie. Stosunek ten wynosił 0,0 (rys.6), 0,2 (rys.7), 0,3 (rys.8), 0,4 (rys.9).



Rys. 6. Wyniki badań H. A. Cornelissena przy $\sigma_{\min} / R_r = 0,00$

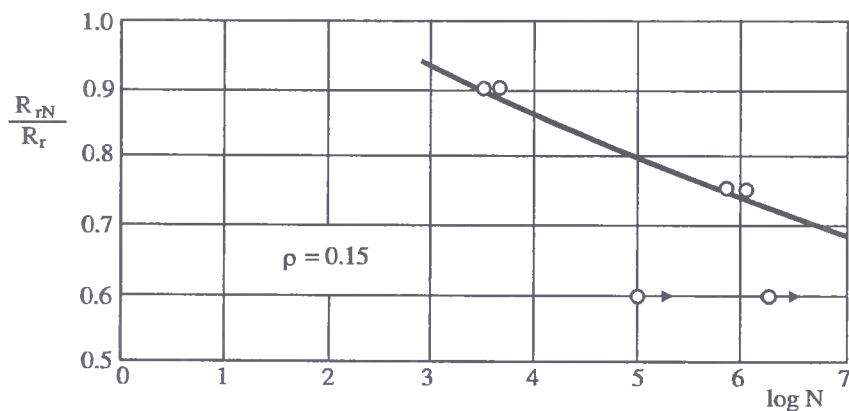
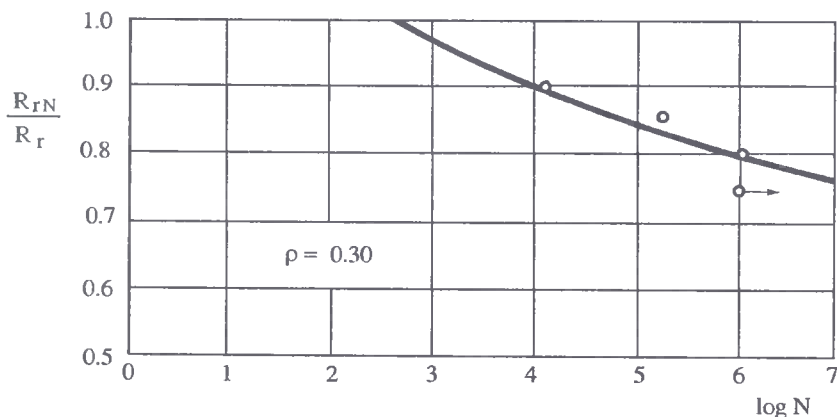


Rys. 7. Wyniki badań H. A. Cornelissena przy $\sigma_{\min} / R_r = 0,20$

Rys. 8. Wyniki badań H. A. Cornelissena przy $\sigma_{\min} / R_r = 0,30$ Rys. 9. Wyniki badań H. A. Cornelissena przy $\sigma_{\min} / R_r = 0,40$

Rysunki 10 i 11 przedstawiają wyniki badań własnych [6]. W odróżnieniu od rysunków 6÷9 kółkami zaznaczono na nich średnie wyniki z badań kilku elementów.

Na rysunkach 6÷11 dodatkowo strzałkami zaznaczono wyniki badań próbek, które nie uległy zniszczeniu wskutek działania obciążeń zmiennych. Linia ciągła na rysunkach 5÷11 przedstawia wytrzymałość zmęczeniową obliczoną z równania (10), linia przerywana - z równania (4), natomiast linia przerywana z kropkami - z równania (1).

Rys. 10. Wyniki badań własnych [6] przy $\rho = 0,15$ Rys. 11. Wyniki badań własnych [6] przy $\rho = 0,30$

Przedstawione na rysunkach 7÷9 wykresy wytrzymałości zmęczeniowych nie są w pełni adekwatne do podanych na tych rysunkach wyników badań doświadczalnych. Wynika stąd, że wyniki badań dotyczą przypadku stałej wartości naprężenia minimalnego cyklu, natomiast wykresy dotyczą stałej wartości współczynnika asymetrii p .

Porównanie wyników badań z teoretycznymi wartościami wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie R_{rN} wskazuje, że na podstawie wzorów (1) i (4) otrzymuje się zaniżone wartości R_{rN} dla dużych wartości liczb cykli obciążenia N . Lepszą zgodność otrzymano przy wykorzystaniu wzoru (10). Dla małych liczb cykli obciążenia wszystkie analizowane wzory dają zbliżone wartości wytrzymałości zmęczeniowej.

6. UWAGI I WNIOSKI KOŃCOWE

W pracy przedstawiono wybrane obce oraz własne propozycje obliczania wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie. Podane rozwiązania poddano weryfikacji

doświadczalnej. Wykorzystano przy tym wyniki obszernych badań Cornelissena [1, 2] oraz wyniki badań własnych [6].

Porównanie wyników badań doświadczalnych z teoretycznymi wskazują, że najlepszą zgodność dla całego zakresu liczb cykli obciążenia otrzymuje się przy wykorzystaniu wzoru (10). Wytrzymałości zmęczeniowe obliczone na podstawie wzorów (1) i (4) dają dobrą zgodność z wynikami badań tylko dla małych liczb cykli obciążenia.

Przedstawione wzory na obliczanie wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie zostały wprawdzie poddane weryfikacji doświadczalnej, ale w oparciu o niewielką liczbę wyników badań, aby uznać je za w pełni miarodajną. Wynika stąd konieczność prowadzenia dalszych badań doświadczalnych w tym zakresie.

Propozycje własne dotyczące obliczania wytrzymałości zmęczeniowej betonu na rozciąganie R_{mN} (wzór 10), wytrzymałości betonu po określonej liczbie cykli obciążenia R_{mN_i} (wzór 19) oraz ubytku wytrzymałości betonu ΔR_r (wzór 22), uwzględniają parametry opisujące stan struktury betonu. Miernikami tej struktury są wartości naprężeń krytycznych σ_{H1} oraz $\sigma_{H1} = R_r$.

