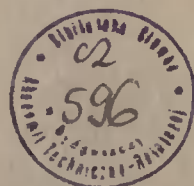


AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE 117

BUDOWNICTWO 20



BYDGOSZCZ - 1984

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

ZESZYTY NAUKOWE 117

BUDOWNICTWO 20



BYDGOSZCZ - 1984

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 100+50 egz. Ark. wyd. 8,45 Ark. druk. 8. Papier drukowy V-B1
Oddano do druku 19.VI.84. Druk ukończono w lipcu 1984 r.

Zam. nr 329/84 MNSzWiT F-7 Cena 122 zł

Uczelniany Zakład Małej Poligrafii ATR

Nr inw. 2228/84

L

SPIS TRESCI

1. Edmund Lubieniecki - Skręcanie skrępowane dźwigarów skrzynkowych.	5
2. Jan Lorkowski - Równania różnicowe drgań osiowo-symetrycznych powłok rusztowych	15
3. Jan Lorkowski - Zastosowanie skończonej dyskretnej transformacji Fouriera w zagadnieniach zginania i drgań osiowo - symetrycznych powłok rusztowych	27
4. Maciej Kordian Kumor - Współczynnik Poissona wybranych próbek przemarzniętego tła plicceńskiego z Bydgoszczy	41
5. Jan Gadomski - O dokładności określenia promieni łuków pionowych tras drogowych	
6. Mieczysław Pawłowski - Przepustowość urządzeń ruchu pieszego	67
7. Mieczysław Pawłowski - Przejścia dla pieszych w poziomie jezdni..	78
8. Romuald Napierała - Wapno posodowe jako wypełniacz mieszanek mineralno-bitumicznych z zastosowaniem kruszywa wapiennego	90
9. Romuald Napierała - Produkcja łamanego kruszywa drogowego z miejscowego surowca skalnego	101
10. Maciej Kordian Kumor, Zbigniew Ciesielski - Uszkodzenie obiektu mieszkalnego w Bydgoszczy posadowionego na podłożu ekspansywnym	110
11. Jadwiga Bizon-Górecka - Współzależność bezpieczeństwa i higieny pracy ze zdolnością produkcyjną wytwórni prefabrykatów	121



Edmund Lubieniecki

SKRĘCANIE SKRĘPOWANE DZWIGARÓW SKRZYNKOWYCH

W pracy przedstawiono zagadnienie skręcania stalowych dźwigarów skrzynkowych dwóch typów. Rozważania oparto o udokładnioną teorię skręcania skrępowanego prętów cienkościennych o przekroju zamkniętym, przy założeniu niezmienności kształtu przekroju.

1. WSTĘP

Konstrukcje pełnościenne o przekroju zamkniętym /typ A i B/ odznaczają się dużą sztywnością na skręcanie, dzięki której są w stanie przenosić obciążenia poprzeczne, działające na znacznym mimośrodku względem ich osi podłużnej.

Opracowana w różnym czasie przez kilku autorów techniczna teoria skręcania prętów cienkościennych o przekroju zamkniętym opiera się na przyjęciu:

- niezmienności kształtu przekroju, czyli nieodkształcalności przekroju,
- na założeniu, że naprężenia normalne towarzyszące skrępowanemu skręcaniu mają przebieg powinowaty do wartości przesunięć podłużnych rozpatrywanych punktów przekroju, czy czystym skręcaniu.

Pierwsze prace Umanskiego [10], Urbana [12] i Bornscheuera [3] były właściwie przeniesieniem równania różniczkowego skręcania skrępowanego prętów cienkościennych o przekroju otwartym na przekroje zamknięte uprzednio wyprowadzone dla szczególnego przypadku belki dwuteowej przez Timoszenkę [9] i Własowa [13].

Skręcanie belek skrzynkowych mostu suwnicowego typu A i B przedstawiono w oparciu o udoskonaloną teorię skręcania skrępowanego prętów cienkościennych o przekroju zamkniętym, przy założeniu niezmienności kształtu przekroju.

Udokładnionej teorii skręcania poświęcone są prace Umanskiego [11], Benscotera [2], Urbana [12], Bornscheuera [3], a w jej rozwinięciu i udoskonaleniu - prace R. Dąbrowskiego [4] i Ruteckiego [8].

Zagadnieniem wytrzymałości i stateczności prętów cienkościennych o przekroju otwartym zajmowali się w Polsce między innymi Naleszkiewicz [7], J. Muttermilch i A. Kociołek [6].

Udoskonalona teoria skręcania przekrojów zamkniętych sprowadzona jest do dwóch równań różniczkowych, w których obok funkcji kąta skręcania, występuje jeszcze pewna funkcja deplanacji /spaczenia/ dla określenia naprężeń normalnych przy założeniu:

- niezmienności kształtu przekroju,
- że naprężenia normalne towarzyszące skręcaniu skrępowanemu mają przebieg powinowaty do wartości przesunięć podłużnych rozpatrywanych punktów przekroju, przy czystym skręcaniu.

Przy dostatecznie gęstym rozstawie przepon wpływ zmiany kształtu między przeponami można pominąć jako nieznaczny.

2. ANALIZA TEORETYCZNA

2.1. Dźwigar typu A i B

W przypadku gdy skręcana belka jest jednym lub obu końcami utwierdzona /pozbawiona możliwości deplanacji/, w przekroju normalnym belki pojawiają się naprężenia normalne. Oprócz tego w wyniku deplanacji poprzecznych przekrojów między utwierdzonymi końcami, z uwagi na nierównomierny rozkład wyżej wspomnianych naprężeń, powstają obok naprężeń stycznych od skręcania swobodnego również dodatkowe naprężenia styczne.

Dla profilu zamkniętego skrzynekowego naprężenia normalne wyznaczamy ze wzoru:

$$\sigma_{\omega} = \frac{B_{\omega} \cdot \bar{\omega}}{J_{\omega}} \quad (1)$$

gdzie:

$B_{\omega} = B \bar{\omega} / x /$ - giętno-skrętny bimoment /funkcja kąta skręcania $\beta / x /$ w danym przekroju,

$$B \bar{\omega} / x / = - E J_{\omega} \beta'' / x /$$

$\bar{\omega}$ - główna powierzchnia wycinkowa /liczona względem środka skręcania A/.

$$\bar{\omega} = \bar{\omega}_A = \bar{\omega}_B + \alpha_z y - \alpha_y z + c$$

gdzie:

$\bar{\omega}_B = \omega_B - \varrho \int_0^s \frac{ds}{\delta / s /}$ - uogólniona powierzchnia wycinkowa /z pomocą - niczego pkt. B/,

$$\varrho = \frac{\int_0^s ds}{\oint \frac{ds}{\delta / s /}}, \quad \bar{s} = \int_0^s \frac{ds}{\delta / s /}$$

ϱ - średni promień konturu zamkniętego,

\bar{s} - zastępcza długość łuku konturu,

$J = \oint \omega^2 dF$ - główny wycinkowy moment bezwładności,

$c = - \frac{S_{\omega B}}{F} - S_{\omega B}$ - statyczny moment wycinkowy.

Naprężenia styczne przy skręcaniu skrępowanym określa wzór:

$$\tau_{\bar{\omega}} = \frac{M_{\bar{\omega}} S_{\bar{\omega}}}{J_{\bar{\omega}} \delta} \quad (2)$$

gdzie:

$$\bar{s}_{\bar{\omega}} = s_{\bar{\omega}} - \frac{1}{\Omega} \oint S_{\bar{\omega}} d\omega,$$

$$\tau_{\omega} = - \frac{M_{\bar{\omega}} S_{\bar{\omega}}}{J_{\bar{\omega}} \delta} - \frac{M_{\bar{\omega}} \frac{1}{\Omega} \oint S_{\bar{\omega}} d\omega}{J} = \tau_{\omega_1} + \tau_{\omega_2},$$

τ_{ω_1} - naprężenia zmienne wzdłuż długości konturu,

τ_{ω_2} - naprężenia stałe,

δ - grubość ścianek,

F - pole poprzeczne przekroju,

oraz $\tau_1 = \frac{M_s}{\delta \Omega}; \quad \Omega = 2 F = \oint h ds$

$$\tau = \tau_1 + \tau_{\bar{\omega}} \quad (3)$$

Z powyższych wzorów można wnioskować, że naprężenie $\delta \omega$ nie daje żadnego wypadkowego momentu, a zewnętrzny moment skręcający M_s jest przenoszony całkowicie przez naprężenie δ_1 .

$$M_{\bar{\omega}} = \frac{dM_{\omega}}{dx} - \text{moment giętno-skrętny}$$

Bioment wyznaczamy z rozwiązania różniczkowego równania kąta skręcania:

$$\beta^{IV} - k^2 \beta^{II} = - \frac{\mu}{EJ} m \quad (4)$$

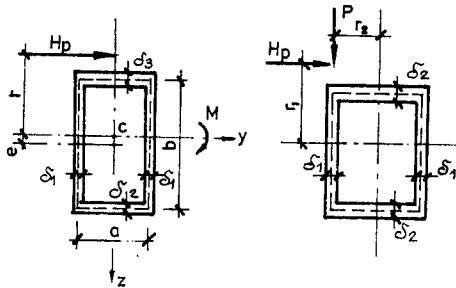
gdzie:

$k = \sqrt{\frac{GJ_d}{EJ}} \mu$ - giętno-skrętna charakterystyka /współczynnik zanika - nia/,

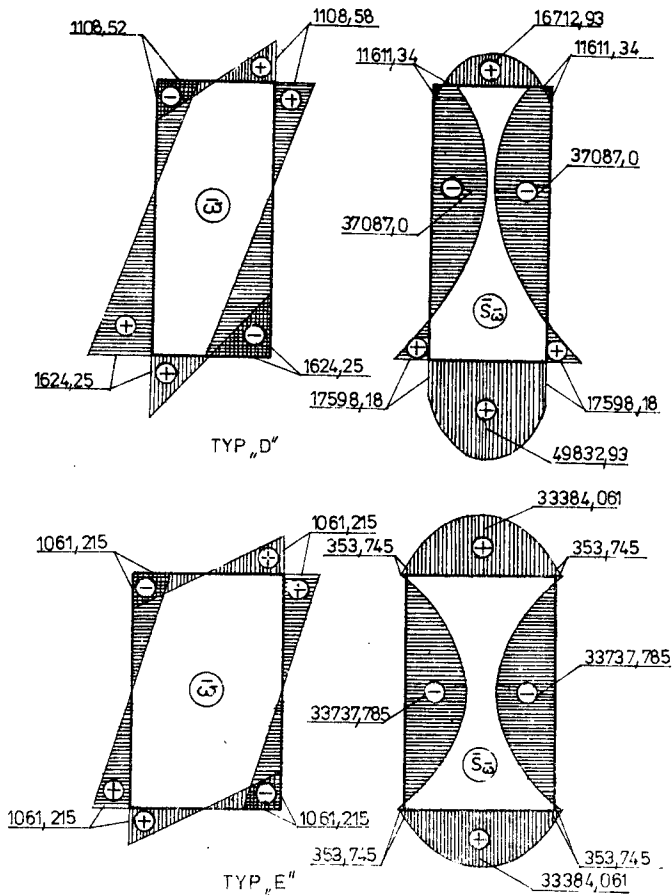
$\mu = 1 - \frac{J_d}{J_p}$ - współczynnik zniekształcenia,

$$J_d = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{s}{\delta / s/}}, \quad J_p = \oint h^2 dF$$

Na rysunku 1 podano schemat obciążenia oraz na rysunku 2 wykresy $\bar{\omega}$ i $\bar{S}\bar{\omega}$, natomiast w tabeli 1 wyniki obliczeń belki typu A i B. Dane wymiarowe $a, b, \delta_1, H_p, P, M$ /od pomostu / r_1, r_2 przyjęto wg rysunku.



Rys. 1



Rys. 2

Wyznaczony z równania różniczkowego bimoment ma w tym wypadku postać:

$$B_{\omega}/x/ = - \frac{\mu M_S}{2} \frac{\text{sh } kx}{k} + \frac{1 - \text{ch } \frac{kL}{2}}{k \text{ sh } kL/2} \text{ch } kx / \quad (5)$$

Dane do wyników liczbowych zawartych w tabeli 1 /rys.1/

Dźwigar typu A:

N = 300/50 kN - udźwieg
 $H_p = 10$ kN - siła pozioma od hamowania
 $P = 97$ kN - nacisk na jedno koło
 $L = 30,0$ m - rozpiętość
 $b = 138,375$ cm; $a = 59,2$ cm
 $\delta_1 = 0,8$ cm; $\delta_2 = 1,5$ cm; $\delta_3 = 1,75$ cm
 $M = 43,55$ kNm - moment zginający od pomostu

Dźwigar typu B :

N = 300/50 kN; $P = 97$ kN
 $L = 30,0$; $H_p = 10$ kN
 $b = 128,5$ cm; $a = 83,0$ cm
 $\delta_1 = 1,0$ cm; $\delta_2 = 1,5$ cm

Tabela 1

Typ	$\bar{\omega}_{\max}$ cm ²	$S \bar{\omega}_{\max}$ cm ⁴	J_d cm ⁴	J_p cm ⁴	$J_{\bar{\omega}}$ cm ⁶	μ
A	1624,25	41317,8	641778,7	1144504	$270,394 \cdot 10^6$	94393
B	1061,22	33737,8	1237564,3	1470505,7	$189,948 \cdot 10^6$	0,1584
-	k 1/cm	$B \bar{\omega}$ MPa	$M \bar{\omega}$ kNm	$\bar{\sigma}_{\omega}$ MPa	ω MPa	1 MPa
A	0,01993	84032,1	1,67975	0,50488	0,17060	0,30729
B	0,01983	135145,53	2,67949	0,75509	0,31395	1,0573

3. UWZGLĘDNIENIE ODKRZTAŁCALNOŚCI PRZEKROJÓW

3.1. Wprowadzenie

W poprzednich rozważaniach korzystano z założenia, że rzut konturu przekroju na płaszczyznę prostopadłą do osi wzdłużnej belki nie ulega zmianie, lecz przemieszcza się jak bryła sztywna /jedno z dwóch założeń własowa/.

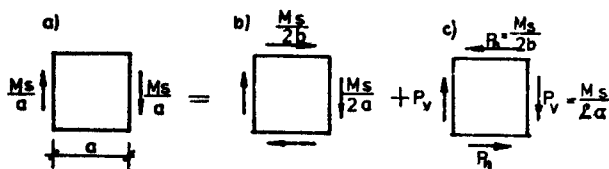
W rzeczywistości jednak przekroje ulegają odkształceniom, co byłoby możliwe gdyby przepony umieszczone były w sposób ciągły.

Rozpatrzmy najpierw przypadek prostokątnej belki obciążonej między przeponami. Czyniąc założenie, że belka ma przepony w stosunkowo dużych

odstępach, a w szczególnym przypadku tylko w przekrojach skrajnych /nad podporami/, jednocześnie pomija się wpływ odkształceń postaciowych w płaszczyznach poszczególnych ścianek.

Dowolne mimośrodowe obciążenie poprzeczne można zawsze rozłożyć na obciążenie poprzeczne działające w osi i moment skręcający /para sił /, przy czym nie jest obojętne czy moment zostaje wprowadzony w ścianki pionowe czy w poziome. Obciążenie to można rozłożyć na dwa następujące składowe przypadki:

- z obciążenia momentem skręcającym M_s przy założeniu, że jest on wprowadzony do elementu za pośrednictwem niepodatnej przepony /rys.3/,
- obciążenie zniekształcające, nie dające momentu wypadkowego.



Rys.3

W tym przypadku nie będzie spełniony warunek, że przepony powinny być rozmieszczone w sposób ciągły /lub dostatecznie gęsto/ i trzeba liczyć się z pewnym zniekształceniem przekroju między przeponami, mimo że nie działa tam obciążenie zewnętrzne. Okazuje się, że naprężenia σ_z są wówczas mniejsze.

W przekrojach o bardzo cienkich ściankach, w przypadku obciążenia działającego poprzez niepodatną przeponę, otrzymuje się nie tylko mniejsze naprężenia w przekroju obciążonym, lecz także odmienny przebieg naprężeń σ_z w kierunku podłużnym. Naprężenia te zanikają ku podporom bardziej powoli i maleją liniowo do zerowych wartości na podporach w przypadku przegubowego połączenia ścianek wzdłuż przekroju zamkniętego.

W rozwiązaniu przypadku obciążenia zniekształcającego wprowadza się równanie (4)

$$f^{IV} + 4\alpha^4 f = 0 \quad (6)$$

gdzie:

$$f = f(z) - \text{funkcja zmiennej } z, \quad (7)$$

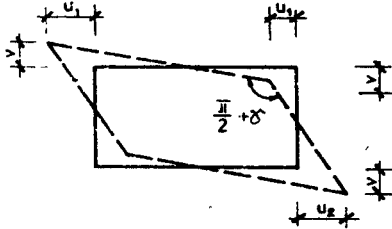
$$\sigma = f(z) / \tilde{\omega} / s - \text{naprężenia normalne,}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{\alpha^4 - \tilde{\omega}_1}{W C a b}} / \text{cm}^{-1} /,$$

- $\tilde{\omega}_{1,2}$ - wartość głównej powierzchni wycinkowej w sąsiednich narożach przekroju, przy czym dla jednego z tych punktów przyjmuje się $\tilde{\omega}_1 = -1$,
- C - współczynnik proporcjonalności,

$$W = b \int_0^a \bar{s} \tilde{\omega} ds = - a \int_0^b \bar{s} \tilde{\omega} ds \quad (3)$$

Znajdując funkcję $f = f/z/$ możemy wyznaczyć odkształcenia przekrojów V, U_1, U_2 /rys.4/ - np. dla przekroju prostokątnego o stałej grubości ścianek δ



Rys.4

$$v'' = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{Eb} = \frac{f}{Eb} / \tilde{\omega}_1 - \tilde{\omega}_2 /$$

$$u_1'' = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{Ea} = \frac{f}{Ea} 2 \tilde{\omega}_1$$

$$u_2'' = \frac{\sigma_2 + \sigma_2}{Ea} = \frac{f}{Ea} 2 \tilde{\omega}_2$$

Maksymalne naprężenia dla $z = 0$ oraz ugięcia ścianek

$$\sigma_{\text{extr}} = \frac{M_s}{8 \alpha W} \quad \tilde{\omega}_{\text{extr}}, \quad \sigma_1 = - \frac{M_s}{8 \alpha W}$$

$$v_{z=0} = \frac{M_s}{16 Ewb \alpha^3} / \tilde{\omega}_2 - \tilde{\omega}_1 / = \frac{M_s / 1 + \tilde{\omega}_2 /}{16 Ewb \alpha^3}$$

$$/u_1 /_{z=0} = \frac{M_s}{16 Ewa \alpha^3} / - 2 \tilde{\omega}_1 / = \frac{M_s}{8 Ewa \alpha^3}$$

Równanie różniczkowe (6), analogiczne do równania belki na sprężystym podłożu znane jest w postaci

$$M^{IV} + \frac{4}{L^4} M = 0 \quad (9)$$

gdzie:

$M = M/z/$ - moment zginający,

$L = \frac{l}{\alpha}$ - długość zastępcza,

przy czym $y'' = - \frac{M}{EJ}$ - ugięcie belki.

Z analogii tej można wywnioskować, że funkcja naprężeń odpowiada M/z , a odkształcenie δ ugięciu y/z . Wyznaczenie więc funkcji naprężeń F/z można zastąpić znalezieniem momentu M/z w odpowiednim zagadnieniu belki na sprężystym podłożu. W przypadku gdy obciążenie działa w przekroju usztywnionym przeponą, również zachodzi odkształcenie przekroju. Zagadnienie to zostało bliżej rozpatrzone w pracy [14] dla przykładu pręta obciążonego momentem w środku rozpiętości, gdzie dana jest niepodatna przepona. W przekrojach skrajnych mających swobodę deplanacji dane są również przepony. Jak wynika z przeprowadzonej analizy obliczeniowej na skutek odkształcalności przekroju naprężenia normalne maleją. Rozwiązanie podane w [14] pozwala ocenić granicę stosowalności teorii skręcania przekrojów zamkniętych opartej na założeniu nieodkształcalności przekroju.

Przeanalizowany wpływ przepon dla przypadku obciążenia bimomentem na końcu $z = 0$ dla rozstawu przepon λ . Dla przekroju nieodkształcalnego sztywność skrętna określa zależność δ/U , który pozostaje niezmienny we wszystkich przekrojach gdzie są przepony:

$$\frac{\delta_z = 0}{U_z = 0} = \frac{\delta_z = \lambda}{U_z = \lambda} = \text{const}; \quad \frac{\beta_z'' = 0}{\beta_z = 0} = \frac{\beta_z'' = \lambda}{\beta_z' = \lambda} = -k$$

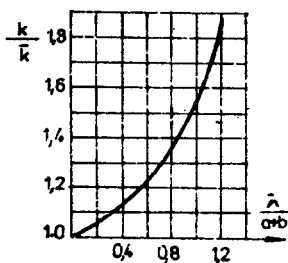
$$k = \sqrt{\frac{48 G}{E / a + b/2}} \quad - \quad \text{dla przekroju prostokątnego o stałej grubości ścianki}$$

Wyrażenie k dla przekroju odkształcalnego zależy od współczynnika m :

$$m = 2 \sqrt{\frac{3}{1 - \delta^2}} \sqrt{\frac{\delta}{ab / a + b/2}} \quad (10)$$

$$k/m = \sqrt{1 + \frac{2 \delta^2}{1 + \delta / a + b/2}} \quad (11)$$

Wykres k/\bar{k} przedstawiony na rysunku 5 jest funkcją $\frac{\lambda}{a+b}$.



Rys. 5

Dla dużych λ , a także dla małych wymiarów poprzecznych i dużych grubości ścianki iloraz k/\bar{k} jest w rzeczywistości mniejszy od podanego na wykresie. Dla małych λ wartości k/\bar{k} są bliskie rzeczywistych i, jak można sądzić na podstawie wykresu, przy $\lambda/a+b/$ mniejszym od 0,4 różnica w sztywnościach deplanacji nie przekracza 10% [4]. Posługując się tym wykresem wyznaczono dla przekroju belek typu A i B wartości współczynników \bar{k} oraz $\sigma_{\tilde{\omega}}$. Okazały się one / $\sigma_{\tilde{\omega}}$ / nieco niższe niż wartości naprężeń $\sigma_{\tilde{\omega}}$ /przy założeniu nieodkształcalności przekroju/. Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2

Typ	$\frac{\lambda}{a+b}$	$\frac{k}{\bar{k}}$	\bar{k}	$\sigma_{\tilde{\omega}}$ [MPa]
A	0,70	1,3	0,0153	0,4356
B	0,55	1,2	0,0165	0,6843

Z powyższych obliczeń widać, że na skutek odkształcalności przekrojów naprężenia normalne maleją.

4. WNIOSKI

Naprężenia wycinkowe σ_{ω} i τ_{ω} wywołane mimośrodowym obciążeniem poprzecznym można uważać za drugorzędne i stanowią $\sim 1\%$ wytrzymałości obliczeniowej stali R. W takich przekrojach dźwigarów skrzynkowych należy uwzględnić tylko naprężenia τ_v , od swobodnego skręcania / wg wzoru Bredt'a/.

LITERATURA

- [1] Bemscoter S.U.: A.Theory of Torsion Bending of Multicell Beams.JAppl. Mech. 1954
- [2] Bielajew N.M.: Soprotiwlenie materialow. M.Fizmatgis 1962
- [3] Bornscheuer F.W.: Systematische Darstellung des Biege-und Verdrehvorganges unter besonderer Berdcksichtigung der Wölbkrafttorsion. Der Stahlbau, H.1, 1952 i H.3, 1952
- [4] Dąbrowski R.: Skręcanie mostowych i hydrotechnicznych konstrukcji cienkościennych o przekroju zamkniętym. Gdańsk 1958
- [5] Dąbrowski R.: Der Schubverformungseinfluss auf die Wölbkrafttossion der Kastenträger mit verformbaren biegesteifem Profil.Der Bauingenieur 1965, H. 11

- [6] Muttermilch J., Kociołek A.: Wytrzymałość i stateczność prętów cienkościennych o przekroju otwartym. Politechnika Warszawska, Warszawa 1972
- [7] Naleszkiewicz J.N.: Zagadnienie stateczności sprężystej, Warszawa 1958
- [8] Rutecki J.: Cienkościennie konstrukcje nośne. PWN, Warszawa 1966
- [9] Timoszenko St.: Izd. Kiewskiego Politechn., Zeit. Math. Physik 1910
- [10] Umanski A.A.: Procznost i ustoiczivost tinkostennykh konstrukcji w samoletostrojenie, Lenongrad 1937
- [11] Umanski A.A.: Stroitel'naja mekhanika samoleta, Moskwa 1961
- [12] Urban J.W.: Teoria rasczota stierzniowych tonkostiennykh konstrukcji. Transizdat, Moskwa 1955
- [13] Własow W.S.: Rasczet tonkostiennykh prismaticzeskich oboloczek. Prikladnaja Matematika i Mekhanika, 1949
- [14] Ponomariew C.D.: Rasczoty na procznost. GNT-Izdat. Masz., Moskwa 1956

CONSTRAINED TORSION OF BOX GIRDERS

Summary

The problem of steel box girders torsion of two types was presented in the paper. The consideration was based on a more precise theory of the torsion of thin-walled bars with a closed intersection assuming that the form of the intersection is unchanging.

КРУЧЕНИЕ КОРОБЧАТЫХ БАЛК

Резюме

В статье представлены проблемы кручения стальных коробчатых балок двух типов. Размышления основаны на уточненной теории стесненного кручения тонкостенных стержней замкнутого сечения имея в виду неизменяемость формы сечения.

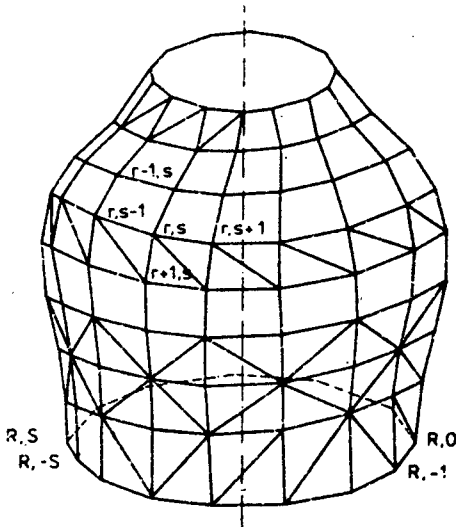
Jan Lorkowski

RÓWNANIA RÓŻNICOWE DRGAN OSIOWO-SYMETRYCZNYCH POWŁOK RUSZ-
TOWYCH

W artykule przedstawiono wzory transformacyjne i równania drgań w zapisie różnicowym dla przestrzennych powłok rusztowych charakteryzujących się osiowo-symetrycznym rozkładem siatki węzłów. Wszystkie zależności przedstawiono w zapisie odmiennym od powszechnie stosowanego, z myślą o jak najprostszej algorytmizacji zagadnienia. Z przedstawionych równań otrzymuje się również równania statyki jako szczególny przypadek równań ruchu.

1. WSTĘP

W niniejszej pracy rozważa się zagadnienia drgań osiowo-symetrycznych powłok rusztowych o budowie regularnej. Osiowa symetria może dotyczyć tylko rozmieszczenia węzłów, a niekoniecznie struktur wewnętrznej układu. Natomiast struktura wewnętrzna układu może być nader skomplikowana /rys.1/.



Rys.1

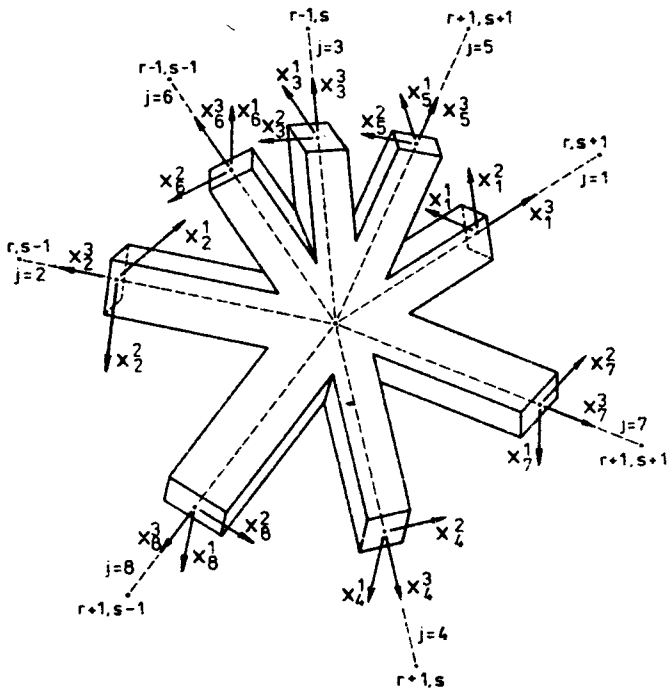
Powłoki rusztowe mogą stanowić konstrukcję wielu budowli inżynierskich. Szczególne zastosowanie mogą znajdować w różnych obiektach przemysłowych /chłodnie kominowe, zbiorniki, silosy, wieże ciśnień itp./ oraz użyteczności publicznej /przekrycia hal widowiskowych, hangarów, dworców itp./. W tej ostatniej grupie obiektów stosowanie powłok rusztowych może być najlepszym rozwiązaniem konstrukcyjnym, jeżeli architekt chce uzyskać przeszklone przekrycia o dużych rozpiętościach. Powłoki ze strukturą siatkową mogą też występować jako elementy różnych urządzeń przemysłowych. Powłoka rusztowa może w końcu stanowić dyskretny model obliczeniowy powłoki o budowie ciągłej. Przykłady takich zastosowań można znaleźć w pracach [2,3,4].

Literatura dotycząca regularnych konstrukcji prętowych oraz zastosowań różnicowych jest bardzo obszerna. Liczne przykłady dowolnych regularnych konstrukcji zostały przedstawione i omówione w pracy [4]. Spośród prac teoretycznych dotyczących rozwiązań analitycznych takich konstrukcji na szczególną uwagę zasługuje praca F.Bleicha i E.Melana [5]. Równania różnicowe są również szeroko stosowane w rozmaitych zagadnieniach mechaniki budowli przez W.Nowackiego w monografii [6]. Znaczny rozwój budownictwa z elementów powtarzalnych spowodował, że w latach 60-tych zaczęto ponownie zajmować się szerzej zagadnieniem metod różnicowych. Ukazało się szereg prac dotyczących tej tematyki, między innymi prace V.S.Bowina [7] D.L.Deana [8, 9,10], H.Frąckiewicza [11,12], W.Gutkowskiego [13,14,15,16], J.Rentona [17, 18], R.Switki [19]. Zagadnienia omawiane w niniejszym artykule były przedmiotem pracy [20].

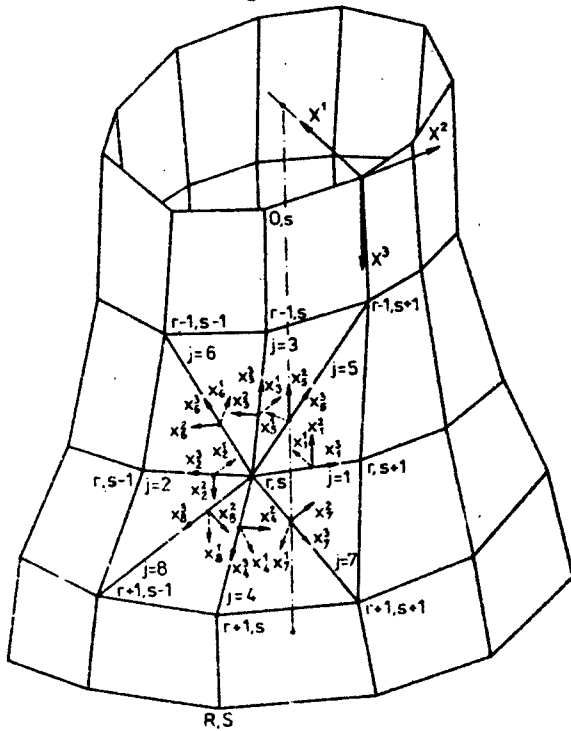
2. ZAŁOŻENIA

Przyjmuje się, że ruszt przestrzenny tworzący powłokę ma węzły sztywne, a budowa poszczególnych węzłów nie musi być powtarzalna. Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono typowy węzeł, w którym schodzi się osiem prętów. Węzeł taki jest przykładem największego skomplikowania struktury wewnętrznej powłoki, jakie rozważane jest w niniejszym artykule. Nie dopuszcza się również utworzenia dodatkowego węzła w polach ograniczonych dwoma sąsiednimi równoleżnikami i południkami. Powłokę w ogólności tworzą pręty: południkowe, którym przypisuje się numerację $j = 3, 4$, równoleżnikowe $j = 1, 2$ i przekątniowe $j = 5, 6, 7, 8$. Pręty dochodzące do węzłów na danym równoleżniku i mające odpowiadające sobie numery charakteryzują te same cechy geometryczne. Poszczególne węzły powłoki mogą być swobodne lub podparte. Podpory można realizować przy pomocy więzów sztywnych lub sprężystych, umieszczonych na kierunkach osi współrzędnych węzła. Obciążenie zewnętrzne powłoki mogą stanowić dowolne siły i momenty przyłożone w węzłach oraz na długości prętów.

Przy rozważaniu drgań układu przyjmuje się, że rzeczywisty rozkład konstrukcji można zastąpić przyporządkowaną danemu węzłowi masą skupioną, której przypisuje się bezwładność obrotową i liniową. Każdemu węzłowi



Rys. 2



Rys. 3

można więc przyporządkować pewną masę i trzy składowe bezwładności masy.

W artykule rozważa się tylko małe przemieszczenie liniowo-sprężyste z uwzględnieniem wpływu momentów zginających, momentów skręcających i sił normalnych.

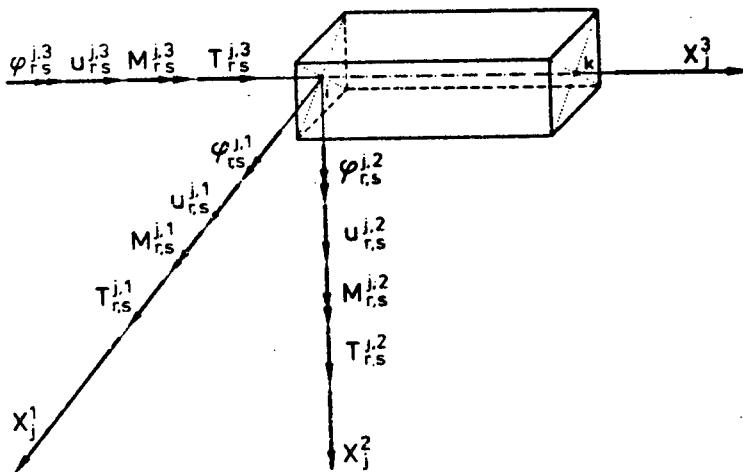
W celu opisu rusztu posługujemy się dwoma układami prawoskrętnych prostokątnych: współrzędnymi węzła x^1, x^2, x^3 i współrzędnymi pręta x_j^1, x_j^2, x_j^3 /rys. 2 i 3/. Oś x^1 reprezentuje kierunek radialny, leży w płaszczyźnie poziomej, przechodzi przez dany węzeł oraz przez oś symetrii powłoki. Oś x^2 leży również w płaszczyźnie poziomej, jest prostopadła do x^1 reprezentuje więc kierunek styczny do równoleżnika. Oś x^3 jest osią pionową. Oś x_j^3 pokrywa się z osią pręta. Osie x_j^1, x_j^2 pokrywają się z głównymi osiami bezwładności prętów. Na rysunkach 1 i 2 zaznaczono dodatnie zwroty osi.

Omawiane konstrukcje rozważać będziemy w kategoriach dyskretnych, co oznacza, że matematycznym modelem konstrukcji jest zbiór punktów materialnych /węzłów konstrukcji/ połączonych między sobą więzami sprężystymi /prętami konstrukcji/. Podstawową metodą przyjętą do rozwiązania zagadnienia jest metoda przemieszczeń. Rozwiązanie tego typu konstrukcji sprowadza się w zasadzie do zestawienia równań kanonicznych metody przemieszczeń oraz rozwiązania otrzymanego układu równań algebraicznych, z zazwyczaj bardzo dużą liczbą niewiadomych. Trudności numeryczne związane z rozwiązaniem takiego układu równań w poważnym stopniu opanowano dzięki komputerom, jednak nawet przy komputeryzacji obliczeń duże znaczenie ma odpowiednia organizacja obliczeń numerycznych. Regularność siatki węzłów rozważanej konstrukcji pozwala na wyprowadzenie równań dla jednego powtarzalnego węzła. W ten sposób otrzymujemy układ równań różnicowych.

3. WZORY TRANSFORMACYJNE METODY PRZEMIESZCZEŃ W UJĘCIU OPERATOROWYM DLA PRĘTA WYKONUJĄCEGO DRGANIA HARMONICZNE W PRZESTRZENI

Rozważmy dowolny pręt prosty wykonujący drgania w przestrzeni. Na rysunku 4 przedstawiono taki pręt z zaznaczonymi dodatnimi wektorami uogólnionych sił i przemieszczeń przywęzłowych. Wskaźniki j, v oznaczają, że rozważana wielkość znajduje się przy węźle o współrzędnych dyskretnych r, s na pręcie o numerze "j" i na kierunku osi współrzędnej pręta x_j^v .

