

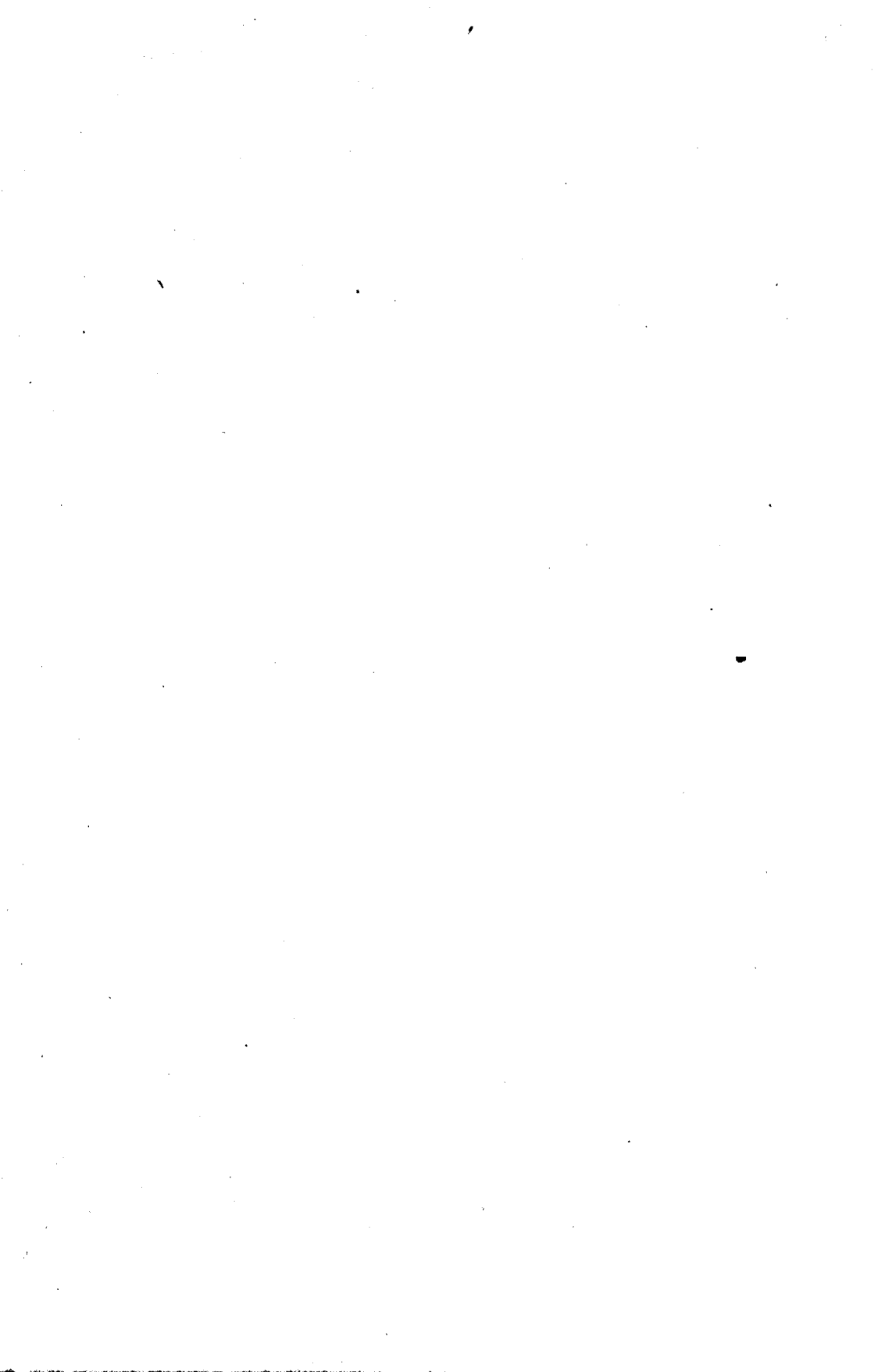
AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA  
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH  
W BYDGOSZCZY



ZESZYTY NAUKOWE 96

# BUDOWNICTWO 17

BYDGOSZCZ - 1982



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



ZESZYTY NAUKOWE 96

# BUDOWNICTWO 17

BYDGOSZCZ - 1982

**PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO**  
doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

**REDAKTOR NAUKOWY**  
dr hab. inż. arch. Witold Czarnecki

**OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE**  
mgr Halina Koziolkiewicz, Alfons Grzenkiewicz

Wydane za zgodą Rektora  
Akademii Techniczno-Rolniczej  
w Bydgoszczy

ISSN 0208-6379

**WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ W BYDGOSZCZY**

---

Nakład 100+ 50 egz. Ark. wyd. 7,5. Ark. druk. 6,75. Papier kl. V, 71 g, 70×100 cm  
Oddano do druku 27.IV.82 r. Druk ukończono w grudniu 1982 r. Zam. nr 1081/82  
MNSzWiT C-6/137 Cena 90 zł  
WSiP Zakłady Graficzne w Bydgoszczy

SPIS TREŚCI

str.

1. Andrzej Dylla - Problemy przewodzenia ciepła w przestrzennych złączach konstrukcji budowlanych .....	5
2. Andrzej Dylla - Wpływ konstrukcji płaskich złączy przegród budowlanych na ich właściwości termiczne .....	18
3. Edmund Lubieniecki - Wpływ przepon na sztywność przestrzennej kratownicy stalowej .....	34
4. Jan Gadomski - Wpływ nierównomiernych osiadań na wielkość odchyłek realizacyjnych .....	41
5. Janusz Kwiecień - Niektóre problemy pomiarów przemieszczeń dynamicznych konstrukcji budowlanych o niskiej częstotliwości drgań ..	51
6. Jan Gadomski, Jan Kempa, Tomasz Szczuraszek - Dokładność określenia osi drogi .....	58
7. Jan Gadomski, Jan Kempa, Tomasz Szczuraszek - Ocena dokładności ustalenia kąta zwrotu trasy drogowej .....	62
8. Jan Gadomski, Jan Kempa, Tomasz Szczuraszek - Dobór parametru klotoidalnej krzywej przejściowej .....	71
9. Romuald Napierała - Stabilizacja gruntów pyłami z cementowni "Działoszyn" .....	83
10. Romuald Napierała - Wykorzystanie odpadów skalnych w budownictwie drogowym .....	89
11. Kazimierz Mazurkiewicz, Jan Klugiewicz - Ustalanie miarodajnego przepływu do wymiarowania sieci kanalizacji deszczowej metodą Caquot .....	99



Andrzej Dylla

PROBLEMY PRZEWODZENIA CIEPŁA W PRZESTRZENNYCH ZŁĄCZACH  
KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

W artykule przedstawiono wyniki analizy termicznej wybranych 3 złączy przestrzennych wraz z podaniem rozkładu izoterm na ich powierzchniach wewnętrznych. Ponadto sformułowano pewne zasady stosowania wkładek ocieplających, korygujących właściwości termiczne złącza, wraz z propozycją konkretnych zastosowań.

1. Wstęp

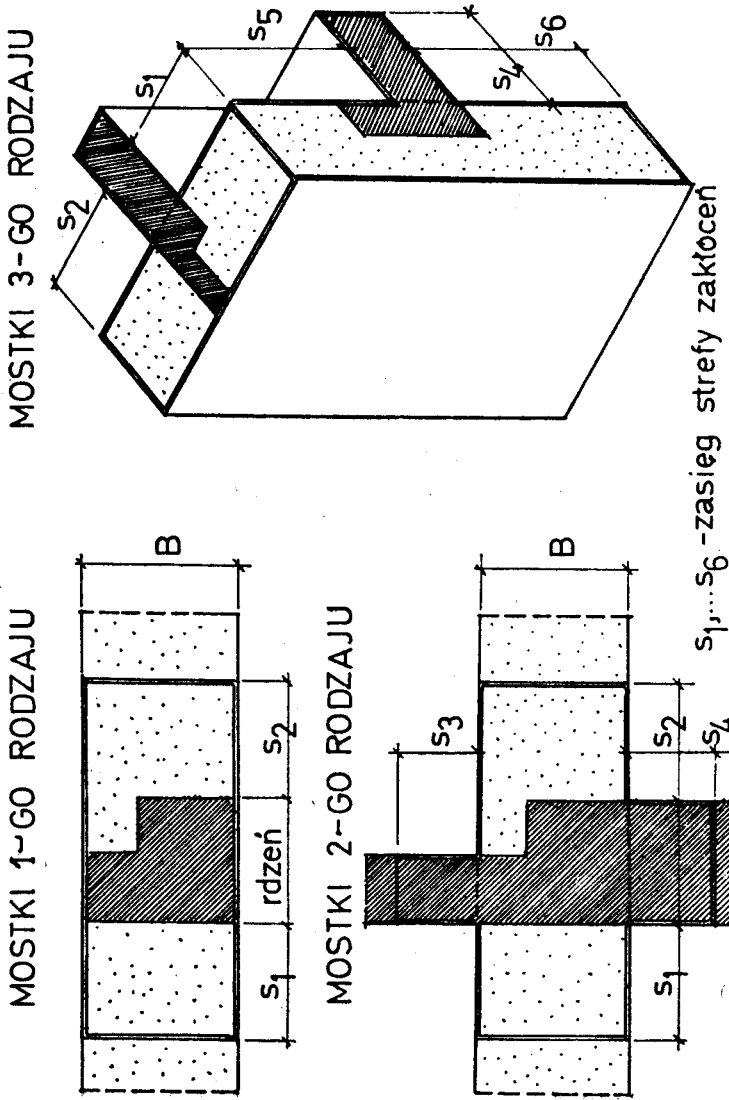
We współczesnym budownictwie uprzemysłowionym specjalnego znaczenia nabierają sposoby konstruowania połączeń prefabrykatów. Złącza zewnętrzne, szczególnie trójwymiarowe niebezpiecznie obniżają temperaturę powierzchni wewnętrznych przegród, prowadząc często do naruszenia warunków komfortu cieplnego pomieszczenia /wilgoć, brud itp./. Badania wskazują na przypadki uszkodzeń konstrukcji związane z wpływem przestrzennego mostka cieplnego [1]. Termogramy wykonane za pomocą aparatury AGA Thermovision 750 lub 680 wykazują wyraźne różnice w rozkładach temperatur na powierzchni ścian zewnętrznych w partiach ze złączami płaskimi i przestrzennymi, na niekorzyść tych ostatnich.

Fragmentaryczność publikacji dotyczących tego tematu, powoduje powstawanie szeregu błędów, nawet w systemowych rozwiązaniach budownictwa ogólnego [2]. Próbę rozwiązania tego zagadnienia podjęto w /pracach [4.2], a następnie kontynuowano w [3].

2. Określenie mostka przestrzennego

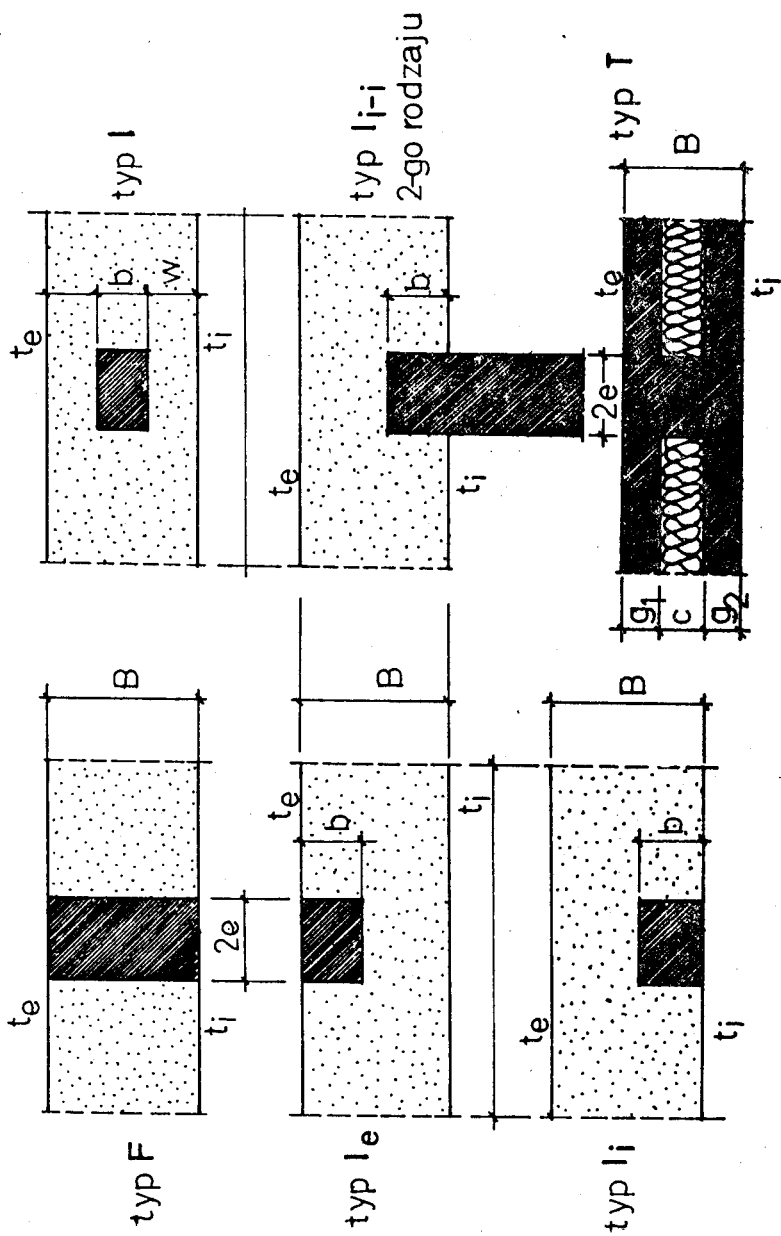
W ramach ogólnej klasyfikacji mostków autor zalicza do rodzaju 3-go mostki przestrzenne, zarówno w samej przegrodzie zewnętrznej, jak i w styku przestrzennym tej przegrody z dowiązującymi się, lub przebijającymi ją ścianami /stropami/. Mostki płaskie klasyfikuje się jako 1 i 2-go rodzaju/ [3].

W najprostszym przypadku obszarem mostka przestrzennego będzie prostopadłościan ograniczony powierzchniami wewnętrzną i zewnętrzną przegrody, oraz prostopadłymi do nich płaszczyznami, odcinającymi strefę dostarczających zakłóceń pola temperatur, w kierunku obu osi /rys.1/. Bardziej skomplikowany mostek 3-go rodzaju należy rozwiązać w obszarze, złożonym z trzech dotykających do siebie równocześnie w pobliżu rdzenia prostopadłościanów.



Rys.1. Kryterium klasyfikacji mostków





Rys.2. Oznakowanie typów mostków 1-go rodzaju. Przykład mostka 2-go rodzaju

Każdorazowo mostek przestrzenny tworzą dwa mostki płaskie prostopadłe do siebie i oznaczone dla 5 podstawowych typów, jak na rys.2.

### 3. Modelowanie mostków przestrzennych w komorze klimatycznej

W komorze klimatycznej Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej zostały zbadane trzy złącza z mostkiem przestrzennym, zaproponowane przez autora. Obszarem każdego z mostków jest fragment przegrody, w którym następuje przenikanie prostopadłe dwóch mostków płaskich:  $I_1 / I_1$ ,  $I / I_1$ ,  $I_i / I_e$  /rys.3/.

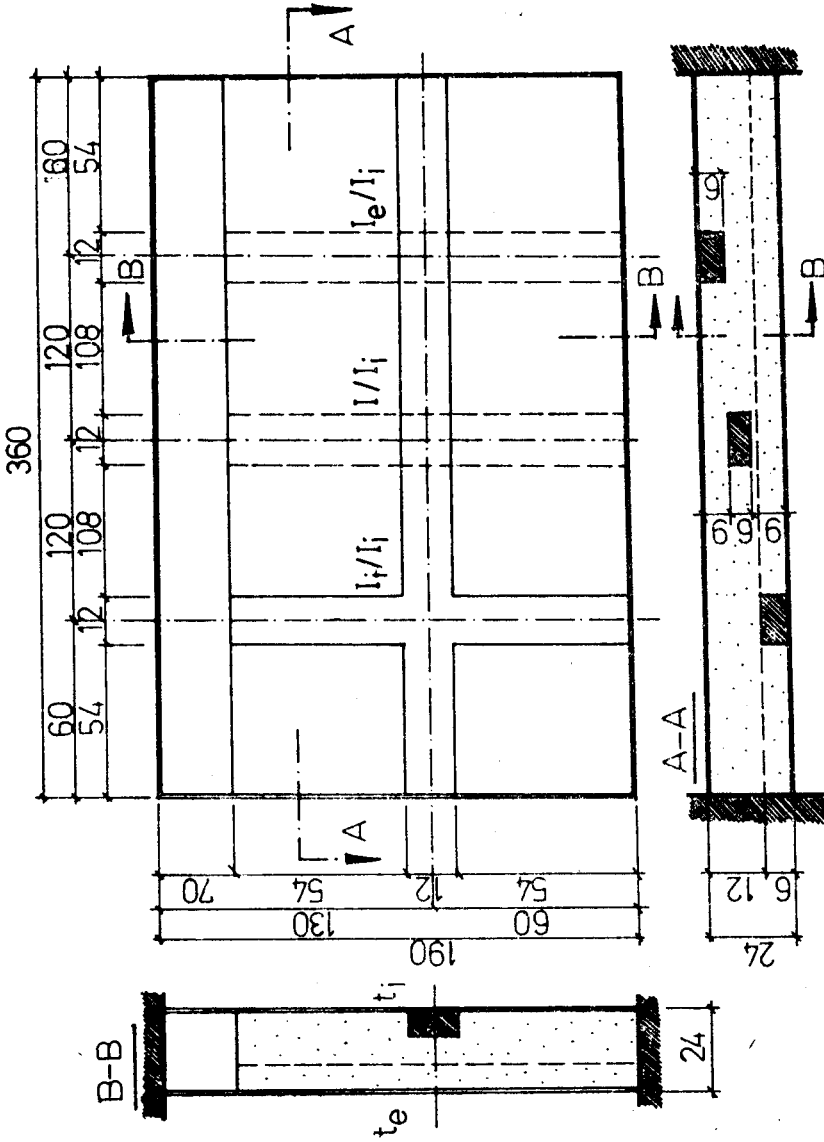
Wymiary komory wymusiły konieczność zachowania we wszystkich mostkach poziomego elementu rdzenia. Zmieniano natomiast kolejno położenie drugiego, pionowego elementu rdzenia, przesuwając go w trzech położeniach od wewnętrznej powierzchni przegrody  $/I_1/$ , przez jej środek  $/I/$  do powierzchni zewnętrznej  $/I_e/$ . Uzyskano w ten sposób zmniejszenie strefy zakłóceń strumienia ciepła na osi poziomej. Materiałem cieplnym był beton komórkowy odmiany O7. Elementy poziome i pionowe rdzenia tworzyły baleczki betonowe. Do pomiarów użyto rejestratorów KFAP, sześciopunktowych, o zakresach  $0 - 60^\circ$  i  $-20$  do  $+20^\circ\text{C}$  oraz termometrów oporowych platynowych o oporności  $1000\ \Omega$  w  $0^\circ\text{C}$  i wymiarach  $3 \times 30$  mm. Rejestrowano temperatury w wybranych 12 miejscach, w obszarze działania mostka. Badania mostków prowadzono do momentu ustalenia się stałych temperatur w miejscach pomiarowych, co obserwowano poprzez równoległy przebieg notowań rejestratorów pomiarowych, dających ścieżki wartości mierzonych temperatur w postaci równoległych prostych. Doświadczalnie ustalono wartości współczynników przewodnictwa cieplnego obu materiałów przegrody i ich ciężary objętościowe. Wilgotność wewnętrzna pomieszczenia wynosiła  $\varphi = 50\%$ .

Badania w komorze klimatycznej okazały się skomplikowane oraz w wysokim stopniu niedoskonałe. Komora, dla uzyskania wyników o dostatecznej dokładności powinna posiadać urządzenia modelujące oczekiwane warunki przejmowania /np. ekran ograniczający promieniowanie, regulator szybkości przepływu powietrza w warstwie przejmowania/. Aby utrzymać pomiar temperatury z dokładnością  $0,1$  K należy skonstruować automatyczne przyrządy regulacyjne temperatury w komorze  $/t_0$  i  $t_1/$ , o czułości poniżej  $0,03 - 0,05$  K, co jest możliwe tylko w laboratoriach o bardzo wysokiej kulturze pomiarowej i wyposażeniu.

Analiza otrzymanych wyników, a szczególnie poziomu ich dokładności, a także kosztów przedsięwzięcia przesądziły potrzebę prowadzenia dalszych badań w oparciu o technikę modelowania numerycznego z zastosowaniem MC.

### 4. Niektóre problemy obliczeń metodą modeli cyfrowych

Rozwiązywanie równań różniczkowych cząstkowych wymaga postawienia do dyspozycji maszyn matematycznych o dużej objętości pamięci i szybkości wykonywania operacji. Wykorzystanie pamięci operacyjnej maszyny uzależnione jest od rozmiarów przyjętego do obliczeń mostka cieplnego, jego rodzaju, a także użytego kroku podziałowego związanego z dynamiczną



Rys.3. Schemat przegrody z mostkami przestrzennymi, badanej w komorze klimatycznej

rezerwacją wymiarów macierzy.

Mostki przestrzenne wytypowane do obliczeń wymagały ustawienia po około 11 tysięcy równań pola i od 10 - 20 godzin pracy maszyny dla rozwiązania jednego przykładu. Czas pracy wiązał się z ilością prowadzonych iteracji /150 - 350/. Zastosowano krok podziałowy w siatce przestrzennej  $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 1 \text{ cm} = 1/24$  grubości przegrody. Równanie różnic skończonych dla dowolnego węzła siatki /o/ ma postać:

$$t_o = \frac{t_1 k_{o-1} + t_2 k_{o-2} + \dots + t_6 k_{o-6}}{k_{o-1} + k_{o-2} + \dots + k_{o-6}} \quad (1)$$

gdzie:

- $k_{o-1}, k_{o-2} \dots$  - odpowiednie współczynniki przenikania ciepła połączeń przestrzennej siatki cieplnej, między węzłami sąsiednimi a węzłem o
- $t_1, t_2 \dots$  - odpowiednio temperatury węzłów sąsiednich
- $t_o$  - temperatura w węźle o

Układ równań (1) rozwiązywany był metodami iteracyjnymi, a wyniki uzyskano stosując metodę " $\delta^2$ " /proces Aitkena/ dla 150, 200 i 250 iteracji. Pierwsze przybliżenie przyjęto przy założeniu jednokierunkowego przepływu ciepła na zewnątrz przegrody.

Ocenę właściwości cieplnych złączy /mostków/ dla zmieniającej się geometrii rdzenia przeprowadzono przy pomocy funkcji " $\eta$ " zdefiniowanej wzorem:

$$\eta(x) = \frac{t_s - t_x}{t_s - t_m} \quad (2)$$

gdzie:

- $t_s$  - temperatura na powierzchni wewnętrznej przegrody rozpatrywanej bez udziału mostka, K
- $t_x$  - temperatura w badanym punkcie przegrody rzeczywistej, K
- $t_m$  - temperatura na powierzchni wewnętrznej rdzenia mostka rozpatrywanego niezależnie, K

## 5. Wyniki badań trzech mostków przestrzennych

Rozwiązanie mostków przestrzennych wymaga dużych nakładów pracy obliczeniowej. Wybrano dlatego trzy charakterystyczne przykłady, odpowiadające mostkom badanym w komorze klimatycznej. Podstawowe parametry mostków określono w tabeli 1. Rys. 4 i 5 podają wykresy izoterm na wewnętrznej powierzchni przegrody z mostkami  $I_1 / I_1$  oraz  $I_e / I_1$ .

Na rys.4 zakropkowano obszar na przegrodzie obejmujący powierzchnię rdzenia złożonego z dwóch prostopadłych i przecinających się gałęzi  $\lambda_2$ . Gałęzie te zatopione są w materiale cieplejszym  $\lambda_1$ . Izotermy stanowią krzywe łączące punkty o jednakowych temperaturach na powierzchni, odniesione do izotermy porównawczej, "zerowej", równej temperaturze  $t_s$  prze-

grody z dala od mostka. Oznakowanie izoterm określa więc podwyższenie lub obniżenie temperatury na powierzchni w porównaniu do  $t_s$ .

Tabela 1

Parametry charakterystyczne w mostkach płaskich i przestrzennych, temperatury w  $^{\circ}\text{C}$

mostek parametr	$I_i$	$I_e$	$I_i/I_i$	$I/I_i$	$I_e/I_i$
$t_m$	13,28	13,28	13,28	11,90	11,90
$t_{\min}$	12,79	13,68	12,71	11,01	12,05
$t_{\max}$	14,46	14,15	14,90	14,40	14,50
$\eta_{\min}$	1,56	0,60	1,66	1,40	0,93
$\eta_{\max}$	-0,36	0,00	-0,86	-0,11	0,16

$$t_e = (-18 + 273) \text{ K}; \quad t_i = (+18 + 273) \text{ K}; \quad t_s = (+14,15 + 273) \text{ K};$$

$$\lambda_1 = 0,24 \text{ W/mK}; \quad \lambda_2 = 1,74 \text{ W/mK}$$

Rys.5 zbudowano wykorzystując zasadę superpozycji temperatur, oczekiwaną w złączu przestrzennym powstałym przez prostopadłe nałożenie dwóch mostków płaskich  $I_i$  oraz  $I_e$ . W tym celu zestawiono dla poszczególnych punktów na powierzchni przegrody, temperatury pochodzące od mostka płaskiego  $I_i$  /a/ oraz  $I_e$  /b/, rozpatrywane niezależnie. W dalszym ciągu stworzono odpowiednie różnice  $\Delta_1 = a - t_s$ ,  $\Delta_2 = b - t_s$ . Różnica końcowa  $\Delta_1 + \Delta_2$  pozwoliła na wykreślenie warstwic teoretycznego rozkładu temperatur oczekiwanego z superpozycji oddziaływania wymienionych wyżej mostków. Linie tego rozkładu odniesione do temperatury porównawczej  $t_s$  oznaczono przerywaną kreską.

