

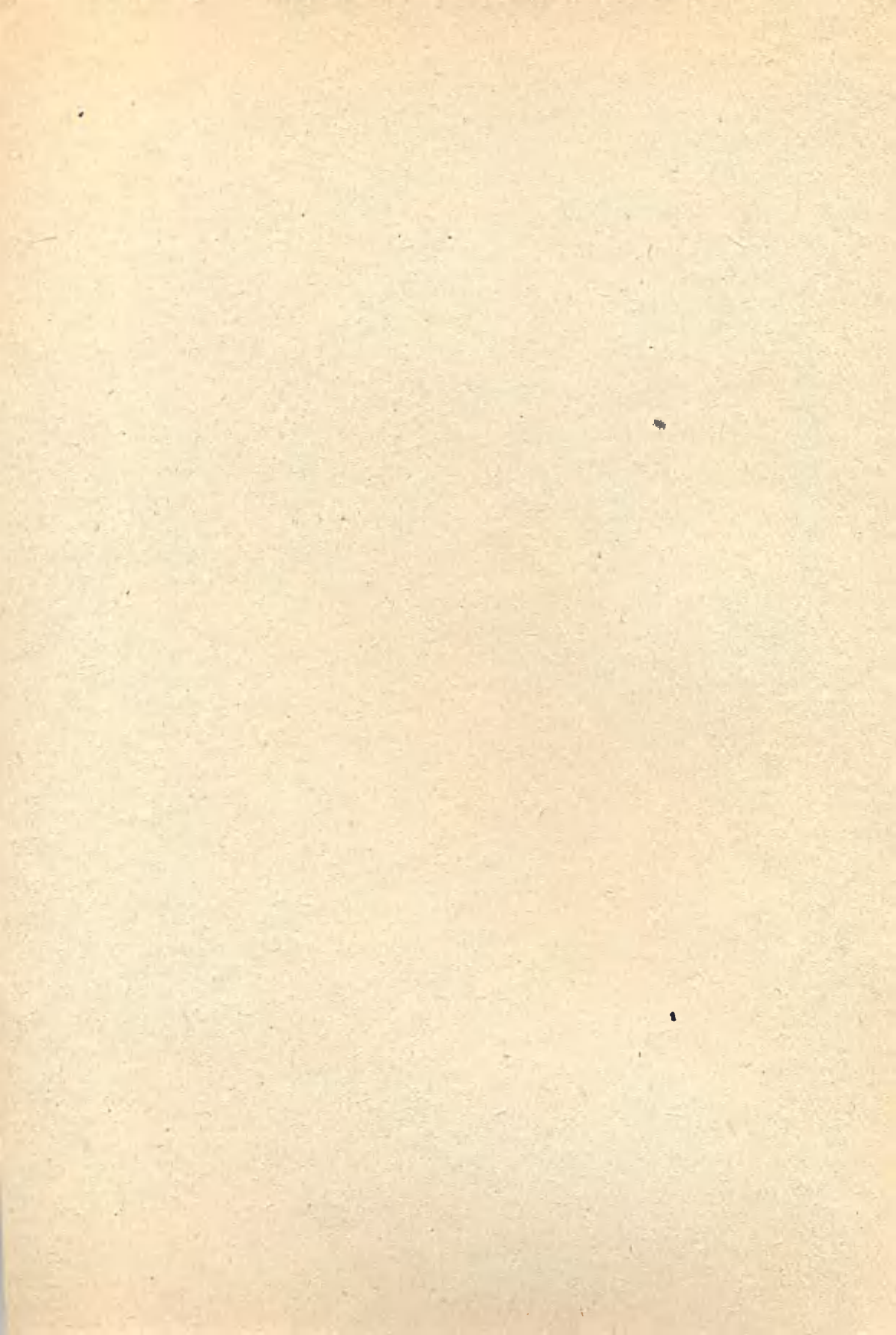
AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 157

BUDOWNICTWO 25

C₂
596

BYDGOSZCZ - 1988



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

ZESZYTY NAUKOWE NR 157

BUDOWNICTWO 25



BYDGOSZCZ - 1988

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO

doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

REDAKTOR NAUKOWY

dr inż. Jan Lorkowski

OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE

mgr Halina Koziolkiewicz, 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. wyd. 4,29, ark. druk. 4,5. Papier drukowy kl. V, 71 g, 70 × 100
Oddano do druku w sierpniu 1988 r. Druk ukończono we wrześniu 1988 r.

MEN Cena 103 zł

Uczelniany Zakład Małej Poligrafii ATR, Bydgoszcz, ul. Olszewskiego 20
Zamówienie nr 319/88. TR E-3

Nr inw. P 1445/88

88 D 66/76

SPIS TREŚCI

str.

1. Aleksander Muozko - Przystosowanie do skrajni trakcji elektrycznej istniejących wiaduktów łukowych żelbetonowych o konstrukcji ażurowej	3
2. Edward Kujawski - Szczególny sposób pomiaru ciągów tachimetrycznych	13
3. Antoni Łączkowski, Jan Górski - Pewien sposób podparcia dźwigarów strunobetonowych w konstrukcji stropodachu	19
4. Antoni Łączkowski, Andrzej Zawalski - Przemieszczenia fundamentów elewatora na podłożu lessowym	27
5. Julita Rojek - Trójparametrowy opis procesu mieszania składników betonu	35
6. Julita Rojek - Ocena stopnia zmieszania mieszanki piaskobetonowej	41
7. Zbigniew Kotłęga - Wytrzymałość na ściskanie betonu piaskowego z dodatkiem popiołów lotnych i upłynniacza SK-1	47
8. Maria Jankowska - Znaczenie zamkniętych obiegów wód przemysłowych w gospodarce wodnej	55
9. Andrzej Chajęcki - Wartościowanie pracy jako technika organizatorska w budownictwie	61



Aleksander Muczko

PRZYSTOSOWANIE DO SKRAJNI TRAKCJI ELEKTRYCZNEJ
ISTNIEJĄCYCH WIADUKTÓW ŁUKOWYCH ŻELBETOWYCH O KONSTRUKCJI AŻUROWEJ

Ze względu na konieczność szybkiego oddania obiektu do eksploatacji oraz na duże oszczędności materiałowe w postaci stali, cementu, kruszywa i drewna, podjęto decyzję modernizacji wiaduktu przez wycięcie środkowego odcinka sklepienia żelbetowego i wbudowanie w to miejsce nowego przęsła w postaci dźwigarów walcowanych z płytą żelbetową jezdnią, zbrojoną prostopadle do osi dźwigarów. Sklepienie wiaduktu przed modernizacją pracowało w zasadzie jako konstrukcja sprężona. Po wycięciu środkowego odcinka sklepienia, nastąpiło rozprężenie konstrukcji lecz siły te zostały przeniesione przez pręty stalowe będące zbrojeniem sklepienia.

1. WSTĘP

Istnieje znaczna ilość wiaduktów łukowych ażurowych, które ze względu na skrajnię trakcji elektrycznej należy dostosować do nowych warunków.

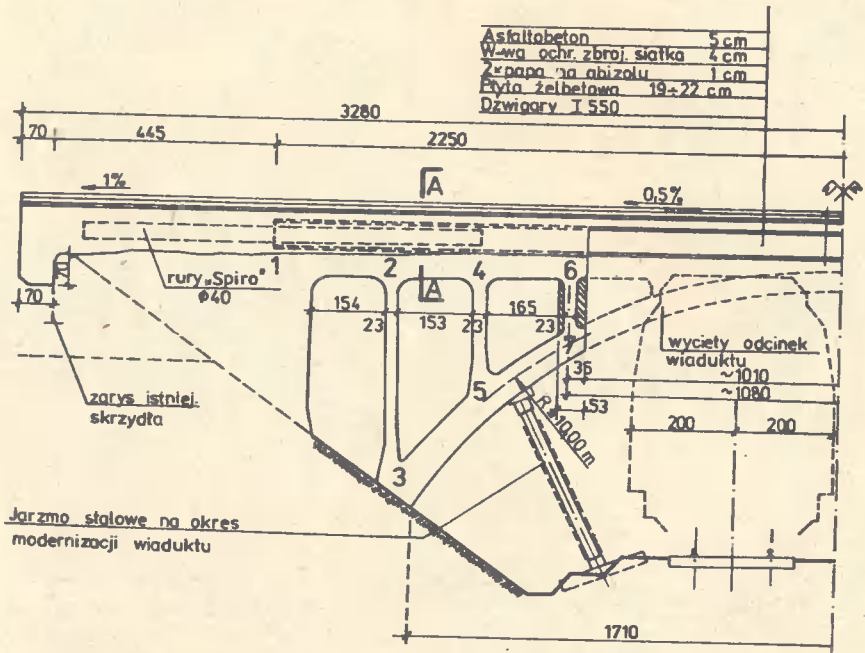
Ponieważ obniżenie niwelety w istniejących warunkach terenowych było niemożliwe, przyjęto ze względów ekonomicznych i czasowych modernizację istniejącego wiaduktu łukowego (rys.1). Do tego czasu zmodernizowano i oddano do eksploatacji dwa wiadukty łukowe o konstrukcji ażurowej i o zbliżonych parametrach. Omawiany wiadukt posiada:

Rozpiętość w świetle l_0	=	17,10 m,
Szerokość sklepienia b	=	5,02 m,
Promień łuku R	=	10,00 m.

2. SPOSÓB MODERNIZACJI WIADUKTU

W pierwszej kolejności sprawdzono stan techniczny istniejącego wiaduktu i ustalono schemat statyczny. Stwierdzono, że sklepienie żelbetowe jest utwierdzone w fundamentach, a płyta górna żelbetowa oparta na ściankach pionowych 2-3, 4-5, 6-7 i analogicznie po stronie przeciwnej jest monolitycznie powiązana z istniejącymi skrzydłami równoległymi do osi drogi. Ścianki pionowe są utwierdzone w sklepieniu i w płycie górnej. Według przyjętego założenia, środkową część wiaduktu należało wyciąć, a tym samym całkowicie zmienić schemat statyczny. Po wycięciu części środkowej wiaduktu, mogły ulec zmianie naprężenia pod stopami fundamentów, a tym samym powstać odkształce-

nia konstrukcji. Chcąc temu zapobiec, w obrębie podpór zostały zbudowane jarzma tymczasowe utrzymujące pozostałe części wiaduktu w stanie równowagi (rys.1).



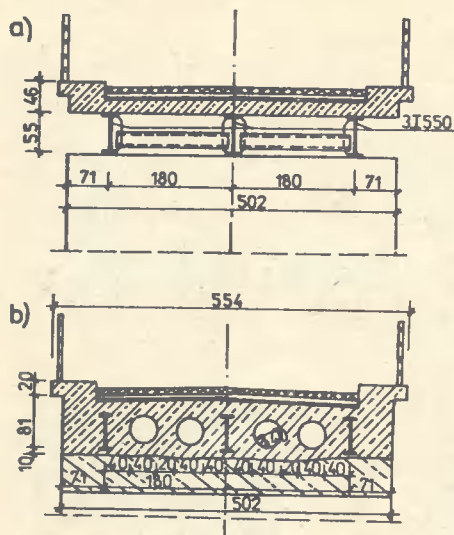
Rys.1. Widok z boku i przekrój przez jezdnię

W dalszej kolejności została zdjęta nawierzchnia, rozebrano istniejące balustrady, odkopano końcowe odcinki istniejącego wiaduktu w celu ustalenia zarysu skrzydeł i fundamentów.

Po wykonaniu tych czynności, skuto beton istniejącej płyty żelbetowej aż do poziomu zbrojenia górnego, oczyszczono nakutą powierzchnię betonową, a następnie na wiadukcie ułożono trzy dźwigary stalowe I 550 i stężono je ze sobą. Następnie wycięto środkową część sklepienia i przy pomocy dźwigu kolejowego EDK-2000 wycięty odcinek sklepienia zdjęto na wagony i odwieziono na właściwe miejsce. Dźwigary I 550 zostały połączone z prętami istniejącymi płyty górnej przy pomocy prętów spawanych 6 dwukierunkowych odgięciach przenoszących rozpór H. W ten sposób dźwigary zostały monolitycznie połączone z pozostałymi odcinkami wiaduktu.

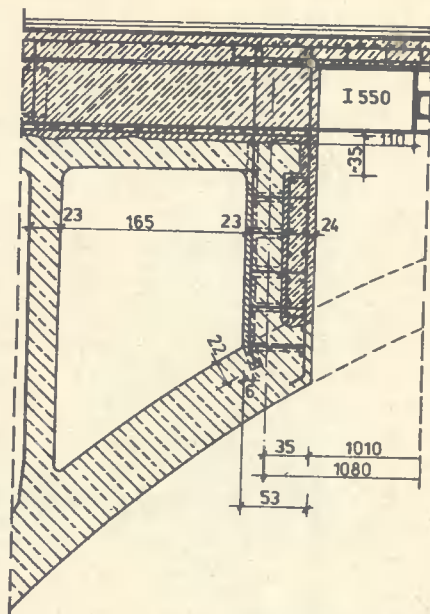
3. KOLEJNOŚĆ ROBÓT

Po rozbiórce środkowego odcinka sklepienia, wykonaniu szalunków, stężeniu dźwigarów i po wzmocnieniu ścian pionowych 6-7 i 9-10 (rys.1), wykonano



Rys.2. Przekroje poprzeczne

a - przekrój w środku wiaduktu
b - przekrój AA wg rys. 1



Rys.3.

płyte żelbetową wg rys.2, a końcowe odcinki dźwigarów I 550 i dolną siatkę projektowanego zbrojenia na pozostałych odcinkach połączono ze zbrojeniem istniejącej płyty żelbetowej (rys.3). Sposób łączenia ustalono po odkryciu zbrojenia istniejącego. Ze względu na konieczność zmniejszenia ciężaru własnego, między dźwigarami i na ich przedłużeniu zastosowano rury blaszane typu "Spiro".

W dalszej kolejności zabetonowano pozostałe odcinki łącznie z wykonaniem zaczepów żelbetowych za istniejącymi skrzydłami (rys.1). W czasie betonowania wykonano jednocześnie spadki podłużne i poprzeczne w nawiązaniu do zaprojektowanych dojazdów, które uzupełniono po zmodernizowaniu wiaduktu.

Skrzydła istniejącego wiaduktu nie były odkopane przed sporządzeniem projektu technicznego i dlatego po odkopaniu ustalono zarys skrzydeł i korpusu przyczółków, a zbędne wnęki zostały wypełnione betonem.

Po wykonaniu poręczy, izolacji, warstwy ochronnej i nawierzchni oraz po uzupełnieniu dojazdów i po wyjęciu klinów na tymczasowych jarzmach, wykonano próbne obciążenie, a następnie rozebrano jarzma tymczasowe pod pozostałymi odcinkami istniejącego wiaduktu.

W czasie modernizacji wiaduktu wykonano również konserwację odcinków istniejących przez zatynkowanie itp.

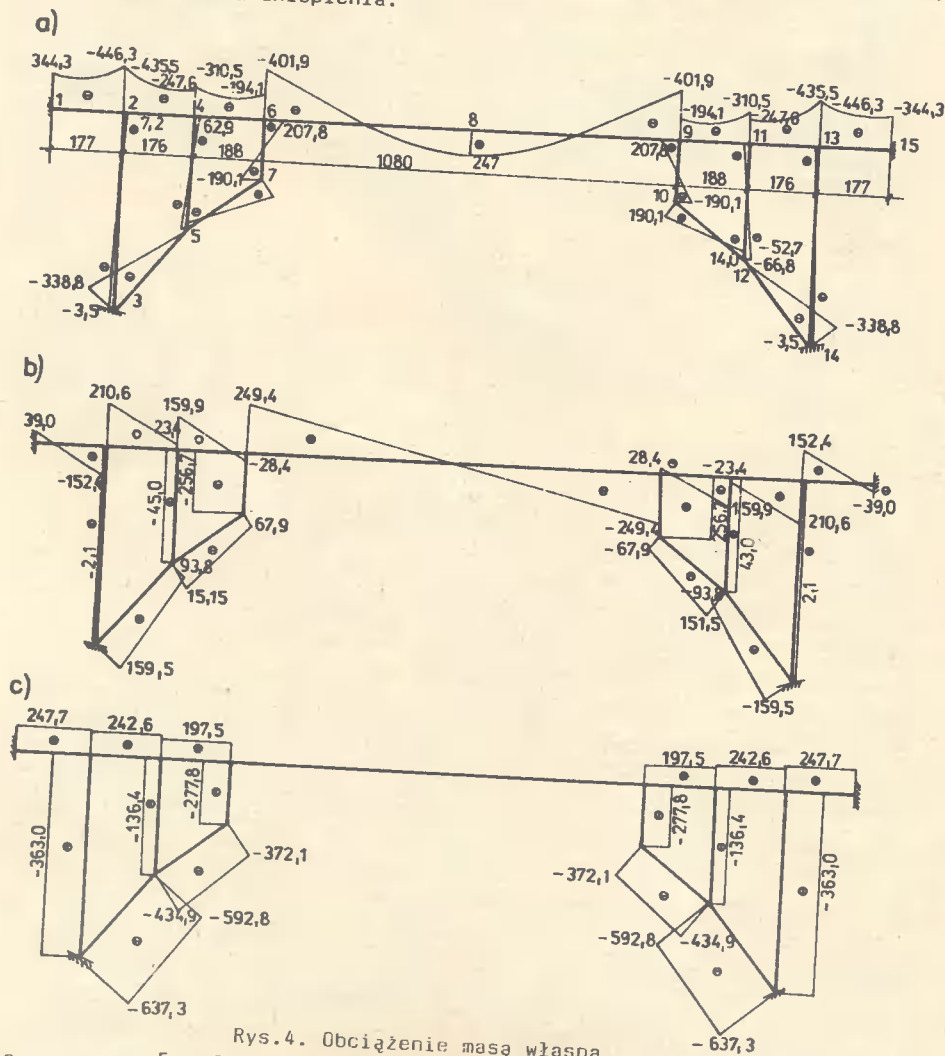
Istniejący wiadukt posiadał 5,02 m w świetle między poręczami. Po dokładnym przeanalizowaniu wytrzymałości pozostałych części wiaduktu, w czasie modernizacji nawierzchni i poręczy, jezdnia została poszerzona do 4,20 m plus dwa krawężniki po 0,51 m, czyli światło między poręczami obecnie wynosi 5,22 m.

4. ZASADY OBLICZEŃ

Płytę żelbetową na dźwigarach stalowych obliczono jako belkę ciągną bez współpracy z dźwigarami stalowymi. Zastosowano tylko pręty kotwiące zabezpieczające przed przesuwem poprzecznym. Dźwigary nośne stalowe zostały obliczone jako belki utwierdzone, monolitycznie połączone z pozostałymi częściami wiaduktu (rys.3). Obliczenia zostały wykonane na maszynie cyfrowej WANG-2200B według programu ELIKA, Klasa obciążeń II została ustalona z użytkownikiem.

Obliczenia wykonano dla trzech zasadniczych schematów obciążeń:

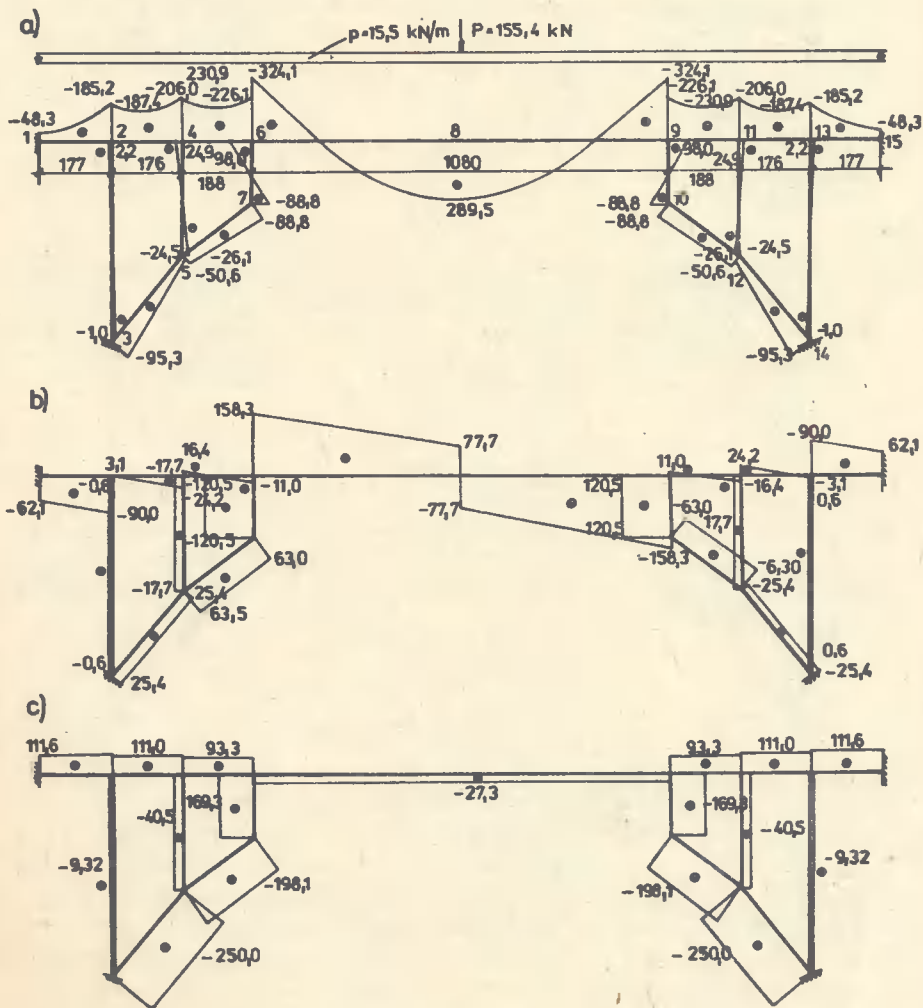
Schemat pierwszy, to ciężar własny z uwzględnieniem przęsła środkowego, ścian pionowych oraz sklepienia.