LITERATURA

- [1] Cornelissen H.A.: Constant-amplitude test on plain concrete in uniaxial tension and in-alternating tension-compression-experiment and results. Delf University of Technology. Report 5-81-1, Research Nr 7804. Delf, 1984.
- [2] Cornelissen H.A.: State-of-the-art report on fatigue of plain concrete. Delf University of Technology. Report 5-86-3, Research Nr 7804. Delf, 1986.
- [3] Freitag W.: Das Ermüdungsverhalten des Betons. Stand der Kenntnisse und der Forschung. Beton 5, 1970 i Beton 6, 1970.
- [4] Frołow T.G.: Opriedielenije priedieła wynosliwosti bietona w swiazi s rasczetom żeleznodorożnych mostow po priedielnym sostojanijam. Żelezodorożnyje stroitelstwo 10, 1952.
- [5] Furtak K.: Wpływ mikrodefektów strukturalnych w betonie na pracę mostowych belek żelbetonowych. Praca doktorska, Kraków, 1979.
- [6] Furtak K.: Nośność przekrojów normalnych w zginanych elementach żelbetowych poddanych obciążeniom zmiennym ze szczególnym uwzględnieniem obiektów mostowych. Zeszyt Naukowy nr 64 Politechniki Krakowskiej. Kraków, 1985.
- [7] Hsu T.T.C.: Fatigue of Plain Concrete. ACI Journal, vol. 78, No 27, July-August 1981.
- [8] Karpuchin N.S.: Issledowanije wynosliwosti bietona pod wozdejstwijem mnogokratno priłożennoj rastiagiwajuszczej nagruzki. Trudy MIIT, wypusk 152, Transzeldorizdat, Moskwa, 1962.
- [9] Karpuchin N.S.: Issledowanije wynosliwosti bietona w swiazi s rasczetom mostowych konstrukcij po priedielnym sostojanijam. Trudy MIIT, wypusk 152, Transzeldorizdat, Moskwa, 1962.
- [10] Korczinskij I.L., Biecheniewa G.W.: Procznost stroitielnych materialow pri dinamiczeskich nagruženijach. Litieratura po stroitelstwu, Moskwa, 1966.
- [11] Lusche M.: The fracture mechanism of ordinary and light-weight concrete under uniaxial compression. Praca zbiorowa. Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych. Wydawnictwo PAN, Wrocław-Warszawa-Kraków-Gdańsk, 1974.
- [12] Palumann K., Steinert J.: Beton bei sehr kurzer Belastungsgeschichte. Beton, 6, 1982.

FATIGUE STRENGTH OF CONCRETE IN TENSION

Summary

The article shows proposals of making calculations of fatigue strength of concrete in tension and tensile strength after any number of cycles lower than limit. Own and foreign proposals are discussed. Experimental verification has been shown on own and foreign tests.

Recenzent: dr hab. inż. Jan Biliszcuk
prof. nadzw. Politechniki Wrocławskiej

Jan Lorkowski

NOŚNOŚĆ OBLICZENIOWA PRZEKROJU BLACHOWNICY SPAWANEJ KLASY 4

Norma [2] dzieli przekroje elementów stalowych na cztery klasy. W klasie 4 wyróżnia się trzy stany nośności: krytyczny, nadkrytyczny ograniczony i nadkrytyczny (nieograniczony). Zgodnie z zaleceniami normy [2] należy oczekiwać, że największą rezerwę nośności obliczeniowej uzyskujemy w stanie krytycznym, a najniższą w stanie nadkrytycznym. Dlatego też kształtowniki, w których występują ścianki wyłącznie jednostronnie usztywnione oraz elementy narażone na obciążenia wielokrotnie zmienne lub uderowe, należy projektować w stanie krytycznym.

W [1] zamieszczono przykład obliczenia belki o przekroju dwuteowym jak na rysunku 1.

1. NOŚNOŚĆ OBLICZENIOWA PRZEKROJU PRZY ZGINANIU

Wyznaczając smukłość względną ścianek, otrzymujemy:

- środnik

$$v = 0 \quad \beta > 1$$

$$K_2 = 0,4 \text{ zgodnie z wzorem (7) normy}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{780}{7} \cdot \frac{0,4}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 0,796$$

$$\varphi_p = 0,96$$

$$W_x = 2642 \text{ cm}^3$$

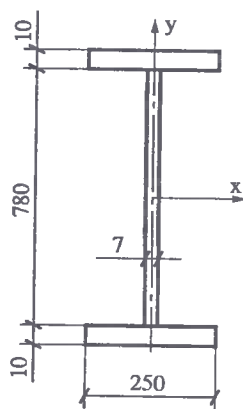
$$A = 104,6 \text{ cm}^2$$

- półka

$$v = 1 \quad \beta > 1,6$$

$$K_1 = 2,2 + 1 \cdot 0,8 = 3$$

$$\lambda_p = \frac{0,5 \cdot (250 - 7)}{10} \cdot \frac{3}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 0,651 \rightarrow \varphi_p = 1.$$



Rys. 1

1.1. Stan krytyczny

Stan krytyczny występuje wówczas, gdy którakolwiek ze ścianek przekroju ulega wyboczeniu. Zgodnie z normą współczynnik redukcyjny nośności obliczeniowej ψ w tym stanie należy wyznaczyć z zależności:

$$\psi = \varphi_p \cdot$$

Za φ_p należy przyjąć φ_p minimalne, czyli otrzymane dla najbardziej smukłej ściskanej ścianki przekroju. W tym wypadku będzie to średnik. Zatem:

$$\psi = 0,96.$$

Naprężenia w skrajnych włóknach średnika

$$\sigma_{c_w} = \varphi_p \cdot 215 = 0,960 \cdot 215 = 206,4 \text{ MPa}.$$

Nośność obliczeniowa

$$M_R = \psi \cdot W_x \cdot f_d = 0,96 \cdot 2642 \cdot 215 \cdot 10^{-3} = 545,31 \text{ kNm}.$$

W tym względzie dla stanu krytycznego norma nie definiuje innych możliwości.

$$\text{Przedstawione w [1] postępowanie prowadzące do uzyskania } \psi = 0,96 \cdot \frac{800}{780} = 0,985$$

nie znajduje uzasadnienia w normie i jest z nią niezgodne.