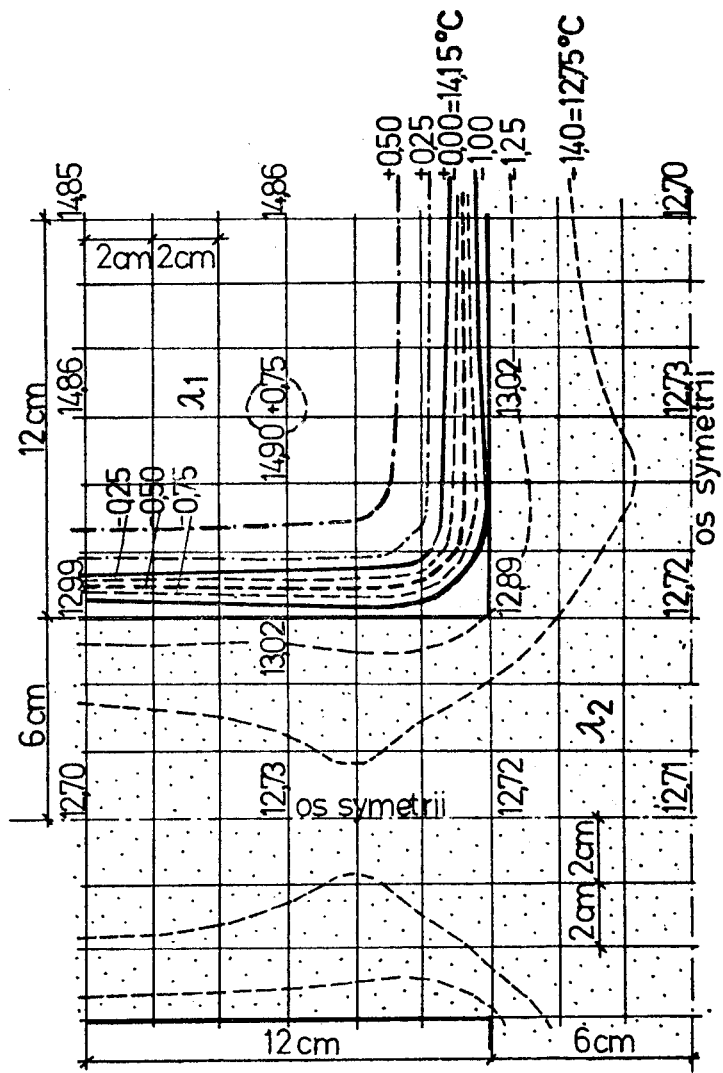
Inny zestaw izoterm pochodzi z rzeczywistego, uzyskanego drogą badań rozkładu temperatur w mostku przestrzennym. Warstwicę tego rozkładu oznaczono na rys.5 liniami ciągłymi.

Pionowymi ciągłymi liniami o różnym stopniu zagęszczenia zakreślano obszary w strefach najniższych i najwyższych temperatur powierzchniowych złącza, na których obserwuje się wyraźną różnicę między rzeczywistymi i teoretycznymi izotermami. Zagęszczenie linii następuje wraz ze wzrostem tej różnicy.

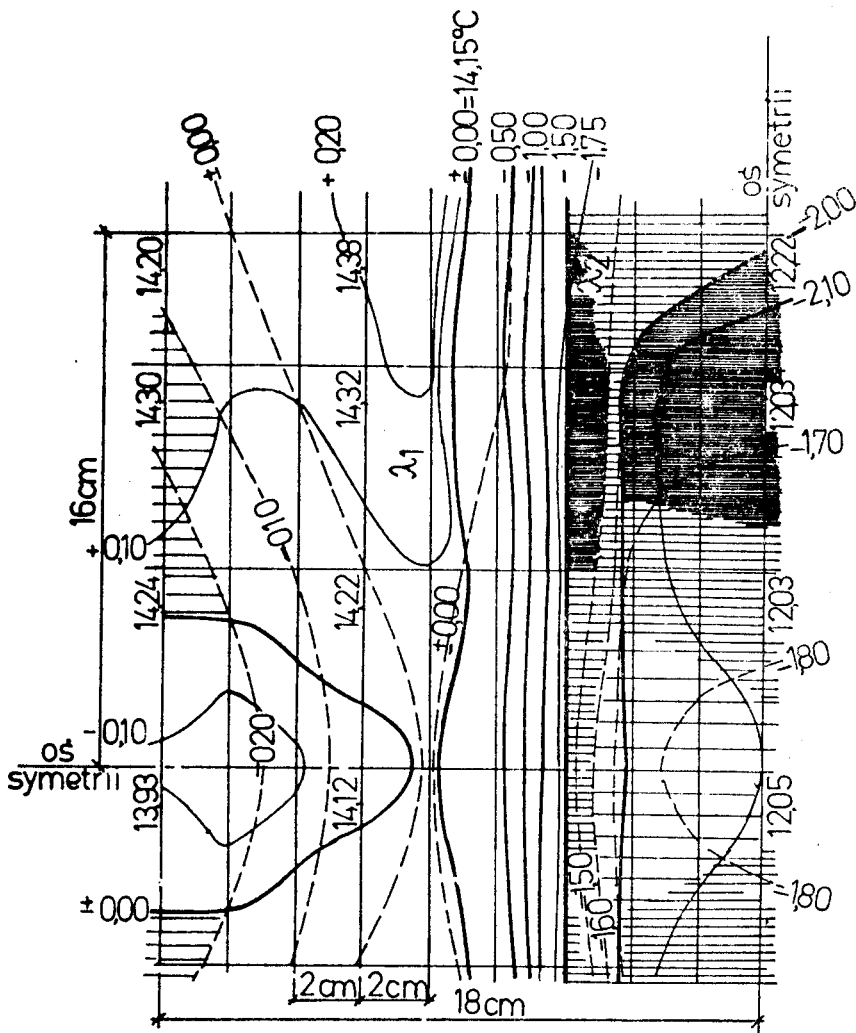
Prześledzenie wykresów i wyników tabeli pozwala na sformułowanie uwag dotyczących natury badanych mostków.

### 5.1. Mostek przestrzenny $I_i / I_i$

Temperaturą krytyczną na powierzchni przegrody we wnętrzu pomieszczenia tylko nieznacznie obniżyła się po dodaniu w mostku prostopadłej gałęzi rdzenia. Przyrost wielkości funkcji charakterystycznej " $\eta$ " /badany dodatkowo również dla innych wymiarów geometrycznych rdzenia i prze-



Rys.4. Rozkład temperatur na wewnętrznej powierzchni przegrody z mostkiem przestrzennym  $I_1 / I_1$



Rys. 5. Rozkład temperatur na wewnętrznej powierzchni przegrody z mostkiem przestrzennym  $I_6 / I_1$

grody/ jest nieznaczny /0,1/ i mieści się w przedziale błędu. Mostek przestrzenny  $I_1 / I_1$  można więc bez szkody dla poprawności rozwiązania rozważać, uwzględniając temperaturę minimalną, uzyskaną dla prostego mostka płaskiego 1-go rodzaju  $I_1$ .

Równocześnie obserwuje się znaczący wzrost temperatury maksymalnej na powierzchni wewnętrznej przegrody, o około 0,5 K. Odpowiednio wzrasta wartość bezwzględna funkcji " $\eta$ " w odniesieniu do osi symetrii rdzenia /przeciętnie 2,5-krotnie /.

Zanotowany przyrost temperatur ma miejsce w wyniku nałożenia się wartości ekstremalnych, wywołanych przez obie, prostopadle gałęzie rdzenia. Temperatury układają się symetrycznie w stosunku do dwusiecznej kąta prostego między tymi gałęziami.

Temperatura maksymalna pojawia się na tej dwusiecznej szybko /w odległości od osi symetrii równej szerokości rdzenia  $2e/$ , po czym bardzo wolno opada w miarę oddalania się od środka mostka. Zasięg strefy dostrzegalnych zakłóceń pola temperatur jest dla tego typu mostków rozległy, znacznie większy, niż w mostkach płaskich. Obserwacja rozkładu izoterm /rys.4/ pozwala na wyodrębnienie dwóch obszarów, inaczej uczestniczących w obliczeniach strat cieplnych pomieszczenia. Poziomym odniesieniem jest temperatura  $t_s$  na powierzchni przegrody, z dala od mostka.

W obszarze obniżonych temperatur / $t < t_s$ / ma miejsce proces dodatkowej straty ciepła, wywołany działaniem mostka. Obszar ten może być określony z dostateczną dokładnością, jako powierzchnia rdzenia z dodaniem wzdłuż jego konturu pasa o szerokości  $e/3$ , w którym znajduje się temperatura  $t_s$ /rys.4/:  $t_s = 14,15^\circ\text{C}$ .

Pozostała część powierzchni w granicy dostrzegalnej strefy zakłóceń posiada temperatury przekraczające  $t_s/t > t_s/$ , poprawiające bilans cieplny pomieszczenia.

Z rejestracji dwóch wymienionych spostrzeżeń:

- 1/ znacznego podwyższenia temperatury maksymalnej  $t_{\max}$ ,
- 2/ charakterystycznego rozłożenia temperatur przekraczających  $t_s$  na dużej powierzchni, związanego z rozległą strefą zakłóceń pola, wynika następujący wniosek:

W mostku przestrzennym  $I_1 / I_1$  powstałym ze skrzyżowania dwóch mostków płaskich w przegrodzie, rozkład temperatur jest korzystniejszy, a łączne straty ciepła w pomieszczeniu mniejsze.

Dołączenie więc dodatkowej prostopadłej gałęzi rdzenia w mostku przestrzennym nie pogorszyło właściwości termicznych złącza.

## 5.2. Mostek przestrzenny $I_e / I_1$

Rozpatruje się mostek przestrzenny  $I_e / I_1$ , w którym możliwe jest dokonanie wspomnianej superpozycji rozkładów temperatur dwóch składowych mostków płaskich 1-go rodzaju  $I_e$  oraz  $I_1$  /temperatura teoretyczna/. Rzeczywiste temperatury w dość znaczny sposób różnią się od teoretycznych

W pasie rdzenia mostka  $I_1$  na przegrodzie ma miejsce znaczne obniżenie temperatur, które osiąga pewne ekstremum, związane z temperaturą  $t_{\min}$



po obu stronach pionowej osi symetrii w odległości około  $2e$  od jego środka. Temperatura minimalna jest jednak wyższa od temperatury w środku mostka  $t_m$ , rozważanego niezależnie od przegrody  $t_{min} > t_m$ . I dlatego " $\eta$ " nie osiąga wartości 1 / 0,93/. Wykresy na rys.5 wskazują na odmiennosc oddziaływania mostka  $I_e / I_i$  na bilans cieplny pomieszczenia w porównaniu z poprzednio omawianym  $I_i / I_i$ .

Mostek /złącze/  $I_e / I_i$  jest niekorzystny, ponieważ dodanie prostopadłej gałęzi rdzenia po zewnętrznej stronie przegrody:

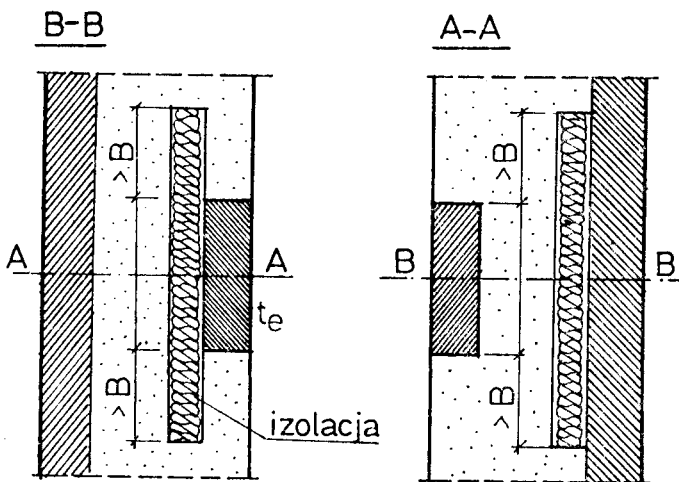
- 1/ obniża temperaturę krytyczną  $t_{min}$  w pobliżu  $t_m$ , zwiększając niebezpieczeństwo kondensacji,
- 2/ powiększa strefę dostrzegalnych zakłóceń pola temperatury,
- 3/ zwiększa łączne straty ciepła w pomieszczeniu, na skutek występowania znacznych obszarów temperatur zbliżonych do  $t_{min}$ .

### 5.3. Mostek przestrzenny $I / I_i$

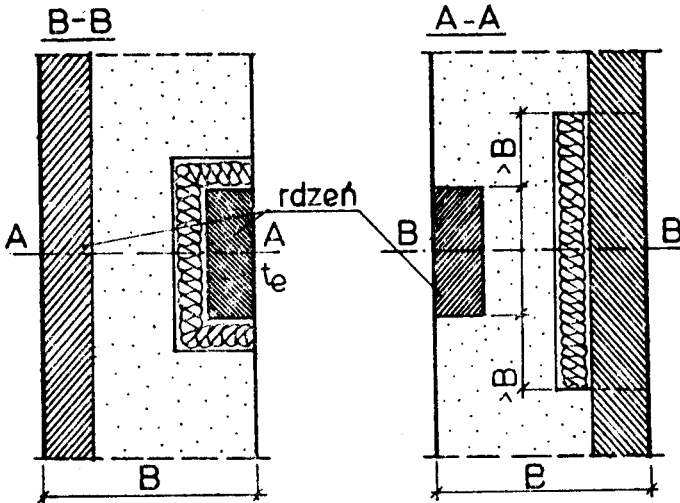
Zatopienie jednej gałęzi rdzenia we wnętrzu przegrody /mostek  $I/I_i$ / tworzy najmniej korzystny przypadek /tab.1/. Temperatura krytyczna  $t_{min}$  spada poniżej  $t_m / \eta = 1,4 > 1,0$ /. Pojawia się charakterystyczny "biegun" zimna, wymagający zastosowania wkładek ocieplających. W miarę przesuwania się gałęzi rdzenia w kierunku wnętrza pomieszczenia, można się spodziewać dalszego obniżenia wartości funkcji " $\eta$ ".

### 5.4. Uwagi na temat zasad ocieplania mostków przestrzennych

"Działalność, korygująca właściwości termiczne złączy  $I / I_i$  oraz  $I_e / I_i$  powinna polegać na uniemożliwieniu lub złagodzeniu wzajemnego wpływu "zimnych" gałęzi rdzenia na siebie.



Rys.6a. Propozycja ocieplenia mostka przestrzennego  $I_e / I_i$



Rys.6b. Propozycja ocieplenia mostka przestrzennego  $I_0 / I_1$

Można to osiągnąć przez stworzenie pomiędzy gałęziami dostatecznie intensywnej warstwy izolacyjnej. Taką warstwę stanowić będzie na przykład wkładka korekcyjna, ocieplająca, z materiału o niskiej wartości współczynnika " $\lambda$ ", osłaniająca jedną z gałęzi rdzenia. Geometrię takich wkładek należy ustalić w wyniku obliczeń /rys.6/.

Rozwiązanie polegające na ociepleniu rozważanego złącza przez sytuowanie warstw korekcyjnych od zewnątrz, nie wydaje się prawidłowe, ponieważ nie sprzyja osłabieniu wzajemnego negatywnego wpływu gałęzi rdzenia na siebie, a odwrotnie przyczynia się do jego powiększenia.

#### Literatura

1. Domański W.: Izolacyjność termiczna i szczelność budynków mieszkalnych. Przegląd Budowlany nr 4, 1981
2. Duc E., Dylla A.: Przestrzenne mostki termiczne. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 12, 1974, s.19-31
3. Dylla A.: Wpływ niektórych mostków cieplnych w połączeniach konstrukcji budowlanych na kształtowanie się komfortu cieplnego pomieszczeń. Praca doktorska. Politechnika Wrocławska 1980
4. Hoglund I.: Hogisolerande yttervaggars Varmemotstand. Norrköping 1963

PROBLEMS OF HEAT TRANSFER IN SPACE JOINTS OF BUILDING  
CONSTRUCTIONS

## Summary

The paper presents the results of heat analysis of three selected space joints and an isothermal distribution on their internal surfaces. Additionally, there were formulated some principles of the application of heat insulation which improves heat peculiarities of the joint as well as some examples of the practical application were given.

## ПРОБЛЕМЫ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ В ТРЕХМЕРНЫХ СТЫКАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## Резюме

В статье представлены результаты термического анализа трехмерных избранных стыков одновременно с графиком изотерм на их внутренних поверхностях. Кроме этого сформулированы некоторые принципы применения теплоизоляции корректирующие термические свойства стыка одновременно с конкретными предложениями плана их применения.

Andrzej Dylla

WPLYW KONSTRUKCJI PŁASKICH ZŁĄCZY PRZEGRÓD BUDOWLANYCH  
NA ICH WŁAŚCIWOŚCI TERMICZNE

Artykuł podaje wyniki badań własnych związanych z ustaleniem strat energii w płaskich złączach różnych przegród budowlanych. Wybrane do badań przykłady korespondują z wielką rodziną połączeń elementów konstrukcyjnych stosowanych w budownictwie krajowym. Analiza szeregu przypadków pozwala na uogólnienia pomocne przy konstruowaniu złączy w praktyce projektowej ze względu na problematykę ciepło-wilgotnościową.

1. Wstęp

Pojawienie się nowych materiałów budowlanych oraz urozmaiconych sposobów rozwiązywania struktury wewnętrznej przegród budowlanych i ich złączy, spowodowało konieczność rozwinięcia metod badania zjawisk ciepło-wilgotnościowych, kształtujących parametry mikroklimatu wnętrza.

Decydujący wpływ na zachowanie komfortu cieplnego ma ustalenie się w odpowiedniej wysokości temperatury na wewnętrznej powierzchni przegrody. Temperatura ta nie daje się korygować w dowolny sposób, przy pomocy instalacji centralnego ogrzewania umieszczonej we wnętrzu pomieszczenia. Decyduje o niej konstrukcja przegrody i jej złączy.

W praktyce budowlanej, w przegrodach i złączach nieunikniona jest obecność tzw. "mostków cieplnych" - miejsc, w których materiał o złych parametrach izolacji cieplnej przenika się w różnych układach wymiarów - wyciek z materiałem o lepszych cechach izolacyjnych. Kształt geometryczny mostka determinuje więc konstrukcję złącza.

Mostki cieplne mogą znacznie obniżyć temperaturę wewnętrzną na powierzchni przegrody. Jeśli okaże się ona niższa od temperatury punktu rosy powietrza wewnętrznego, wystąpią miejscowe strefy zawilgocenia i brudu uniemożliwiające użytkowanie pomieszczenia. Zjawisko to jest szczególnie niebezpieczne w przegrodach prefabrykowanych, których zakres stosowania uzależnić należy od temperatury wewnętrznej powierzchni mostków. Dopuszczenie powstawania stref wykroplenia pary wodnej dla tych konstrukcji może spowodować ich zniszczenie.

2. Charakterystyka negatywnych zjawisk w przegrodzie  
wywołanych działaniem mostków cieplnych

Powodując zwiększenie przepływu ciepła przez przegrodę zewnętrzną

mostki wpływają na ogólny bilans energetyczny budynku, co w konsekwencji wymaga większego zużycia paliwa w celu utrzymania ciepłoty pomieszczeń.

Nierównomierne zabrudzenie powierzchni ścian wewnętrznych i przegrody, w wyniku działania mostka, pociąga za sobą zwiększone koszty konserwacji, które należy uwzględnić przy wyborze konstrukcji ścian i złączy.

### 2.1. Dodatkowe straty ciepła

Oporając się na publikacjach skandynawskich [4,5,9] zestawiono tabelarycznie /tab.1/ wyniki badań pięciu typów przegród zewnętrznych uwzględniając zbiorowe oddziaływanie mostków powstałych w złączach z płytami balkonowymi, stropami, ścianami wewnętrznymi, ościeżnicami okiennymi, ryglami lub klamrami łączącymi warstwy przegrody.

Tabela 1

Straty ciepła dla różnych przegród z mostkami

Rodzaj ściany	A	B	C	D	E
Przenikanie ciepła przez:					
a/ ścianę W/K	6,63	6,75	4,65	6,86	6,51
b/ okna "	5,47	5,47	5,47	5,47	5,47
c/ mostki "	0,35	0,81	2,21	1,63	2,09
Nominalna wartość "k" dla a, W/m <sup>2</sup> K	0,74	0,77	0,52	0,80	0,73
Efektywna wartość "k" dla a+c, W/m <sup>2</sup> K	0,79	0,86	0,78	0,97	0,98
Wzrost przenikania ciepła wskutek mostków cieplnych %	3	7	22	13	17

#### Rodzaje ścian:

- A - ściana betonowa, izolowana od zewnątrz /tynk + 15 cm betonu lekkiego o  $\lambda = 0,46$  W/mK + 15 cm betonu/,
- B - ściana z bloków betonu lekkiego grubości 25 cm o  $\lambda = 0,58$  W/mK obustronnie tynkowana,
- C - ściana z cegły, izolowana od wewnątrz /25 cm cegły licówki + 10 cm płyty z wełny drzewnej + tynk/,
- D - ściana z betonu lekkiego grubości 25 cm /  $\lambda = 0,58$  W/mK/,
- E - ściana trójwarstwowa /6 cm betonu + 6 cm styropianu  $\lambda = 0,05$  W/mK + 15 cm betonu/.

Ściany D i E - z balkonem o grubości płyty 9 cm na całej długości ściany

Efektywna wartość współczynnika przenikania "k", tzn. wartość "k" jaką otrzyma się, odrzucając strumień ciepła wywołany przez mostki na powierzchnię ściany zewnętrznej /z wyłączeniem okien/ różni się w przeliczeniu 3 - 22% od wartości nominalnej "k" /bez uwzględnienia most-

Wpływ mostka cieplnego na poziom strat ciepła rośnie zarówno w miarę zmniejszania współczynnika "k" ściany, jak i jej grubości. W ścianach trójwarstwowych wpływ ten jest szczególnie wysoki.

Uwzględnienie dodatkowych strat ciepła napotyka na trudności, związane z brakiem danych dotyczących rozkładu temperatur, na powierzchniach wewnętrznych przegród z mostkami.

Również fakt zastosowania w rozwiązaniach praktycznych wkładek ocieplających, korygujących działanie mostka, wywołuje przekonanie o wyeliminowaniu potrzeby uwzględnienia dodatkowych strat ciepła, Tymczasem, nawet ocieplone mostki powodują dodatkowy przepływ ciepła, obniżający temperaturę wewnętrzną o około 1 - 3 K. Wielkość ta zależy od charakteru mostka. Stosowane ocieplenia pozwalają zmniejszyć wartość dodatkowego strumienia ciepłego do około 0,12 - 0,24 W/Km, a więc 2-4-krotnie. Nie oznacza to jednak całkowitej likwidacji dodatkowych strat ciepła /tab.1/. Mostki cieplne mogą zatem wywołać zasadniczy wzrost strat cieplnych w pomieszczeniach i należy je uwzględnić przy obliczeniach zapotrzebowania ciepła

## 2.2. Zjawisko zabrudzenia powierzchni

Zjawisko zabrudzenia powierzchni, zwane inaczej "widmem pyłu" lub "promieniowaniem" [1], powoduje nawet w pomieszczeniach prawie suchych /np. biura/, pokrywanie się zimnych stref powierzchni w miejscach mostków pyłem i kurzem. Dzieje się tak w wyniku zakłócenia równowagi unoszonych w ruchu molekularnym cząstek pyłu, w pobliżu zimniejszych powierzchni, na których w konsekwencji osiadają, przyczepiając się. Na przegrodzie o większej wilgotności ukazują się ponadto plamy lub wykwit soli mineralnych podobne do pleśni. Dotychczas nie ustalono temperatury powierzchniowej, powodującej dla pewnych warunków i czasu określonego zabrudzenia.

Oczywiste jest potrzeba poniesienia dodatkowych kosztów napraw, usuwających skutki "zabrudzenia".

## 2.3. Inne niedogodności natury higienicznej

Znaczniejsze obniżenie temperatury, na dużych powierzchniach mostków, wywołuje u człowieka pogorszenie samopoczucia, związane z wrażeniem chłodu. Pojawia się tzw. "temperatura odczuwalna", która dla otoczenia spełniającego warunki komfortu cieplnego jest ściśle definiowana [3,10] i umiejscowiona w pewnej strefie komfortu

Missenard [8] opracował stosowany w większości krajów europejskich wzór dla obliczenia temperatury odczuwalnej w nieruchomym powietrzu o przeciętnej wilgotności względnej  $\varphi = 50\%$ :

$$t_M = 0.5 t_1 + 0.5 t_p \quad ^\circ\text{C} \quad (1)$$

gdzie:

$$t_p = \frac{\sum F_x t_{px}}{F_t} \quad , \quad ^\circ\text{C} \quad - \text{średnia temperatura powierzchni otaczających,} \quad (2)$$

$F_x$  oznacza powierzchnie kolejnych składowych otaczających w pomieszczeniu, których suma wynosi  $F_t$ , m<sup>2</sup>.

$t_{px}$  oznacza temperatury kolejnych powierzchni składowych,  $^\circ\text{C}$

Część ciała ludzkiego, skierowana w stronę powierzchni pomieszczenia o niższych temperaturach, odda więcej ciepła, niż pozostałe części skierowane w stronę innych przegród lub ścian. Wpływ ogrzewania nie wyeliminuje nieprzyjemnego w skutkach oddziaływania zimnej przegrody lub jej części.

Warunki komfortu cieplnego [8] ustalają nieprzekraczalność pewnej granicznej różnicy /2-3 K/, między temperaturą powietrza na poziomie głowy i na poziomie posadzki. Mostek cieplny, przy złączeniu ściany ze stropem może wywołać wyższe różnice, niewłaściwe z punktu widzenia higieny [7]

#### 2.4. Ekonomiczne znaczenie mostków cieplnych. Kryteria dopuszczalności mostka w przegrodzie

Należy rozważyć dwie główne pozycje kosztów: zwiększonego zużycia ciepła oraz napraw na skutek zabrudzenia ew. kondensacji

Inne następstwa mostków, naruszające higieniczny i estetyczny komfort pomieszczenia, nie dają się ująć w rachunku ekonomicznym. Wpływ mostków cieplnych na koszt ogrzewania rozważają Adamson i Hoglund [4]

Trudniej ustalić koszt usunięcia zabrudzenia powierzchni. Nevander [9] przyjmując kilka dyskusyjnych założeń, określa wzrost kosztów napraw z tego tytułu, równy kosztom zwiększonych strat cieplnych ściany zewnętrznej o 0,24 W/K.m. Nie można pomijać tej pozycji, ponieważ może ona decydować o rachunku.

Każdorazowo jednak, przed przystąpieniem do wskazanej wyżej analizy kosztów, należy ustalić kryterium dopuszczalności mostka w przegrodzie i w przypadku jego przekroczenia, dokonać poprawy geometrii mostka lub ocieplić dodatkowymi wkładkami izolacyjnymi.

Podstawowym ograniczeniem jest otrzymanie minimalnej temperatury na powierzchniach wewnętrznych złącza  $t_{min}$ , spełniających każdą z trzech nierówności [9] :

$$\begin{aligned} t_{min} &> t_k + dt_1 \\ t_i - t_{min} &< dt_2 \\ t_s - t_{min} &< dt_3 \end{aligned} \quad (3)$$

gdzie :

$t_k$  - temperatura punktu rosy dla powietrza wewnętrznego K

$t_i$  - temperatura powietrza wewnętrznego, K

$t_s$  - temperatura wewnętrznej powierzchni przegrody, rozpatrywana

niezależnie od rdzenia mostka,  $\kappa$

$dt_1, dt_2, dt_3$  - zapasy temperatury określone w normach niektórych państw, K

### 3. Problemy badawcze

#### 3.1. Klasyfikacja i wybór złączy do badań

Interesujące, z uwagi na rozległe zastosowania, złącza płaskie nie były klasyfikowane ze względu na problematykę ciepłno-wilgotnościową. Nie dokonano również specyfikacji mostków pojawiających się w takich złączach.