Korzystając ze znanych wzorów transformacyjnych, zamieszczonych między innymi w monografii [1], otrzymujemy ostatecznie następujące zależności:



Rys. 4 .

$$M_{r,s}^{j,v} = \alpha_{j,v}^r \left\{ [c(\beta_{j,v}^r) + g(\beta_{j,v}^r)L_{r,s}] \varphi_{r,s}^{j,v} + (-1)^v \frac{1}{L_{j,r}} [n(\beta_{j,v}^r) - m(\beta_{j,v}^r)L_{r,s}] U_{r,s}^{j,3-v} \right\} + \bar{M}_{r,s}^{j,v}$$

dla $v = 1, 2$.

$$M_{r,s}^{j,3} = \alpha_{j,3}^r [t(\lambda_{j,r}) - p(\lambda_{j,r})L_{r,s}] \varphi_{r,s}^{j,3} + \bar{M}_{r,s}^{j,3} \quad (1)$$

$$T_{r,s}^{j,v} = (-1)^{v+1} \bar{\alpha}_{j,v}^r \left\{ [n(\beta_{j,v}^r) + m(\beta_{j,v}^r)L_{r,s}] \varphi_{r,s}^{j,3} + (-1)^{v-1} \frac{1}{L_{j,r}} [a(\beta_{j,v}^r) - b(\beta_{j,v}^r)L_{r,s}] U_{r,s}^{j,v} \right\} + \bar{T}_{r,s}^{j,v}$$

dla $v = 1, 2$.

$$T_{r,s}^{j,3} = \bar{\alpha}_{j,3}^r [\bar{t}(\bar{\lambda}_{j,r}) - \bar{p}(\bar{\lambda}_{j,r})L_{r,s}] U_{r,s}^{j,3} + \bar{T}_{r,s}^{j,3}$$

gdzie :

$$L_{r,s} = (\delta_{1j} + \delta_{2j}) E_s^{(-1)j} + (\delta_{3j} + \delta_{4j}) E_r^{(-1)j} + (\delta_{5j} + \delta_{6j}) E_r^{(-1)j} E_s^{(-1)j} + (\delta_{7j} + \delta_{8j}) E_r E_s^{(-1)j} \quad (2)$$

jest operatorem zawierającym wszystkie możliwe kombinacje operatorów przesunięcia / E_s i E_r / występujące we wzorach transformacyjnych i wiąże węzeł /r,s/ ze wszystkimi ośmioma węzłami sąsiednimi,

$$E_s^r f_{r,s} = f_{r+1,s}, \quad E_s^{-1} f_{r,s} = f_{r,s-1}, \quad E_s^0 = 1$$

- delta Kroneckera, która poprzez wprowadzenie jako jednego z jej wskaźników numeru pręta "j" wyłącza te człony wzorów transformacyjnych, które nie dotyczą rozpatrywanego pręta, c, g, n, m, t, p, a, b, t, p - funkcja Pragera dla pręta wykonującego drgania przy ciągłym rozkładzie masy [1]

$$\kappa_{j,3}^r = \frac{GC_{j,r}}{I_{j,r}}, \quad \bar{\kappa}_{j,3}^r = \frac{EA_{j,r}}{I_{j,r}}$$

$$\kappa_{j,v}^r = \frac{EJ_{j,v}^r}{I_{j,r}}, \quad \bar{\kappa}_{j,r}^r = \frac{\kappa_{j,v}^r}{I_{j,r}}, \quad \text{dla } v = 1, 2$$

$L_{j,r}$ - długość pręta "j" dochodzącego do węzłów na równoleżniku, "r"

$\bar{M}_{r,s}^{j,v}, \bar{T}_{r,s}^{j,v}$ - amplitudy sił przywęzłowych od obciążeń zewnętrznych działających na pręt.

Obliczając ostateczne wartości amplitud momentów i sił przywęzłowych należy w miejsce amplitud przemieszczeń podstawić zależności (3) z uwzględnieniem związków (4) i (5). Możliwość tak związłego zapisu wzorów transformacyjnych ułatwia znacznie dalsze postępowanie związane z rozwiązaniem równań jak i algorytmizacją zagadnienia.

4. RÓWNIANIA RÓŻNICOWE CZĄSTKOWE POWŁOKI

Dla każdego węzła /r,s/ można zapisać trzy równania równowagi momentów i trzy równowagi sił. W równaniach tych niewiadomymi będą składowe wektora przemieszczeń i wektora obrotu węzła /r,s/ w układzie współrzędnych węzła. Ponieważ we wzorach transformacyjnych (1) występują składowe przemieszczeń węzłów w układzie współrzędnych pręta x_j^v zatem należy wykorzystać związki między $\varphi_{r,s}^{j,v}, u_{r,s}^{j,v}$ a $\Phi_{r,s}^i, U_{r,s}^i$. Związki te mają następującą postać:

$$\varphi_{r,s}^{j,v} = \sum_{i=1}^3 \Phi_{r,s}^i \cos(x_j^v, X^i)_{r,s} \quad (3)$$

$$u_{r,s}^{j,v} = \sum_{i=1}^3 U_{r,s}^i \cos(x_j^v, X^i)_{r,s}$$

gdzie: $v = 1, 2, 3$,

$$\cos(x_j^v, X^i)_{r,s} = \cos(x_j^v, X^i)_r \quad (4)$$

Jeżeli związki (3) podstawimy do wzorów (1), to również na wyrażeniach $\cos(s_j^v, X^i)_{r,s}$ należy wykonać operacje E_r i E_s . Konieczne i wygodne w dalszym postępowaniu będzie uzależnienie cosinusów kierunkowych $E_s \cos(x_j^v, X^i)_{r,s}$ tylko od współrzędnej dyskretnej "r". Uwzględniając związki (4) wprowadzimy następujące zależności:

prety 1.2:

$$\begin{aligned} E_s \cos(x_j^1, X^i)_{r,s} &= \cos(x_{3-j}^1, X^i)_r, \\ E_s \cos(x_j^2, X^i)_{r,s} &= -\cos(x_{3-j}^2, X^i)_r, \\ E_s \cos(x_j^3, X^i)_{r,s} &= -\cos(x_{3-j}^3, X^i)_r. \end{aligned}$$

prety 3.4:

$$E_r \cos(x_j^v, X^i)_{r,s} = \cos(x_j^v, X^i)_r, \quad (5)$$

dla $v = 1, 2, 3$.

prety 5.6.7.8:

$$\begin{aligned} E_r E_s \cos(x_j^1, X^i)_{r,s} &= E_r \cos(x_{3-j}^1, X^i)_r, \\ E_r E_s \cos(x_j^2, X^i)_{r,s} &= -E_r \cos(x_{3-j}^2, X^i)_r, \\ E_r E_s \cos(x_j^3, X^i)_{r,s} &= -E_r \cos(x_{3-j}^3, X^i)_r. \end{aligned}$$

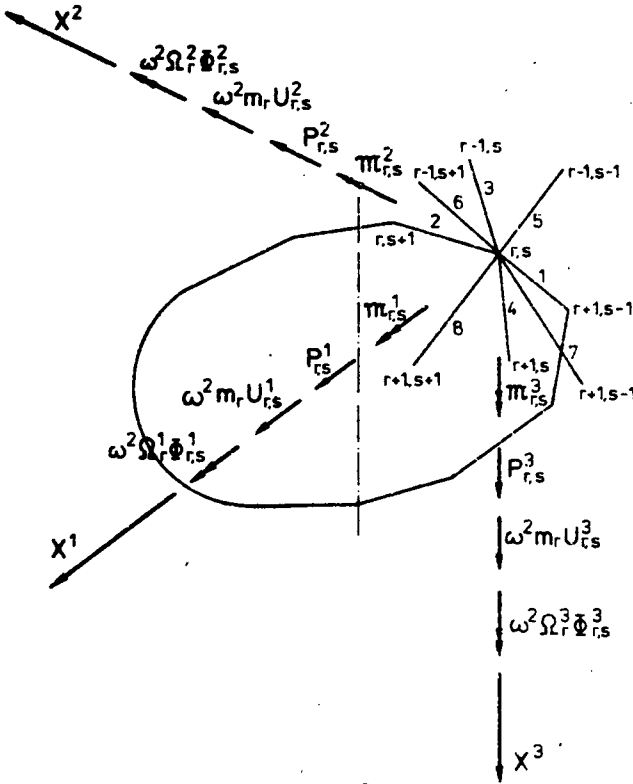
gdzie "j" jest zawsze numerem pręta wychodzącego z węzła /r,s/. Powyższe zależności są słuszne zarówno dla dodatnich jak i ujemnych przesunięć.

Na każdy węzeł w ogólności działają amplitudy sił i momentów we wnętrznym /rys.5/ oraz z każdego pręta przekazywane są amplitudy momentów i sił przekrojowych /rys.4/. Korzystając z warunków równowagi węzła otrzymujemy następujący układ równań

$$\begin{aligned} -\sum_j \sum_{v=1}^3 \cos(x_j^v, X^i)_r M_{r,s}^{j,v} + \omega^2 \Omega_r \Phi_{r,s}^i + \Pi_{r,s}^i &= 0, \\ -\sum_j \sum_{v=1}^3 \cos(x_j^v, X^i)_r T_{r,s}^{j,v} + \omega^2 m_r U_{r,s}^i + P_{r,s}^i &= 0, \end{aligned} \quad (6)$$

\sum - sumowanie po prętach dochodzących do węzła (r,s).

$\Psi_{r,s}^i, P_{r,s}^i$ - jest sumą wszystkich obciążeń zewnętrznych działających bezpośrednio na węzeł. Jeżeli do równań równowagi (6) podstawimy wzory (1) z uwzględnieniem (3) i (5) i rozdzielimy względem funkcji przemieszczeń, to



Rys. 5

równania różnicowe powłoki można zapisać w następującej postaci:

$$\sum_{w=1}^3 A_{z,w} \Phi_{r,s}^w + \sum_{w=1}^3 B_{z,w} U_{r,s}^w + \omega^2 \Omega_r^z \Phi_{r,s}^z + \pi_{r,s}^z = 0, \quad (7)$$

$$\sum_{w=1}^3 C_{z,w} \Phi_{r,s}^w + \sum_{w=1}^3 D_{z,w} U_{r,s}^w + \omega^2 m_r U_{r,s}^z + P_{r,s}^z = 0,$$

gdzie: $z=1,2,3$.

$$A_{z,w} = A_{z,w}(r,s,E_s,E_r),$$

$$B_{z,w} = B_{z,w}(r,s,E_s,E_r),$$

$$C_{z,w} = C_{z,w}(r,s,E_s,E_r),$$

$$D_{z,w} = D_{z,w}(r,s,E_s,E_r).$$

Równania (7) można zapisać w następującej równoważnej postaci macierzowej:

$$\begin{bmatrix} A_{1,1}^{r,s} & A_{1,2}^{r,s} & A_{1,3}^{r,s} & B_{1,1}^{r,s} & B_{1,2}^{r,s} & B_{1,3}^{r,s} \\ A_{2,1}^{r,s} & A_{2,2}^{r,s} & A_{2,3}^{r,s} & B_{2,1}^{r,s} & B_{2,2}^{r,s} & B_{2,3}^{r,s} \\ A_{3,1}^{r,s} & A_{3,2}^{r,s} & A_{3,3}^{r,s} & B_{3,1}^{r,s} & B_{3,2}^{r,s} & B_{3,3}^{r,s} \\ C_{1,1}^{r,s} & C_{1,2}^{r,s} & C_{1,3}^{r,s} & D_{1,1}^{r,s} & D_{1,2}^{r,s} & D_{1,3}^{r,s} \\ C_{2,1}^{r,s} & C_{2,2}^{r,s} & C_{2,3}^{r,s} & D_{2,1}^{r,s} & D_{2,2}^{r,s} & D_{2,3}^{r,s} \\ C_{3,1}^{r,s} & C_{3,2}^{r,s} & C_{3,3}^{r,s} & D_{3,1}^{r,s} & D_{3,2}^{r,s} & D_{3,3}^{r,s} \end{bmatrix} + \omega^2 \begin{bmatrix} \Omega_r^1 & & & & & \\ & \Omega_r^2 & & & & \\ & & \Omega_r^3 & & & \\ & & & m_r & & \\ & & & & m_r & \\ & & & & & m_r \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Phi_{r,s}^1 \\ \Phi_{r,s}^2 \\ \Phi_{r,s}^3 \\ U_{r,s}^1 \\ U_{r,s}^2 \\ U_{r,s}^3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \pi_{r,s}^1 \\ \pi_{r,s}^2 \\ \pi_{r,s}^3 \\ P_{r,s}^1 \\ P_{r,s}^2 \\ P_{r,s}^3 \end{bmatrix} = 0 \quad (8)$$

Wartości operatorowych współczynników A, B, C, D określają następujące wyrażenia:

$$A_{z,w}^{r,s} = - \sum_j \left\{ \sum_{v=1,2} \cos(x_j^v, X^z)_r \bar{x}_{j,v}^r |c(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^v, X^w)_r + g(\beta_{j,v}^r) H_v^{r,s}| + \cos(x_j^3, X^z)_r \bar{x}_{j,3}^r |t(\lambda_{j,r}) \cos(x_j^3, X^w)_r - p(\lambda_{j,r}) H_3^{r,s}| \right\}.$$

$$B_{z,w}^{r,s} = - \sum_j \sum_{v=1,2} (-1)^v \cos(x_j^v, X^z)_r \bar{x}_{j,v}^r |n(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^{3-v}, X^w)_r - m(\beta_{j,v}^r) H_{3-v}^{r,s}|.$$

$$C_{z,w}^{r,s} = - \sum_j \sum_{v=1,2} (-1)^{v+1} \cos(x_j^v, X^z)_r \bar{x}_{j,v}^r |n(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^{3-v}, X^w)_r + m(\beta_{j,v}^r) H_{3-v}^{r,s}|. \quad (9)$$

$$D_{z,w}^{r,s} = - \sum_j \left\{ \sum_{v=1,2} \cos(x_j^v, X^z)_r \frac{\bar{x}_{j,v}^r}{l_{j,r}} |a(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^v, X^w)_r - b(\beta_{j,v}^r) H_v^{r,s}| + \cos(x_j^3, X^z)_r \bar{x}_{j,3}^r |t(\bar{\lambda}_{j,r}) \cos(x_j^3, X^w)_r - \bar{p}(\bar{\lambda}_{j,r}) H_3^{r,s}| \right\}.$$

gdzie

$$H_v^{r,s} = -(-1)^v \left\{ (\delta_{1,j} + \delta_{2,j}) \cos(x_{3-j}^v, X^w)_r E_s^{(-1)j} + |(\delta_{5,j} + \delta_{6,j}) E_r^{(-1)} E_s^{(-1)j} + (\delta_{7,j} + \delta_{8,j}) E_r E_s^{(-1)j}| \cos(x_{13-j}^v, X^w)_r \right\} + (\delta_{3,j} + \delta_{4,j}) \cos(x_j^v, X^w)_r E_r^{(-1)j}. \quad (10)$$

dla $v = 1, 2, 3$.

5. WARUNKI BRZEGOWE

Układ równań równowagi (7) można zapisać dla każdego węzła konstrukcji, z wyjątkiem węzłów brzegowych. W przedstawionym ujęciu do węzłów brzegowych można zaliczyć również te węzły pośrednie, które posiadają więzy zewnętrzne oraz te węzły, których geometria jest różna od geometrii typowego węzła pośredniego /rys.3/, na przykład wierzchołek ostrosłupa.

Dla węzłów brzegowych równania równowagi należy odpowiednio zmodyfikować. Warunki te należy uwzględnić przy budowie równań równowagi (7) lub w niektórych przypadkach bezpośrednio we wzorach transformacyjnych. I tak na przykład:

1. Jeżeli dla $r = \rho$ wszystkie węzły są utwierdzone to

$$\Phi_{\rho,s}^i = 0, \quad U_{\rho,s}^i = 0, \quad i = 1, 2, 3.$$

2. Jeżeli dla $r = \rho$ pręty będą połączone przegubowo w nieprzesuwanych węzłach, to

$$U_{\rho,s}^i = 0, \quad M_{\rho,s}^{j,v} = 0, \quad i = 1, 2, 3.$$

3. Gdy mamy do czynienia z ostrosłupem, to dla jego wierzchołka zapiszemy następujące warunki:

$$\sum_{s=0}^{-S, S-1} \sum_{v=1}^3 \cos(x_4^v, X^i)_{0,s} M_{0,s}^{v,4} = 0,$$

$$\sum_{s=0}^{-S, S-1} \sum_{v=1}^3 \cos(x_4^v, X^i)_{0,s} T_{0,s}^{v,4} = 0, \quad i = 1, 2, 3$$

4. Jeżeli węzeł na jednym z kierunków X^i będzie miał podparcie sprężyste, to wówczas we współczynnikach A i D leżących na głównej przekątnej i dotyczących danego kierunku X^i człony zawierające zerowy operator przesunięcia będą równe współczynnikowi sprężystej podatności danej dpory. Pozostałe współczynniki nie ulegną zmianie.

W przypadku obliczeń numerycznych formułowanie warunków brzegowych w sposób przedstawiony wyżej nie jest wskazane. Najpierw wprowadzamy macierz sztywności dla układu nieuwarunkowanego zewnątrz, następnie uwzględniając warunki podparcia wprowadzamy jako elementy macierzy sztywności - w miejscach odpowiadających istniejącym więzom zewnętrznym - odpowiednie wartości liczbowe lub też likwidujemy odpowiednie wiersze i kolumny macierzy.

6. PODSUMOWANIE

Rozważania zawarte w artykule wskazują, że w przypadku powłok rusztowych otrzymujemy bardzo duże układy równań algebraicznych liniowych. Dla całej konstrukcji, w najbardziej ogólnym przypadku, liczba równań wynosi $(R+1)(2S+n) - n$, gdzie n jest liczbą więzów zewnętrznych,

$$\mu = \begin{cases} 0 & \text{- gdy równoleżniki mają parzystą liczbę boków,} \\ 1 & \text{- gdy równoleżniki mają nieparzystą liczbę boków,} \end{cases}$$

R - liczba równoleżników,

$S = \frac{L - \mu}{2}$, L - liczba boków na równoleżniku.

Oprogramowane zagadnienia na EMC jest niepomernie proste, a algorytm programu będzie oparty na znanym postępowaniu, typowym dla tego rodzaju zadań. Jednak, z uwagi na dużą liczbę równań pojawiają się problemy ekonomicznego wykorzystania maszyny cyfrowej, a także pomieszczenia się w jej pamięci. Utrudnienia te niepomernie się potęgują w przypadku rozważania zagadnienia drgań własnych czy też stateczności rozważanych konstrukcji. Dlatego też w przypadku układów o znacznej liczbie węzłów i charakteryzujących się pełną osiowo-symetryczną budową należy skorzystać z tej cechy, jednak jest to celowe działanie zamierzające do ułatwienia dalszego postępowania, co będzie przedmiotem następnego artykułu.

LITERATURA

- [1] Bleich F., Melan E.: Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik, Berlin 1927.
- [2] Bowin B.A.: Raznostno-waracjonnyje metody stroitelnoj mjechaniki, Gos. Izdat. Lit. po Stroit. i Arch. CCCP, Kijew 1963.
- [3] Dean D.L.: Analysis of curved lattices with generalized Joint loadings, Vol. 20, Publications IABSA, 1960.
- [4] Dean D.L., Payne W.W.: Design formulas for beam-truss gridworks, Int. Jour. of Mech. Scie. Vol 18, 11 and 12, 1976.
- [5] Dean D.L., Ugarte C.P.: Field solutions for two-dimensional frameworks, Int. J. Mech. Sci., 10, 1968.
- [6] Flugge W.: Powłoki - obliczenia statyczne, Arkady, Warszawa 1972.
- [7] Frąckiewicz H.: Buckling of lattice plates. Arch. Mech. Stos. 23,4 1971.
- [8] Frąckiewicz H.: Mechanika ośrodków siatkowych, PWN, Warszawa 1970.
- [9] Grodecki Z.: Kratownice powierzchniowe w zastosowaniu do analizy bezmomentowego stanu napięcia otwartych powłok obrotowo symetrycznych, Zesz. Nauk. Pol. Wrocław. Bud. XII Wrocław 1962.
- [10] Gutkowski W., Bauer J.: On the Analysis of Polar Lattice Plates, Int. J. Mech. Sci., 12, 1970.
- [11] Gutowski W., Nowacki W., Woźniak Cz.: Dźwigary powierzchniowe, Ossoli - neum, 1975.
- [12] Gutowski W.: Regularne konstrukcje prętowe, PWN, Warszawa 1973.
- [13] Gutkowski T.: The stability of lattice struts - Zeit. fur. Ang. Math. und Mecn. 6,43, 1963.
- [14] Ledwoń J., Golczyk M.: Chłodnie kominowe i wentylatorowe, Arkady, Warszawa 1972.
- [15] Lorkowski J.: Praca doktorska, Zginanie i drgania osiowo symetrycznych powłok rusztowych. Pol. Poznańska, 1982.

- [16] Makowski Z.: Raumliche Tragwerk aus sthal, Dusseldorf 1963.
- [17] Nowacki W.: Mechanika budowli, 2, PWN, Warszawa 1960.
- [18] Rentón J.D.: General properties of spase grids, Int. J.Mech. Sci., 9, 12, 1970.
- [19] Renton J.D.: On the analisis of troangular mesh grillages, Int.J.Solids Structures, 2, 1966.
- [20] Switka R.: Drgania i funkcje własne regularnych układów dyskretnych, Prace Pozn.Tow.Przyj.Nauk, t.II, z.2, 1973.

DIFFERENTIAL EQUATIONS OF GRILLAGE COVERAGE AXIAL-SYMMETRICAL
VIBRATIONS

Summary

The paper presents transform formulae and equations of vibrations in a differential form for spatial grillage coverages which are characterised by an axial - symmetrical distribution of joint network. All dependences are presented in a form different from that generally used in order to enable the simplest way of making algorithms of the problem. From the presented equations, we may derive equation of statics as a specific case of the traffic equation.

ДИФФЕРЕНЦИАЛЬНЫЕ УРАВНЕНИЯ КОЛЕБАНИЙ ОСЕВО-СИММЕТРИЧЕСКИХ КОЛОСНИКОВЫХ
ПОКРЫТИЙ

Резюме

В статье представлены трансформационные образцы и уравнения колебаний в дифференциальной записи для пространственных колосниковых покрытий характеризующихся осево-симметрическим распределением сетки узлов. Все зависимости представлены в иной от повседневно применяемой записи, с мыслью о наиболее простой алгоритмизации проблемы. Из представленных уравнений получаем также уравнения статики, как особый случай уравнений движения.

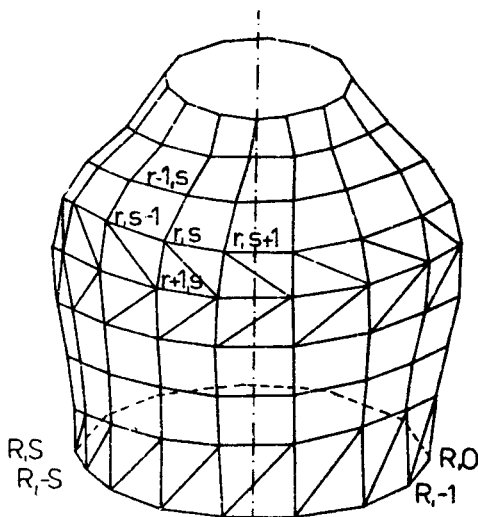
Jan Lorkowski

ZASTOSOWANIE SKOŃCZONEJ DYSKRETNEJ TRANSFORMACJI FOURIERA
W ZAGADNIENIACH ZGINANIA I DRGAŃ OSIOWO-SYMETRYCZNYCH POWŁOK
RUSZTOWYCH

W artykule przedstawiono rozwiązanie zagadnienia zginania i drgań osiowo-symetrycznych przestrzennych powłok rusztowych, stosując do rozwiązania równań różnicowych dyskretną skończoną transformację Fouriera. Podano wzory określające współczynniki transformowanych równań równowagi oraz przedstawiono algorytm obliczeń na EMC. Na zakończenie podano wyniki obliczeń na EMC dla kilku przypadków powłok rusztowych.

1. WSTĘP

W pracy [1] wyprowadzone zostały równania różnicowe powłok rusztowych, których węzły rozmieszczone są osiowo-symetrycznie. W pracy niniejszej zajmniemy się efektywnymi metodami obliczeń powłok rusztowych z pełną symetrią, to znaczy z symetrią powtarzalnego skratowania oraz z symetrią podparcia węzłów.



Rys. 1

2. ANALITYCZNE ROZWIĄZANIE ZAGADNIENIA

W przypadku powłoki rusztowej o budowie regularnej i osiowo-symetrycznej wszystkie funkcje występujące w układzie równań różnicowych (6^{**}) są okresowe ze względu na zmienną dyskretną s . Ich okres jest równy $2s$ w przypadku gdy równoleżnik jest wielobokiem o parzystej liczbie (L) boków $(\mu = 0)$ lub $2s + 1$ w przypadku równoleżnika o nieparzystej liczbie boków $(\mu = 1)$. Wobec tego na układzie równań (6^{**}) i na równaniach brzegowych można wykonać dyskretną skończoną transformację Fouriera względem zmiennej dyskretniej s . Dyskretna transformacja Fouriera jest określona wzorem

$$F_{sd}[f_{r,s}] = \tilde{f}_{r,k} = \frac{1}{(\mu+1)S+\mu} \sum_{s=-S}^{S-1+\mu} f_{r,s} \exp \left[-i \frac{(\mu+1)ks\pi}{(\mu+1)S+1} \right] \quad (1)$$

gdzie:

k - dyskretny wskaźnik sumowania ,

$$S = \frac{L-\mu}{2}$$

$$\mu = \begin{cases} 0 & \text{- gdy równoleżniki mają parzystą liczbę boków} \\ 1 & \text{- gdy równoleżniki mają nieparzystą liczbę boków} \end{cases}$$

$$f_{r,s} = \Phi_{r,s}, U_{r,s}, \mathcal{M}_{r,s}, P_{r,s}$$

W rezultacie układ równań różnicowych (6^{**}) można zapisać w postaci:

$$\begin{aligned} \sum_{w=1}^3 \tilde{A}_{z,w} \tilde{\Phi}_{r,k}^w + \sum_{w=1}^3 \tilde{B}_{z,w} \tilde{U}_{r,k}^w + \omega^2 \Omega_r^2 \tilde{\Phi}_{r,k}^z + \tilde{m}_{r,k}^z &= 0, \\ \sum_{w=1}^3 \tilde{C}_{z,w} \tilde{\Phi}_{r,k}^w + \sum_{w=1}^3 \tilde{D}_{z,w} \tilde{U}_{r,k}^w + \omega^2 m_r \tilde{U}_{r,k}^z + \tilde{P}_{r,k}^z &= 0. \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie:

$$z = 1, 2, 3.$$

$$\tilde{A}_{z,w} = \tilde{A}_{z,w} \left(r, E_r, \frac{ik\pi}{S} \right),$$

$$\tilde{B}_{z,w} = \tilde{B}_{z,w} \left(r, E_r, \frac{ik\pi}{S} \right),$$

* numeracja z gwiazdką oznacza, że wzory te są zawarte w artykule [1]

$$\tilde{C}_{z,w} = \tilde{C}_{z,w} \left(r, E_r, \frac{ik\pi}{S} \right),$$

$$\tilde{D}_{z,w} = \tilde{D}_{z,w} \left(r, E_r, \frac{ik\pi}{S} \right),$$

W podobny sposób transformuje się równania brzegowe. Operatorowe współczynniki $\tilde{A}, \tilde{B}, \tilde{C}, \tilde{D}$ powstają poprzez transformację współczynników A, B, C, D (wzory (9*)) w wyniku transformacji zanikają operatory E_s , a w ich miejsce pojawiają się wyrażenia algebraiczne. Równania (2) można przedstawić w następującej postaci macierzowej

$$\begin{bmatrix} \tilde{A}_{11}^{rk} \tilde{A}_{12}^{rk} \tilde{A}_{13}^{rk} \tilde{B}_{11}^{rk} \tilde{B}_{12}^{rk} \tilde{B}_{13}^{rk} \\ \tilde{A}_{21}^{rk} \tilde{A}_{22}^{rk} \tilde{A}_{23}^{rk} \tilde{B}_{21}^{rk} \tilde{B}_{22}^{rk} \tilde{B}_{23}^{rk} \\ \tilde{A}_{31}^{rk} \tilde{A}_{32}^{rk} \tilde{A}_{33}^{rk} \tilde{B}_{31}^{rk} \tilde{B}_{32}^{rk} \tilde{B}_{33}^{rk} \\ \tilde{C}_{11}^{rk} \tilde{C}_{12}^{rk} \tilde{C}_{13}^{rk} \tilde{D}_{11}^{rk} \tilde{D}_{12}^{rk} \tilde{D}_{13}^{rk} \\ \tilde{C}_{21}^{rk} \tilde{C}_{22}^{rk} \tilde{C}_{23}^{rk} \tilde{D}_{21}^{rk} \tilde{D}_{22}^{rk} \tilde{D}_{23}^{rk} \\ \tilde{C}_{31}^{rk} \tilde{C}_{32}^{rk} \tilde{C}_{33}^{rk} \tilde{D}_{31}^{rk} \tilde{D}_{32}^{rk} \tilde{D}_{33}^{rk} \end{bmatrix} + \omega^2 \begin{bmatrix} \Omega_r^1 & & & & & \\ & \Omega_r^2 & & & & \\ & & \Omega_r^3 & & & \\ & & & m_r & & \\ & & & & m_r & \\ & & & & & m_r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\Phi}_{r,k}^1 \\ \tilde{\Phi}_{r,k}^2 \\ \tilde{\Phi}_{r,k}^3 \\ \tilde{U}_{r,k}^1 \\ \tilde{U}_{r,k}^2 \\ \tilde{U}_{r,k}^3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{\pi}_{r,k}^1 \\ \tilde{\pi}_{r,k}^2 \\ \tilde{\pi}_{r,k}^3 \\ \tilde{P}_{r,k}^1 \\ \tilde{P}_{r,k}^2 \\ \tilde{P}_{r,k}^3 \end{bmatrix} = 0 \quad (3)$$

Dla wyliczenia współczynników transformowanej macierzy sztywności wystarczy znaleźć transformaty współczynników $H_v^{r,s}(10^*)$, które otrzymujemy poprzez transformację operatorów przesunięcia E_s występujących we wzorze (10*). Po wykonaniu transformacji otrzymujemy

$$\tilde{H}_v^{r,k} = -(-1)^v \left\{ (\delta_{1,j} + \delta_{2,j}) \cos(x_{3-j}^y, X^w)_r + [(\delta_{5,j} + \delta_{6,j}) E_r^{i-1}] + (\delta_{7,j} + \delta_{8,j}) E_r \right\} \cos(x_{13-j}^y, X^w)_r \left[\cos \varphi + i(-1)^j \sin \varphi \right] + (\delta_{3,j} + \delta_{4,j}) \cos(x_j^y, X^w)_r E_r^{(-1)^j} \quad (4)$$

gdzie

$$\varphi = \frac{(\mu+1)k\pi}{(\mu+1)S+\mu}, \quad v = 1, 2, 3.$$

Pozostałe zależności występujące we wzorach (9*) są niezależne od zmiennej dyskretnej s . Współczynniki transformowanej operatorowej macierzy sztywności wyliczamy ostatecznie z następujących wzorów:

$$\tilde{A}_{z,w}^{r,k} = -\sum_j \left\{ \sum_{v=12} \cos(x_j^y, X^z)_r \tilde{x}_{j,v}^r \left[c(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^y, X^w)_r + g(\beta_{j,v}^r) \tilde{H}_v^{r,k} \right] + \cos(x_j^3, X^z)_r \tilde{x}_{j3}^r \left[t(\lambda_{1,r}) \cos(x_j^3, X^w)_r - p(\lambda_{1,r}) \tilde{H}_3^{r,k} \right] \right\};$$

$$\tilde{B}_{z,w}^{r,k} = -\sum_j \sum_{v=12} (-1)^v \cos(x_j^y, X^z)_r \tilde{x}_{j,v}^r \left[n(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^{3-v}, X^w)_r - m(\beta_{j,v}^r) \tilde{H}_{3-v}^{r,k} \right] \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \bar{C}_{z,w}^{r,k} &= -\sum_j \sum_{v=1,2} (-1)^{jv} \cos(x_j^v, X^z)_r \bar{\alpha}_{j,v}^r [n(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^{3-v}, X^w)_r + m(\beta_{j,v}^r) \bar{H}_{3-v}^{rk}] , \\ \bar{D}_{z,w}^{r,k} &= -\sum_j \left\{ \sum_{v=1,2} \cos(x_j^v, X^z)_r \frac{\bar{\alpha}_{j,v}^r}{l_{j,v}} [a(\beta_{j,v}^r) \cos(x_j^v, X^w)_r - b(\beta_{j,v}^r) \bar{H}_v^{rk}] - \right. \\ &\quad \left. \cos(x_j^3, X^z)_r \bar{\alpha}_{j,3}^r [\bar{t}(\bar{\lambda}_{j,r}) \cos(x_j^3, X^w)_r - \bar{d}(\bar{\lambda}_{j,r}) \bar{H}_3^{rk}] \right\} . \end{aligned}$$

Efektom transformacji jest rozprzężenie układu równań różnicowych (6^{**}) Otrzymuje się S niezależnych układów równań. Każdy układ ma $(R+1) \cdot 6^r$ niewiadomych transforma amplitud przemieszczeń i obrotów gdzie: r - liczba równoleżników.

Współczynniki tych równań są zespolone. zespolone są też w ogólności transformaty amplitud przemieszczeń i obrotów. Układ równań należy rozwiązać dla kolejnych wartości $k = 0, \pm 1, \pm 2, \dots, \pm S$. W wielu wypadkach ze względu na symetrię rozwiązań względem k , wystarczy rozwiązać układ równań dla $k = 0, 1, 2, \dots, S$. W ogólności dowolną transformatę $\bar{f}_{r,k}$ można wyrazić

$$\bar{f}_{r,k} = \text{Re } \bar{f}_{r,k} + i \text{Im } \bar{f}_{r,k} \quad (6')$$

Jeżeli w podobny sposób rozdzielimy współczynniki $\bar{A}, \bar{B}, \bar{C}, \bar{D}$, to układ różnicowych równań zespolonych (2) można zastąpić dwa razy większym układem rzeczywistych równań liniowych. Wówczas dla zadanego "r" z układu sześciu równań zespolonych otrzymujemy następujący układ dwunastu rzeczywistych równań liniowych /wzr(7) patrz strona 31 /.

Po rozpisaniu operatorów dla kolejnych węzłów układ równań (7) wraz z transformowanymi równaniami brzegowymi można przedstawić - podobnie jak w pracy [3] - jako układ równań algebraicznych.

Wprowadźmy zatem macierz niewiadomych.

$$\bar{X}_k = \text{col} (\bar{x}_{0,k}, \bar{x}_{1,k}, \dots, \bar{x}_{r,k}, \dots, \bar{x}_{R,k}) , \quad (8)$$

gdzie

$$\begin{aligned} \bar{x}_{r,k} = \text{col} (\text{Re } \bar{\Phi}_{r,k}^1, \text{Im } \bar{\Phi}_{r,k}^1, \text{Re } \bar{\Phi}_{r,k}^2, \text{Im } \bar{\Phi}_{r,k}^2, \text{Re } \bar{\Phi}_{r,k}^3, \text{Im } \bar{\Phi}_{r,k}^3, \\ \text{Re } \bar{U}_{r,k}^1, \text{Im } \bar{U}_{r,k}^1, \text{Re } \bar{U}_{r,k}^2, \text{Im } \bar{U}_{r,k}^2, \text{Re } \bar{U}_{r,k}^3, \text{Im } \bar{U}_{r,k}^3) , \end{aligned} \quad (9)$$

macierz cztonów bezwładnościowych

$$G = \text{diag} (g_0, g_1, g_2, \dots, g_r, g_{r+1}, \dots, g_R) . \quad (10)$$

gdzie

$$g_r = \text{diag} (\Omega_r^1, \Omega_r^1, \Omega_r^2, \Omega_r^2, \Omega_r^3, \Omega_r^3, \\ m_r, m_r, m_r, m_r, m_r, m_r) , \quad (11)$$

oraz macierz cztonów obciążeniowych

$$\bar{F}_k = -\text{col} (f_{0,k}, f_{1,k}, \dots, f_{r,k}, \dots, f_{R,k}) , \quad (12)$$

gdzie:

$$\tilde{f}_{r,k} = \text{col} \left(\text{Re} \pi_{r,k}^1, \text{Im} \pi_{r,k}^1, \text{Re} \pi_{r,k}^2, \text{Im} \pi_{r,k}^2, \text{Re} \pi_{r,k}^3, \text{Im} \pi_{r,k}^3, \right. \\ \left. \text{Re} p_{r,k}^1, \text{Im} p_{r,k}^1, \text{Re} p_{r,k}^2, \text{Im} p_{r,k}^2, \text{Re} p_{r,k}^3, \text{Im} p_{r,k}^3 \right). \quad (13)$$

$$(\tilde{K}_k + \omega^2 G) \tilde{X}_k = \tilde{F}_k \quad (14)$$

Elementami transformowanej macierzy sztywności K są odpowiednie człony współczynników operatorowych $\tilde{A}, \tilde{B}, \tilde{C}, \tilde{D}$ (5). Macierz K jest symetryczna w przypadku gdy węzły powłoki rusztowej mają budowę symetryczną względem pionowej płaszczyzny radialnej określonej przez osie $X_{r,s}^1, X_{r,s}^3$ - w innych przypadkach macierz będzie antysymetryczna. W przypadku macierzy symetrycznej układ równań (7) można rozbić na dwa niezależne układy, które mają o połowę mniej niewiadomych. Jest to dość istotne, szczególnie przy badaniu drgań własnych, ponieważ w takim przypadku całą konstrukcję można analizować na podstawie jednego z układów równań.