Rys.4. Obciążenie masą własną

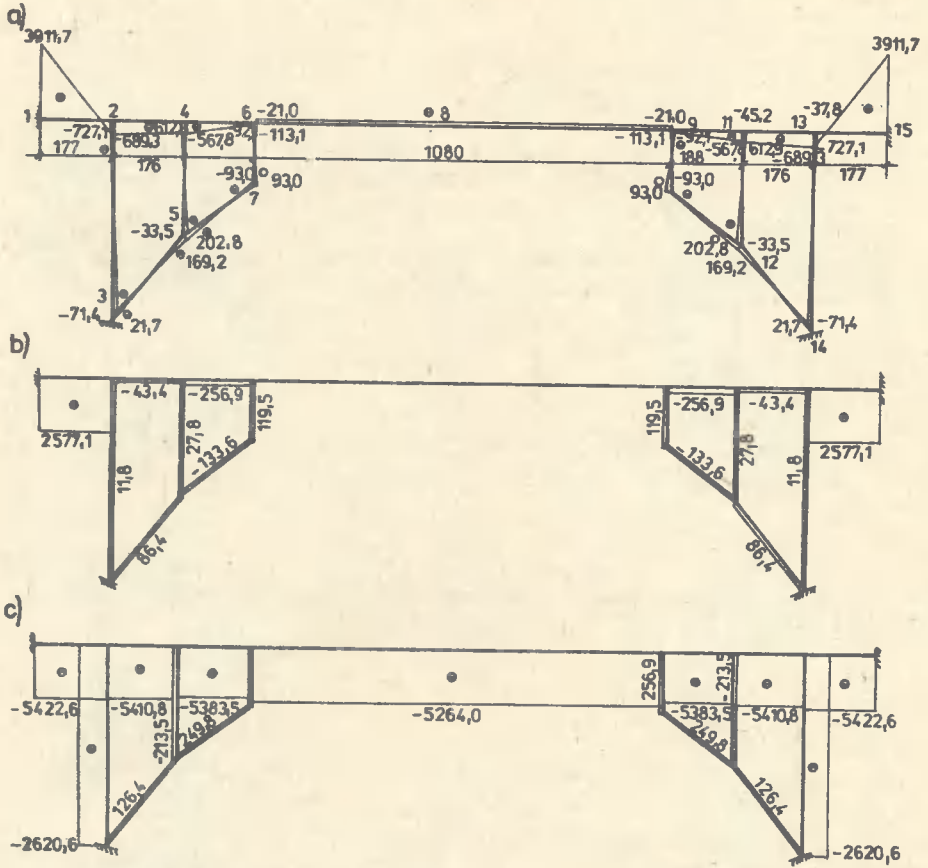
a - momenty [kN.m], b - siły tnące [kN], c - siły normalne [kN]

Schemat drugi, to obciążenie ruchome na całej długości wiaduktu.
Schemat trzeci uwzględni wpływ temperatury $\alpha C = 25^{\circ}C$ (rys.4,5,6).



Rys.5. Obciążenie użytkowe

a - momenty [kN.m] , b - siły tnące [kN] , c - siły normalne [kN]



Rys.6. Obciążenie zmianą temperatury

a - momenty [kN.m], b - siły tnące [kN], c - siły normalne [kN]

Wpływ temperatury ma istotne znaczenie, lecz po uwzględnieniu nie wykorzystanych naprężeń w dźwigarach stalowych, naprężenia mieszczą się w granicach dopuszczalnych.

4.1.1. Materiały użyte do modernizacji wiaduktu

Zastosowano:

- drewno sosnowe,
- stal St 3SX,
- stal profilową St 3S,
- beton płyty w przęśle B 20,0 MPa,
- beton w obrębie rur "spiro" B 17,0 MPa.

4.2. Konstrukcja nośna

Konstrukcja nośna nowego odcinka przęsła składa się z trzech dźwigarów walcowanych I 550 oraz dwuprzęsłowej płyty żelbetowej grubości 22 cm ze wspornikami.

Przed rozpoczęciem montażu nowego przęsła nad środkową częścią wiaduktu, pozostałe odcinki wiaduktu istniejącego zostały dodatkowo podparte przy pomocy jarzm stalowych.

Jarzma te były niezbędne, ponieważ należało uniknąć dodatkowych naprężeń od ciężaru własnego, ciężaru nowego przęsła i nadbetonu nad pozostałymi odcinkami istniejącego wiaduktu.

Po zabetonowaniu całości i stwardnieniu betonu dodatkowe jarzma zostały zdemontowane i dla takiego schematu zostały wykonane obliczenia statyczne.

Przyjęto założenie, że dźwigary stalowe I 550 są utwierdzone na wspornikach pozostałych części wiaduktu. Współczynnik dynamiczny dla przęsła nad środkiem wiaduktu $\varphi = 1,32$. Na wiadukcie mieszczą się trzy pasma obciążenia ruchowego, wtedy: $p = 15,4$ kN/m; $P = 155,36$ kN.

Naprężenia w dźwigarach stalowych bez wpływu temperatury wynoszą:

$$\sigma_x = 67 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_N = 1,4 \quad \text{MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 68,4 \quad \text{MPa}$$

Z uwzględnieniem wpływu temperatury:

$$\sigma_x = 69 \quad \text{MPa}$$

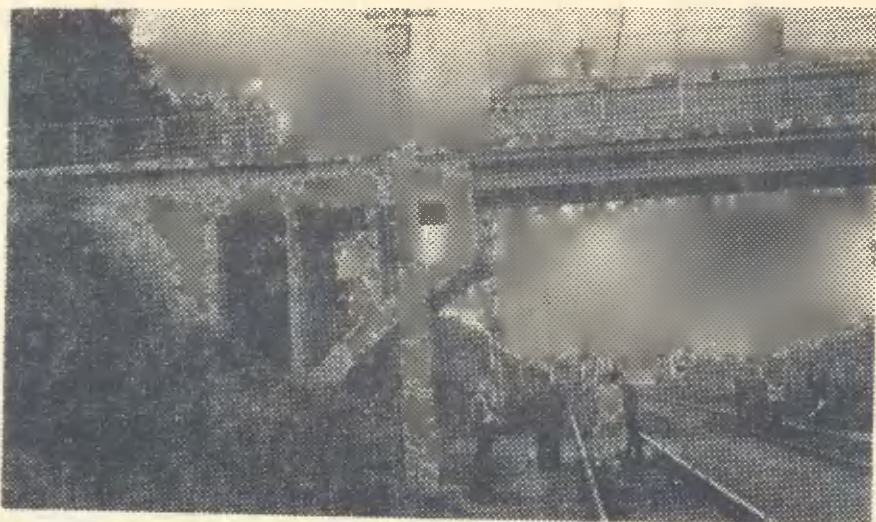
$$\sigma_N = 83,9 \quad \text{MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 152,9 \quad \text{MPa}$$

W dalszej kolejności sprawdzono inne pręty pozostałych części istniejącego wiaduktu i stwierdzono, że pręt 6-7 należy wzmocnić. Wzmocnienie zostało wykonane przez pogrubienie ścian pionowych, stanowiących bezpośrednie podparcie dźwigarów stalowych przęsła środkowego.

Z obliczeń widać wyraźnie, że wpływ temperatury ma istotne znaczenie dla tego rodzaju konstrukcji i dlatego obciążenie temperaturą przy tych konstrukcjach należy traktować jako podstawowe.

Po wykonaniu nawierzchni, poręczy i uzupełnieniu dojazdów przeprowadzono próbne obciążenie, które wykazało odkształcenia sprężyste do 2 mm. Następnie wiadukty przekazano do eksploatacji (rys.7).



Rys.7. Wiadukt przekazany do eksploatacji

ADAPTATION OF EXISTING OVERPASSES OF REINFORCED CONCRETE ARCHES OF OPENWORK DESIGN

Summary

Because of the need to put the object into service in a short period of time and the necessity to make substantial material savings of steel, aggregate and wood, it was decided to modernize the overpass in the following way:

- The middle segment of reinforced concrete vaulting was cut off and a new bridge span in the form of cold-rolled girders with a concrete roadway plate, with reinforcements perpendicular to its axis, was built into its place.

- The vaulting of the overpass, prior to the modernization, used to function essentially as a prestressed construction. The cut off middle segment of the vaulting resulted in a relaxation of tension, but the forces were transferred by steel rods reinforcing the vault.

ПРИСПОСОБЛЕНИЕ ЭЛЕКТРИЧЕСКОЙ ТЯГИ СУЩЕСТВУЮЩИХ АРОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВИАДУКТОВ АЛЮРНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Резюме

В связи с необходимостью срочной передачи объекта в эксплуатацию, а также анализа экономичности предприятия в области применения стали, цемента, заполнителя и древесины, решено произвести модернизацию существующего виадукта путём вырезки срединной части железобетонного свода и встройки в место его нового пролёта в виде несущих балок с железобетонным полотном, армированным перпендикулярно оси балок. Свод виадукта до момента модернизации работал, как напряжённая конструкция. После вырезки срединного отрезка свода наступило ослабление напряжения конструкций, но силы эти стали переноситься стальными стержнями, являющимися его арматурой.

Edward Kujawski

SZCZEGÓLNY SPOSÓB POMIARU CIĄGÓW TACHIMETRYCZNYCH

W artykule przedstawiono możliwość wykorzystania pomierzonego kąta paralaktycznego dla dowolnie zidentyfikowanej bazy na łącie do zakładania ciągów tachimetrycznych w trudnych, leśnych warunkach terenowych.

Artykuł zawiera propozycję rozszerzenia elementów mierzonych w tachimetrycznych ciągach osnowy pomiarowej w celu umożliwienia jej zakładania w terenach trudno dostępnych dla szczegółowego pomiaru rzeźby terenu.

W trudno dostępnych dla pomiaru rzeźby terenu obszarach leśnych lub zadrzewionych założenie osnowy pomiarowej w formie ciągów poligonizacji technicznej zaniwelowanej ciągami niwelacji geometrycznej jest niezmiernie pracochłonne i kosztowne. W przypadku, gdy na obszarze objętym pomiarem nie występują elementy sytuacyjne podlegające inwentaryzacji, a rzeźba terenu nie zawiera sztucznych form będących przedmiotem szczególnego zainteresowania, pomiar można przeprowadzić w oparciu o założone tachimetryczne ciągi pomiarowe. Wybór drogi przebiegu tych ciągów dokonywany jest w trakcie prowadzenia pomiaru. Zależy ona często od możliwości zrealizowania wizury między sąsiednimi punktami zamiast od występujących form ukształtowania pionowego terenu. Decyzje te uzasadnione są niechęcią do wykonywania przecinek w drzewostanie i wynikają z trudności związanych z uzyskaniem potrzebnych odczytów łaty. Stały kąt paralaktyczny dalmierza powoduje bowiem, że często, gdy ustalimy dobre pole widzenia dla dolnej kreski, górna bywa skierowana na zasłoniętą część łaty. Dla uniknięcia tej niedogodności proponuje się w takich przypadkach zidentyfikować dowolne dwa punkty na łącie /dolny O_D oraz górny O_G / i pomierzyć do nich kąty pionowe α_D oraz α_G /rys.1/.

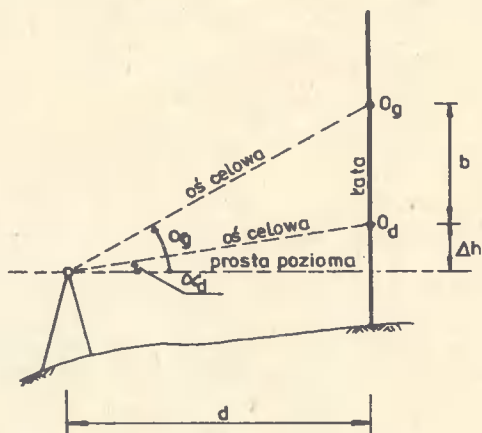
Pomierzone kąty α_D oraz α_G , przy określonej na łącie bazie $b = O_G - O_D$, pozwalają wyznaczyć odległość d oraz przewyższenie osi celowej Δh . Wielkości te będą równe /rys.1/

$$d = \frac{b}{\operatorname{tg}\alpha_G - \operatorname{tg}\alpha_D} \quad (1)$$

oraz

$$\Delta h = \frac{b}{\operatorname{tg}\alpha_G - \operatorname{tg}\alpha_D} \cdot \operatorname{tg}\alpha_D \quad (2)$$

$$\text{lub} \quad \Delta h + b = \frac{b}{\operatorname{tg} \alpha_g - \operatorname{tg} \alpha_d} \cdot \operatorname{tg} \alpha_g \quad (3)$$



Rys.1

Istota tej propozycji polega zatem na zastąpieniu stałego kąta paralaktycznego dalmierza kreskowego, który w instrumencie zrealizowany jest z wysoką precyzją, pomiarem takiego kąta na kręgu pionowym, wprowadzie z mniejszą dokładnością, ale za to łatwo wybieralnej bazy.

Przyjmując opisane wyżej rozwiązanie pomiaru przeanalizujemy wielkość błędów średnich, jakimi obarczone będą wyznaczone odległości i przewyższenia. Do analizy przyjęto:

- z punktu widzenia wpływu błędu bazy:

$$\mu_1 = \pm 0,0002 \text{ m (dla tachimetrii praktycznie bezbłędnie); } \mu_2 = \pm 0,001 \text{ m ;}$$

$$\mu_3 = \pm 0,003 \text{ m ;}$$

- z punktu widzenia wpływu długości bazy:

$$b_1 = 0,5 \text{ m, } b_2 = 1,0 \text{ m, } b_3 = 2,0 \text{ m; } b_4 = 3,0 \text{ m ;}$$

- z punktu widzenia wpływu błędu pomiaru kątów pionowych:

$$m\alpha_1 = \pm 3'' \text{ (dla tachimetrii praktycznie bezbłędnie), } m\alpha_2 = \pm 6'', \text{ } m\alpha_3 = \pm 12''$$

$$\text{oraz } m\alpha_4 = \pm 30'' \text{ ;}$$

- z punktu widzenia kąta nachylenia osi celowej /wielkości mierzonego przewyższenia Δh /:

$$\alpha_{d1} = 0^\circ, \alpha_{d2} = 2,5^\circ, \alpha_{d3} = 5^\circ, \alpha_{d4} = 7,5^\circ, \alpha_{d5} = 10^\circ \text{ ;}$$

- z punktu widzenia mierzonej odległości d /zasięgu pomiaru/ :

$$d_1 = 50 \text{ m, } d_2 = 75 \text{ m, } d_3 = 100 \text{ m, } d_4 = 125 \text{ m oraz } d_5 = 150 \text{ m.}$$

Dla przedstawionych przypadków obliczono na EMC błędy średnie odległości m_d i przewyższenia $m_{\Delta h}$ wg wzorów

$$m^2_d = \frac{\mu^2}{(\operatorname{tg}\alpha_g - \operatorname{tg}\alpha_d)^2} + \left(\frac{1}{\cos^4 \alpha_g} + \frac{1}{\cos^4 \alpha_d} \right) \cdot \frac{b^2 \cdot m^2}{(\operatorname{tg}\alpha_g - \operatorname{tg}\alpha_d) \cdot \varrho^2} \quad (4)$$

$$m^2_{\Delta h} = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha_d \cdot \mu^2}{(\operatorname{tg}\alpha_g - \operatorname{tg}\alpha_d)^2} + \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha_d}{\cos^4 \alpha_g} + \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha_g}{\cos^4 \alpha_d} \cdot \frac{b^2 \cdot m^2_{oc}}{(\operatorname{tg}\alpha_g - \operatorname{tg}\alpha_d)^4 \cdot \varrho^2} \quad (5)$$

Poniżej przedstawiono analizę komputerowych wydruków w formie wniosków ilustrowanych wybranymi, skrajnie różniącymi się rezultatami.

1. Wynika z niej, że dla uzyskania wyższej dokładności wyznaczenia odległości i przewyższenia należy dążyć do uzyskania możliwie najdłuższej bazy b oraz maksymalnie możliwej, dużej dokładności pomiaru kątów pionowych α_d i α_g /tab.1/. Jednocześnie stwierdza się, że wpływ bazy ma istotniejsze znaczenie niż dokładność pomiaru kątów.

Tabela 1

Błąd pomiaru kątów pionowych	Długości celowej [m]	Wyznaczone przewyższenie [m]	Błędy w [m] wyznaczenia odległości oraz przewyższenia dla różnych wielkości bazy b określonej z błędem $\mu = 0,001$ m oraz przy kącie nachylenia celowej $\alpha_g = 10^\circ$							
			$b = 0,5$ m		$b = 1,0$ m		$b = 2,0$ m		$b = 3,0$ m	
			m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$
3"	50	8,8	0,145	0,026	0,073	0,013	0,036	0,006	0,024	0,004
	75	13,2	0,282	0,050	0,141	0,025	0,070	0,013	0,047	0,009
	100	17,6	0,469	0,083	0,234	0,042	0,117	0,021	0,078	0,014
	125	22,0	0,708	0,126	0,354	0,063	0,177	0,032	0,118	0,022
	150	26,4	1,000	0,178	0,500	0,089	0,250	0,045	0,167	0,031
30"	50	8,8	1,066	0,193	0,534	0,099	0,268	0,052	0,179	0,037
	75	13,2	2,393	0,430	1,198	0,219	0,600	0,114	0,401	0,079
	100	17,6	4,250	0,760	2,126	0,385	1,065	0,198	0,711	0,136
	125	22,0	6,636	1,183	3,320	0,598	1,662	0,306	1,110	0,209
	150	26,4	9,553	1,700	4,779	0,858	2,392	0,438	1,595	0,297

2. Biorąc pod uwagę wymagania dokładnościowe dotyczące wyznaczenia sytuacyjno-wysokościowego położenia punktu w pomiarach tachimetrycznych, można stwierdzić, że dokładność określenia wielkości bazy nie ma decydującego znaczenia w wielkości błędów odległości i przewyższenia. Pozwala to na wykorzystanie zwykłej łąty niwelacyjnej bez konieczności opierania jej o specjalne podpórki podczas pomiaru /tab.2/.

Tabela 2

Błąd określenia długości bazy	Długość celowej [m]	Wyznaczenie przewyższenia [m]	Błędy w [m] wyznaczenia odległości i przewyższenia dla różnych wielkości bazy b przy kącie nachylenia osi celowej $\alpha_d = 10^\circ$ i pomiarze kątów pionowych z błędem $m_{\alpha} = \pm 6''$							
			b = 0,5 m		b = 1,0 m		b = 2,0 m		b = 3,0 m	
			m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$
0,0002	50	8,8	0,213	0,038	0,106	0,019	0,053	0,010	0,035	0,007
	75	13,2	0,478	0,086	0,239	0,043	0,120	0,022	0,080	0,015
	100	17,6	0,850	0,152	0,425	0,077	0,213	0,039	0,142	0,027
	125	22,0	1,327	0,236	0,664	0,119	0,332	0,061	0,222	0,041
	150	26,4	1,910	0,340	0,955	0,171	0,478	0,087	0,319	0,059
0,0030	50	8,8	0,367	0,065	0,183	0,033	0,092	0,016	0,061	0,011
	75	13,2	0,656	0,116	0,328	0,059	0,164	0,030	0,109	0,020
	100	17,6	1,039	0,185	0,520	0,093	0,260	0,047	0,173	0,032
	125	22,0	1,523	0,271	0,762	0,136	0,381	0,069	0,254	0,047
	150	26,4	2,111	0,375	1,056	0,189	0,528	0,096	0,352	0,065

3. Kąt nachylenia celowej ma jedynie istotny wpływ na dokładność wyznaczenia przewyższenia $m_{\Delta h}$. Nie zmienia on w zauważalny sposób wielkości błędu wyznaczenia odległości m_d /tab.3/.