Autor proponuje klasyfikować złącza konstrukcji budowlanych zgodnie z ogólną klasyfikacją podaną w [2,6] dotyczącą mostków płaskich i przetrzennych.

Złącza 2-go rodzaju obejmują połączenia prostopadłe przegród budowlanych, z których jedną jest przegroda zewnętrzna, drugą stanowi strop lub ściana wewnętrzna dowiązująca, lub przebijająca przegrodę.

Obszar mostka pojawiającego się w takim złączu jest płaskim zbiorem trzech prostokątów stykających się ze sobą wzdłuż krawędzi, w sąsiedztwie rdzenia i ograniczonym zasięgiem stref zakłóceń strumienia ciepła. W szczególnym przypadku są to dwa krzyżujące się prostokąty.

Istnieje potrzeba pewnej systematyki nazw. W dalszym ciągu autor nazywa "zimniejszą" część przegrody rdzeniem mostka [2]. Mostek ciepły tworzy więc rdzeń wraz ze strefami zakłóceń.

#### 3.2. Parametry określające mostek w złączu

Rozwiązaniem mostka cieplnego będzie podanie jego rozkładu temperatur, badanych w warunkach ustalonego, lub nieustalonego przepływu ciepła. Szczególnie ważą w ocenie warunków komfortu cieplnego temperatury na powierzchniach wewnętrznych mostka. Dla przepływu ustalonego w mostkach płaskich, bez dowiązujących ścian wewnętrznych, miarodajna jest temperatura w osi symetrii mostka, na powierzchni wewnętrznej przegrody  $t_r$ , która najczęściej jest temperaturą minimalną.

W mostkach płaskich ze ścianami /stropami/ dowiązującymi, badamy poza  $t_r$  szereg temperatur na powierzchniach wewnętrznych  $t_n, t_{in}$ , a szczególnie na krawędziach /w narożnikach/ połączeń  $t_o$  /rys.1/.

Znajomość temperatur minimalnych pozwala ocenić niebezpieczeństwo skroplenia pary wodnej w pomieszczeniu.

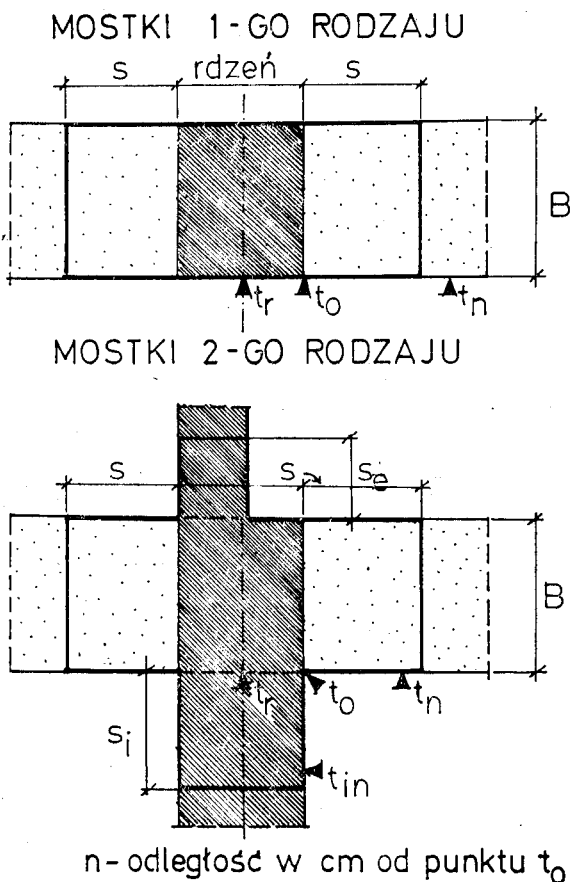
Dla uwzględnienia dodatkowych strat ciepła, spowodowanych działaniem mostka, konieczna jest znajomość rozkładu temperatur na powierzchniach wewnętrznych przegród. W tym celu proponuje się określić nową zależność, tzw funkcję sprowadzoną " $\Psi$ ":

$$\Psi /x/ = \frac{t_s - t_x}{t_s - t_{mF}} \quad (4)$$



gdzie:

- $t_s$  - temperatura na powierzchni wewnętrznej przegrody rozpatrywanej niezależnie od mostka, K
- $t_x$  - temperatura punktu x w obszarze wewnętrznym mostka / może to być punkt na przegrodzie, jak i na ścianie dowiązującej lub we wnętrzu złącza/, K,
- $t_{mF}$  - temperatura na powierzchni wewnętrznej rdzenia mostka typu F, rozpatrywanego niezależnie od przegrody i stanowiącego charakterystyczny poziom odniesienia dla innych przypadków złącza, K.



Rys.1. Kryterium klasyfikacji mostków płaskich.  
Parametry charakterystyczne mostków

Określona została w ten sposób zależność, która wygodnie pozwala na natychmiastową ocenę temperatury w dowolnym punkcie złącza w stosunku do przyjętego, jako wyjściowy i minimalny poziomu  $t_{mF}$

Jako podstawowe punkty pomiarowe wybrano:

- środek osi symetrii mostka o temperaturze  $t_r$ ,
- narożnik wklęsły, w zetknięciu przegrody ze ścianą wewnętrzną

/lub stropem/ dowiązującą, o temperaturze  $t_0$  /rys.1/.

Możliwe jest zbudowanie całej rodziny krzywych funkcyjnych  $\Psi = f(b, e)$ , dla zmieniających się gabarytów złącza.

Proponuje się ponadto ustalenie parametru uzupełniającego "s", określającego zasięg dostrzegalnej strefy zakłóceń pola temperatur w granicach założonej dokładności /rys.1/. Wielkość ta jest niezbędna dla:

- ustalenia strefy obniżenia temperatury na powierzchniach wewnętrznych przegród,
- obliczenia strat ciepła pomieszczenia,
- zaproponowania geometrii ew. warstwy ocieplającej mostek,
- celów obliczeniowych, a szczególnie ograniczenia ilości niezbędnych równań modelowych.

### 3.3. Metodyka badań własnych

Najskuteczniejszym zarówno pod względem szybkości, dokładności jak i kosztów okazuje się modelowanie cyfrowe. Istnieje jednak potrzeba nałożenia pewnych ograniczeń polegających na:

- przyjęciu kwadratowej siatki podziałowej o wystarczającej gęstości, co najmniej 1/24 grubości przegrody,
- określeniu najważniejszego kształtu operatora różnicowego,
- prowadzeniu procesu obliczeń iteracyjnych, aż do osiągnięcia zbieżności wyników kolejnych iteracji dla założonej dokładności,
- prowadzeniu obliczeń na liczbach, z dostateczną ilością cyfr znaczących po przecinku,
- precyzyjnym przyjęciu warunków brzegowych zewnętrznych i wewnętrznych.

Stosowane do obliczeń metoda różnicowa z pięciopunktowym operatorem Laplace'a, oraz stacjonarna metoda iteracyjna pozwalają na wprowadzenie tych ograniczeń. Wyniki osiągnięte dla 150, 200, 250-tej iteracji podane zostały ekstrapolacji Aitkena /proces -  $\delta^2$ %.

### 4. Analiza wyników badań grupy złączy F oraz $I_1$

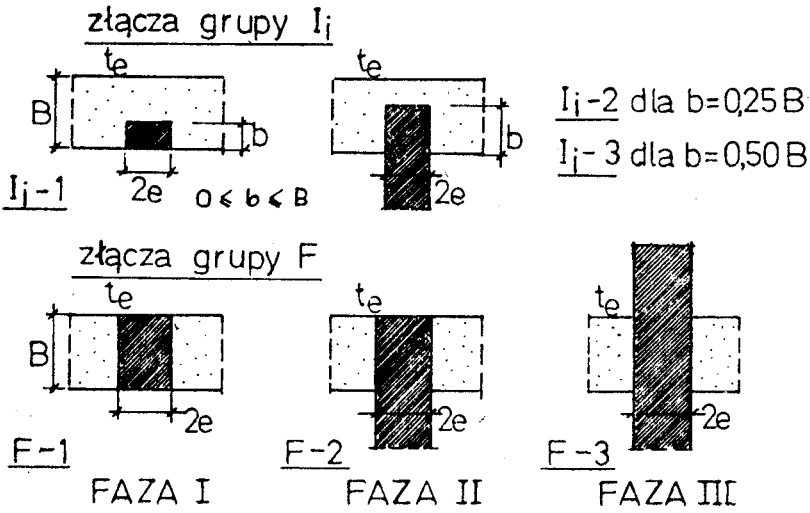
Do badań wytypowano dwie grupy złączy powstałych ze skrzyżowania przegrody zewnętrznej  $\lambda_1$  z mostkiem całkowitym F lub częściowym  $I_1$  z dowiązującą prostopadle ścianą wewnętrzną o  $\lambda_2 > \lambda_1$  -faza II /ryc.2/.

Pole temperatur porównano dla dwóch lub trzech kolejno rozpatrywanych struktur złącza /dwie lub trzy fazy/.

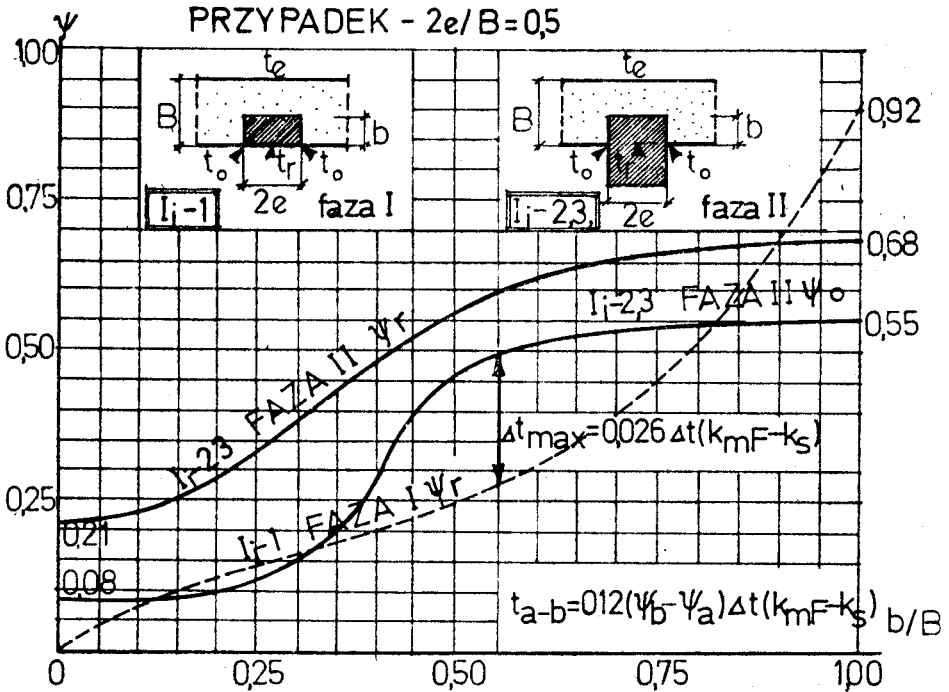
Faza I jest prostym mostkiem płaskim 1-go rodzaju  $I_1$  lub F.

W fazie III złącze z fazy II z mostkiem F uzupełniono dodatkowym "zimnym pilastrem"  $\lambda_2$  sięgającym dostatecznie głęboko w strefę zewnętrzną. Nosi ono charakter przebicia "cieplej" przegrody "zimną" ścianą prostopadłą. Poziomym porównawczym  $t_{mf}$  jest temperatura na powierzchni wewnętrznej, w osi symetrii mostka F /w fazie I/.

Wykresy  $\Psi_r$ ,  $\Psi_0$  sporządzone w oparciu o wyniki tabeli 2 podano na rys.3. Badano dwie relacje grubości przegrody i ściany wewnętrznej pod-



Rys.2. Badane złącza płaskie 2-go rodzaju



Rys.3. Wykresy funkcji charakterystycznej  $\psi_{o,r} = f(b/B)$  dla złącza grupy I<sub>j</sub>

ne w cm:  $2e/B = 12/24 = 0,5$  oraz  $2e/B = 18/24 = 0,75$ .

Wielkości funkcji charakterystycznej " $\psi$ " zmieniają się dla obu przypadków w granicach kilku procent.

Tabela 2

Wartości temperatur " $t$ " oraz funkcji " $\psi$ " w wybranych punktach złącza grupy F oraz  $I_i$ . Zasięg sfery zakłóceń " $s$ ".  
Numery złącza zgodne z rys.2

Numer złącza	$t_r$ °C	$t_o$ °C	$\psi_r$	$\psi_o$	s cm	$s_i$ cm
$I_i - 1$	11,41		0,25			
$I_i - 2$	10,62	13,01	0,33	0,11	2	3
$I_i - 3$	8,04	9,20	0,56	0,46	20	6
F - 1	4,12	5,65	0,92	0,78	24	-
F - 2	6,62	8,15	0,63	0,55	24	21
F - 3	7,79	8,82	0,59	0,49	20	12

Analizowana grupa złącza pozostaje w bezpośrednim związku z szeregiem zastosowań praktycznych /np. przebitcie lub dowiązanie do przegrody z betonu komórkowego wewnętrznej ściany betonowej/, co pozwala na wykorzystanie wyników badań w konkretnych rozwiązaniach projektowych.

#### 4.1. Dołączenie ściany wewnętrznej do przegrody z mostkiem F

Przedłużenie rdzenia mostka, poza obrys przegrody do wnętrza /ściana wewnętrzna dowiązująca/, podnosi ważne dla oceny sytuacji cieplnej złącza temperatury na jego powierzchniach wewnętrznych  $t_o$ ,  $t_n$ ,  $t_{in}$ , a także w osi symetrii  $t_r$ , w wyniku czego obniżeniu ulegają wielkości funkcji charakterystycznej " $\psi$ " /  $\psi_r$ ,  $\psi_o$ /.

Posługując się zapisem określającym funkcję  $\psi$  (4) obliczamy różnicę temperatur w punktach o.r dla kolejnych faz /I i II/.

Ogólnie:

$$\Delta \psi = \psi^I - \psi^{II} = \frac{t_s - t_x^I}{t_s - t_{mF}} - \frac{t_s - t_x^{II}}{t_s - t_{mF}} \quad (5)$$

stąd:

$$\Delta t_x = t_x^{II} - t_x^I = \Delta \psi / t_s - t_{mF} / \quad (6)$$

równocześnie jest:

$$t_{s,mF} = t_i - \frac{1}{\alpha_i} \cdot \frac{t_i - t_e}{R_{s,mF}} \quad (7)$$

a więc z (6) i (7) oraz przyjmując zgodnie z normą PN-74/B-03404  $1/\alpha_i = 0,12$  uzyskujemy:

$$\Delta t_x = 0,12 \cdot \Delta \Psi \cdot \Delta t / k_{mF} - k_s / \quad (8)$$

lub ogólniej:

$$t_{a-b} = 0,12 / \Psi_a - \Psi_b / \Delta t / k_{mF} - k_s / \quad (9)$$

gdzie:

- $t_{a-b}$  oznacza różnicę temperatur między dwoma punktami a, b na powierzchni lub we wnętrzu mostka, dla których znane są wartości:  $\Psi_a, \Psi_b$ . Wielkości funkcji "  $\Psi$  " według wzoru (4)
- $\Delta t = t_i - t_e$ , różnica temperatur powietrza wewnętrznego i zewnętrznego, K,
- $k_{mF}, k_s$  współczynniki przenikania ciepła odpowiednio przez rdzeń mostka F oraz przegrodę, rozpatrywane niezależnie,  $W/m^2 \cdot K$ .

Porównując temperatury w obu fazach złącza w punktach r i o otrzymujemy:

$$\Delta t_r = 0,12 / \Psi_r^I - \Psi_r^{II} / \Delta t / k_{mF} - k_s / \text{ oraz}$$

$$\Delta t_{max} = 0,12 / \Psi_r^I - \Psi_o^{II} / \Delta t / k_{mF} - k_s /$$

Jest /tab.2, rys.3/:

$$\Psi_r^I - \Psi_r^{II} = 0,92 - 0,68 = 0,24$$

$$\Psi_r^I - \Psi_o^{II} = 0,92 - 0,55 = 0,37$$

po podstawieniu otrzymujemy:

$$\Delta t_r \approx 0,029 \Delta t / k_{mF} - k_s / \quad (10)$$

$$\Delta t_{max} \approx 0,045 \Delta t / k_{mF} - k_s /$$

Można przedstawić następujący wniosek:

W przypadku dźwignienia ściany wewnętrznej do mostka F /zbudowanej z materiału rdzenia i o grubości równej szerokości rdzenia/ temperatura decydująca o sytuacji cieplnej złączą / w punktach o, r/ podwyższa się zgodnie ze wzorem (10) proporcjonalnie do różnicy temperatur na zewnątrz i

w pomieszczeniu, oraz różnicy współczynników przenikania ciepła przez rdzeń mostka F i przegrodę rozpatrywane niezależnie.

#### 4.2. Przebicie przegrody zewnętrznej "zimną" ścianą prostopadłą

Wysunięcie "zimnego" pilastra na zewnątrz przegrody poprawia warunki komfortu cieplnego pomieszczenia. Fakt ten, godny podkreślenia, pozwała z pożytkiem dla zachowania niezbędnych parametrów ciepłno-wilgotnościowych przegrody, urozmaicać jej wystrój zewnętrzny. Ma to znaczenie praktyczne przy konstruowaniu wszelkiego rodzaju loggi, balkonów i elementów ozdabiających elewacje budynków.

Istotne dla oceny złącza pozostają różnice minimalnych temperatur na powierzchniach wewnętrznych przegrody w poszczególnych fazach /tab 2/

$$t_{\min}^{\text{III}} - t_{\min}^{\text{II}} = t_o^{\text{III}} - t_o^{\text{II}} = /0,55-0,49/\Delta t \cdot 0,12 /k_{mF} - k_s/ = 0,008 \Delta t /k_{mF} - k_s/ \quad (11)$$

$$t_{\min}^{\text{III}} - t_{\min}^{\text{I}} = t_o^{\text{III}} - t_r^{\text{I}} = /0,92-0,49/\Delta t \cdot 0,12 /k_{mF} - k_s/ = 0,052 \Delta t /k_{mF} - k_s/ \quad (12)$$

#### 4.3. Wpływ zmieniającego się "b" na rozkład temperatur powierzchni wewnętrznych złącza

Badamy przebieg i wzajemne usytuowanie trzech krzywych wyrażających funkcje  $\Psi$ /rys.3/ w kolejnych fazach I i II, określone dla punktów r i o:

- faza I,  $\Psi_r$  w zależności od zmieniającego się "b" dla mostka częściowego  $I_1$  /dla  $b/B = 1,0$ , mostek F/.
- faza II,  $\Psi_o$ ,  $\Psi_r$  jak wyżej lecz po dowiązaniu ściany wewnętrznej

Określenie modułu i znaku wektora stanowiącego dla danej odciętej "b" różnicę wartości funkcji  $\Psi_r^{\text{I}} - \Psi_o^{\text{II}}$ , pozwala natychmiast ocenić jakiej temperatury minimalnej na powierzchni wewnętrznej złącza możemy oczekiwać w wyniku dowiązania ściany wewnętrznej.

Wnioski są następujące:

Jeżeli do przegrody z mostkiem częściowym  $I_1$  dołączymy ścianę wewnętrzną w osi symetrii rdzenia, zaobserwujemy:

- 1/ obniżenia temperatury w punkcie r w przedziale zmieniających się wartości b:  $0 < b < 0,9 B$ , z ekstremum  $\Delta t_r$  w sąsiedztwie  $b \approx 0,5 B$ . Punkt r jest jednak w obecnej sytuacji we wnętrzu złącza i jego temperatura nie może decydować o powstaniu kondensacji powierzchniowej.
- 2/ dla wypełniającego się rdzenia w mostku częściowym  $I_1$  dowiązanie ściany wewnętrznej oddziałuje pozytywnie, podnosząc temperatury zarówno we wnętrzu  $/t_r/$  dla  $b > 0,9 B$ , jak i na powierzchni wewnętrznej złącza  $/t_o/$  dla  $b > 0,82 B$ .
- 3/ dowiązanie ściany wewnętrznej do mostka częściowego  $I_1$  jest niekorzystne w polu przecinających się krzywych  $\Psi_o^{\text{II}}$  oraz  $\Psi_r^{\text{I}}$

/0,3 B < b < 0,8 B/, decydując o wystąpieniu obniżenia temperatury w narożu /t<sub>o</sub>/ poniżej temperatury minimalnej dla fazy I, umożliwiając dla szczególnych przypadków powstanie skroplenia i zawilgocenia powierzchniowego.

Niekorzystny jest przedział 0,5 B ≤ b ≤ 0,6 B, w którym:

$$\Delta t_{\max} = t_r^I - t_o^{II} = 0,026 \Delta t / k_{mF} - k_s /$$

#### 4.4. Przykłady liczbowe

##### 4.4.1. Przykład I. Złącze grupy F

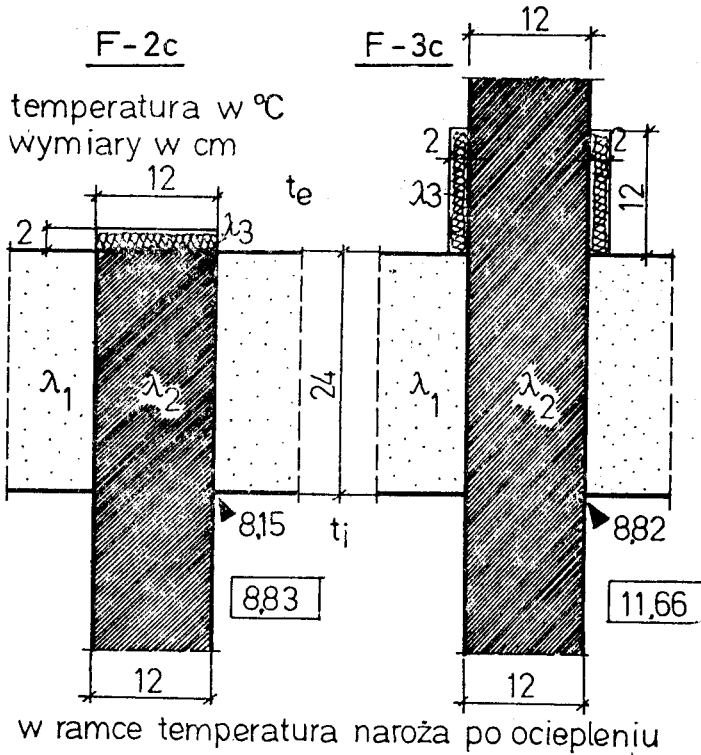
Przegroda zewnętrzna budynku mieszkalnego wykonana jest z betonu lekkiego o współczynniku  $\lambda_2=0,24$  W/m.K. W fazie I rdzeń mostka wykonany jest z betonu o współczynniku  $\lambda_1=1,74$  W/m.K. Grubość przegrody B=24 cm, szerokość rdzenia 2e=12 cm, grubość rdzenia b=B. W fazie II dowiązono prostopadłą ścianę wewnętrzną, betonową /  $\lambda_1 = 1,74$  W/m.K/ o grubości 2e=12 cm. W fazie III występuje przebiecie przegrody ścianą wewnętrzną. Obliczenia wykonano dla t<sub>e</sub>=-18°C t<sub>i</sub>=18°C.

Temperatury na wewnętrznej powierzchni przegrody wyniosą /tab.2/:  
faza I /mostek F, b=B/:

Tabela 3

Ocieplenie wkładkami korekcyjnymi złączy grupy F /rys.4/

Numer złącza	Temperatura w wybranych punktach na pow. wewn. /°C/					
	t <sub>r</sub>	t <sub>o</sub>	t <sub>4</sub>	t <sub>10</sub>	t <sub>14</sub>	t <sub>112</sub>
F - 2	6,82	8,15	11,92	13,49	10,01	12,76
F - 2c	7,42	8,83	11,27	13,29	9,80	13,07
różnica	0,60	0,68	0,65	0,20	0,21	0,31
F - 3	7,79	8,82	13,06	13,95	11,06	14,10
F - 3c	11,52	11,66	13,82	14,19	12,81	14,86
różnica	3,73	2,84	0,76	0,24	0,25	0,76



Rys.4. Wkładki ocieplające złącza płaskie 2-go rodzaju

$$t_{\min}^I = /4,12 + 273/ \text{ K} = t_r^I$$

faza II:

$$t_{\min}^{II} = /8,15 + 273/ \text{ K} = t_o^{II}$$

faza III:

$$t_{\min}^{III} = /8,82 + 273/ \text{ K} = t_o^{III}$$

Dowiązanie do przegrody z mostkiem F ściany wewnętrznej podnosi temperaturę minimalną aż o 4,03 K /  $t_{\min}^{II} - t_{\min}^I$  /. W tym przypadku złącze można uznać za prawidłowe i pozostawić bez dodatkowego ocieplenia, jeżeli zastosowane zostało w pomieszczeniach o wilgotności względnej rzędu 50 % i temperaturze wewnętrznej /18 + 273/ K, którym odpowiada większość pomieszczeń przeznaczonych na pobyt ludzi.

Przebicie omawianej przegrody ścianą wewnętrzną /faza III/ powoduje dalsze podniesienie temperatury krytycznej /o dodatkowe 0,67 K/. Złącze można pozostawić bez dodatkowego ocieplenia w pomieszczeniach o niższych niż dla fazy II rygorach ciepłno-wilgotnościowych /  $\varphi_{\max} = 55\%$ ,  $t_1 = /18 + 273/ \text{ K}$  /.



4.4.2. Przykład 2. Złącze grupy I<sub>1</sub>

Dane jak w przykładzie 4.4.1, za wyjątkiem grubości rdzenia b, którą przyjmujemy w niekorzystnym przedziale  $0,5B \ll b \ll 0,6B$ ;  $b=0,5B=12$  cm.

Temperatury na wewnętrznej powierzchni przegrody wyniosą /tab.2/:

faza I /mostek I<sub>1</sub> dla  $b = 0,5 B$ /:

$$t_{\min}^I = /11,41 + 273/ K = t_r^I$$

faza II

$$t_{\min}^{II} = /9,20 + 273/ K = t_o^{II}$$

W tym przypadku dowiązanie ściany wewnętrznej istotnie pogorszyło sytuację cieplną złącza. Temperatura krytyczna na powierzchni wewnętrznej obniżyła się o 2,21 K i spadła do  $/9,20 + 273/ K$ , a złącze zbliżyło właściwości cieplne przegrody do analizowanej w poprzednim przykładzie.