Przyjmując postępowanie przedstawione w [1] można sądzić, że w przekroju klasy 4 dopuszcza się wystąpienie naprężeń wyższych od f_d . Wynika to z zamieszczonego tam stwierdzenia i wyliczenia, a mianowicie: "naprężenie w skrajnych włóknach pasa nie może przekroczyć $\sigma_{cf} = \sigma_{c_w} \cdot \frac{h}{h_f} = 206,4 \cdot \frac{800}{780} = 211,7 \text{ MPa}$ ".

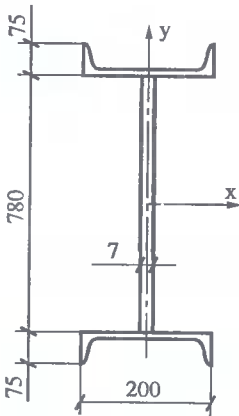
Załóżmy teraz, że półka jest grubości nie 10, ale np. 25 mm, co jest dopuszczalne i nie ma żadnego wpływu na przeprowadzone wcześniej wyliczenia związane z określeniem współczynnika ψ , σ_p i naprężeń w średniku. W tym przypadku w skrajnych włóknach półki uzyskujemy:

$$\sigma_{c_w} = 206,4 \cdot \frac{830}{780} = 219,63 \text{ MPa} > f_d = 215 \text{ MPa}.$$

Dalszą konsekwencją takiego postępowania będzie uzyskanie $\psi > 1$, gdyż podana w [1] zależność dopuszcza wyznaczanie ψ bezpośrednio na podstawie współczynnika niestaczejności φ_p średnika i stosunku wysokości całego przekroju do wysokości średnika.

Zgodnie z punktem 4.5.2 normy w klasie 4 nie dopuszcza się nawet $\psi = 1$, lecz musi zachodzić relacja $\psi < 1$. Oczywiście należy pamiętać o przekrojach uźebrowanych, kiedy wprowadzając np. żebro podłużne w średniku zmniejszamy $\bar{\lambda}_p$ i możemy uzyskać $\varphi_p = 1$. Czyli w zasadzie zmieniamy wówczas klasę przekroju. Jest to już jednak całkowicie inne zagadnienie.

Idąc dalej można przyjąć np. przekrój jak na rysunku 2, w którym również nie zmieniono wymiarów średnika, a klasa przekroju pozostaje bez zmian.



W tym przypadku postępując jak w [1], mamy:

$$\sigma_{cw} = 206,4 \cdot \frac{930}{780} = 246,1 \text{ MPa}$$

$$\psi = 0,96 \cdot \frac{930}{780} = 1,144.$$

Rys. 2

Zatem jak wyznaczyć w tym przypadku ψ , ponieważ to, co uzyskano powyżej jest błędne. Czy sposób wyznaczania ψ w stanie krytycznym może zależeć od geometrii półki, w przypadku gdy jej ścianki są bardziej krępe niż ścianka środka.

Można by sądzić, że zmiana geometrii półki może zmienić klasę przekroju niezależnie od sztywności środka. Z drugiej strony wiadomo, że gdy o nośności przekroju decyduje ścianka $\varphi_p < 1$, to najwyżej wprowadzenie żebra poziomego w środku, gdy dla półki $\varphi_p = 1$, może prowadzić do zmiany klasy przekroju.

1.2. Stan nadkrytyczny

W rozważanym przypadku z uwagi na to, że w przekroju występują ścianki ściskane, dla których $\varphi_p = 1$, stan nadkrytyczny ograniczony jest równoważny stanowi nadkrytycznemu (nieograniczonemu) - nie ma ograniczenia naprężeń.

W pełnym stanie nadkrytycznym dopuszcza się utratę stateczności przez wszystkie ściskane ścianki przekroju. Redukcji ulegają pola przekroju wszystkich ścianek, dla których $\varphi_p < 1$ w tym przypadku środka. W przekroju zredukowanym dopuszcza się wystąpienie naprężeń $\sigma_c = f_d$.

Zredukowana, współpracująca długość środka

$$b_e = \varphi_{pe} \cdot b$$

$$\varphi_{pe}(\lambda_p) = \varphi_{pe}(0,796) = 0,96$$

$$b_e = 0,96 \cdot 78 = 74,88 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = (0,3 + 0,2 \cdot \nu) \cdot b_e = 0,3 \cdot 74,88 = 22,46 \text{ cm}$$

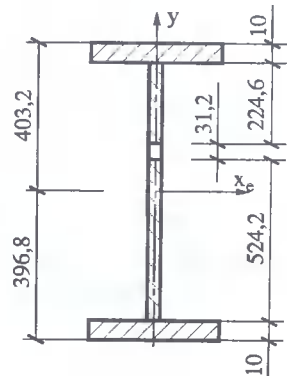
$$b_{e2} = 55,44 \text{ cm}.$$

Charakterystyka przekroju zredukowanego

$$A_e = 102,42 \text{ cm}^2; \quad I_{x_e} = 105197,69 \text{ cm}^4$$

$$W_{x_{ec}} = \frac{105197,69}{40,32} = 2609,07 \text{ cm}^3$$

$$M_R = \psi \cdot W_x \cdot f_d = 0,988 \cdot 2642 \cdot 215 \cdot 10^{-3} = 561,21 \text{ kNm}.$$



Rys. 3

W tym przypadku wszystko się zgadza. Nośność w stanie nadkrytycznym, chociaż nieznacznie, ale jest większa od nośności w stanie krytycznym. Ale czy tak będzie zawsze, jeśli dla wyznaczenia stanu krytycznego przyjmujemy algorytm przedstawiony w [1]. Zgodnie z tym algorytmem, jeśli półka przekroju przedstawionego na rysunku 1 będzie miała grubość równą 16,25 mm, to $\psi = 1$

$$\psi = 0,96 \frac{812,5}{780} = 1.$$

Jeśli dla tego przekroju określimy przekrój zredukowany, to uzyskamy:

$$W_{x_{ec}} < W_x,$$

zatem również $\psi < 1$ i nośność w stanie nadkrytycznym będzie niższa od nośności w stanie krytycznym.