Tabela 3

Długość bazy [m]	Długość celowej [m]	Błędy w [m] wyznaczenia odległości i przewyższenia w zależności od kąta nachylenia celowej α_d przy dokładności wyznaczenia bazy $m_b = \pm 0,001$ m oraz dokładności pomiaru kątów $m_{\alpha} = \pm 6''$									
		$\alpha_d = 0^\circ$		$\alpha_d = 2,5^\circ$		$\alpha_d = 5,0^\circ$		$\alpha_d = 7,5^\circ$		$\alpha_d = 10,0^\circ$	
		m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$	m_d	$m_{\Delta h}$
0,5	50	0,228	0,001	0,229	0,010	0,230	0,021	0,232	0,031	0,234	0,042
	75	0,486	0,002	0,487	0,022	0,490	0,044	0,494	0,066	0,500	0,089
	100	0,846	0,002	0,848	0,049	0,853	0,076	0,861	0,115	0,872	0,155
	125	1,309	0,003	1,312	0,059	1,319	0,118	1,332	0,177	1,349	0,240
	150	1,875	0,004	1,879	0,085	1,889	0,168	1,907	0,254	1,933	0,344
3,0	50	0,038	0,001	0,038	0,002	0,038	0,004	0,038	0,006	0,039	0,007
	75	0,081	0,002	0,081	0,005	0,081	0,008	0,082	0,012	0,083	0,016
	100	0,141	0,002	0,141	0,008	0,142	0,014	0,144	0,021	0,146	0,027
	125	0,218	0,003	0,218	0,012	0,220	0,021	0,222	0,031	0,225	0,042
	150	0,312	0,004	0,313	0,017	0,315	0,030	0,318	0,045	0,323	0,060

Podsumowując przedstawione wnioski oraz analizując dane zawarte w trzech zaprezentowanych tablicach możemy stwierdzić, że przy pomiarze ciągów tachimetrycznych, dokonanie dodatkowego pomiaru dwóch kątów pionowych do punktów wyznaczających maksymalnie dużą bazę, będzie niezmiernie przydatne. Taki uzupełniający pomiar /nawet gdyby istniała możliwość wyznaczenia położenia punktu wg normalnego pomiaru tachimetrycznego/ warto stosować przy wyznaczaniu stanowisk na tzw. "bagnecie". Pozwoli to nie tylko przeprowadzić obliczenia kontrolne, ale często może stanowić rozwiązanie o wyższej precyzji wyznaczenia.

A PARTICULAR PROCEDURE OF MEASURING TRANSIT-STADIA TRAVERSE

Summary

The article presents a possibility of using the measured parallax angle for an arbitrary identified base on stadia rod. This can be useful in establishing transit-stadia traverse in woodland conditions.

ОСОБЫЙ МЕТОД ИЗМЕРЕНИЯ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХОДОВ

Резюме

В статье представлена возможность использования измерения параллактического угла для любого идентифицированного базиса, который полезен для закладки тахеометрических ходов в особо тяжёлых лесных условиях.

Antoni Łączkowski
Jan Górski

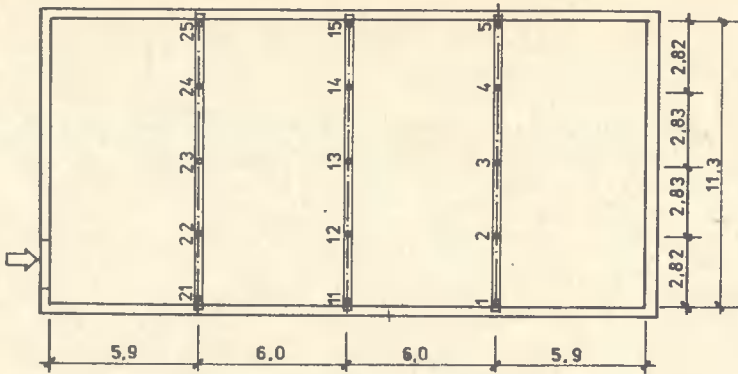
PEWIEN SPOSÓB PODPARCIA DŹWIGARÓW STRUNOBETONOWYCH
W KONSTRUKCJI STROPODACHU

W artykule przedstawiono sposób wznoszenia ugiętych dźwigarów strunobetonowych przez skonstruowanie stalowych kratownic, które przejęły udźwig konstrukcji dachu nad salą gimnastyczną szkoły podstawowej.

1. WSTĘP

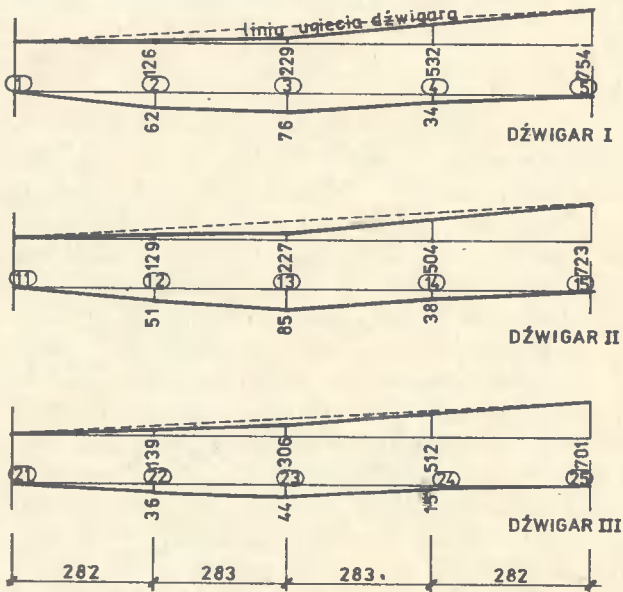
Często nabywa się materiały budowlane nie najlepszej jakości oraz bez atestów ich wytwórcy. W omawianym przypadku właśnie takie dźwigary strunobetonowe użyto do konstrukcji dachu sali gimnastycznej szkoły podstawowej. Dźwigary zostały nabyte z tak zwanych upłynnień. Zapomniano też o podstawowym obowiązku określenia przydatności udostępnionego budulca, wykonawca wbudował dźwigary, przekrył je płytami, wykonał izolację, ocieplenie, całość pokrył papą... Gdy obiekt był już gotowy, na kilka dni przed uroczystym otwarciem szkoły zauważono, że konstrukcja dachu zaczyna się nadmiernie ugiąć. Proces narastania przemieszczeń dźwigarów strunobetonowych postępował nadal. Należało więc albo zastąpić istniejącą konstrukcję dachową - nową, albo wzmocnić istniejące dźwigary. Wybrano wariant podparcia dźwigarów strunobetonowych przy pomocy stalowych wiązarów kratowych. Wybór dźwigarów kratowych związany był z założonym sposobem wzmocnienia. Zaprojektowano po obu stronach belki strunobetonowej kratownice stalowe i przez odpowiednio wykonstruowane podpory przekazano na nie obciążenie z połączenia dachowej.

Kratownice stalowe nie mogły mieć zbyt dużej wysokości konstrukcyjnej, aby nie zmniejszać wysokości użytkowej sali, a jednocześnie powinny być dostatecznie sztywne dla włączenia się do współpracy. Powinny również umożliwiać montaż wewnątrz sali.



Rys.1. Rzut sali gimnastycznej z zaznaczeniem punktów pomiarowych ugięć dźwigarów

Wyniki pomiarów przemieszczeń dźwigarów strunobetonowych dokonanych przy wykorzystaniu niwelacji precyzyjnej przedstawiono na rys.2.



Rys.2. Położenie punktów pomiarowych i ugięcie dźwigarów

2. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH KONSTRUKCJI WZMACNIAJĄCEJ

W celu wykonania obliczeń statycznych konstrukcji wzmocniającej obliczona została aktualna przybliżona sztywność dźwigara sprężonego. Ustalono rzeczywiste obciążenia dźwigara i znając strzałkę ugięcia odpowiadającą te-

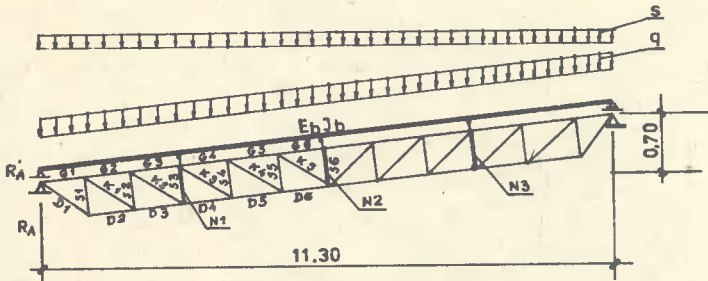
mu obciążeniu wyznaczone zostały sztywności poszczególnych dźwigarów.

$$\text{dźwigar I} \quad B = E_D \cdot J_D = 45498 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad /f_{\max} = 8,5 \text{ cm/}$$

$$\text{dźwigar II} \quad B = E_D \cdot J_D = 50886 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{dźwigar III} \quad B = E_D \cdot J_D = 87894 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Obliczeniowy schemat statyczny przyjęto jak na rys.3.



Rys.3. Schemat statyczny z zaznaczonymi miejscami podparcia belki strunobetonowej

Zginana belka została podparta dźwigarem kratowym poprzez obustronnie przegubowo połączone pręty N1, N2, N3. Założono sztywność tych prętów znacznie większą, niż sztywność prętów kratownicy.

Z uwagi na to, że więzy te będą przenosiły jedynie siły ściskające, przeanalizowano takie sposoby "podlewarowania" dźwigara, aby w więzach tych nie wystąpiły siły rozciągające, a w przypadku ich wystąpienia więzy te zostały wyłączone ze współpracy /przez przyjęcie bardzo małej sztywności/. Przeanalizowano następujące schematy:

- Schemat 1. Podlewarowanie w węzłach 1 i 3. W prętach N1 i N3 wprowadzono ich wymuszone wydłużenie o 8 mm. W węzle środkowym w pręcie N2 wprowadzono bardzo małą sztywność.
- Schemat 2. Podlewarowanie w węzle środkowym nr 2. W pręcie N2 wymuszono wydłużenie o 8 mm, pręty N1 i N3 wyłączone ze współpracy.
- Schemat 3. Podlewarowanie w trzech węzłach i obciążenie konstrukcji dachowej śniegiem /9,6 kN/m/.
- Schemat 4. Podlewarowanie w trzech węzłach i obciążenie dźwigarów kratowych pełnym obciążeniem z konstrukcji dachowej /sytuacja awaryjna/. Przyjęto tutaj znaczne zmniejszenie sztywności dźwigara strunobetonowego /przyjęto $0,1 E_D \cdot J_D$ / w strefie środkowej na długości $1/3 l$.

Wyniki obliczeń statycznych dla wzmocnienia dźwigara nr I zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1

	Nr schem.	Schemat 1	Schemat 2	Schemat 3	Schemat 4
Przemieszczenia /cm/	VI	0,6617	0,4336	/0,1425/	/-1,5201/
	V2	-0,1383	-0,0833	-0,6572	-2,3164
	V3	0,9261	0,6443	/0,2074/	/-2,3209/
	V4	-0,1780	-0,1557	-0,9926	-3,5180
	V5	0,6617	0,4336	/0,1405/	/-1,5239/
	V6	-0,1383	-0,0833	-0,6595	-2,3215
Siły w prętach /kN/	G4	-35,65	-34,28	-172,71	-610,52
	G6	-35,64	-22,55	-208,12	-739,35
	D6	-35,67	28,42	190,32	672,04
	K1	15,65	7,32	67,94	238,24
	K3	-0,01	7,32	22,14	80,61
	S1	-9,39	-4,39	-40,73	-142,55
	S3	0,00	-4,39	-13,37	-49,46
Siły w więzach /kN/	N1	-9,39	0,00	-27,47	-94,39
	N2	0,00	-8,79	-26,34	-96,43
	N3	-9,39	0,00	-27,97	-95,86
Reakcje /kN/	R _a	-9,39	-4,39	5,62	31,46
	R _a	9,39	4,39	40,75	142,69

Omówienia wymaga wybór sposobu podlewarowania wg schematu nr 3.

Przyjęto, że węzły skrajne zostaną podlewarowane o 8 mm, a węzeł środkowy o 12 mm. Wtedy siły występujące w więzach wynoszą:

$$N1 = N3 = -2,67 \text{ kN}; \quad N2 = -9,74 \text{ kN}$$

Dociążenie dachu śniegiem spowoduje wtedy prawie równomierne obciążenie tych trzech węzłów /tab.1/.

Siły w prętach dla jednej kratownicy stanowią połowę sił wyliczonych w prętach przedstawionych w tabeli 1.

Kratownice wymiarowano dla pełnego obciążenia wg schematu 4, tzn. dla przypadku, w którym dźwigar strunobetonowy utraciłby całkowicie swoją nośność, a kratownice stalowe przejęłyby wówczas całkowite obciążenie przekazywane z połączeń dachowej.

3. KILKA UWAG O MONTAŻU KONSTRUKCJI WZMACNIAJĄCEJ I REALIZACJI WZMOCNIENIA

Zaprojektowany dźwigar kratowy złożony jest z trzech segmentów. Taki podział podyktowany był możliwością jego montażu wewnątrz sali. Montaż odbywał się na rusztowaniu ustawionym wzdłuż dźwigara strunobetonowego. Każdy segment podnoszony był oddzielnie przy pomocy wciągarek zamocowanych do rusztowania. Wszystkie styki montażowe zaprojektowano na śruby zwykłe. Segment przypodporowy przedstawiono na rys.4.

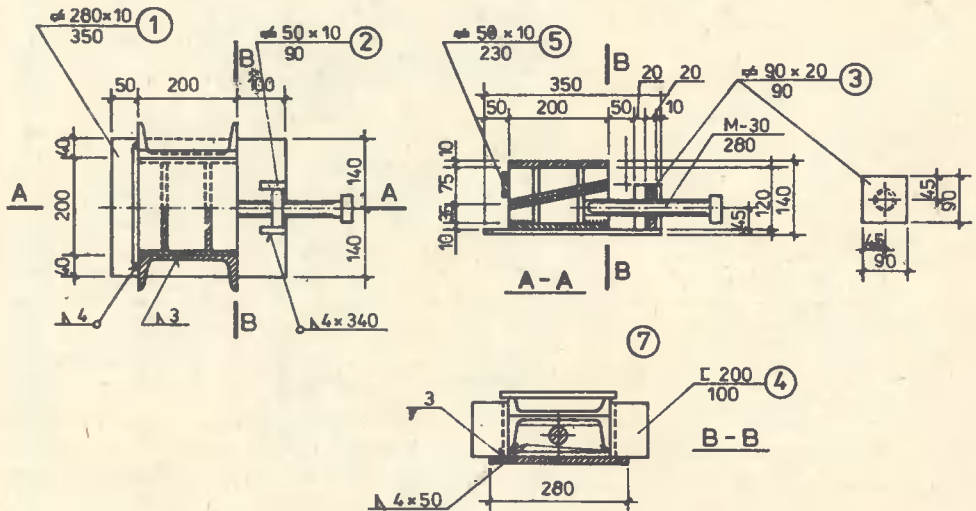
Dźwigiary stalowe ustawione zostały po obu stronach belki strunobetonowej. Na podporze dźwigiary ustawiono na wieńcu żelbetowym, który spoczywa na murze.

Sposób podlewiarowania dźwigarów wynikał z wcześniej wykonanych obliczeń statycznych.

Dla podlewiarowania - wzorując się na rozwiązaniu podanym w [1] wykonane zostały urządzenia klinowe wg rys.5.

SKAŁA 1:10

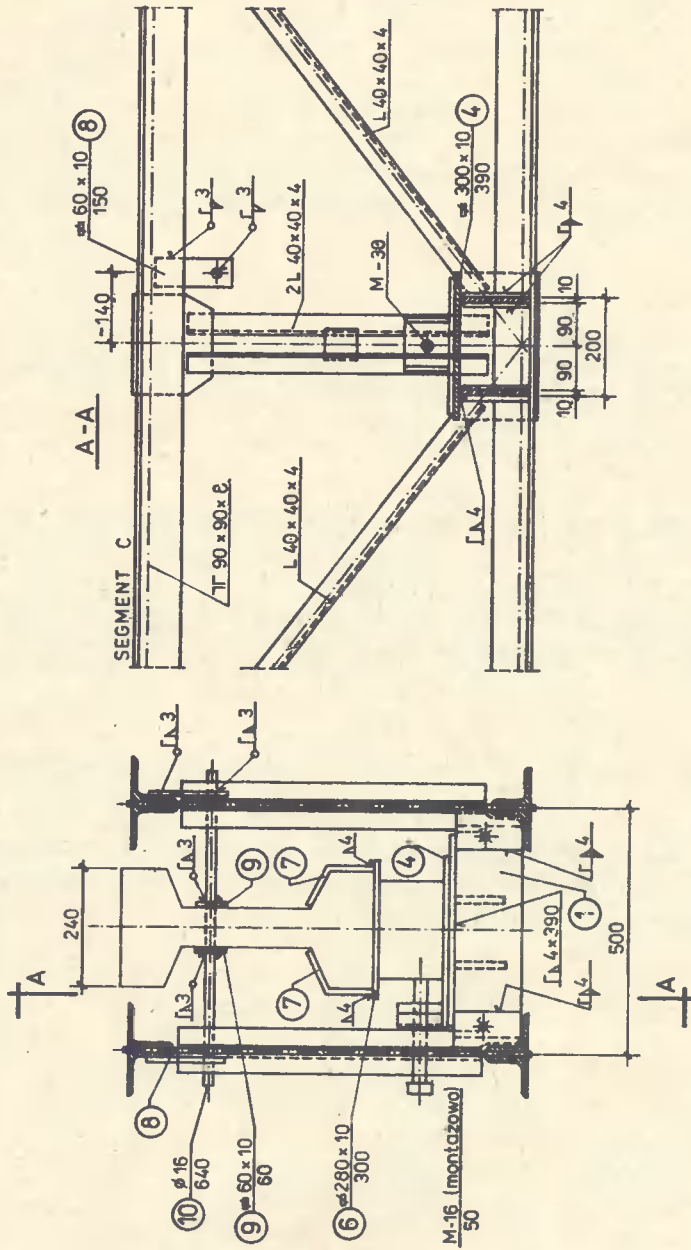
Ciężar 1 sztuki w stanie kompletnym ≈ 38 kG



Rys.5. Urządzenie klinowe dla uniesienia podciągu (9 sztuk)

Dwa dźwigiary stalowe w zaznaczonych węzłach dolnych połączone zostały elementami wsporczymi, na których ustawiono urządzenia klinowe. Następnie wykonano podlewiarowanie w węzłach skrajnych o 8 mm /pełny skok urządzenia klinowego/.

Kolejnym etapem było dokładne dopasowanie urządzenia klinowego w węzle środkowym, przyspawanie blach pienowych, a następnie podklinowanie tego węzła o 2 mm.



Rys. 6. Podparcie w węźle środkowym (ugięcie węzła 85 mm)

Na rysunku 6 widoczne są pręty okrągłe ϕ 18 przytrzymujące pas ściskany kratownicy i zmniejszające jego długość wybożeniową z płaszczyzny dźwigara.

4. WNIOSKI

Omówiony przypadek nie jest odosobniony w tak zwanych "czynach na rzecz szkół".

Należy potraktować niniejszy artykuł jako zilustrowanie zjawiska niebezpiecznych poczynań osób nieodpowiedzialnych w budownictwie. Ewidentne zagrożenie i skutki zawalenia się konstrukcji stropodachu w sali ćwiczeń gimnastycznych nie wymagają szerszych uzasadnień.

LITERATURA

- [1] Praca zbiorowa: Budownictwo Miejskie [w] Budownictwo betonowe T.X ,
ARKADY, Warszawa 1964

A METHOD OF SUPPORTING PRESTRESSED CONCRETE GIRDERS OF REINFORCED ROOF

Summary

The article presents a method of erecting pretensioned prestressed concrete girders by constructing steel trusses which support reinforced roof.

СПОСОБ КРЕПЛЕНИЯ НЕСУЩИХ СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК В КОНСТРУКЦИИ СОВМЕЩЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Резюме

В статье представлен способ возведения прогиба совмещённых струнобетонных покрытий путём конструкции стальных несущих балок, принявших нагрузку конструкции крыши школьного спортзала.

Antoni Łączkowski
Andrzej Zawalski

PRZEMIESZCZENIA FUNDAMENTÓW ELEWATORA NA PODŁOŻU LESSOWYM

W artykule przedstawiono wyniki kilku lat obserwacji osiadań płyt fundamentowych posadowionych na lessach. Osiedania wynosiły od 89,9 do 165,5 mm.