Należy jeszcze wspomnieć jak tworzy się macierz członów obciążenia - wych. Załóżmy, że na poziomie równoleżnika $r = q$ działa na węzeł q, φ ($\varphi \in C$ oraz $-s \ll \varphi \ll s$) obciążenie $P_{r,\varphi}^V$, które w każdym węzle (q, φ) działa na kierunku tej samej osi X^V plus statyczny wektor siły lub momentu. Można to zapisać w następujący sposób:

$$P_{rs}^V = P_{r,\varphi}^V \delta_{s,\varphi} \delta_{r,q}. \quad (15)$$

Transformując powyższe wyrażenie i wiedząc, że transformatę delty Kroneckera można otrzymać w następującej postaci:

$$\tilde{\delta}_{k,\xi} = \frac{1}{2S+\mu} (\cos \eta' - i \sin \eta'). \quad (16)$$

otrzymujemy:

$$\tilde{P}_{r,k} = \sum_{\varphi} \left[\frac{P_r^V}{2S+\mu} (\cos \eta' - i \sin \eta') \right] \quad (17)$$

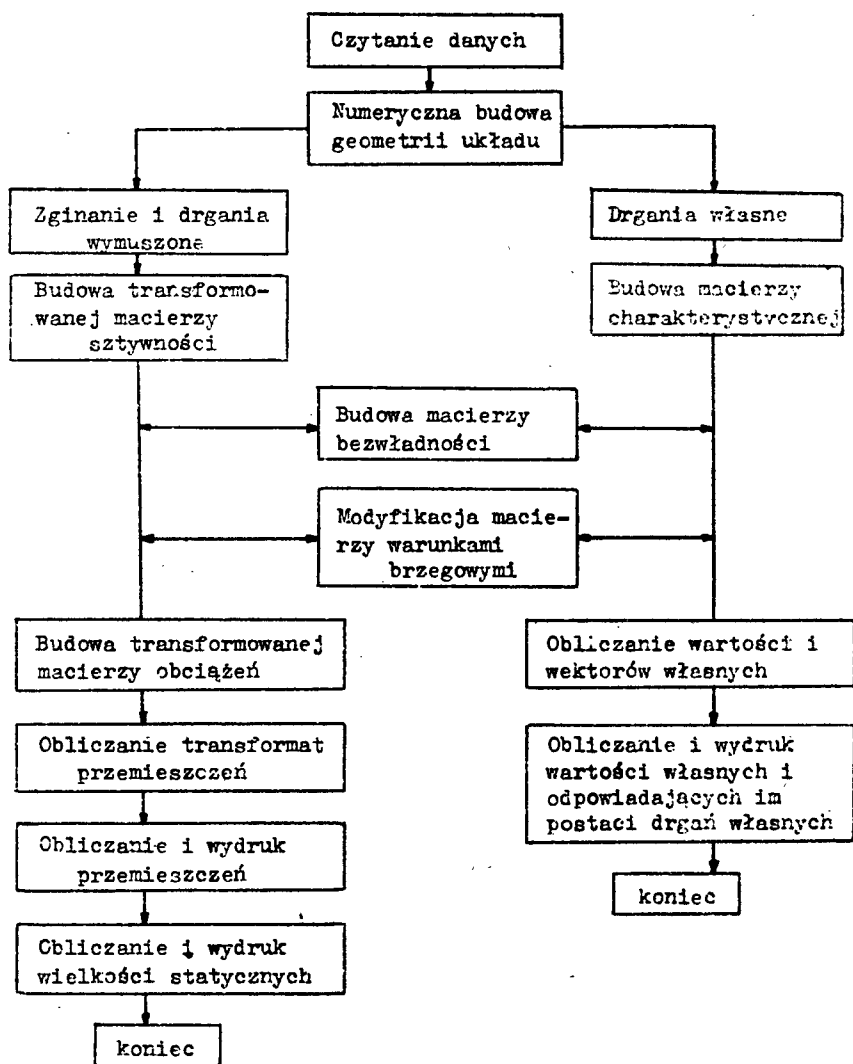
gdzie

$$\eta' = \frac{(1+\mu)k\varphi\pi}{(1+\mu)S+\mu}$$

Podobnie postępujemy z obciążeniami działającymi na kierunkach innych osi $X_{r,s}^V$. Transformację należy wykonać dla każdego obciążonego równoleżnika.

Rozwiązując układ równań (2) wyznaczamy niewiadome transformaty amplitud przemieszczeń liniowych i kątowych. Ostatecznie wyrażenia amplitud przemieszczeń wyliczamy poprzez transformację odwrotną z zależności

$$f_{rs} = \sum_{k=-S}^{S-1} \tilde{f}_{r,k} \exp \left[i \frac{(\mu+1)kS\pi}{(\mu+1)S+\mu} \right] \quad (18)$$



Ogólny algorytm programu

Przedstawione w reprezentowanej pracy równania i wzory pozwalają na efektywne obliczanie zadań dotyczących drgań i zginania osiowo-symetrycznych powłok rusztowych. Dla niektórych przypadków szczególnych, np. powłok walcowych nieskończenie długich, można otrzymać rozwiązania zamknięte [2]. Natomiast dla innych przypadków przedstawiona metoda doskonale nadaje się do oprogramowania na EMC. Pozwala ona na uniknięcie wielu problemów związanych między innymi z pojemnością maszyny, czasem obliczeń itp. Szczególne zalety metody dostrzega się w przypadku rozwiązania zagadnienia drgań własnych przy dyskretnym rozkładzie mas - czyli przy szukaniu wartości własnych i odpowiadających im wektorów własnych. Na podstawie tej metody opracowano programy na EMC i wykonano szereg obliczeń zginania i drgań powłok rusztowych.

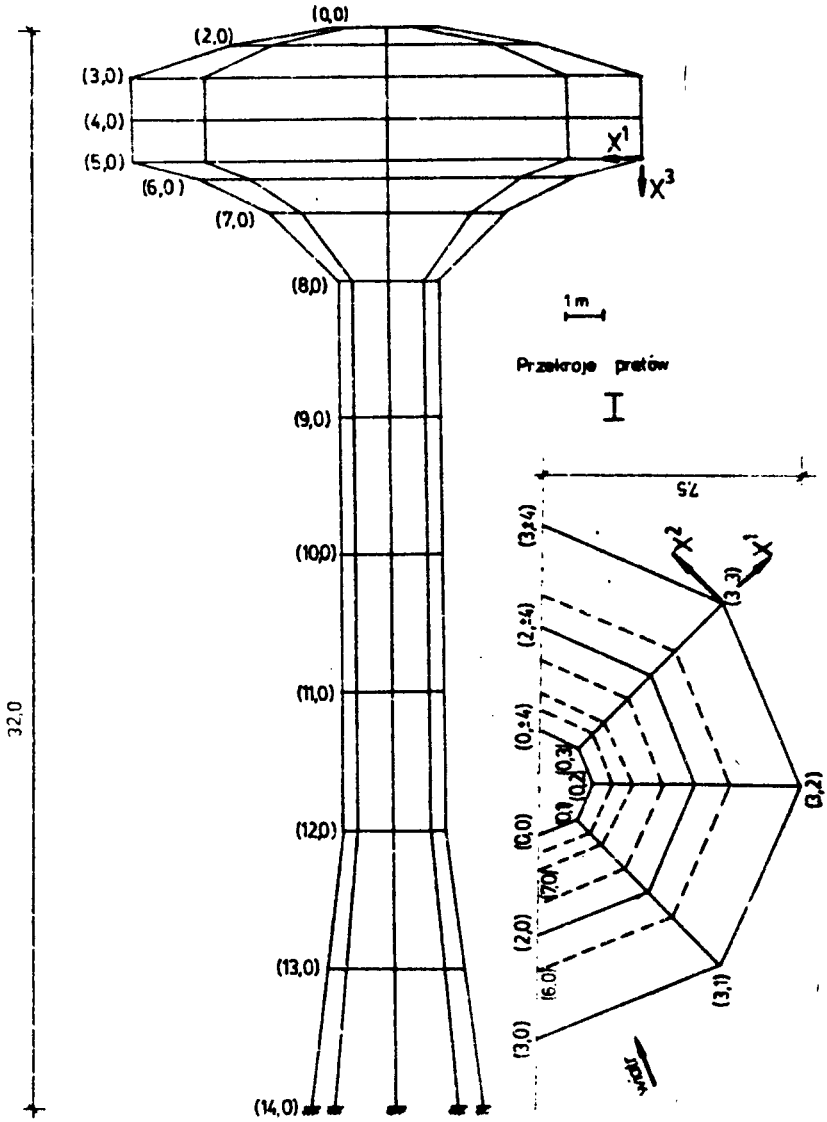
3. ALGORYTM PROGRAMU NA EMC

Przygotowanie programu na EMC nie nastęrcza większych trudności. Ogólny algorytm programu przedstawiony jest na str.33. Należy nadmienić, że jest to program stosunkowo objętościowy i w przypadku maszyn o małych pamięciach jego realizacja może być uciążliwa. Jednak dzięki temu, że mamy rozdzielone układy równań można się z tym problemem uporać i to nawet dla konstrukcji o znacznej liczbie stopni swobody na południku.

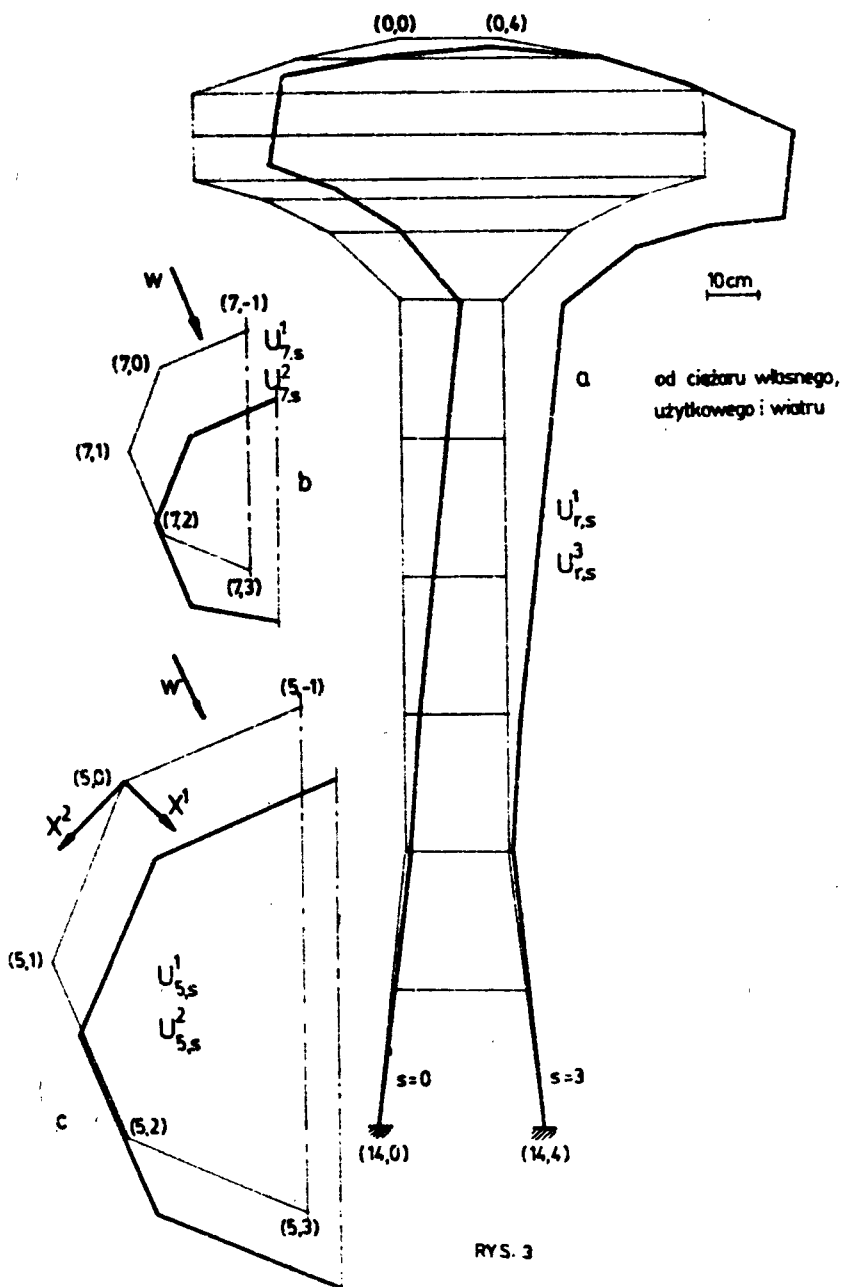
4. PRZYKŁADY

P r z y k ł a d 1

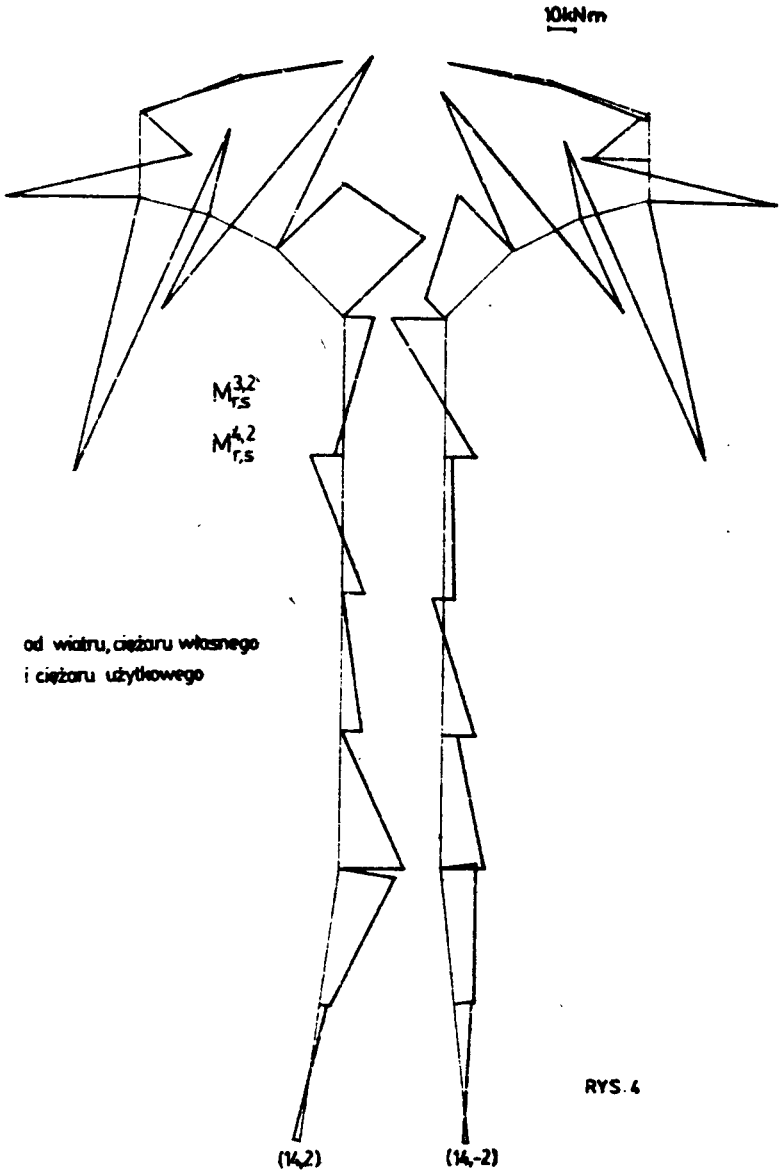
Wykonano obliczenia konstrukcji zbiornika na wodę /rys.2/. Do prętów konstrukcji zastosowano łożyska o różnych przekrojach. Schemat statyczny szkieletu zbiornika jest 672-krotnie geometrycznie niewyznaczalny. Przyjęto, że podstawa zbiornika jest konstrukcją otwartą, natomiast czasza jest obudowana. Na rysunku 3a przedstawiono przemieszczenie liniowe węzłów oraz cięciwy wygiętych prętów w płaszczyźnie pionowej (x^1, x^3) dwóch przeciwległych południków najbliższych płaszczyźnie pionowej wyznaczonej przez kierunek parcia wiatru, od obciążenia ciężarem własnym, użytkowym i parciem wiatru. Na rysunku 3b i 3c zamieszczono wykresy przemieszczeń równoleżników w płaszczyźnie (x^1, x^2) , a na rysunku 4 wykresy momentów zginających. Na rysunku 5 przedstawiono wycinek widma drgań własnych zbiornika oraz postać drgań własnych odpowiadającą pierwszej części własnej.

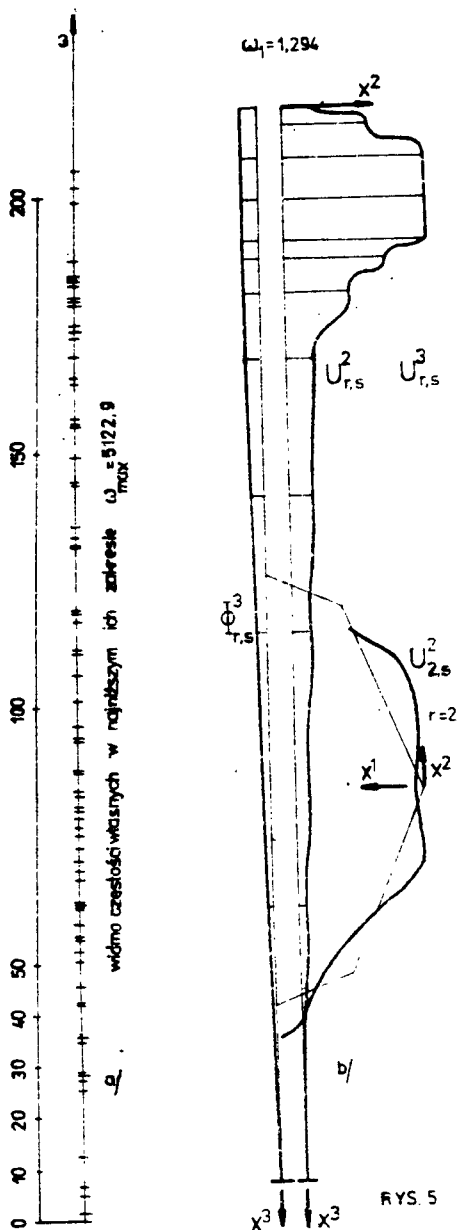


RYS. 2



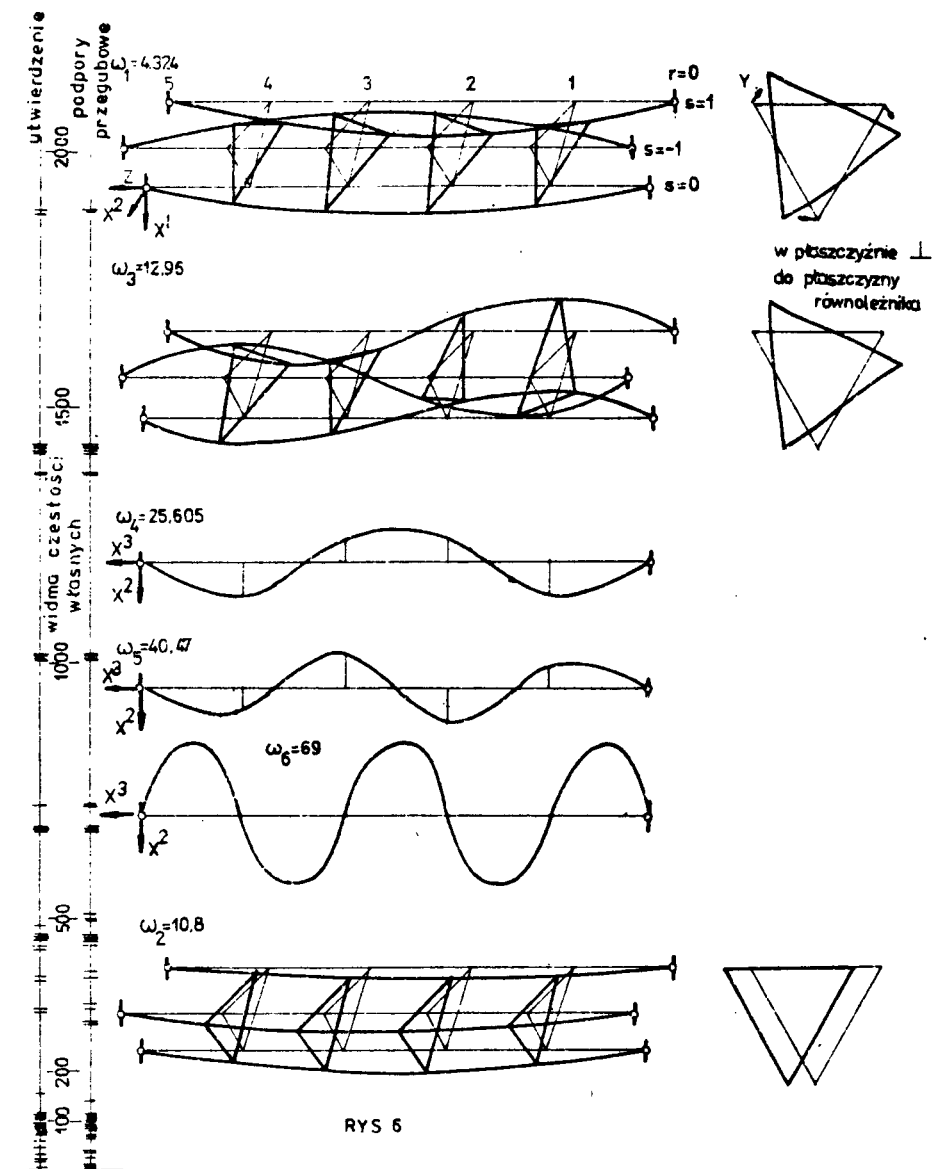
RYS. 3





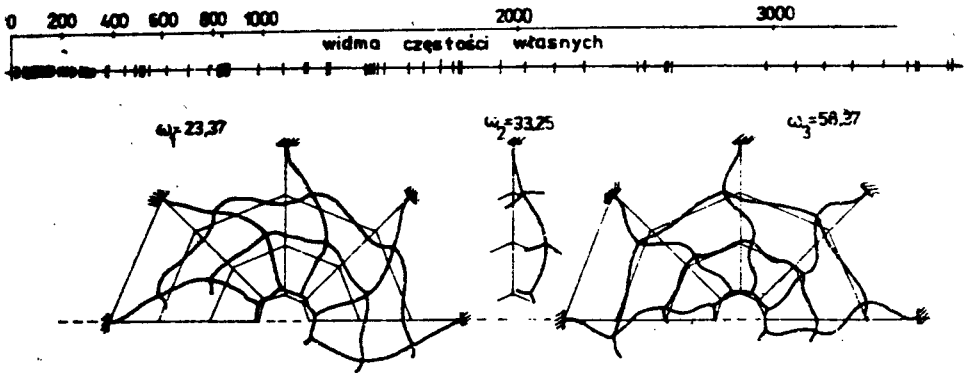
Przykład 2

Na rysunku 6 pokazano niektóre postacie drgań belki z trójkątnymi ramami poprzecznymi podpartej przegubowo. Przedstawiono również widma drgań własnych, jedno dla belki przegubowej, drugie - dla utwierdzonej na podporach zewnętrznych.



Przykład 3

Przykład dotyczy płaskich siatek radialnych utwierdzonych na obwodzie. Na rysunku 7 przedstawiono widmo drgań oraz trzy pierwsze postacie drgań własnych.



Rys. 7

LITERATURA

- [1] Lorkowski J. : Różnicowe równania drgań osiowo-symetrycznych powłok rusztowych, Zesz.Nauk. ATR Bydgoszcz, Bud. 20, 1983
- [2] Switka R. : O zastosowaniu dyskretnych szeregów Fouriera w mechanice na przykładzie rusztów biegunowych, Zesz.Nauk.Polit. Poznań, Bud. 25, 1980
- [3] Lorkowski J. : Zginanie nieskończenie długich walcowych powłok rusztowych, Mater. Konf. Nauk. "Konstrukcje szkieletowe w budownictwie ogólnym i przemysłowym" cz.II, Bydgoszcz 1982

APPLICATION OF FINITE DISCRETE FOURIER TRANSFORM FOR BENDING AND AXIAL-SYMMETRICAL VIBRATIONS OF GRILLAGE COVERAGE

Summary

The work introduces differential equations of grillage coverages with axial-symmetrical joints. There are included efficient methods of calculating grillage coverages of full symmetry.

ПРИМЕНЕНИЕ ОКОНЧЕННОЙ ПРИГЛУШЕННОЙ ТРАНСФОРМАЦИИ FOURIERA В ПРОБЛЕМАХ СГИБАНИЯ И ОСЕВО СИММЕТРИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ РОСТВЕРКОВЫХ ПОКРЫТИЙ

Резюме

В работе выведены дифференциальные уравнения ростверковых покрытий узлы которых расположены осевосимметрически. В работе занимаемся эффективными методами подсчета ростверковых покрытий с полной симметрией, т.е. с симметрией повторяющейся соединительной решетки, а также с симметрией подпоры узлов.

Maciej Kordian Kumor

WSPÓLCZYNNIK POISSONA WYBRANYCH PRÓBEK PRZEMARZNIĘTEGO IŁU
PLIOCENSKIEGO Z BYDGOSZCZY

W pracy przedstawiono wpływ na współczynnik Poissona, zmiennego sposobu przemierzania w temperaturach $\Theta = -20^{\circ}\text{C}$. Analizę oparto na badaniu dwóch charakterystycznych typów łu pliocenckiego, pobranych z podłoża budowlanego Bydgoszczy.

1. WSTĘP

Podczas przemierzania gruntów iłowych w warunkach naturalnych, następuje zmiana stosunków wilgotnościowych w obrębie strefy przemierzanej, jak również i poniżej warstwy zamrożonej.

Proces cyklicznego zamrażania wielofazowego spoiwego ośrodka gruntowego będzie kształtował zmianę wilgotności oraz fizyko-mechaniczne właściwości gruntu zamrożonego. Jednakże różne właściwości faz budujących grunty iłowe, z punktu widzenia termodynamiki, nadają specyficzne niejednoznaczności przy opisie i prognozowaniu wielkości zmian parametrów oraz cech gruntów zamrożonych.

Pożądanym staje się więc, poznawanie specyfiki przemierzania gruntów iłowych drogą etapowego rozwiązywania problemów dla ustalenia pewnych uogólnień.

Literatura dotycząca wpływu, na grunty iłowe, zmiennych warunków zamrażania i odmarzania nie jest bogata, chociaż właściwości gruntów zamrożonych poznane są stosunkowo dobrze.

Trudności w ustaleniu pewnych parametrów dla gruntów zamrożonych wiążą się również z brakiem ogólnie przyjętej metody wyznaczania i piaszczyzny porównywania rezultatów badań dla gruntów iłowych w ogóle.

Podobne zjawisko obserwuje się przy wyznaczaniu współczynnika Poissona. Jest on jedną ze stałych materiałowych, umożliwiających wyznaczenie w teorii sprężystości opartej na prawie Hooke'a, zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami w ośrodku gruntowym.

Wiadomym jest, że dla gruntów iłowych współczynnik Poissona nie jest wielkością stałą. Dla odpowiednio wyższych wilgotności przyjmuje wartości niewiele niższe niż np. nieściśliwa woda / $\nu \gg 0,40$ /.

Znanych jest wiele propozycji metod badania i wyliczania współczynnika Poissona dla gruntów silnie zdyspergowanych, lecz dyskusje wzbudzają

np. interpretacja wyników, pomiar odkształceń bocznych itp. Również niewiele jest ośrodków pracujących nad tymi zagadnieniami [2], [4], [8]. W kraju znane są prace Zakładu Geotechniki SGGW-AR w Warszawie [1], [10].

W artykule przedstawiono wyniki badań współczynnika Poissona po różnych sposobach zamrażania próbek iłu plicieńskiego, pobranego z podłoża budowlanego miasta Bydgoszczy. Zagadnienie jest prezentacją wyników badań, realizowanych w ramach tematu nad identyfikacją właściwości gruntów spójnych w procesie zamrażania, jaka aktualnie prowadzona jest w Zakładzie Mechaniki Gruntów i Fundamentowania.

2. ZAKRES BADAŃ

Warunki zamrażania prób ustalono w oparciu o charakterystyczne dla klimatu polskiego temperatury w okresie jesień-zima-wiosna, występujące przy gruncie [3], [9]/Roczniki PIHM 1953-1980/.

Próbki poddano procesowi zamrażania w temperaturze otoczenia przyjętej $\Theta = -20^{\circ}\text{C}$; $-5,0^{\circ}\text{C}$; $-0,5^{\circ}\text{C}$, jako porównawczą zadawano temperaturę $\Theta = +20^{\circ}\text{C}$. W każdej temperaturze zamrażania próbki gruntów poddawano f cyklom, zamrażanie-odmrażanie: $f = 1$ do 4. Czas przechowywania w ustalonych temperaturach wynosił $t = 48$ godzin.

Wstępne badania próbek iłu pozwoliły zauważyć, że w cyklicznym procesie zamrażania zmiany parametrów mogą zachodzić dla próbek, które poddawano około $f = 4$ cyklom zamrażania. Przeprowadzono również oznaczenia współczynnika Poissona po $f = 1$, cyklu, oraz dla próbek iłu przechowywanego w temperaturze $\Theta = +20^{\circ}\text{C}$.

W tabeli 1 przedstawiono numery próbek odnoszące się do zmiennego sposobu zamrażania.

Tabela 1

Numery próbek iłu w różnych warunkach zamrażania

Materiał badawczy	Liczba cykli	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	+20	-0,5	-5,0	-20
IF /ił z Fordonu/	1		1	2	3	4
	4			5	6	7
IK /ił z ul. Kijowskiej/	1		8	9	10	11
	4			12	13	14

3. IDENTYFIKACJA I PRZYGOTOWANIE MATERIAŁU DO BADAŃ

3.1. Charakterystyka materiału badawczego

Pobrano próbki gruntu do badań ze ściany sztucznych odsłoneń wychodnych iłów plicieńskich na terenie miasta Bydgoszczy:

- ił z Fordonu /IF/ - pobrano w dzielnicy Fordon ze ściany wykopu położonego na terenie glinianki Zakładów Ceramicznych. Pobrane próbki wykazywały wilgotność naturalną $W_n = 23,5\%$, gęstość objętościową $\rho = 2050 \text{ /kg}\cdot\text{m}^{-3}$ / ;
- ił z ulicy Kijowskiej /IK/ - pobrano z dzielnicy Bartodzieje ze ściany wykopu fundamentowego pod biurowiec Przedsiębiorstwa Budownictwa Wodnego. Oznaczona wilgotność naturalna wynosiła $W_n = 35,3\%$, a gęstość objętościowa iłu $\rho = 2040 \text{ /kg}\cdot\text{m}^{-3}$ / . Głębokość pobrania prób w obu przypadkach wynosiła od 3,2 m do 4,5 m poniżej stropu iłu plicieńskiego i powierzchni terenu.

Przeprowadzone badania chemiczno-mineralogiczne pozwoliły określić charakter mineralogiczny badanych prób iłu [5]:

- ił IF - określono jako montmorillonitowy z domieszką kaolinitu i illitu oraz kwarcu,
- ił IK - zaliczono do iłów montmorillonitowych o nieznacznych domieszkach kaolinitu, illitu i kwarcu.

Podstawowe cechy wskaźnikowe badanych iłów zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Wybrane cechy badanych próbek iłu plicieńskiego

Materiał badawczy	ρ_s	Uziarnienie			Kąt tarcia wewnętrzznego	Spójność	W_l	W_p	I_L
		f_p	f_{ul}	f_i					
-	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	/%/			/°/	/kPa/	/%/		/l/
IF	2720	12	46	46	0°28'	6,5	70,5	17,5	~0,5
IK	2779	3	22	75	0°57'	6,0	106,6	30,3	~0,5

3.2. Przygotowanie próbek do badań

Badania współczynnika Poissona iłu plicieńskiego po różnych sposobach zamrażania przeprowadzono na odpowiednio przygotowanych niekonsolidowanych pastach iłu IF i IK. Przed badaniem pasty iłu o określonej wilgotności początkowej W_n bliskiej $I_L \approx 0,5$ przechowywano przez około 12 miesięcy w szafach klimatycznych w temperaturze $+20^\circ\text{C}$ i wilgotności względnej powietrza bliskiej 100%. Po tym czasie, próbki odpowiednio uformowano i poddano je procesowi cyklicznego zamrażania. Zamrażanie i odmarżanie próbek przeprowadzono w specjalnej kasecie [6]. Kasetę zaprojektowano tak,

aby stosunki gruntowo-wodne odpowiadały wysokiemu poziomowi wody w warunkach terenowych /np. budowie dróg/. Konstrukcja kasety zapewniała swobodne pociąganie wody od spodu próby, przy zachowaniu jednokierunkowego zamarzania od góry w dół, oraz na traktowanie równocześnie zamrożonych próbek jako całości. Przygotowane do zamarzania próby umieszczono w kasecie i wstawiono do wychłodzonej w ustalonej temperaturze zamarzania komory klimatycznej typu KBK-250/40. Czas zamarzania wynosił 48 godzin. Następnie kasetę przestawiono do podobnej komory, w której była temperatura $\Theta = +20^{\circ}\text{C}$. Wilgotność względna powietrza bliska była nasycenia. Podczas zamarzania i odmarzania próbki były szczelnie przykryte folią aluminiową.

4. METODA BADANIA WSPÓŁCZYNNIKA POISSONA

Badanie współczynnika Poissona przeprowadzono wg metody zaproponowanej przez zespół prof. W. Wolskiego [1], [10]. Pomiary wykonywano w aparacie trójosiowego ściskania typu "Ewa" podczas badania wytrzymałości próbek łą na ścinanie. Rozmarznięte próbki umieszczono w specjalnym przyrządzie celem nadania im kształtu walca o średnicy 35,8 mm i wysokości 80 mm. Przygotowany wałek łą umieszczono w aparacie trójosiowego ściskania. Pomiarów zmian obwodu próbki dokonywano za pomocą cechowanych pasków celulozowych, rozmieszczonych równomiernie na czterech wysokościach walca. Do obliczeń przyjmowano średnią z pomiarów odkształceń obwodu próbki, odczytywaną na poszczególnych wysokościach. Stosowano odpowiednie zabezpieczenia zmniejszające tarcie próbki o podstawy aparatu. Badanie wytrzymałości na ściskanie i współczynnika Poissona prowadzono wg metody UU przy stałej prędkości ścinania $V = 1,8 \text{ /mm} \cdot \text{h}^{-1}$ i naprężeniach bocznych $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$; 300 kPa . Doświadczenia kontynuowano do osiągnięcia odkształceń pionowych osiowych $\epsilon = 10$ do 12% .

5. REZULTATY BADAŃ I ANALIZA WYNIKÓW

Wykorzystując zależność pomiędzy odkształceniami i naprężeniami w trójosiowym stanie naprężeń oraz, że dla osiowej symetrii działające naprężenia i odkształcenia są wielkościami głównymi współczynnik Poissona wyliczono ze wzoru [7]:

$$\nu = \frac{\epsilon_3 \sigma_1 - \epsilon_1 \sigma_3}{2 \epsilon_3 \sigma_3 - \epsilon_1 / \sigma_3 + \sigma_1 /} \quad /-/ \quad (1)$$

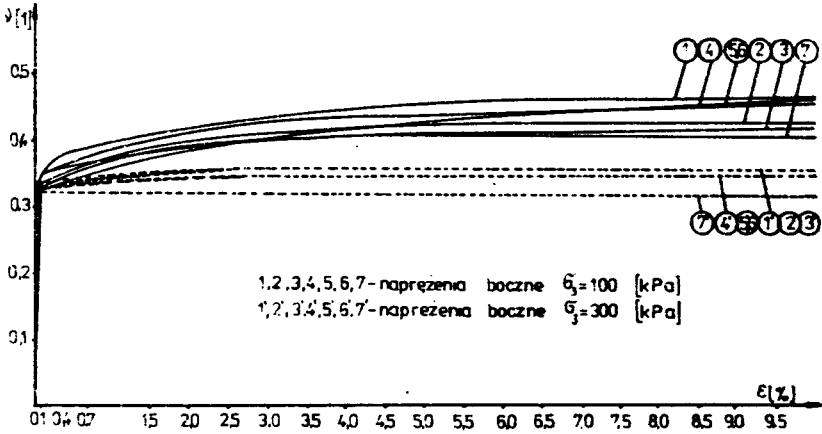
gdzie:

σ_1 - naprężenia pionowe - osiowe
 σ_3 - naprężenia boczne

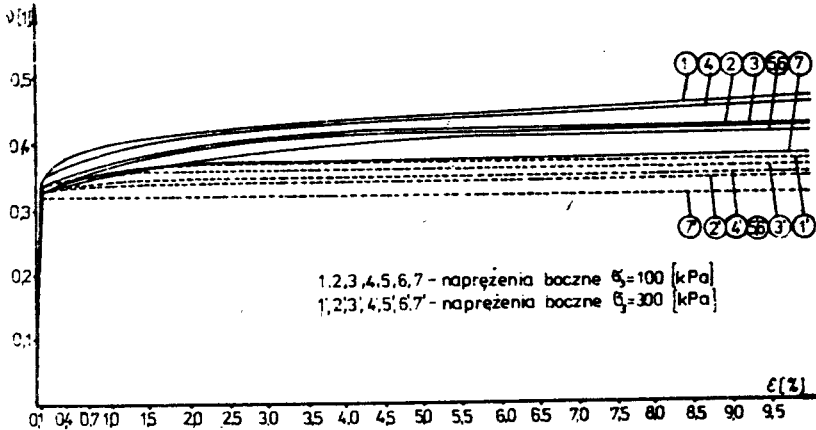
ϵ_1 - odkształcenia pionowe-osiowe

ϵ_3 - odkształcenia boczne

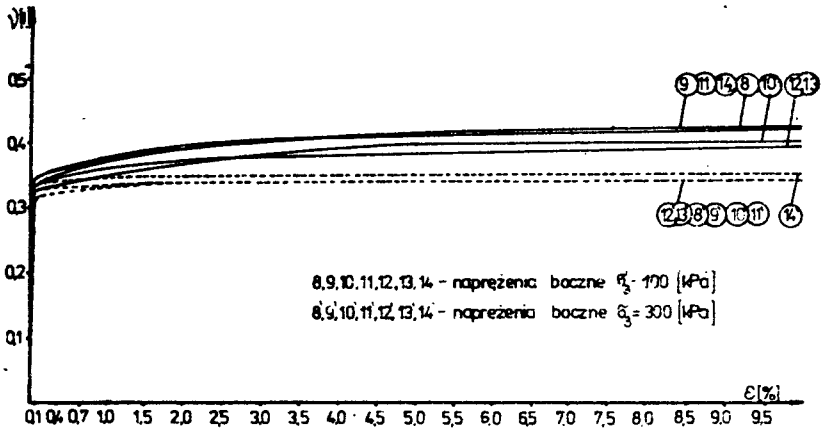
Na podstawie przeprowadzonych pomiarów odkształceń wyliczono wg wzoru (1) współczynnik Poissona dla naprężeń całkowitych i efektywnych. Wyliczone rezultaty zestawiono w tabelach 3 i 4 oraz na rysunkach 1,2,3,4.