Wynikałoby z tego, że przekroje pracujące w bardziej niekorzystnych warunkach należy projektować w stanie nadkrytycznym, a nie tak, jak zaleca norma [2] w pkt. 4.2.2.3, w stanie krytycznym?

2. ZAKOŃCZENIE

Jak wynika z przeprowadzonej wyżej analizy, algorytm wyznaczenia współczynnika ψ przedstawiony w [1] budzi liczne wątpliwości. Konsekwencje takiego postępowania prowadzą do niezgodności z postanowieniami norm i dają niedopuszczalne rozwiązania (np. $\psi \geq 1$ dla przekroju klasy 4).

LITERATURA

- [1] Bródka J.: Przykład obliczania blachownicy spawanej o przekroju klasy 4. Konstrukcje Stalowe 3/95.
 [2] PN-90/B -03200. Konstrukcje stalowe.

CARRYING CAPACITY OF BENDING SECTIONS OF CLASS 4

Summary

The article touches the problem of computational carrying capacity of bending sections of class 4. It demonstrates, referring to the publication [1], that the way of proceeding described in [1] is inconsistent with the Standard [2].

Recenzent: prof. dr hab. inż. Antoni Matysiak
 Politechnika Zielonogórska

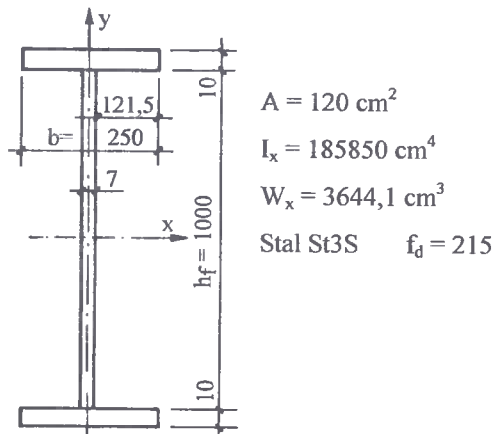
Jan Lorkowski

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU KLASY 4 NA PRZYKŁADZIE BLACHOWNICY SPAWANEJ

W dotychczasowych publikacjach i opracowaniach dotyczących normy [1] problematyka obliczeń przekrojów klasy IV jest często pomijana. Jeśli natomiast jest przedstawiana, to brakuje całościowego rozważenia zagadnienia. Na ogół nie rozpatruje się wszystkich trzech stanów, dla których można określić współczynnik ψ nośności obliczeniowej przekroju [3, 4]. Czasami pojawiają się przykłady odbiegające algorytmem postępowania od normy [2] i budzące wątpliwości.

W artykule na przykładzie dwóch przekrojów podjęto próbę przeanalizowania podstawowych zagadnień dotyczących nośności obliczeniowej przekroju w stanie krytycznym i dwóch stanach nadkrytycznych.

I. PRZEKRÓJ Z PÓŁKĄ, KTÓREJ SMUKŁOŚĆ WZGLĘDNA $\bar{\lambda}_p < 0,75$ I ŚRODNIKIEM, DLA KTÓREGO $\bar{\lambda}_p > 0,75$



1. Klasa przekroju

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{215}{215}} = 1$$

- przy zginaniu

$$\text{środek: } \frac{h_f}{t_f} = \frac{100}{0,7} = 142,85 > 105 \cdot \epsilon = 105$$

$$\text{półka: } \frac{b}{t_w} = \frac{12,15}{1} = 12,15 < 14 \cdot \epsilon = 14$$

- przy ścinaniu

$$\frac{h_f}{t_f} = \frac{100}{0,7} = 142,8 > 70 \cdot \epsilon = 70.$$

Zatem zarówno z uwagi na ścinanie, jak i zginanie przekrój jest klasy 4. Skoro przekrój zginany jest klasy 4, to tym bardziej klasy 4 będzie przekrój ściskany osiowo.

2. Nośność obliczeniowa przekroju

2.1. W stanie krytycznym

Zgodnie z normą w stanie krytycznym $\psi = \varphi_{p \min}$, czyli o nośności decyduje najbardziej smukła, ściskana ścianka przekroju, w obrębie której dopuszcza się wystąpienie naprężeń:

$$\sigma_c = \varphi_p \cdot f_d.$$

W rozpatrywanym przypadku ścianką bardziej smukłą, zatem i tą, która pierwsza utraci stateczność, jest środek.

2.1.1. Przy zginaniu

Zgodnie z tabl. 8 [1]

- dla środka

$$\beta > 1 \quad \nu = 0$$

$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot \nu = 0,4$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \frac{K}{56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 142,85 \cdot \frac{0,4}{56} \cdot 1 = 1,02$$

$$\varphi_p = 0,8 (1,02)^{-1,6} = 0,775$$

- dla półki ściskanej

$$\beta \geq 1,6 \quad \nu = 1$$

$$K_1 = 2,2 + 0,8 \cdot \nu = 3$$

$$\bar{\lambda}_p = 12,15 \cdot \frac{3}{56} \cdot 1 = 0,65 \rightarrow \varphi_p = 1$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \min(1; 0,775) = 0,775$$

$$M_R = \psi \cdot W_x \cdot f_d = 0,775 \cdot 3544,1 \cdot 21,5 \cdot 10^{-2} = 607,2 \text{ kNm.}$$

2.1.2. Przy osiowym ściskaniu

- środek $v = 1 \quad \beta > 1$

$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot 1 = 1$$

$$\lambda_p = 142,85 \cdot \frac{1}{56} \cdot 1 = 2,55$$

$$\varphi_p = 0,179$$

- półka jak przy zginaniu $\varphi_p = 1$.