1. WSTĘP

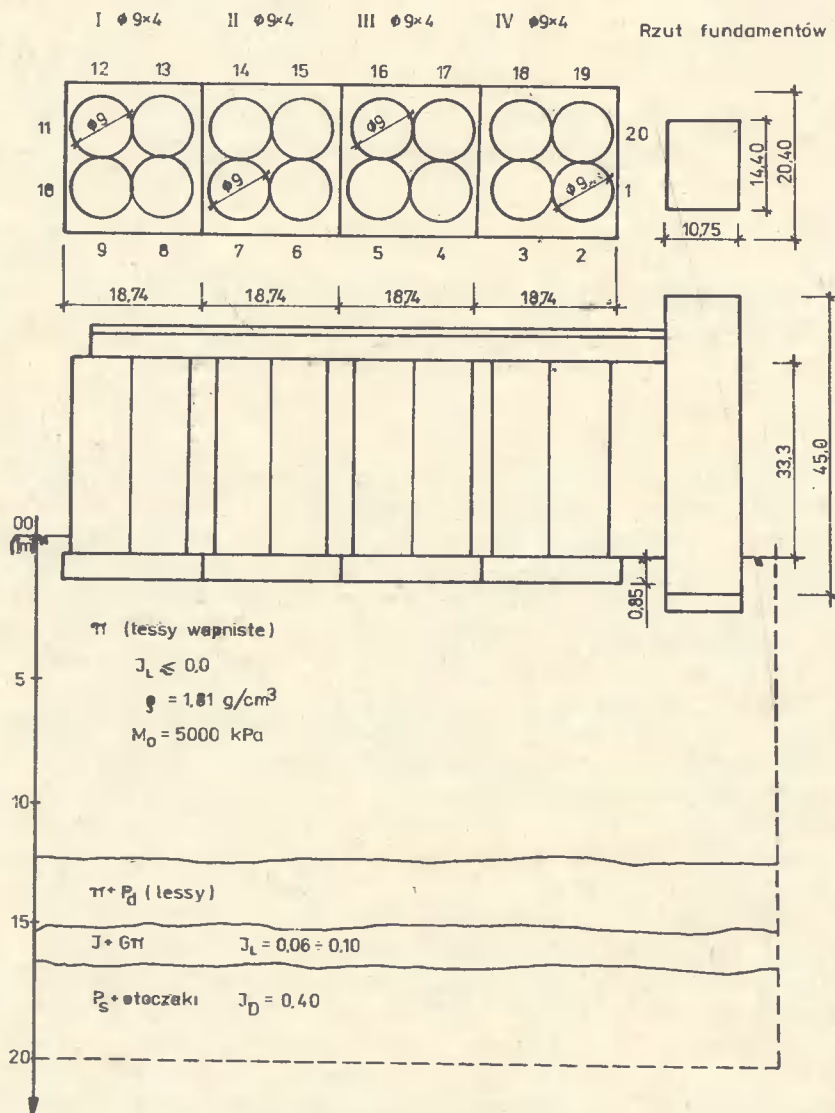
Podstawowym kryterium wymiarowania większości fundamentów jest ograniczenie osiadań podłoża do wartości dopuszczalnych ze względu na bezpieczne i prawidłowe użytkowanie obiektu [3, 5]. Cechą charakterystyczną elewatorów jest duża zmienność obciążeń przekazywanych na podłoże, wynikająca z różnego napełnienia poszczególnych silosów oraz duże wymiary fundamentów. Wartości modułów ścisłości podłoża zależą od wartości obciążenia gruntu i bardzo wyraźnie od wymiarów fundamentów [1, 5]. Dlatego wielkości osiadań obliczone na podstawie normy [9] często znacznie różnią się od osiadań rzeczywistych. Bardziej złożonym zagadnieniem jest określenie przemieszczeń fundamentów na gruntach zachowujących się specyficznie, np. lessach.

2. KONSTRUKCJA I WARUNKI POSADOWIENIA

Konstrukcję monolityczną elewatora zbożowego, zbudowanego w okolicach Jarosławia, i warunki posadowienia przedstawiono na rys.1. Stałe średnie obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem wynosiło około 90 kPa, a dodatkowe obciążenie od przechowywanego zboża /przy pełnym zasypie/ około 140 kPa. Wskaźnik osiadania zapadowego dla lessów wynosił $i_{mp} = 0,013$, tzn. na podstawie normy 8 nie są to grunty zapadowe. Należy zwrócić uwagę, że lessy tego regionu nie były badane w szerszym zakresie zmian cech fizycznych i mechanicznych. Pojedyncze badania wskazują, że różnią się one od lessów Wyżyny Lubelskiej i Wyżyny Sandomierskiej [7].

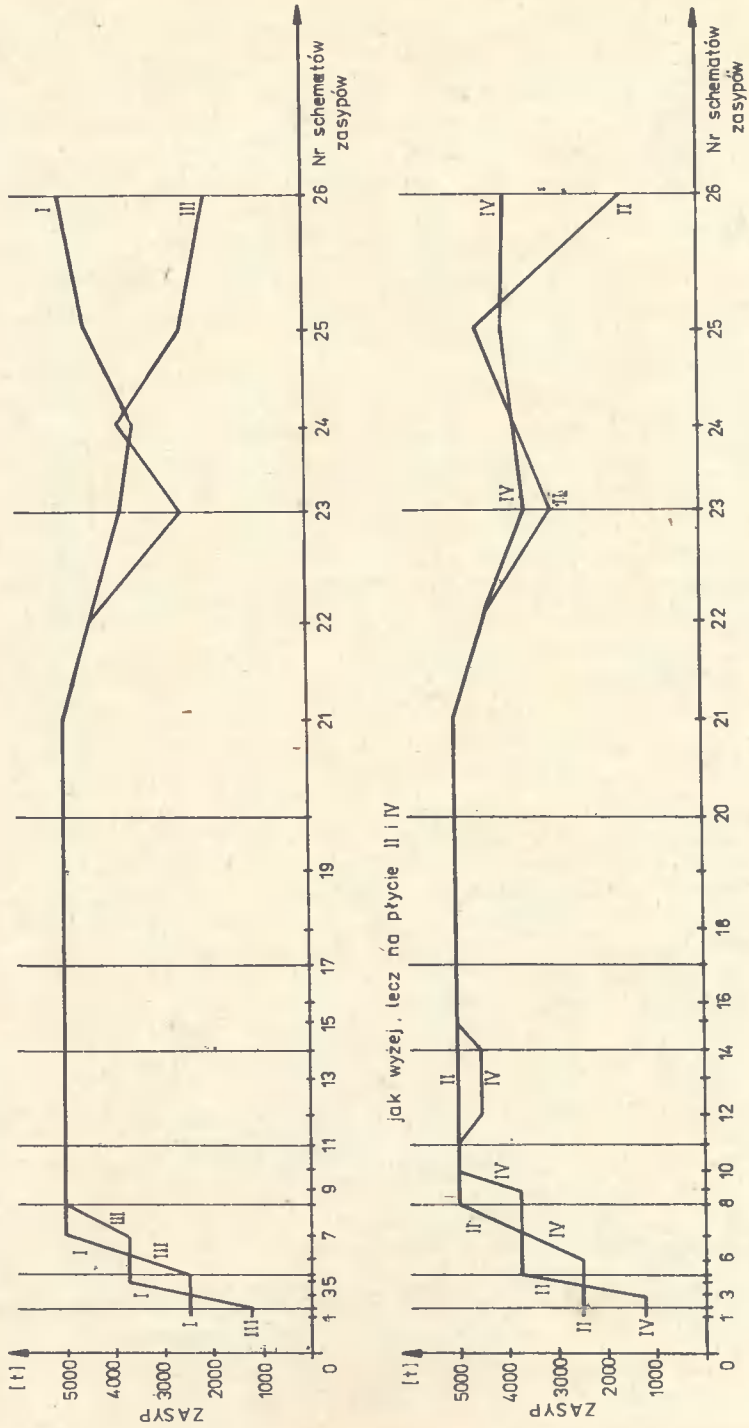
3. OSIADANIA FUNDAMENTÓW

Pomiar osiadania elewatora rozpoczęto 8.05.1974 r. po napełnieniu silosów do 25 % pojemności /przyjęto wówczas poziom 0,00 reperów - ich rozmieszczenie przedstawiono na rys.1/. Komory napełniano stopniowo, co 1/4 objętości komory, do pełnego obciążenia. Następnie komory częściowo odciążo-

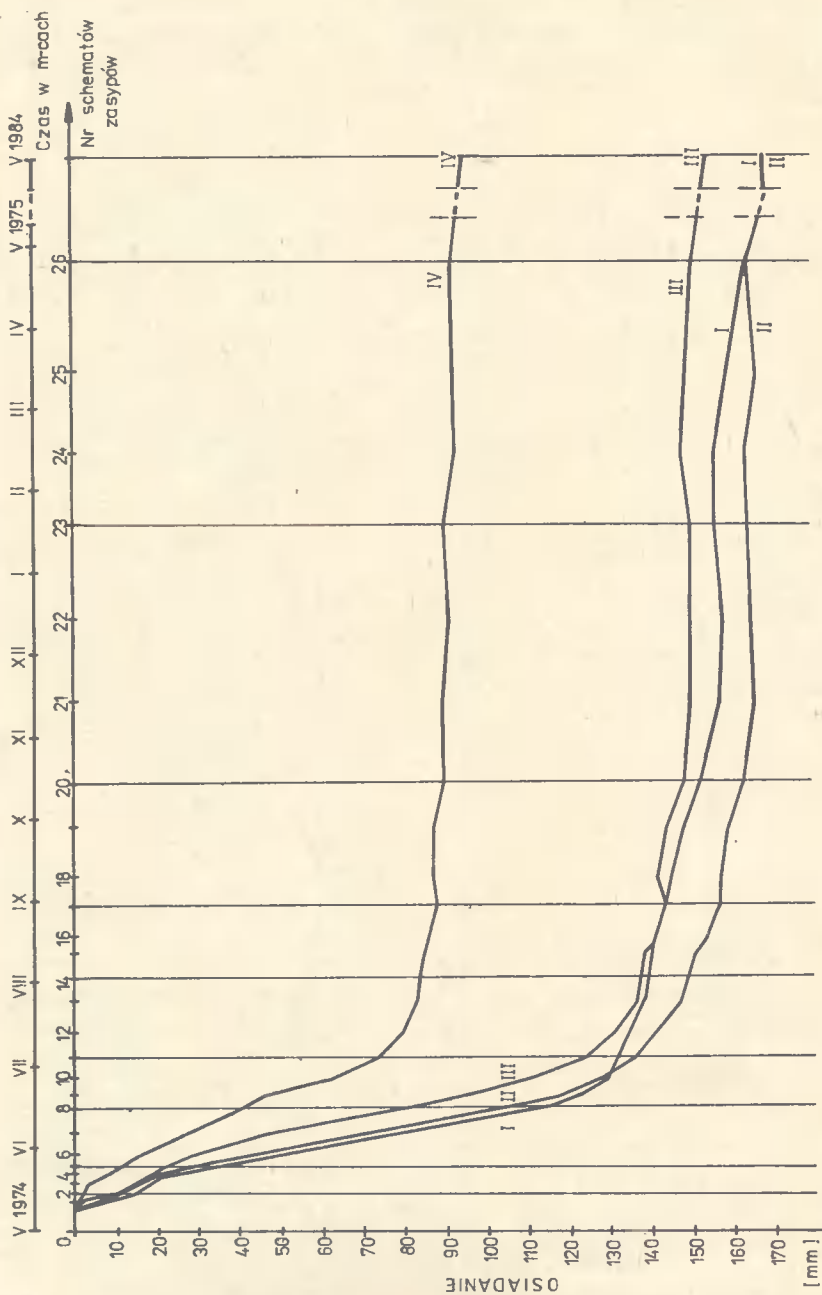


Rys.1. Schemat posadowienia elewatora zbożowego 1:20 założone repery geodezyjne

no. Wartości średnich osiadań i schematy obciążenia /zasypów/ przedstawione na rys. 2 i 3.



Rys.2. Wykresy przebiegu komór na I-III płycie fundamentowej

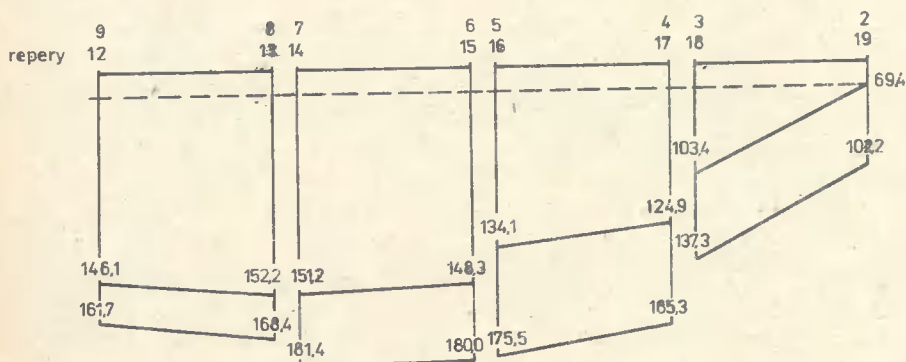


Rys.3. Wykresy zmian obciążenia i osiadania fundamentów (1-26 schematy obciążeń)

W trakcie zasypywania komór stwierdzone wystąpienie znacznych osiadań baterii I, II, III i znacznie mniejszego osiadania baterii IV. Po całkowitym obciążeniu średnie osiadania baterii I, II, III wynosiły 150,1+165,5 mm, a IV - 89,9 mm /dla schematu 21/. Częściowe opróżnienie komór spowodowało bardzo małe odprężenie podłoża /od 1,9 do 3,6 mm/. Stabilizacja osiadań nastąpiła po rocznej eksploatacji elewatora. Potwierdzają to geodezyjne pomiary kontrolne po dziewięciu latach eksploatacji, wykazujące średni wzrost osiadań poszczególnych baterii /od schematu 26 - 27/ od 2,7 do 5,3 mm.

Duże osiadania zostały prawdopodobnie spowodowane specyficznym zachowaniem się lessów przy zbyt szybkim zasypie komór. Poszczególne baterie silosów zostały napełnione do 100 % swojej objętości w czasie 4 - 7 tygodni, podczas gdy powinno to trwać 4 - 5 miesięcy. Gwałtowne obciążenie doprowadziło do częściowej przebudowy struktury gruntu. Prędkość przebudowy i obciążenie, przy którym występuje ten proces, zależą od wilgotności lessu [2]. Przy rozpatrywaniu osiadań poszczególnych fundamentów silosów należy uwzględnić wpływ naprężeń dodatkowych od fundamentów sąsiednich. Wielkość dodatkowych osiadań spowodowanych tym wpływem może dochodzić do 40 % [6]. Największe osiadania wystąpiły pod najbardziej intensywnie obciążoną baterią nr II /wpływ baterii I i III/. Mniejsze osiadania baterii IV wynikają prawdopodobnie z wolniejszego zasypywania komór w tej baterii. Wpływ sąsiednich fundamentów widoczny jest przy analizie różnic osiadań poszczególnych reperów /rys.4/. Występują większe osiadania reperów 8, 13 oraz 5 i 16, znajdujące się po obu stronach baterii II. Szczególnie duża różnica osiadań występuje między reperami 3, 18 a 2, 19, umieszczonymi na fundamencie baterii IV.

schemat 22



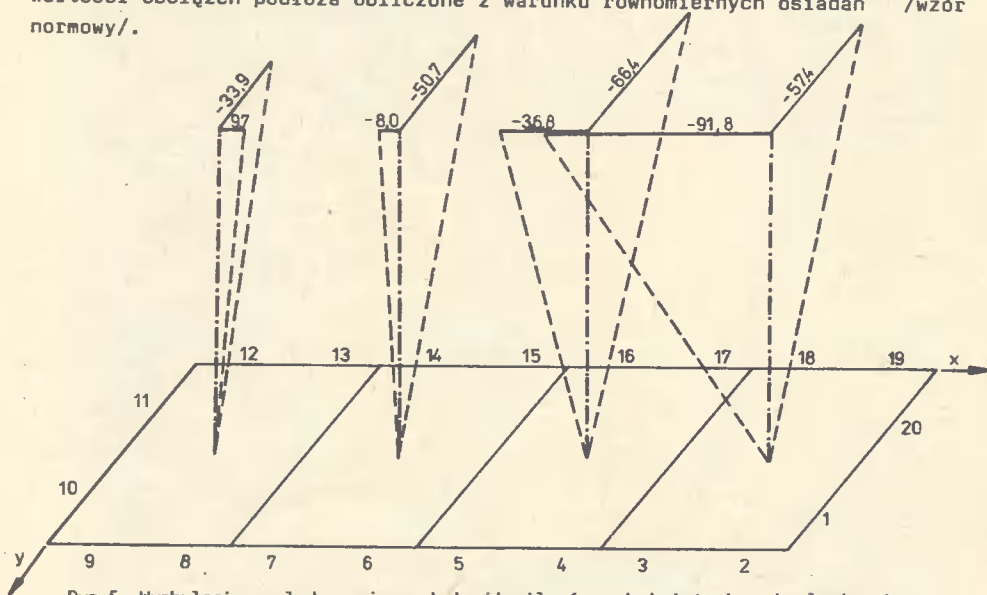
Rys.4. Różnice osiadań reperów [mm] przy pełnym obciążeniu komór

Odrębnym zagadnieniem jest określenie dopuszczalnych przemieszczeń fundamentów /II stan graniczny/. Norma [9] nie precyzuje dopuszczalnych wartości dla silosów. Na ogół przyjmuje się wielkości jak dla budynków powyżej

11 kondygnacji: $s_{sr} = 8$ cm i przechylenie budowli $\theta = 0,002$. Dla porównania norma radziecka SNiP II-15/74 dla silosów o monolitycznej konstrukcji podaje wartości dopuszczalne $s_{sr} = 40$ cm i $\theta = 0,004$ [10]. Różnice osiadań reperów umieszczonych na jednej płycie, przy pełnym obciążeniu komór /schemat 22/, wynosiły dla baterii: I - 5,1 do 17,2 mm, II - 1,4 do 30,7 mm, III - 9,5 do 41,1 mm i IV - 32,8 do 35,1 mm. Obliczone wartości przechylenia θ przekroczyły wartości dopuszczalne wg normy [9] i wynosiły dla baterii III - 0,0023 i IV - 0,0032. Pomimo przekroczenia dopuszczalnych wartości przemieszczeń wg normy nie stwierdzono uszkodzeń konstrukcji ścian betonowych silosów. Na rys.5 pokazano obliczone /dla schematu 22/ kierunki wychyleń i ich wartości dla poszczególnych baterii silosów. Znaczny wpływ na wartości obliczonych przemieszczeń ma ilość i sposób rozmieszczenia reperów.

Należy również zwrócić uwagę na problemy związane z określeniem wartości bezpiecznych obciążeń jednostkowych na podłożu.

Dmitruk [2] stwierdził, że konieczne jest nowe rozwiązanie zagadnienia nośności podłoża lessowego, ponieważ prawa klasycznej mechaniki gruntów nie mogą być stosowane do lessu o zachowanej strukturze. Grabowski i Bukowski [4] zwrócili uwagę, że w przypadku fundamentów o dużych rozmiarach warunek dopuszczalnego przechyłu fundamentu może ograniczyć w sposób istotny wartości obciążeń podłoża obliczone z warunku równomiernych osiadań /wzór normowy/.



Rys.5. Wychylenia względem osi x-y baterii silosów pod obciążeniem eksploatacyjnym

4. PODSUMOWANIE

Konieczna jest rejestracja rzeczywistych osiadań płyt fundamentowych pod bateriami silosów zbożowych od obciążeń eksploatacyjnych /ciągle zmiennych/. Porównanie wyznaczonych analitycznie przewidywanych wartości osiadań z osiadaniami rzeczywistymi pozwoli na wyznaczenie współczynnika korekcyjnego.

Projektant elewatora zbożowego musi się liczyć z nierównomiernymi osiadaniami poszczególnych płyt fundamentowych. Stojące na osobnych zdylatowanych płytach baterie komór u góry są przekryte elementami belkowymi, na których zbudowana jest galeria operacyjna. Przekrycia te są sztywne i stanowią często przekrycia wspólne dla kilku baterii. Duże różnice osiadań między poszczególnymi bateriami przyczyniają się do powstania pęknięć gniazd podporowych w powłoce płaszcza dla belek przekryć. Przez uszkodzenia te dostaje się śnieg i deszcz do środka komory, do zboża. Nasiąknięte w ten sposób zboże tworzy w górnej części komory samoistne /zmarznięte/ sklepienie. Takie sklepienie ma masę kilku, a nawet kilkunastu ton. Ziarno w silosach jest prawie ciągle w wymuszonym ruchu. Zdarza się, że zboże jest z komory usunięte i pozostaje tylko sklepienie ze zmarzniętego zboża. Przy słonecznym nagrzaniu to sklepienie spada z wysokości kilkudziesięciu metrów, rozbijając konstrukcję leja spustowego. Aby temu zapobiec, projektant znając przewidywane różnice osiadań poszczególnych baterii może zaprojektować przeguby elastyczne między konstrukcją przekrycia a powłokami płaszczy.

LITERATURA

- [1] Biernatowski K.: Fundamentowanie, PWN 1984
- [2] Dmítruk S.: Rozważania nad cechami lessu właściwego, *Archiwum Hydrotechniki*, 1963, z.1, s.79-100
- [3] Florckiewicz A., Przysłański J.: Dobór powierzchni fundamentów metodą przewidywanych osiadań. *Inżynieria i Budownictwo*, 1975, nr 12, s.518-520
- [4] Grabowski Z., Bukowski M.: Niektóre zagadnienia stanu granicznego w podłożu fundamentów o dużych rozmiarach. *Inżynieria i Budownictwo*, 1978, nr 8, s. 289-292
- [5] Gryczmański M.: W sprawie wymiarowania na II stan graniczny. VII Kraj. *Konf.Mech.Grunt. i Fund. Poznań 1984*, t.2, s. 11-16
- [6] Łączkowski A., Młynarek Z., Przysłański J.: Osiadanie silosów zbożowych posadowionych na gruntach piaszczystych przy zmiennych obciążeniach użytkowych. II *Konf.Nauk. WBL PP. Poznań 1973*, t.II, s.119-126
- [7] Malinowski J.: Badania geologiczno-inżynierskie lessów, WG 1971
- [8] PN-74/B-02480. Grunty budowlane. Podział, nazwy, symbole i określenia
- [9] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli
- [10] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ 1982

DISPLACEMENTS OF SILO FOUNDATION ON LOESS SOILS

Summary

The paper presents the results of several year observation of foundation slab settlement on loess. The value of end settlement is equal to 89.9 + 165.5 mm.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ СИЛОСНОЙ БАШНИ НА ЛЕССОВОМ ГРУНТЕ

Резюме

В статье представлены результаты нескольких лет наблюдений. осадки фундаментных плит помещённых на лессовом грунте. Осадки составили от 89,9 до 165,5 мм.