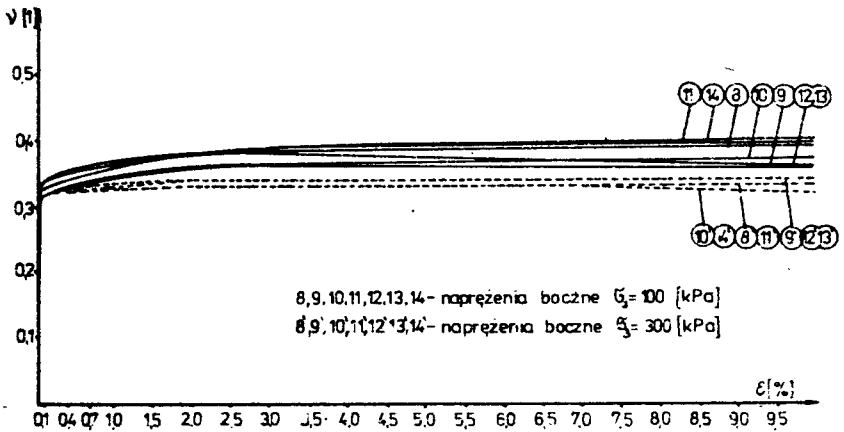
Rys.1. Zależność współczynnika Poissona ν od odkształceń dla naprężeń całkowitych - grunt IF



Rys.2. Zależności współczynnika Poissona ν od odkształceń - dla naprężeń efektywnych - grunt IF



Rys.3. Zależność współczynnika Poissona ν od odkształceń dla naprężeń całkowitych - grunt IK



Rys.4. Zależność współczynnika Poissona ν od odkształceń dla naprężeń efektywnych - grunt IK

Jak wykazują rezultaty badań współczynnika Poissona po różnych sposobach zamrażania, przedstawione w tabelach 3 i 4 oraz na rysunkach 1,2, 3,4, wartość współczynnika zależy od wielkości odkształceń próby, przyjętych naprężeń bocznych σ_3 , oraz rodzaju uwzględnianych naprężeń we wzorze (1) /efektywne czy całkowite/.

Zauważyć można, że przy odkształceniach pionowych osiowych $\xi = 0,1$ współczynnik Poissona osiąga wartość bliską maksymalnej końcowej / dla gruntu IF $\nu = 0,30$ do $0,35$, dla iłu IK $\nu = 0,32$ do $0,35$ /. Różnice w wartościach współczynnika w tym przedziale odkształceń dla naprężeń cał -

Tabela 3

Współczynnik Poissona ν dla igtu IF - /1/

Numer próby	Rodzaj naprężeń	Naprężenie boczne σ_3 /kPa/	Odształcenie pionowo-osłowe - /%/												
			0.0	0.1	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	7.0	10.0		
1	całkowite	100	0.0	0,35	0,38	0,39	0,39	0,40	0,42	0,42	0,42	0,43	0,45	0,46	0,47
	"	300	0.0	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,37	0,36
	efektywne	100	0.0	0,35	0,37	0,39	0,40	0,41	0,41	0,41	0,41	0,43	0,44	0,46	0,46
	"	300	0.0	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
2	całkowite	100	0.0	0,34	0,35	0,36	0,36	0,37	0,39	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43
	"	300	0.0	0,33	0,33	0,34	0,34	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,36	0,36	0,35
	efektywne	100	0.0	0,34	0,35	0,36	0,37	0,37	0,39	0,39	0,40	0,40	0,42	0,43	0,43
	"	300	0.0	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,34	0,33	0,32
3	całkowite	100	0.0	0,35	0,35	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,37	0,39	0,41	0,42	0,42
	"	300	0.0	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,35
	efektywne	100	0.0	0,34	0,34	0,35	0,35	0,35	0,36	0,36	0,36	0,39	0,40	0,41	0,42
	"	300	0.0	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
4	całkowite	100	0.0	0,35	0,36	0,37	0,37	0,39	0,40	0,40	0,41	0,43	0,44	0,45	0,47
	"	300	0.0	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,36	0,36	0,36
	efektywne	100	0.0	0,35	0,36	0,37	0,37	0,39	0,40	0,40	0,41	0,42	0,44	0,45	0,46
	"	300	0.0	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,35	0,34

c.d.tabelli 4

Numer próby	Rodzaj naprężenia	Naprężenie boczne σ_3 /kPa/	Odształcenie pionowe-osiowe - %/										
			0,0	0,1	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0	10,0
12	całkowite	100	0,33	0,33	0,34	0,35	0,37	0,37	0,37	0,38	0,39	0,39	0,40
	"	300	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,35	0,34
	efektywne	100	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
	"	300	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,33
13	całkowite	100	0,33	0,33	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40
	"	300	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35	0,34
	efektywne	100	0,32	0,32	0,33	0,33	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
	"	300	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,33
14	całkowite	100	0,34	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39	0,40	0,42	0,42	0,42	0,42
	"	300	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,35	0,34	0,35	0,35	0,35	0,34
	efektywne	100	0,34	0,34	0,34	0,35	0,36	0,38	0,40	0,39	0,39	0,39	0,38
	"	300	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34	0,34	0,32

kowitych i efektywnych są nieznaczne /maksymalnie wynoszą 0,02/. Podobnie jest w odniesieniu do naprężeń bocznych $\sigma_3 = 100$ kPa, 300 kPa. Można więc uznać, że wpływ cyklicznego procesu przemierzania dla odkształceń do $\epsilon = 0,18$, nie zaznaczył się w uzyskanych wartościach współczynnika Poissona. Efekty działania temperatury $\Theta = -20^\circ\text{C}$ w trakcie $f = 4$ cykli zamrażania-odmrażania nie spowodowały zmian wartości współczynnika Poissona.

Uzyskane rezultaty współczynnika Poissona dla różnych wartości naprężeń bocznych σ_3 przy tych samych odkształceniach pionowych wskazują na wyższe wartości, dla naprężeń $\sigma_3 = 100$ kPa niż $\sigma_3 = 300$ kPa. Jest to niezależne od rodzaju rozpatrywanych naprężeń, /całkowite czy też efektywne/ oraz gruntu IF czy IK. Dla iłu IF zbliżają się one do wartości maksymalnej $\nu = 0,47$. Nieco wyższe wartości ν obserwuje się dla naprężeń całkowitych niż efektywnych przy tym samym naprężeniu bocznym σ_3 . Podobny jak dla iłu IF przebieg zmienności i charakter współczynnika Poissona obserwuje się dla próbek iłu IK. Przebieg zmienności w zależności od odkształceń pionowych wskazuje na dążenie współczynnika Poissona do wartości $\nu = 0,5$. Podobne rezultaty otrzymano np. w pracy [1]. Analizując wpływ przyjętych warunków zamrażania w kształtowaniu współczynnika Poissona, zauważa się nieznaczne różnice w wartościach współczynnika po zamrażaniu w odniesieniu do próbek iłu niezamrażanego. Różnice te dla naprężeń całkowitych $\sigma_3 = 100$ kPa wynoszą np. dla iłu IF $\Delta\nu = 0,05$; IK: $\Delta\nu = 0,01$ po $f=4$ cyklach zamrażania w temperaturze $\Theta = -20^\circ\text{C}$. Generalnie rezultaty współczynnika po $f = 4$ cyklach w temperaturze zamrażania $\Theta = -20^\circ\text{C}$ dają wartości relatywnie najmniejsze niezależnie od uwzględnianych naprężeń i ich wartości. Różnice te są jednak niewielkie, chociaż dla iłu IF bardziej wyraźnie niż próbek iłu IK. Dla tej samej liczby cykli zamrażania niższe wartości współczynnika Poissona uzyskano dla próbek zamrażanych w temperaturze $\Theta = -20^\circ\text{C}$ niż $\Theta = -5^\circ\text{C}$ i -5°C . Chociaż i tu różnice są praktycznie nieznaczne.

6. PODSUMOWANIE

Otrzymane rezultaty badań wskazują na pewne uogólnienia, które można przedstawić następująco:

- wartość współczynnika Poissona nie zmienia się w sposób istotny przy cyklicznym zamrażaniu próbek iłu IF i IK w temperaturach zamrażania do $\Theta = -20^\circ\text{C}$ i $f = 4$ cyklach zamrażania, jeżeli badanie prowadzić dla past iłów naturalnych o wilgotności bliskiej $I_L \approx 0,5$,
- wyższe wartości współczynnika Poissona otrzymano dla naprężeń bocznych $\sigma_3 = 100$ kPa niż dla $\sigma_3 = 300$ kPa, niezależnie od rodzaju badanego gruntu IF i IK i uwzględnianych naprężeń /efektywne czy też całkowite/.

W analizie i prognozowaniu zmian współczynnika Poissona iłów przez marzających nie można nie doceniać właściwości mineralogicznych bada-

nych próbek /szczególnie zawartości montmorillonitu/, stopnia dyspersji frakcji ilowej, wilgotności, czasu badania i innych.

Również przyjęty w badaniach obszar oznaczonej temperatury pozwolił na ograniczoną obserwację wpływu cyklicznego zamrażania w kształtowaniu współczynnika Poissona. W zasadzie, jedynie temperatura $\Theta = -20^{\circ}\text{C}$ umożliwia pełniejszy rozwój procesów towarzyszących przemarzaniu ośrodka gruntowego. Nie bez znaczenia jest również fakt wykonania badań na gruntach "modelowych" za jakie należy uważać pasty ilu IF i IK o wilgotności bliskiej $f_L = 0,5$.

Pełniejszych informacji o metodzie dostarczą kolejne badania na gruntach naturalnych, w których jak wskazują rezultaty innych obserwacji relacje te powinny być bardziej wyraźne [6].

LITERATURA

- [1] Barański T., Wolski W.: Zastosowanie ultradźwięków do wyznaczania współczynnika Poissona w aparacie trójosiowym. VI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Warszawa 1981 s.197-202
- [2] Bishop A.W., Hight D.W.: The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions. Geotechnique. vol. XXVII No.3 1977 p.369-384
- [3] Chomicz A.: Materiały do poznania agroklimatu Polski. PWN, Warszawa 1976
- [4] Kezdi A.: Handbook of soil mechanics.vol.1.Amsterdam - London - New York 1974
- [5] Kumor M.: Chemiczno-mineralogiczne własności wybranych próbek ilu plioceńskiego z Bydgoszczy. ZN ATR z.19 Budownictwo 1983
- [6] Kumor M.: Przemarzanie ilu plioceńskiego z Bydgoszczy w warunkach laboratoryjnych. ZN ATR z.19 Budownictwo 1983
- [7] Lambe T.W., Whitman R.V.: Mechanika gruntów. Arkady,Warszawa 1977
- [8] Myšlivec A.: Stanoveni Poissonova čísla zemin na podklade jejich úhlu vnitřního trení a soudržnosti. Inženýrské stavby 3/1977 s.97-100
- [9] Peszek J.: Porównanie warunków termicznych niektórych gleb rolniczych województwa bydgoskiego. BTN z.24. seria B. Bydgoszcz 1977
- [10] Wolski W., Fürstenberg K., Barański T.: Wykorzystanie aparatu trójosiowego do wyznaczania współczynnika Poissona w gruncie. V Konferencja Geotechniki, Katowice 1978 s. 184-189

POISSON'S RATIO OF SELECTED SAMPLES OF FROZEN PLIOCENE CLAYS
FROM BYDGOSZCZ

Summary

The paper includes a presentation of the effect of changing way of freezing at the temperature $\theta = -20^{\circ}\text{C}$ on Poisson's ratios. An analysis was based on an examination of two characteristic types of pliocene clays taken from a building foundation in Bydgoszcz.

КОЭФФИЦИЕНТ POISSONA ВЗЯТЫХ ПРОБ ПЕРЕМЕРЗШЕГО ПЛИОЦЕНСКОГО ИЛА В БЫДГОЩИ

Резюме

В работе представлено влияние на коэффициенты Poissona, изменяемого способа промерзания при температуре $\theta = -20^{\circ}\text{C}$. Анализ основан на исследовании двух характерных типов плиценского ила взятых из строительного основания Быдгощи.

Jan Gadomski

O DOKŁADNOŚCI OKREŚLENIA PROMIENI ŁUKÓW PIONOWYCH TRAS DROGOWYCH

W artykule przedstawiono źródła błędów wpływających na określenie promieni łuków pionowych. Ustalono, że najistotniejszy wpływ na dokładność określenia promienia ma błąd położenia punktu charakteryzujący przebieg łuku wzdłuż profilu podłużnego. Przeprowadzono również ocenę wpływu geodezyjnych pomiarów kontrolnych i błędów wynikających z nieuwzględnienia wpływu zakrzywienia powierzchni ziemskiej i refrakcji pionowej.

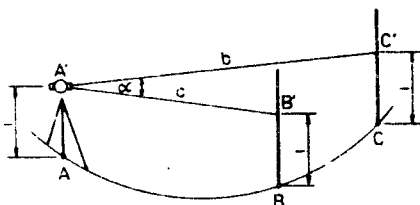
1. WSTĘP

W związku z brakiem dla wielu dróg dokumentacji projektowej i wykonawczej, a także w celu kontroli wykonania prac geodezyjnych i następnie samej drogi, jak również badania geometrycznych elementów dróg związanych z organizacją ruchu, zachodzi potrzeba określenia promieni łuków pionowych. Określenia tego parametru powinno dokonać się w miarę możliwości w sposób prosty i szybki z wykorzystaniem nieskomplikowanego sprzętu. Technologia pomiaru powinna być łatwa i nie sprawiać trudności przy opracowaniu wyników. Wyznaczony promień łuku pionowego powinien charakteryzować się błędem nie większym niż 5% wartości określanego promienia, bowiem w praktyce drogowej w wielu przypadkach taka dokładność jest wystarczająca.

2. METODY POMIARU PROMIENIA

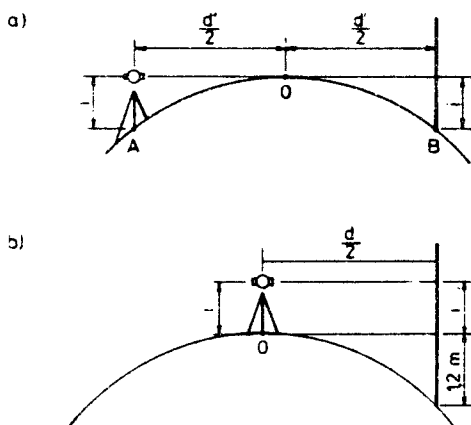
W pracy [4] przedstawiono sposób określenia promieni łuków pionowych wklęsłych i wypukłych. Określenia promienia łuku wklęsłego dokonuje się w następujący sposób: wybiera się trzy punkty na krzywej, a następnie ustawia się teodolit nad jednym z punktów i dokonuje się pomiaru wysokości instrumentu i , którą potem odkłada się na łąkach ustawionych pionowo na pozostałych punktach. Następnie dokonuje się pomiaru między kierunkami $A'B$ i $A'C'$ /rys.1/ oraz optycznego pomiaru odległości b i c . Promień R łuku pionowego można obliczyć za pomocą wzoru:

$$R = \frac{\sqrt{b^2 + c^2 - 2 \cdot b \cdot c \cdot \cos \alpha}}{2 \sin \alpha} \quad (1)$$



Rys.1. Schemat pomiaru łuku wklęsłego [4]

Natomiast określenia promienia łuku wypukłego dokonuje się w sposób przedstawiony na rys.2. Pierwszą czynnością jest określenie położenia wierzchołka



Rys.2. Schemat pomiaru łuku wypukłego [4]:

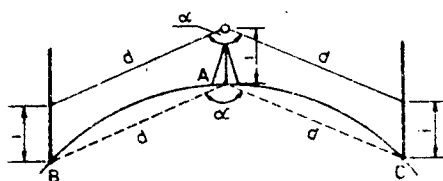
- a - określenie położenia wierzchołka łuku,
- b - określenie odcinka widoczności

chołka łuku O. Dokonać tego można za pomocą teodolitu i łąty. W tym celu teodolit ustawia się w punkcie A i dokonuje się pomiaru wysokości i , którą następnie należy odłożyć na łącie ustawionej w punkcie B. Dlatego łątę przesuwa się tak długo, aż doprowadzi się do położenia jak na rys.2a. Po dokonaniu pomiaru odległości d' między punktami A i B, przenosi się teodolit do punktu O położonego w połowie odległości między tymi punktami. Przy poziomej osi celowej przemieszcza się łątę po krzywej tak długo, aż krzyż kreskowy pokryje się z wielkością $i + 1,2$, gdzie $1,2$ m - wysokość pola widzenia kierowcy. Po dokonaniu pomiaru odległości $\frac{d}{2}$ można określić promień R za pomocą następującego wzoru:

$$R = \frac{d^2}{2 \cdot 1,2} \quad (2)$$

Wydaje się problematyczne w tej metodzie poszukiwanie wierzchołka krzywej, jak również nie jest uzasadnione wprowadzenie wysokości pola widzenia kierowcy, tylko i wyłącznie do określenia promienia pionowego łuku kołowego.

W pracy [13] stwierdza się, że powyżej opisany sposób określenia promienia jest ograniczony ze względu na wpływ warunków zewnętrznych, towarzyszących obserwacjom geodezyjnym. Stwierdza się również, że najczęściej pomiary wykonuje się w okresie wiosenno-letnim, kiedy wpływ tych warunków jest bardzo znaczny. Przytacza się jako najistotniejsze źródło błędów - refleksja. Podczas badania dróg o nawierzchni asfaltowej gradient temperatury wzdłuż osi celowej może osiągnąć znaczne wielkości. Dlatego oś celowa nie może dotykać nawierzchni, a powinna być podniesiona nad powierzchnię terenu. W związku z tym proponuje się sposób pomiaru jak na rys.3.



Rys.3. Schemat pomiaru łuku pionowego [13]

W metodzie tej, nad wybranym punktem znajdującym się w pobliżu wierzchołka łuku ustawia się instrument i dokonuje się pomiaru odległości d do punktu B dowolnie położonego. Następnie z drugiej strony odkłada się wielkość d i otrzymuje punkt C oraz określa się kąt α . Promień R można wyznaczyć za pomocą wzoru:

$$R = \frac{d}{2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (3)$$

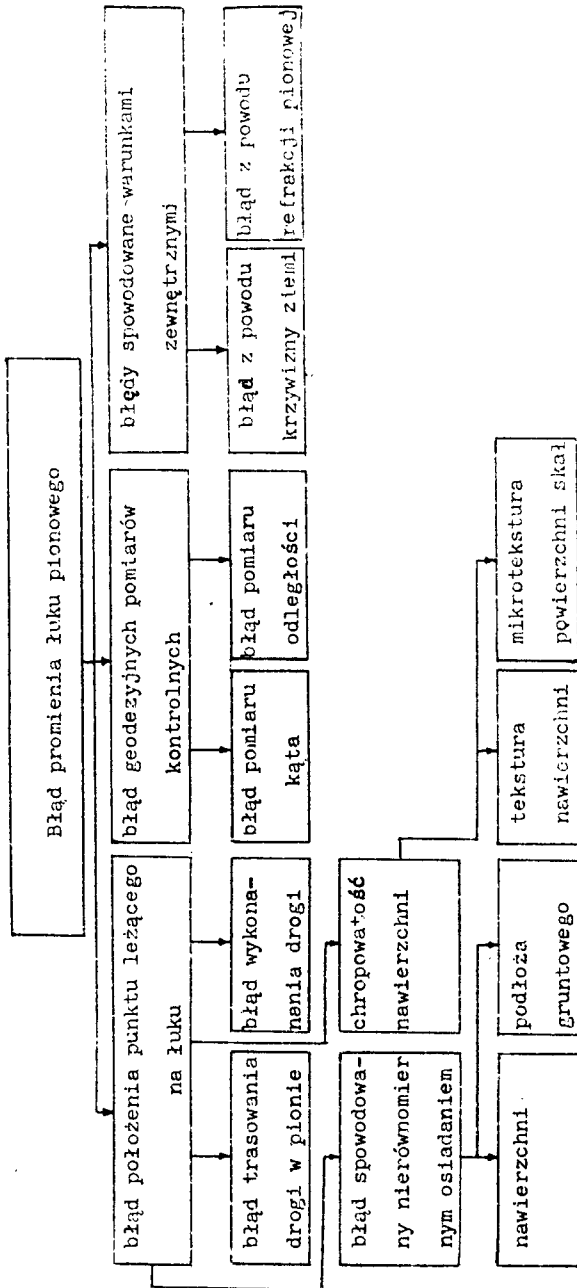
Należy stwierdzić, że przedstawione sposoby określenia promienia łuku pionowego opierają się wyłącznie na pomiarze niezbędnej liczby elementów.

3 CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA DOKŁADNOŚĆ OKREŚLENIA PROMIENIA ŁUKU PIONOWEGO

Istotne czynniki wpływające na ostateczną wielkość błędu promienia zestawiono na rys.4.

Szerzej zostanie omówiony tutaj błąd położenia punktu, ponieważ do tychczas tym zagadnieniem zajmowano się w niewielkim stopniu.

Dokładność trasowania w pionie dróg kołowych według [14] przedstawia się następująco:



Rys.4. Czynniki wpływające na wielkość błędu promienia

- nawierzchnie w prostej:
 - a/ tłuczniowe \pm 1 cm
 - b/ betonowe i asfaltowe \pm 0,5 cm
- nawierzchnie w łukach:
 - a/ tłuczniowe \pm 0,5 cm
 - b/ betonowe i asfaltowe \pm 0,3 cm

Następnym elementem wpływającym na dokładność określenia promienia jest dokładność wykonania nawierzchni, która uzależniona jest od rodzaju nawierzchni, sposobu układania /mechaniczny, ręczny/ oraz czynnika ludzkiego. Według załącznika do BN - 68/8931 - 04 [2] wynika, że na odcinku czterometrowym dopuszcza się przy układaniu mechanicznym prześwit od 6 mm do 12 mm w zależności od rodzaju nawierzchni, natomiast przy układaniu ręcznym od 8 mm do 20 mm.

Kolejnym ważnym źródłem błędów jest nierównomierne osiadanie nawierzchni, które występuje na skutek odkształceń podłoża gruntowego nasyconego lub rodzimego, a tylko w małym stopniu na skutek odkształceń nawierzchni [11]. W początkowym okresie eksploatacji drogi, odkształcenia trwałe mogą wynieść kilka milimetrów, a po bardzo dużej liczbie przejeżdżonych obciążeń mogą dojść do 12 - 15 mm. Oprócz odkształceń trwałych nawierzchni ugięcia sprężystego rzędu 0,75 - 1,25 mm pod naciskiem kół około 50 kN [11]. Zjawisko nierównomiernego osiadania występuje pod wpływem działania obciążeń stałych i ruchomych, które powodują to, że sama nawierzchnia i grunt pod nią mają tendencje do uszczelniania się i zagęszczania. Jeżeli w czasie budowy nie doprowadzono do takiej szczelności, by potem zmieniany stały się niemożliwe, albo mało prawdopodobne, to w czasie eksploatacji mamy do czynienia z osiadaniami [1]. Należy zaznaczyć, że w całości nie można wyeliminować osiadań, stąd też należy brać pod uwagę to źródło błędów, bowiem wielkość wpływu jest znaczna.

Mniejszy wpływ na błąd położenia punktu ma tekstura powierzchniowa, która wana się od 0,2 mm do 1,2 mm. Dla dróg, na których prędkość jest projektowana w granicach 80 - 120 km/h powinna wynosić od 0,4 mm do 1,2 mm [12].

Jeśli chodzi o mniejszy wpływ ma mikrotekstura, która zależy od rodzaju skał. Największa jest dla szarogłazu i wynosi 0,12 mm, a najmniejsza dla wapienia i wynosi 0,01 mm [16].

W celu ustalenia rzędu wielkości wpływu wszystkich wymienionych czynników na dokładność przebiegu drogi w pionie, wzdłuż profilu podłużnego, przeprowadzono badania na drodze /Brzoza-Łabiszyn woj. bydgoskie/ IV klasy technicznej o nawierzchni asfaltowej. W związku z tym dokonano niwelacji punktów leżących co 10 m na osi drogi, a następnie sporządzono profil podłużny i wpisano łuki za pomocą krzywków kołowych, przy zachowaniu warunku [vv] = min. Po odczytaniu odchyłek między rzeczywistym przebiegiem drogi a łukiem wpisanym, obliczono średnie wartości odchyłek, które zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1

Łuk pionowy	Odchyłka średnia
1	$\pm 25,3$ mm
2	$\pm 19,2$ mm
3	$\pm 18,7$ mm

Największa odchyłka jaką otrzymano wynosi + 56,0 mm. Należy podkreślić, że wyżej wymieniona droga jest od wielu lat eksploatowana.

V.Vorel [10] przeprowadzał kontrolę wysokościową na nowych odcinkach autostrady D1 /Czechosłowacja/ o nawierzchni betonowej i uzyskał następującą ocenę dokładności w pionie, przedstawioną w tabeli 2.

Tabela 2

Odcinek badany	Wartość średnia	Odchyłka średnia
A	- 17,0 mm	$\pm 19,6$ mm
B	+ 14,2 mm	$\pm 7,0$ mm
C	+ 14,1 mm	$\pm 11,0$ mm

Wartość średnia świadczy o błędzie systematycznym popełnionym podczas wykonywania drogi. Największa odchyłka jaką uzyskano wynosi 38 mm.

Do dalszej analizy przeprowadzonej w tym artykule przyjęto, że błąd średni położenia punktu należącego do łuku pionowego jest równy odchyłce średniej i wynosi ± 20 mm.

4. ANALIZA DOKŁADNOŚCI OKREŚLENIA PROMIENIA ŁUKU PIONOWEGO

Analizę dokładności wykonano dla schematu pomiaru jak na rysunku 3, jednakowoż dla łuków pionowych wypukłych i wklęsłych. Do wyznaczenia błędu względnego promienia wykorzystano następujący wzór [13]:

$$\frac{m_R}{R} = \sqrt{\frac{m_d^2}{d^2} + \frac{m_\alpha^2 \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2}}{\varrho^2}} \quad (4)$$

gdzie:

m_d - błąd pomiaru odległości

m_α - błąd pomiaru kąta

d - długość celowej

α - kąt zawarty między kierunkami

ϱ - współczynnik zamiany miary analitycznej na miarę stopniową

Analiza została przeprowadzona dla promieni minimalnych podanych w [8] i [15].

4.1. Wpływ błędu położenia punktu na błąd promienia m_R

W celu stalenia wielkości wpływu błędu położenia punktu m_P na błąd określonego promienia, dokonano analizy przy założeniu, że pozostałe błędy są równe zero. W związku z tym pierwszy człon we wzorze (4) został pominięty, a drugi przekształcono poprzez wprowadzenie do niego błędu m_P . Błąd m_P powoduje zmianę kierunku, a tym samym wpływa na wielkość mierzonego kąta α . Między błędem kierunku m_k i błędem położenia punktu zachodzi następująca zależność:

$$m_k = \frac{\sqrt{2} m_P}{d} \cdot \varphi \quad (5)$$

Wiadomo, że kąt α jest zawarty między dwoma kierunkami, stąd błąd kąta m_α wyrazi się wzorem:

$$m_\alpha = \pm \frac{2 m_P}{d} \cdot \varphi \quad (6)$$

Ostateczna postać wzoru na błąd względny promienia jest następująca:

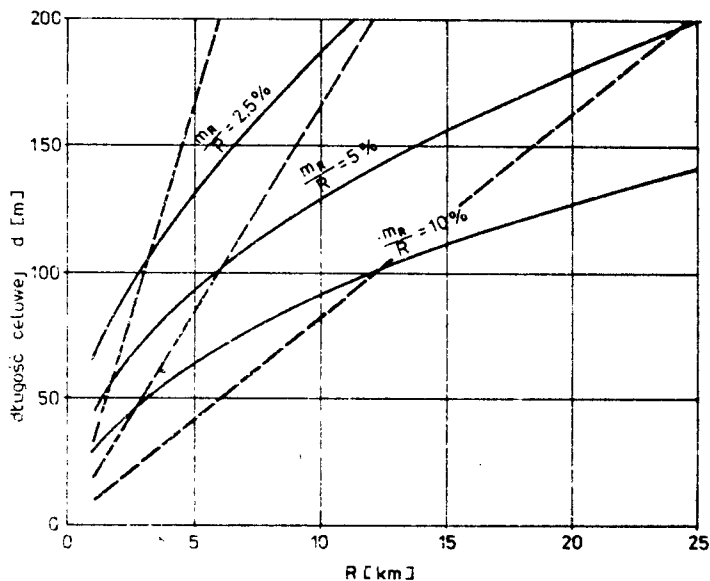
$$\frac{m_R}{R} = \pm 2 \cdot \frac{m_P}{d} \cdot \frac{\alpha}{2} \quad (7)$$

Wyniki analizy zestawiono w tabeli 3 oraz przedstawiono graficznie na rysunku 5.

Tabela 3

Wpływ błędu położenia m_P na błąd $\frac{m_R}{R}$ w %

R [km] \ d [m]	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
10	30,8	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100
20	20,2	40,4	60,6	80,0	93,2	>100	>100	>100	>100	>100	>100
30	8,8	17,8	26,7	35,6	44,4	53,3	70,6	89,1	>100	>100	>100
50	4,0	6,4	9,4	12,7	16,2	19,6	25,0	30,6	45,8	63,3	81,6
70	1,6	3,2	5,0	6,6	8,2	9,3	13,0	16,4	24,6	32,8	39,4
100	0,8	1,6	2,4	3,2	4,0	4,8	6,6	8,0	12,4	15,2	19,8
120	-	1,2	1,6	2,2	2,8	3,4	4,4	5,4	8,2	11,4	14,4
150	-	-	1,0	1,4	1,8	2,2	2,8	3,6	5,4	7,0	9,2
200	-	-	-	0,8	1,0	1,2	1,6	2,0	3,0	4,0	5,0



Rys. 5. Błąd względny promienia w zależności od błędu położenia punktu /linia ciągła/ i błędu geodezyjnych pomiarów kontrolnych /linia przerywana/

Jak wynika z tabeli 3 zadowalające wyniki uzyskuje się dla długich celowych i niedużych promieni. Niestety nie zawsze można stosować długie celowe, bowiem graniczą ich stosowalność długość łuku, która zależy od pochylenia podłużnego drogi na wzniesieniu i spadku, a to z kolei ograniczone jest odpowiednimi normatywami.

4.2. Wpływ błędów geodezyjnych pomiarów kontrolnych

Analizę wykonano dla dokładności wystarczających w pomiarach tachimetrycznych, a możliwych do uzyskania za pomocą zwykłych tachimetrów z optycznym pomiarem odległości. Przyjęto za [6] dokładność pomiaru kąta pionowego $\pm 1'$ i błąd względny pomiaru odległości jak w zestawieniu:

odległość d	10 m	50m	100m	200m	300m
błąd w %	0,15	0,19	0,23	0,31	0,40

W naszym przypadku kąt α jest wynikiem pomiaru dwóch kątów pionowych i dlatego za błąd kąta α przyjęto $m_\alpha = \pm \sqrt{2} \cdot 1'$. Wyniki analizy zestawiono w tabeli 4 i przedstawiono graficznie na rysunku 4.

Jak wynika z tabeli 4 błąd względny promienia rośnie wraz ze wzrostem wielkości promienia R, a maleje ze wzrostem długości celowej. Należy zaznaczyć, że wpływ pomiaru długości celowej nie jest duży i zależy tylko od

jej długości. Przy celowej $d = 200$ m wpływ ten wynosi 0,3%.

Tabela 4

Wpływ błęd geodezyjnych pomiaru kontrolnych na błąd $\frac{m_R}{R}$ w ‰

d [m] \ R [km]	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
10	8,3	16,4	24,5	32,8	41,2	49,6	65,3	83,0	>100	>100	>100
20	4,4	8,3	12,5	16,4	20,5	24,5	32,8	41,2	62,1	83,0	>100
30	2,7	5,4	8,3	10,9	13,6	16,4	21,9	27,4	41,2	55,1	69,2
50	1,7	3,3	4,9	6,7	8,3	10,1	12,9	16,4	24,5	32,8	41,2
70	1,2	2,4	3,5	4,7	5,9	7,1	9,4	11,8	17,6	23,4	29,3
100	0,9	1,7	2,5	3,3	4,1	4,9	6,7	8,3	12,3	16,4	20,5
120	-	1,4	2,1	2,7	3,4	4,1	5,5	6,7	10,2	13,3	17,1
150	-	-	1,7	2,2	2,7	3,3	4,4	5,5	6,3	10,9	13,6
200	-	-	-	1,7	2,1	2,5	3,3	4,1	6,2	8,3	10,3

Wpływ błędów geodezyjnych pomiarów kontrolnych można ograniczyć w znacznym stopniu poprzez wykorzystywanie optymalnych długości celowych oraz stosowanie dokładniejszego sprzętu i nowych technologii pomiarowych. Z badań przeprowadzonych przez W. Dąbrowskiego wynika, że stosując nowoczesne tachimetry elektroniczne można podnieść dokładność pomiarów. Według tego autora, dla celowej do 1 km, można uzyskać dokładność niwelacji trygonometrycznej jednostronnej $m_h = \sqrt{3,0 \text{ mm} + 1,1 \cdot D}$, gdzie odległość D wyrażono w kilometrach [3]. W geodezji inżynierskiej [5] przyjmuje się, że jeśli błąd pomiarów kontrolnych jest równy $\frac{1}{6}$ tolerancji, to błąd ten nie jest istotny. W naszym przypadku błąd m_h jest równy $\frac{1}{6} m_p$, co może świadczyć o tym, że na wynik końcowy określenia wielkości promienia będzie miał istotny wpływ tylko błąd położenia punktu.

4.3. Wpływ zakrzywienia powierzchni ziemskiej i refrakcji

Na skutek wpływu zakrzywienia powierzchni ziemskiej i refrakcji pomierzony kąt α będzie większy od właściwego o wielkość $\Delta\alpha$, którą można obliczyć za pomocą następującego wzoru:

$$\Delta\alpha = \frac{d}{R_z} / 1 \pm k/ \quad (8)$$

gdzie:

d - długość celowych

R_z - promień Ziemi /przyjęto 6370 km/

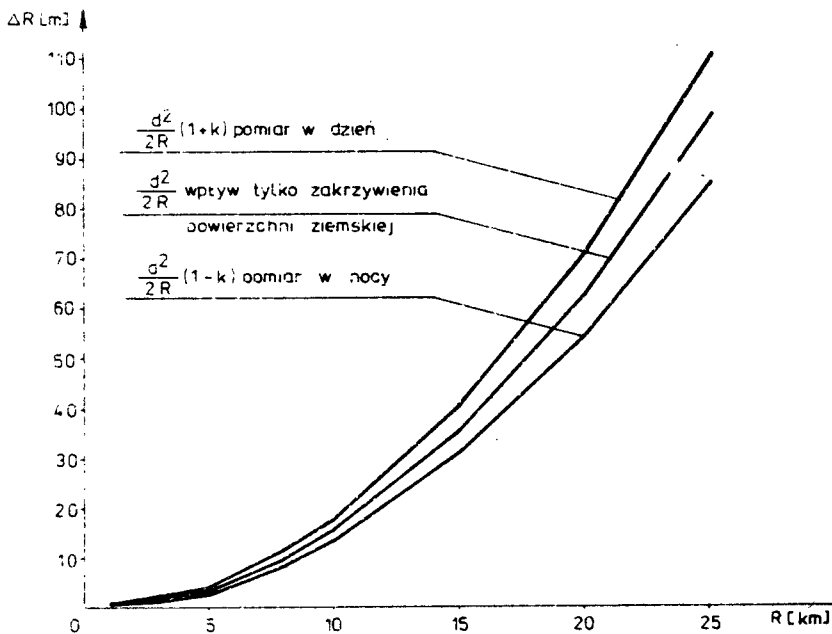
k - współczynnik refrakcji pionowej /przyjęto za [7] $k = 0,13/$

We wzorze (8) występuje znak \pm ze względu na zmianę rozkładu gęstości w warstwie powietrza o różnych porach doby. Jeżeli pomiar wykonany jest w dzień to bierzemy znak +, a w porze nocnej - [7]. Wartości $\Delta\alpha$ w zależności od długości celowych zestawiono w tabeli 5

Tabela 5

d [m]	10	20	30	50	70	100	120	150	200	250	300	400	500
1,00	0,73	0,76	1,00	1,76	2,73	3,72	3,79	4,79	6,75	8,71	9,77	12,79	16,72
0,87	0,73	0,75	0,78	1,74	2,70	2,78	3,74	4,72	5,76	7,70	8,75	11,73	14,71
1,13	0,74	0,77	1,71	1,78	2,76	3,76	4,74	5,75	7,74	9,72	11,70	14,76	18,73

Przyrosty promieni ΔR w zależności od $\Delta\alpha$ zestawiono w tabeli 6 oraz przedstawiono graficznie na rysunku 6.