Nośność obliczeniowa przekroju:

$$\psi = \min(1; 0,179) = 0,179$$

$$N_R = \psi \cdot A \cdot f_d = 0,179 \cdot 120 \cdot 21,5 = 461,8 \text{ kN.}$$

2.2. W stanie nadkrytycznym ograniczonym

Jako ograniczenie stanu nadkrytycznego przyjmuje się zachowanie stateczności przez ściskaną, bardziej krępa ściankę, która ma skutecznie podpierać ścianki pozostałe. Wynika stąd ograniczenie naprężeń do wartości krytycznej dla tej samej ścianki (podpierającej).

W rozpatrywanym przypadku tą ścianką jest półka. Jednak z uwagi na to, że φ_p półki równe jest jedności, nie będzie ograniczenia naprężeń, ponieważ: $\sigma_c = 1 \cdot f_d = f_d$.

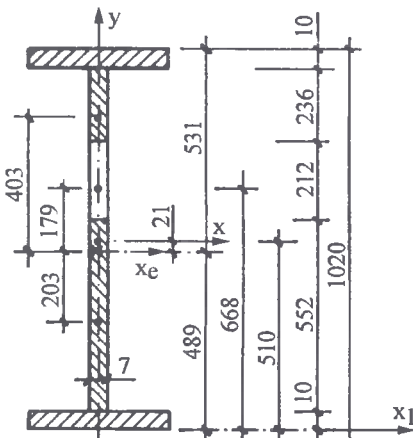
W tym przypadku stan krytyczny ograniczony jest równoważny, stanowi krytycznemu nieograniczonemu. Wystąpienie stanu krytycznego ograniczonego jest uwarunkowane taką smukłością wszystkich ściskanych ścianek przekroju, przy której $\varphi_p < 1$.

2.3. W stanie nadkrytycznym (nieograniczonym)

W tym stanie dopuszcza się utratę stateczności przez wszystkie ściskane ścianki przekroju. Redukcji ulegają pola przekroju wszystkich ścianek ściskanych, dla których $\varphi_p < 1$. W przekrojach zredukowanych dopuszcza się wystąpienie naprężeń $\sigma_c = f_d$.

2.3.1. Przy zginaniu

Zgodnie z powyższym należy zredukować pole przekroju środnika:



$$b_e = \varphi_{pe} \cdot b, \quad b - \text{wysokość środnika}$$

$$\varphi_{pe}(\lambda_p) = \varphi_{pe}(1,02) = 0,788$$

$$b_e = 0,788 \cdot 100 = 78,8 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = (0,3 + 0,2 \cdot v) \cdot b_e = 0,3 \cdot 78,8 = 23,6 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 55,2$$

$$S_{x_e} = 120 \cdot 51 - 21,2 \cdot 0,7 \cdot 66,8 = 5138,08 \text{ cm}$$

$$A_e = 120 - 0,7 \cdot 21,2 = 105,16$$

$$y_e = \frac{S_{x_e}}{A_e} = 48,9$$

$$I_{x_c} = 185850 + 120 \cdot 2,1^2 - \frac{0,7 \cdot 21,2^3}{12} - 21,2 \cdot 0,7 \cdot 17,9^2 = 181068,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{x_{cc}} = \frac{I_{x_c}}{53,1} = \frac{181068,5}{53,1} = 3410 \text{ cm}^3.$$

Zgodnie z (14) normy $\psi = \psi_c = \frac{W_{x_{cc}}}{W_x} = \frac{3410}{3644,1} = 0,936$

$$M_R = \psi \cdot W_x \cdot f_d = 0,936 \cdot 3644,1 \cdot 21,5 \cdot 10^{-2} = 733,34 \text{ kNm}.$$

2.3.2. Przy osiowym ściskaniu

Należy zredukować pole przekroju słupka:

$$b_e = \varphi_{pe} \cdot b$$

$$b_e = 0,378 \cdot 100 = 37,8 \text{ cm}$$

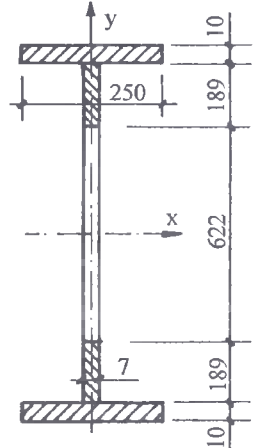
$$0,5 \cdot b \cdot e = b_{e_1} = b_{e_2} = 18,9 \text{ cm}$$

$$A_e = 120 - 0,7 \cdot 62,2 = 76,46 \text{ cm}^2.$$

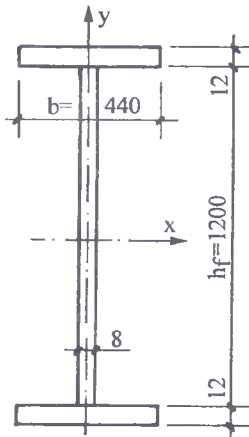
Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \psi_c = \frac{A_e}{A} = \frac{76,48}{120} = 0,637$$

$$N_R = 0,637 \cdot 120 \cdot 21,5 = 1643,46 \text{ kN}.$$



II. PRZEKRÓJ, KTÓREGO WSZYSTKIE ŚCIANKI MAJĄ SMUKŁOŚĆ WZGLĘDNĄ $\bar{\lambda}_p > 0,75$



$$f_d = 215 \text{ MPa}$$

$$A = 201,6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 503013,9 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 8219,2 \text{ cm}^3$$

1. Klasa przekroju

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{215}{215}} = 1$$

- półka

$$\frac{b}{t} = \frac{(440 - 0,8) \cdot 0,5}{12} = 18,8 > 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 1 = 14.$$

Zarówno przy zginaniu i ściskaniu osiowym cała półka jest ściskana, zatem w obu tych stanach obciążeń przekrój jest klasy 4.