## 5. Wkładki ocieplające złącza płaskie

Złącza płaskie w fazie II i III poddano korekcie przy pomocy wkładek ocieplających /rys.4/. Materiał wkładek posiada  $\lambda_3 = 0,04$  W / m K, rdzenia  $\lambda_2 = 1,74$  W/mK, przegrody  $\lambda_1 = 0,24$  W/mK. Przyjęto temperatury:  $t_e = /-18 + 273/ K$ ,  $t_i = /18 + 273/ K$ .

W tabeli 3 zestawiono różnice temperatur dla szeregu punktów wewnętrznych złącza, przed i po zastosowaniu wkładek.

Komentując otrzymane wyniki można stwierdzić, że:

- 1/ zastosowanie ocieplenia /F-2c/ przerywającego kontakt "zimnego" rdzenia z powietrzem zewnętrznym  $t_e$ , zmienia charakter mostka z całkowitego F na częściowy I<sub>1</sub>. Tym należy tłumaczyć znikomy efekt ocieplenia /  $\Delta t_{\max} = \Delta t_o = 0,68$  K/, niewystarczającego dla wnętrza o większej wilgotności,
- 2/ lepiej spełniają swoją rolę wkładki ocieplające /F-3c/, nie naruszające charakteru mostka, ale przeciwnie, umożliwiające przebicie choćby częściowe "zimnego" rdzenia przez przegrodę. Efekt ocieplenia w punktach narożnych / $t_o$ / sięga lub przekracza 2,0 K, co na ogół wystarcza dla usunięcia niebezpieczeństwa kondensacji,
- 3/ złącze z wkładkami korekcyjnymi powinno być sprawdzone obliczeniowo.

## 6. Strefa zakłóceń strumienia ciepła w złączach płaskich

Badanie strefy dostrzegalnych zakłóceń strumienia ciepła, związanej z działaniem mostka prowadzono, odnotowując dla poszczególnych przypadków w tab.2 wyrażoną w cm:

- odległość  $s$ , po obu stronach osi symetrii złącza, od narożników do miejsc, w których temperatura na powierzchni wewnętrznej przegrody osiąga wartość  $t_s$  z dokładnością 0,01 K,
- odległość  $s_1$  liczoną od narożników po powierzchni ściany wewnętrznej dowiązującej, do miejsc, w których temperatura osiąga wartość  $t_s$  z dokładnością jw. /rys.1/

Zwraca uwagę duży rozrzut badanych wartości  $s$ ,  $s_1$ . Z reguły  $s$  są większe od  $s_1$ . Z dostateczną ostrożnością można ogólnie przyjąć że strefa zakłóceń pola określona wartościami  $s$ ,  $s_1$ , nie przekracza dla żadnego z przypadków grubości przegrody  $B/s$ ,  $s_1 \leq B/$

## 7 Wnioski

W zakończeniu można sformułować następujące wnioski:

1. Geometria złącza, a także rodzaj użytych do jego ukształtowania materiałów budowlanych wpływają w pewnym stopniu na zachowanie komfortu cieplnego pomieszczenia. Oddziaływania mostków cieplnych powstałych w złączu powinno być każdorazowo uwzględnione:
  - w bilansie energetycznym pomieszczenia.
  - przy rozpatrywaniu ryzyka kondensacji na powierzchniach przegrody.
  - przy określeniu dopuszczalnej temperatury "odczuwalnej" w pomieszczeniu.
2. Przeprowadzone przez autora rozważania analityczne, a także eksperymenty badawcze, dla znalezienia skutecznych metod obliczeniowych bardziej skomplikowanych złączy konstrukcyjnych z mostkiem płaskim, wskazały na konieczność stosowania modeli cyfrowych, rozwiązywanych przy zastosowaniu elektronicznej techniki obliczeniowej.
3. Badania złączy i mostków płaskich 2-go rodzaju wykazały, że przedłużenie rdzenia z obrysu przegrody /mostek płaski F/ do wewnątrz, lub równocześnie na zewnątrz pomieszczenia w ściany i pilastry zewnętrzne, w istotny sposób podwyższa temperatury powierzchni wewnętrznych, umożliwiając często rezygnację z wkładek ocieplających. Obserwacja ta wskazuje na poprawność rozwiązań konstrukcyjnych, stosowanych w dawnym budownictwie, gdzie bez większej szkody dla komfortu wnętrza, przebijano cieplejszą przegrodę zewnętrzną /np. ceglaną/ zimniejszą ścianą /np. kamienną/, wyprowadzając ją na zewnątrz w przyporę lub pilaster.
4. Stwierdzono, że w mostkach płaskich 1 i 2-go rodzaju zasięg strefy dostrzegalnych zakłóceń pola temperatur /s/ nie przekracza grubości przegrody zewnętrznej, odkładany od obrysu rdzenia w obie strony równoległe do powierzchni przegrody /zgodnie z rys.1/.

## Literatura

1. Berthier J.: Les points faibles thermiques ou points thermiques. In: Cahier du centre scientifique du batiment, nr 42. Paris 1960
2. Dylla A.: Wpływ niektórych mostków cieplnych w połączeniach konstrukcji budowlanych na kształtowanie się komfortu cieplnego pomieszczeń. Praca doktorska. Politechnika Wrocławska 1980
3. Fanger P.O.: Komfort cieplny. Arkady, Warszawa 1974
4. Hoglund I.: Hogisolerande yttervaggars Varmemotstand. Norkoping 1963
5. Hoglund I., Oberg S., Palm Y., Adamson B., Nevander L E.: Mostki termiczne w ścianach zewnętrznych. Instytut Techniki Budowlanej Królewskiej Politechniki, Sztokholm 1961
6. Koczyk A.: Wpływ mostka cieplnego w przegrodzie budowlanej na wartość.

- ci temperatury wewnętrznej jej powierzchni. Praca doktorska. Rękopis, Politechnika Warszawska 1970
7. Malinowski W.: Badania laboratoryjne mikroklimatu. Praca FC-II Instytutu Techniki Budowlanej, 1965
8. Misseard F.A.: Le chauffage et le rafraichissement par rayonnement Paris 1959
9. Nevander L.: Mostki termiczne w konstrukcjach ściennych. Instytut Techniki Budowlanej Królewskiej Politechniki, Sztokholm 1965
10. Płoński W., Pogorzelski J.A.: Fizyka budowli. Arkady, Warszawa 1979

#### INFLUENCE OF PLANE JOINTS CONSTRUCTION OF BUILDING SCREENS ON THEIR HEAT PECULIARITIES

##### Summary

The paper gives results of the author's own research on determining heat losses in plane joints of different building screens. The examples, which were chosen for the research, correspond to a great group of joints of construction elements applied in building in this country. An analysis of a number of cases enables making some generalization helpful for constructing joints as regards heat-humidity problems.

#### ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКЦИИ ДВУХМЕРНЫХ СТЫКОВ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ ТЕРМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

##### Резюме

В статье даны результаты собственных опытов связанных с определением потерь тепла в двухмерных стыках разных ограждающих конструкций. Взятые для исследования примеры связаны с большим количеством конструктивных стыков элементов применяемых в отечественном строительстве. Анализ ряда примеров разрешает обобщения подчас конструирования стыков в проектной практике в связи с проблемами тепловлажности.

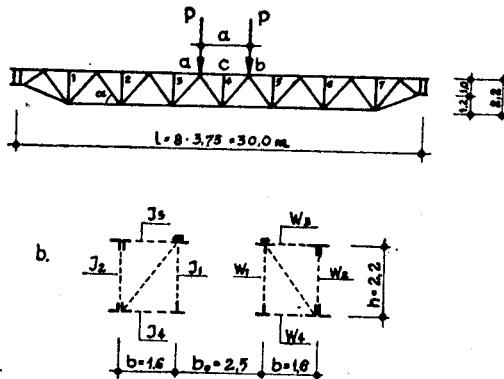
Edmund Lubieniecki

WPLYW PRZEŁON NA SZTYWNOŚĆ PRZESTRZENNEJ KRATOWNICY STALOWEJ

W artykule omówiono wpływ liczby przepon poprzecznych i sztywności pręta ukośnego na sztywność pionową kratownicy przestrzennej. Rozpatrzono kratownicę stalową typu zamkniętego, tzw. czterodźwigarową.

1. Wstęp

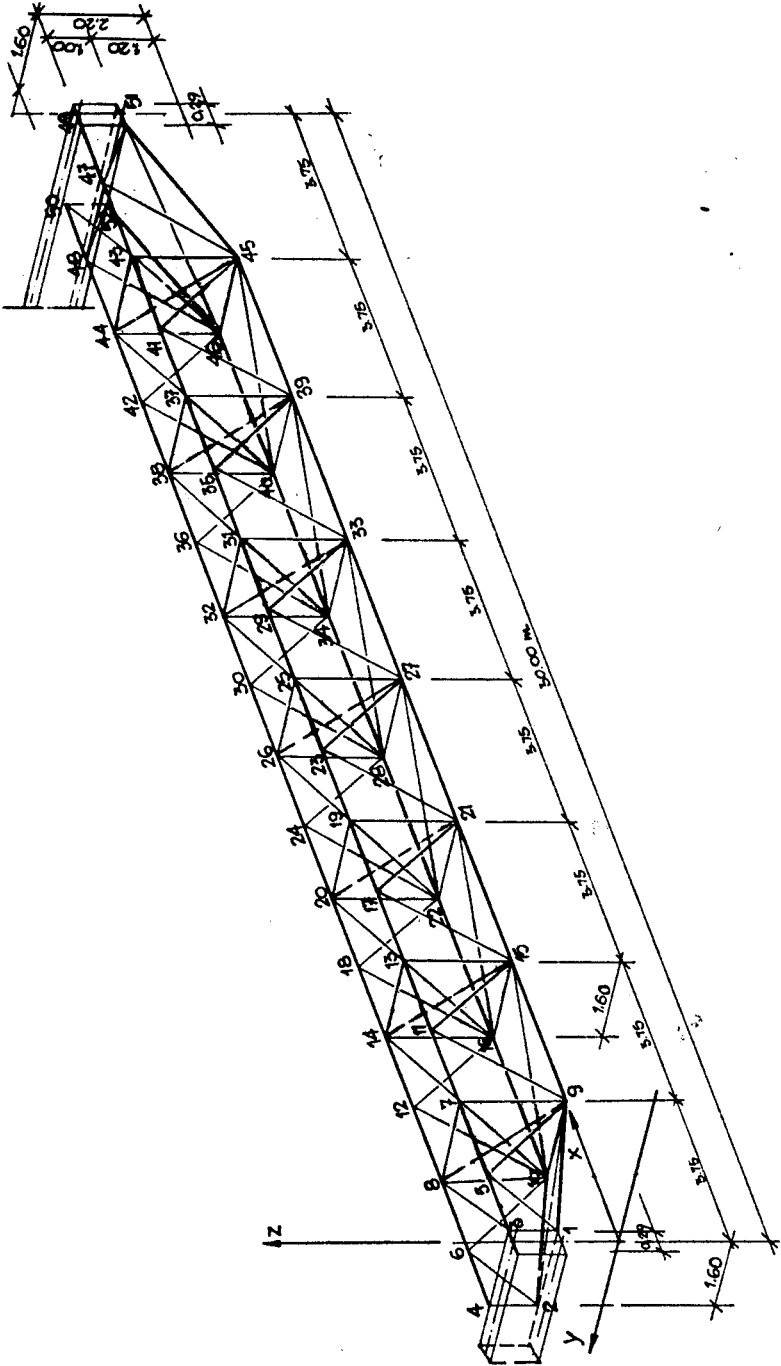
W pracy została poddana analizie teoretycznej stalowa kratownica przestrzenna, która stanowi most suwnicowy typu zamkniętego - czterodźwigarowego /rys.1/.



Rys.1. a - kratownica mostu suwnicowego  
b - przekrój poprzeczny

W celu dokonania analizy porównawczej obliczono przemieszczenia jak dla układu płaskiego. Sprowadzenie elementu przestrzennego do znacznie prostszych pod względem statycznym kratownic płaskich, zawiera pewne nieprawidłowości, jak:

- rachunkowe dociążenie układu podstawowego /dźwigara głównego  $W_1$ / kosztem odciążenia dźwigara pomocniczego  $W_2$ ,
- nieuwzględnienie rzeczywistych naprężeń w elementach pomocniczych, które projektowane są na obciążenie stałe z pominięciem części obciążenia ruchomego przekazującego się na kratę pomocniczą w wyniku współpracy przestrzennej ustroju.



Rys.2. Dźwigar przestrzenny

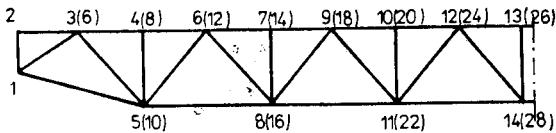
Przemieszczenia pionowe  $u_z$  kratownicy przestrzennej  
/cztery warianty obliczeń - schemat I, II, III i IV/

Krata	Nr węzła	Schemat	$u_z$ [cm]
			$P = 97$ [KN]
Dźwigar główny	1	I	0
		II	0
		III	0
		IV	0
	2	I	0,445
		II	0,445
		III	0,446
		IV	0,473
	3 /6/	I	0,899
		II	0,900
		III	0,902
		IV	0,958
	5 /8/	I	0,904
		II	0,904
		III	0,907
		IV	0,964
	5 /10/	I	1,330
		II	1,331
		III	1,336
		IV	1,418
6/12/	I	1,736	
	II	1,738	
	III	1,744	
	IV	1,053	
7 /14/	I	1,742	
	II	1,744	
	III	1,750	
	IV	1,859	
8 /16/	I	2,085	
	II	2,087	
	III	2,093	
	IV	2,227	
9 /18/	I	2,380	
	II	2,380	
	III	2,387	
	IV	2,541	
10 /20/	I	2,383	
	II	2,385	
	III	2,390	
	IV	2,546	
11 /22/	I	2,605	
	II	2,608	
	III	2,611	
	IV	2,786	
12 /24/	I	2,684	
	II	2,689	
	III	2,688	
	IV	2,880	
13 /26/	I	2,655	
	II	2,658	
	III	2,660	
	IV	2,841	
14 /28/	I	2,655	
	II	2,658	
	III	2,660	
	IV	2,841	

Opracowane w ostatnich latach programy obliczeniowe na EMC umożliwiły przeprowadzenie znacznie dokładniejszej analizy statycznej układów przestrzennych.

Istnieje również szereg przybliżonych metod obliczeniowych uwzględniających współpracę przestrzenną, do których należy zaliczyć metodę Gofmana, Boota, dźwigarów składowych oraz inne [1]. Cechą wspólną wspomnianych metod obliczeniowych uwzględniających współpracę przestrzenną konstrukcji prętowych w układzie - dźwigar główny i pomocniczy, jest założenie nieskończenie sztywnych stężeń poprzecznych i ukośnych w pracy dźwigara. Zwiększenie sztywności prętów wykratowania poprzecznego i ukośnego oraz liczba przepon, jak wynika z przeprowadzonej analizy obliczeniowej, ma minimalny wpływ na przemieszczenia kratownicy. Jedynie na wielkość przemieszczeń, jak również na udział kratownicy pomocniczej  $/W_2/$  w ociążeniu dźwigara głównego  $/W_1/$  ma wpływ stosunek sztywności dźwigara pomocniczego  $/J_2/$  do głównego  $J_1$  [2].

Rys.2 dotyczy dźwigara przestrzennego /do osi symetrii/, natomiast na rys.3 podano oznaczenia węzłów dźwigara głównego.



Rys.3. Oznaczenia węzłów dźwigara głównego

## 2. Praca przestrzenna kratownicy o węzłach sztywnych

W celu porównania wielkości przemieszczeń uzyskanych na drodze obliczeń przybliżonych podanych w pracy [1] przeprowadzono obliczenia w sposób ścisły, posługując się programem STRAINS 71 KM3B.

Rozpatrzono kratownicę przedstawioną na rys.2 dla czterech wariantów obliczeń:

I schemat - zwiększony moment bezwładności wszystkich przepon 10-krotnie /pręt ukośny 2L 50x50x5  $J_x = 22 \text{ cm}^4 \cdot 10 = 220 \text{ cm}^4/$ .

II schemat - z uwzględnieniem wszystkich przepon

III schemat - z dwiema przeponami skrajnymi i środkową.

IV schemat - z wyłączeniem przepon pośrednich.

Przyjęto obciążenie od nacisku kół wózka dwóch sił  $P = 97 \text{ KN}$  ustawionych w przedziale środkowym dźwigara głównego dla kratownicy /tab.1/.

## 3. Wnioski

Na podstawie danych zawartych w tabelach 1 i 2 można wnioskować, że liczba i sztywność przepon ma nieznaczny wpływ na przemieszczenia kratownicy przestrzennej.

Z porównania wielkości przemieszczeń podanych w tabeli 3 widoczna jest wyraźna korzyść w liczeniu układu jako przestrzennego, gdzie średnio o 30% ugięcia są mniejsze od układu płaskiego.

Z analizy ugięć podanych w tabeli 3 wynika, że dźwigar pomocniczy przenosi  $\sim 12\%$  obciążenia ruchomego, co dobrze pokrywa się z wynikami obliczeń podanych według metod przybliżonych

$$Q_1 = \frac{2,689}{3,267} \quad 9,7 = 79,83 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 97,00 - 79,83 = 17,17 \text{ kN}$$

$$n = \frac{97,00}{79,83} \quad 100\% = 12\%$$

Różnica ugięć od obciążenia P między dźwigarem płaskim a przestrzennym o węzłach sztywnych /tab 3/ wynosi np. dla węzła 28  $n=22\%$

Tabela 2

Krata	Nr węzła	Schemat	Ugięcie pionowe $u_z$ [cm]
1	2	3	4
Dźwigar pomocniczy wg oznaczenia na rys.3	/7/	I	0,726
		II	0,724
		III	0,714
		IV	0,458
	/13/	I	1,144
		II	1,441
		III	1,420
		IV	0,910
	/19/	I	1,989
		II	1,985
		III	1,965
		IV	1,241
	/25/	I	2,241
		II	2,231
		III	2,224
		IV	1,380

z nawiasem // - dotyczy oznaczenia jak na rys.3 - kratownica przestrzenna;

bez nawiasu - oznaczenie jak na rys.3 - kratownica płaska



Tabela 3

Porównanie przemieszczeń pionowych  $u_z$  w kratownicy przestrzennej /dźwigara głównego/ i w kratownicy płaskiej /wydzielonej/.

Nr węzła	$P = 97$ [KN]
1 , 2	0 <sup>x/</sup> 0 <sup>xx/</sup>
3	0,544 <sup>x/</sup>
/6/	0,445 <sup>xx/</sup>
4	1,092
/8/	0,900
5	1,095
/10/	0,904
6	1,617
/12/	1,331
7	2,123
/14/	1,738
8	2,128
/16/	1,744
9	2,547
/18/	2,087
10	2,912
/20/	2,380
11	2,914
/22/	2,385
12	3,180
/24/	2,608
13	3,267
/26/	2,687
14	3,250
/28/	2,658

x/ Kratownica płaska o sztywnych węzłach /numeracja rys.3 bez nawiasów/

xx/ Kratownica przestrzenna o sztywnych węzłach /tab.3 wg schematu II - przepony w każdym przedziale - numeracja węzłów oznaczona w nawiasach/

#### Literatura

1. Gochberg M.M.: Metalliczeskije konstrukciji podiemno transportnych maszin. Izd. Maszin. Leningrad 1969
2. Lubieniecki E.: Zagadnienie współpracy dźwigara pomocniczego w kratowym moście suwnicowym typu zamkniętego. ZN Nr 1, WSI Bydgoszcz 1970

**EFFECT OF DIAPHRAGMS ON SPACE TRUSS STIFFNESS****Summary**

The paper deals with the effect of a quantity of cross-diaphragms and a stiffness of a diagonal truss member on the vertical stiffness of the space truss. There was considered a steel truss, the so-called four-girder truss.

**ВЛИЯНИЕ ДИАФРАГМ НА ЖЕСТКОСТЬ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СТАЛЬНОЙ ФЕРМЫ****Резюме**

В работе рассмотрено влияние числа поперечных диафрагм и жесткость диагонального стержня на вертикальную жесткость пространственной фермы. Рассмотрена стальная ферма закрытого типа т.н. "четырёхферменная".

Jan Gadomski

## WPLYW NIERÓWNOMIERNYCH OSIADAŃ NA WIELKOŚĆ ODCHYLEK REALIZACYJNYCH

W pracy przedstawiono wpływ nierównomiernych osiadań podłoża gruntowego na wielkość odchyłek realizacyjnych. W oparciu o przeprowadzoną analizę osiadania budynków posadowionych na podłożu zróżnicowanym i jednolitym stwierdzono, że zmiany osiadań w czasie prowadzenia prac budowlano-montażowych zachodzą w sposób przypadkowy.

Przedstawiono również wzory pozwalające wyznaczyć wielkości przyrostów odchyłek dla budynków wznoszonych metodą montażu swobodnego i wymuszonego.

### 1. Wstęp

W czasie montażu, w trakcie postępującej zmiany obciążenia, systematyczne obserwacje wykazują osiadania budynków. Wielkości osiadań są funkcją właściwości podłoża, wymiarów fundamentów i wartości obciążeń.

Osiadania na całym obiekcie mogą być równomierne lub nierównomierne. Osiadania nierównomierne powodują nachylenie się oraz deformację fundamentów. Efektem nachylenia się fundamentów jest pochylenie się bryły zmontowanej części obiektu. W takim przypadku przenoszone osie konstrukcyjne nie są zaznaczone w wymaganym miejscu, a w miejscu odległym o wielkość odchylenia - ostatniej kondygnacji, na której nanosimy te osie - od płaszczyzny pionowej przechodzącej przez wskaźniki osiowe. W tym samym czasie zmontowane kondygnacje ulegają przemieszczeniu. Następstwem tego jest zwiększanie się odchyłek usytuowania elementów w stosunku do projektowanych płaszczyzn konstrukcyjnych. Przyrosty odchyłek uzależnione są od przebiegu osiadania w czasie trwania prac budowlano-montażowych.

### 2. Nierównomierne osiadania budynków posadowionych na różnych typach podłoża

W oparciu o badania przeprowadzone przez Instytut Techniki Budowlanej [1] dokonano zestawienia charakteryzującego osiadania 48 budynków mieszkalnych posadowionych na różnym podłożu gruntowym /tab.1/. Z zestawienia wynika, że wielkości osiadań są różne dla różnych typów podłoża gruntowego. Największe osiadania występują na gruntach słabych i zróżnicowanych. Na gruntach tych obserwuje się też największe nierównomierne osiadania i występują tam największe współczynniki względnej różnicy osiadań. Stan osiadań w okresie budowy jest także różny dla różnych typów podłoża i waha się w bardzo szerokich granicach.

Tabela 1

Charakterystyka osiadań w czasie budowy budynków mieszkalnych posadowionych na różnym podłożu gruntowym /zestawienie opracowano na podstawie pracy [1] /

Posadowienie budowli	Osiedzenia		Stopień nierównomiernych osiadań		Względne różnice osiadań			Stan osiadań w okresie budowy
	maksymalne	najczęściej występujące	maksymalny	najczęściej występujący	maksymalne	$\frac{\Delta s}{l}$		
						najczęściej występujące	%	
Na piaskach	24 mm	10-20 mm	2,2	1,2-1,5	1/1000	1/2000	75-90	
Na gruntach spoistych akumulacji lodowcowej	42 mm	15-25 mm	4,0	2,0-3,0	1/370	1/1500	70-85	
Na piaskach podścielonych iłem płoceńskim	26 mm	25-26 mm	1,6	1,5-1,6	1/600	1/630	69-73	
Na piaskach jeziornych podścielonych gytą i torfem	15 mm	13-15 mm	1,4	1,3-1,4	1/1600	1/3300	55	
Na podłożu zróżnicowanym	54 mm	10-30 mm	8,8	3,0-8,8	1/300	1/1300	49-65	
Na gruntach słabych	99 mm	20-50 mm	7,3	1,3-2,0	1/130	1/300	15-34	
Na palach	13 mm	10-13 mm	1,8	1,6-1,8	1/900	1/1500	63-74	

W [1] stwierdza się, że nierównomierne osiadania występują wyłącznie w okresie robót budowlano-montażowych, a w okresie eksploatacji budowli nierównomierne osiadania pozostają niezmiennione /z wyjątkiem budowli posadowionych na gruntach słabych, gdzie różnice osiadań powiększają się w okresie eksploatacji/.

W oparciu o wyznaczone osiadania reperów kontrolnych obliczono według zasad przedstawionych w [2] i [3] parametry  $\varepsilon$  określające zmiany nachylenia fundamentów powodujących pochylanie się konstrukcji i pionowe składowe odkształceń w miejscach kontrolowanych reperów oraz kierunek  $\varphi$  określający zmiany nachyleń /kierunek pochylecia się konstrukcji/.

Wartości współczynnika  $\varepsilon$  odnoszącego się do całej bryły budynku i wartości współczynnika  $\varepsilon'$  przypadające na jedną kondygnację oraz kąt  $\varphi$  zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Nierównomierne osiadania budynków  
po wyeliminowaniu deformacji fundamentów

Posadowienie budowli	Współczynnik nierównomiernego osiadania $\varepsilon$ w mm/m		Współczynnik $\varepsilon'$ przypadający na jedną kondygnację		Kąt
	max.	średni	max.	średni	
Na piaskach	0,38	0,15	0,035	0,014	20°-330°
Na gruntach akumulacji lodowcowej	1,54	0,32	0,128	0,035	0°-360°
Na piaskach podścielonych iłem pliczeńskim	0,18	0,09	0,049	0,018	50°-340°
Na piaskach jeziornych podścielonych gytia i torfem	brak wyników pomiarów				
Na podłożu zróżnicowanym	1,41	0,47	0,800	0,041	50°-350°
Na gruntach słabych	2,43	1,21	0,810	0,447	0°-360°
Na palach	0,04	0,03	0,004	0,003	15°-49°

Wartości współczynników  $\varepsilon$  i  $\varepsilon'$  są różne dla różnych typów podłoża i są największe dla podłoża zróżnicowanego i gruntów słabych.

Z przedstawionych danych w tabelach 1 i 2 widać, że wielkości nierównomiernych osiadań są duże i z całą pewnością mają istotny wpływ na wielkości odchyłek realizacyjnych.

### 3. Nierównomierne osiadania budynków posadowionych na jednolitym podłożu

Aby odpowiedzieć na pytanie, czy znając geologiczną i gruntową budowę podłoża można przewidzieć nierównomierne osiadania /a w szczególności zmiany nachyleń fundamentów/, dokonano porównań parametrów  $\varepsilon'$  i  $\varphi$

w tabelach 3, 4 i 5.