Rys. 6

k [km]	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
1,00	0,2	0,6	1,4	2,5	3,9	5,6	9,9	15,5	35,4	62,8	98,5
$\frac{d}{R}$ 0,87	0,1	0,5	1,2	2,2	3,4	4,9	8,6	13,5	30,8	54,7	85,6
$\frac{Z}{m}$ 1,13	0,2	0,7	1,6	2,8	4,4	6,4	11,2	17,5	40,0	71,0	111,4

W tabeli 6 nie przedstawiono wyników analizy dla poszczególnych długości celowych, ponieważ otrzymano identyczne przyrosty ΔR dla wszystkich analizowanych celowych. Wynika z tego, że przyrost ΔR po uwzględnieniu poprawki $\Delta \alpha$ zależy jest tylko od wielkości inwentaryzowanego promienia. Brak takiej zależności jest następstwem zmiany kąta α wraz ze zmianą długości celowej na łuku.

Analizowany wpływ krzywizny ziemskiej i refrakcji ma charakter błędu systematycznego i dlatego powinien być z wyników pomiarów wyeliminowany na drodze rachunkowej. W prosty sposób można eliminować wpływ zakrzywienia powierzchni ziemskiej, natomiast powstaje problem w przypadku refrakcji ze względu na trudności określenia wartości współczynnika k w chwili pomiaru. Współczynnik ten ulega zmianie w ciągu doby, jak również jego wielkość nie jest jednoznacznie określona. W. Dąbrowski w pracy [3] przytacza współczynnik $k = 0,155 / k_{\max} = 0,371$ i $k_{\min} = -0,049$, natomiast według S. Pachuty [9] współczynnik ten dla celowej biegnącej nad podłożem betonowym wynosi $k = +0,194$, trawiastym - $k = -0,173$ i wodą - $k = +1,216$ /średnio $k = +0,412$ /. Problem zostałby całkowicie wyeliminowany w przypadku zastosowania do pomiaru refraktometru, który pośrednio pozwalałby na wyznaczenie kąta refrakcji w płaszczyźnie pionowej.

Do celów przedstawionych w niniejszym artykule najodpowiedniejszy jest zintegrowany system pomiarowy teodolit-dalmierz elektromagnetyczny-refraktometr. Niestety, jak zaznacza autor pracy [3] system taki w chwili obecnej znajduje się w stadium eksperymentalnym.

5. PODSUMOWANIE

Na ostateczną wielkość błędu określenia promienia łuku pionowego mają wpływ:

- błędy położenia punktów określających przebieg łuku,
- błąd geodezyjnych pomiarów kontrolnych,
- błędy systematyczne spowodowane wpływem zakrzywienia powierzchni ziemskiej i refrakcji pionowej.

Najistotniejszym okazał się błąd położenia punktu, którego w tej metodzie nie można wyeliminować ani ograniczyć. Błąd ten decyduje o ostatecznej wielkości błędu promienia łuku pionowego i możliwości stosowania przedstawionej metody pomiarowej.

Błąd geodezyjnych pomiarów kontrolnych można w znaczny sposób ograniczyć poprzez stosowanie dokładnych przyrządów do pomiarów kątów pionowych.

Błędy geodezyjnych pomiarów kontrolnych i refrakcji nie będą miały takiego znaczenia w przypadku wykorzystania zintegrowanego systemu pomiarowego teodolit - dalmierz elektromagnetyczny - refraktometr. W chwili obecnej, ze względu na brak takiego systemu i duży wpływ błędu położenia punktu należy poszukiwać metod, które umożliwią uzyskiwanie zadowalających wyników. Prace nad taką metodą prowadzone są obecnie w Instytucie Budownictwa Lądowego ATR.

LITERATURA

- [1] Arquie G.: Zagęszczanie. Drogi i pasy startowe. WKiŁ, Warszawa 1980
- [2] BN-68/8931-04. Drogi samochodowe. Pomiar równości nawierzchni planigrafem i łata
- [3] Dąbrowski W.: Problemy wykorzystania zintegrowanego systemu pomiarowego teodolit - dalmierz elektromagnetyczny - refraktometr w osnowach geodezyjnych. Zesz.Nauk.ART w Olsztynie, Geodezja i Urządzenia Rolne, Nr 9, 1980
- [4] Chimerik Ju.A., Bielatynskij A.A.: Usovierszesztwowanie geodeziczeskich izmierenij pri rekonstrukcji dorog. Inżeniernaja geodezija, wyp. 14, Kijew 1973
- [5] Janusz W.: Obsługa geodezyjna budowli i konstrukcji. PPWK, Warszawa 1975
- [6] Kłopotniński W.: Tachimetria. PPWK, Warszawa 1965
- [7] Leśniok H.: Wykłady z geodezji I, tom II. PWN, Warszawa 1968
- [8] Arozowski W.: Projektowanie dróg i ulic. Wytyczne normatywne. WKiŁ, Warszawa 1968
- [9] Pachuta S.: Wpływ zjawiska refrakcji na dokładność pomiaru kątów pionowych wykonywanych w zakresie promieni podczerwonych. Geodezja i Kartografia, t.XVIII, z.1, 1969
- [10] Vorel V.: Rozbor vysledku vyskove kontroly na jednom usedku dalnice Dl. Geodeticky a kartograficky obzor, Nr 2, 1981
- [11] Wiłum Z.: Zarys geotechniki. WKiŁ, Warszawa 1982
- [12] Wojdancowicz S.: Ocena szorstkości nawierzchni za pomocą piasku kalinobrowanego. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Nr 4, 1977
- [13] Wołodin N.A., Serediak Ja.I.: Opriedielenije radiusow krugowych kriwych pri obsledowanii awtomobilnych dorog. Inżeniernaja geodezija, wyp. 19, Kijew 1976
- [14] Wróblewski T.: Zarys inżynierii lądowej. PWN, Warszawa 1969
- [15] Wytyczne projektowania dróg szybkiego ruchu, Warszawa 1977
- [16] Zawadzki J.: Odporność na polerowanie się grysów kamiennych w nawierzchniach drogowych. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Nr 2 1978

ON ACCURACY OF HIGHWAY VERTICAL RADIAL CURVES DETERMINATION

Summary

The paper shows sources of errors affecting the determination of vertical radial curves. It is confirmed that the error of the point situation which shows the run of curves along the longitudinal profile has the most important effect on the accuracy of radial determination. The effect of surveying control and errors resulting from neglecting the ground surface curvature and vertical refraction were also considered.

О ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАДИУСОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ КРИВЫХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Резюме

В настоящей статье приведены источники ошибок влияющих на определение вертикальных кривых. Определено, что наиболее существенно влияет на точность определения радиуса ошибка положения точки, определяющей положение кривой вдоль продольного профиля. Проведена также оценка влияния геодезических контрольных измерений и ошибок вытекающих из неучитывания влияния кривизны поверхности земного шара и вертикальной рефракции.

Mieczysław Pawłowski

PRZEPUSTOWOŚĆ URZĄDZEŃ RUCHU PIESZEGO

W pracy przedstawiono przepustowość urządzeń ruchu pieszego w świetle wybranej literatury.

Przy ocenie przepustowości urządzeń ruchu pieszego należy zwrócić uwagę na wpływ różnych czynników decydujących o jej wartości.

1. WSTĘP

Przedstawione w pracy [19] parametry ruchu pieszego nie zawierały charakterystyki przepustowości urządzeń ruchu pieszego. Zdaniem autora problem wymaga odrębnego omówienia.

W niniejszym opracowaniu podjęto próbę pełniejszego opisu tego parametru. Obejmuje ona przedstawienie w świetle wybranej literatury przepustowości następujących urządzeń ruchu pieszego: chodników, pasaży, ciągów i ścieżek dla pieszych oraz innych urządzeń ruchu pieszego jak: furtki i drzwi /stałe i obrotowe/. Przepustowość przejść dla pieszych przedstawiona będzie w oddzielnym opracowaniu.

2. DEFINICJA PRZEPUSTOWOŚCI I KLASYFIKACJA URZĄDZEŃ RUCHU PIESZEGO

Przepustowość urządzeń ruchu pieszego jest to największa liczba jednostek ruchu pieszego jaka może pokonać określony przekrój poprzeczny urządzenia w ciągu jednostki czasu, najczęściej 1 godziny. Specyfika ruchu pieszego, tj.: szczególna zależność od warunków atmosferycznych, stanu nawierzchni drogi, możliwość gwałtownego spiętrzenia się potoku ruchu /np. ewakuacja obiektów jak: budynki, stadiony itp./ sprawia, że największa liczba jednostek ruchu pieszego jaka pokonuje przekrój urządzenia w jednostce czasu odpowiada ściśle określonym warunkom. Natężenie, prędkość i gęstość ruchu pieszego, brak zewnętrznego zagrożenia /sytuacji stresowej/ oraz inne okoliczności decydująco wpływają na jej wartość.

Określonym przekrojem poprzecznym jest pas ruchu pieszego lub zespół pasów /np. bieg schodów ruchomych szer. 1,20 [m], tj. 2 pasy ruchu. W Polsce normalna szerokość pasa ruchu pieszego przy liczbie pasów równej lub większej od 2 wynosi 0,75 [m], a dla pojedynczego pasa /n=1/ - 1,00 [m].

Do urządzeń ruchu pieszego, dla których analizowano przepustowość należą:

- a/ chodniki: stałe lub ruchome,
- b/ ciągi pieszce: wydzielone /tylko ruch pieszcy-pasażer/ i częściowo wydzielone /w jednym przekroju wspólnie z innymi mało uciążliwymi rodzajami ruchu, np. dostawczy, spoczynkowy - parkowanie/,
- c/ ścieżki pieszce, alejki, bulwary: całkowicie izolowane od innych rodzajów ruchu i zabudowy,
- d/ schody: stałe i ruchome,
- e/ furtki i drzwi: stałe,
- f/ przejścia dla pieszych przez jezdnię,
- g/ przejścia służbowe i chodniki na mostach.

3. PRZEPUSTOWOŚĆ URZĄDZEŃ RUCHU PIESZEGO W ŚWIETLE LITERATURY

Kiedy w opracowaniu mowa jest o przepustowości danego urządzenia należy rozumieć, że odnosi się to do jego przekroju poprzecznego użytkowego, tj. pomniejszonego o pas bezpieczeństwa itp. elementy urządzenia ruchu pieszego nie przeznaczone dla pieszych.

3.1. Przepustowość chodników, ciągów pieszych

w tabeli 1 przedstawiono wartości przepustowości chodników i ciągów pieszych.

Tabela 1

Przepustowość chodników i ciągów pieszych $[p/h]$ /szerokość pasa ruchu $s = 1,00$ m/

autor źródło	Przepustowość $\left[\frac{\text{osób}}{h \cdot \text{pas}} \right]$	gęstość ruchu $\left[\frac{\text{osób}}{m^2} \right]$	uwagi
1	2	3	4
[13]	15 600	3,57	podczas eksperymentu ewakuacji korytarza
Scholz [7]	9 600	1,80	gęstość krytyczna *
Oeding [7]	8 400	1,60	dla ruchu szczytowego
Oeding [7]	6 600	1,80	pomierzone największe natężenie w ruchu pracowniczym
[2]	6 000	1,00	-
[1]	5 700	-	bardzo dobre warunki ruchu
[20]	5000-5600	-	
Oeding [7]	5 400	-	praktycznie maksymalna wartość

c.d.tabeli 1

1	2	3	4
[2]	5 400	1,00	przy pochyleniu 1:10
[13]	4 800	-	II kategoria ruchu ^{xx}
[13]	5 160	-	II kategoria ruchu ^{xx}
[1]	4 800	-	dobre warunki ruchu
[13]	4 590	-	I kategoria ruchu ^{xx}
[1]	3 900	-	przeciętne warunki ruchu
Technische Universität Budapest [7]	3 540	1,40	maksymalna wartość
Blum [7]	3 300	0,80	teoretycznie największe obciążenie
Predte - schensky Milinsky [7]	3 180	-	-
Messung Braunschweig [7]	3 000	-	-
[16]	1980-2940	-	-
Technische Universität Budapest [7]	2 820	1,10	wartość projektowa
Traffic Engineering [7]	2 600	-	-
Messung Stuttgart [7]	2 000	-	-
Blum [7]	2 000	0,50	normalna wartość
[4]	1950	-	wg badań gęstości i prędkości ruchu pieszego w Warszawie
[17]	1500	-	-
Brix [7]	1350	-	przeciętna wartość z nielinio - wych jednostkowych wartości dla różnych szerokości pasa ruchu
[2]	1200	-	dla odcinków poziomych w ZSRR
Stramentow [7]	1020	-	-
dla szerokości pasa ruchu $s = 0,75$ m			
[18]	4 000	1,06	przy prędkości około $v=1,40$ m/s
[12]	3 600	-	przy prędkości $v=1,0$ m/s
[6]	1 000	-	chodniki i ciągi piesze w parkach
[6]	800	-	chodniki oddzielone od linii zabudowy

c.d.tabeli 1

1	2	3	4
[6]	800	-	chodniki oddzielone od linii zabudowy
[6]	700	-	chodniki w rejonie zabudowy handlowej
[6]	600	-	ciągi piesze i alejki spacerowe

x/ gęstość krytyczna jest to gęstość, przy której ruch pieszy ustaje $v=0,00$ [m/s], a gęstość ruchu osiąga wartość $G=5$ [osób/m²]/

xx kategorii ruchu oznacza w tym przypadku wielkość natężenia ruchu przy gęstości ruchu $G=2,0$ [osób/m²].

Zamieszczone w tabeli 1 wartości przepustowości dotyczą jednego pasa ruchu w jednym kierunku.

Oprócz wartości podanych w tabeli i spotyka się wzory na obliczenie przepustowości chodników, ciągów pieszych. Autor pracy [9] podaje następujący wzór:

$$C_p = \frac{3600 \cdot v}{l} \quad (1)$$

gdzie:

C_p - przepustowość [p/m · min],

v - prędkość jednostki ruchu pieszego [m/s],

l - długość odcinka pasa ruchu pieszego zajętego przez pieszego [m].

Przepustowość chodników można obliczać również z następującego wzoru (5):

- dla ruchu jednokierunkowego

$$C_p = 3600 \cdot B \cdot v \cdot k \quad (2)$$

- dla ruchu dwukierunkowego

$$C_p = 2880 \cdot B \cdot v \cdot k \quad (2a)$$

gdzie:

B - szerokość chodnika [m],

v - prędkość ruchu pieszego [m/s],

k - gęstość ruchu pieszego [p/m²].

wg norm radzieckich GOST 7734 [14] przepustowość 1 pasa ruchu piesze - go można obliczyć ze wzoru:

$$C_p = \frac{1000 \cdot v}{a+b} \quad (3)$$

gdzie:

- C_p - przepustowość pasa ruchu pieszego [p/h·pas],
 a - długość pasa zajmowana przez pieszego /0,75m/,
 b - odstęp między pieszymi w kolumnie /0,5 m/,
 v - prędkość ruchu pieszego [km/h].

Podstawiając do wzorów (1), (2), (2a), (3) następujące dane:

$$v = 1,20 \text{ m/s}, v = 4,32 \text{ km/h}$$

$$a = 1 = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$k = 0,80 \text{ osób/m}^2$$

$$b = 0,50 \text{ m}$$

Otrzymano następujące wartości przepustowości, które zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2

Porównawcze zestawienie przepustowości chodników i ciągów pieszych

Wzór źródło	Szerokość pasa ruchu [m]	Przepustowość chodnika [$\frac{p}{h \cdot \text{pas}}$]	
		ruch jednokierunkowy	ruch dwukierunkowy
1 [9]	1,00	5 760	4 608
2 [5]	1,00	3 456	-
2a [5]	1,00	-	2 765
3 [14]	1,00	3 456	2 765

x - współczynnik zmniejszający 0,8

Z tabeli 2 wynika, że dla chodnika szerokość odpowiadającej szerokości 1 pasa pieszego /s = 1,00 m/ i wykorzystaniu wzorów (2) wg [5] oraz (3) wg [14] otrzymano te same wyniki.

Analizując dane przedstawione w tabeli 1 i 2 można dojść do wniosku, że autorzy badający przepustowość jednego pasa ruchu pieszego szerokości 1,00 m podają wartość do 8 400 [$\frac{p}{h \cdot \text{pas}}$]. Panuje zgodność autorów co do wpływu ruchu dwukierunkowego na przepustowość w/w urządzeń. Współczynnik korygujący przepustowość jednego pasa ruchu pieszego szerokości s=1,00m ze względu na ruch dwukierunkowy wynosi najczęściej 0,8.

Występujące w ocenie przepustowości różnice zdania autora wynikają z nieprecyzyjnego podawania przez autorów badań warunków /danych wyjściowych: np. rodzaju, prędkości i gęstości ruchu pieszego/, dla których wartości przepustowości zostały osiągnięte. Uniemożliwia to również bardziej szczegółową analizę porównawczą cytowanych wg różnych autorów badań tego parametru ruchu pieszego.

Należy zatem ze szczególną ostrożnością przyjmować wartości przepustowości pasa ruchu chodnika i ciągu pieszego, korzystając o ile to możliwe z przeprowadzonych badań w konkretnych warunkach lokalnych /por. [19]/.

3.2. Przepustowość schodów ruchomych i stałych

W tabelach 3 i 4 przedstawiono przepustowość schodów ruchomych

Tabela 3

Przepustowość schodów ruchomych

Zródło	szerokość schodów ruchomych [m]	przepustowość [P/h]	uwagi
1	2	3	4
Eggers, Kkehrbahn	0,60	5000-6000	-
"	1,00	8000	-
Traffic Engineering	0,90	6000	-
"	1,20	8000	-
Feuchtinger	0,65	3600	-
"	1,00-1,20	6300	-
Schmelzer	-	12000-16000	maksymalna
"	-	8000	-
Oeding	1,00	3600	pełne obciążenie
Limanow	1,00	8100	teoretyczna przepustowość
Eilmes	1,00	7200	przeciętnie największa wartość
			wg 7
wg [17]	0,65	3600	-
wg [11]	0,90	3600	przy ruchu normalnym
	0,90	5400	przy ruchu uderzeniowym ze spietrze - niem przed schodami ruchomymi.
wg [13]	0,60	4000	
	0,90	6000	
	1,20	8000	przy prędkości mechanicznej 100 km/h
wg [15]	1,00	3600	ruch normalny
		5400	ruch w zatłoczeniu, spienieniu przed schodami ruchomymi

c.d.tabeli 3

1	2	3	4
wg 10	0,65	3600-4000	prędkość mechanizmu 42-48 m/min
wg 2	0,65	3600	

Tabela 4
Maksymalna teoretyczna i nominalna przepustowość^x schodów ruchomych [8]

gęstość ruchu p/stopień	szerokość biegu schodów m	prędkość mechanizmu		przepustowość schodów ruchomych	
		[m/min]	[stopień/min]	max.teor. [p/h]	nominalna [p/h]
1	2	3	4	6	6
1,25	0,6	90	68	5000	3750
		120	89	6700	5025
2,0	1,0	90	68	8000	6000
		120	89	10700	8025

x - należy rozumieć w tym przypadku, że maksymalna teoretyczna wartość przepustowości nigdy nie będzie uzyskiwana ze względu na szereg czynników /np. niedokładności zajmowania stopni, osoby z bagażem itp./ Stąd do wymiarowania należy przyjmować 75% wartości maksymalnej jak to proponuje G.R.Starkosch.

W pracy [10] proponuje się obliczać przepustowość schodów ruchomych Cs wg następującego wzoru:

$$C_s = 3600 \cdot m \cdot c \cdot v \cdot q \quad \text{p/h} \quad (4)$$

gdzie:

- m - liczba stopni na 1 m pasa ruchowego /zwykle 3-4/,
- c - liczba osób mieszcząca się na jednym stopniu /najczęściej 1-2 osoby/,
- v - prędkość ruchu schodów /0,4 - 0,9 m/s /,
- q - współczynnik zapełnienia równy stosunkowi liczby pasażerów znajdujących się na schodach do przepustowości /0,6-0,9 przeciętnie 0,75/, wartość q można obliczyć z zależności:

$$q = 1,2 - 0,6v \quad (4a)$$

gdzie:

- v - prędkość ruchu schodów /0,4-0,9 m/s

Dla następujących danych do wzoru (4)

$$m_1 = 3 \text{ stopnie}$$

$$o_1 = 1 \text{ osoba}$$

$$v_1 = 0,40 \text{ m/s}$$

$$q_1 = 0,96 \text{ /dla } v=0,4 \text{ m/s}$$

$$m_2 = 4 \text{ stopnie}$$

$$o_2 = 2 \text{ osoby}$$

$$v_2 = 0,90 \text{ m/s}$$

$$q_2 = 0,66 \text{ /dla } v=0,9 \text{ m/s}$$

otrzymano następujące wartości przepustowości

$$C_{s1} = 4147 \text{ [osób/h]} \quad \text{oraz} \quad C_{s2} = 17.107 \text{ [osób/h]}$$

Porównując zatem wartości przepustowości schodów ruchomych z tabel 3 i 4 oraz obliczeń do wzoru (4) zauważyć można, że rozbieżności w ocenie wynikają również z braku kompletności danych wyjściowych, tj. cech mechanizmu schodów /np.: szerokość biegu schodów, ilości stopni na 1 m długości biegu, prędkości biegu mechanizmu itp./.

Z przedstawionych w tabelach 3, 4 i 5 wartości przepustowości schodów ruchomych i stałych wynika, że konieczność stosowania schodów ruchomych o odpowiedniej przepustowości wymagana będzie przy potoku ruchu pieszego przekraczającym wartość 3000 osób/h przy ruchu w dół i 3500 osób/h przy ruchu w górę.

Stosowanie schodów stałych może mieć miejsce kiedy potok ruchu pieszego będzie osiągał a nie przekraczał w/w wartości przepustowości.

Tabela 5
Przepustowość schodów stałych

Zródło	Szerokość schodów stałych [m]	Przepustowość [p/h]	Uwagi
Oeding [7]	1,00	2700	przy gęstości 0,6 p/m ²
Feuchtinger [7]	0,60	1700	-
Filimes	1,00	3100	0,75 wartości przy ruchu w dół 0,25 wartości przy ruchu w górę
wg. [11]	1,00	1500	przy jednakowym obciążeniu obu kierunków
	1,00	2400	przy obciążeniu uderzeniowym w jednym kierunku
wg. [13]	1,00	4200	przy gęstości 0,28 p/m ²
wg. [15]	1,00	1500	ruch normalny
	1,00	2400	ruch w zatłoczeniu w jednym kierunku
wg. [2]	1,00	3600 ^x	osoby bez bagażu w górę
	1,00	3000 ^x	w dół
	1,00	2100 ^x	osoby z bagażem w górę
	1,00	1680 ^x	w dół
wg. [9]	0,60	1800	-

x - na podstawie badań Biura Studiów i Projektów Kolejowych w Warszawie.

Przepustowość innych urządzeń ruchu pieszego pokazano w tabeli 6

Tabela 6

Przepustowość innych urządzeń ruchu pieszego

Zródło	Rodzaj urządzenia	Przepustowość urządzeń [p/h]	Uwagi
wg 9	furtka obrotowa drzwi obrotowe	3600 3000	w obu kierunkach
wg 8	kołowroty w przejściach, drzwi obrotowe	600-2600	w zależności od sposobu kontroli ruchu, konstrukcji itp

4. ZAKOŃCZENIE

Przedstawione w pracy wartości przepustowości wybranych urządzeń ruchu pieszego są zróżnicowane w zależności od: autora, sposobu ich określania, itp.

Porównując np. wartości przepustowości chodników i ciągów pieszych, rozbieżności w ocenie tego parametru są bardzo duże i wynoszą od 1020 do 8400 p/h dla pasa ruchu pieszego o szerokości $s = 1,0$ m oraz od 600 do 4000 p/h dla pasa ruchu o szerokości $s = 0,75$ m. Podobne, choć znacznie mniejsze różnice występują w przypadku schodów stałych i ruchomych.

Poprawnym rozwiązaniem byłoby określenie na drodze badań natężenia ruchu pieszego osiąganego w idealnych warunkach ruchu. Idealne, zdaniem autora, warunki ruchu pieszego można określić następująco:

- a/ potok ruchu pieszego jest jednorodny, tzn. w ruchu uczestniczą osoby posiadające te same cechy ruchowe /np. prędkość/ oraz prędkość potoku odpowiada prędkości pieszego,
- b/ ruch jest ciągły i nie przerywany przez pojazdy lub inne rodzaje ruchów,
- c/ ruch jednokierunkowy,
- d/ przeszkody boczne w odległości $L = 0,50$ m od krawędzi pasa ruchu,
- e/ droga dla pieszych jest odcinkiem prostym,
- f/ pochylenie podłużne $i_p = 0,04$ [7],
- g/ szerokość pasa ruchu wynosi $s = 1,00$ m,
- h/ piesi poruszają się bez bagażu,
- i/ gęstość ruchu $G = 0,50 \frac{\text{osób}}{\text{m}^2}$ wg [11],
- j/ pogoda bezwietrzna i bez opadów,
- k/ nawierzchnia równa i sucha.

Natężenie odpowiadające tym warunkom wymaga korekty ze względu na następujące czynniki zmniejszające, np.:

- różnorodność wieku przechodniów,
- wzrost pieszego /niejednakowa długość kroku/,
- poruszanie się z bagażem lub bez,
- stan pogody,
- stan nawierzchni,
- położenie urządzenia na terenie miasta /centra, dzielnice peryferyjne, przed dworcami, itp./,
- ruch jedno- lub dwukierunkowy,
- nierównomierność kierunkowa ruchu,
- obecność przeszkód bocznych,
- dyscyplina ruchu /chodzenie prawą stroną/,
- możliwość spiętrzenia się ruchu, tj. powstanie zatorów, kolejek itp..
- obecność innych rodzajów ruchu.

Znajomość wpływu w/w czynników pozwoliłaby na możliwie dokładne określenie przepustowości oraz uniknięcie przez to rozbieżności w ocenie tego parametru, w odniesieniu do tych samych urządzeń.

LITERATURA

- [1] "Awtomobilijnyje pierewozki i bezopastnost dorozhnogo dviżenija", Transport - Moskwa 1981
- [2] Bartoszewski J.: Węzły drogowe i uliczne. WKiŁ, Warszawa 1970
- [3] Chodur J., Radosz S.: Kryteria wyboru typów przejść dla pieszych. Drogownictwo Nr 4/1976
- [4] Cichocki W.: Technika filmowa w badaniu ruchu pieszego. Drogownictwo Nr 2/1980
- [5] Datka S., Tracz M.: Przewodnik do ćwiczeń z inżynierii ruchu. Politechnika Krakowska, Kraków 1974
- [6] Gorodskoj transport i dorozno - mostowoje choziajstwo Izdatielstwo Literatury po Stroitelstvu, Moskwa 1967
- [7] Grahl W.: Durchassfähigkeit von Anlagen des Fussgängerverkehrs. Die Strasse Nr 12/1978
- [8] International Report "Characteristic and service requirements of pedestrian and pedestrian facilities", Traffic Engineering and Control Nr 5/1976
- [9] Jurkowski H.: Komunikacja drogowa w miastach. Arkady, Warszawa 1964
- [10] Konarski A.: Przepustowość dróg i ulic. Politechnika Wrocławska, Wrocław 1977
- [11] Kryteria i wytyczne projektowania przejść dla pieszych. Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa 1979
- [12] Łatoszek M.: Organizacja i technika ruchu drogowego. WSiP, Warszawa 1980
- [13] Małsek J.: Obsługa komunikacyjna centrów miast. WKiŁ, Warszawa 1981

- [14] Mazurek T.: Komunikacje miejskie, cz.IV, PWN, Łódź-Warszawa, 1964
- [15] Meusebach W.: Podstawy inżynierii ruchu drogowego, WKiŁ, Warszawa 1978
- [16] Ministry of Transport Scottish Development Department, Technika inżynierii ruchu miejskiego. WKiŁ, Warszawa 1974
- [17] Normatyw i wytyczne projektowania ulic, /projekt/ Ministerstwo Gospodarki Komunalnej, Departament Techniki, Warszawa 1971
- [18] Nowakowski M.: Komunikacja a kształtowanie centrum miast, Arkady, Warszawa 1976
- [19] Pawłowski M.: Parametry ruchu pieszego, Zeszyt Naukowy Akademii Techniczno-Rolniczej, seria Budownictwo Nr 18, Bydgoszcz 1983
- [20] Suchorzewski W.: Wybrane zagadnienia inżynierii ruchu, Wadawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1977

PEDESTRIAN DEVICES CAPACITY

Summary

The paper deals with the capacity of pedestrian devices in a selected literature.

When estimating pedestrian devices capacity one should pay attention to the effect of various factors influencing its quality.

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ УСТРОЙСТВ ДЛЯ ПЕШЕХОДОВ

Резюме

В работе представлена пропускная способность устройств для пешеходов на основе выбранной литературы.

Оценивая пропускную способность таких устройств следует обратить внимание на влияние различных факторов решающих о их пригодности.

Mieczysław Pawłowski

PRZEJŚCIA DLA PIESZYCH W POZIOMIE JEZDNI

W opracowaniu przedstawiono sposoby obliczania przepustowości przejść dla pieszych w świetle wybranej literatury. Przedstawione metody wymagają przystosowania do warunków polskich oraz uwzględnienia czynników lokalnych.

1. WSTĘP

Przedmiotem niniejszego opracowania jest omówienie przepustowości przejść dla pieszych w poziomie jezdni i przejść bezkolizyjnych.

Obliczanie przepustowości przejść dla pieszych nastrecza wiele trudności, szczególnie w przypadku wymiarowania przejść w poziomie jezdni i to zarówno bez sygnalizacji świetlnej, jak i z sygnalizacją. Zastosowane kryteria oceny przepustowości przejść różnią się w zależności od autora, przyjętej metody obliczeń i decydująco wpływają na ostateczną wartość tego parametru.

2. PRZEPUSTOWOŚĆ PRZEJŚĆ W POZIOMIE JEZDNI

Konieczność zapewnienia pieszym odpowiedniego bezpieczeństwa przy przekraczaniu jezdni wymaga zastosowania urządzeń zabezpieczających. Stosuje się najczęściej malowanie pasów na jezdni oraz jednocześnie odpowiednie oznakowanie. Tego rodzaju przejścia nazywane są w opracowaniu przejściami w poziomie jezdni bez sygnalizacji świetlnej. Zastosowanie do w/w przejść sygnalizatorów, tak na odcinkach między skrzyżowaniami, jak i w obrębie skrzyżowań zwiększa bezpieczeństwo pieszych i przepustowość. Takie przejścia nazywa się przejściami w poziomie z sygnalizacją świetlną. Są to rozwiązania organizacyjne i zdają egzamin przy niezbyt dużych natężeniach ruchu kołowego i pieszego.

2.1. Przepustowość przejść w poziomie jezdni bez sygnalizacji świetlnej

Do wyznaczonych na jezdni przejść dla pieszych, celem określenia ich przepustowości stosuje się metodę określenia granicznego natężenia ruchu

kołowego i pieszego. Rozwiązania te zawiera tabela 1 str. 10 [5]. Podane graniczne wartości natężenia ruchu pieszego /odpowiednik przepustowości / uzależnione zostały od:

- długości przejścia,
- organizacji ruchu kołowego /ruch jedno- lub dwukierunkowy/,
- wielkość miasta.

Wielkości tych natężeń podano w tabeli 1.

Tabela 1

Graniczne natężenia ruchu kołowego stosowania wyznaczonych przejść dla pieszych w poziomie jezdni^x wg [5]

Ulice główne /G/ zbiorcze /Z/ i lokalne /L/	Natężenie ruchu kołowego N		
	[E/h szczytu]		
	50 tys. mieszkań- ców	50-250 tys mieszkań- ców	250 tys. mieszkańców
Ruch pieszy o natężeniu $P \leq 500$ [p/h]			
Ulica o jezdniach jednokierunkowych, szerokości			
4 pasów /11,2 - 13,9/ m	200-1050	250-1100	300-1150
3 pasów / 8,4 - 11,1/ m	250-1100	300-1200	350-1300
2 pasów / 5,6 - 8,3/ m	300-1200	350-1300	400-1400
Ulica o jezdniach dwukierunkowych szerokości			
6 lub więcej pasów 16,8 m	150- 700	300- 750	250- 800
3 lub 4 pasów /8,4-13,9/m	200- 900	250- 925	300- 950
2 pasów /5,6-8,3/ m	250-1150	300-1225	350-1300
Ruch pieszy o natężeniu $P = 500$ [p/h] do $N = 1500$ [p/h]			
Ulica o jezdniach jednokierunkowych szerokości:			
4 pasów	150- 850	200- 900	250- 950
3 pasów	200- 950	250-1000	300-1050
2 pasów	250-1150	300-1200	350-1250
Ulica o jezdniach dwukierunkowych szerokości			
6 lub więcej pasów 16,8 m	100- 600	150- 650	200- 700
3 lub 4 pasów /8,4-13,9/m	100- 700	200- 750	250- 800
2 pasów /5,6-8,3/ m	200- 950	250-1000	300-1050

x - podano wartości minimalne i maksymalne

Zamieszczono w tabeli 1 graniczne natężenia ruchu pieszego /przepustowość/ wynoszą od 500 do 1500 [p/h], a odpowiadające im natężenia ruchu kołowego od 100 do 1400 [E/h] w zależności od w/w warunków ruchu.

Inny sposób ustalenia granicznych wartości natężenia ruchu kołowego i pieszego proponują autorzy [2]. Korzystając z iloczynu $E \times P$ natężeń ruchu: kołowego N [E/h] i pieszego p [p/h] tj. $P \times N \left[\frac{E \cdot p}{h^2} \right]$ przy określeniu

dopuszczalnej straty czasu przez pojazdy D [%] z powodu zamkniętego przekroju /przechodzący piesi/ podają kryteria stosowności różnych rodzajów przejść w warunkach angielskich. Tok postępowania przy określaniu D [%] przedstawiono poniżej.

W wyniku przeprowadzonych badań i wykonanej analizy regresji otrzymano wyrażenie na liczbę zatrzymań ruchu kołowego K.

$$K = 0,18 PN - 0,58 \cdot [\text{zatrzymań/min}] \quad (1)$$

gdzie:

K - liczba zatrzymań ruchu kołowego [zatrzymań/min],
 P - natężenie ruchu pieszego w obu kierunkach [p/min],
 N - natężenie ruchu kołowego w obu kierunkach [E/min],

Znając średni czas przechodzenia grupy pieszych T [s] określono procent czasu traconego przez pojazdy D [%] czasu, w którym przekrój jest zamknięty dla pojazdów:

$$D = 100 \frac{K \cdot T}{60} - 1,67 \cdot KT \quad [\%] \quad (2)$$

gdzie:

K - liczba zatrzymań ruchu kołowego [zatrzymań/min],
 T - średni czas przechodzenia grupy pieszych przez przejście [s].

Czas T można obliczyć z następującego wzoru:

$$T = t + 0,78 \frac{P + 4,54}{4,0} - 0,58 \quad [s] \quad (3)$$

gdzie:

T - średni czas przechodzenia grupy pieszych przez przejście [s]
 P - natężenie ruchu pieszego na miejscu w obu kierunkach [p/min],
 t - średni czas przechodzenia pieszego [s].

Ponieważ parametr T wpływa znacząco na wielkość D [%], dlatego celowe jest uzyskanie wielkości T na podstawie bezpośrednich pomiarów w miejscu przejścia.

W warunkach angielskich maksymalne dopuszczalne straty czasów pojazdów D nie powinny przekraczać 40%, natomiast wartość D = 15 [%] jest minimalną wartością dla założenia sygnalizacji świetlnej.

Autorzy [1] sugerują, że nierówność $0\% < D < 20\%$ stanowić może kryterium do stosowania oznakowanego przejścia dla pieszych w warunkach polskich, zastrzegając jednak, że konieczne są badania w celu określenia w pełni uzasadnionych wartości D [%].

Metody te uwzględniają wielkości luk czasowych między pojazdami, umożliwiające bezpieczne przejście pieszych lub procent traconego czasu przez pojazdy z powodu przechodzenia pieszych. Akceptowany czas oczekiwania na

możliwość przejścia przez pieszych $t_o [s]$ wg [1] wynosi:

a/ przy przejściu przez jezdnię jednokierunkową $t_o / 1 = 60 [s]$,

b/ przy przejściu przez jezdnię dwu kierunkową $t_o / 2 = 90 [s]$.