2. Nośność obliczeniowa przekroju

2.1. W stanie krytycznym

2.1.1. Przy osiowym ściskaniu

- półka

$$v = 1 \quad \beta > 1,6$$

$$K_1 = 2,2 + 0,8 \cdot 1 = 3$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{(440 - 8) \cdot 0,5}{12} \cdot \frac{3}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 0,964$$

$$\varphi_p = 0,8 \cdot 0,964^{-0,8} = 0,824.$$

- środek

$$v = 1 \quad \beta >$$

$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot 1 = 1$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{1200}{8} \cdot \frac{1}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 2,679$$

$$\varphi_p = 0,8 \cdot 2,679^{-1,6} = 0,165.$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \min(0,964; 0,165) = 0,165$$

$$N_R = 0,165 \cdot 201,6 \cdot 21,5 = 715,18 \text{ kN}.$$

2.1.2. Przy zginaniu

- półka ściskana (jak w 2.1.1)

$$\bar{\lambda}_p = 0,964 \quad \varphi_p = 0,824$$

- środek zginany

$$v = 0 \quad \beta > 1$$

$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot 0 = 0,4$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{1200}{8} \cdot \frac{0,4}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 1,071$$

$$\varphi_p = 0,8 \cdot 1,071^{-1,6} = 0,716.$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \min(0,824; 0,716) = 0,716$$

$$M_R = 0,716 \cdot 8219,2 \cdot 215 \cdot 10^{-3} = 1265,26 \text{ kNm.}$$

2.2. W stanie nadkrytycznym ograniczonym

Ponieważ dla wszystkich ścianek przekroju mamy $\varphi_p < 1$, naprężenia w przekroju należy ograniczyć do takiej wartości, by stateczność zachowała ścianka bardziej krępa. Ścianką tą jest półka. W półce i stykającym się z nią środnikiem dopuszczamy naprężenia:

$$\sigma_c = f_d \cdot \varphi_p = 0,824 \cdot 215 = 177,16 \text{ MPa.}$$

Określając nośność przekroju, należy zredukować pola przekroju pozostałych ścianek ściskanych, w tym przypadku środnika.

2.2.1. Przy ściskaniu

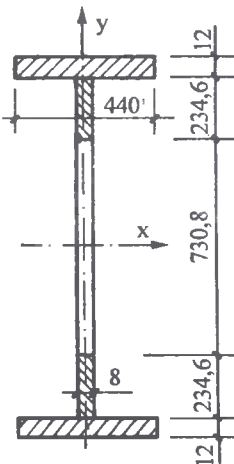
$$\bar{\lambda}_p = 2,679 \text{ (patrz 2.1.1)} \quad \varphi_p = 0,165 \rightarrow \varphi_{pe} = 0,8 \cdot 2,679^{-0,8} = 0,364$$

$$\varphi_{pe,\sigma} = \frac{f_d}{\sigma_c} \left[\varphi_p + \left(\varphi_{pe} - \varphi_p \right) \frac{\frac{\sigma_c}{f_d} - \varphi_p}{1 - \varphi_p} \right]$$

$$\varphi_{pe,\sigma} = \frac{215}{177,16} \left[0,165 + \left(0,364 - 0,165 \right) \frac{\frac{177,16}{215} - 0,165}{1 - 0,165} \right] = 0,391$$

$$b_e = 0,319 \cdot 120 = 46,92 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 23,46 \text{ cm}$$



$$A_e = 201,6 - 73,08 \cdot 0,8 = 143,14 \text{ cm}^2$$

Nośność obliczeniowa dla $\bar{\lambda}_p$ max:

$$\psi = \varphi_p \cdot \psi_e = 0,824 \cdot \frac{143,14}{201,6} = 0,585$$

$$N_R = 0,585 \cdot 201,6 \cdot 21,5 = 2535,62 \text{ kN}$$

2.2.2. Przy zginaniu

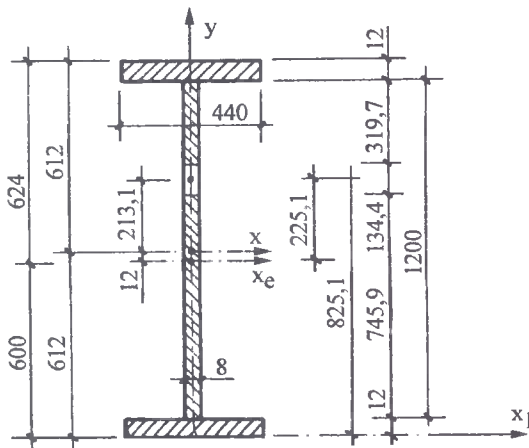
$$\bar{\lambda}_p = 1,071 \text{ (patrz 2.1.2)} \quad \varphi_{pe} = 0,8 \cdot 1,071^{-0,8} = 0,757$$

$$\varphi_{pe,\sigma} = \frac{215}{177,16} \left[0,716 + (0,757 - 0,716) \cdot \frac{\frac{177,16}{215} - 0,716}{1 - 0,716} \right] = 0,888$$

$$b_e = 0,888 \cdot 120,0 = 106,56 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = 0,3 \cdot 106,56 = 31,97 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 106,56 - 31,97 = 74,59 \text{ cm}$$



$$A_e = 201,6 - 13,44 \cdot 0,8 = 190,85 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 201,6 \cdot 61,2 - 13,44 \cdot 0,8 \cdot 82,51 = 11450,77 \text{ cm}^3$$

$$y_e = \frac{11450,77}{190,85} = 60 \text{ cm}$$

$$I_{x_e} = 503013,9 + 201,6 \cdot 1,2^2 - \frac{0,8 \cdot 13,44^3}{12} - 13,44 \cdot 0,8 \cdot 22,51^2 = 497694,32 \text{ cm}^4$$

$$W_{x,ec} = \frac{497694,32}{62,4} = 7975,87 \text{ cm}^3$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi_e = \frac{W_{x,ec}}{W_x} = \frac{7975,87}{8219,2} = 0,97$$

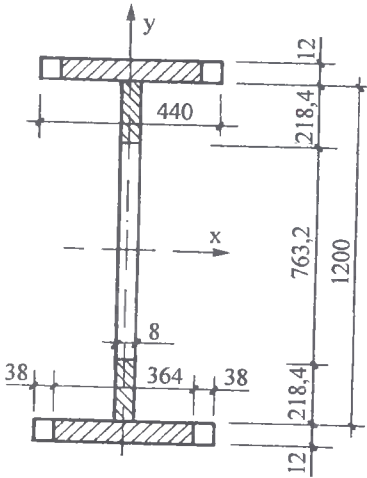
$$\psi = \varphi_{p \max} \cdot \psi_e = 0,824 \cdot 0,97 = 0,799$$

$$M_R = 0,799 \cdot 8219,2 \cdot 215 \cdot 10^{-3} = 1411,93 \text{ kNm}$$

2.3. W stanie nadkrytycznym

Ponieważ dla wszystkich ścianek przekroju $\varphi_p < 1$, należy zredukować powierzchnie współpracujących ścianek ściskanych.