Tabela 3

Wartości współczynnika  $\mathcal{E}'$  przypadające na jedną kondygnację i wartości kąta  $\varphi$   
/budynki nr 26/1 do 26/7, Lublin/

Części budynku	$\mathcal{E}'$ mm/m	$\varphi$
1	0,190	86°
2	0,373	88°
3	0,000	0°
4	0,527	356°
5	0,590	26°
6	0,610	333°
7	0,373	82°

W tabeli 3 zestawiono wartości współczynnika  $\mathcal{E}'$  przypadające na jedną kondygnację i kąta  $\varphi$ . Wszystkie wartości odnoszą się do jednego budynku posadowionego na jednolitym podłożu /pod względem gruntowym/. Wielkości  $\mathcal{E}'$  i  $\varphi$  charakteryzujące zdylatowane fragmenty /części/ tego samego budynku mają różne wartości. Wynika z tego, że każda z części budynku zachowuje się w dowolny sposób.

W tabelach 4 i 5 przytoczono wartości współczynników  $\mathcal{E}'$  i  $\varphi'$  obliczone pomiędzy kolejnymi pomiarami w czasie prowadzenia prac budowlano-montażowych. Z zestawienia tego wynika również, że pochylanie się konstrukcji w czasie budowy nie przebiega w sposób dający się jednoznacznie określić i powiązać z warunkami podłoża. Wartości współczynnika  $\mathcal{E}'$  są różne w różnym okresie budowy, a kąt kierunkowy określający kierunek pochylania się konstrukcji także jest zmienny i to w sposób przypadkowy.

#### 4. Ocena wielkości wpływu nierównomiernych osiadań na odchyłki realizacyjne

Do określenia wielkości przyrostów odchyłek realizacyjnych /przesunięć dołu i góry elementów względem punktu zerowego znajdującego się na spodzie fundamentu/ spowodowanych nierównomiernym osiadaaniem mogą być użyte następujące wzory:

- na przyrost odchyłek poprzecznych:  
dołu elementów

$$\Delta' x_{di} = [(i-1)h + d] \left( \sum_1^n \mathcal{E}' \cos \varphi - \sum_1^{i-1} \mathcal{E}' \cos \varphi + w \sum_1^{i-1} \mathcal{E}' \cos \varphi \right)$$

góry elementów

Tabela 4

Zmiana wartości współczynnika  $\varepsilon$  w czasie montażu budynku

Budynek	Pomiary w trakcie montażu				
	I	II	III	IV	V
Nr 1 Toruń os. Dekerta	0,003	0,005	0,001	0,011	0,004
Nr 22A Olsztyn os. Nad Jarem	0,018	0,014	-0,005		
Nr 22B Olsztyn os. Nad Jarem	0,009	0,092	0,013		
Nr 51 Warszawa	0,016	0,016	0,000	-0,012	
Nr 47 Warszawa	0,036	0,085			
Nr 52 Warszawa	0,020	0,010	-0,070		
Nr 56/2 Warszawa	0,012	0,015	0,000		
Nr 60 Warszawa	0,008	0,010	0,007		
Nr 64 Warszawa	0,049	-0,027			
Nr 65 Warszawa	0,083	0,034			
Nr 67 Warszawa	0,019	-0,015	0,024		

Tabela 5

Zmiana wartości kąta  $\varphi$  w czasie montażu budynku

Budynek	Pomiary w trakcie montażu				
	I	II	III	IV	V
Nr 1 Toruń os. Dekerta	31°	60°	80°	288°	70°
Nr 22A Olsztyn os. Nad Jarem	74°	10°	28°		
Nr 22B Olsztyn os. Nad Jarem	346°	348°	48°		
Nr 51 Warszawa	338°	327°	326°	340°	
Nr 47 Warszawa	0°	344°			
Nr 52 Warszawa	0°	90°	23°		
Nr 56/2 Warszawa	50°	63°	48°		
Nr 60 Warszawa	48°	320°	330°		
Nr 64 Warszawa	340°	283°			
Nr 65 Warszawa	68°	68°			
Nr 67 Warszawa	295°	270°	0°		

$$\Delta x_{g1} = (i \cdot h + d) \left( \sum_1^n \varepsilon' \cos \varphi - \sum_1^{i-1} \varepsilon' \cos \varphi \right) + w \sum_1^{i-1} \varepsilon' \cos \varphi$$

- na przyrost odchyłek podłużnych:

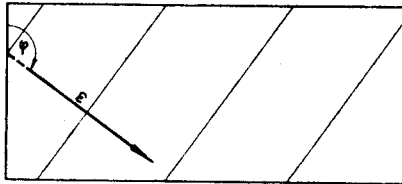
$$\Delta y_{di} = [(i-1)h + d] \left( \sum_1^n \varepsilon' \sin \varphi - \sum_1^{i-1} \varepsilon' \sin \varphi \right) + w \sum_1^{i-1} \varepsilon' \sin \varphi$$

oraz

$$\Delta y_{gi} = (i \cdot h + d) \left( \sum_1^n \varepsilon' \sin \varphi - \sum_1^{i-1} \varepsilon' \sin \varphi \right) + w \sum_1^{i-1} \varepsilon' \sin \varphi$$

gdzie:

- $\varepsilon'$  - współczynnik nierównomiernego osiadania wyznaczony dla każdej kondygnacji po jej zmontowaniu /mm/m/
- $\varphi$  - kąt określający kierunek nachylenia się fundamentu, liczony od osi w prawo /krawędzi krótszej budynku/ - rys.1
- $i$  - numer rozpatrywanej kondygnacji
- $h$  - wysokość kondygnacji
- $d$  - wysokość konstrukcji podporowej
- $w$  - wysokość umieszczenia wskaźnika osiowego na powierzchni konstrukcji podporowej /wysokość liczona od stopy łąwy fundamentowej/



Rys.1. Określenie kierunku nachylenia się fundamentu

Powyższe wzory odnoszą się do montażu swobodnego /wg osi/, a dla montażu wymuszonego /na śrubach rektyfikacyjnych/ mają następującą postać:

- na przyrost odchyłek poprzecznych:

$$\Delta x_{di} = [(i-1)h + d] \sum_1^n \varepsilon' \cos \varphi - h \sum_{k=1}^{i-2} (i-1-k) \varepsilon'_k \cos \varphi$$

i

$$\Delta x_{gi} = (i \cdot h + d) \sum_1^n \varepsilon' \cos \varphi - h \sum_{k=1}^{i-1} (i-k) \varepsilon'_k \cos \varphi$$

- na przyrost odchyłek podłużnych:

$$\Delta y_{di} = [(i-1)h + d] \sum_1^n \varepsilon' \sin \varphi - h \sum_{k=1}^{i-2} (i-1-k) \varepsilon'_k \sin \varphi$$

oraz



$$\Delta y_{gi} = (i \cdot h + d) \sum_1^n \mathcal{E}' \sin \varphi - h \sum_{k=1}^{i-1} (i - k) \mathcal{E}'_k \sin \varphi$$

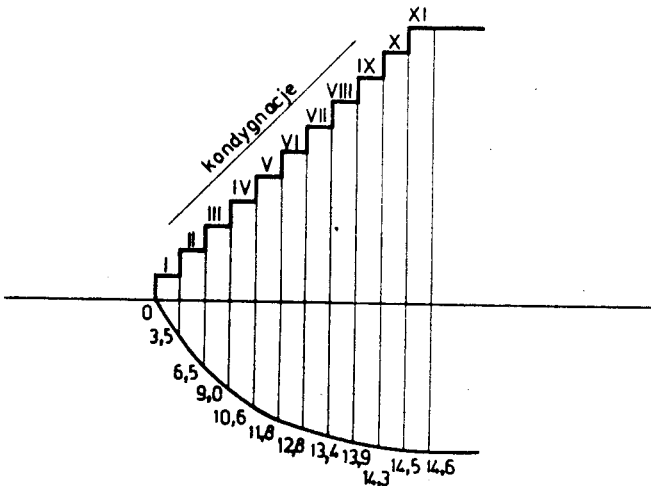
gdzie:

- $k = 1, 2, 3, \dots, (i - 2), (i - 1)$  /tylko dodatnie/.
- a w innym przypadku cały wyraz równy jest zero.

**Przykład**

Dane:

- budynek XI kondygnacyjny o wymiarach 10 m x 52 m,
- wysokość kondygnacji, wysokość konstrukcji podporowej i wysokość umieszczenia wskaźnika osiowego - 2,80 m,
- przebieg osiadań jak na rys.2,
- kąt  $\varphi$  przez cały czas wznoszenia budynku był taki sam i wynosił  $0^\circ$  /jest to przypadek najmniej korzystny/.



Rys.2. Wykres zmian nierównomiernych osiadań w zależności od obciążeń

Przy pomocy przedstawionych wzorów ustalono wielkości przyrostów odchyłek realizacyjnych dla wszystkich kondygnacji. Dla podanego przykładu odchyłki  $\Delta y_i$  są równe zero, a obliczone odchyłki  $\Delta x_i$  zestawiono w tabeli 6 i przedstawiono graficznie na rys.3.

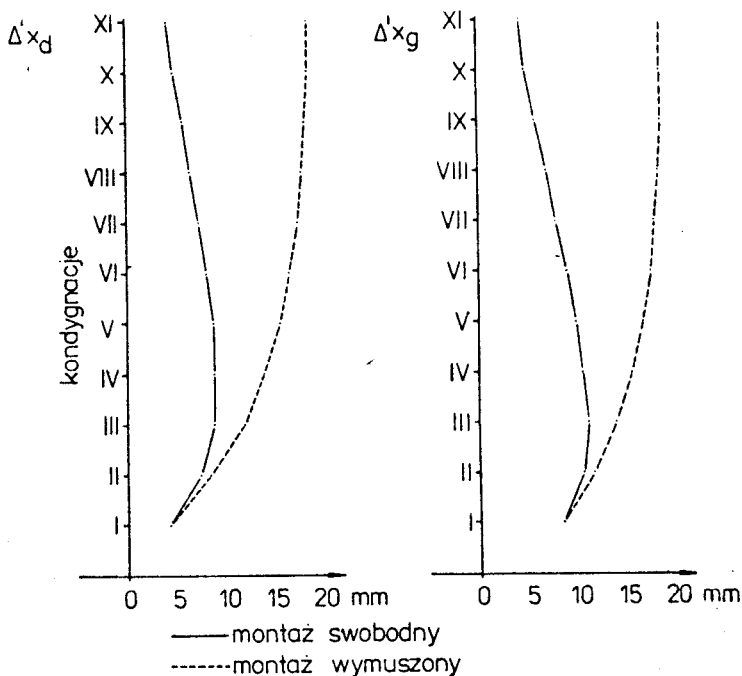
Przykład ten wykazuje, że należy oczekiwać przyrostów odchyłek realizacyjnych większych w przypadku montażu wymuszonego niż swobodnego. W montażu wymuszonym wraz ze wzrostem wysokości rosną również przyrosty odchyłek i nawet przy zaniku nierównomiernych osiadań będą one równe ostatniemu przyrostowi, jaki miał miejsce podczas montażu. W przypadku montażu swobodnego /wg osi/ duże odchyłki występują na niższych kondygnacjach i w miarę wzrostu wysokości maleją. Maksymalne odchyłki są mniejsze o połowę niż w metodzie montażu wymuszonego, a przy zaniku nierównomier-

nych osiadań będą równe wielkości przesunięcia wskaźnika osiowego znajdującego się na konstrukcji podporowej.

Tabela 6

Zestawienie obliczonych przyrostów odchyłek poprzecznych  $\Delta'x_i$

Metoda montażu	Kondygnacje	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
	$\epsilon'$ mm/m	0,35	0,30	0,25	0,16	0,12	0,10	0,06	0,05	0,04	0,02	0,01
swobodny	$\Delta'x_d$ [mm]	4,1	7,2	8,6	8,8	8,6	8,0	7,1	6,4	5,7	4,8	4,1
	$\Delta'x_g$ [mm]	8,2	10,3	10,9	10,4	9,7	8,8	7,6	6,8	5,8	4,9	4,3
wymuszony	$\Delta'x_d$ [mm]	4,1	8,2	11,3	13,6	15,1	16,2	17,1	17,5	17,9	18,1	18,1
	$\Delta'x_g$ [mm]	8,2	11,3	13,6	15,1	16,2	17,1	17,5	17,9	18,1	18,1	18,2



Rys.3. Przyrosty odchyłek realizacyjnych  $\Delta'x_d$  i  $\Delta'x_g$

Należy zaznaczyć, że przedstawione w tym przykładzie nierównomierne osiadania nie są największe z możliwych. Względna różnica osiadań wynosi  $1/685$ , a w praktyce stosunek ten może być dużo większy /tab.2/. Współczynniki  $\epsilon$  i  $\epsilon'$  również są mniejsze od maksymalnych współczynników spotykanych w praktyce /tab.3/.

## 5. Wnioski

Nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego jest istotnym czynnikiem wpływającym na wielkość odchyłek realizacyjnych. Wpływ ten jest trudny do wyeliminowania, podczas prowadzenia prac montażowych, ze względu na zmienność współczynnika nierównomiernego osiadania jak i kierunku nachylenia się fundamentu w czasie trwania prac budowlano-montażowych. Wprowadzenie poprawek wymaga również dokładnego określenia, przed rozpoczęciem budowy lub w trakcie jej trwania, wielkości całkowitego nierównomiernego osiadania całego budynku. Przyczyną tego jest pewna przypadkowość osiadań obiektów budowlanych, która zdaniem geotechników wynika z niedokładności stosowanych metod identyfikacji parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego /np. modułu odkształcenia podłoża/. Niepełnej znajomości wpływu szeregu czynników kształtujących cechy gruntu oraz stosowania mało dokładnych metod obliczeniowych.

Pomimo, że przyrostów odchyłek realizacyjnych spowodowanych nierównomiernym osiadaaniem nie można wcześniej dokładnie przewidzieć i następnie wyeliminować, należy brać pod uwagę rząd wielkości ich wpływu przy rozpa-trywaniu i analizowaniu odchyłek realizacyjnych obiektu.

## Literatura

1. Boleński M.: Osiedlenia nowo wznoszonych budowli w zależności od podłoża gruntowego. Wyniki 20-letnich badań w Instytucie Techniki Budowlanej. Prace ITB, Warszawa 1973
2. Janusz W.: Metoda generalizacji złożonej pomierzonych przemieszczeń i odchyłek usytuowania punktów. Prace IGiK, t. XVI, z.1 /37/, 1969
3. Janusz W.: Problemy geodezyjnej interpretacji wyznaczonych przemieszczeń. Przegląd Geodezyjny, 7/1973
4. Polska Norma PN-73/N-99310 Geodezja. Pomiary realizacyjne. Nazwy i określenia
5. Praca zbiorowa: Geodezja inżynierska Tom I. PPWK, Warszawa 1979

EFFECT OF IRREGULAR SETTLEMENT ON MAGNITUDE OF REALIZATION  
DEVIATIONS

Summary

The author presents the effect of irregular settlement of subsoil on realization deviations. On the basis of the conducted analysis of the buildings settlement located on differentiated and uniform subsoil there has been ascertained that settlement changes during performing building assembly works take place in a random way.

There are also presented formulae which make it possible to determine the magnitudes of a deviation increase in case of buildings being put up by the method of free and forced assembly.

ВЛИЯНИЕ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК НА ЗНАЧЕНИЕ РЕАЛИЗАЦИОННЫХ ОТКЛОНЕНИЙ

Резюме

В работе представлено влияние неравномерных осадок грунтового основания на значение реализационных отклонений. На основе проведенного анализа осадок зданий установленных на однородном и неоднородном основаниях установлено, что изменения осадок во время строительных работ происходят случайно. Кроме этого представлены формулы дающие возможность определить значение прироста отклонений для зданий построенных методом свободного и несвободного монтажа.

Janusz Kwiecień

NIEKTÓRE PROBLEMY POMIARÓW PRZEMIESZCZEŃ DYNAMICZNYCH  
KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH O NISKIEJ CZĘSTOŚCI DRGAŃ

W artykule przedstawiono niektóre metody pomiaru przemieszczeń dynamicznych konstrukcji budowlanych o niskiej częstotliwości drgań. Zaproponowano między innymi automatyczną metodę pomiaru przemieszczeń wysokich budowli, jak np.: wieżowce, kominy fabryczne, wieże telewizyjne przy użyciu lasera.

1. Wstęp

Zagadnieniom dynamicznym w budownictwie poświęca się ostatnio coraz więcej uwagi. Wiąże się to ze zwiększeniem liczby źródeł obciążeń dynamicznych /drgań/ oraz ze słusznymi tendencjami jak najbardziej precyzyjnego obliczenia i kształtowania wytrzymałościowego elementów i konstrukcji odbierających te drgania.

Zróżdła drgań mogą być:

- 1/ celowo przygotowane przez człowieka dla wykorzystania technologicznego procesów wibracyjnych,
- 2/ efektem ubocznym działania urządzeń technicznych.
- 3/ zjawiskiem losowym wynikającym z działania sił przyrody, zwykle niezależnym od człowieka.

Odbiór drgań, czyli ich efekt, w pierwszym przypadku kształtuje bądź wpływa na produkt finalny procesu technologicznego. W przypadku drugim efekty działania są szkodliwe i konieczne jest ograniczenie stopnia tej szkodliwości, wpływając na samo źródło lub na sposób odbioru. W przypadku trzecim, nie mając wpływu na źródło drgań, musimy się ograniczyć do takiego ukształtowania odbioru, aby stopień ich szkodliwości był jak najniższy.

Pomiędzy źródłami typu 1 a odbiorem jest silne sprzężenie zwrotne /np. praca wibratorów zagęszczających podsypkę piaskową/. pomiędzy zaś źródłami typu 2 a odbiorem również istnieje sprzężenie zwrotne, ale słabe, /np. przejazd pociągu obok budynku/. W przypadku trzecim sprzężenia brak.

Pomiary drgań budowli są podstawą obiektywnej oceny wpływów dynamicznych na konstrukcję.

Wyniki pomiarów wprowadzone do algorytmów obliczeniowych prowadzą do określenia wielkości sił działających na budowlę, naprężenia oraz ewentualnie stopnia zagrożenia konstrukcji

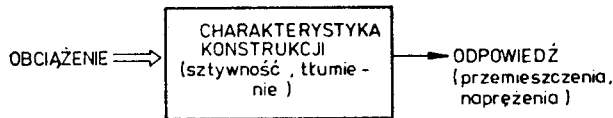


W przypadku, gdy nie ma dokładnych danych dotyczących wielkości drgań przekazywanych na konstrukcję, prognozy obliczeniowe oparte na analogiach lub kalkulacjach matematycznych mogą dać wyniki różniące się nawet ponad 100% od rzeczywistych. Ma to miejsce szczególnie przy przekazywaniu drgań na budynki z pewnej odległości przez podłoże lub za pośrednictwem innych elementów konstrukcyjnych.

Wtedy jedyną wiarygodną podstawą oceny wpływów dynamicznych jest pomiar drgań.

## 2 Obciążenie, efekt obciążenia, rodzaj konstrukcji

Schemat uzyskania informacji o konstrukcji przedstawiono na rys.1



Rys.1. Schemat systemu dla otrzymania informacji o konstrukcji

Ideą tego schematu jest przedstawienie w prostej formie zasad systemu pozwalającego uzyskać informację o konstrukcji będącej pod obciążeniem na podstawie końcowych danych otrzymanych w wyniku pomiaru jej przemieszczeń, odkształceń i drgań.

Dla statycznych obciążeń najważniejszym czynnikiem charakteryzującym wykonanie konstrukcji jest jej sztywność, ponieważ wiąże się ona z obciążeniem i przemieszczeniem, pozwala również określić naprężenia w konstrukcji. Dla dynamicznych obciążeń natomiast oprócz sztywności istotnym czynnikiem jest zdolność tłumienia drgań przez konstrukcję. Rozważając konstrukcję wraz z fundamentem musimy uwzględnić dodatkowy czynnik, jakim jest działanie gruntu na całą konstrukcję zarówno dla statycznych jak i dynamicznych obciążeń. Ten wzrost komplikacji może utrudnić naszą analizę, natomiast nie zmieni prostej idei wyznaczenia jednego z trzech czynników / tzn. obciążenia, rodzaju konstrukcji i efektu obciążenia / jeżeli dwa z tych czynników są znane.

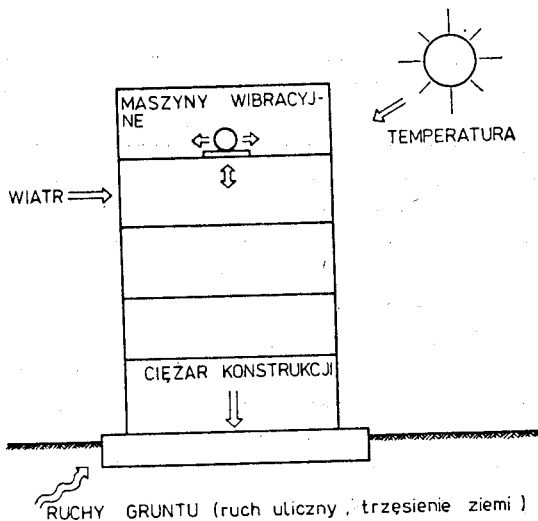
Istnieje cały zakres problemów związanych z drganiami konstrukcji posiadających z natury właściwości dynamiczne, ale których wibracja pod wpływem działania sił zewnętrznych nie ma naturalnego charakteru. Częstość drgań w tych konstrukcjach osiąga wartości poniżej 0.2 Hz, a amplituda ponad 3 cm. Przykładem mogą tu być wieżowce, wieże telewizyjne, długie mosty wiszące. W badaniach takich budowli główny nacisk kładzie się raczej na poszukiwanie informacji dotyczącej obciążenia niż na badanie samej konstrukcji.

Na rys.2 przedstawiono zewnętrzne czynniki, na których oddziałują - nie są narażone powyżej wymienione typy konstrukcji budowlanych.

Wszystkie te czynniki powodują drgania poniżej 0.2 Hz. a wyniki

przemieszczeń są zwykle małe /z wyjątkiem trzęsień ziemi/. Wpływ wiatru może powodować duże wzbudzające ruchy, jednak częstotliwość tych drgań nie przekracza z reguły 0,1 Hz. Analiza takich wpływów dynamicznych jest bardzo trudna, gdyż nie ma prawie żadnej korelacji między wychyleniami budowli a pomiarem siły nacisku wiatru na wysoką konstrukcję. Wysokie budynki mogą również odchylać się od pionu wskutek termicznego oddziaływania słońca, a zmiany te mogą mieć okres dobowy lub dłuższy. Osiadanie fundamentów budynków może powodować odchylenia konstrukcji od pionu do kilku centymetrów w okresie miesięcy czy nawet lat.

Skomplikowane te zagadnienia dotyczące drgań konstrukcji o niskiej częstotliwości są tematem licznych prac naukowych i badań doświadczalnych [1,2,4,6] .



Rys.2. Zewnętrzne czynniki działające na konstrukcję

### 3. Przegląd metod pomiarowych

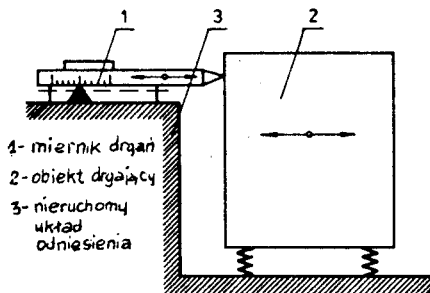
Obszerna literatura dotycząca tego problemu [1,7] podaje szereg czynników, które należy uwzględnić przy doborze aparatury do pomiaru przemieszczeń dynamicznych. Wiele z nich w pomiarach drgań budowli można w przybliżeniu określić z góry, inne przez wstępne pomiary, rozszniewanie źródeł wzbudzenia, typu badanej konstrukcji itp.

Przy programowaniu zadań pomiarowych należy na wstępie ustalić, jakie parametry mają być mierzone. W przypadku niskiej częstotliwości drgań jakie posiada konstrukcja budowlana narażona na działanie wiatru czy temperatury należy mierzyć jej przemieszczenia.

Pomiar przemieszczeń można wykonać względem nieruchomego lub uznanego za nieruchomy układ odniesienia, albo tzw. układu sejsmicznego, połączonego z badanym obiektem.

W pierwszym wypadku mówimy o pomiarze przemieszczeń bezwzględnych, w drugim o pomiarze przemieszczeń względnych. Zasady pomiaru przedsta-

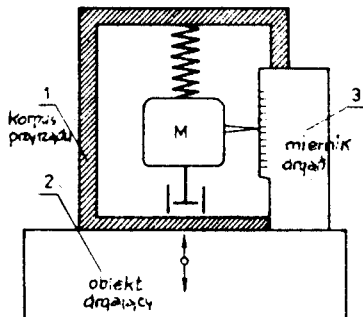
wiono na rys.3 i 4.



- 1- miernik drgań
- 2- obiekt drgający
- 3- nieruchomy układ odniesienia

Schemat zasady pomiaru bezwzględnych drgań

Rys.3. Schemat zasady pomiaru bezwzględnych drgań



Schemat pomiaru względnych drgań

Rys.4. Schemat pomiaru względnych drgań

Przy pomiarze bezwzględnym przyrząd pomiarowy przymocowany do nieruchomego układu odniesienia jest powiązany z obiektem obserwowanym przez wskaźnik działający mechanicznie, elektrycznie lub optycznie

Przy pomiarze względnym układem odniesienia jest bezwładna masa sejsmiczna połączona sprężyną z przyrządem, który jest zamocowany do obiektu drgającego i sam wprowadzony w ruch daje tzw. odpowiedź na wzdużone drgania, odczytaną na zamontowanym mierniku.

Niezależnie od tego czy układ odniesienia jest nieruchomy, czy też jest to masa sejsmiczna możemy stosować następujące metody pomiaru przemieszczeń dynamicznych o niskiej częstotliwości drgań:

- 1/ metodę elektromechaniczną,
- 2/ metodę opto-elektroniczną,
- 3/ metodę optyczną.

### 3.1. Metoda elektromechaniczna

W przypadku zastosowania tej metody dla ruchów konstrukcji wydaje się być istotnym rozważenie istniejących w handlu przetworników do pomiaru drgań i zorientowanie się czy byłyby one przydatne dla naszych celów badawczych, a jeżeli tak to czy jest możliwe rozszerzenie zakresu ich zastosowań.

Większość przetworników drgań to przetworniki elektromechaniczne zawierające w swej konstrukcji sprężynę połączoną z bezwładną masą sejsmiczną lub zamiast masy sprężynę podwieszoną tzw. spowolnione wahadło oraz część elektryczną /wzmacniacz, miernik/

Aby pomierzyć przemieszczenia takimi przetwornikami, częstotliwość drgań własnych /sprężyny lub wahadła/ tych urządzeń musi być co najmniej 4-krotnie niższa od częstotliwości drgań mierzonych. Obniżenie częstości można osiągnąć przez zwiększenie masy albo przez obniżenie tzw. stałej sprężynowania /osłabienie działania sprężyny/. Kombinacje te jednak powodują trudności ze stabilnością systemu pomiarowego.