Julita Rojek

TRÓJPARAMETROWY OPIS PROCESU MIESZANIA SKŁADNIKÓW BETONU

W artykule zaproponowane trójparametrowy opis procesu mieszania składników betonu. Przedstawiono definicje oraz rodzaje liczbowych charakterystyk: stopnia zmieszania, intensywności i efektywności mieszania.

1. WSTĘP

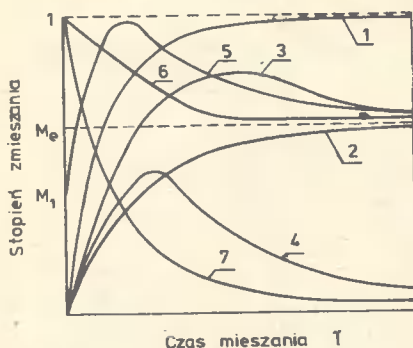
Niniejszy artykuł omawia zjawiska zachodzące w procesie mieszania betonów oraz przedstawia sposób ich liczbowego opisanie. Jak wiadomo, mieszanka betonowa w trakcie jej wytwarzania podlega obróbce mechanicznej /mieszanie, transport, zagęszczanie/. Beton z chwilą zaformowania zaczyna podlegać procesowi dojrzewania. W zależności od warunków cieplno-wilgotnościowych proces ten jest mniej lub bardziej korzystny z punktu widzenia wytrzymałości stwardniałego betonu. Na poszczególne etapy produkcji betonu ma wpływ do-
zujący technolog. Może on świadomie sterować technologią wytwarzanego betonu. Musi więc znać profesjonalnie przebieg zjawisk zachodzących w betonie. Artykuł jest próbą potwierdzenia ważności tego problemu.

2. DEFINICJA MIESZANIA

Mieszaniem składników betonu nazywamy zjawisko przemieszczania się jego różnych cząstek w celu uzyskania jednorodnej mieszaniny. Wzajemne przemieszczanie się cząstek, w zależności od stosowanej techniki mieszania, może prowadzić do homogenizacji mieszanki na skutek:

- ścinania wywołanego gradientem prędkości,
- konwekcji wywołanej ruchem mieszadła lub różnicą gęstości,
- rozproszenia wywołanego nadaniem ziarnom kruszywa przyspieszeń o różnych wartościach i kierunkach,
- rozcierania cementu o ziarna kruszywa, lub też w wyniku oddziaływań specjalnych urządzeń domielających,
- dyfuzji.

Równocześnie podczas mieszania na skutek działania sił ciężkości, homogenizacji towarzyszy segregacja składników. Jak mogą przebiegać w czasie ilustruje rys.1.



M_1 – stan częściowego zmieszania
 M_e – stan równowagi końcowej

Nr krzywej	Stan		Operacja
	Początkowy	Końcowy	
1	Całkowicie rozmieszany	Randomowy	Homogenizacja
2	Całkowicie rozmieszany	Częściowo zmieszany	
3	Całkowicie rozmieszany	Częściowo zmieszany	Mieszanie
4	Całkowicie rozmieszany	Częściowo zmieszany	
5	Częściowo zmieszany	Częściowo zmieszany	
6	Randomowy	Częściowo zmieszany	Segregacja
7		Całkowicie rozmieszany	

Rys.1. Obserwacja procesu mieszania - typy krzywych mieszania /ilustracja kinematyki mieszania/ [6]

W przypadku mieszanki betonowej mamy do czynienia z tzw. mieszaniną rzeczywistą, w której nie można osiągnąć zmieszania doskonałego, lecz jedynie stan randomowy. W tym stanie prawdopodobieństwo znalezienia cząstki dowolnego składnika mieszaniny w dowolnym punkcie osiąga wartość stałą, która jest równa udziałowi tego składnika w mieszance betonowej.

3. ZJAWISKA FIZYCZNE I FIZYKO-CHEMICZNE ZACHODZĄCE PODCZAS PROCESU MIESZANIA

Zmiany jakie zachodzą w trakcie mieszania składników betonu, są wynikiem zjawisk fizycznych i fizyko-chemicznych pomiędzy cząstkami i cząsteczkami mieszaniny [5]. Przykładowo podczas mieszania na sucho występuje:

- rozdzielenie cząstek w całej mieszance i wypełnienie międzyziarnowych pór drobnymi frakcjami,
- częściowe zaczepienie się lub osadzenie materiałów pylistych /np. cementu/ na powierzchni ziarn grubego wypełniacza.

Z chwilą wprowadzenia wody następuje:

- zwilżenie powierzchni stałych cząstek i wyrównanie temperatury w mieszance,
- rozpuszczenie ziarn cementu w wodzie w wyniku nieprzerwanej wymiany jonów na ich powierzchni /dyfuzja i konwekcja/,
- rozpoczynają się procesy chemiczne związane z wydzielaniem materiału rozpuszczonego z przesyconego roztworu /zarodniki krystalizacji/ i tworzeniem się "nowej fazy",
- następuje adsorpcja fizyczna i chemiczna zaczynu na powierzchni ziarn wypełniacza.

Ponadto podczas mieszania może wystąpić również:

- lokalne zagęszczenie żelopodobnej części spoiwa,
- kontaminacja, czyli przypadkowe zanieczyszczenie mieszanki,
- tiksotropia, gdy mieszadło zostanie zatrzymane i ponownie uruchomione.

4. PARAMETRY OPISUJĄCE PROCES MIESZANIA

W praktyce najbardziej przydatna jest liczbowa charakterystyka procesu mieszania. Technologa interesuje problem: jaką mieszankę betonową i beton otrzyma mieszając składniki betonu z określoną intensywnością oraz jaka jest efektywność stosowanego mieszania.

4.1. Stopień zmieszania

Stopień zmieszania określa ilościowo jednorodność mieszaniny i stanowi pewnego rodzaju miarę efektu mieszania. Służy do technologicznej oceny układów mieszających i ich kontroli. Stopień ten można określać bezpośrednio na podstawie badań świeżej mieszanki lub pośrednio poprzez badanie stwardniałego betonu. W przypadku mieszanki betonowej dokonuje się pomiarów: konsystencji, gęstości lub porowatości, faktycznej zawartości wody w mieszance, rozdziału w tej mieszance: cementu, podstawowych frakcji kruszywa, specjalnie wprowadzonych składników /metoda izotopowa i luminiscencyjna/ oraz sedymentacji zaczynu. Badanie betonu polega na określeniu jego wytrzymałości na ściskanie, makro- i mikrostruktury. Powyższe pomiary wykorzystuje się najczęściej po to, aby dokonać oceny wskaźników zmienności rozważanej cechy /np. gęstości, wytrzymałości/ populacji, czyli rozważanego betonu. Na ich podstawie sformułowane zostały zalecenia normowe. Przykładowo zalecenia radzieckie wg [1] zawiera poniższa tabela.

Wymagania radzieckie dotyczące jakości mieszania składników betonu

Marka betonu	Maksymalne ziarno kruszywa D_{max} /mm/	Wskaźnik zmienności / $\sqrt{\text{zawartości cementu, wody, piasku, kamieniwa}} / \%$ / wg masy próby /g/				Wskaźnik zmienności wytrzymałości /%/
		2000	400	200	80	
400-500	20	4	-	7	9	5
	40	5	10	13	-	5
200-300	20	7	-	10	15	8-6
	40	8	14	20	-	10-8

Odpowiednio normy szwedzkie [2] mieszankę traktują jako jednorodną, gdy wskaźnik zmienności rozłożenia cementu w zarobie nie przekracza 6 % dla mieszanek ruchliwych, a 8 % dla mieszanek sztywnych.

4.2. Intensywność mieszania

Urządzenie mieszające musi dostarczyć mieszance taką ilość energii, aby pokonana została spójność pozorna i tarcie wewnętrzne mieszanki /osiągnięta została granica plastyczności/. Przy niewielkich intensywnościach mieszania mamy do czynienia z ruchem laminarnym. Mieszają się przede wszystkim warstwy "płynu", które bezpośrednio dochodzą do łopatek mieszanki. Powyżej pewnej granicy / $n > 20$ obrotów/minutę, $v > 6$ m/s, $Re > 10^2$, $P_m > 1,5$ kW/ 100 kg mieszanki/ przepływ uspokojony zamienia się w ruch turbulentny. Wprowadzenie składników mieszanki w chaotyczny ruch, podczas którego tory cząstek przecinają się, prowadzi do zwiększenia i odnawiania ich powierzchni kontaktu. Następuje dodatkowo mechaniczna aktywacja składników mieszanki.

Intensywność mieszania określa ilość energii dostarczonej mieszance przez urządzenie mieszające. Możemy ją wyrazić przy pomocy:

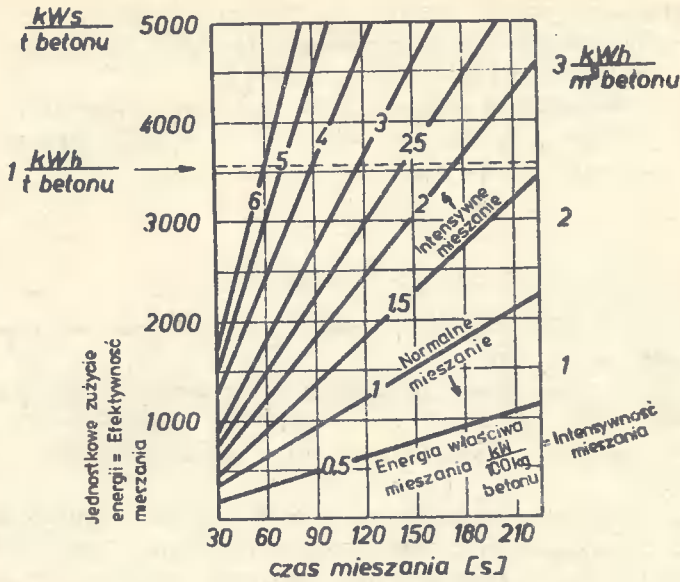
- czasu mieszania t ,
- częstości obrotów mieszadła n ,
- prędkości obwodowej końca łopatek mieszadła v ,
- zastępczej liczby Reynoldsa dla procesu mieszania $Re = \frac{n \cdot d^2 \rho}{\eta}$, gdzie n - j.w., d - średnica mieszadła, ρ - gęstość, η - dynamiczny współczynnik lepkości,
- mocy mieszania przypadającej na jednostkę mieszanej objętości lub masy / P/V , P/m /.

Każda z tych ocen ma ograniczony zakres zastosowania.

Przygotowując mieszankę betonową, o ustalonym składzie, w jednej mieszarce, intensywnością mieszania nazwiemy czas pracy urządzenia. Jeżeli do mieszania zastosujemy kilka różnych mieszarek z łopatkowym lub wirnikowym mieszadłem, to przy porównywaniu efektów mieszania, intensywność mieszania określimy przy pomocy jednej z trzech kolejnych, wyżej wymienionych miar / n , v , Re /. W przypadku, gdy chcemy dokonać wyboru typu mieszarki posługujemy się mocą pobieraną przez silnik mieszarki. Intensywność mieszania będzie wtedy równa energii właściwej mieszania /w kW/100 kg mieszanki/ lub energii właściwej tarcia /w kW/100 kg cementu/.

4.3. Efektywność mieszania

Efektywność mieszania można oceniać pod kątem jakości, np. na podstawie zmian stopnia zmieszania składników mieszanki, ilości niezhydratowanego cementu, wytrzymałości betonu w stosunku do jednostki masy spoiwa oraz pod kątem energochłonności procesu mieszania. Przykładowo na rys.2 przedstawiono za [3], zależność efektywności mieszania od intensywności mieszania betonu.



Rys.2. Zależność jednostkowego zużycia energii w kWh/t lub kWh/m^3 świeżego betonu od energii właściwej mieszania i czasu mieszania

5. WNIOSKI

Na podstawie badań własnych [4] i studiów literaturowych sformułowano następujące wnioski:

1. Podczas mieszania składników betonu w betoniarkach, dzięki pokonaniu sił spójności, następuje rozdzielenie cząstek w całej masie.
2. Uzyskanie jednorodnej mieszaniny to zasadniczy cel mieszania, ponieważ jednorodnego, szczelnego betonu konstrukcyjnego możemy oczekiwać tylko z jednorodnej mieszanki betonowej.
3. Osiągnięty stopień zmieszania charakteryzuje przede wszystkim zastosowane urządzenie mieszające.
4. W przypadku mieszanki betonowej nie można osiągnąć idealnego zmieszania składników.
5. Dla każdej mieszanki i mieszalnika istnieje optymalna intensywność mieszania, przy której zostanie osiągnięty najwyższy stopień zmieszania.
6. Intensywność mieszania można określać na podstawie zmian stopnia zmieszania w jednostce czasu.
7. Energochłonność procesu mieszania wyrażona zużyciem ilości energii na jednostkę mieszanej masy ogranicza stosowalność technik mieszania pod względem ekonomicznym.

8. Dla celów praktycznych najprościej mieszanie określa się:
- stopniem zmieszania wyrażonym jamistością mieszanki i wytrzymałością betonu na ściskanie,
 - intensywnością mieszania wyrażoną czasem mieszania,
 - efektywnością mieszania wyrażoną 28 dniową wytrzymałością betonu na ściskanie.

LITERATURA

- [1] Gordon S.S.: Povyšenie stepeni gomogenizacii betonnoj smesi. Beton i Želazobeton nr 2, 1978
- [2] Korolev K.M.: Intensifikacija prigotovlenija betonnoj smesi. Strojizdat, Moskva 1976
- [3] Ries H.B.: Intensivaufbereitung von Beton. Maschinenfabrik Gustav Eirich
- [4] Rojek J.: Wpływ techniki mieszania na wytrzymałość i wybrane własności betonu piaskowego. Praca doktorska. Politechnika Gdańska 1984
- [5] Rybjev J.A.: Stroitelnye materialy na osnove vjažuščich veščestv, Vysšaja Škola, Moskva 1978

THREE-PARAMETER DESCRIPTION OF THE PROCESS OF MIXING CONCRETE COMPONENTS

Summary

The paper presents suggestions of three-parameter description of the process of mixing concrete components. There are included definitions as well as kinds of numerical characteristics of mixing degree, intensity and efficiency.

ТРЕХПАРАМЕТРНОЕ ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССА МЕШАНИЯ КОМПОНЕНТОВ БЕТОНА

Резюме

В статье предложено трёхпараметрное описание процесса мешания компонентов бетона. Представлены предложения, а также рода цифровых характеристик: степени смешения, интенсивности мешания и эффективности мешания.

Julita Rojek

OCENA STOPNIA ZMIESZANIA MIESZANKI PIASKOBETONOWEJ

W artykule przedstawiono metodę oceny stopnia zmieszania składników mieszanki piaskobetonowej przy pomocy jamistości mieszanki. Stwierdzono, że stopień zmieszania może posłużyć do wstępnej, technologicznej oceny betoniarek.

1. WPROWADZENIE

Podstawowym celem mieszania składników betonu jest takie przemieszczanie tych składników, aby w efekcie można było uzyskać jednorodną mieszankę. Od z górną 130 lat do tego celu służą urządzenia mechaniczne zwane betoniarkami /mieszalnikami/. Zachodzący w nich proces mieszania można opisać posługując się trzema parametrami^{*}, a mianowicie: stopniem zmieszania, intensywnością mieszania i efektywnością mieszania. Przy pomocy stopnia zmieszania można ocenić jednorodność mieszanki piaskobetonowej.

Mieszanka piaskobetonowa zawiera kruszywo o maksymalnym uziarnieniu do 4 mm, czyli kruszywo o podwyższonej aż dziesięciokrotnie, w stosunku do kruszywa zwirowego, powierzchni właściwej. Przy stosowaniu tradycyjnych technik mieszania beton piaskowy wymaga większych od betonu zwykłego ilości cementu. W obecnej dobie odczuwa się niedobór kruszyw grubych [2]. Z tego względu do produkcji betonu musi być brany pod uwagę piasek. Uzasadnione jest szukanie nowych technologii i technik mieszania betonu piaskowego. Oceną dobrego piaskobetonu jest jego stopień zmieszania.

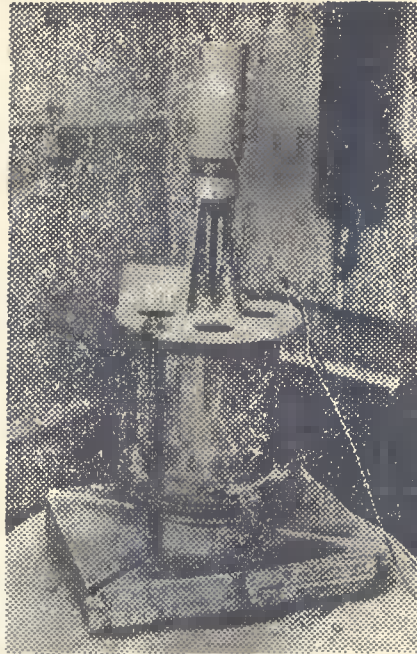
2. BADANIA NAD STOPNIEM ZMIESZANIA MIESZANKI PIASKOBETONOWEJ

W Zakładzie Konstrukcji Betonowych i Prefabrykacji ATR od lat prowadzone są intensywne badania nad utylizacją piasków odpadowych. Bada się piaskobeton o różnym składzie. Stopień zmieszania składników mieszanki określa się zwykle przy pomocy pomiarów jej jamistości. W badaniach wykorzy-

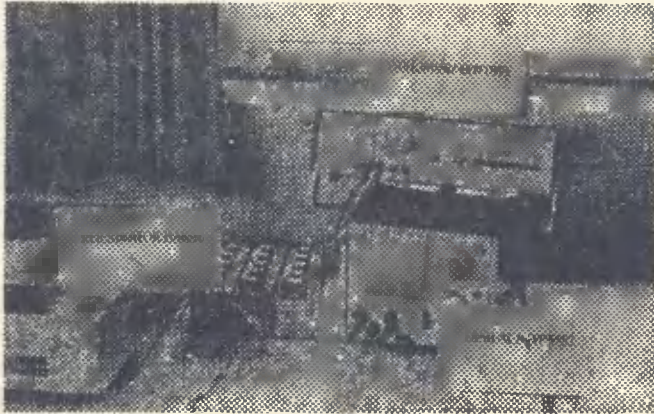
* J. Rojek: Trójparametrowy opis procesu mieszania składników betonu

stuje się zestaw aparatury przedstawiony na rys.1.

a)

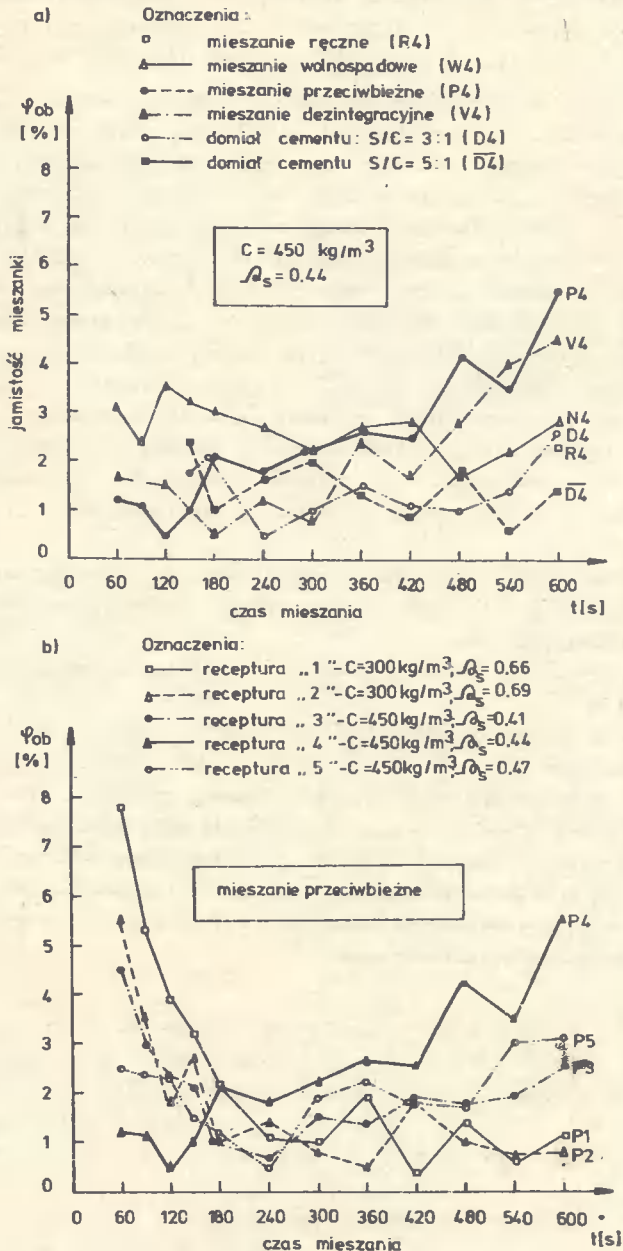


b)



Rys.1. Zestaw aparatury do badania jamistości:
a/ cylinder pomiarowy ustawiony na stole wibracyjnym,
b/ urządzenie do rejestracji przemieszczeń mieszanki betonowej w trakcie jej zagęszczania

Badania [1] przeprowadzono na mieszankach piaskobetonowych o zawartości 300 i 450 kg cementu na m^3 oraz przy zmiennej konsystencji. Składniki betonu piaskowego mieszano z różną intensywnością, która wynikała z sześciu



Rys.2. Wykresy zależności jamistości mieszanki piaskobetonowej / φ_{ob} / od parametrów mieszania:

- a/ receptura nr 4 - $C = 450 \text{ kg/m}^3, W/C = \Omega_s = 0,44$
b/ mieszanie przeciwbieżne

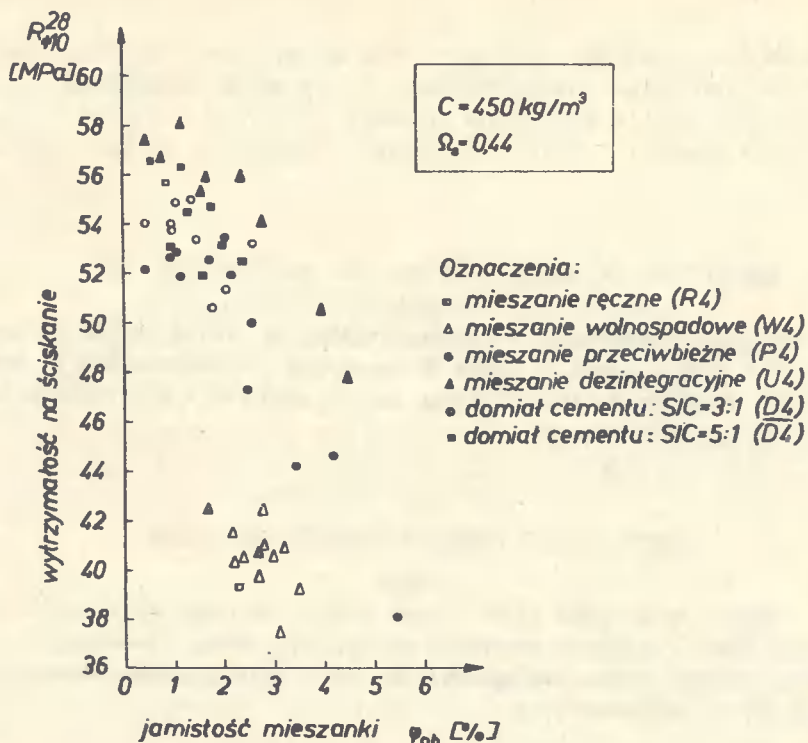
różnych technik mieszania i czasów mieszania. Do pomiaru jamistości mieszanki pobrano z każdego zarobu próbkę o masie odpowiadającej objętości 2 dm^3 . Zagęszczano ją na stole wibracyjnym z częstotliwością wibracji 60 Hz i przyspieszeniem $p/g = 6$ przez $\sim 120 \text{ s}$. Następnie obliczono jamistość mieszanki / φ_{ob} /, czyli procentową zawartość powietrza w jednostce objętości.