2.3.1. Przy osiowym ściskaniu



- półki

$$\bar{\lambda}_p = 0,964 \text{ (patrz 2.1.1)} \rightarrow \varphi_{pe} = 0,8 \cdot 0,964^{-0,8} = 0,824$$

$$b_e = 0,824 \cdot (44 - 0,8) \cdot 0,5 = 17,8 \text{ cm}$$

szerokość współpracująca (zredukowana półki)

$$2b_e + 0,8 = 36,4 \text{ cm}$$

- środnik

$$\bar{\lambda}_p = 2,679 \text{ (patrz 2.1.1.)} \rightarrow \varphi_{pe} = 0,8 \cdot 2,679^{-0,8} = 0,364$$

$$b_e = 0,364 \cdot 120 = 43,68 \text{ cm}$$

$$b_{e_1} = b_{e_2} = 21,84 \text{ cm}$$

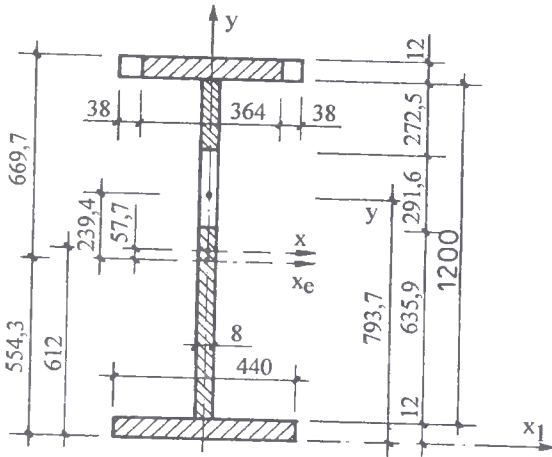
$$A_e = 201,6 - 76,32 \cdot 0,8 - 3,8 \cdot 4 \cdot 1,2 = 122,30 \text{ cm}^2$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \psi_e = \frac{A_e}{A} = \frac{122,30}{201,6} = 0,607$$

$$N_R = 0,607 \cdot 201,6 \cdot 21,5 = 2630,98 \text{ kN.}$$

2.3.2. Przy zginaniu



- półka ściskana

$$\bar{\lambda}_p = 0,964 \quad \varphi_{pe} = 0,824$$

$$b_e = 0,824 \cdot 0,5 \cdot (44 - 0,8) = 17,8 \text{ cm}$$

szerokość zredukowana półki

$$2b_e + 0,8 = 36,4 \text{ cm}$$

- środnik

$$\bar{\lambda}_p = 1,071 \quad \varphi_{pe} = 0,757$$

$$b_e = 0,757 \cdot 120 = 90,84 \text{ cm}$$

$$b_{e_1} = 0,3 \cdot 90,84 = 27,25 \text{ cm}$$

$$b_{e_2} = 90,84 - 27,25 = 63,59 \text{ cm}$$

$$A_e = 201,6 - 29,16 \cdot 0,8 - 3,8 \cdot 2 \cdot 1,2 = 169,15 \text{ cm}^2$$

$$S_{x_1} = 201,6 \cdot 61,2 - 29,16 \cdot 79,37 \cdot 0,8 - 3,8 \cdot 1,2 \cdot 121,8 \cdot 2 = 9375,56 \text{ cm}^3$$

$$y_e = \frac{9375,56}{169,15} = 55,43 \text{ cm}$$

$$I_{x_e} = 503013,9 + 201,6 \cdot 5,77^2 - \frac{0,8 \cdot 29,16^3}{12} - 2 \cdot \frac{3,8 \cdot 1,2^3}{12} +$$

$$- 29,16 \cdot 0,8 \cdot 23,94^2 - 2 \cdot 3,8 \cdot 1,2 \cdot 66,37^2 = 454528,44 \text{ cm}^4$$

$$W_{x,cc} = \frac{454528,44}{66,97} = 6787,05 \text{ cm}^3$$

Nośność obliczeniowa:

$$\psi = \psi_c = \frac{W_{x,cc}}{W_x} = \frac{6787,05}{8219,2} = 0,826$$

$$M_R = 0,826 \cdot 8219,2 \cdot 215 \cdot 10^{-3} = 1459,65 \text{ kNm.}$$

III. PODSUMOWANIE

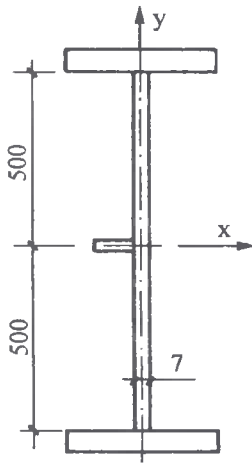
Poniżej zestawiono dla obu przykładów nośności obliczeniowe przekrojów w poszczególnych stanach.