Dostępne w handlu przetworniki są w stanie mierzyć drgania o częstotliwości ponad 0,2 Hz z amplitudą 0,5 cm. Unikalne rozwiązanie oparte na użyciu długookresowych wahadeł dla pomiaru wpływu wiatru na konstrukcję wieżowca przedstawiono w pracy J.F.Wissa [7]; chociaż skuteczność tego systemu utrudniona była przez rotację podpór budynku.

Jeżeli przyrząd z masą sejsmiczną ma własne drgania większe niż najwyższa częstotliwość badanego obiektu, to wtedy można posługiwać się akcelerometrami. Dostępne na rynku akcelerometry /krajowe OT 09, OT 20, za graniczne Philips/ mają zakres częstości od 0 do kilkuset herców. Niestety w zakresie niskich częstości w większości tych urządzeń należy liczyć się z błędami pomiaru rzędu nawet do kilkudziesięciu procent.

### 3.2. Metoda optyczna

Znalezienie układu odniesienia, który można by traktować jako nie-ruchomy, jest przy pomiarach budowli bardzo trudne i zastosowanie tutaj metody geodezyjnej mogłoby być bardzo wskazane. Możliwość użycia teodolitu zapewnia bezwzględny pomiar przemieszczeń dynamicznych poprzez odczyty zamocowanego specjalnego przyrządu z milimetrycznym podziałem w okresie od kilku do kilkunastu sekund. Takie proste rozwiązanie daje dokładność pomiaru około 5 mm dla przemieszczeń kilkunastocentymetrowych w czasie kilku minut.

System ten może osiągnąć jeszcze większą dokładność /prawie dwukrotną/, jeżeli ruchy konstrukcji zachodzą w czasie kilku dni, czy nawet miesięcy /np. odchylenia konstrukcji od pionu spowodowane przez osiadanie fundamentu/.

Wadą tej metody jest brak możliwości pomiaru przemieszczeń w okresie krótszym niż kilka sekund, oraz mała dokładność odczytów liniowego przyrządu.

Innym sposobem optycznego wyznaczenia dynamicznych przemieszczeń może być zastosowanie fotografometrii. Pewien eksperymentalny pomiar wykonany kilka lat temu [3] pokazał możliwość uzyskania dokładności pomiaru około 0,5 mm, przy wyznaczaniu odchylenia belki przy użyciu kamery fotografometrycznej z odległości ponad 100 m. Zaletą tej techniki jest również to, że otrzymane wyniki na podstawie zdjęć można opracowywać kameralnie w laboratorium. Technika fotografometryczna daje także możliwość pomiaru przemieszczeń interesującego nas fragmentu konstrukcji w trzech wymiarach. Dobre wyniki daje również metoda fotografometrii filmowej polegająca na filmowaniu ruchów obiektu na tle nieruchomym i określeniu - przy użyciu wyskalowanego tła - zarejestrowanych przemieszczeń. Stosowane do tego celu kamery mają wbudowane znaczniki czasu umożliwiające dokładne odtworzenie procesu w czasie i wyznaczenie częstości drgań dla przebiegów okresowych. Mierzone przemieszczenia zawierają się w granicach od kilku milimetrów do kilku metrów.

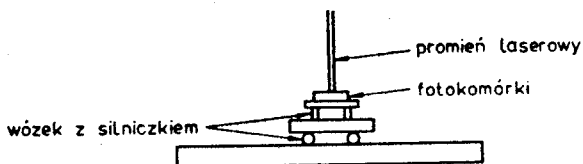
### 3.3. Metoda fotoelektryczna

W ostatnich latach rozwój techniki laserowej znalazł również zasto-

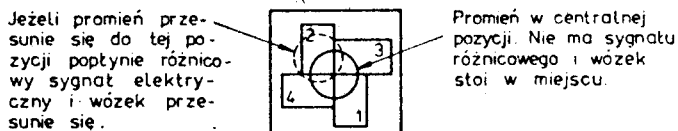
śowanie w pomiarach przemieszczeń dynamicznych konstrukcji [3]. Przy pomocy światła laserowego można zautomatyzować i znacznie podnieść dokładność pomiaru.

Koncepcję użycia lasera można przedstawić za pomocą następującego przykładu. Laser gazowy He-Ne umieszczamy na dnie szybu dźwigowego w wieżowcu. Wiązka laserowa skierowana pionowo do góry oświetla kawałek papieru światłoczułego zamocowanego poziomo u szczytu szybu. Plamka świetlna pisząc po papierze rejestruje każde wychylenie osi szybu od pionu.

Jeszcze lepszym rozwiązaniem będzie zastąpienie papieru światłoczułego przez kwadratowy układ fotokomórek. Koncepcję tę przedstawiono na rysunkach 5a i 5b. Kwadratowy układ czterech fotokomórek umieszczony na specjalnym wózku może wykonywać dwa ruchy nawzajem do siebie prostopadłe /układ XY/. Fotokomórki 1 i 2 oraz 3 i 4 połączone są parami wzdłuż przekątnych w jeden obwód elektryczny.



Rys. 5a



Rys. 5b

Ich różnicowy sygnał elektryczny wzmocniony jest i przekazywany na wskaźnik natężenia prądu dla każdej pary fotokomórek oddzielnie. Gdy centrum energii wiązki laserowej pokrywa się ze środkiem kwadratu utworzonego przez cztery fotokomórki, wtedy wskaźniki prądów różnicowych zerują się. Na rysunku 5b pokazano sytuację, gdy promień laserowy nie znajduje się w centrum i różnicowy impuls elektryczny spowodowany przez nierówne oświetlenie fotokomórek przekazany zostaje do specjalnego silniczka skokowego, który za pomocą precyzyjnych przekładni przesuną wózek w kierunku centrum wiązki laserowej.

Taki automatyczny system może mierzyć przemieszczenia dynamiczne z dokładnością 0,1 mm dla konstrukcji o wysokości około 100 m.

#### 4. Zakończenie

Metody i urządzenia pomiarowe przedstawione w niniejszej pracy po-

winy w szerszym stopniu znaleźć zastosowanie w pracach geodezyjnych stosowanych w budownictwie przemysłowym i mieszkaniowym, charakteryzującym się dużymi wymiarami.

Ze względu na obszerność poruszanej tematyki autor omówił tylko część problemów dotyczących tej trudnej dziedziny, jaką jest pomiar przemieszczeń dynamicznych. Pełniejsze rozwinięcie tematyki wymaga prowadzenia badań zarówno teoretycznych jak i doświadczalnych nad pełną automatyzacją pomiarów. Problem ten ma duże znaczenie z uwagi na bezpieczeństwo ekip pomiarowych oraz konieczność ciągłego lub skokowego rejestrowania wielkości mierzonych, szybko zmiennych.

#### Literatura

1. Davenport A.G.: The Dependence of Wind Loads on Meteorological Parameters. Proc. International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures Vol.1 University of Toronto Press. 1968 pp 19-65
2. Keightley W.O.: A Dynamic Investigation of Bouquet Canyon Dam. Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena. Sept. 1964
3. Van Koten H.: Wind Measurements of High Buildings in The Netherlands . Proc. International Seminar on Wind Effects on Building Vol.1 University of Toronto 1968
4. Nielsen N.N.: Vibration Tests of Nine Storey Steel Frame Building . J. Eng Mech. Proc. A.S.C.E. Feb. 1966 pp 81-110
5. Osiecki J., Zięba S.: Podstawy pomiarów drgań mechanicznych PWN. 1968
6. Ward H.S., Crawford R.: Wind-induced Vibrations and Building Modes. Bulletin of the Seismological Society of America Vol 56 No.4 1966
7. Wiss J.F.: Wind Deflections of Tall Concrete Frame Buildings. J of the Structural Div. Proc. A.S.C.E. Vol.96 July 1970

#### SOME PROBLEMS OF MEASURING DYNAMIC DISPLACEMENTS OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES WITH SMALL VIBRATION LEVELS

##### Summary

The paper describes some methods of measuring dynamic displacements of civil engineering structures with small vibration levels. Automatic measuring with the use of laser is recommended.

#### НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИЗМЕРЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С НИЗКОЙ ЧАСТОТОЙ КОЛЕБАНИЙ

##### Резюме

В статье представлены некоторые методы измерения динамических перемещений строительных конструкций с низкой частотой колебаний. Предложен автоматический метод измерения перемещений высоких построек таких как: высотные дома, заводские трубы, телебашни с помощью лазера.

Jan Gadomski  
Jan Kempa  
Tomasz Szczuraszek

## DOKŁADNOŚĆ OKREŚLENIA OSI DROGI

W pracy przedstawiono ocenę dokładności określenia osi zrealizowanej drogi, przy różnym przyjęciu jej przebiegu. W praktyce drogowej powinno przyjmować się za oś drogi linię łączącą środki odciętych między krawędziami jezdni. Podano również wielkości błędów osi drogi przy różnym przyjęciu jej przebiegu na odcinkach prostych i krzywoliniowych.

### 1. Wstęp

Elementem najlepiej charakteryzującym geometrię trasy w planie jest oś jezdni. Dlatego dokonując inwentaryzacji trasy, przedmiotem pomiaru są punkty leżące na niej. Na błędy określenia tych punktów mają wpływ głównie takie czynniki jak: dokładność trasowania drogi, jej wykonanie oraz stopień zużycia nawierzchni.

W opracowaniach literaturowych brak jest oceny dokładności określenia osi jezdni już zrealizowanej drogi. Znajomość błędów określenia punktów leżących na osi jezdni jest bardzo istotnym czynnikiem przy doborze metody inwentaryzacji trasy drogowej. W przypadku inwentaryzacji krzywych poziomych znajomość wartości tych błędów umożliwia poprawniejszą analizę wyników i tym samym określenie stopnia zaufania do wyznaczanych wielkości parametrów.

W niniejszym artykule podjęto się próby określenia wielkości błędów określenia punktów osi jezdni przy różnych sposobach założenia jej przebiegu. W tym celu przeprowadzono badania na dwupasowych drogach dwukierunkowych III klasy technicznej o nawierzchni asfaltowej. Pomiarów prowadzone były na odcinkach prostych i krzywoliniowych w planie drogi.

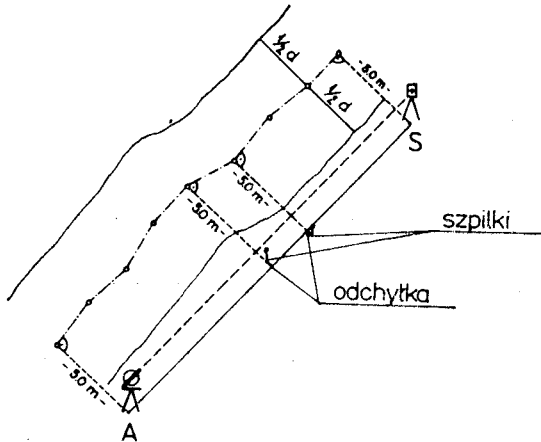
### 2. Dokładność określenia osi na odcinkach prostych

Na badanych 13 odcinkach prostych o długościach około 400 m pomierzono po 20 punktów odległych od siebie o 5 m. Ograniczenie liczby punktów na każdej z tych prostych wynikało z przyjętej metody pomiarowej. Błąd ustalenia osi jezdni określono przy założeniu następujących przypadków jej przebiegu:

- po linii łączącej środki odcinków między krawędziami jezdni  $m_{srk}$ , które wyznaczono za pomocą taśmy stalowej,
- po linii spójny podłużnej styku warstw nawierzchni pasów ruchu  $m_{sr_s}$ .

- po linii przebiegającej środkiem osiowej linii oznakowania poziomego jezdni  $m_{sr}^o$  /.

Punkty  $o$  leżące na tak przyjętych liniach zrzutowano na odległość 5,0 m na pobocze i zaznaczono szpilkami geodezyjnymi. Z kolei mierzono odchylenia środków szpilek w stosunku do prostej równoległej /A - S/ odsuniętej na pobocze również o 5,0 m od osi drogi /rys.1/.



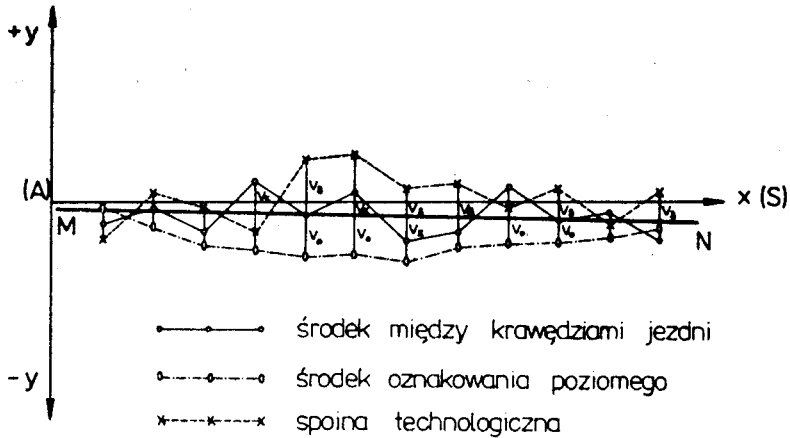
Rys.1. Pomiar odchyłek w terenie

Na punkcie A ustawiono teodolit i wycelowano na sygnał S, a następnie przykładając linijkę z podziałem milimetrowym kolejno do środka każdej szpilki czytano odchylenia ich środków od prostej A - S. Otrzymane w ten sposób wyniki opracowano graficznie. Opracowanie rozpoczęto od przypadku ustalenia osi jezdni jako linii łączącej środki odcinków między krawędziami jezdni. Na osi x przyjętego układu współrzędnych naniesiono odległości między punktami pomiarowymi, a na osi y wartości pomierzonych odchyłek /rys.2/. Na tak sporządzony wykres wkreślono prostą w ten sposób, aby suma odchyłek  $\sum v_k$  od prostej M - N była równa zero. Następnie obliczono błąd średni osi jezdni dla omawianego sposobu jej przyjęcia  $m_{sr}^o$  /.

Na ten sam wykres naniesiono pomierzone odchyłki dla pozostałych przypadków przyjęcia osi. Błędy średnie  $m_{sr}^k$  i  $m_{sr}^s$  obliczono na podstawie odchyłek wyznaczonych w stosunku do  $o$  już określonej prostej M - N. Ostatecznie otrzymano następujące wyniki:

$$m_{sr}^k = \pm 6,2 \text{ cm}, \quad m_{sr}^s = \pm 12,4 \text{ cm}, \quad m_{sr}^o = \pm 10,5 \text{ cm}$$

Jak widać z zestawienia najmniejszymi błędami charakteryzuje się oś drogi przyjęta jako linia łącząca środki odcinków zawartych między krawędziami jezdni.



Rys.2. Wykres odchyień od prostej AS

### 3. Dokładność określenia osi na krzywych poziomych

W badaniach nad dokładnością określenia punktów leżących na osi krzywych poziomych zajmowano się tylko sposobem przyjęcia osi jezdni jako linii łączącej środki odcinków między krawędziami jezdni. Uznano, że błędy średnie pozostałych sposobów znacznie odbiegają od wartości  $m_{srk}$  i że inwentaryzacja punktów leżących na tak przyjętych osiach jest dościs problematyczna.

Badania na krzywych poziomych przeprowadzono metodą pomiaru strzałek. Pomiarzy wykonano na 6 krzywych poziomych z klotoidalnymi krzywymi przejściowymi. Długości tych krzywych wynosiły od 250 do 500 m. Strzałki mierzono w punktach odległych od siebie o 10 m. Pomierzone wartości przedstawiono na wykresie strzałek /rys.3/. Wpisane proste ukośne i poziome /z zachowaniem warunku  $[vv] = \min/$  na tym wykresie stanowiły podstawę do określenia odchyłek, które z kolei umożliwiły wyznaczenie średniego błędu określenia osi jezdni. Błąd średni dla wszystkich badanych krzywych poziomych wynosił  $\pm 5,4$  cm. Należy zaznaczyć, że mniejsze błędy występują na klotoidalnych krzywych niż na łukach kołowych.

### 4. Podsumowanie

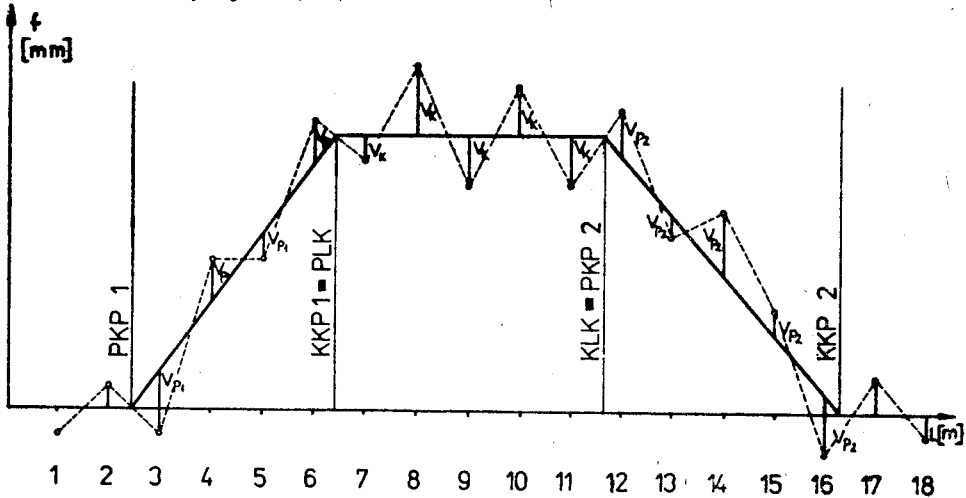
Błędy określenia osi jezdni o nawierzchni asfaltowej charakteryzują się dosyć dużymi wartościami bezwzględnymi. Wynika to z następujących powodów:

- przebieg linii krawędzi jezdni jest trudny do jednoznacznego określenia, czego przyczyną jest technologia wykonania nawierzchni i niszczenie krawędzi jezdni podczas eksploatacji drogi,
- linia osiowa oznakowania poziomego jest malowana dosyć dowolnie i w wielu przypadkach pomimo prostoliniowego jej przebiegu nie pokrywa się z rzeczywistą osią drogi,
- spoina technologiczna warstw nawierzchni poszczególnych pasów ruchu

przebiega nieregularnie znacznie odbiegając od osi jezdni.

Przy inwentaryzacji dróg należy naszym zdaniem przyjmować za oś jezdni drogową linię łączącą środki odcinków między krawędziami nawierzchni, gdyż średnie błędy dla tego przypadku są najmniejsze i wynoszą:

- na prostej  $\pm 6,2$  cm,
- na krzywej  $\pm 5,4$  cm.



Rys.3. Wykres pomierzonych strzałek

#### Literature

1. Kamińska-Czyż K., Pękalski M.: Wybrane działy geodezji inżynierskiej. WPW, Warszawa 1976
2. Rzepka W.: Miernictwo w kolejowej służbie drogowej. WKiŁ, Warszawa 1965

#### ACCURACY OF DETERMINING CENTRE LINE OF ROAD

##### Summary

The authors present an estimation of the accuracy of determining the centre line of the road with its different route.

In practice we ought to consider the line connecting centres of sections between the edges of the roadway,

There are also given magnitudes of errors in the centre line of the road with its different route-rectilinear and curvilinear.

#### ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСИ ДОРОГ

##### Резюме

В работе представлена оценка точности определения оси осуществленной дороги при различном приеме ее положения. В дорожной практике за ось дороги следует принимать линию соединяющую середины участков между краями проезжей части. Кроме того представлены значения ошибок оси дороги при различном приеме ее положения на прямых и кривых участках дороги.

Jan Gadomski  
Jan Kempa  
Tomasz Szczuraszek

### OCENA DOKŁADNOŚCI USTALENIA KĄTA ZWROTU TRASY DROGOWEJ

W artykule przeprowadzono ocenę dokładności ustalenia kąta zwrotu trasy drogowej oraz podano rząd wielkości błędu jego określenia. Rozważono metodę bezpośredniego pomiaru kątów oraz pomiarów pośrednich, t.j. liniowych.

Ustalono, że istotny wpływ na ostateczną dokładność kąta zwrotu ma błąd określenia osi jezdni drogowej, na odcinkach poprzedzających krzywą.

#### 1. Wstęp

Podczas inwentaryzacji tras drogowych zachodzi konieczność ustalenia kąta zwrotu. Wymagana dokładność jego określenia zależna jest od celu inwentaryzacji. Inna dokładność wymagana jest przy modernizacji geometrycznej, inna przy modernizacji samej korony, a jeszcze inna przy zmianie organizacji ruchu, czy też przy badaniach ruchu. Znajomość wielkości błędów jakie popełniamy przy inwentaryzacji drogi umożliwia oszacowanie stopnia zaufania do określanych parametrów geometrycznych.

W niniejszym artykule autorzy postawili sobie za cel ustalenie rzędu wielkości błędów kąta zwrotu oraz głównych przyczyn ich powstawania. W pracy rozważano metodę bezpośredniego pomiaru kątów oraz metody pomiarów liniowych.

#### 2. Metoda bezpośredniego pomiaru kątów poziomych

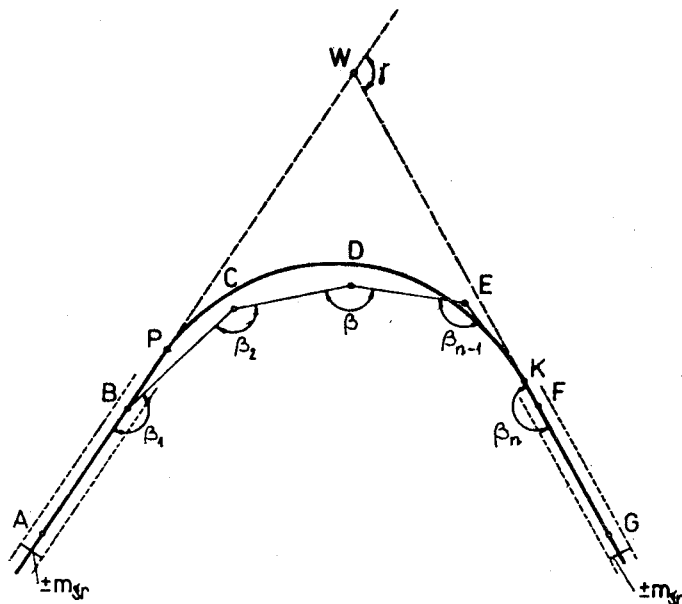
Pomiar kąta zwrotu trasy  $\gamma$  można wykonać bezpośrednio poprzez zmierzenie kąta między kierunkami stycznymi głównych. W przypadku gdy wierzchołek łuku jest niedostępny lub brak widoczności wzdłuż stycznych, zakłada się poligon między dwoma punktami obranymi na prostych odcinkach trasy /rys.1/. Na podstawie twierdzenia o sumie kątów w wieloboku obliczamy:

$$\gamma = n \cdot 180^\circ - \sum_{i=1}^n \beta \quad (1)$$

Na dokładność określenia kąta  $\gamma$  ma wpływ błąd kierunków prostych przed i za krzywą oraz błąd pomiaru kątów w poligonie. Błąd kierunku prostej



Spowodowany jest głównie dokładnością określenia osi drogi na odcinkach prostych.



Rys.1. Pomiar kątów w ciągu poligonowym

Między błędem kierunku  $m_{kp}$  i błędem określenia osi jezdni zachodzi następująca zależność

$$m_{kp} = \pm \frac{\sqrt{2}}{L} m_{gr} \varrho' \quad (2)$$

gdzie:

- $m_{gr}$  - średni błąd ustalenia osi jezdni
- $L$  - długość celowej na prostej poprzedzającej krzywą poziomą
- $\varrho'$  - współczynnik zamiany miary analitycznej na miarę stopniową  
/  $\varrho' = 3438'$  /

Wielkość tego błędu w zależności od długości celowych przy przyjęciu, że błąd ustalenia osi jezdni  $m_{gr} = \pm 6,2 \text{ cm}$  [1] przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1

długość celowej [m]	10	20	30	50	100	150	200
błąd kierunku	30'	15'	10'	6'	3'	2'	1,5'

Z tabeli tej wynika, że wraz ze wzrostem długości celowej na prostej maleje średni błąd kierunku.

Błąd średni  $m_\gamma$  kąta zwrotu można obliczyć za pomocą następującego wzoru:

$$m_\gamma = \pm \sqrt{m_{kp}^2 + m_{kk}^2 + n m_p^2} \quad (3)$$

gdzie:

- $m_{kp}$  - błąd kierunku początkowego
- $m_{kk}$  - błąd kierunku końcowego
- $m_p$  - błąd pomiaru kąta poziomego
- $n$  - liczba mierzonych kątów

Wielkość błędu kąta zwrotu  $\gamma$  zależy jest oprócz błędów kierunków od dokładności pomiaru pojedynczego kąta oraz od liczby kątów w poligonie. Przykładowo w tabeli 2 zestawiono błędy kąta zwrotu  $\gamma$  dla krzywej o długości 600 m w zależności od długości celowych i dokładności pomiaru kąta.

Tabela 2

dokładność pomiaru kąta \ długości celowych [m]	50	100	150	200
1'	9;2	5;0	3;6	2;9
3'	13;7	9;0	7;3	6;4
5'	19;9	13;9	11;5	10;2

Wartość błędu kąta  $\gamma$  rośnie ze wzrostem liczby mierzonych kątów oraz ze skracaniem długości kierunków na odcinkach prostych.

### 3. Metoda pomiarów liniowych

#### 3.1. Pomiar strzałek

Za pomocą metody pomiaru strzałek, stosowanej w kolejnictwie do regulacji osi torów kolejowych [2], można również wyznaczyć kąt zwrotu krzywej. Związek między pomierzonymi strzałkami a kątem zwrotu krzywej jest następujący:

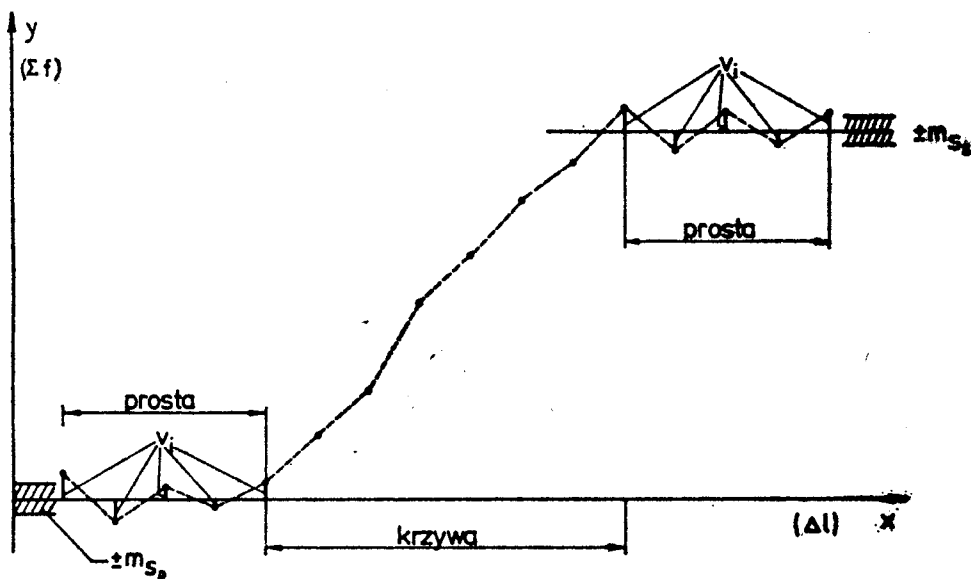
$$\gamma = \frac{2}{\Delta L} \sum_1^n f \cdot \varrho \quad (4)$$

gdzie:

- $f$  - pomierzona strzałka
- $\Delta L$  - długość odcinków na krzywej /połowa cięciwy/
- $\varrho$  - współczynnik zamiany miary analitycznej na miarę stopniową

Jeżeli strzałki zostaną stopniowo zeumowane, a poszczególne stopniowe sumy  $\sum f$  wykreślone jako rzędne, to w wyniku otrzyma się tzw. wykres kątów.