W przypadku gdy czas oczekiwania pieszych przekracza wyżej podane wartości, piesi usiłują przekraczać jezdnię nie zwracając uwagi na zakazy, mandaty karne, a nawet sygnały świetlne.

W tabeli 2 zamieszczono czasy przechodzenia pieszych przez przejście w zależności od prędkości przechodzenia pieszych i długości przejścia.

Tabela 2
Czas przechodzenia jezdni przez pieszych^x

Prędkość przechodzenia [m/s]	Długość przejścia [m]	Liczba pasów ruchu o szerokości $S = 3,50 [m]$	Czas przechodzenia $t_p [s]^{xx}$
1	2	3	4
0,8	7,0	2	9
	10,5	3	14
	14,0	4	18
1,0	7,0	2	7
	10,5	3	11
	14,0	4	14
1,2	7,0	2	6
	10,0	3	9
	14,0	4	12
1,4	7,0	2	5
	10,0	3	8
	14,0	4	10

x dla ruchu jednokierunkowego,

xx wartości zaokrąglone w górę do pełnych sekund.

2.2. Przepustowość przejść w poziomie jezdni z sygnalizacją świetlną

Przepustowość przejść w poziomie z sygnalizacją świetlną można obliczyć z następującego wzoru wg [4]:

$$C_p = \frac{t_z - \frac{L}{v_p}}{\frac{L}{v_p}} \cdot \frac{B}{b} \cdot \frac{3600}{T} \quad (4)$$

gdzie:

C_p - przepustowość przejść z sygnalizacją świetlną [p/h],

L - długość przejścia [m],

- c - odstęp między pieszymi w kolumnie [m],
 V_p - prędkość pieszego [m/s],
 B - szerokość przejścia [m],
 b - szerokość pasa ruchu pieszego [m],
 t_z - czas trwania światła zielonego dla pieszych [s],
 T - długość cyklu sygnalizacji świetlnej [s].

W przypadku kolizji w ruchu pieszym ze stłony pojazdów skręcających oraz na skutek ruchu dwukierunkowego na przejściu wzór (4) przyjmuje postać:

$$C_p = \frac{t_z - \frac{L}{V_p}}{\alpha} \cdot \frac{B}{b} \cdot \frac{3600}{T} \cdot \alpha \cdot \beta \quad (5)$$

gdzie:

- α - wpływ ruchu dwukierunkowego na przejściu /zwykle przyjmuje się 0,8/,
 β - wpływ ruchu skręcającego w prawo przyjmuje się 0,75 lub oblicza ze wzoru:

$$\beta = \frac{t_z - t_p \cdot N_p}{t_z} \quad (6)$$

gdzie:

- t_p - strata czasu pieszych 3 - 5 [s],
 N_p - natężenie prawoskrętów [E/h].

Korzystając ze wzoru (5) obliczono przepustowość przejścia z sygnalizacją świetlną C_p dla następujących danych: $t_z = 20$ s, $L = 6,00$ m, $\alpha = 0,75$, $B = 4,00$ m, $V_p = 1,20$ m/s, $b = 1,00$ m, która wynosi $C_p = 3300$ p/h.

Aby wykazać wpływ pojazdów skręcających na przepustowość przejścia (por. wzór (6)) w zależności od odpowiedniej straty czasu pieszych $t_p = 3-5$ [s] dla wyżej przedstawionego przykładu obliczono przepustowość przejścia dla pieszych, korygując jej wartość o współczynnik wpływu β . Wyniki przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3

Zależność przepustowości przejścia dla pieszych z sygnalizacją świetlną od natężenia ruchu pojazdów skręcających N_p

N_p [E/h]	β_1	β_2	β_3	$C_{\beta_1}^{xx}$	$C_{\beta_2}^{xx}$	$C_{\beta_3}^{xx}$
	tys. [p/h]					
1	2	3	4	5	6	7
0	1,000	1,000	1,000	8,300	8,300	8,300
100	0,918	0,980	0,863	7,619	7,387	7,163
200	0,834	0,778	0,723	6,922	6,457	6,001
300	0,751	0,668	0,585	6,233	5,544	4,856
400	0,667	0,555	0,445	5,536	4,615	3,694
500	0,585	0,446	0,308	4,836	3,702	2,556
600	0,501	0,334	0,168	4,158	2,772	1,394

x β_1 dla $t_p = 3s$, β_2 dla $t_p = 4s$, β_3 dla $t_p = 5s$,

xx C_{β_1} , C_{β_2} , C_{β_3} - odpowiednie dla β_1 , β_2 , β_3 przepustowości przejścia .

Z tabeli 3 wynika , że natężenie pojazdów skręcających $N_p = 600 [E/h]$ /średnie natężenie por, [5]/ powoduje obniżenie przepustowości przejścia z sygnalizacją o połowę i więcej w zależności od $t_p [s]$, tj. straty czasu pieszych z powodu przejeżdżającego przez przejście pojazdu.

Autor pracy [7] podaje uproszczony wzór na obliczenie przepustowości przejść z regulacją świetlną.

$$C_p = 1,3 B \quad (7)$$

gdzie:

C_p - przepustowość przejścia $[p/s]$,

B - szerokość przejścia $[m]$.

Jeśli założymy szerokość przejścia $B = 6 [m]$ i długość trwania fazy światła zielonego dla pieszych $t_{zp} = 25 [s]$ /dla sygnalizacji 2 fazowej/przy długości cyklu $T = 60 [s]$ to przepustowość przejścia wg wzoru (7) wyniesie:

$$C_p = 1,3 \cdot 25 \cdot \frac{3600}{60} \cdot 6,0 = 11,700 [p/h]$$

$$C_p = 11,700 [p/h]$$

Podobną wartość spotykamy w pracy [7] gdzie podaje się, że gdy wartość natężenia ruchu pieszego $N p/h$ na przejściach z sygnalizacją świetlną w poziomie jezdni przekracza 10000 p/h zachodzi potrzeba budowy przejścia bezkolizyjnego.

Podstawiając dane z przykładu do wzoru (7) oraz po uzupełnieniu ich o : $\alpha = 0,80$, $\beta = 0,75$, $v_p = 1,20 [m/s]$, $o = 1,00 [m]$, $L = 6,00 [m]$, $b = 0,75 [m]$ do wzoru (4), otrzymamy przepustowość przejścia $C_p = /4/ = 11.566 [p/h]$, a do wzoru (5) $C_p /5/ = 6.940 [p/h]$.

Wynika stąd, że obliczanie przepustowości przejść wg wzoru (4) i (7) daje uproszczoną formułę po modyfikacji wzoru (7) ze względu na pojazdy skręcające i dwukierunkowy ruch pieszy na przejściu:

$$C_p = 1,3 \cdot B \cdot \alpha \cdot \beta \quad (8)$$

gdzie:

C_p - przepustowość przejścia z sygnalizacją świetlną $[p/h]$,

B - szerokość przejścia $[m]$,

α - wpływ ruchu dwukierunkowego na przejściu /zwykle =0,80/,

β - wpływ ruchu skręcającego w prawo.

Przyjmowanie współczynnika $\beta = 0,75$ jest zbyt dużym uproszczeniem i należy go zdaniem autora wyliczyć ze wzoru (6) /por. tabela 3/

W pracy [9] przy obliczaniu przepustowości przejść dla pieszych z sygnalizacją uwzględniono gęstość ruchu. Zależność ma następującą postać:

$$C_p^x = 60 \cdot \alpha \cdot G \cdot v_a \cdot B \quad [p/hz \cdot \acute{s}w.] / \quad (9)$$

gdzie:

- C_p^x - przepustowość przejścia dla pieszych z sygnalizacją $[p/hz \cdot \acute{s}w.]$,
 α - współczynnik uwzględniający ruch dwukierunkowy na przejściu
 $\alpha = 0,8$,
 G - gęstość ruchu $[os\acute{o}b/m^2]$,
 v_a - prędkość pieszego $[m/min]$,
 B - szerokość przejścia $[m]$.

Obliczając zatem ze wzoru (9) przepustowość przejścia dla danych $\alpha = 0,8$, $v_a = 72 [m/min]$ thj. $v = 1,2 [m/s]$, $B = 6,0 [m]$, $G = 1,4 [os\acute{o}b/m^2]$ otrzymamy wartość:

$$C_p^x = 29030 \quad [p/hziel.\acute{s}w.]$$

Sprowadzając C_p^x $p/h \cdot ziel.\acute{s}w.$ do $C_p [p/h]$ korzystamy ze wzoru:

$$C_p = C_p^x \cdot \frac{tz}{T} \quad [p/h] \quad (10)$$

i podstawiając za $tz = 20 [s]$ i $T = 50 [s]$ otrzymamy wartość $C_p = 11.612 [p/h]$. Jest to wartość zbliżona do obliczonych wg wzorów (4) i (7).

Wymienione w punkcie 2.1 sposoby obliczania przepustowości przejść dla pieszych bez sygnalizacji świetlnej nie zawierały czynnika strat czasu zarówno dla pojazdów i pieszych określonego wyraźnie dla warunków polskich. Korzystanie zatem z opisanych metod wymaga weryfikacji zawartych w nich ustaleń i adaptacji ich do warunków polskich, czy nawet lokalnych. Istotne są wielkości luk międzypojazdowych wykorzystywanych przez pieszych, ściśle związane z temperamentem osób, ich sprawnością ruchową, znajomością przepisów ruchu, itp. Zachowanie się pieszych /na przejściach/ zależy również od zachowania się kierowców, ich kultury jazdy, zachowania przepisów i praw ruchu drogowego, itd. Analiza w/w zależności i zachowań nie wchodzi jednak w zakres niniejszego opracowania.

Podobne zastrzeżenia należy uczynić do pktu 2.2 gdzie zawarta we wzorze (4) prędkość ruchu pieszego może być przyjmowana w dość rozległych granicach. Konsekwencją takiej rozpiętości jest duża rozbieżność wartości przepustowości C_p w przekroju poprzecznym przejścia przy stałej wartości pozostałych parametrów. Przy założeniu np., $L = 6,0 [m]$, $T = 60 [s]$, $tz = 25 [s]$, $B = 6,0 [m]$, $\alpha = 0,75 [m]$, $b = 1,0 [m]$ oraz w jednym przypadku $v_1 = 0,8 [m/s]$, a w drugim $v_2 = 1,2 [m/s]$ daje odpowiednio następujące wartości przepustowości $C_{p1} = 6703 [p/h]$ i $C_{p2} = 16.276 [p/h]$. Korzystanie zatem ze wzoru (4) wymaga dokładnego określenia prędkości ruchu pieszego na długości przejścia.

Można zaproponować, aby prędkość v_p , tj. prędkość przechodzenia pieszych przez przejście z sygnalizacją przyjmować w granicach określonych w tabeli 4 w zależności od rodzaju potoku ruchu pieszego.

Tabela 4

Proponowane wartości prędkości ruchu pieszego na przejściach dla pieszych w zależności od gęstości ruchu pieszego G [osób/m²] i rodzaju potoku ruchu pieszego, wg [9]

Rodzaj potoku ruchu pieszego	Gęstość ruchu [osób/m ²]	Prędkość ruchu pieszego na przejściu	
		[m/s]	[m/min]
Ruch pieszy do wielkich zakładów pracy	0,80-1,00	1,2-1,4	72-84
Ruch wewnętrzny we wnętrzu centrum-mieszany, do pracy	1,00-1,40	1,0-1,2	60-72
Ruch handlowy w centrum miast	1,40-2,00	0,7-1,0	42-60
Ruch pieszy podczas imprez masowych	2,00	0,7	42

Podana w [5] wartość prędkości przechodzenia i ewakuacji przejścia $v_p = 1,4$ [m/s] /tj. 5 [km/h] / wydaje się zdaniem autora nieodpowiednią dla różnych rodzajów ruchu pieszego.

Tabela 5

Prędkość przechodzenia pieszych przez przejścia w poziomie jezdni wg. [1]

Prędkość przechodzenia przez przejście v_p [m/s]	Uwagi
1	2
0,9	wartość minimalna osiągnięta przez ok. 10% przechodzących
0,9	wartość przeciętna osiągnięta przez ok. 80% przechodzących
1,8 ^{x/}	wartość maksymalna osiągnięta przez ok. 80% przechodzących

^{x/} wartość osiągnięta na krótkich odcinkach, np. na dojściach do dworca.

Feuchtinger [2] podaje wartości prędkości przechodzenia przez jezdnię v_p równą 1,1 [m/s].

Zdaniem autora słusznym wydaje się stosowanie prędkości uzależnionych od rodzaju ruchu pieszego podanych w tabeli 4.

3. PRZEPUSTOWOŚĆ BEZKOLIZYJNYCH PRZEJŚĆ DLA PIESZYCH

Przepustowość przejść dla pieszych w różnych poziomach od poziomu jezdni /kładki nadziemne, przejścia podziemne/ jest limitowana przepustowością dojeżdż /schodów lub pochylni/, przy założeniu, że przekrój poprzeczny przejścia bezkolizyjnego S_b będzie większy, lub co najmniej równy przekrojowi poprzecznemu dojścia S_d

$$S_b \geq S_d \quad [m] \quad (11)$$

gdzie:

S_b - szerokość przekroju poprzecznego przejścia bezkolizyjnego [m],
 S_d - szerokość przekroju poprzecznego dojścia do przejścia bezkolizyjnego [m].

Autorzy [5] proponują obliczać użyteczną szerokość przejścia podziemnego z następującego wzoru:

$$B = \frac{N_p}{P_1 \cdot \alpha} \quad [m] \quad (12)$$

gdzie:

B - szerokość użyteczna przejścia podziemnego [m],
 N_p - przewidywane lub pomierzone natężenie ruchu pieszego korzystającego z przejścia w godzinie szczytu $\left[\frac{P}{m \cdot h}\right]$,
 α - współczynnik uwzględniający ruch dwukierunkowy, zwykle $\alpha = 0,8$.

Obliczoną użyteczną szerokość przejścia należy zaokrąglić do pełnych metrów.

Wynika stąd, że przepustowość przejścia bezkolizyjnego odpowiedniej szerokości równa będzie przepustowości dojścia, tj. schodów /stałych lub ruchomych/ lub pochylni.

W pracy [5] proponuje się odpowiednie wartości natężenia krytycznego ruchu pieszego N_k $\left[\frac{P}{h}\right]$ związanego z określonym poziomem swobody ruchu pieszego [9]. W tabeli 6 przedstawione zostały natężenia krytyczne, a w tabeli 7 wymagane poziomy swobody ruchu pieszego.

Tabela 6

Nateżenie krytyczne ruchu pieszego^{x/} wg [5]

Poziom swobody ruchu	Nateżenie krytyczne ruchu pieszego Nk	
	[p/n] na:	
	1 m szerokości przejścia	1 pas ruchu /0,75/ [m]
A	1 200	900
B	2 500	1 900
C	3 070	2 250
D	4 500	3 400
E	5 500	4 100

x/ przez nateżenie krytyczne ruchu pieszego Nk należy rozumieć taką wielkość ruchu pieszego, która odpowiada danemu poziomowi swobody ruchu / por. tab. 7

Tabela 7 ilustruje rodzaje przejść, dla których określa się poziom swobody ruchu.

Tabela 7

Wymagane poziomy swobody ruchu pieszego w zależności od lokalizacji przejścia, wg [5]

Charakterystyka przejścia	Poziom swobody ruchu	
	zalecany	dopuszczalny
Przejście na odcinku między skrzyżowaniami bez dojeżdżających	A	A
Przejście na odcinku między skrzyżowaniami z dojeżdżającymi na przystanki tramwajowe	A	B
Przejścia na skrzyżowania umożliwiające wszystkie relacje /system przejść pierścieniowy lub inny/	A	B
Przejście j.w. lecz o ograniczonej liczbie relacji /nie przez wszystkie wyloty/	A	A
Przejście związane z dworcem kolejowym, autobusowym lub zakładem pracy	A	B
Przejście związane z zespołem handlowym lub usługowym	A	B
Przejście wprowadzające ruch bezpośrednio z dworca lub zakładu pracy	B	C
Przejścia wprowadzające ruch ze stadionów lub innych obiektów będących miejscem imprez masowych	C	D

Określenie natężenia krytycznego na jeden pas urządzenia ruchu pieszego o szerokości 1,00 m lub 0,75 m i związanie go z określonym poziomem swobody ruchu /por. tabela 6 / oraz podanie wymaganego poziomu swobody ruchu w zależności od lokalizacji przejścia /por.7 / pozwala na właściwe wymiarowanie tych przejść.

Brak jest jednak metod prognozowania ruchu pieszego /jego wielkości/. Korzystanie zatem ze wzoru (12) napotkać musi trudności przy wymiarowaniu przekroju poprzecznego przejść bezkolizyjnych, gdyż trudno będzie ustalić wielkość natężenia ruchu dla prognozy.

Nie można bowiem dla tak kosztownych inwestycji, jakimi są przejścia bezkolizyjne dla pieszych stawiać dowolności przy przyjmowaniu lub obliczaniu spodziewanego natężenia. Właściwa praktyka etapowego rozwoju tego typu inwestycji wymaga bowiem precyzji w określeniu wielkości przyszłościowego ruchu pieszego.

4. ZAKOŃCZENIE

Przedstawione w opracowaniu sposoby określania przepustowości przejść dla pieszych zawierają szereg niedoskonałości. Niezbędnym jest dalsze kontynuowanie badań, w tym zakresie. Wykracza to jednak poza zakres opracowania. Korzystając z różnych sposobów określania przepustowości przejść dla pieszych należy mieć na uwadze warunki lokalne i cechy użytkowników.

LITERATURA

- [1] Bartoszewski J., Leasser S.: Tunele i przejścia podziemne w miastach. WKiŁ, Warszawa 1971
- [2] Chodur J., Radosz S.: Kryteria wyboru typów przejść dla pieszych. Drogownictwo Nr 4/1976
- [3] Korte J.W.: Grundlagen der Strassenverkehrsplanung in Stadt und Land. Wiesbaden - Berlin, 1960
- [4] Konarski A.: Przepustowość dróg i ulic. Politechnika Wrocławska. Wrocław 1977
- [5] Kryteria i wytyczne projektowania przejść dla pieszych, Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa 1979
- [6] Malasek J.: Obsługa komunikacyjna centrów miast. WKiŁ, Warszawa 1981
- [7] Mazurek T.: Komunikacje miejskie, cz. IV. PWN, Łódź-Warszawa 1964
- [8] Mensebach W.: Podstawy inżynierii ruchu drogowego, WKiŁ, Warszawa 1978
- [9] Pawłowski M.: Parametry ruchu pieszego. Zeszyt Naukowy Akademii Techniczno-Rolniczej, seria Budownictwo, Nr 18, Bydgoszcz, 1983

PEDESTRIAN CROSSINGS ON HIGHWAY LEVEL.

Summary

The paper includes methods of calculating pedestrian crossings capacity on the basis of selected literature. The methods presented require an adaptation to the Polish specificity as well as to local characteristics.

ПЕРЕХОДЫ ДЛЯ ПЕШЕХОДОВ НА УРОВНЕ МОСТОВЫХ

Резюме

В работе представлены способы подсчета пропускной способности переходов для пешеходов на основе выбранной литературы. Представленные методы требуют адаптации для условий в нашей стране, принимая во внимание местные факторы.

Romuald Napierała

WAPNO POSODOWE JAKO WYPEŁNIACZ MIESZANEK MINERALNO -
BITUMICZNYCH Z ZASTOSOWANIEM KRUSZYWA WAPIENNEGO

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych wapna posodowego jako wypełniacza mieszanek mineralno-asfaltowych przy podstawowym założeniu, że kruszywo mineralne pochodzi ze skały wapiennej. Ponadto artykuł zawiera analizę wyników badań wapna posodowego w porównaniu z wypełniaczem podstawowym i zastępczym według wymagań obowiązujących norm.

Dodatkowo wpisano i podano wyniki i ich analizę badań uzupełniających /p o z a n o r m o w y c h/.

1. WSTĘP

W artykule zamieszczonym w Zeszytach Naukowych ATR nr 19 [1], dotyczącym zastosowania wapna posodowego jako środka adhezyjnego do mieszanek mineralno-asfaltowych stwierdzono, że nie ma żadnych przeciwwskazań co do stosowania tego odpadu w roli wypełniacza mieszanek mineralno-asfaltowych z kruszywem wapiennym /skała zasadowa/.

Badaniami tymi objęto wapno posodowe, które powstaje w procesie produkcji sody według metody Solvaya w Mławach.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań właściwości wapna posodowego w porównaniu z innymi rodzajami wypełniaczy oraz wytrzymałości próbek betonu asfaltowego, wykonanych z różną zawartością mączki wapiennej i wapna posodowego.

2. METODYKA I WYNIKI BADAŃ NORMOWYCH

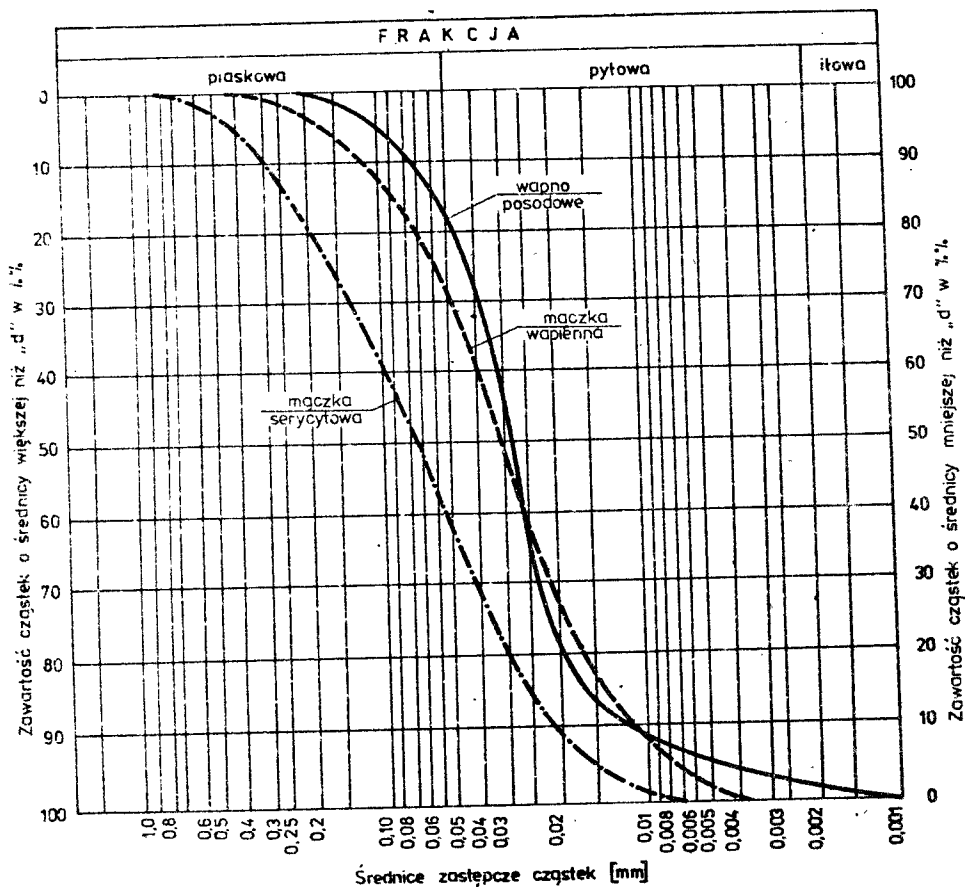
Z uwagi na to, że samo pochodzenie wapna posodowego nie spełnia wymagań stawianych przez normę PN-61/S-96504 [5], poza wapnem posodowym badaniami objęto także wypełniacz podstawowy-mączkę wapienną z Piehcina oraz wypełniacz zastępczy - mączkę serycytową z Wałcza.

Dla wyżej wymienionych wypełniaczy przeprowadzono badania wymagane przez obowiązujące normy, a mianowicie:

- analizę sitową wg PN-61/S-96504,
- analizę areometryczną wg PN-75/B-04481 [6],
- oznaczenie wskaźnika emulgacji wg PN-62/S-04010 [7],
- oznaczenie wilgotności wg PN-61/S-96504,

- oznaczenie powierzchni właściwej wg PN-56/B-04304 [8].

Zbadane właściwości wypełniaczy przedstawiono w tabeli 1 i na rysunku 1.



Rys.1. Wykres uziarnienia wypełniaczy

Tabela 1

Właściwości fizyczne wypełniaczy

Właściwości	Mączka wapienna	Mączka serycytowa	Wapno posodowe
Przesiew, [%] /przechodzi przez sito Nr 200	80,4	51,9	88,0
Wilgotność, [%]	0,20	0,40	8 - 8
Współczynnik emulgacji	0,33	0,30	0,36
Powierzchnia właściwa, [cm ² /g]	3,820	3470	6650
Czasteczki o średnicy zastępczej do 0,05 mm, [%]	85,8	69,5	90,8

3. METODYKA I WYNIKI BADAŃ POZANORMOWYCH

Poza normowymi badaniami wypeŹniacza wykonano następujĄce badania uzupeŹniajĄce:

- okreŹlenie wytrzymaŹoŹci próbek mieszanek mineralno-asfaltowych przy rŹoŹnej zawartoŹci wapna posodowego,
- okreŹlenie wskaźnika chŹonnoŹci asfaltu przez dany wypeŹniacz, nasiąkliwoŹć wypeŹniacza, pęcznienia wypeŹniacza, ciĄgliwoŹć za - prawy /mastyksu/, wspŹŹczynnika hydrofilnoŹci, gęŹtoŹci pozornej wypeŹniacza.

Ze względu na małe rozpowszechnienie badaŹ pozanormowych wypeŹnia - czy - poza wŹaŹciwoŹciowymi próbek mieszanek mineralno-bitumicznych z ich zastosowaniem - opisano poniżej metodykę badaŹ uzupeŹniajĄcych niektŹrych cech wypeŹniacza zastępczego.

W s k a ź n i k c h Ź o n n o Ź c i a s f a l t u p r z e z d a n y w y p e Ź n i a c z [2,3]

Wskaźnik ten wyraża ilość lepiscza asfaltowego o penetracji 80° P w procentach w stosunku do masy wypeŹniacza, przechodzącego całkowicie przez sito tkane o oczkach kwadratowych 0,074 lub 0,075 mm, jaka jest potrzebna do otoczenia ziaren danej ilości wypeŹniacza w temperaturze 448°K/175°C/ z jednoczesnym zachowaniem go w stanie sproszkowanym.

Wskaźnik chŹonnoŹci asfaltu obliczono według wzoru

$$C_A = \frac{10}{A_m} \cdot 100 \quad [\%]$$

gdzie:

10 - masa asfaltu D 70 /zamiast D 80/, g,

A_m - masa dodanego do asfaltu wypeŹniacza, g.

N a s i ą k l i w o Ź ć w y p e Ź n i a c z a [2,3].

Oznaczono ją na próbkach całkowicie zągęszczonych z wypeŹniaczem otocze - nym asfaltem D 70, w ilości odpowiadajĄcej wskaźnikowi chŹonnoŹci dla badanego wypeŹniacza. Próbki ukształtowano w formach $\phi = h = 50$ mm, zągęszczajĄc je 15 uderzeniami /z kaźdej strony/ ubijakiem Proctora zmodyfikowanego.

NasiąkliwoŹć wagowĄ próbek obliczono według wzoru:

$$N = \frac{G_n - G}{G} \cdot 100 \quad [\%]$$

gdzie:

G - masa próbki przed nasyceniem, g,

G_n - masa próbki po nasyceniu wodą, g.

Pęcznienie wypełniacza bitumicznego [2,5]
 Właściwość tę określono na próbkach całkowicie zagęszczonych przy zawartości asfaltu ustalonej według wskaźnika chłonności /jak przy badaniu nasiąkliwości/.

Pęcznienie obliczono według wzoru:

$$P = \frac{V_n - V}{V} \cdot 100 \quad [8]$$

gdzie:

V - objętość próbki przed nasyceniem cm^3 ,

V_n - objętość próbki po nasyceniu w wodzie cm^3 .

Ciągliwość zaprawy mastyksu [2,3]

Ciągliwość mastyksów mieszaną wypełniaczy z asfaltem D 70 badano, stosując jednakową ilość lepiszcza i wypełniacza, tzn. przy stosunku wagowym tych materiałów jak 1:1.

Współczynnik hydrofilności [4]

Współczynnik hydrofilności wypełniaczy określono jako stosunek objętości próbki mączki mineralnej /środowisko polarne/ i w naftie /środowisko niepolarne/.

Współczynnik porowatości wypełniacza [4]

Wartości współczynnika wyżej wymienionego obliczono według wzoru:

$$P = \frac{C_w - C_o}{C_w} \cdot 100 \quad [4]$$

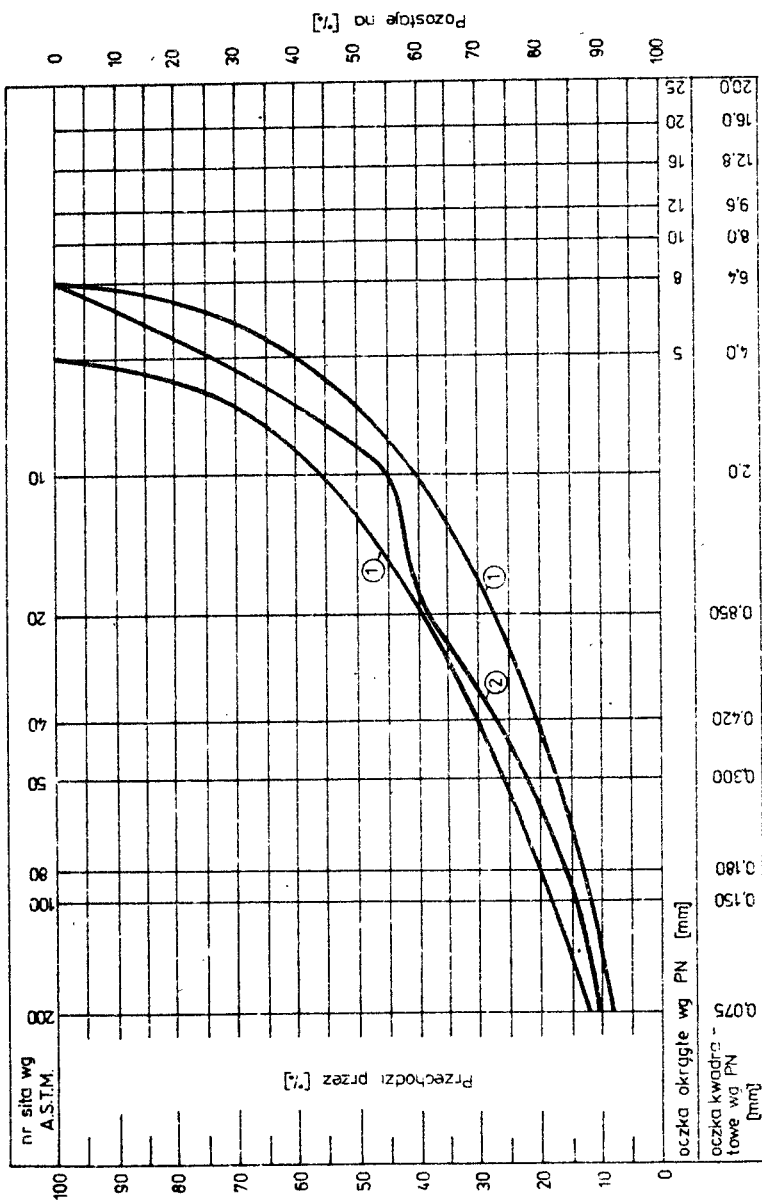
gdzie:

C_w - gęstość wypełniacza g,

C_o - gęstość pozorna wypełniacza g.

4. WYNIKI BADAŃ POZANORMOWYCH /UZUPEŁNIAJĄCYCH/

Wykonane badania polegały na oznaczeniu wytrzymałości na ściskanie proste próbek mieszank mineralno-asfaltowych sporządzonych przy różnej zawartości wypełniacza podstawowego i zastępczego, za który przyjęto badane wapno posodowe. Badania przeprowadzono według BN-73/6771-03 [9] i według [3]. Wytrzymałość ustalono na próbkach betonu asfaltowego drobnoziarnistego o strukturze zamkniętej z małą zawartością frakcji grysowej zaprojektowanych zgodnie z normą PN-74/S-96022 [10]. Mieszaną mineralną, której krzywa przesiewu mieściła się w polu ograniczonym krzywymi granicznymi do drobnoziarnistego betonu asfaltowego, zestawiono wyłącznie z zastosowaniem materiałów miejscowych. Użyte do badań kruszywa odpowiadały wymaganiom normy BN-74/6774-01 [11].



Rys.2. Krzywa uzziarnienia mieszanki mineralno-asfaltowej dla betonu asfaltowego drobnoziarnistego
 1 - krzywe graniczne, 2 - krzywa projektowana

Ilość asfaltu obliczono na podstawie przepisów normy [9], tzn. do boru ilości asfaltu według zasady wypełnienia wolnej przestrzeni w mieszance mineralnej oraz powierzchni właściwej kruszywa i złożonego współczynnika zawartości lepiszcza. Dodatkowo posłużono się też metodą wskaźników doświadczalnych według BN-74/8934-04 [12]. Ustaloną wyżej wymianionymi metodami potrzebną ilość asfaltu uśredniono oraz porównano z wynikami badań wytrzymałości próbek ze zmienną zawartości asfaltu, stopniowaną co 0,3%, w zakresie 6,3-7,5% wagowo w stosunku do ciężaru mieszanek mineralno - asfaltowych.

W tabeli 2 podano dane dotyczące badanych kompozycji w układzie: kruszywo - mączka wapienna - wapno posodowe oraz wyniki badań wytrzymałości próbek, a na rys. 2 przebieg krzywej uziarnienia poszczególnych mieszanek. Pozostałe wyniki badań pozanormowych przedstawiono w tabeli 3 i na rysunkach 3 i 4.

Tabela 2

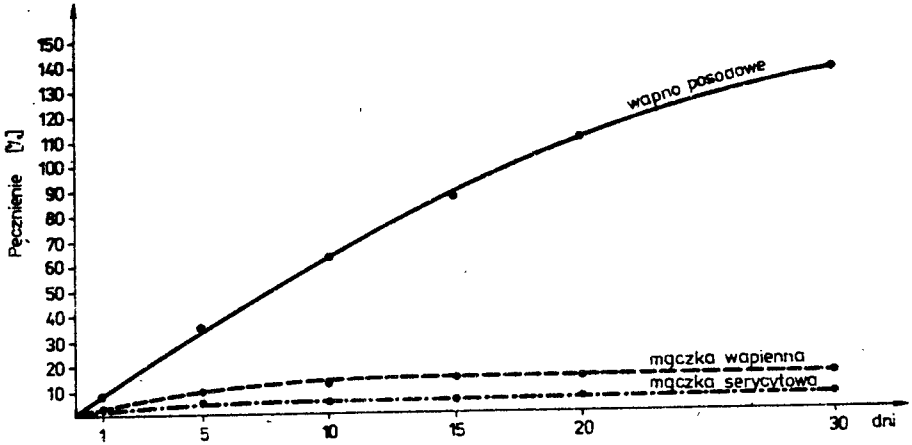
Skład badanych mieszanek mineralno-asfaltowych oraz wytrzymałości próbek

Wyszczególnienie	Skład mieszanek				
	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅
Skład mieszanki, wagowo, [%]					
- grys wapienny 2 - 8 mm,	49,55	49,46	49,36	49,26	49,17
- pospółka 0-8 mm,	32,72	32,66	32,60	32,53	32,47
- mączka wapienna,	11,22	8,44	5,59	2,79	-
- wapno posodowe,	-	2,80	5,59	8,37	11,13
- asfalt D 70	6,51	6,68	6,86	7,05	7,23
Uziarnienie mieszanek, wagowo [%]					
- ziarna frakcji 2,0-8,0 mm,	55,5	55,5	55,5	55,5	55,5
- ziarna frakcji 0,0750-2,0mm	34,4	34,1	33,7	33,4	33,1
- ziarna mniejsze od 0,0750mm	10,1	10,4	10,8	11,1	11,4
Wytrzymałości próbek na ściskanie proste [MPa]	3,3	3,7	3,7	3,2	3,0

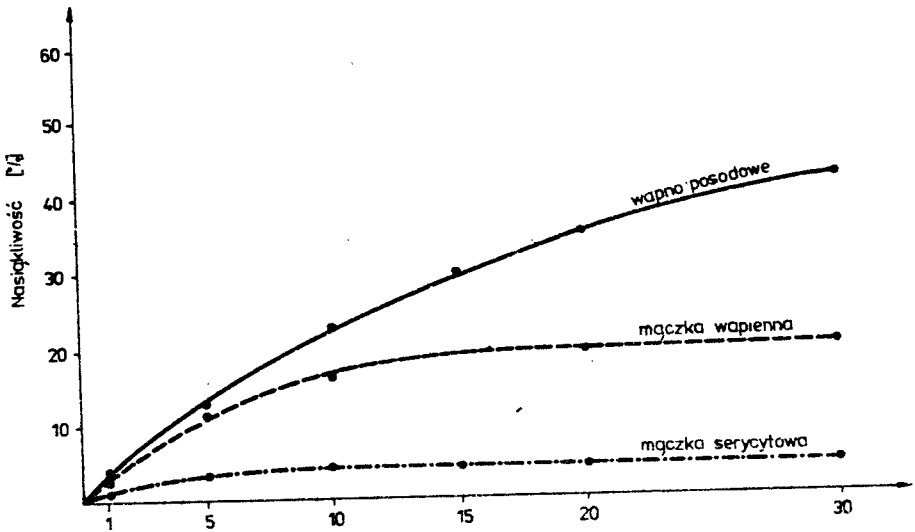
Tabela 3

Wyniki badań porównawczych wypełniaczy

Właściwości wypełniaczy	Jednostka	Mączka wapienna	Mączka serycytowa	Wapno posodowe
Gęstość	Mg/m ³	2,75	2,87	2,34
Gęstość pozorna	Mg/m ³	1,78	1,73	1,42
Wskaźnik chłonności	%	18,9	18,8	25,8
Nasiąkliwość wypełniacza bitumowanego	%	19,68	4,51	42,23
Pęcznienie wypełniacza bitumowanego	%	15,85	4,79	136,65
Ciągliwość mastyksu	cm	41,0	29,0	40,0



Rys.3. Pęcznienie próbek wypełniaczy bitumicznych w zależności od czasu przechowywania w wodzie



Rys.4. Nasiąkliwość próbek wypełniaczy bitumicznych w zależności od czasu przechowywania w wodzie

c.d.tabeli 3

Współczynnik hydrofilności	-	0,71	0,84	0,81
Współczynnik porowatości	%	35,3	39,7	39,3

5. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

5.1. Analiza wyników badań normowych

Przesiew przez sito nr 200 /wymiar boku oczka kwadratowego 0,075mm/ wynosi 88,0% i odpowiada wymaganiom normy /tj. 80%/ . Należy zwrócić uwagę na to, że przesiew ten dla wypełniacza podstawowego /mączki piechcińskiej/ i wypełniacza zastępczego /mączki serycytowej/, użytych w badaniach dla celów porównawczych, wynosi odpowiednio: 80,4% i 51,9%.