				Stan		
				krytyczny	nadkrytyczny ograniczony	nadkrytyczny nieograniczony
φ_D średnika < φ_D półek	Przykład I średnik $\varphi_D < 1$	Noś- ność oblicze- niowa	ściskanie osiowe [kN]	461,8	1643,46	
	półki $\varphi_D = 1$		zginanie [kNm]	607,2	733,34	
	Przykład II dla średnika i półek $\varphi_D < 1$		ściskanie osiowe [kN]	715,18	2535,62	2630,98
			zginanie [kNm]	1265,26	1411,93	1459,65

Powyższe wyniki czytelnie pokazują, w których stanach uzyskujemy najmniejszą rezerwę nośności. Jednocześnie wyjaśniają zawarte w pkt. 4.2.2.3 normy [1] zalecenia, by przekroje o niekorzystnej budowie (ścianki jednostronnie usztywnione) i niekorzystnie obciążone projektować w stanie krytycznym. W stanie krytycznym przekrój ma największą rezerwę nośności. Należy jednak dodać, że można uzyskać wyższe nośności przekroju w stanie krytycznym wprowadzając choćby jednostronne uźebrowanie.

Wówczas w przypadku przykładu I możemy np. otrzymać:

- przy ściskaniu (patrz I - 2.1.2)



$$\bar{\lambda}_p = \frac{50}{0,7} \cdot \frac{1}{56} \cdot 1 = 1,276$$

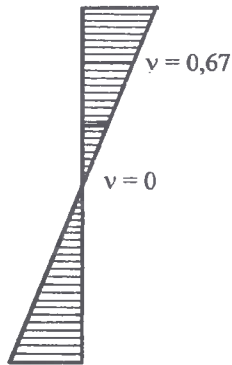
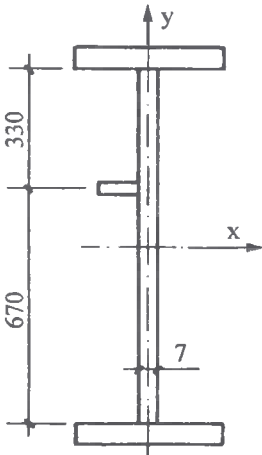
$$\varphi_p = 0,8 \cdot 1,276^{-1,6} = 0,542$$

$$\psi = 0,542$$

czyli nośność obliczeniowa przekroju z zębem poziomym jest prawie trzykrotnie większa w porównaniu z nośnością przekroju bez zęba określoną w pkt. 1 - 2.1.2.

Oczywiście zebro powinno spełniać warunki normy:

- przy zginaniu



$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot v =$$

$$= 0,4 + 0,6 \cdot 0,67 = 0,8$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{33}{0,7} \cdot \frac{0,8}{56} \cdot 1 = 0,67$$

$$\varphi_p = 1$$

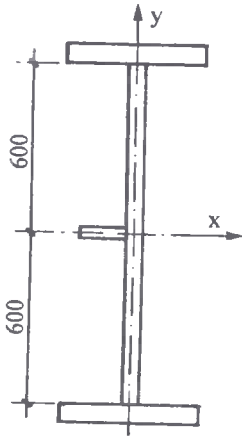
$$\psi = 1.$$

Dzięki uźebrowaniu w przekroju można w pełni wykorzystać wytrzymałość obliczeniową:

$$\sigma_c = f_d.$$

Dla przykładu II uzyskamy:

- przy ściskaniu

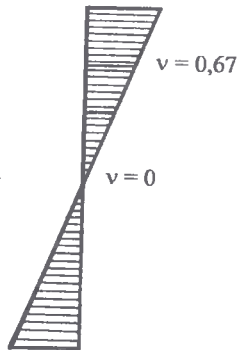
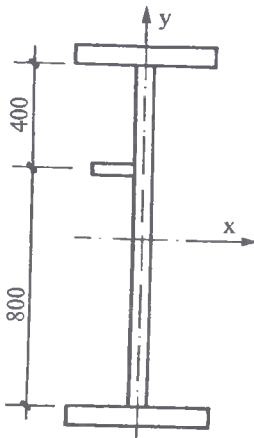


$$\bar{\lambda}_p = \frac{60}{0,8} \cdot \frac{1}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 1,339$$

$$\varphi_p = 0,8 \cdot 1,339^{-1,6} = 0,501$$

$$\psi = 0,59 > 0,195 \quad (\text{pkt. II - 2.1})$$

- przy zginaniu



$$K_2 = 0,4 + 0,6 \cdot v =$$

$$= 0,4 + 0,6 \cdot 0,67 = 0,8$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{40}{0,8} \cdot \frac{0,8}{56} \cdot \sqrt{\frac{215}{215}} = 0,71$$

$$\varphi_p = 1.$$

W rozwiązaniu z żebrami decyduje półka (patrz II - 2.1.1)

$$\psi = \min(0,894; 1) = 0,894.$$

Zatem przez lokalne uźebrowanie poziome środnika możemy zwiększyć nośność obliczeniową przekroju w stanie krytycznym lub wręcz zmienić jego klasę, jednak nigdy nie przekraczamy nośności obliczeniowej wyznaczonej dla stanu nadkrytycznego nieograniczonego.

Przedstawiona analiza nie wyczerpuje całej tematyki związanej z nośnością obliczeniową przekrojów. Z uwagi na ograniczoną objętość artykułu przedstawiono najistotniejsze, zdaniem autora, problemy dotyczące nośności obliczeniowej przekrojów dwuteowych.

LITERATURA

- [1] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [2] Bródka J.: Przykłady obliczania blachownicy spawanej o przekroju klasy 4. Konstrukcje stalowe 3/95.
- [3] Augustyn J., Bródka J., Łaguna J.: Obliczenia prętów ściskanych osiowo według PN-90/B-03200. Inżynieria i Budownictwo 1/91.
- [4] Augustyn J., Bródka J., Łaguna J.: Obliczenia prętów zginanych według PN-90/B-03200. Inżynieria i Budownictwo 2/91.

CARRYING OF THE SECTION OF CLASS 4 ON THE BASIC A PLAIN GIRDER

Summary

Computational carrying of the section of the class 4 on the basic a plain girder. In the article the fundamental problems relating to computational carrying of the section of the class 4 on the examples are investigated. These problems are analysed for the critical state and two overcritical states in the cases of an elastic bending and an axial compression.

Recenzent: prof. dr hab inż. Antoni Matysiak
Politechnika Zielonogórska