Wyniki badań potwierdziły zasadność wpływu techniki mieszania na jamistość mieszanki piaskobetonowej. W każdej z badanych technik mieszania i dla każdej z badanych receptur istniał pewien optymalny czas mieszania, przy którym jamistość osiągnęła minimum. W zależności od intensywności mieszania i składu mieszanki piaskobetonowej osiągnano jamistość w granicach od $0,5 \%$ do $7,8 \%$. Minimalne wartości odpowiadały stanowi mieszanki, z której usunięto prawie całkowicie powietrze okluzyjne, wprowadzane do mieszanki wraz ze składnikami betonu. Maksymalne wartości odpowiadały alternatywnie: stanowi niepełnego zmieszania składników, na skutek zbyt krótkiego czasu mieszania, lub segregacji mieszanki, przy zbyt długim mieszanu.

W wyniku przeprowadzonych badań wyłonił się kolejny problem, a mianowicie: w jaki sposób jamistość mieszanki wpływa na właściwości wytrzymałościowe betonu piaskowego. Na podstawie przeprowadzonych badań 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie piaskobetonu o ustalonym składzie (rys.3) stwierdzono, że:

- przy stopniu zmieszania, określonym jamistością mieszanki, $\varphi_{ob} < 2 \%$ różnice w wytrzymałościach betonów, mieszanych różnymi technikami, sięgają do 10% ,
- przy stopniu zmieszania $\varphi_{ob} > 2 \%$ różnice wytrzymałości sięgają do 40% ,
- do mieszania piaskobetonu nie nadają się techniki: ręczna i wolnospadowa.

Na tym przykładzie widać, że do pewnej granicy o efektywności mieszania /wytrzymałość betonu/ decyduje stopień zblżenia do siebie ziarn wypełniacza / φ_{ob} /. Powyżej tej granicy w grę zaczyna wchodzić czynnik zwany mechaniczną aktywacją składników mieszanki. Spowodował on między innymi podwyższenie wytrzymałości piaskobetonu mieszanego dezintegracyjnie w stosunku do mieszanego wolnospadowego.



Rys.3. Wyniki badania jamistości mieszanek piaskobetonowych / ϕ_{ob} / i odpowiadających im 28 dniowych wytrzymałości na ściskanie / $R_{\phi 10}^{28}$ /

3. WNIOSKI

1. Ocena jednorodności mieszanki piaskobetonowej za pomocą stopnia zmieszania wyrażonej jamistością mieszanek z oczywistych względów nie może objąć w pełni złożonych procesów zachodzących podczas mieszania składników betonu.
2. Stopień zmieszania może posłużyć do wstępnej oceny technologicznej betoniarek.
3. Na podstawie stopnia zmieszania można wstępnie określić cechy wytrzymałościowe betonu piaskowego.
4. Powyżej pewnej określonej wartości stopnia zmieszania w istotny sposób zaczyna decydować o efektywności mieszania jej intensywność.

LITERATURA

- [1] Rojek J.: Wpływ techniki mieszania na wytrzymałość i wybrane własności betonu piaskowego. Praca doktorska. Politechnika Gdańska 1984
- [2] Rojek J., Zajęc B.: Struktura produkcji kruszyw naturalnych. Zeszyty Naukowe Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy, Budownictwo nr 21, 1986

ESTIMATION OF MIXING DEGREE OF SANDCONCRETE MIX

Summary

The paper presents an estimation method of mixing degree of sand - concrete mix components by means of measuring cavernation mix. It was concluded that the degree of mixing can be used for a preliminary estimation of concrete mixers.

ОЦЕНКА СТЕПЕНИ СМЕШАНИЯ ПЕСКОБЕТОННОЙ СМЕСИ

Резюме

В статье представлен метод оценки степени смешения компонентов пескобетонной смеси при помощи измерения ухабиистости смеси. Установлено, что степень смешения может быть принят, как метод предварительной технологической оценки бетономешалок.

Zbigniew Kotłęga

WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE BETONU PIASKOWEGO Z DODATKIEM POPIOŁÓW LOTNYCH I UPLYNNIACZA SK-1

W artykule przedstawiono wyniki badań betonu piaskowego z dodatkiem popiołu lotnego i plastyfikatora SK-1. Przy zastosowaniu do badanych betonów 300 - 380 kg cementu i wyżej podanych dodatków, uzyskano po 28 dniach dojrzewania betonu wytrzymałość na ściskanie $R_{\min} = 20,1 - 24,0$ MPa.

1. WSTĘP

Deficyt frakcji zwirowych i kruszywa łamanego jest coraz silniej odczuwalny. Konieczność więc zmusza przedsiębiorstwa budowlane do powszechniejszego stosowania betonów piaskowych, które są znacznie bardziej cementochłonne, niż betony zwykłe. W warunkach deficytu cementu, który w szczególnie trudnych okresach dezorganizował produkcję betonów w kluczowych przedsiębiorstwach budowlanych, rozważyć należy powszechniejsze stosowanie popiołów lotnych jako zamiennika części cementu.

Celem przedstawionych niżej badań było sprawdzenie wytrzymałości na ściskanie betonów piaskowych wykonanych z powszechnie dostępnego kruszywa o bardzo wysokim punkcie piaskowym z dodatkiem popiołów lotnych zastępujących część deficytowego cementu i z dodatkiem upłynniacza, ale bez stosowania specjalnych zabiegów technologicznych. Stwarzałoby to możliwość produkcji tych betonów w warunkach każdej budowy.

2. SKŁADNIKI BETONU I TECHNOLOGIA WYTWARZANIA CIAŁ PRÓBNYCH

Jako kruszywo do betonów stosowano piasek kopalny z Zakładu Eksploatacji Kruszyw w Wojdalu. Piasek ten sprowadzono w dwóch partiach, z których pierwsza posiadała punkt piaskowy $pp.=98,3\%$ i medianę średnicy ziarna $d_m = 0,50$ mm, druga zaś $pp.=82,2\%$ i $d_m = 0,63$ mm.

Do badań użyto cement portlandzki marki 35 z kombinatu "Kujawy" w Białawach bez dodatku popiołu lotnego, sprowadzony także w dwóch partiach. Średnia wytrzymałość cementu w okresie formowania próbek wynosiła dla pierwszej partii $R_C^{28} = 44,2$ MPa, dla drugiej zaś partii $R_C^{28} = 38,0$ MPa.

Do próbek wykonanych z pierwszej partii cementu i kruszywa użyto popiołu lotnego z EC II w Bydgoszczy, a do próbek wykonanych z drugiej partii kruszywa i cementu użyto popiołu lotnego z EC w Elblągu. Oba popioły ze względu na skład chemiczny sklasyfikowano jako glino-krzemianowe, zaś według kryterium miążkości - popiół bydgoski sklasyfikowano jako gruby, a elbląski jako bardzo gruby. Ze względu na zawartość tlenku wapnia popiół bydgoski sklasyfikowano jako bardzo mało aktywny, elbląski zaś, jako mało aktywny [1]. Ponadto popiół bydgoski posiadał właściwości upłynniające mieszankę betonową, a elbląski właściwości osuszające. Oba popioły były przydatne do produkcji betonu [2], lecz należało się spodziewać małej efektywności z ich zastosowania.

Skład mieszanki betonu piaskowego porównawczego zaprojektowano metodą łódzką [3] na klasę B20 i konsystencję plastyczną oraz gęstoplastyczną, zastępując następnie popiołami lotnymi:

- 20 %, 30 % i 40 % masy cementu,
- 20 % i 25 % masy cementu oraz jednocześnie część masy kruszywa odpowiadającą 20 % i 25 % masy cementu.

Do niektórych receptur dodawano upłynniacz SK-1 w ilości 1,5 % masy cementu.

Receptury i konsystencje mieszanek podano w tabelach 1 i 12.

Tabela 1

Receptury betonów z udziałem popiołu lotnego
z EC II w Bydgoszczy $R_c^{28} = 44,2$ MPa, piasek: $d_m = 0,50$ mm/

Nr re- cep.	Piasek /kg/	Woda /kg/	Ce- ment /kg/	Popiół lotny za cement /kg/			SK-1 1,5% masy cem. /kg/	Konsystencja Ve - Be /s/
				20%	30%	40%		
I	1529	222	444	-	-	-	-	plast. - 12s
II	1604	199	425	-	-	-	-	g.pl. - 20s
III	1529	222	355	89	-	-	-	plast.
IV	1529	222	311	-	133	-	-	plast.
V	1529	222	266	-	-	178	-	półciekła
VI	1604	199	340	85	-	-	-	g.plast.
VII	1604	199	297	-	127	-	-	g.plast.
VIII	1604	199	255	-	-	170	-	plast.
IX	1529	222	355	89	-	-	5,33	plast.
X	1529	222	311	-	133	-	4,66	półciekła
XI	1604	199	340	85	-	-	5,10	g.plast.
XII	1604	199	297	-	127	-	4,45	plast.

Tabela 2

Receptury betonów z udziałem popiołu lotnego z EC w Elblągu

$$/R_C^{28} = 38,0 \text{ MPa, piasek } d_m = 0,63 \text{ mm/}$$

Nr re-cep.	Piasek /kg/	Woda /kg/	Ce-ment /kg/	Popiół lotny za ce-ment lub cement i piasek			SK-1 1,5% masy cem. /kg/	Konsystencja Ve - Be /s/
				20%	30%	20+20%		
XIII	1519	216	488	-	-	-	-	plast. - 9s
XIV	1519	216	380	98	-	-	-	plast.
XV	1519	216	342	-	146	-	-	g.plast.
XVI	1421	216	380	-	-	196	-	g.plast.
XVII	1421	216	380	-	-	196	5,7	plast.
XVIII	1519	216	342	-	146	-	5,1	plast.

Mieszanie składników wykonywano w betoniarnie wolnospadowej BWE-50 przez 3 minuty.

Zagęszczanie mieszanek wykonywano przez 30 s na stole wibracyjnym SW-1 o parametrach: częstość drgań - 62Hz, amplituda przyspieszenia - 8 g.

Optymalny czas zagęszczania ustalono doświadczalnie badając porowatość poszczególnych mieszanek za pomocą zestawu:

- wibrator ST 5000/30 prod. NRD,
- zasilacz stabilizowany 5352 prod. polskiej,
- multimetr cyfrowy 1332 prod. polskiej,
- prototypowe urządzenie ATR w Bydgoszczy do badania jamistości z czujnikiem potencjometrycznym.

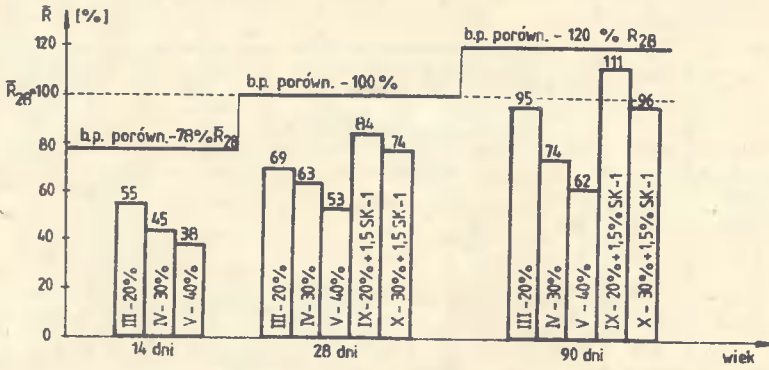
Porowatość badanych mieszanek po 30 s wibrowania wynosiła $2,5 \pm 3,7\%$, a po 60 s wibrowania $1,9 \pm 3,0\%$.

3. WYNIKI BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE

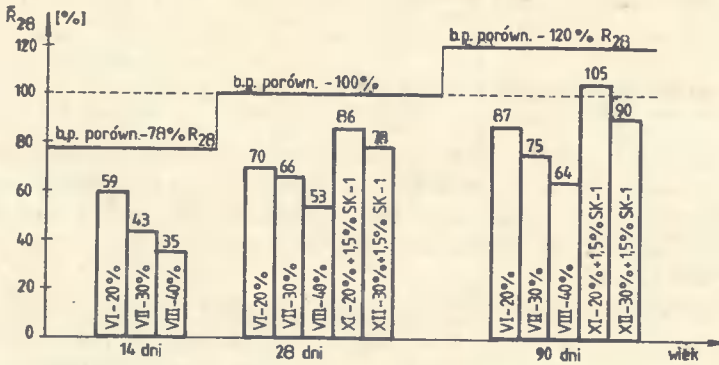
Badania wytrzymałości na ściskanie betonów piaskowych popioło-cementowych z popiołami z EC II w Bydgoszczy przeprowadzono na kostkach sześciennych o boku 10 cm, a z popiołami z EC w Elblągu na kostkach o boku 15 cm w terminach po 14, 28 i 90 dniach twardnienia betonu w ilości 30 szt dla każdej receptury betonu.

Wszystkie próbki wykonano i przebadano zgodnie z normą "Beton zwykły".

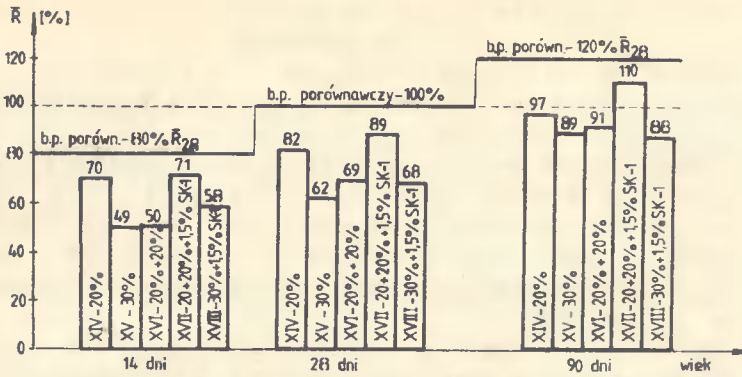
Na rys. 1, 2 i 3 przedstawiono w procentach przyrosty średniej wytrzymałości na ściskanie badanych betonów porównując je z wytrzymałością betonów piaskowych bez dodatków, których wytrzymałość 28-dniową przyjęto jako poziom 100 %.



Rys.1. Średnie wytrzymałości na ściskanie betonów piaskowych z popiołami z EC II Bydgoszcz, w porównaniu z betonem piaskowym konsystencji plastycznej /receptura I/



Rys.2. Średnie wytrzymałości na ściskanie betonów piaskowych z popiołami z EC II Bydgoszcz, w porównaniu z betonem piaskowym konsystencji gęsto-plastycznej /receptura II/



Rys. 3. Średnie wytrzymałości na ściskanie betonów piaskowych z popiołami z EC Elbląg, w porównaniu z betonem piaskowym konsystencji plastycznej /receptura XIII/

Tabela 3

Zestawienie wyników badań wytrzymałości na ściskanie R i R_{min} dla wieku betonów po 14, 28 i 90 dniach

Nr recep.	Procentowy udział popiołu letnego i SK-1	\bar{R} dla wieku betonu /MPa/			R_{min} dla wieku betonu /MPa/		
		14	28	90	14	28	90
I	-	23,95	31,28	37,48	19,83	28,10	34,21
II	-	22,15	28,65	33,97	18,98	24,29	28,94
III	20%	17,2	21,6	29,6	15,9	19,4	26,7
IV	30%	13,5	19,6	23,1	12,3	17,8	20,9
V	40%	11,7	16,7	19,6	10,8	15,0	17,8
VI	20%	17,0	20,2	25,1	18,4	15,9	23,1
VII	30%	12,5	18,9	21,5	17,6	11,4	19,9
VIII	40%	10,0	15,2	18,5	13,6	9,2	16,6
IX	20% + 1,5% SK-1	-	26,2	31,8	-	24,0	29,1
X	30% + 1,5% SK-1	-	24,1	30,0	-	21,8	27,8
XI	20% + 1,5% SK-1	-	24,6	30,1	-	21,9	27,3
XII	30% + 1,5% SK-1	-	22,5	25,8	-	20,1	23,1
XIII		21,4	26,2	31,9	18,4	22,5	28,3
XIV	20%	18,3	21,4	25,6	16,4	19,3	23,8
XV	30%	12,9	16,4	23,9	11,2	14,2	22,0
XVI	20% + 20%	13,2	17,5	23,4	11,4	15,9	21,0
XVII	20% + 20% + 1,5 SK-1	19,3	23,2	28,8	17,5	22,0	27,2
XVIII	30% + 1,5% SK-1	15,3	18,2	23,0	14,2	16,5	22,0

4. WNIOSKI

Przedstawione wyniki badań betonów piaskowych z dodatkami popiołów lotnych i upłynniacza SK-1 pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Wytrzymałości na ściskanie badanych betonów piaskowych z popiołami lotnymi po 28 dniach dojrzewania są niższe o $18 \div 47$ % w porównaniu do wytrzymałości betonu piaskowego porównawczego. Po 90 dniach dojrzewania jedynie betony z popiołem lotnym w ilości 20% /receptury III i XIV/ osiągają poziom wytrzymałości 28-dniowej betonu piaskowego porównawczego.
2. Upłynniacz SK-1 dodany do betonów z popiołami w ilości 1,5% masy cementu podnosi wytrzymałość 28-dniową o $10 \div 17$ %, a wytrzymałość 90 - dniową o $15 \div 21$ %, w porównaniu z wytrzymałością betonów z popiołami bez upłynniacza. Wszystkie betony z upłynniaczem po 90 dniach dojrzewania osiągnęły poziom wytrzymałości 28-dniowej betonu porównawczego lub ją przewyższyły o $5 \div 11$ %.
3. Betony piaskowe, w których 20% masy cementu zastąpiono popiołem z Bydgoszczy osiągnęłyby prawdopodobnie po 28 dniach dojrzewania wytrzymałość betonu piaskowego porównawczego, gdyby dodano do nich upłynniacza w ilości 1,5% m.c., z jednoczesną redukcją wody zarobkowej.
4. Użycie do betonów piaskowych 300 ÷ 380 kg cementu oraz popiołów lotnych i upłynniacza SK-1 /receptury IX, X, XI, XII, XVII/ pozwoliło osiągnąć po 28 dniach dojrzewania wytrzymałość R_{\min} w granicach 20,1 + 24,0 MPa odpowiadającą klasie betonu B20.