Wilgotność wypełniacza podstawowego i zastępczego, wynoszą 0,20 i 0,40% , spełnia wymagania normowe, określone jako wielkość do 3%. Natomiast wilgotność wapna posodowego, uwarunkowana jego pochodzeniem oraz składowaniem i wynosząca 6-8%, znacznie przekracza wymagania właściwej normy.

Współczynniki emulgacji, wynoszące dla mączki wapiennej 0,33 dla mączki serycytowej 0,36 i dla wapna posodowego 0,36 są do siebie zbliżone, nie przekraczając jednocześnie wartości normalnej - 0,40.

Powierzchnia właściwa odpowiada wymaganiom normy [5], tj. 2500-4000 cm² /g/, gdyż dla badanych wypełniaczy określono ją: dla mączki wapiennej - 3820 cm²/g, mączki serycytowej - 3470 cm²/g i dla wapna posodowego - 6650 cm²/g.

Zawartość cząsteczek o średnicy zastępczej do 0,05 mm w stosunku do zawartości cząsteczek spełnia wymagania normy / > 50/, gdyż wynosi odpowiednio 85,8; 69,5; 90,8%.

5.2. Analiza wyników badań pozanormowych

Jak wynika z tabeli 2, wytrzymałości na ściskanie proste próbek betonu asfaltowego, wykonanych wyłącznie z zastosowaniem piechcińskiej mączki wapiennej bądź wapna posodowego w ilości 11,22% i 11,13% w stosunku do mas mieszanek mineralno - asfaltowych, co odpowiada 10% w stosunku wagowym do ciężarów mieszanek mineralnych, można ocenić według normy [9] jako dobre i średnie. Wytrzymałości te wynoszą bowiem odpowiednio 3,3 i 3,0 MPa, wobec wymagania 3, 1 i 2,5 MPa. Najwyższe wytrzymałości osiągnięto przy dodatkach 8,44 + 2,80 oraz 5,59 + 5,59 w stosunku do mas mieszanek mineralno - asfaltowych /7,5 + 2,5 oraz 5,0 + 5% w stosunku do mas mieszanek mineralnych/.

Analizując niektóre wyniki badań przedstawionych w tabeli 3, przyjęto jako kryteria dane zamieszczone w pozycjach literatury oznaczonych cyframi 2 i 3.

Gęstość oraz gęstość pozorną wapna posodowego /2,34 i 1,42 Mg/m³/ są istotnie mniejsze od gęstości wypełniaczy podstawowych /mączka wapienna "Krzyszowice": 2,72 i 1,89 Mg/m³, mączka wapienna "Sitkówka": 2,70 i 1,81 Mg/m³ oraz mączki wapienne "Piechcin" i mączki serycytowej: 2,75 i 1,78 oraz 2,87 i 1,73 Mg/m³/. Według [7] mniejsze lub zbliżone wartości do wapna posodowego charakteryzują następujące wypełniacze: popiół lotny z elektrowni "Żerań" /2,20 i 1,28 Mg/m³/ oraz wapno hydratyzowane /2,36 i 1,33 Mg/m³/.

Wskaźniki chłonności asfaltu dla mączek "Krzyszowice", "Sitkówka", "Piechcin" i serycytowej wynoszą: 13,3, 14,8, 18,9, 28,8% a dla wapna posodowego 25,8%. Według 2,3 wyższe wskaźniki chłonności posiadają wypełniacze zastępcze takie jak: popiół lotny z elektrowni "Konin" - 32,6%, wapno hydratyzowane - 43,1% i wiele innych.

Nasiąkliwość wypełniacza bitumowego - wapna posodowego - jest w porównaniu z nasiąkliwością badanych wypełniaczy większa /25,8% wobec 18,9 i 18,8%/, a w odniesieniu do nasiąkliwości niektórych wypełniaczy opisanych w książkach [2,3], bardzo duża.

Ciągliwość mastyksu - wapno posodowe: asfalt - jest zbliżona do ciągliwości badanych wypełniaczy porównawczych, jak również do ciągliwości większości wypełniaczy scharakteryzowanych w podręczniku [3].

Pęcznienie mastyksu - wapno posodowe: asfalt - jest bardzo duże, gdyż wynosi 136,65%. Mastyks sporządzony z zastosowaniem piechcińskiej mączki wapiennej wykazuje pęcznienie wartości 15,85%, a z mączką serycytową - 4,51%. Spośród opisanych wypełniaczy w książce [3], największe pęcznienie wykazuje mastyks sporządzony na bazie popiołu lotnego z elektrowni "Konin", które wynosi 67,46%.

Współczynniki hydrofilności i porowatości według [4] wapna posodowego oraz mączki wapiennej i serycytowej nie wiele różnią się od siebie.

6. WNIOSKI

W oparciu o przeprowadzone badania oraz analizę wyników tych badań można sformułować następujące wnioski:

- a/ w przypadku zastosowania wapna posodowego jako wypełniacza mieszanek mineralno - asfaltowych należy przyjmować kryteria jego stosowalności jak dla wypełniaczy zastępczych,
- b/ wskazane jest stosowanie dodatku wapna posodowego do wypełniacza podstawowego w stosunku wagowym 1:1,
- c/ znaczna wartość pęcznienia mastyksu asfalt: wapno posodowe wskazuje na istnienie w odpadzie posodowym składników skłonnych do zwiększania swojej objętości w obecności wody. Zjawisko to wymaga oddzielnych badań, na podstawie których możliwe byłoby

wyciągnięcie wniosku co do przydatności wapna posodowego do mieszanek mineralno-bitumicznych wytwarzanych i wbudowywanych metodą "na mokro".

LITERATURA

- [1] Napierała R.: Wapno posodowe jako środek zwiększający przyczepność asfaltu do kruszywa mineralnego. Zeszyty Naukowe ATR 1983
- [2] Luszewski S.: Nawierzchnie bitumiczne. WKŁ, Warszawa 1968
- [3] Luszewski S., Wojdanowicz S.: Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne WKŁ, Warszawa 1977
- [4] Rosset A.: Talk jako wypełniacz zastępczy do mas bitumicznych /opracowanie według artykułu V.Takačowej zamieszczonego w czeskim czasopiśmie "Inżynierskie Stabvy" nr 8/1965/. Nowości w Technice Drogowej. Zeszyt nr. 30, Warszawa 1966
- [5] Norma PN-61/S-96504. Drogi samochodowe. Wypełniacz kamienny do mas bitumicznych.
- [6] Norma PN-75/B-04481. Grunty budowlane. Badania laboratoryjne.
- [7] Norma PN-62/S-04010. Drogi samochodowe. Oznaczenie wskaźnika emulgacji wypełniacza mineralnego i materiałów kamiennych.
- [8] Norma PN-56/B-04304. Cement. Oznakowanie powierzchni właściwej metodą Blaine'a.
- [9] Norma BN-73/6771-03. Drogi samochodowe. Projektowanie mas betonu asfaltowego.
- [10] Norma PN-74/S-96022. Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie z betonu asfaltowego.
- [11] Norma BN-74/6774-01. Kruszywo łamane do nawierzchni drogowych i kolejowych.
- [12] Norma BN-74/8934-06. Drogi samochodowe. Nawierzchnie z bitumicznych mas otaczanych na gorąco.

CAUSTIC SODA AS FILLER OF MINERAL-BITUMEN MIX WITH CRUSHED
LIMESTONE APPLICATION

Summary

The paper gives results of caustic soda laboratory examination regarding its application as a filler of mineral-asphaltic mixes with the basis assumption that mineral aggregate comes from lime rock.

Additionally, the paper presents an analysis of the results of caustic soda examination as compared with main and substitute fillers according to valid standards.

There is also included an analysis of complementary examination results.

ПОКАУСТИЧЕСКИЙ ОТБРОС КАК ЗАПОЛНИТЕЛЬ МИНЕРАЛЬНО-БИТУМНЫХ СМЕСЕЙ С
ПРИМЕНЕНИЕМ ИЗВЕСТКОВОЙ КРОШКИ

Резюме

В статье представлены результаты лабораторных исследований покаустических отбросов как заполнителя минерально-битумных смесей исходя из того, что известковая крошка получена из известковой породы.

Кроме того статья содержит анализ результатов исследований покаустического отброса по сравнению с основным заполнителем и заменителем согласно требованиям обязывающих норм.

Дополнительно представлены результаты и анализ их дополнительных исследований.

Romuald Napierała

PRODUKCJA ŁAMANEGO KRUSZYWA DROGOWEGO Z MIEJSCOWEGO SUROWCA SKALNEGO

W artykule przedstawiono charakterystykę geologiczną piecniń - skiego złoża wapiennego, stanowiącego dla DODP w Bydgoszczy miejscowy surowiec skalny do produkcji łamanego kruszywa drogowego.

Ponadto opisano i przeanalizowano wyniki badań dotyczące wydajności maszyn kruszących w zależności od szerokości szczeliny wylotowej, pobór mocy silników napędowych oraz własności produktu, tj. rozdrobnionej skały wapiennej.

1. WSTĘP

Materiały XVI Światowego Kongresu Drogowego /16-19 września, Wiedeń 1979 r./ oraz dyskusje na sesjach roboczych dały podstawę do sformułowania wstępnych wniosków, które ilustrują aktualne tendencje w światowej technice drogowej [1].

Wnioski te można ująć następująco:

"W zakresie materiałów do budowy i utrzymania dróg obserwuje się bardzo silny trend, wynikający z dążenia do obniżki kosztów /głównie transportowych/, do maksymalnego wykorzystania posiadanych materiałów miejscowych, poddanych odpowiedniemu ulepszeniu".

W niniejszym artykule przedstawiono rozwiązanie tego zagadnienia pod względem techniczno-organizacyjnym na terenie działania DODP w Bydgoszczy, przy czym ograniczono się jedynie do omówienia produkcji kruszywa łamanego z miejscowego wapienia piecnińskiego.

Wytwórnię grysów wapiennych w oparciu o bazę odpadowej skały zsyli - fikowanej uruchomiono w 1971 r [2]. Zakładano wówczas, że produkcja roczna grysów frakcji 0/8, 8/16, 16/25 oraz klinca 0/16 mm osiągnie - po pełnej rozbudowie wytwórni - poziom rzędu 65 tys. ton.

Przedstawiono poniżej dane dotyczące obecnego stanu - po kilkunastoletnim okresie - działania wytwórni, kiedy jej zdolność produkcyjna waha się w granicach 200 tys. ton rocznie.

2. CHARAKTERYSTYKA GEOLOGICZNA ZŁOŻA

Złoże wapieni jurajskich należy do wypiętrzenia wału kujawsko - pomorskiego, który ciągnie się od Gór Świętokrzyskich w kierunku północno-

zachodnim przez Pakość - Piechcin - Bielawy - Wilkowo-Wapienno w kierunku do Barcina i dalej Szczecin - Kołobrzeg. Są to wapienie jasno-szare, posiadające gniazda kalcytu. Partie sylikifikowane wykazują dużą twardość. Wkładki te występują w górnej partii złoże i sięgają do głębokości 15 m. Dolomityzacja w złoże jest raczej minimalna i związana z wapieniami starszymi.

Eksplloatowane wapienie charakteryzują się dużą szczelinowatością tak pod względem stratygraficznym jak i pod względem własności petrograficznych. Na podstawie zestawienia profili litologicznych ścian kopalni można wydzielić trzy różne grupy wapieni i margli. Występują tu wapienie i margle perlityczne, wapienie i margle gąbkowe oraz wapienie detrytyczne. Wapienie występujące w złoże charakteryzują się następującymi własnościami:

a/ własności fizyczne:

- gęstość - 2,67 Mg/m³,
- trwałość w skali Mohsa - 3,0,
- wytrzymałość na ściskanie - 65,0 MPa,
- ścieralność w bębnie De
vala - 7,45 %.

b/ własności chemiczne:

- węglan wapnia CaCO₃ - 85 - 93%,
- dwutlenek krzemu SiO₂ - 2 - 12%,
- dwutlenek magnezu MgCO₃ - 1 - 7%.

W złoże wydzielono trzy gatunki wapieni:

- gatunek I - zawartość CaO - 50% i max 5% SiO
- gatunek II - zawartość CaO - 45% i max 5,8 MgO
- gatunek III - zawartość CaO - 45 %

W zależności od składu chemicznego wydobywany w kopalni Piechcin wapień używany jest m.in. w przemyśle chemicznym /do produkcji sody/, budowlanym /wapno budowlane/, do produkcji wapna rolniczego oraz jako materiał do budowy dróg.

Materiały geologiczne uzyskane z wierceń oraz zestawione przekroje geologiczne dostarczają dowodów na to, że badany teren do głębokości około 150 m budują utwory:

- jury brunatnej /dogger/,
- jury białej /malm/,
- czwartorzęd.

Wyrobiskami górniczymi odsłonięte są wapienie malmu w miejscowościach: Piechcin, Bielawy, Wapienno. Ściany wyrobisk wykazują dobrze rozwinięty system szczelin i spękań tektonicznych.

3. SPOSÓB EKSPLOATACJI ZŁOŻA "PIECHCIN"

Wapień jurajski w kopalni "Piechcin" eksploatowany jest systemem ścianowym na dwóch frontach: wschodnim i zachodnim. Eksploatacja na froncie wschodnim prowadzona jest jednym poziomem o wysokości ściany 49 m, a

na ścianie północno-wschodniej dwoma poziomami.

I - 12 m i II - 33 m.

Posuwający się front eksploatacyjny zmusza do osłaniania coraz to nowych partii złoża z utworów czwartorzędowych, stanowiących nadkład. Nadkład ten, licząc od góry, stanowią: warstwa gleby, gleby piaszczyste z glazami, oraz miejscami warstwa czystych piasków. Grubość nadkładu jest bardzo zmienna i waha się w granicach od 4 do 29 m. Utwory czwartorzędowe zdejmowane są spycharką typu T - 100 i wywożone na haładę.

Wyprzedzenie ściany nadkładu w stosunku do górnej krawędzi ściany wyrobiska poziomu I wynosi nie mniej niż 15 m. Na odsłoniętym złożu ustawione są aparaty wiertnicze do wiercenia otworów strzałowych. Do wiercenia otworów używa się aparatów wiertniczych produkcji niemieckiej firmy Salzgitter i produkcji polskiej typu WOH - 75B. Otwory wiertnicze wykonywane są równoległe do nachylenia ściany. Urabianie skały /strzelanie podstawowe/ i rozdrabnianie brył nadwymiarowych wykonywane jest za pomocą materiałów wybuchowych. Po odstrzale urobek załadowywany jest na samochody technologiczne samowyladowcze produkcji CSRS "Tatra" 200 o nośności 12 i 20 ton za pomocą koparek elektrycznych produkcji CSRS typu E-301 i E-302, o pojemności łyżki 2,5 i 3,0 m³.

4. UWAGI OGÓLNE O ROZDRABNIANIU MATERIAŁÓW KAMIENNYCH [4,5]

Rozdrabnianie należy do operacji przerobczych, mających na celu zmniejszenie wielkości brył urobku pochodzącego z odstrzału skały litej. Najczęściej samo urabianie związane jest z rozdrabnianiem skały do takiego stanu, że nadaje się ona do transportu samochodami technologicznymi. Samo rozdrabnianie należy do najbardziej pracochłonnych i kosztownych operacji przerobczych skały. Przyczyną tego są m.in.: duża wytrzymałość okruchów skalnych, opory tarcia w kruszarkach, tarcie ziaren skały o siebie i o części kruszarki. Działania, których wynikiem jest rozdrobnienie okruchów skalnych w kruszarce mają charakter bardzo złożony. Z jednej strony występują tu siły będące wynikiem nacisku lub uderów części drobiących kruszarki i powodujących zgniatanie, łamanie, ściskanie lub ścieranie ziaren materiału rozdrabnianego, z drugiej zaś niejednorodność materiału skalnego. Większa pracochłonność rozdrabniania skał o dużej wytrzymałości w stosunku do skał o wytrzymałości mniejszej, rekompensuje się lepszymi parametrami technicznymi produktów pochodzących z obróbki skały o większej wytrzymałości na ściskanie.

Zależnością zużycia energii do rozdrabniania ziaren skalnych oraz stopniem ich rozdrobnienia zajmowało się wielu teoretyków. Z szregu teorii wysunęły się na czoło dwie, znane pod nazwami: powierzchniowej i objętościowej teorii rozdrabniania. Są to:

- teoria powierzchniowa Rittingera, która mówi, że:
 - praca użyta na rozdrabnianie ziaren jest proporcjonalna do przyrostu powierzchni ziaren przełomu powstałych wskutek rozdrobnienia,

- teoria objętościowa Kicka oparta jest na założeniu, że praca zużyta na deformację sprężystą ciał podobnych i w jednakowych warunkach jest proporcjonalna do objętości tych ciał.

Te klasyczne hipotezy były tworzone bez oparcia o analizę procesów rozdrabniania. Natomiast nowoczesna mechaniczna teoria tych procesów powstaje obecnie. Dlatego też praktyczne metody i wzory obliczeniowe z zakresu maszyn rozdrabniających mają charakter empiryczny albo oparte są na założeniach upraszczających. Stąd też wzory te stosowane są tylko do niektórych typowych przypadków.

5. BADANIA NAD ROZDRABNIANIEM SKAŁY WAPIENNEJ

5.1. Uwagi ogólne

Badania przeprowadzone na agregacie kruszącym produkcji PZBM "Makrum" w Bydgoszczy, w skład którego wchodziły dwie maszyny wiodące: kruszarka szczękowa typu 4015 oraz granulator stożkowy typu 4086.

Badaniami objęto:

- określenie wydajności kruszarek w zależności od wielkości szczeliny wylotowej,
- pobór mocy silników napędowych,
- własności produktu, tj. rozdrobnionej skały wapiennej.

Badany materiał był podawany do maszyn kruszących przenośnikiem stalowym - czołowym, a po rozdrobnieniu odbierany przenośnikiem taśmowym typu PTP - 650.

Surowcem stanowiącym nadawę była skała wapienna o następujących własnościach:

- gęstość $2,60 \text{ Mg/m}^3$
- wytrzymałość na ściskanie 136 MPa
- wilgotność 3 - 5 %

5.2. Wyniki badań pracy kruszarek

Charakterystykę techniczno-technologiczną kruszarek podano w tabeli 1, a wyniki badań ich pracy w tabelach 2 i 3

Tabela 1

Charakterystyka techniczno-technologiczna badanych maszyn kruszących wg DTR

Wyszczególnienie parametrów	Wielkości dla	
	Kruszarki 4015	Granulatora 4086
Zakres regulacji szczeliny wylotowej, mm	50 - 100	3 - 12
Maksymalny wymiar nadawy, mm	350 - 550	50
Typ silnika elektrycznego	SZUe- 96	SZUe- 96a
Moc silnika, kW	40	55

Tabela 2

Wyniki badań kruszarki typu 4015

Wyszczególnienie		Jednos- tki	Wielkości		
Szerokość szczeliny wylotowej		mm	50	80	100
Granulacja nadawy		mm	0-350	0-350	0-350
Wydajność		m ³ /h	17,1	27,6	31,4
		Mg/h	28,7	46,3	52,8
Stopień rozdrobnienia		-	7,0	4,4	3,5
Moc pobierana przez silnik przy	rozruchu	kW	-	138,0	-
	pracy luzem	kW	-	8,0	-
	pracy pod obciążeniem	kW	18,0	18,0	24,4
Obciążenie silnika przy	rozruchu	-	-	3,45	-
	pracy luzem	-	-	0,15	-
	pracy pod obciążeniem	-	-	0,47	-
Jednostkowe zużycie energii		kWh/m ³	1,1	0,65	0,77
		kWh/Mg	0,6	0,38	0,46

Tabela 3

Wyniki badań granulatora typu 4086

Wyszczególnienie		Jednos- tki	Wielkości		
Szerokość szczeliny wylotowej		mm	4	8	12
Granulacja nadawy		mm	0 - 50	0 - 50	0-50
Wydajność		m ³ /h	5,8	12,8	20,8
		Mg/h	9,8	21,0	35,0
Stopień rozdrobnienia		-	8,95	5,30	3,75
Moc pobierana przez silnik przy	rozruch	kW	-	53	-
	pracy luzem	kW	-	8,6	-
	pracy pod obciążeniem	kW	56	46	38
Obciążenie silnika przy	rozruchu	-	-	0,96	-
	pracy luzem	-	-	0,16	-
	pracy pod obciążeniem	-	1,2	0,84	0,69
Jednostkowe zużycie energii		kWh/m ³	1,21	0,69	0,48
		kWh/Mg	0,72	0,41	0,29

5.3. Wyniki badań produktu

W zamieszczonych poniżej tabelach podano wyniki badań laboratoryjnych produktów powstających w procesie rozdrabniania okruszków piechcińskiej skały wapiennej.

Tabela 4

Wyniki badań niesortu wapiennego 0/8

Wyszczególnienie		Jednostka	Wielkość
Gęstość		Mg/m ³	2,64
Gęstość nasypowa w stanie luźnym		Mg/m ³	1,47
Gęstość nasypowa w stanie zagęszczonym		Mg/m ³	1,70
Objętość wolnych przestrzeni		%	35,3
Zawartość ziaren wydłużonych		%	6,2
Analiza sitowa			
Fracje [mm]		Pozostaje na	Przechodzi
Pozostaje	Przechodzi	Ciężar [%]	przez Suma [%]
0,000	0,074	6,0	6,0
0,074	0,149	3,4	9,4
0,149	0,177	3,2	12,6
0,177	0,297	4,2	16,8
0,297	0,420	4,0	20,8
0,420	0,840	10,4	31,2
0,840	2	21,4	52,6
2	4	22,4	75,0
4	10	25,0	100,0

Tabela 5

Wyniki badań gysu wapiennego 8/16

Wyszczególnienie	Jednostka	Wielkość
Gęstość	Mg/m ³	2,64
Gęstość nasypowa w stanie luźnym	Mg/m ³	1,13
Gęstość nasypowa w stanie zagęszczonym	Mg/m ³	1,40
Objętość wolnych przestrzeni	%	44,5
Zawartość ziaren wydłużonych	%	4,5
Nasiąkliwość	%	1,25
Sćieralność w bębnie L.A.		
- po 100 obrotach	%	3,0
- po 500 obrotach	%	11,1

c.d.tabeli 5

Analiza sitowa		Pozostaje na Ciężar [%]	Przechodzi przez Suma [%]
Frakcja	mm		
Pozostaje	Przechodzi		
2	4	-	-
4	10	1,4	1,4
10	16	63,3	64,7
16	20	35,3	100,0

Tabela 6

Wyniki badań grysu wapiennego 16/25

Wyszczególnienie	Jednostka	Wielkość	
Gęstość	Mg/m ³	2,62	
Gęstość nasypowa w stanie luźnym	Mg/m ³	1,12	
Gęstość nasypowa w stanie zagęszczonym	Mg/m ³	1,45	
Objętość wolnych przestrzeni	%	44,7	
Zawartość ziaren wydłużonych i płaskich	%	17,9	
Nasiąkliwość	%	1,95	
Sfieralność w bębnie L.A.			
- po 100 obrotach	%	9,4	
- po 500 obrotach	%	34,2	
Analiza sitowa			
Frakcja	mm	Pozostaje na Ciężar [%]	Przechodzi przez Suma [%]
Pozostaje	Przechodzi		
4	10	-	-
10	16	6,9	6,9
16	20	59,2	66,1
16	31	33,9	100,0

5.4. Analiza wyników badań

W oparciu o przeprowadzone badania, przyjmując jako kryterium oceny wymagania normy PN-74/6774-02 [3], ewentualnie z małymi odchyleniami, można stwierdzić, że:

1. Niesort wapienny 0/8/wg/w/w normy do niesortu zalicza się kruszywo o granulacji 0 - 16 mm/ odpowiada wymaganiom, podobnie jak:
 - grysu wapiennego 8/16,
 - grysu wapiennego 16/25.

2. Pobór mocy silników napędowych kruszarki rośnie wraz ze wzrostem wydajności kruszarki.
3. Pobór mocy silników napędowych granulatora maleje wraz ze wzrostem szczeliny wylotowej.
4. Stopień rozdrobnienia, rozumiany jako stosunek wymiarów nadawy do wymiarów produktu, maleje wraz ze wzrostem wymiarów szczeliny wylotowej.
5. Jednostkowe zużycie energii jest większe przy produkcji kruszywa o mniejszej granulacji.

6. ZAKOŃCZENIE

Reasumując, można stwierdzić, że łamane kruszywo, pochodzące z miejscowych dla DODP w Bydgoszczy - wapieni piechcińskich, może spełniać rolę kruszywa dla mieszanek mineralno-bitumicznych. Mieszanki te, ze względu na stosunkowo niską wytrzymałość skały wapiennej, należy w budowywać w nawierzchnię dróg o małym obciążeniu ruchu, jeśli chodzi o warstwy ściernicze nawierzchni drogowych.

Natomiast w przypadku warstw wyrównawczych i wiążących, kruszywo można stosować również dla dróg o większym obciążeniu ruchem.

LITERATURA

- [1] Biuletyn Informacyjny. BOINTE. Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Warszawa, Nr 6/1979
- [2] Janowiak N., Tomczak A.: Produkcja kruszyw z materiałów miejscowych. Drogownictwo Nr 6/72
- [3] Norma branżowa BN-74/6774-02. Kruszywo kamienne łamane do nawierzchni drogowych i kolejowych
- [4] Praca zbiorowa: Maszyny do prac inżyniersko-budowlanych MON, Warszawa 1962
- [5] Sobolewski S.: Kruszarki. Katowice, 1957

PRODUCTION OF CRUSHED AGGREGATE FROM LOCAL ROCK MATERIAL

Summary

The paper presents a geological characterization of the Piechcin limestone deposit which is a raw material for production of the crushed aggregate for the Bydgoszcz DOKP.

Additionally, there are described and analysed examination results including crushing mills output depending on a width of the exhaust port, driving motors power consumption as well the properties of the product, i.e. crushed limestone.

ПРОИЗВОДСТВО КОМПАКТНОГО СРОЖНОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ИЗ МЕСТНОЙ ГОРНОЙ ПОРОДЫ

Резюме

В статье представлена геологическая характеристика лехинских известковых залежей Челябинска для домостроительного комбината в выработке местным сырьем для производства раздробленной дорожной породы.

Кроме того представлены и проанализированы результаты исследований касающиеся производительности дробилок в зависимости от ширины выпускного отверстия, расхода мощности приводных двигателей, а также свойства продукта т.е. раздробленной известковой породы.

Maciej Kordian Kumor
Zbigniew Ciesielski

USZKODZENIE OBIEKTU MIESZKALNEGO W BYDGOSZCZY POSADOWIONEGO
NA PODŁOŻU EKSPANSYWNYM

W artykule przedstawiono typowe i niektóre szczególne czynniki będące przyczyną awarii budynków mieszkalnych posadowionych na ile plicieńskim w dzielnicy Bielawy w Bydgoszczy. Zwrócono uwagę na brak prostych do stosowania w praktyce zależności, pozwalających na ilościowy opis właściwości podłoża gruntowego pod wpływem zmian wilgotności i czynników atmosferycznych.

1. WSTĘP

Do chwili obecnej w Bydgoszczy odnotowano kilkadziesiąt przypadków awarii i uszkodzeń budynków położonych w dzielnicy Bielawy. Większość obszarów tej dzielnicy zabudowana jest domkami jedno - lub kilkurodzinnymi, zbudowanymi przeważnie w latach dwudziestych i trzydziestych. Awarii ulegają budynki nie tylko stare, ale również i wznoszone obecnie [4,5]. W ostatnim okresie ilość awarii znacznie zwiększyła się.

Podstawową przyczyną uszkodzeń w świetle przeprowadzonych dotychczas ekspertyz i badań [3,5,6,9], są najogólniej biorąc właściwości podłoża budowlanego. Wszystkie budynki, które uległy awarii posadowione są na łożach plicieńskich /poznzańskich/ charakteryzujących się właściwościami ekspansywnymi. Dodatkowym czynnikiem niekorzystnie wpływającym na właściwości mechaniczne podłoża w Bydgoszczy są zaburzenia glicitektoniczne łoża plicieńskiego.

Podobne problemy występują także w innych regionach Polski i krajach, jak: Kanada, USA itd. [8].

Dotychczasowe badania i doświadczenia z terenu miasta Bydgoszczy wskazują, że budynki posadowione bezpośrednio na łożach plicieńskich i przekazujące na podłoże naprężenia jednostkowe mniejsze od 200 kPa ulegają deformacjom po pewnym czasie. Czas początku awarii jest zależny i związany w głównej mierze z czynnikami klimatycznymi. Charakterystycznym jest to, że po zmianie warunków wilgotnościowych otoczenia /opady deszczu o przeciętnym natężeniu przez okres kilku dni/ podłoże plicieńskie wykazuje pęcznienie. Również zmianie ulegają parametry geotechniczne podłoża. Prowadzi to często do dodatkowego nierównomiernego osiadania kon-

strukcji, bądź jej podnoszenia, co w konsekwencji powoduje awarie.

Na zmiany parametrów geotechnicznych podłoża pliczeńskiego w Bydgoszczy ma wpływ wiele czynników, między innymi [2,5,9] :

- skład mineralny iłu pliczeńskiego,
- system spękań powstałych w ile na skutek zaburzeń głacicitektonicznych,
- naturalne stosunki wilgotnościowe i mikroklimat oraz możliwości ich zmian w czasie /opady atmosferyczne, temperatura, nasłonecznienie, niedosyt wilgotności itp./,
- inne, zaburzające stan wilgotnościowy podłoża np. działalność człowieka, charakter roślinności itp./.

O deformacji podłoża budowlanego, jak wykazują doświadczenia, decyduje nie tylko proces pęcznienia iłu, ale i w znacznym stopniu osiadanie pokonsolidacyjne. Osiadanie wywołane jest skurczem iłu w wyniku jego przesychnania. Uwarunkowany on jest przede wszystkim procesami fizyko-chemicznymi zachodzącymi w podłożu. Przesychanie iłu powoduje objętościowe kurczenie się masy gruntowej. Wielkość zmian objętościowych iłu będzie również zależna od położenia pod fundamentem. W trakcie przesychnania opór jednostkowy podłoża wzrasta, lecz fundament mimo to osiada, bowiem przyczyną osiadania jest nierównomierny skurcz objętościowy gruntu.

Wyprowadzone na podstawie dotychczasowych obserwacji i doświadczeń wnioski oraz uogólnienia nad przyczynami uszkodzeń budynków nie wyczerpują w pełni tego zagadnienia. Okazuje się bowiem, że lokalne warunki posiadawienia, otoczenie oraz sposób eksploatacji budynku mają istotny, a często wręcz decydujący wpływ na powstanie i rozwój stanu awaryjnego.

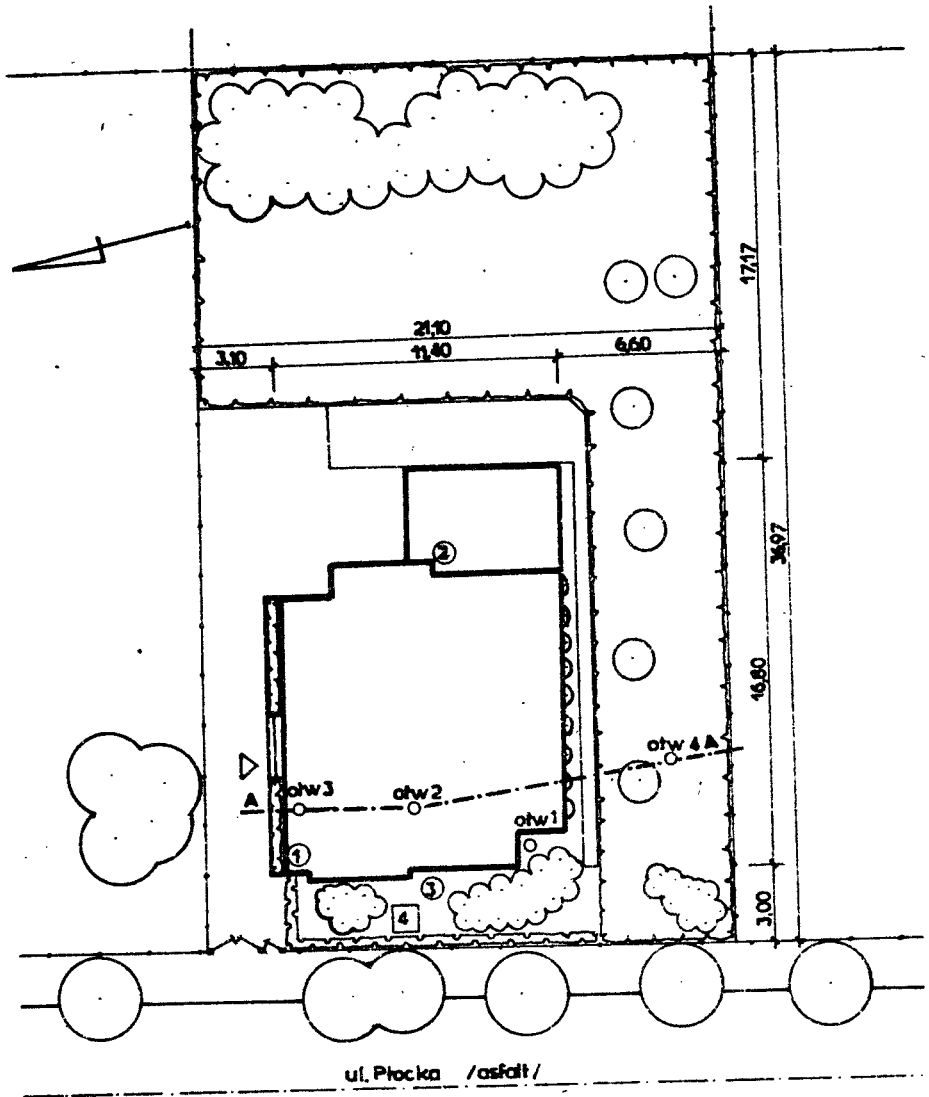
W artykule przedstawiono przypadek awarii budynku mieszkalnego w Bydgoszczy, spowodowanej wystąpieniem /prawie wszystkich typowych, oraz niektórych szczególnych/ błędów i niedokładności w fazie projektowania, wykonawstwa i eksploatacji obiektu posadowionego na ile pliczeńskim w tym regionie.

2. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANA ORAZ OBRAZ USZKODZEŃ BUDYNKU

2.1. Opis konstrukcyjno-budowlany

Budynek wybudowano na początku lat trzydziestych XX wieku jako konstrukcję wykonaną całkowicie z cegły. Wymiary w planie wynoszą 16,20 x 11,40 m/rys.1/. Budynek ma dwie kondygnacje oraz całkowite podpiwniczenie. Ściany wykonane są z cegły ceramicznej pełnej; zewnętrzne grubości 45 cm, wewnętrzne zaś - 25 cm. Strop nad piwnicą w postaci sklepienia typu odcinkowego opartego na rozstawionych dwuteownikach. Strop nad parterem drewniany zwykły. Belki stropowe nie są kotwione. Brak jest również wieńców. Dach dwuspadowy, kryty dachówką. Konstrukcję nośną dachu stanowi więźba dachowa z wiązaniami płatwiowo-kleszczowymi.

Fundamenty budynku stanowią ławy ceglane szerokości 120 cm / ściany zewnętrzne/ oraz 85 cm /ściany wewnętrzne/. Poziom posadowienia wynosi



1. Budynek mieszkalny
 2. Garaż
 3. Studzienka gazowa
 4. Studzienka wod-kan.
- A-A przekrój pionowy fundamentów

Rys.1. Plan sytuacyjny

średnio 1,5 m poniżej powierzchni terenu.