Teoretycznie strzałki na stycznych powinny mieć wartość równą zero, a więc wykres kątów powinien zaczynać się i kończyć prostymi równoległymi. Wiadomo z praktyki, że z pomiarów terenowych nie uzyskuje się na stycznych strzałek równych zero. Spowodowane to jest niedokładnością ustalenia osi jezdni jak i realizacją tych prostych. W związku z tym, na wykresie kątów wpisuje się proste równoległe z pewnym błędem wynikającym z rozrzutu wyników /rys.2/.



Rys.2. Wykres kątów krzywej poziomej

Określając błędy obu prostych równoległych oraz błąd pomiaru strzałki można wyznaczyć błąd kąta zwrotu krzywej poziomej  $m_{\gamma}$  :

$$m_{\gamma} = \frac{2}{\Delta L} \sqrt{n m_f^2 + m_{sp}^2 + m_{sk}^2} \cdot \varphi \quad (5)$$

gdzie:

- $m_f$  - błąd pomiaru pojedynczej strzałki
- $m_{sp}$  - błąd stycznej początkowej
- $m_{sk}$  - błąd stycznej końcowej
- $n$  - liczba pomierzonych strzałek

Dokładność pomiaru strzałki toru kolejowego przyrządem drutowym wynosi  $\pm 1$  mm [2]. Dokładność taką można uzyskać podczas pomiarów wykonywanych w dni bezwietrzne i przy długości cięciwy nie przekraczającej 20m.

W pomiarach drogowych nie można zastosować dokładnie sposobu pomiaru strzałki toru szyny i tym samym osiągnąć dokładności  $\pm 1$  mm. W związku z tym podjęto się próby określenia dokładności pomiaru strzałki za pomocą naciągniętej struny - ciężki i linijki z podziałem milimetrym. W tym celu każdy z sześciu inwentaryzowanych odcinków drogi mierzony był dwukrotnie w tych samych miejscach i dodatkowo przez różnych obserwatorów. Na badanych krzywych pomierzono od 25 do 50 strzałek. Z różnic par obserwacji wyznaczono błąd średni pomiaru pojedynczej strzałki. Błąd ten wynosi  $\pm 2,3$  mm. Natomiast błędy  $m_{sp}$  i  $m_{sk}$  można obliczyć w oparciu o sporządzony wykres strzałek.

$$m_{sp/k/} = \sqrt{\frac{[v v]}{n/n - 1/}} \quad (6)$$

gdzie:

- [v v] - suma kwadratów odchyłek kolejnych sum strzałek od wykreślonej prostej /  $v_i$  - brane są graficznie z wykresu kątów/  
 n - liczba punktów leżących w obrębie prostej

Na badanych krzywych ustalono błędy  $/m_{sp/k/}$  / 12 stycznych, na których pomierzono po 5 strzałek. Błędy te zawierają się w granicach od  $\pm 3,6$  cm do  $\pm 5,2$  cm, a średni błąd dla wszystkich prostych wynosi  $\pm 4,1$  cm.

W tabeli 3 przedstawiono błędy kąta zwrotu w zależności od liczby pomierzonych strzałek i liczby punktów pomiarowych leżących w obrębie stycznych. Błędy te wyliczono przy następujących założeniach:

- błąd pomiaru pojedynczej strzałki wynosi  $\pm 2,3$  mm,
- błąd stycznej /prostej/ wynosi  $\pm 4,1$  cm,
- pomiaru strzałek dokonano przy  $\Delta L = 10$  m.

Tabela 3

liczba punktów w obrębie prostej \ liczba strzałek	20	30	40	50	60	70
3	24,3	24,8	25,3	25,8	26,3	26,7
5	19,3	20,0	20,6	21,2	21,8	22,3
7	16,8	17,5	18,2	18,9	19,5	20,2
9	15,2	16,0	16,7	17,5	18,2	18,8
14	12,9	13,8	14,7	15,5	16,3	17,1
19	11,6	12,7	13,6	14,5	15,3	16,1

Z analizy tabeli 3 wynika, że ze wzrostem liczby strzałek błąd kąta zwrotu rośnie, natomiast ze wzrostem liczby punktów na prostych - błąd maleje.

Na wielkość błędu ma mniejszy wpływ długość krzywej niż długość badanych odcinków prostych poprzedzających krzywą.

### 3.2. Pomiar długości krawędzi jezdni

Z różnic długości krawędzi zewnętrznej i wewnętrznej jezdni można wyznaczyć kąt zwrotu łuku kołowego.

$$\alpha = \frac{\Delta L}{s} \cdot \varrho \quad (7)$$

gdzie:

$\Delta L$  - różnica długości krawędzi jezdni  $/L_z - L_w/$   
 $s$  - szerokość jezdni

Błąd wyznaczonego kąta  $\alpha$  można obliczyć za pomocą następującego wzoru :

$$m_\alpha = \frac{1}{s} \sqrt{m_{\Delta L}^2 + \frac{\Delta L^2}{s^2}} \cdot m_s \cdot \varrho \quad (8)$$

gdzie:

$m_{\Delta L}$  - błąd różnicy długości krawędzi jezdni  
 $m_s$  - błąd ustalenia szerokości jezdni

Natomiast kąt zwrotu krzywej składającej się tylko z kłotoid można wyznaczyć ze wzoru:

$$\gamma = \frac{\Delta L}{2s} \cdot \varrho \quad (9)$$

i odpowiednio błąd kąta

$$m_\gamma = \frac{1}{2s} \sqrt{\Delta m_L^2 + \frac{\Delta L^2}{s^2}} \cdot m_s \cdot \varrho \quad (10)$$

Należy zaznaczyć, że w ten sposób można wyznaczyć kąty zwrotu trasy tylko łuków kołowych lub zestawu tylko krzywych kłotoidalnych o stałej szerokości jezdni.

Pomiar krawędzi jezdni rozpoczynamy w dowolnym miejscu odcinka prostego przed łukiem i kończymy w dowolnym miejscu na prostej za łukiem. Pomiar tych krawędzi powinien być przeprowadzony za pomocą odcinków  $d$  tak dobranych, aby ich długość po krzywej była w przybliżeniu równa cięciwie.

Na błąd różnicy długości  $/m_{\Delta L}/$  ma wpływ dokładność ustalenia punktów początkowych pomiaru, jak również końcowych oraz dokładność odkładania odcinka  $d$ .

$$m_{\Delta L} = \sqrt{2 m_p^2 + n m_o^2} \quad (11)$$

gdzie:

$m_p$  - błąd wystawienia prostopadłych, które określają punkty początkowe i końcowe pomiaru  
 $m_o$  - błąd odłożenia odcinka  $d$   
 $n$  - liczba odłożenia na łuku zewnętrznym i wewnętrznym

Błąd  $m_p$  zależy od dokładności kierunku, w stosunku do którego wystawia się prostopadłą oraz od dokładności wyznaczenia kąta prostego.

$$m_p = \sqrt{m_k^2 + \left(\frac{m_w \cdot s}{\rho}\right)^2} \quad (12)$$

gdzie:

- $m_k$  - błąd kierunku prostych poprzedzających krzywą
- $m_w$  - błąd wyznaczenia prostopadłych
- $s$  - szerokość jezdni

Zakładając, że błąd kierunku odcinka prostego drogi jest równy dokładności ustalenia osi jezdni  $/m_{gr}/$  i że do wyznaczenia prostopadłych użyto węgielnicy o dokładności  $\pm 5'$  oraz szerokość jezdni wynosi 7 m, to błąd  $m_p$  będzie równy  $\pm 6,3$  cm.

W tabeli 4 zestawiono błędy średnie dla różnych kątów zwrotu w zależności od długości badanego łuku. Obliczenia wykonano przy następujących założeniach:

- błąd wyznaczenia prostopadłych wynosi  $\pm 6,3$  cm
- szerokość jezdni  $s=7,0$  m
- błąd szerokości jezdni  $\pm 5,0$  cm
- odkładano odcinek  $d = 10$  m
- błąd względny odcinka  $d$  odkładanego taśmą stalową wynosi  $\frac{1}{2000}$

Tabela 4

kąt zwrotu \ długość łuku [m]	50	100	200	300
5°	44,5	45,2	46,5	47,8
10°	44,6	45,3	46,6	47,9
20°	-	45,9	47,2	48,5
30°	-	-	48,2	49,4
40°	-	-	49,5	50,7
50°	-	-	-	52,3

Jak wynika z tabeli 4 zwiększanie długości łuku powoduje niewielki wzrost wartości błędu kąta zwrotu.

W tabeli 5 zestawiono błędy kąta zwrotu w zależności od dokładności wyznaczenia prostopadłych. Podwojenie czy potrojenie błędu wyznaczenia prostopadłych powoduje bardzo duże zmiany w błędzie kąta zwrotu.

Natomiast w tabeli 6 przedstawiono wpływ błędu szerokości jezdni na błąd wyznaczanego kąta zwrotu.

Tabela 5

kąt zwrotu \ dokładność wyznaczenia prostopadłej [cm]	6,3	12,6	18,9
5°	44;5	1°27;9	2°11;5
10°	44;6	1°28;0	2°11;5

Tabela 6

kąt zwrotu \ błąd szerokości jezdni [cm]	2	5	10	15
5°	44;5	44;5	44;7	44;9
10°	44;5	44;6	45;3	46;3

Zmiana dokładności określenia szerokości jezdni w nieznaczny sposób wpływa na ostateczną wielkość błędu kąta zwrotu.

Analizując tabele 4, 5 i 6 należy stwierdzić, że istotny i bardzo znaczny jest wpływ ustalenia prostopadłych na ostateczną wielkość wyznaczonego kąta zwrotu łuku kołowego.

Przeprowadzona analiza jest również słuszna dla krzywych klotoidalnych z tym, że wszystkie błędy zawarte w tabelach 4, 5 i 6 będą o połowę mniejsze.

#### 4. Podsumowanie

Na ostateczną wielkość błędu kąta zwrotu w metodzie bezpośredniego pomiaru kątów ma wpływ dokładność samego pomiaru kątów oraz długość celowych, a w szczególności celowych na prostych poprzedzających krzywą. Przykładowo dla celowych na prostych o długościach 10 m uzyskujemy błąd określenia kąta  $\sqrt{2} \ 30' = 42;3$ , natomiast dla prostych o długościach 200 m błąd ten wynosi  $\sqrt{2} \ 1;5 = 2;1$ .

Dokładność metody opartej na pomiarze strzałek odpowiada dokładności metody bezpośredniego pomiaru kątów w poligonie, w której to mierzy się kąty z dokładnością około  $\pm 7'$ . W tej metodzie również dokładność określenia kąta zwrotu zależy głównie od liczby punktów pomiarowych na prostych poprzedzających badaną krzywą, co jest jednoznaczne z ich długością.

Błędy w określeniu kąta zwrotu za pomocą pomiaru długości krawędzi jezdni zależą w głównej mierze od dokładności określenia prostopadłych do osi drogi na początku i na końcu analizowanej krzywej. Ze względu na stosunkowo duże błędy w określeniu kąta zwrotu w tej metodzie /około 2°/, może być ona stosowana w odróżnieniu od metod poprzednich, tylko przy

inwentaryzacji prowadzonej dla celów badań ruchu oraz zmiany organizacji ruchu. Ponadto wyznaczenie kąta zwrotu za pomocą tej metody może być stosowane tylko dla samych łuków kołowych lub krzywych składających się z zestawu kłoid o jezdniach o stałej szerokości.

Należy zaznaczyć, że dokładność określenia kąta zwrotu we wszystkich metodach jest zależna głównie od dokładności ustalenia osi jezdni drogowej na odcinkach prostych poprzedzających krzywą. Ponieważ w praktyce nie jest możliwe bardzo dokładne określenie osi jezdni drogowej oraz nie zawsze jest możliwe zastosowanie długich celowych na prostych poprzedzających krzywą, stąd też stosowanie dokładnych metod, czy też dokładnych przyrządów pomiarowych może być nieuzasadnione.

Przy inwentaryzacji metodą bezpośredniego pomiaru kątów z powodzeniem można zastosować teodolit T 30 lub większość niwelatorów budowlanych i technicznych z kręgami poziomymi.

#### Literatura

1. Gadomski J., Kempa J., Szczuraszek T.: Dokładność określenia osi drogi. Zeszyty Naukowe, ATR, IBL, Artykuł oddany do druku 1981
2. Kamińska-Czyż K., Pękalski M.: Wybrane działy geodezji inżynierskiej. WPW, Warszawa 1976
3. Rzepka W.: Miernictwo w kolejowej służbie drogowej. WKiŁ, Warszawa 1965

#### AN ESTIMATION OF ACCURACY OF DETERMINING HIGHWAY LOCATION TRACK ANGLE

##### Summary

The paper includes an estimation of the accuracy of determining the highway location track angle and the magnitude of the error. The method of the direct angle measurement and indirect measurement, i.e. linear, is considered.

There has been stated that an error in determining the centre line of the road on the sections before the curve has an essential influence on the final accuracy of the track angle.

#### ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УГЛА ПОВОРОТА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

##### Резюме

В работе представлена оценка точности определения угла поворота автомобильных дорог и дано значение ошибок его определения. Рассмотрен метод непосредственного измерения угла и косвенного измерения т.е. линейного.

Установлено, что существенное влияние на точность угла поворота имеет ошибка определения проезжей части дороги на участках перед горизонтальной кривой.



Jan Gadomski  
Jan Kempa  
Tomasz Szczuraszek

### DOBÓR PARAMETRU KLOTOIDALNEJ KRZYWEJ PRZEJŚCIOWEJ

W artykule przedstawiono sposób wyznaczania parametru klotoidalnej krzywej przejściowej za pomocą nomogramów. Ponadto zaproponowano ustalanie maksymalnej wartości parametru z warunku odsunięcia łuku kołowego od stycznej  $H_{\max} = 5,0$  m.

#### 1. Wstęp

Czynnikiem decydującym o warunkach geometrycznych i dynamicznych klotoidy jest jej parametr A. Poprawne wyznaczenie jego wartości ma więc szczególne znaczenie. Normatyw projektowania dróg [6] wymienia kilka warunków doboru parametru klotoidy. W pracach [2,3,5,10] podano inne dodatkowe warunki doboru parametru. Biorąc pod uwagę wielość tych kryteriów oraz złożoność niektórych wzorów, ustalenie parametru w praktyce projektowej wymaga dość znacznej pracochłonności. Dotychczasowe opracowania zmierzające do uproszczenia procesu doboru parametru [5] zdaniem autorów nie w pełni spełniają swoje zadanie. Wymagają one bowiem nadal pracochłonnych zabiegów ze strony projektanta.

Celem niniejszego artykułu jest uproszczenie sposobu wyznaczenia parametru klotoidy w przypadku projektowania dróg III, IV i V klasy technicznej.

#### 2. Kryteria wyznaczania parametru

Normatyw projektowania dróg [6] podaje następujące kryteria wyznaczenia parametru klotoidalnej krzywej przejściowej:

- maksymalna wartość przyrostu przyspieszenia siły odśrodkowej powinna wynosić  $k=0,5 \text{ m/s}^3$ ,

stąd w przypadku braku rampy drogowej otrzymujemy:

$$A_{\min} = 0,17 \sqrt{v_p^3} \quad [\text{m}] \quad (1)$$

a w przypadku jej występowania:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{v^3 - g v R / i_0 \pm i_1}{k}} \quad [\text{m}] \quad (2)$$

gdzie:

 $V_p$  - prędkość projektowa /km/h/ $v$  - prędkość projektowa /m/s/ $g$  - przyspieszenie ziemskie /m/s<sup>2</sup>/ $R$  - promień w punkcie końcowym kłotojdy /m/ $i_0$  - pochylenie poprzeczne jezdni w końcowym punkcie kłotojdy $i_1$  - pochylenie poprzeczne jezdni w początkowym punkcie kłotojdy

- odsunięcie kłotojdy od stycznej powinno być większe od wartości połowy zastosowanego poszerzenia jezdni na odcinku krzywej /pkt 5.3.15, 5.3.17/, stąd:

$$A_{\min} = 1,86 \frac{3}{4} R \frac{1}{4} d \quad [m] \quad (3)$$

gdzie:

 $d$  - całkowite poszerzenie jezdni /m/

- na długości krzywej przejściowej musi być możliwość skonstruowania rampy drogowej przy nieprzekraczaniu maksymalnych dodatkowych pochyleń podłużnych rampy /pkt 5.3.11, 5.3.12, 5.3.13, 5.3.14 /. Dla przypadku konstrukcji rampy przy obrocie jezdni wokół osi o - trzymujemy:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{R B}{2 i_d} / i_0 + i_1 /} \quad [m] \quad (4)$$

natomiast przy obrocie jezdni wokół krawędzi wewnętrznej:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{R B i_0}{i_d}} \quad [m] \quad (5)$$

gdzie:

 $B$  - szerokość jezdni /m/ $i_d$  - dodatkowe pochylenie podłużne rampy drogowej

- zachowania estetyki krzywej kłotooidalnej, która wymaga aby:

$$A_{\min} = R/3 \quad [m] \quad (6)$$

$$A_{\max} = R \quad [m] \quad (7)$$

- stosunek długości kłotojdy do długości łuku kołowego był zbliżony do 1:2, co narzuca wartość parametru:

$$A = R \sqrt{\frac{\gamma}{171,89}} \quad [m] \quad (8)$$

gdzie:

 $\gamma$  - kąt zwrotu trasy w stopniach

W pracach [3,5] wprowadzono dalszy warunek na minimalną wartość parametru klotoidy, a wynikający z zachowania minimalnego odsunięcia łuku kołowego od stycznej, równego  $H = 0,20$  m:

$$A_{\min} = 1,48 R^{\frac{3}{4}} \quad [\text{m}] \quad (9)$$

Ponadto w pracy [2] proponuje się kolejny warunek wyznaczenia parametru klotoidy, który zapewni wygodę jazdy. Przyjmuje się w nim, że przyrost pochylenia poprzecznego jezdni nie może przekraczać 2% w ciągu sekundy. Wynika z tego, że:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{i_0 - i_1}{7,2} \cdot V \cdot R} \quad [\text{m}] \quad (10)$$

gdzie:

$i_0, i_1$  - jak we wzorze (4) lecz w %

W pracy [10] proponuje się zastąpienie warunku normatywnego wyrażonego wzorem (7) następującą zależnością:

$$A_{\max} = 0,7 R \quad [\text{m}] \quad (11)$$

### 3. Analiza doboru parametru

Aby wartość dobranego parametru klotoidy zapewniała jednocześnie wymogi wszystkich kryteriów, powinna być większa od największej wartości z grupy  $A_{\min}$  i mniejsza od najmniejszej z grupy  $A_{\max}$ . Ze względu na dużą liczbę kryteriów projektant przy ustalaniu parametru jest więc zmuszony do dość pracochłonnych obliczeń. Najprostszym rozwiązaniem byłoby ustalenie tylko dwóch kryteriów, to jest minimalnego i maksymalnego, które jednocześnie zapewniałyby spełnienie wszystkich kryteriów.

W analizie pominięto kryterium (8) dotyczące zachowania z góry ustalonego stosunku długości klotoidy do łuku kołowego. Wymóg ten ze względu na bardzo znaczne ograniczenia doboru elementów geometrycznych krzywych poziomych i tak w praktyce nie jest przestrzegany. Szerzej kwestię tę omówiono w pracy [7].

#### 3.1. Minimalna wartość parametru

W tabelach 1 - 6 przedstawiono dla poszczególnych prędkości pro - jektowych wyliczone wartości minimalnych parametrów dla omawianych kryteriów. Parametry te określono w zależności od wartości promienia łuku kołowego. Wszystkie elementy geometryczne do obliczeń przyjęto zgodnie z normatywem [6]. Warunek wyrażony wzorem (4) i (5) obliczono dla dwóch skrajnych wartości dodatkowego pochylenia podłużnego rampy  $i_d$ . Dla tych kryteriów w dalszych rozważaniach przyjęto traktować jako minimalną war-

Tabela 1

Wartości minimalnych parametrów kłotojdy dla  $V_p = 40$  km/h

wg wzrostu	$R$ [m] $i_0$ [%]	$\frac{1,86 \cdot R^2}{i_0^2}$	$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_d} (i_0 + i_d)}$		$\sqrt{\frac{R}{i_d} \cdot B \cdot i_0}$	$\frac{1}{3}R$	$1,48 \cdot R^{\frac{2}{3}}$ $H = 0,20$ m	$\sqrt{\frac{V^2 - q \cdot V \cdot R (i_0 + i_d)}{k}}$	$\sqrt{\frac{i_0 - i_d}{7,2} \cdot V \cdot R}$
			$i_d$ [%]						
			1,5	0,3					
$\frac{90}{4,7}$		[53]	33	74	39	88	30	43	47
$\frac{150}{2,8}$		[67]	36	81	39	88	50	63	50
$\frac{250}{2,0}$		[93]	43	96	43	96	83	[93]	52
$\frac{350}{2,0}$		-	51	113	51	113	117	[120]	52
$\frac{500}{2,0}$		-	61	135	61	135	[167]	156	52
$\frac{750}{2,0}$		-	74	166	74	166	[250]	212	52
$\frac{1000}{2,0}$		-	86	191	86	191	[333]	263	52
$\frac{1500}{2,0}$		-	105	235	105	235	[500]	357	52
$A_{\text{min}} = 45$ m $B = 55$ m		[2]	$A_{\text{min}} = 0,17 \sqrt{V_p^3} = 43$ m $i_d = 20\%$						

Tabela 2

Wartości minimalnych parametrów kłotoidy dla  $v_p = 50$  km/h

wg wzoru	R [m] i [%]	$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_d} (i_0 + i_1)}$						$\sqrt{\frac{R}{i_d} \cdot B \cdot i_0}$						$\frac{1}{\alpha}$	1,48 · R % H = 0,20 m	$\sqrt{\frac{k}{h-i} \cdot v \cdot R}$	$\sqrt{\frac{k}{h-i} \cdot v \cdot R}$
		B [m]		5,50		6,0		B [m]		5,50		6,0					
		i [%]		1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	i [%]		1,0	0,3				
		1,0	0,3	98	51	83	63	115	60	110	110	110	110				
150 4,4	[67]	54	98	51	83	63	115	60	110	110	110	110	50	63	66	50	
250 2,7	[93]	59	108	57	104	64	116	61	111	111	111	111	83	[93]	70	35	
350 2,0	-	65	118	62	113	65	118	62	113	113	113	113	117	[120]	73	-	
500 2,0	-	77	141	74	135	77	141	74	135	135	135	135	[167]	156	73	-	
750 2,0	-	95	173	91	166	95	173	91	166	166	166	166	[250]	212	73	-	
1000 2,0	-	110	200	105	191	110	200	105	191	191	191	191	[333]	263	73	-	
1500 2,0	-	134	245	128	235	134	245	128	235	235	235	235	[500]	357	73	-	
A <sub>min</sub> = 60 m [2]												A <sub>min</sub> = 0,17√v <sup>2</sup> - 60 m		i <sub>1</sub> = 2,0%			

Tabela 3

Wartości minimalnych parametrów kłotoidy dla  $V_p = 60$  km/h

Wg wzoru	$1,86 R^2 d^2$		$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_a} (i_0 + i)}$				$\sqrt{\frac{R}{i_a} B \cdot i_0}$				$\frac{1}{3} R$	$1,48 \cdot R^2$ $H = 0,20$ m	$\sqrt{\frac{V^2 - g \cdot V \cdot R (i_0 - i)}{k}}$	$\sqrt{\frac{(i_0 - i) \cdot V \cdot R}{7,2}}$														
			B [m]		$i_a$ [%]		B [m]		$i_a$ [%]																			
			7,0		5,50		7,0		5,50																			
			1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3																		
$R$ [m]	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1250	1300	1350	1400	1450	1500		
$i$ [%]	3,8	3,5	3,2	2,9	2,7	2,5	2,3	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
	93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$A_{min} = 80$ m																	$A_{min} = 0,17 \sqrt{V_p^3} = 79$ m		$i_1 = 2,0$ %									

Tabela 4

Wartości minimalnych parametrów kłotoidey dla  $V_p = 70$  km/h

wg wzoru	$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_d} (i_0 + i_1)}$						$\sqrt{\frac{R}{i_d} \cdot B \cdot i_0}$						$\frac{1}{3} R$	$1,68 \cdot R^{\frac{2}{3}}$ $H = 0,20 \text{ m}$	$\sqrt{\frac{V^2 \cdot g \cdot R (i_0 - i_1)}{k}}$	$\sqrt{\frac{(i_1 - i_0) \cdot V R}{7,2}}$			
	B [m]			i <sub>d</sub> [%]			B [m]			i <sub>d</sub> [%]									
	7,0			6,0			7,0			6,0									
	R [m]	i [%]		R [m]	i [%]		R [m]	i [%]		R [m]	i [%]								
350	3,5		102	187	95	173	102	187	95	173	102	187	95	173	117	120	113	71	
500	5,0		89	179	82	150	94	171	87	158	94	171	87	158	157	156	117	49	
750	7,5		118	216	110	200	118	216	110	200	118	216	110	200	250	212	121	-	
1000	10,0		145	265	134	245	145	265	134	245	145	265	134	245	300	263	121	-	
1500	15,0		167	306	155	283	167	306	155	283	167	306	155	283	500	357	121	-	
2000	20,0		187	342	173	316	187	342	173	316	187	342	173	316	600	443	121	-	
2500	25,0		205	374	190	346	205	374	190	346	205	374	190	346	800	523	121	-	
3000	30,0														1000	600	121	-	
A <sub>min</sub> = 100 m [2]												A <sub>max</sub> = 0,17 √ V <sub>p</sub> <sup>3</sup> = 100 m						i <sub>1</sub> = 2,0%	

Tabela 5

Wartości minimalnych parametrów klotoidy dla  $V_p = 80$  km/h

wg wzoru	$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_d} (i_0 + i_1)}$		$\sqrt{\frac{R}{i_d} B \cdot i_0}$		$\frac{1}{3}R$	$1,48 \cdot R^{\frac{2}{3}}$ $H = 0,20$ m	$\sqrt{\frac{V^2 \cdot g \cdot V \cdot R (i_0 - i_1)}{k}}$	$\sqrt{\frac{(i_0 - i_1)}{7,2}} \cdot V \cdot R$
	$i_d$ [%]							
	0,5	0,3	0,5	0,3				
$\frac{500}{3,5}$	139	179	157	202	167	156	137	91
$\frac{750}{2,0}$	145	187	145	187	250	212	148	-
$\frac{1000}{2,0}$	167	216	167	216	333	263	148	-
$\frac{1500}{2,0}$	205	265	205	265	500	357	148	-
$\frac{2000}{2,0}$	237	306	237	306	667	443	148	-
$\frac{2500}{2,0}$	265	342	265	342	833	523	148	-
$\frac{3000}{2,0}$	290	374	290	374	1000	600	148	-
$A_{min} = 120$ m [2]		$A_{min} = 0,17 \sqrt{V_p^3} = 122$ m				$i_1 = 2,0$ % $B = 7,0$ m		

Tabela 6

Wartości minimalnych parametrów klotoidy dla  $V_p = 100$  km/h

wg wzoru	$\sqrt{\frac{R \cdot B}{2 \cdot i_d} (i_0 + i_1)}$		$\sqrt{\frac{R}{i_d} B \cdot i_0}$		$\frac{1}{3}R$	$1,48 \cdot R^{\frac{2}{3}}$ $H = 0,20$ m	$\sqrt{\frac{V^2 \cdot g \cdot V \cdot R (i_0 - i_1)}{k}}$	$\sqrt{\frac{(i_0 - i_1)}{7,2}} \cdot V \cdot R$
	$i_d$ [%]							
	0,5	0,3	0,5	0,3				
$\frac{750}{4,0}$	177	229	205	265	250	212	186	144
$\frac{1000}{2,5}$	177	229	187	242	333	263	200	83
$\frac{1500}{2,0}$	205	265	205	265	500	357	207	-
$\frac{2000}{2,0}$	237	306	237	306	667	443	207	-
$\frac{2500}{2,0}$	265	342	265	342	833	523	207	-
$\frac{3000}{2,0}$	290	374	290	374	1000	600	207	-
$A_{min} = 200$ m [2]		$A_{min} = 0,17 \sqrt{V_p^3} = 170$ m				$i_1 = 2,0$ % $B = 7,0$ m		



tość parametru uzyskaną dla maksymalnego  $i_d$ . Ponieważ przyjęcie przez projektanta parametru większego zawsze zapewni nieprzekroczenie maksymalnej wartości  $i_d$ .