LITERATURA

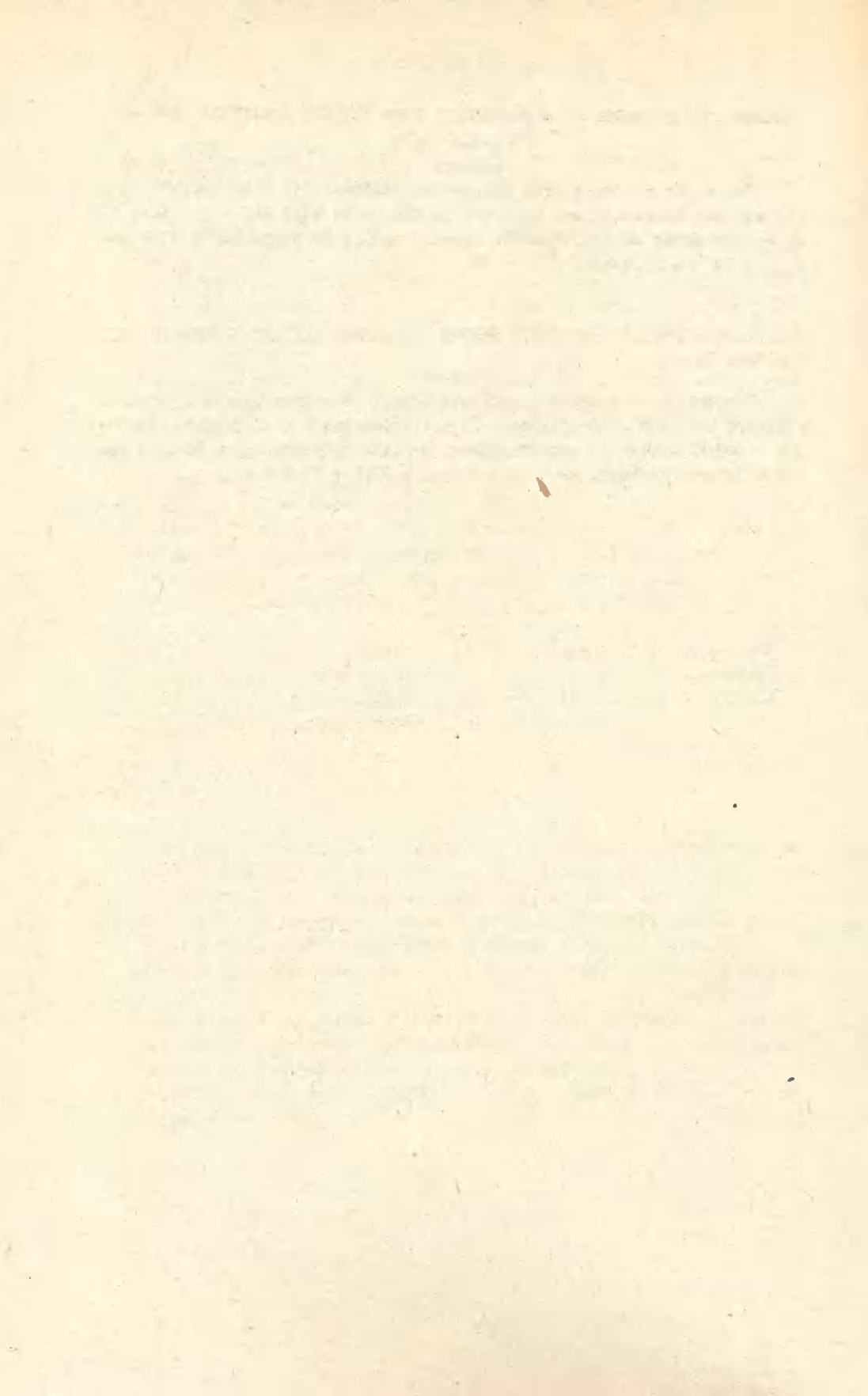
- [1] Andreasik M., Dłużewska B., Jamroży Z.: O celowości jednoczesnego dodawania do betonu popiołu lotnego i upłynniacza. XXVIII Konferencja naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1982
- [2] Andreasik A., Jamroży B.: Wpływ upłynniacza SK-1 oraz popiołu lotnego na wytrzymałość piaskobetonu. Materiały Budowlane 11/12/82
- [3] Bastian S.: Betony konstrukcyjne z popiołem lotnym. Arkady, Warszawa 1980
- [4] Czkwianianc A., Kamińska M., Ulańska D.: Prace Politechniki Łódzkiej nad metodą projektowania piaskobetonu i określeniem jego właściwości. Konferencja naukowo-techniczna przemysłu betonów. Jadwisin 1982
- [5] Instrukcja stosowania popiołów lotnych do betonów kruszywowych. ITB, Warszawa 1977

COMPRESSIVE STRENGTH OF SANDCONCRETE WITH FLY ASH ADMIXTURE AND PLASTIFICIZER SK-1**Summary**

The paper presents test results of sandconcrete with admixture of fly ash and plasticizer SK-1. The sandconcrete with $300 \pm 380 \text{ kg/m}^3$ of cement added showed, after 28 days of aging, the compressive strength $R_{\min} = 20.1 \pm 24.0 \text{ MPa}$.

СОПРОТИВЛЕНИЕ СЖАТИЮ ПЕСЧАНОГО БЕТОНА С ДОБАВКОЙ ЛЕТУЧЕГО ПЕПЕЛА И ПЛАСТИФИКАТОРА СК - 1**Резюме**

В статье представлены результаты опытов песчаного бетона с добавкой летучего пепела и пластификатора СК - 1. Применяя в исследуемых бетонах 300 - 380 кг цемента и вышеупомянутых добавок получено после 28 дней созревания бетона прочность на сжатие $R_{\min} = 20,1 \pm 24,0 \text{ МПа}$.



Maria Jańkowska

ZNACZENIE ZAMKNIĘTYCH OBIEGÓW WÓD PRZEMYSŁOWYCH
W GOSPODARCE WODNEJ

W artykule oceniono dyspozycyjność zasobów wodnych w Polsce. Ze względu na postępujący deficyt wody, konieczne jest zmniejszenie wodochłonności przemysłu i zmniejszenie ilości ścieków odprowadzanych do wód powierzchniowych. Zamknięte obiegi wód przemysłowych to jedna z metod ochrony wód powierzchniowych.

1. SYTUACJA W GOSPODARCE WODNEJ KRAJU

Wielkość naszych zasobów wodnych jest ograniczona, muszą one zatem być troskliwie zagospodarowywane, chronione i ekonomicznie wykorzystywane. A tymczasem coraz częstsze są stwierdzenia i coraz groźniej brzmią alarmy o postępującym zanieczyszczeniu rzek i jezior, wypełnionych cieczą nie nadającą się do żadnego wykorzystania gospodarczego.

Wśród państw europejskich znajdujemy się na jednym z końcowych miejsc pod względem globalnych zasobów wodnych i wskaźników zasobności w wodę w przeliczeniu na jednego mieszkańca [11]. Zasoby dyspozycyjne wody - szacowane ilościowo - wynoszą zaledwie 22 mld m³ w roku średnim, a w rzeczywistości ich ilość jest systematycznie pomniejszana wskutek wzrastającego zanieczyszczenia.

Zgodnie z obowiązującymi normatywami oceny jakości wód [9], do zaopatrzenia ludności w wodę, zakładów przemysłowych wymagających wody o jakości wody pitnej i dla hodowli ryb łososiowatych nadają się wody I klasy czystości. Wody II klasy czystości przeznacza się do hodowli ryb /z wyjątkiem łososiowatych/, hodowli zwierząt gospodarskich i celów rekreacyjno-kąpielowych. Wody III klasy czystości zużywa się na zaopatrzenie przemysłu i nawadnianie terenów rolniczych.

Na podstawie badań stanu czystości 162 rzek Polski, o łącznej długości 16.780,2 km, co stanowi 84,1 % całkowitej długości rzek, można stwierdzić, że: [12]

- wody I klasy czystości stanowią 9,1 %
- wody II klasy czystości stanowią 28,5 %
- wody III klasy czystości stanowią 27,9 %
- wody pozanormatywne /n.o.n./ stanowią 34,5 %

Zatem ponad połowę długości rzek, tj. 62,4 %, stanowią wody III klasy czystości i wody pozanormatywne, silnie zanieczyszczone. Rozkład zanieczyszczeń w wodach płynących kraju ma charakter terytorialny, co powoduje, że w niektórych rejonach sytuacja jest znacznie gorsza, niż wynika to z powyższych danych. W województwie bydgoskim z 36 głównych rzek, stanowiących 43% ogólnej ilości cieków, nie ma wód I klasy czystości. Wody II klasy czystości stanowią 2,9 %, wody III klasy czystości 19,7 %, wody n.o.n. 77,4 % [2].

Wśród przebadanych jezior i zbiorników wodnych woj. bydgoskiego, magazynujących 732,7 mln m³ wody, co stanowi 56 % ogólnej ilości, również brakuje wód I klasy czystości, klasę II stanowi 46 % wód, klasę III 28 %, a wody pozanormatywne 24 % [2]. Tymczasem nic bardziej nie odzwierciedla zbrodni popełnianej wobec przyrody i człowieka jak zatrute wody. Rzeki przekształcają się w kolektory ściekowe, jeziora w bajora, w których zniszczono wszelkie życie.

Do najważniejszych źródeł zanieczyszczenia wód powierzchniowych należą odprowadzane do nich nieoczyszczone lub niedostatecznie oczyszczone ścieki komunalne i przemysłowe. W roku 1981 do wód powierzchniowych śródlądowych odprowadzano około 12 mld m³ ścieków, w tym 4,7 mld wymagających oczyszczenia. Z tej ilości ścieków oczyszczono tylko 55 %, w większości jedynie mechanicznie, osiągając bardzo niewielki efekt redukcji zanieczyszczeń, a tylko 15,7 % oczyszczono metodami biologicznymi. Prawie połowę ilości ścieków /45 %/ wprowadzono do rzek bez jakiegokolwiek oczyszczenia [11].

Przedstawione wyżej dane dostatecznie dokumentują stwierdzenie o katastrofalnej sytuacji polskich wód powierzchniowych i gwałtownej potrzebie działań chroniących nas przed katastrofą ekologiczną.

2. MOŻLIWOŚCI ZMNIEJSZENIA SZKODLIWEGO WPŁYWU PRZEMYSŁU NA GOSPODARKE WODNĄ

Wzrost deficytu wody z jednej strony, a z drugiej strony konieczność zwiększenia wymagań odnośnie jakości ścieków oczyszczonych odprowadzanych do wód powierzchniowych, powodują, że istnieje pilna potrzeba zmniejszenia wodochłonności przemysłu.

Jednym z rozwiązań jest tworzenie w zakładach przemysłowych zamkniętych obiegów wody, bez zrzutu ścieków i z minimalnym, służącym do uzupełniania strat w obiegu zamkniętym, zużyciem wody świeżej.

Koncepcje te mają niebagatelne znaczenie z punktu widzenia ochrony środowiska naturalnego, głównie wód powierzchniowych, a ponadto lokalizacji fabryk nie będą determinowały w takiej mierze jak dotychczas zasoby wodne i możliwości odprowadzania ścieków. Przy opracowywaniu koncepcji zamkniętego obiegu wody w każdym przypadku zagadnienie należy rozpatrywać indywidualnie. Ogólnie można stwierdzić, że wprowadzenie zamkniętego obiegu wody musi poprzedzić szczegółowa analiza gospodarki wodno-ściekowej na każdym stanowisku. Niekiedy wody ściekowe wykorzystuje się nie w całym zakładzie przemysłowym, lecz tylko w niektórych jego wydziałach. Ścieki mogą być oczyszczone łącznie lub /co jest bardziej korzystne/ w poszczególnych ciągach

technologicznych.

Wskaźnik recyrkulacji wody, będący miarą wtórnego jej wykorzystania, a określający proporcje pomiędzy ilością wody wykorzystywanej wielokrotnie, a całkowitą ilością wody we wszystkich obiegach wodnych zakładu przemysłowego, kształtuje się w Polsce średnio na poziomie 38 %, gdy w krajach zaawansowanych w rozwoju gospodarki wodnej /Japonia, Szwecja, RFN/ osiąga on wartości dwukrotnie większe.

Na około 3700 zakładów przemysłowych objętych sprawozdawczością GUS w latach 1978-1982 w mniej niż połowie /43%/ występują zamknięte obiegi wodne, a zaledwie 6 % wody zużytej na cele produkcyjne służy do uzupełniania obiegów zamkniętych [10].

Przyjęte w przeszłości założenia o służebnej roli gospodarki wodnej w odniesieniu do innych działów gospodarki narodowej spowodowały, że decyzje dotyczące metod i sposobów użytkowania wody pozostawiono poszczególnym jej użytkownikom. W konsekwencji, w warunkach stosunkowo niskich kosztów zaopatrzenia w wodę, prowadziło to do ekstensywnego gospodarowania jej zasobami. W obecnej sytuacji powstał problem rewizji stereotypowego postępowania w gospodarce wodnej. Zwiększenie stopnia recyrkulacji wody w przemyśle w sytuacji dużych trudności i opóźnień w budownictwie wodnym jest jednym z najważniejszych zadań w gospodarce wodnej na najbliższe lata. Doświadczenia osiągnięte w krajach stosujących odpowiednie stymulatory w postaci ustalonych na odpowiednim poziomie opłat za pobór wody i odprowadzane ze ściekami zanieczyszczenia wskazują, że na tej drodze dochodzi się do bardziej racjonalnego wykorzystania wody.

Ważnymi zagadnieniami mającymi wpływ na zmniejszenie szkodliwego wpływu przemysłu na gospodarkę wodną są:

- optymalizacja technologii produkcji lub jej zmiany mające na celu maksymalne zmniejszenie zużycia wody, ilości tworzących się ścieków oraz produktów obciążających ścieki,
- pełne opanowanie zagadnień związanych z oczyszczaniem ścieków poprzez zwiększenie efektywności oczyszczania metodami klasycznymi oraz zastosowanie nowoczesnych technologii i metod oczyszczania ścieków.

Uzyskanie dobrej jakości ścieków oczyszczonych umożliwia zamknięcie obiegu wody, przez co ogranicza się zużycie wody świeżej, a także ogranicza lub nawet całkowicie eliminuje zrzut ścieków.

3. ZAMKNIĘTE OBIEGI WÓD PRZEMYSŁOWYCH

Do najbardziej wodochłonnych należy przemysł celulozowo-papierniczy. Zużycie wody zależy, między innymi, od rodzaju produktu gotowego. Przykładowo na jedną tonę produktu gotowego zużywa się [6] :

dla papieru 100 - 135 m³ wody,

dla bielonej celulozy uszlachetnionej 435 - 600 m³ wody,

dla papieru kondensatorowego 1300 - 2000 m³ wody.

W dużych zakładach przetwórstwa drewna zużycie wody dochodzi do 10^6 m³ wody w ciągu doby. Z ogólnej ilości zużywanej wody główna jej część odprowadzana jest jako ścieki zawierające duży ładunek zanieczyszczeń, o dużej uciążliwości i szkodliwości dla ich odbiorników. Podstawowe zanieczyszczenia wód ściekowych z przemysłu celulozowo-papierniczego to zawiesiny i łatwo utleniające substancje organiczne określone wielkością wskaźnika BZT₅.

W 1970 r. w ściekach z tego przemysłu znajdowało się 6 mln ton zanieczyszczeń w przeliczeniu na BZT₅, co stanowiło 90 % zanieczyszczeń tego typu spowodowanych przez światową produkcję we wszystkich gałęziach przemysłu [1]. Z tych względów w przemyśle celulozowo-papierniczym, jako jednym z pierwszych, zaczęto stosować zamknięte obiegi wody. Zamknięte obiegi wody tworzy się głównie w papierniach, ale w świecie pracuje kilka celulozowni z całkowicie zamkniętym obiegiem wody [8].

W USA, w stanie Wirginia, w 1972 r. uruchomiono pierwszą w kraju fabrykę papieru z całkowicie zamkniętym obiegiem wody. Przy wydajności 100 t/dobę papieru, zużycie wody rzecznej spadło z 9500 do 1900 m³/dobę. Z fabryki wcale nie odprowadza się ścieków, a pobierana woda rzeczna pokrywa straty spowodowane wyparowywaniem wody w procesie produkcyjnym lub wyniesionej w produkcie gotowym [7].

Zamknięte obiegi wody wprowadza się także w celulozowniach, przez co można zmniejszyć zużycie wody z 150 do 15 m³/t celulozy [3]. Przy zamkniętym obiegu woda świeża służy jedynie do pokrycia strat wody wyparowywanej lub wynoszonej w produkcie gotowym. Wprowadzenie przeciwprądowego przemywania bielonej celulozy zmniejsza zużycie wody o 50 - 90 %, zużycie pary o 90 % [3].

Wprawdzie zamknięciu obiegów towarzyszy szereg niekorzystnych zjawisk /np. tworzenie się szluzów papierniczych o przykrym zapachu, pienienie się, korozja/, które trzeba likwidować, ale koszt używanych chemikaliów prawie we wszystkich przypadkach może być niższy niż koszt wody zasilającej /pobór i ewentualne uzdatnianie/ i koszt oczyszczania ścieków w układzie powszechnie stosowanym z obfitym zasilaniem wodą świeżą.

Przykładem możliwości wielokrotnego wykorzystania ścieków jest rozwiązanie zastosowane w mechanicznej myjni wagonów osobowych na stacji kolejowej Poznań Główny. Ścieki z zewnętrznego mycia wagonów są mętne, zabarwione i mają odczyn kwaśny. Głównymi zanieczyszczeniami tych ścieków są składniki środka myjącego - kwas fosforowy i niejonowe substancje powierzchniowo-czynne, brud i produkty korozji zmyte z powierzchni wagonów, a także smary i oleje. Technologię oczyszczania tych ścieków [4] opracowano w Zakładzie Inżynierii Sanitarnej i Wodnej Wydziału Budownictwa i wdrożono [5] w kontenerowej chemicznej oczyszczalni ścieków. Na podstawie zaproponowanej koncepcji technologicznej w Bydgoskim Biurze Projektowo-Badawczym Budownictwa Przemysłowego w Bydgoszczy powstał projekt oczyszczalni, a wykonało ją Wspólne Przedsiębiorstwo i Spółka "PROJPRZEM-MOSIOTAL". Oczyszczalnia ścieków pracuje od maja 1986 r. W czasie prowadzenia badań wdrożeniowych okazało się, że ubytki wody spowodowane rozpryskiwaniem i odparowaniem wody są

tak duże, że nie tylko nie zachodzi konieczność odprowadzania nadmiaru ścieków, lecz układ należy uzupełniać wodą trakcyjną.

Dlatego proces oczyszczania ścieków prowadzi się w taki sposób, aby przy najmniejszych dawkach reagentów otrzymać ścieki klarowne i bezbarwne, o odczynie słabo-alkalicznym. Dzięki temu w ściekach pozostają składniki środka myjącego, co powoduje znaczne zmniejszenie zużycia środka myjącego - Stremikolu Z, a ponadto tworzą się mniejsze ilości osadów. W układzie zamkniętym wody nie zauważono niekorzystnych zmian. Ponieważ zastosowany system oczyszczania ścieków z zewnętrznego mycia wagonów z zamkniętym obiegiem wody jest pierwszym tego typu w Polsce, zrealizowany etap należy traktować jako początek badań. Jednak w tej chwili można stwierdzić, że zużycie wody, dzięki zastosowaniu obiegu zamkniętego zmniejszyło się około 70 %.

4. WNIOSKI

1. Pogłębiający się deficyt wody wymaga radykalnych działań na rzecz poprawy sytuacji w gospodarce wodnej kraju.
2. W celu zmniejszenia niekorzystnego wpływu przemysłu na gospodarkę wodną należy obniżyć jego wodochłonność i ilość odprowadzanych ścieków, zwiększyć ilość oczyszczalni ścieków, a także stopień oczyszczania ścieków.
3. Wprowadzenie zamkniętych obiegów wód przemysłowych znacznie obniży pobory wód naturalnych i jednocześnie spowoduje zmniejszenie ilości odprowadzanych ścieków.

LITERATURA

- [1] Brecht W.: Wochenblatt für die Papierfabrikation 1972, 102, 619
- [2] Bżozowski J.: Problemy ochrony środowiska w zakresie gospodarki wody /maszynopis/, 1984
- [3] Croon J.: Paper, Trade Journ. 1, 40, 1970
- [4] Jankowska M.: Opracowanie technologii oczyszczania ścieków z zewnętrznego mycia wagonów dla ZDOKP. - Poznań, /maszynopis/, Bydgoszcz
- [5] Jankowska M.: Sprawozdanie z badań nad wdrożeniem pracy n.b. Opracowanie technologii oczyszczania ścieków z zewnętrznego mycia wagonów dla ZDOKP - Poznań /maszynopis/, Bydgoszcz, 1986
- [6] Łożkin N.D.: Bumażnaja Promyslnnost
- [7] News of this Week pt. Standard Paper re-uses water to fight pollution, Paper Trade Journ. 156, nr 15, 19, 1972
- [8] Repson U.H.: Chemical eneerin progres nr 6, 68, 1976
- [9] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 1987.12.14 Dz.U nr 42, poz. 248
- [10] Sobiecki M., Ślesicki W., Bańkowski W.: Metoda oceny efektywności ekonomicznej przedsięwzięć związanych z zamykaniem obiektów wodnych - opracowanie wykonane w JMIGW, Warszawa 1986 /maszynopis/

- [11] Tuszek A.: Dramat z wodą. Gospodarka Wodna nr 2, s. 44, 1983
- [12] Zespół Ekspertów pod kierunkiem prof.dr hab.St.Łojewskiego: Ekspertyza System opłat za szczególne korzystanie z wód /w zakresie poboru wód podziemnych i powierzchniowych/, PTE, Warszawa 1985

SIGNIFICANCE OF CLOSED CIRCUITS OF INDUSTRIAL WATER

Summary

The paper evaluates the availability of water resources in Poland. Considering an increase in water deficit, it is imperative to reduce water absorbability in industry and reduce the quantity of sewage carried to surface waters. Closed cycles of industrial waters are one of the ways of preserving surface water.