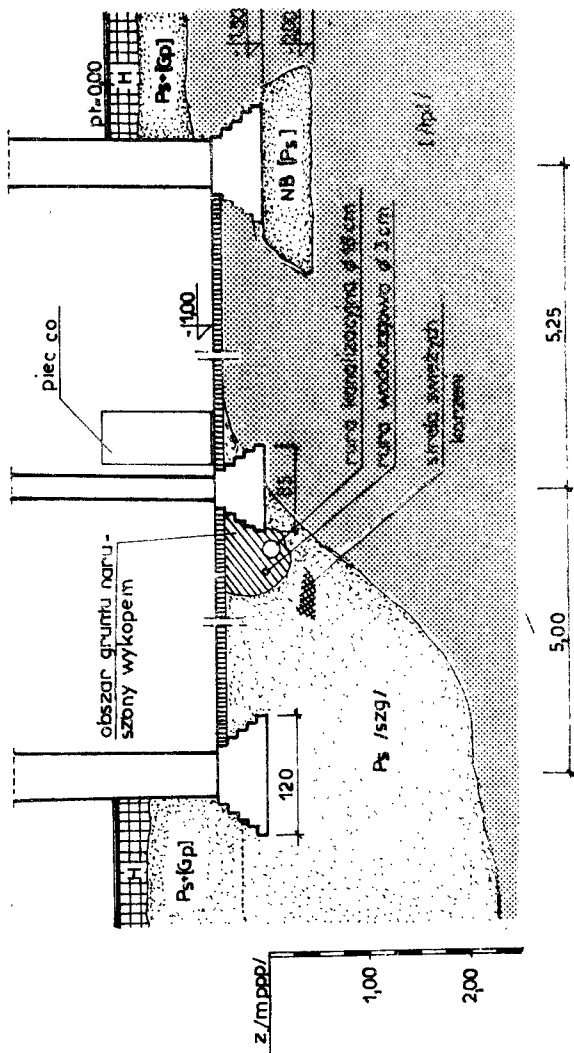
2.2. Warunki posadowienia

W poziomie posadowienia, tj. 1,5 m poniżej powierzchni terenu występują utwory czwartorzędu i młodszego trzeciorzędu /rys.2/. Czwartorzęd stanowi podsypka piaskowa grubości ok. 50 cm wcięta w warstwę iłu plioceńskiego. Podsypka ta buduje podłoże ławy zewnętrznej południowej. Ława zewnętrzna północna posadowiona jest na utworach plejstoceniowych, które wykształcone są głównie w postaci piasku średniego z wkładkami kamieni i glin zwałowych. Osady te są pochodzenia rzeczno-lodowcowego. Pod ławą zewnętrzną północną zalegają one do głębokości co najmniej 2,5 m poniżej poziomu posadowienia. Miąższość piasku stopniowo zmniejsza się, znikając całkowicie pod ławą środkową /rys.2/. Ława środkowa posadowiona jest w stropie iłu plioceńskiego. Spągu iłu do głębokości 2,5 m poniżej poziomu posadowienia nie nawiercono.

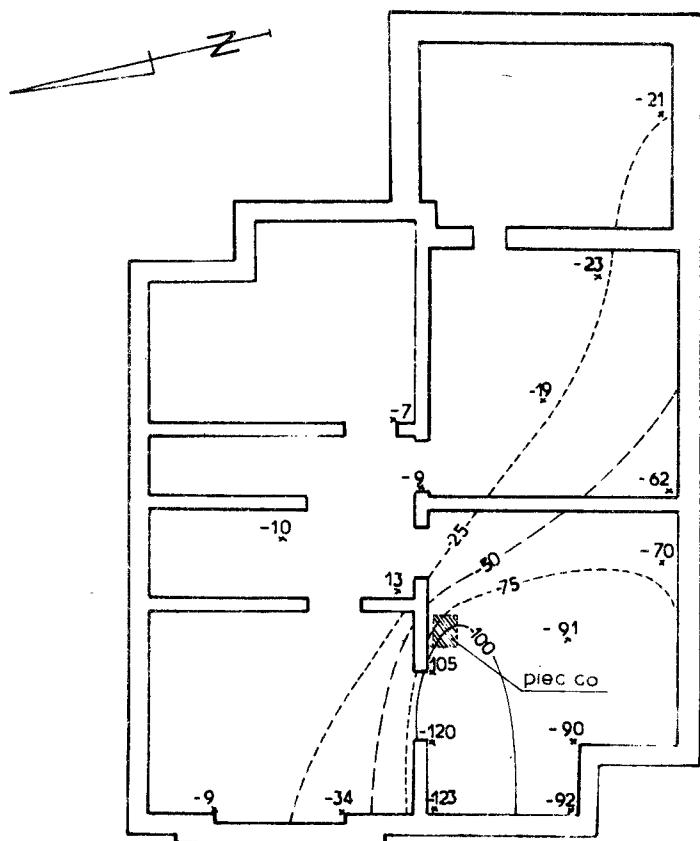
2.3. Przebieg i objawy awarii

Pierwsze symptomy awarii w postaci rys i pęknięć zaobserwowano w latach pięćdziesiątych. Dokonany wówczas remont obejmował wymianę części spękanych partii murów oraz założenie w poziomie stropu nad piwnicą stągiew stalowych. W latach sześćdziesiątych wykonano kolejny remont obejmujący powierzchniowe zatarcie rys oraz zmianę usytuowania otworów drzwiowych. W tym samym okresie wykonano wewnątrz budynku, wzdłuż wewnętrznej ściany nośnej, wykop poniżej poziomu posadowienia, w celu przeprowadzenia instalacji wodociągowej i kanalizacyjnej. W latach następnych, założono instalację ogrzewania. Piec c.o. ustawiono w piwnicy tuż przy ścianie nośnej /rys.2/.

Poważne uszkodzenia wystąpiły w miesiącach maj - wrzesień 1982 roku. Uszkodzenie budynku przejawiało się wykrzywieniem ościeżnic drzwiowych i okiennych oraz pochyleniem parapetów. Wystąpiło poważne obniżenie stropów dochodzące do 12 cm /rys.3/, spękanie prawie wszystkich ścian wewnętrznych i zewnętrznych budynku, rozwarście rys i spękań dochodzące nawet do 3 cm /rys.4,5/, a także wychylenie ścian od pionu. Najpoważniejsze uszkodzenia zaobserwowano w części południowo-zachodniej budynku.

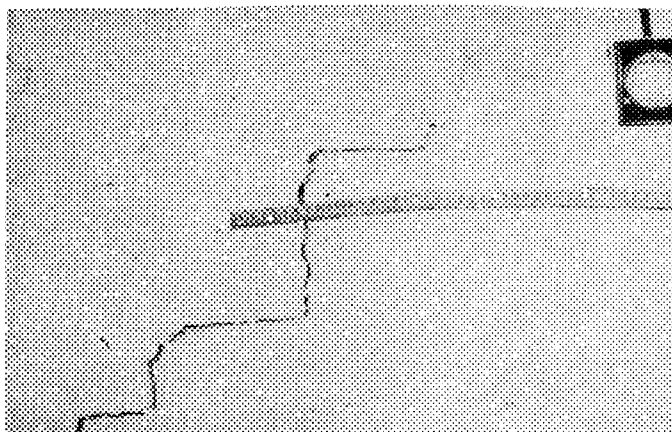


Rys.2. Schematyczny przekrój pionowy fundamentów z pokazaniem poziomu posadowienia /A-A wg rys.1/

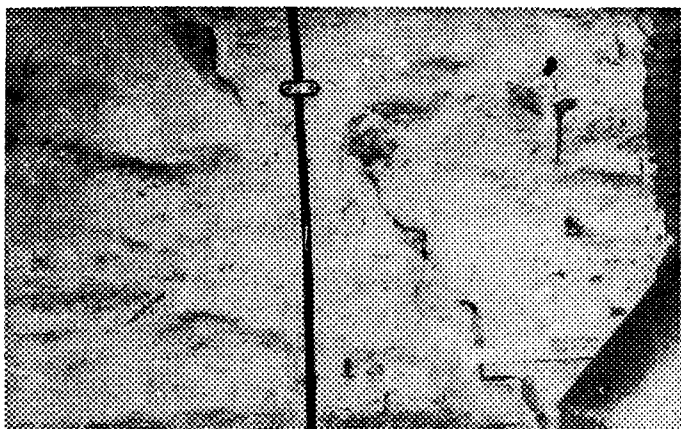


* - punkty pomiarowe osiadań

Rys.3. Izolinie osiadania stropu pierwszej kondygnacji /mm/



Rys.4. Pęknięcie ściany nośnej środkowej w piwnicy /szerokości 3 - 10 mm/



Rys.5. Pęknięcie ściany nośnej zewnętrznej w piwnicy
/szerokość 5-20 mm elewacja zachodnia/

3. ANALIZA PRZYCZYN USZKODZENIA BUDYNKU

3.1. Obliczenia statyczne

Na podstawie inwentaryzacji budynku odtworzono dokumentację konstrukcyjno-budowlaną. Przeprowadzono niezbędne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, które nie wykazały przekroczenia stanu granicznego któregośkolwiek elementu konstrukcyjnego, poddanego działaniu standardowego zestawu obciążeń /ciężar własny, obciążenie użytkowe, wiatrem i śniegiem/. Powyższy wniosek oraz analiza morfologii rys kazały szukać przyczyn uszkodzenia budynku w warunkach gruntowych, sposobie posadowienia i eksploatacji budynku.

3.2. Wyniki przeprowadzonych badań

W celu ustalenia wartości parametrów geotechnicznych podłoża wykonano otwory wiertnicze, z których pobrano próby do badań laboratoryjnych. Oznaczono podstawowe cechy wskaźnikowe charakteryzujące badane grunty, dodatkowo oznaczono wskaźnik pęcznienia oraz względny skurcz objętościowy próbek. Względny skurcz objętościowy próbek oznaczono na próbkach o wilgotności naturalnej bliskiej wilgotności iłu poniżej tzw. "strefy aktywnej" / $w = 29-31\%$ /. Uśrednione wyniki badań zestawiono w tabelach 1 i 2.

Tabela 1

Niektóre cechy fizyczne podłoża gruntowego

Nr otworu	Rodzaj gruntu	Skład granulometryczny			Granica konsystencji			Wskaźnik pęcznienia	Względny skurcz objętościowy
		\bar{f}_p	\bar{f}_π	\bar{f}_i	w_s	w_p	w_L	v_p	b_v
		%	%	%	%	%	%	%	%
1	P _s	99,3	0,7	-	-	-	-	-	-
1	I	14,7	27,4	57,9	14,33	20,56	56,82	6,2	33,4
2	I	15,2	28,0	56,8	-	20,33	55,90	7,2	34,2
3	P _s	98,1	1,9	-	-	-	-	-	-
4	I	14,6	27,0	58,4	12,81	20,30	56,91	5,9	32,1

Tabela 2

Rezultaty badań gruntu podłoża

Nr otworu	Rodzaj gruntu	Głębokość p.p.t. /m/	Wilgotność w_n /%/	Stopień plastyczności I_L /1/	Spójność c /kPa/
1	P _s	1,50	3,13	-	39 - 49
		1,70	3,59		
	I	2,20	26,77	0,171	
		2,30	26,25	0,156	
		2,50	27,02	0,178	
		2,60	27,33	0,187	
		2,30	27,67	0,196	
		3,00	29,64	0,250	
3,50	30,27	0,280			
2	I	1,50	24,12	0,107	26 - 45
		2,00	26,01	0,160	
		2,35	27,34	0,197	
		2,45	29,48	0,257	
		2,55	29,98	0,217	
		2,70	28,83	0,239	
		2,80	28,91	0,241	
		2,90	30,22	0,278	
3,10	31,84	0,310			
3	P _s	1,50	3,60	-	
		1,95	3,90	-	
		2,40	4,30	-	
4	I	1,50	27,60	0,188	
		1,90	27,66	0,190	
		2,10	28,02	0,200	
		2,30	29,11	0,230	
		2,50	29,47	0,240	
		2,70	29,55	0,242	
		3,00	29,83	0,250	
		3,20	30,91	0,280	
		3,50	31,27	0,290	

Przedstawione w tabelach 1 i 2 wyniki oznaczeń fizycznych gruntów podłoża budynków przy ul. Płockiej wskazują, że wilgotność iłu wzrasta z głębokością. Jednakże na głębokości posadowienia $z = 0$ wilgotność iłu jest różna w zależności od położenia punktu pomiarowego. W obszarze nr 2 zlokalizowanym w piwnicy tuż przy środkowej ścianie nośnej jest ona najniższa. Wzrasta od 24,12% na głębokości $z = 0,00\text{m}$ do 31,84% na głębokości $z = 1,60\text{m}$ /stopień plastyczności zmienia się odpowiednio od $I_L = 0,107$ do $I_L = 0,310$ /. W otworze nr 1 wykonanym przy narożniku południowo-zachodnim na głębokości 2,20 m p.p.t. $z = 0,70\text{m}$ wilgotność naturalna iłu wynosiła 26,77%, a na głębokości 3,50 p.p.t. $z = 2,00\text{m}$, $w_n = 30,72\%$. Stopień plastyczności wzrósł odpowiednio od $I_L = 0,171$ do $I_L = 0,280$. W otworze nr 4, który wykonano na zewnątrz budynku wilgotność naturalna iłu na głębokości 1,5 m p.p.t. $z = 0,00\text{m}$ wynosiła $w_n = 27,60\%$, a na głębokości 3,50 mm p.p.t. $z = 2,00\text{m}$ $w_n = 31,27\%$. Stopień plastyczności wzrastał odpowiednio od $I_L = 0,188$ do $I_L = 0,290$. Wyznaczony skurcz objętościowy próbek iłu wynosił od $b_v = 32,1\%$ do 34,2%. Najbardziej intensywny spadek objętości próbek zaobserwowano dla stopnia plastyczności zmieniającego się od $I_L = 0,260$ do $I_L = 0,390$.

4. PRZYCZYNY AWARII BUDYNKU

Bezpośrednią przyczyną awarii budynku była różnica osiadania środkowej ściany nośnej w stosunku do pozostałych. Wystąpiła ona jako skutek znacznego przesuszenia iłu plicieńskiego, zalegającego w poziomie posadowienia budynku. Przesuszenie spowodowało objętościowy skurcz warstwy iłu, bezpośrednio współpracującej z fundamentem, a w konsekwencji wzrost osiadania fundamentu. Do tak znacznego przesuszenia podłoża plicieńskiego pod fundamentem i w otoczeniu budynku przyczyniła się zmiana stosunków wilgotnościowych w ile plicieńskim. Naruszenie równowagi stanu wilgotnościowego spowodowane zostało przez czynniki naturalne. Szczególną rolę należy przypisać klimatowi, warunkom eksploatacji pomieszczeń piwnic i użytkowaniu otoczenia budynku.

Według uzyskanych, z IMiUZ w Bydgoszczy, danych o opadach atmosferycznych za lata 1948-1982, rok 1982 charakteryzował się wyraźnie niższą wartością opadów w porównaniu ze średnimi z poprzednich lat. Przy charakterze opadów 1982 r. pewną rolę w osuszaniu podłoża odegrała również roślinność, a szczególnie stare drzewa liściaste rosnące w otoczeniu obiektu, o dobrze rozwiniętym systemie korzeni. Stwierdzono, że tuż obok ściany środkowej nośnej, pomiędzy rurami: kanalizacyjną a wodociągową, znajdują się korzenie drzew. Odległość do najbliższego drzewa wynosiła ok. 10 m /rys.1/. Zaobserwowano również, spękanie gruntu przy narożniku południowo-zachodnim, biegnące równoległe do ściany południowej w odległości 2 do 5m. Szerokość spękań wynosiła 2 do 4 cm, a głębokość 50 do 80 cm.

Nie bez znaczenia na intensywność osuszania podłoża plicieńskiego było zmniejszanie się wilgotności powietrza w piwnicach przez działanie pieca centralnego ogrzewania, oraz brak jego izolacji termicznej. Przepró-

wadzenie w latach pięćdziesiątych instalacji wodno-kanalizacyjnej nastąpiło w sposób, który umożliwiał postępującą zmianę równowagi wilgotnościowej oraz spowodował rozluźnienie podłoża. Posadowienie budynku w taki sposób, że jego część oparto w ile plicieńskim, część zaś w piaskach, przy braku dylatacji, czy też wzmocnień i usztywnień konstrukcji budynku, spowodowało awarię.

5. UWAGI KOŃCOWE

Przy posadowieniu lekkich konstrukcji budowlanych na gruntach ekspansywnych konieczne jest stałe zabezpieczenie gruntu, szczególnie w strefie bezpośrednio współpracującej z fundamentem, przed zmianami wilgotnościowymi, tak podczas wykonania prac ziemnych jak i w trakcie wznoszenia budynku oraz jego eksploatacji.

Przedstawione powyżej czynniki są, jak wykazują obserwacje, charakterystyczne i typowe dla powstawania awarii budynków położonych w dzielnicy Bielawy w Bydgoszczy. Dotychczasowe doświadczenia stawiają więc projektantom i wykonawcom specjalne wymogi, nakazujące uwzględniać specyficzny charakter współpracy fundament-podłoże ekspansywne. Jednakże brak prostych do stosowania w praktyce zależności pozwalających na ilościowy opis zmian podłoża gruntowego przy udziale rozpatrywanych czynników, brak wyczerpujących i systematycznych badań nad wpływem i ich istotnością powodują, że nie są one w większości przypadków brane pod uwagę w projektowaniu i eksploatacji obiektów.

LITERATURA

- [1] Badania geologiczno-inżynierskie nad przyczyną pękania budynków w Bydgoszczy. Instytut Geologiczny, Warszawa 1956
- [2] Kumor M.K.: Chemiczno-mineralogiczne właściwości wybranych próbek iłu plicieńskiego z Bydgoszczy. Zeszyt Naukowy ATR Budownictwo nr 19, Bydgoszcz 1983 s.44-54
- [3] Kumor M.K., Ciesielski Z.: Opinia w sprawie awarii budynku mieszkalnego przy ul. Płockiej w Bydgoszczy, Bydgoszcz 1982 /maszynopis/
- [4] Kumor M.K., Ciesielski Z.: Typowa awaria budynku mieszkalnego posadowionego na ile plicieńskim w Bydgoszczy, Inżyniera i Budownictwo /w druku/
- [5] Matysiak A., Hajdukiewicz J., Kumor M.K., Zawalski A.: Awarie budynków w Bydgoszczy posadowionych na iłach trzeciorzędowych, Materiały Dodatkowe Konferencji Politechniki Szczecińskiej, czerwiec 1978
- [6] Najder J., Werno W.: Protection of buildings on expansive clays, Third International Conference on Expansive Soils Hajfa, Isreal 1973
- [7] Opracowanie Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych w Bydgoszczy za lata 1972-82 /dot.opadów atmosferycznych/

- [8] Przystański J.: Wpływ zmiany zawilgocenia iłów plioceńskich na stateczność fundamentów na przykładzie awarii budynku mieszkalnego. XVII Konf. Naukowa Kom.Inż. PAN i PZITB, Krynica 1971
- [9] Sprawozdanie z prac wykonanych na Bielawach w Bydgoszczy 1965-1968, IBW, PAN Gdańsk

DEMAGE OF A BUILDING SITUATED ON EXPANSIVE FOUNDATION IN
BYDGOSZCZ

Summary

The paper presents typical and some of the specific factors which result in a damage of apartment buildings situated on pliocene clays in Bydgoszcz, district Bielawy. Cloe attention was paid to the lack of simple, in a practical application, dependences which would enable a quantitative description of ground foundation properties resulting from changes in foundation moisture and weather conditions.

ПОВРЕЖДЕНИЕ ЖИЛОГО ОБЪЕКТА В БЫДГОЩЕ ЗАЛОЖЕННОГО НА ЭКСПАНСИВНОМ ОСНОВАНИИ

Резюме

В статье представлены типичные и некоторые особые факторы являющиеся причиной аварий жилых зданий поставленных на плиоценовом иле в районе Беляв в Быдгоще. Обращено внимание на отсутствие простых для применения на практике зависимостей позволяющих на количественное описание свойств грунтового основания под влиянием изменения влажности грунта и атмосферных факторов.

Jadwiga Bizon-Górecka

WSPÓLZALEŻNOŚĆ BEZPIECZEŃSTWA I HIGIENY PRACY ZE ZDOLNOŚCIĄ PRODUKCYJNĄ WYTWÓRNI PREFABRYKATÓW

W pracy podano charakterystykę wypadkowości w niektórych wytwórniach prefabrykatów. Podano też współzależności między warunkami bhp, a zdolnością produkcyjną na podstawie wyników badań przeprowadzonych w wytwórni elementów z betonu komórkowego.

1. WSTĘP

Mimo rozlicznych badań i rozważań ciągle brak jednoznacznej odpowiedzi na pytanie: na ile zasady bezpiecznej pracy mogą znaleźć się w konfliktach z wymogami wydajnej pracy? Warunki bezpieczeństwa i higieny pracy określają zarówno sposób pracy, jak i warunki w jakich się ona powinna odbywać, aby była bezpieczna i wydajna. Sposób pracy powinien wykluczać możliwość nieszczęśliwych wypadków, a przestrzeganie wymagań higieny pracy minimalizować negatywny wpływ czynników środowiskowych za zdrowie człowieka. Wśród zasad bhp istnieje szereg takich, które w pewien sposób limitują wydajność. Są wśród nich zarówno przepisy dotyczące bezpośredniego wykonawstwa, jak i warunki fizycznego środowiska pracy. W pracy przedstawiono niektóre związki warunków bhp z wydajnością i ich wpływ na zdolność produkcyjną wytwórni prefabrykatów.

2. WYPADKOWOŚĆ W WYTWÓRNIACH PREFABRYKATÓW

Badania przeprowadzone w Kombinacie Budowlanym w Pile, realizującym budynki mieszkalne systemu WK-70 wykazały, że najwyższe zagrożenie wypadkowe istnieje na terenie wytwórni prefabrykatów. W wytwórni tej co 9-ty pracownik ulega wypadkowi, podczas gdy w pozostałych działach kombinatu co dwusetny. W Zakładzie Produkcji Elementów Budowlanych z betonu komórkowego w Solcu Kujawskim wypadkowi ulega co 36-ty pracownik. W różnych oddziałach produkcyjnych wytwórni występują inne zagrożenia, a więc zasady bhp muszą być dla nich odrębne. Na wszystkich stanowiskach natomiast należy ustalić odrębne przepisy do przestrzegania przez: pracowników, nadzór techniczny, projektantów i racjonalizatorów. Znaczne zagrożenie wypadkowe w wytwórniach prefabrykatów sugeruje konieczność ustalenia stanowisk szcze-

gólnie zagrożonych. W tym celu w badanej wytwórni WK-70 obliczono wskaźniki częstotliwości i ciężkości wypadków w ciągu roku w poszczególnych jej działach. Wyniki zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1

Wskaźniki wypadkowości w poszczególnych działach wytwórni
WK-70

Lp	Oddziały	Wypadki				średnie zatrudnienie	liczba zmian	wskaźnik częstotliwości	wskaźnik ciężkości	absencja
		lekkie	ciężkie	śmiertelne	ogółem					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Zbrojarnia	1	1	-	2	24	I	83	16,5	33
2	Betonownia	-	1	-	1	6	III	167	29,0	29
3	Linia pracująca metodą taśmową	4	6	-	10	27	III	370	39,2	392
4	Prod.stropów	-	-	1	1	5	I	200	-	-
5	Forma bateryjna	1	-	-	1	6	II	167	14,0	14
6	Składowanie	-	1	-	1	10	I	100	29,0	29
7	Warsztat mech..	3	1	-	4	22	I	182	20,0	80
8	Pozostałe	1	-	-	1	94	II	10	3,0	3
	Ogółem		10	1	21	194	I-III	108,25	28,4	596

Podany w tablicy 1 wskaźnik częstotliwości wg [4] odnosi się do 100 zatrudnionych pracowników i wylicza się wg wzoru:

$$T_{Cz} = \frac{W}{Z} \cdot 1000 \quad (1)$$

gdzie:

- W - liczba wypadków w danym okresie,
- Z - liczba zatrudnionych pracowników.

Natomiast wskaźnik ciężkości wg [4] charakteryzuje wypadki ze względu na ich ciężkość, a stanowi iloraz sumy dni niezdolności do pracy po wypadkach i liczby wypadków:

$$G = \frac{D}{W} \quad (2)$$

gdzie:

- D - sumaryczna liczba dni niezdolności do pracy po wypadkach
- W - liczba wypadków.

Analizując wypadkowość w poszczególnych oddziałach wytwórni można zauważyć, że najbardziej narażone na wypadki są oddziały znajdujące się w hali głównej. W oddziałach tych wystąpiło 17 wypadków na 21 w całej wytwórni, co stanowi 81%, a na samej linii pracującej metodą taśmową 10 wypadków, tj. 48% wypadków w całym zakładzie. Na tej linii występuje największa częstość wypadków, jak również największy stopień ciężkości. Analiza przyczyn zaistniałych wypadków w badanej wytwórni ukazuje ich strukturę podaną w tabeli 2.

Tabela 2

Przyczyny powstawania wypadków

Lp.	Przyczyny	Udział %
1	Zły stan urządzeń techniczno-produkcyjnych	9,5
2	Brak osłon i urządzeń zabezpieczających	-
3	Brak lub zły stan ochron osobistych	14,3
4	Wadliwość osłon i urządzeń zabezpieczających	-
5	Wadliwość urządzeń i złe utrzymanie stanowisk pracy	14,3
6	Brak przeszkolenia zawodowego	-
7	Brak przeszkolenia w zakresie bhp	4,8
8	Wadliwa organizacja pracy	19,0
9	Brak nadzoru	9,5
10	Alkohol	-
11	Inne	28,6
	Ogółem	100,0

3. WSPÓLZALEŻNOŚCI MIĘDZY WARUNKAMI BHP A ZDOLNOŚCIĄ PRODUKCYJNĄ WYTWÓRNI

Instrukcja obliczania i bilansowania zdolności produkcyjnych w przemyśle betonów [6] podaje, że zdolność zakładu przemysłowego oznacza zdolność w ciągu roku wytworzenia maksymalnej ilości wyrobów, odpowiadających obowiązującym normom jakościowym, lub przy braku norm warunkom technicznym. Powyższe określenie zdolności produkcyjnej było formułowane ponad dwadzieścia lat temu i bez żadnych zmian odpowiada dzisiejszemu pojęciu mocy produkcyjnej. Tak więc moc procesu produkcyjnego traktować należy jako teoretyczną, możliwą do osiągnięcia jedynie w bardzo krótkich okresach. Moc tę wyznacza teoretyczna wydajność zainstalowanych środków technicznych. Wg [1] projektowana zdolność produkcyjna obliczana jest przez skorygowanie ustalonej mocy produkcyjnej za pomocą współczynnika zmniejszającego η , zwanego syntetycznym współczynnikiem korygującym. Składa się on ze współczynnika przerw η_p i współczynnika spowolnienia produkcji η_s . Wokół tak wyznaczonego poziomu zdolności produkcyjnej oscyluje krzywa rzeczywistej, osiągniętej w przeciętnych warunkach, wydajności procesu produkcyjnego.

W celu ustalenia związków pomiędzy wymogami ze strony bezpieczeństwa i higieny pracy, a wielkością zdolności produkcyjnej wytwórni, należy przeanalizować sposób jej wyznaczania. Następnie należy określić, które czynniki składające się na zdolność produkcyjną mogą zmieniać swe wielkości w zależności od zmiennych warunków bhp. Wyliczone wielkości zdolności produkcyjnej w różnych warunkach bhp ukazują istnienie poszukiwanej współzależności oraz jej rozmiany. Poniżej przedstawiono sposób ustalania omawianych współzależności na przykładzie produkcji rytmicznej. Długość rzeczywistego rytmu produkcyjnego wg [2] wyznaczona z zależności:

$$r_{rz} = \frac{r_o}{\bar{R}_\Sigma} \quad (3)$$

gdzie:

r_o - długość rytmu wytwarzania jednostki produkcji uzyskana na podstawie obserwacji,

\bar{R}_Σ - wartość średniej niezawodności procesu w czasie zmiany roboczej

pozwała na wyznaczenie zdolności produkcyjnej linii wg wzoru:

$$z_p = \frac{T_n}{T_{rz}} \cdot q \quad (4)$$

gdzie:

T_n - czas netto okresu t,

r_{rz} - wg wzoru (3)

T_n

$\frac{T_n}{r_{rz}} = n$ - stanowi liczbę jednostek produkcyjnych wykonanych w okresie t,

q - objętość /względnie masa/ jednostki produkcji.

Uwzględniając zależność (3) wzór (4) można zapisać w postaci:

$$z_p = \frac{T_n}{r_o} \cdot q \cdot \bar{R} \quad (5)$$

Wielkość \bar{R}_Σ spełnia funkcję współczynnika zakłóceń. Przyjmuje ona wartości porównywalne z wartościami współczynnika rytmiczności produkcji, jak wykazano m.in. w pracy [2]. Pozostaje ona wraz z długością rytmu produkcyjnego r_o w zależności z warunkami bezpiecznej pracy.

Przepisy bhp ustalane są w celu likwidacji zagrożeń przez czynniki procesu pracy oraz czynniki fizycznego środowiska pracy.

Pierwsze z nich w większości ustalane są w celu likwidacji zagrożeń powodujących wypadki i przestojów nimi spowodowanych oraz polepszenia wa-

runków pracy, co powoduje wzrost wydajności. Tylko nieliczne z tych przepisów mogą wpłynąć na jej obniżenie przez wydłużanie danej czynności, bądź przerywanie innych. Bywają niewatpliwie sytuacje, w których wymaga - nia bezpiecznej pracy stoją w wyraźnej sprzeczności z wymaganiami wy - dajności. Znacznie częściej zdarzają się jednak sytuacje odwrotne, kiedy stosowanie się do zasad bezpieczeństwa nie tylko nie przedłuża czasu trwa - nia określonych działań czy cykli, lecz nawet przyczynia się do ich skrócenia. Wiadomo również, że ewentualne skutki nieprzestrzegania zasad bezpiecznej pracy w postaci awarii lub wypadku, przynoszą bez porównania wyższe straty materialne niż zmniejszenie wydajności spowodowane zastosowa - niem przepisów bezpieczeństwa.

Bardzo istotnie, choć w trudniejszy do mierzenia sposób, na wydaj - ność pracy wpływa fizyczne środowisko pracy. Oddziaływanie to jest dwoja - kie, gdyż złe warunki środowiskowe wpływają bezpośrednio na samą wydaj - ność, bądź pośrednio - niszcząc zdrowie zatrudnionych w nich pracowników. W analizowanym rodzaju produkcji ewentualny, negatywny wpływ poprawy wy - runków bhp na zdolność produkcyjną przejawiać się może w przedłużaniu ry - tmu produkcyjnego.

Przeprowadzone w wytwórni betonu komórkowego badania [7] wykazały ko - nieczność wydłużenia rytmu produkcyjnego r_0 o 2 minuty ze względu na po - prawę warunków bhp w węźle formowania. Wydłużenie rytmu produkcyjnego by - ło konsekwencją zmiany sterowania mieszarką na bezpieczny sposób /prze - mieszczanie mieszarki dokonywane w polu dobrego widzenia/. Długość rytmu r_0 przed wprowadzeniem tej zmiany wynosiła 9'30''. Natomiast wartość średniej niezawodności procesu w analizowanych warunkach wynosiła 0,73. Wy - znaczona zgodnie z wzorem (3) długość rytmu rzeczywistego posiada więc wartość 13'. Wydłużenie rytmu r_0 o 2' w niezmiennych warunkach pracy po - woduje wzrost rzeczywistego rytmu produkcji do 15'45''. Taka zmiana wpły - wa na spadek zdolności produkcyjnej o 17,5%. Jest to przykład spadku pro - dukcji przy eliminacji zagrożeń spowodowanych czynnikami procesu pracy. Jednak konieczność dokonywania takich zabiegów jest bezsporna, gdy ich przedmiotem jest bezpieczeństwo ludzi. Bezpodstawne są więc wszelkie spe - kulacje na temat opłacalności wprowadzania podobnych zmian, czy warun - ków w rozwiązaniach projektowych. Natomiast celem w tym przypadku by - łyby dążenie do podniesienia poziomu niezawodności i jej rytmiczności. Pod - niesienie niezawodności do wartości $\bar{R}_\Sigma = 0,88$ zagwarantowałoby już u - trzymanie się rytmu rzeczywistego w granicach 13 minut. Na niezawodność produkcji wpływa też poważnie fizyczne środowisko pracy. Jego poprawa sprzyja wzrostowi wydajności. Człowiek przystosowany jest do życia i pracy w środowisku o określonych cechach. Odchylenie parametrów środowis - ka otaczającego człowieka od normalnych warunków, do których organizm ludzki jest przystosowany, mogą wywołać istotne zaburzenia w funkcjonowa - niu organizmu ludzkiego, przejawiające się w pogorszeniu samopoczucia i zdrowia, a w konsekwencji także obniżenia wydajności pracy. Prawidłowe kształtowanie elementów fizycznego środowiska pracy jest więc uzasadnione względami humanitarnymi i ekonomicznymi.

Do najważniejszych elementów fizycznego środowiska pracy należą: mikroklimat, zanieczyszczenie powietrza, wibracja, hałas, oświetlenie. Badane procesy charakteryzowały się znacznymi uchybieniami w zakresie przestrzegania norm dotyczących środowiska pracy. Wyniki szczegółowych badań przedstawiono w pracy [3].

5. PODSUMOWANIE

Reasumując podkreślić należy, że poziom bezpieczeństwa zapewnia stosowana właściwa technologia oraz dobra organizacja pracy. Każde stanowisko powinno mieć określone, bezpieczne i nie grożące zdrowiu technologie i organizację pracy.

Podane w punkcie 2 opracowania wskaźniki wypadkowości ukazują, na przykładzie analizowanej wytwórni, bardzo wysoki stopień zagrożenia wypadkowego na terenie zakładu prefabrykacji. Stwierdzenie to pozostaje w sprzeczności z tezą, jakoby prefabrykacja betonowa stwarzała lepsze warunki pracy dla robotnika budowlanego. Wagę problematyki bhp podkreślają nie tylko wskaźniki wypadkowości, ale również znaczne zainteresowanie załogi tymi zagadnieniami. W analizowanej wytwórni WK-70 55% przyjętych wniosków racjonalizatorskich dotyczyło poprawy warunków pracy. Połowa z nich to propozycje poprawiające jednocześnie organizację pracy i wydajność. W punkcie 3 opracowania podano sposób ustalania związków między wymaganiami ze strony bhp, a wielkością zdolności produkcyjnej wytwórni. Pocono przykład w jaki sposób poprawienie warunków bhp zmieniło zdolność produkcyjną. Choć wydłużenie rytmu r_0 z tytułu poprawienia stanu bhp, spowodowało spadek zdolności produkcyjnej o 17,5%, to jak wykazano, można go zniwelować, stosując dodatkowe zabiegi, mające na celu podniesienie niezawodności i rytmiki produkcji. Częściej zdarzają się sytuacje odwrotne, kiedy przestrzeganie zasad bezpieczeństwa nie tylko nie wydłuża czasu trwania określonych działań, ale nawet przyczynić się może do ich skrócenia. Wiadomo również, że ewentualne skutki naruszenia zasad bezpieczeństwa pracy w postaci awarii, czy wypadku, przynoszą bez porównania wyższe straty materialne niż zmniejszenie wydajności, spowodowane stosowaniem przepisów bezpiecznej pracy.

LITERATURA

- [1] Berszakiewicz B. i J.: Wyznaczanie zdolności podstawowych procesów produkcyjnych w wytwórniach półfabrykatów budownictwa mieszkaniowego, praca doktorska, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1981
- [2] Bizon J.: Analiza rytmiczności procesów produkcji prefabrykatów żelbetonowych, praca doktorska, Wydział Budownictwa Lądowego Politechniki Poznańskiej, Poznań 1980

- [3] Bernaciak W.: Wpływ warunków bhp na zdolność produkcyjną wytwórni prefabrykatów, praca magisterska pod kierunkiem J. Bizon-Góreckiej, Instytut Budownictwa Lądowego Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy, Bydgoszcz, 1982
- [4] Filipkowski S.: Powstawanie wypadków przy pracy i zasady profilaktyki, IW CRZZ, Warszawa 1975
- [5] Wierzychowski M.: Analiza warunków bhp w budownictwie i PMB, Problema - tyka Gospodarcza, część A, numer 5/1981
- [6] Instrukcja obliczania i bilansowania zdolności produkcyjnej w przemyśle betonów, Zjednoczenie Przemysłu Betonów, Warszawa 1977
- [7] Praca zbiorowa: Współzależności między warunkami bhp, a zdolnością produkcji na przykładzie PPB "Prefabet" w Solcu Kujawskim, maszynopis, Instytut Organizacji, Zarządzania i Ekonomiki Przemysłu Budowlanego, Zakład Zdolności Produkcyjnych Budownictwa w Bydgoszczy, Bydgoszcz 1981

INTERDEPENDENCE OF SAFETY AND HYGIENE OF WORK AND PRODUCTIVITY OF PREFABRICATED PRODUCTS FACTORY

Summary

The paper gives a characterization of the accident rate in some prefabricated products factories. There are also shown interdependences of conditions of safety and hygiene of work and productivity on the basis of the examination results obtained in a cellular concrete factory.

ВЗАИМОЗАВИСИМОСТЬ УСЛОВИЙ БЕЗОПАСНОСТИ И ГИГИЕНЫ ТРУДА С ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ МОЩНОСТЬЮ ФАБРИКИ ГОТОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Резюме

В работе дана характеристика несчастных случаев на некоторых фабриках готовых строительных элементов. Представлены также взаимозависимости между условиями безопасности и гигиены труда с производственной мощностью на основе результатов исследований проведенных на фабрике готовых строительных элементов из ячеистого бетона.



CENA ZŁ 122,-