ЗНАЧЕНИЕ ЗАМКНУТЫХ ЦИРКУЛЯЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ВОД В ВОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ

Резюме

В статье оценены имеющиеся в распоряжении водные ресурсы в Польше. В связи с возрастающим дефицитом воды необходимым является сокращение водопоглащаемости промышленностью и уменьшение количества стоков отводящих к поверхностным водам.

Закрытые циркуляции производственных вод - это один из методов охраны поверхностных вод.

Andrzej Chajęcki

WARTOŚCIOWANIE PRACY
JAKO TECHNIKA ORGANIZATORSKA W BUDOWNICTWIE

W opracowaniu prezentowane są wyniki wdrożenia wartościowania pracy w przedsiębiorstwie budowlanym oraz zmiany w systemie wynagrodzeń, jakie wynikają z zastosowania tej techniki organizatorskiej. Istotnym elementem opracowania jest prezentacja zmian relacji płac zasadniczych pracowników przedsiębiorstwa budowlanego, które są następstwem zastosowania wartościowania pracy.

Podział procesu roboczego pracy doprowadził do realizacji różnych zestawów funkcji na stanowiskach pracy. Wraz z postępem technicznym podział pracy ulega stałemu pogłębianiu. W rezultacie powstałych różnic w wykonywanych czynnościach, każdy rodzaj pracy stawia samemu wykonawcy odmienne wymagania fizyczne i psychiczne. Różnice w wysiłku fizycznym i psychicznym muszą znaleźć odzwierciedlenie w zróżnicowanych płacach roboczych.

W tych warunkach dużego znaczenia nabiera zachowanie właściwych proporcji między płacami tak, aby te różnice korespondowały z ilością, jakością i intensywnością wykonywanej pracy. Zdecydowana większość konfliktów o podłożu płacowym wynika, nie tyle z ich niskiego poziomu ile z poczucia, że proporcje między wynagrodzeniami różnych grup pracowników są niesprawiedliwe.

Stosując jako podstawę sprawiedliwych proporcji płacowych intuicję połączoną z doświadczeniem nie zawsze osiągamy właściwy rezultat. Taka sytuacja występuje we wszystkich działach gospodarki narodowej, również w budownictwie. Dlatego właściwym rozwiązaniem jest zastosowanie odpowiedniej metody w postaci trafnie dobranej techniki organizatorskiej.

Taką techniką jest wartościowanie pracy, polegające na takim postępowaniu, którego celem jest obiektywne określenie cech danego rodzaju pracy oraz ustalenie jej wartości. Polega ono na badaniu, opisywaniu, modelowaniu oraz wycenie analizowanego rodzaju pracy [2] . W wyniku tego postępowania poznajemy i oceniamy obiektywną trudność pracy, tzn. ogół wymagań fizycznych i psychicznych, które dany rodzaj pracy stawia przeciętnemu wykonawcy, a tym samym wielkość i strukturę wysiłku niezbędnego do ich spełnienia.

Tradycje wartościowania pracy sięgają początków XX wieku. Pierwsze próby zastosowania wartościowania pracy w praktyce przeprowadzono w przemyśle amerykańskim w latach 1910-1914. Już w 1926 r. w Rapid Transit Company w Filadelfii zastosowano analityczno-punktową metodę wartościowania pracy [2]

Pierwotnym celem wartościowania pracy była potrzeba zobiektywizowania proporcji płac. Przykładem takiego wykorzystania tej techniki organizatorskiej było zastosowanie jej do wyznaczania proporcji taryfowych stawek wynagrodzenia zasadniczego oraz stawki akordowej lub ceny jednostkowej w akordowych systemach płacy. Przyjęcie za podstawę ustalania wysokości wynagrodzenia podstawowego kryterium trudności pracy gwarantuje:

- płacę społecznie sprawiedliwą, zgodnie z zasadą "każdemu wg jego pracy" ,
- prawidłowy układ proporcji płac, pozbawiony cech przypadkowości.

W tym opracowaniu koncentrować będziemy się głównie na tych możliwościach zastosowania tej techniki organizatorskiej, starając się odnosić ją również do prac budowlanych. Należy jednak zaznaczyć, że zastosowanie wartościowania pracy do realizacji celów pozapłacowych jest również możliwe i może dotyczyć:

1. Programowania szkolenia i doskonalenia zawodowego oraz preorientacji zawodowej. Wartościowanie pracy dostarcza bowiem szczegółowych informacji o strukturze kwalifikacji niezbędnych do skutecznego wykonywania danego rodzaju pracy.
2. Doboru i awansowania pracowników. Wnikliwa znajomość wymagań fizycznych i psychicznych danego rodzaju pracy umożliwi właściwy, zobiektywizowany dobór pracowników, odpowiadających ściśle wymaganym warunkom.
3. Racjonalizacji organizacji pracy. Badanie rodzajów pracy pozwala dokonać prawidłowego podziału pracy przez ściśle rozgraniczenie zakresu obowiązków i odpowiedzialności pracowników. Jest również warunkiem harmonijnej organizacji pracy, tzn. właściwego zespolenia ludzi w procesie pracy w celu efektywnego wykorzystania posiadanego potencjału siły roboczej. W trakcie badania pracy można wykryć nieprawidłowości w przebiegu procesu produkcji, organizacji pracy, czy też wykorzystania środków materialnych [2] .
4. Poprawy warunków pracy. Analiza utrudnień danego rodzaju pracy ujawnia szereg elementów środowiska materialnego, które są źródłem zagrożenia lub trudności w procesie pracy. Ich kwalifikacja prowadzi do zmniejszenia uciążliwości pracy.

Pierwotnym celem wartościowania pracy była potrzeba zobiektywizowania proporcji płac. W większości przypadków przeprowadzenie wartościowania pracy, np. do celów różnicowania płac, doboru pracowników, przedmiotem badania powinna być praca na konkretnym stanowisku roboczym. W przypadku, gdy w danej jednostce organizacyjnej występuje wiele stanowisk pracy, na których wykonywany jest ten sam rodzaj pracy, np. stanowiska maszynistek w hali maszyn, wartościowanie ogranicza się do wzorcowych stanowisk pracy. Natomiast dla prac charakteryzujących się dużą zmiennością treści, o znacznym udziale elementów samodzielnego myślenia, podejmowania decyzji, powinna być dokonywana ocena odrębna dla każdego stanowiska pracy.

Cel wartościowania pracy decyduje również o stopniu szczegółowości badań. Na potrzeby różnicowania płac wystarczy analiza uproszczona, pozwalająca

jąca określić łączny poziom trudności poszczególnych rodzajów, aby można było porównać je między sobą oraz przyrównać do poziomu podstawowego, odpowiadającego - przy danym stopniu rozwoju techniczno-organizacyjnego i społecznego - pracy prostej. Względne wartości rodzajów pracy stanowią podstawę opracowania układu proporcji płac. W pozostałych dziedzinach istnieje potrzeba badania struktury trudności pracy lub też niektórych jej składników, wg warunków pracy. Za racjonalne należy uznać badania na tyle szczegółowe, aby ich wyniki można było wykorzystać równocześnie do jak największej liczby celów.

Zakres wartościowania pracy jest problemem wzbudzającym wiele kontrowersji i różnorodnie rozstrzyganym w praktyce. Przede wszystkim należy ustalić czy wartościowaniem pracy objąć wszystkie rodzaje pracy fizycznej i umysłowej oraz czy zastosować jednolite zasady i tę samą skalę ocen. W trakcie badań realizowanych w przedsiębiorstwie budowlanym zastosowano metodę "UMEWAP-87", która spełnia te warunki.

Prawidłowe zastosowanie wartościowania pracy gwarantuje zachowanie proporcjonalnego podziału przychodów poszczególnych pracowników według ich pracy [3] .

W procesie wartościowania pracy badamy i oceniamy poszczególne jej cechy, będące źródłem utrudnień. Najpopularniejszy jest schemat wartościowania oparty na następującej klasyfikacji syntetycznych cech pracy /wykorzystany również w metodzie "UMEWAP-87"/ :

- 1) złożoność pracy,
- 2) odpowiedzialność,
- 3) uciążliwość pracy,
- 4) warunki pracy.

Ażeby uzyskać precyzyjne wyniki wartościowania pracy, nie można ograniczać badań do analizowania syntetycznych cech pracy. Konieczne jest dokładne wyodrębnienie i sprecyzowanie tzw. elementarnych cech pracy, będących szczegółowymi kryteriami wartościowania. Zestaw kryteriów wartościowania pracy winien odpowiadać następującym warunkom:

1. Zawierać wyłącznie cechy obiektywne, tzn. związane bezpośrednio z rodzajem pracy, błędem jest uwzględnianie przy ocenie pracy osobistych cech pracownika, np.: wyglądu zewnętrznego, przywiązania do zakładu.
2. Cechy pracy muszą być jednoznacznie sprecyzowane i umożliwiające najobiektywniejszą ich kwantyfikację.
3. Liczba wyodrębnionych cech pracy powinna być optymalna z punktu widzenia celu i zakresu badania, tzn. być na tyle dużą, aby spełniała prawidłową ocenę pracy, a równocześnie nie komplikowała oceny, nie zwiększała pracochłonności badań oraz nie dopuszczała do kilkakrotnego uwzględnienia tych samych składników wysiłków z tytułu różnych kryteriów.

Wszystkimi wymienionymi wyżej cechami odznacza się uniwersalna metoda wartościowania pracy "UMEWAP-87" - ilustruje to tabela 1 [4] .

Tabela 1

Schemat wartościowania pracy - UMEWAP-87

Kryteria wartościowania pracy		Maksymalna liczba punktów	
Syntetyczne	Elementarne	elementarnych	syntetycznych
A. ZŁOŻONOŚĆ PRACY	1. Wykształcenie zawodowe 2. Doświadczenie zawodowe 3. Innowacyjność, twórczość 4. Zręczność 5. Współdziałanie	75 55 45 25 25	225
B. ODPOWIEDZIALNOŚĆ ZA :	1. Przebieg i skutki pracy 2. Decyzje 3. Środki i przedmioty pracy 4. Bezpieczeństwo innych osób 5. Kontakty zewnętrzne	60 50 25 25 20	180
C. UCIĄŻLIWOŚĆ PRACY	1. Wysiłek fizyczny 2. Wysiłek psychoneurwowy 3. Wysiłek umysłowy 4. Monotonia, monotypia 5. Obciążenie psychiczne z tytułu niskiego prestiżu pracy	45 25 25 20 20	135
D. WARUNKI PRACY	1. Uciążliwość środowiska pracy 1. Mikroklimat 2. Woda, wilgoć 3. Substancje chemiczne 4. Hałas 5. Drgania mechaniczne 6. Oświetlenie /promieniowanie optyczne/ 7. Pyły 8. Inne czynniki 2. Czynniki niebezpieczne	70 20	90
MAKSYMALNA LICZBA PUNKTÓW		630	630

Wykorzystywanie metody wartościowania pracy w postaci konkretnego wdrożenia w Bydgoskim Przedsiębiorstwie Budownictwa Ogólnego przyniosło szereg doświadczeń.

BPBO jest pierwszym Przedsiębiorstwem budowlanym w Polsce, w którym dyrektorzy podjęli śmiałą decyzję nowej i nie stosowanej w naszych przedsiębiorstwach metody. W oparciu o metodę wartościowania pracy opracowano w Przedsiębiorstwie nowy /nowoczesny w naszych warunkach/ .taryfikator kwali-

fikacyjny odzwierciedlający aktualne relacje nakładów wysiłków poszczególnych pracowników zatrudnionych na stanowiskach robotniczych i nierobotniczych. Aktualne relacje oznaczają w tym konkretnym przypadku stosowane w przedsiębiorstwie: technikę i organizację pracy [5]. Rozwiązanie zastosowane w BPBO stanowi próbę sprowadzenia wszystkich stanowisk robotniczych występujących w danej jednostce organizacyjnej do wspólnego mianownika tzn. do warunków porównywalnych.

Z uwagi na połączenie wdrożenia metody "UMEWAP-87" i zakładowego systemu wynagrodzenia, jest sprawą trudną do precyzyjnego określenia na ile wartościowanie pracy zmieniło wzajemne relacje płacowe pracowników tego przedsiębiorstwa.

W trakcie prac wdrożeniowych wyszły na jaw, również słabe strony metody.

Pierwszym problemem, na który z całym naciskiem należy zwrócić uwagę to nieprawidłowo skonstruowana formuła przeliczeniowa proponowana przez autorów metody /przejście z punktów na złotówki/ przedstawiona w dodatku "Reforma gospodarcza" nr 83 /1986.08.21/.

$$\text{wartość złotówkowa punktu} = \frac{\text{Fundusz płac zasadniczych} - \text{Fundusz płac przypadających na stawkę bazową}}{\text{Suma punktów na wszystkich stanowiskach pracy}}$$

Stawka bazowa równa się w tym przypadku minimalnej płacy w gospodarce narodowej /obecnie od 87.01.01; 7000 zł/ [1].

Podane w opracowaniu zasady przechodzenia z wyników wartościowania na płace /zasadnicze/ są nie do przyjęcia. Zarówno ze względów metodologicznych, jak i społeczno-ekonomicznych. Pomiąć należy w tym miejscu sam problem liczby punktów dla danego zakładu pracy, co prawdopodobnie tworzyć będzie pole do różnych manipulacji - może to stanowić przedmiot odrębnego opracowania. Należy podkreślić, że ta formuła jest antyinnovacyjna dlatego, że w mianowniku przyjmuje się sumę punktów w zakładzie pracy. Oznacza to, że im bardziej zaawansowany postęp techniczno-organizacyjny w zakładzie, a w konsekwencji większa liczba punktów, tym relatywnie mniejsza liczba złotych za 1 punkt, a w konsekwencji niższa płaca zasadnicza. Wzór ten wprowadzony do praktyki może wywołać wysoce negatywne konsekwencje, ponieważ jest antyinnovacyjny. Wydaje się również, że autorzy tej formuły przeliczeniowej, nie przeprowadzili niezbędnej w tym przypadku symulacji.

Uwagi krytyczne nie deprecjonują wartości metody "UMEWAP-87", są natomiast wskazaniem słabych jej punktów wymagających dopracowania, aby efekty płynące z jej zastosowania były pełne.

W tabeli 2 przedstawione są wyceny punktowe kilku wybranych stanowisk robotniczych i nierobotniczych.

Przeprowadzona wycena punktowa stanowisk pracy na ustalenie właściwych proporcji wypłacanych tym pracownikom płac zasadniczych. Nabiera to dużego znaczenia w warunkach funkcjonowania w przedsiębiorstwie zakładowego systemu wynagradzania, który realizuje zasadę, iż płaca zasadnicza winna stanowić przeszło 50 % całości otrzymywanego wynagrodzenia. Wdrożenie wartościocio-

wania pracy w BPBO pozwoliło zdobyć pewne doświadczenie praktyczne. W oparciu o metodę "UMEWAP-87" można opracować w przedsiębiorstwie budowlanym nowoczesny /odpowiadający aktualnemu poziomowi technicznemu i organizacyjnemu/ taryfikator kwalifikacyjny. Ma to duże znaczenie, ponieważ aktualnie obowiązujący pochodzi z 1962 roku /czyli opracowany został ćwierć wieku temu/

Wdrożenie metody "UMEWAP-87" pozwoliło wypracować docelowy model systemu płac, do którego dyrekcja przedsiębiorstwa powinna konsekwentnie dążyć. Zarówno racjonalna i obiektywna polityka płacowa oraz wypracowanie aktualnego taryfikatora kwalifikacyjnego przesądzają o celowości wdrażania przedstawionej metody mimo wad, na które wcześniej zwrócono uwagę.

LITERATURA

- [1] Czajka Z.: Wartościowanie pracy - wskaźniki metodyczne, Reforma Gospodarcza, nr 83
- [2] Ekonomika pracy, red. A.Sajkiewicz, Warszawa 1977
- [3] Martinek Z.: W sprawie uniwersalnej metody wartościowania pracy "UMEWAP-85", Przegląd Organizacji 8/86
- [4] Uniwersalna metoda wartościowania pracy "UMEWAP-85". Służba Pracownicza 10/86
- [5] Zakładowy system wynagrodzenia, Bydgoskie Przedsiębiorstwo Budownictwa Ogólnego, Bydgoszcz 1986

JOB EVALUATION AS ORGANIZING TECHNIQUE IN BUILDING

Summary

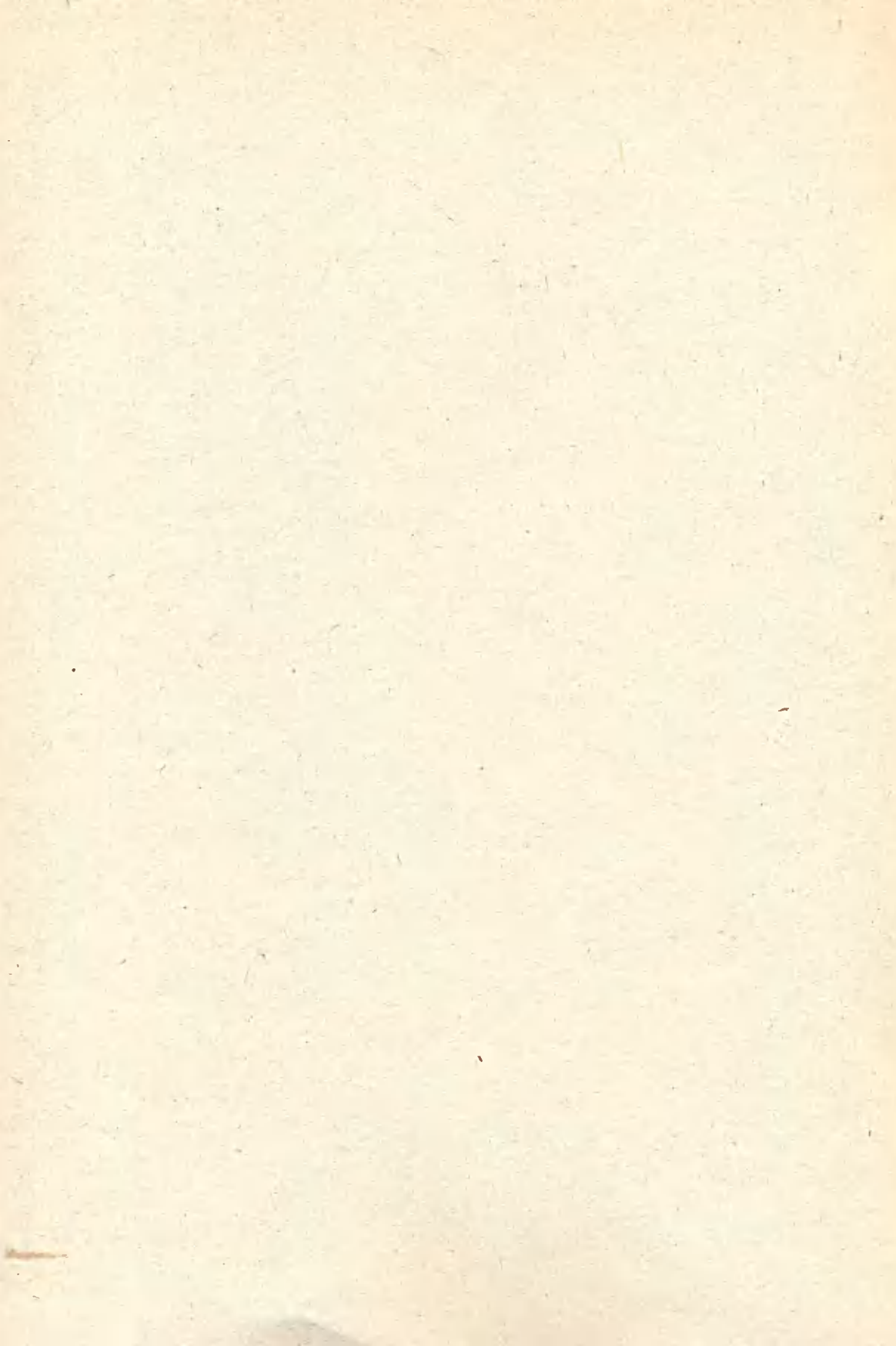
The paper presents the results of introducing job evaluation in a building company and variations in wages systems due to the application of this organizing technique.

The most important issue of this publication is the presentation of changes in basic pay of workers in the building company resulting from the application of job evaluation.

ОРГАНИЗАТОРСКАЯ ТЕХНИКА ОЦЕНКИ ТРУДА НА СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ

Резюме

В работе представлены результаты внедрения оценки труда в строительных предприятиях, а также изменения в системах зарплаток, которые вытекают из применения этой организаторской техники. Существенным элементом статьи является представление перемен реляции основных зарплаток сотрудников строительного комбината, которые являются следствием применений оценки труда.





Cena zł 103,-

ISSN 0208-6379