Z analizy przedstawionych tabel wynika, że decydującymi kryteriami o minimalnej wartości parametru dla wszystkich analizowanych prędkości projektowych są:

- geometria poszerzenia jezdni (3) dla promieni od 90 m do 250 m,
- minimalne odsunięcie łuku kołowego od stycznej (9) dla promieni 350 m,
- estetyka krzywej (6) dla promieni równych i większych od 500 m.

### 3.2. Maksymalna wartość parametru

Warunek wyrażony wzorem (7) w pewnych przypadkach może powodować wypaczenie sensu lub nawet celowości stosowania krzywych przejściowych [3,10]. Przyczyną tego jest uzyskiwanie dużych odsunięć łuku kołowego od stycznej /tab.7/. Z tego względu w pracy [5] postulowano, aby  $A_{\max} = 0,7 R$ . Jednakże, jak wynika z tabeli 7, nadal dla pewnych przedziałów promieni wartości odsunięć są dość znaczne. Według opinii specjalistów francuskich dopuszczalne maksymalne odsunięcie łuku kołowego od stycznej powinno wynosić 5,0 m [10]. Stąd autorzy proponują stosowanie tego kryterium na maksymalny parametr. Odsunięcia takie można uzyskać przy następującym kryterium:

$$A_{\max} = 3,31 R^{\frac{3}{4}} \quad [m] \quad (12)$$

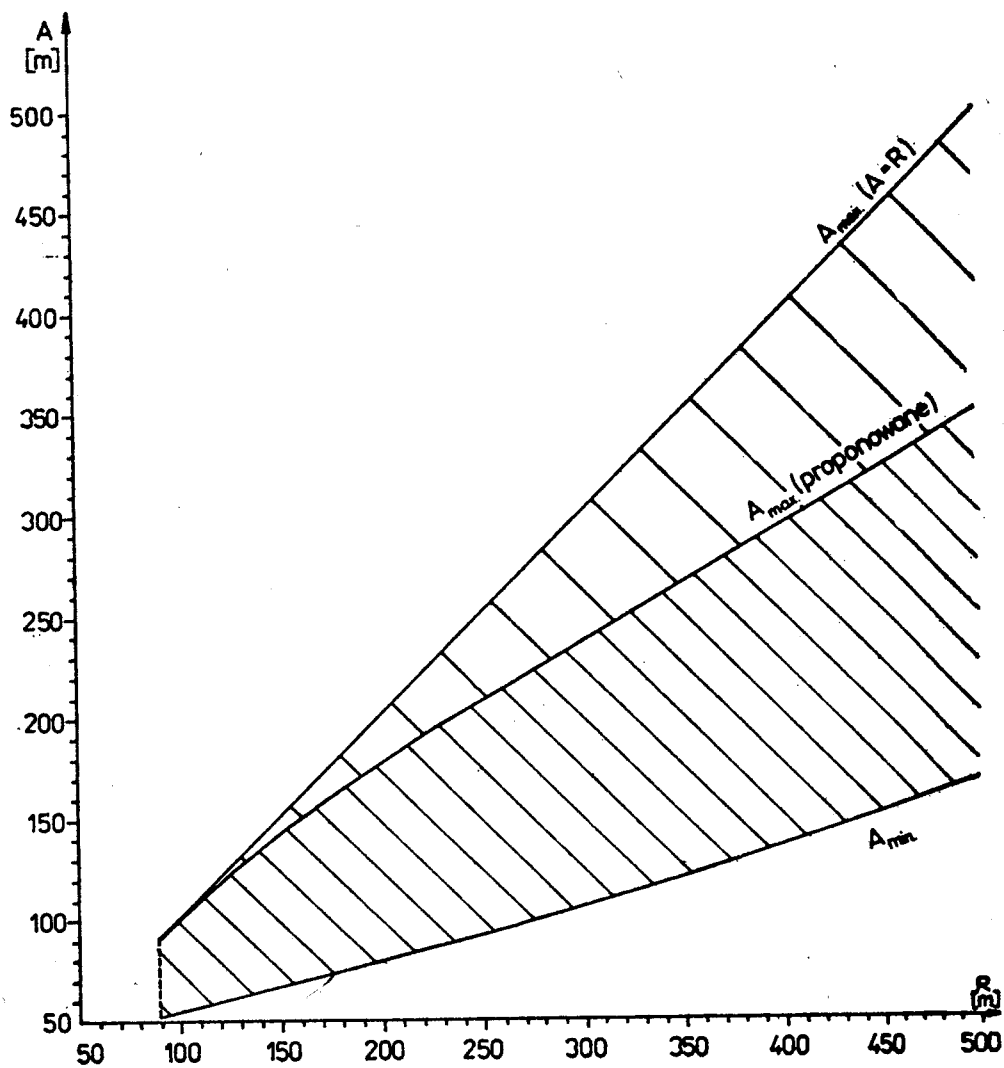
Tabela 7

Wartości odsunięć łuku kołowego od stycznej

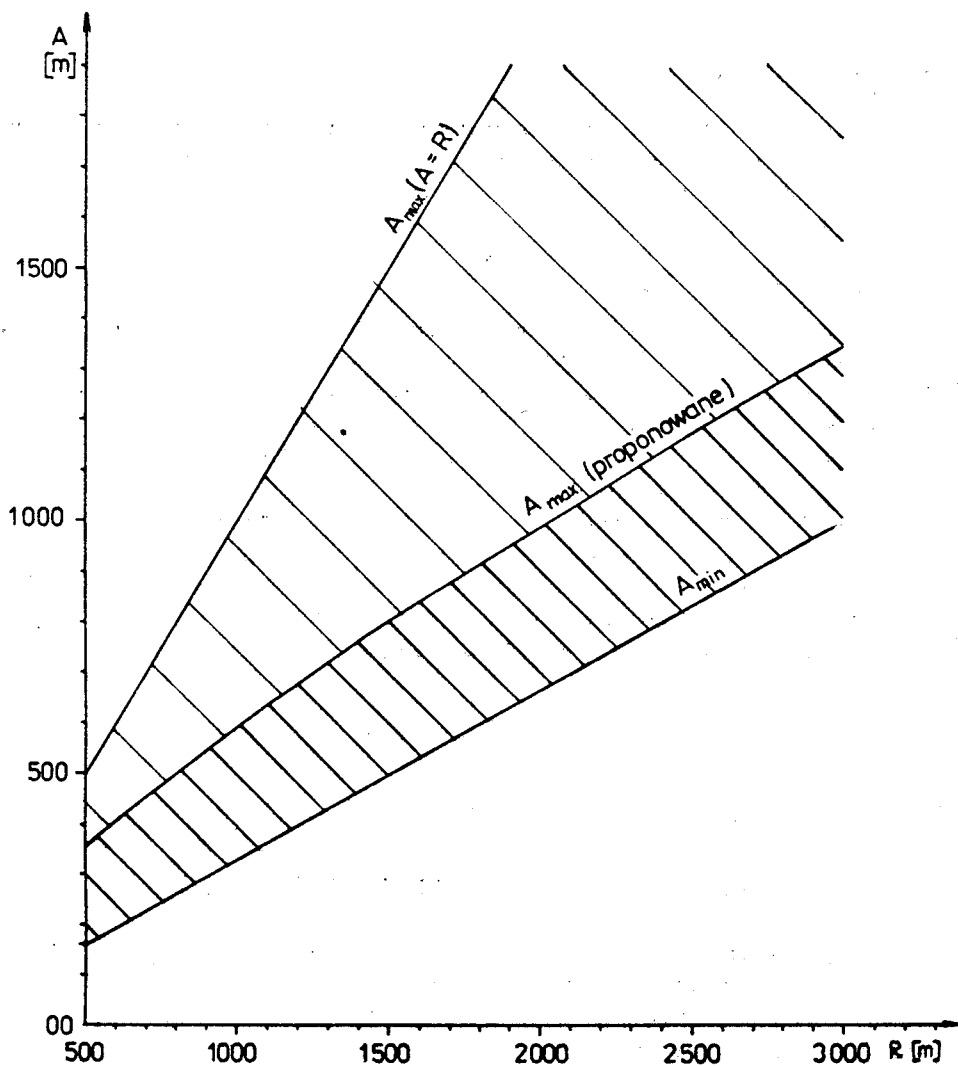
$\frac{R}{A}$ [m]	90	150	250	350	500	750	1000	1500	2000	2500	3000
$A=R$	3,75	6,25	10,42	14,58	20,83	31,25	41,65	62,50	83,33	104,17	125,00
$A=0,7R$	0,90	1,50	2,50	3,50	5,0	7,50	10,00	15,01	20,01	25,01	30,01

### 4. Propozycja doboru parametru

Jak wynika z przeprowadzonej analizy można ustalić tylko po jednym kryterium na minimalną i maksymalną wartość parametru dla danego przedziału promieni. Stąd też dla celów praktycznych obszar doboru parametru może być przedstawiony w postaci bardzo prostego wykresu. Ze względu na dokładność odczytu, na rys.1 przedstawiono nomogram dla małych promieni  $/R \ll 500$  m/, a na rys.2 dla dużych promieni  $/R \gg 500$  m/.



Rys.1. Nomogram do wyznaczenia parametru kłotoidalnej krzywej przejściowej o promieniu  $R \leq 500$  m



Rys.2. Nomogram do wyznaczenia parametru klotoidalnej krzywej przejściowej o promieniu  $R \gg 500$  m

Proponowany maksymalny parametr określono zakładając odsunięcie łuku kołowego od stycznej  $H_{\max} = 5,0$  m. Wyjątkowo dla promienia 90 m przyjęto wartość parametru równą  $R$  pomimo, że z kryterium  $H_{\max} = 5,0$  m uzyskuje się parametr większy od promienia.

#### Literatura

1. Borkowski H.: Wpływ rodzaju i pochylenia poprzecznego nawierzchni na projektowaną długość krzywej przejściowej. Drogownictwo 4/62
2. Chrostowska H. Rolla S., Wrześniowski Z.: Autostrady. Projektowanie, budowa, ekonomika. WKŁ, Warszawa 1975
3. Datka S.: Kryteria doboru parametrów klotoidalnych krzywych przejściowych. Drogownictwo 8/67
4. Komentarz do "Normatywu technicznego projektowania dróg samochodowych klasy III, IV i V" CZDP, Warszawa 1974
5. Lewinowski Cz.: Dobór wielkości parametru krzywej przejściowej o kształcie klotoidy za pomocą nomogramu. Drogownictwo 4/71
6. Normatyw techniczny projektowania dróg samochodowych klasy III, IV i V. CZDP Warszawa 1974
7. Nowicki A.: Kąty zwrotu dróg normalnego ruchu. Drogownictwo 2/79
8. Płamowski A.: O wyznaczaniu długości klotoidalnej krzywej przejściowej. Drogownictwo 10/73
9. Praca zbiorowa: Geodezja inżynierska. Tom I. PPWK, Warszawa 1979
10. Wrześniowski Z.: Parametry klotoid ze względów estetycznych. Drogownictwo 5/78

#### PARAMETER SELECTION FOR TRANSITION CLOTHOID CURVE

##### Summary

The paper presents a way of determining a parameter for a clothoid transition curve by means of nomograms. Besides, there is suggested a determination of maximum value of the parameter from the condition of the circular arc removal from the tangent  $H_{\max} = 5,0$  m.

#### ПОДБОР ПАРАМЕТРОВ ПРОХОДНОЙ КЛОТОИДАЛЬНОЙ КРИВОЙ

##### Резюме

В работе представлен способ определения параметра проходной кlotoidalной кривой при помощи номограмма. Кроме того предложено определение максимального значения параметра из формулы на перемещение круглой кривой от касательной прямой:  $H_{\max} = 5,0$  м.

Romuald Napierała

### STABILIZACJA GRUNTÓW PYŁAMI Z CEMENTOWNI "DZIAŁOSZYN"

W artykule przedstawiono wyniki badań pyłów cementowych z cementowni "Działoszyn" oraz wyniki badań gruntu stabilizowanego pyłami cementowymi, bądź mieszaniną pyłów i cementu.

W zakończeniu artykułu podano analizę wyników badań i wnioski - jące z nich wnioski

#### 1. Wstęp

Wobec deficytu materiałów wiążących wskazane jest prowadzenie prac badawczych nad zastąpieniem ich odpadami przemysłowymi jakimi są m.in. pyły cementowe.

W pracy przedstawiono wyniki badań nad przydatnością pyłów cementowych, pochodzących z cementowni "Działoszyn", jako materiału do stabilizacji gruntów w budownictwie drogowym.

Przyjęty tok badań podyktowany był:

- właściwościami wiążącymi pyłów cementowych,
- wolniejszym przebiegiem procesu twardnienia mieszanek składających się z gruntów i samych pyłów w stosunku do 28-dniowego okresu twardnienia gruntocementu.

#### 2. Charakterystyka i wyniki badań zastosowanych pyłów cementowych

Tabela 1

Właściwości fizyczne pyłów cementowych

Lp.	Wyszczególnienie	Jedn.	Wynik	oznaczenia
1	Stopień rozdrobnienia, przesiew przez sito o oczkach: - poniżej 0,074 mm - powyżej 0,074 mm	% %		87,9 12,1
2	Gęstość pozorną w stanie ubitym	g/cm <sup>3</sup>		1,19
3	Wilgotność naturalna	%		0

Skład chemiczny pyłów cementowych

Lp.	Wyszczególnienie	Jedn.	Srednia zawartość
1	Części nierozpuszczalne w HCl	%	7,3
2	Dwutlenek krzemu $\text{SiO}_2$	%	8,5
3	Tlenek żelazowy $\text{Fe}_2\text{O}_3$	%	2,0
4	Tlenek glinowy $\text{Al}_2\text{O}_3$	%	4,5
5	Tlenek wapniowy CaO	%	46,4
6	Tlenek magnezowy MgO	%	0,97
7	Tlenek sodowy + tlenek potasowy $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$	%	1,66
8	Tlenek magnezowy + tlenek wapniowy /wolny/ MgO + CaO	%	5,90
9	Siaraczany w przeliczeniu na $\text{SO}_3$	%	2,50
10	Straty przy prażeniu	%	18,83

### 3. Charakterystyka pozostałych materiałów zastosowanych do stabilizacji

Zastosowane do badań materiały: cement, woda, grunt /piasek gruby / odpowiadały wymaganiom właściwych norm.

### 4. Laboratoryjne oznaczenie parametrów badanych materiałów oraz ich kompozycji

Wilgotność optymalną  $W_{\text{opt}}$  i maksymalną gęstość pozorną szkieletu gruntowego  $\rho_d$  pyłów cementowych oraz wybranych kompozycji wymienionych wyżej składników określono metodą normalną Proctora. Uzyskano następujące wyniki badań:

- grunt /piasek gruby/:  $W_{\text{opt}} = 12,5\%$ ;  $\rho_d = 1,880 \text{ g/cm}^3$
- pył cementowy:  $W_{\text{opt}} = 23,6\%$ ;  $\rho_d = 1,700 \text{ g/cm}^3$
- piasek + 10% pyłu cementowego:  $W_{\text{opt}} = 11,1\%$ ;  $\rho_d = 1,953 \text{ g/cm}^3$
- piasek + 7% cementu portlandzkiego "350" + 7% pyłu:  $W_{\text{opt}} = 9,0\%$   
 $\rho_d = 2,073 \text{ g/cm}^3$

### 5. Wykonanie próbek oraz badanie ich wytrzymałości na ściskanie

Próbki o wymiarach  $d=h=8,0 \text{ cm}$  dla różnych zawartości cementu i pyłów cementowych wykonano zgodnie z postanowieniami normy BN-71/8933 - 10 "Podbudowa z gruntów stabilizowanych aktywnymi popiołami lotnymi" oraz BN-68 "Podbudowa z gruntów stabilizowanych cementem". Procentowy udział stabilizatorów w mieszankach zawiera tabela 5. Dla wszystkich próbek zastosowano jednakową ilość wody - 11,6%. Badania wytrzymałościowe próbek przeprowadzono według w/w norm.

Dla celów porównawczych podaje się wymagania cech wytrzymałościowych gruntów stabilizowanych chemicznie według norm: BN-68/8933-03 oraz BN - 71/8933-10 w tabelach 3 i 4.

Tabela 3

Właściwości podbudowy stabilizowanej cementem

Lp.	Rodzaj warstwy w konstrukcji nawierzchni drogowej	Wytrzymałość na ścis- kanie próbek nasyco- nych wodą		Wskaźnik mrozood- porności m
		MPa		
		R <sub>7</sub>	R <sub>28</sub>	
1	<u>Górna warstwa podbudowy</u> występująca bezpośrednio pod dywanikiem bitumicznym o minimalnej grubości warstwy 3,0 cm przy ruchu lekkim i 5,0 cm przy ruchu średnim	1,6-2,2	3,0-5,0	0,7
2	<u>Dolna warstwa podbudowy</u> znajdująca się co najmniej 16 cm poniżej niweloty drogi o obciążeniu średnim lub więcej niż 8 cm poniżej niweloty drogi o obciążeniu lekkim	1,0-1,6	2,0-3,0	0,6

Tabela 4

Właściwości podbudowy stabilizowanej  
aktywnymi popiołami lotnymi

Lp.	Rodzaj warstwy w konstrukcji nawierzchni drogowej	Wytrzymałość na ścis- kanie próbek nasyco- nych wodą		Wskaźnik mrozood- porności n = —
		MPa		
		R <sub>14</sub> <sup>m</sup>	R <sub>42</sub> <sup>m</sup>	
1	<u>Górna warstwa podbudowy</u> występująca bezpośrednio pod dywanikiem bitumicznym o minimalnej grubości warstwy: 3,0 cm przy ruchu lekkim, 6,0 cm przy ruchu średnim	1,6	2,5-5,0	0,6
2	<u>Dolna warstwa podbudowy</u> znajdująca się co najmniej 16 cm poniżej niweloty drogi o obciążeniu średnim lub więcej niż 8 cm poniżej niweloty drogi o obciążeniu lekkim	1,0	1,5-3,0	0,5

Wyniki badań próbek zestawiono w tabeli 5, zawierającej średnie a-

Tabela 5

Zestawienie wyników badań wytrzymałości próbek

Lp.	Rodzaj mieszanki	piasek	cement	piasek,pył cementowy	piasek	cement	pył cementowy
	Stabilizatory	Procentowy udział stabilizatora w mieszankach /w stosunku do ciężaru suchego piasku/					
1.	Cement	4	7	10	-	-	4 4 4 4 7 2
2.	Pył cementowy	-	-	-	15	20	25 4 7 10 7 15
	Czas twardnienia próbek	Wytrzymałość na ściskanie w MPa próbek o wymiarach $d = h = 8 \text{ cm}$					
3.	14 dni - R <sub>14</sub>	2,0	2,5	3,2	2,5	3,0	4,6 2,1 2,3 4,3 4,8 3,5
4.	28 dni - R <sub>28</sub>	2,6	3,7	4,2	3,9	4,8	5,7 2,4 3,4 5,4 5,8 4,5
5.	42 dni - R <sub>42</sub>	2,7	3,8	4,3	4,4	5,3	6,4 2,8 3,7 6,2 6,6 5,0
	Próbki poddane zamrażeniu i odmrężaniu	Wytrzymałość na ściskanie w MPa					
6.	14 cykli - R <sub>42</sub> <sup>ZO</sup>	2,0	3,0	3,6	2,0	2,6	4,2 2,1 3,0 5,3 5,8 4,1
	Wskaźnik mrozoodporności	n = R <sub>42</sub> <sup>ZO</sup> : R <sub>42</sub>					
7.		0,74	0,79	0,84	0,45	0,49	0,66 0,75 0,81 0,86 0,88 0,82



rytmetyczne z sześciu oznaczeń dla zaprojektowanych składów mieszanek

## 6. Analiza wyników badań

Pyły z cementowni "Działoszyn" posiadają własności wiążące, na co wskazują wytrzymałości na ściskanie próbek gruntu piaszczystego wykonanych z dodatkiem samych pyłów. Dodatek 25% pyłów cementowych do piasku pozwala osiągnąć wymaganą przez normę wytrzymałość na ściskanie po stosunkowo krótkim okresie twardnienia /np.  $R_{14} = 4,6$  MPa wobec 1,6 MPa wymaganego normą/, lecz nie zostaje spełniony warunek mrozoodporności. Dopiero po 42 dniach twardnienia wskaźnik mrozoodporności / w rozważanym przypadku wynoszący 0,66/ odpowiada wskaźnikowi normowemu, tj 0,6 - dla górnych warstw podbudowy z gruntów stabilizowanych aktywnymi popiołami lotnymi - przyjętemu przez analogię z braku odpowiednich norm dotyczących pyłów cementowych. Jednak wytrzymałość na ściskanie, wynosząca 6,4 MPa jest wyższa od określonej normą.

Z pięciu przebadanych mieszanek piasku, cementu i pyłu cementowego przy różnych procentowych zawartościach stabilizatorów w tych mieszanekach za najkorzystniejszą można uznać tę, która zawiera dodatek 2% cementu i 15% pyłu cementowego. Spełnia ona bowiem wymogi normowe co do wytrzymałości i odporności na zamrażanie i odmrażanie.

## 7. Wnioski

1. W oparciu o wykonane badania laboratoryjne stwierdza się, że pyły z cementowni "Działoszyn" mogą być stosowane do stabilizacji gruntów sytych przy wykonywaniu podbudów drogowych.
2. Przy założeniu 42-dniowego okresu twardnienia wymaganą wytrzymałość osiąga się dla gruntu stabilizowanego pyłami cementowymi w ilości 15% z dodatkiem cementu w ilości 2%.
3. W związku z możliwością zmian w składzie chemicznym pyłów każdorazowe ich użycie należy poprzedzić badaniami laboratoryjnymi, pozwalającymi ustalić potrzebną ich ilość w stabilizowanej mieszance.

## Literatura

1. Pachowski J.: Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym. WKŁ, Warszawa 1976
2. Rolla S.: Badania materiałów i nawierzchni drogowych. WKŁ, Warszawa 1979

SOIL STABILIZATION BY CEMENT DUSTS FROM THE CEMENT  
FACTORY "DZIAŁOSZYŃ"

Summary

In the paper there are presented the results of the examination of cement dusts from the cement factory "Działoszyń" as well as the examination results of the soil stabilized by cement dusts or a mixture of cement dusts and cement.

An analysis of the results of the examination and resulting conclusions are given in the final part of the paper.

СТАБИЛИЗАЦИЯ ГРУНТОВ ПЫЛЬЮ С ЦЕМЕНТНОГО ЗАВОДА ДЗЯЛОШИН

Резюме

В статье представлены результаты исследований цементной пыли с цементного завода Дзялошин, а также результаты исследований грунта стабилизированного цементной пылью или смесью пыли и цемента.

В заключение статьи дан анализ результатов исследований и вытекающих из них выводов.

Romuald Napierała

## WYKORZYSTANIE ODPADÓW SKALNYCH W BUDOWNICTWIE DROGOWYM

Opracowanie zawiera wyniki badań oraz analizę cech technicznych wybranych odpadów skalnych: melafirowego, porfirowego i piaskowcowych.

Poza tym przedstawiono wyniki badań próbek betonu asfaltowego, wraz z ich analizą, wykonanych z dodatkiem odpadu melafirowego i porfirowego.

### 1. Wstęp

Drogownictwo jest jednym z większych odbiorców kruszyw mineralnych. Konieczność zaspokojenia dużego zapotrzebowania na materiały kamienne, używane do warstw konstrukcyjnych dróg, ulic i placów przy znacznym ich deficycie doprowadziły w ostatnich latach do znacznego wzrostu zastosowania w drogownictwie materiałów kamiennych z hałd odpadów przerobczych i eksploatacyjnych. Nie bez znaczenia pozostają tutaj również względy ekonomiczne. Zastosowanie odpadów musi być jednak poprzedzone badaniami oceniającymi ich przydatność do określonych celów.

Likwidacja olbrzymich hałd odpadów, zalegających na znacznych obszarach, jest też jednym z elementów działalności na rzecz ochrony i zachowania środowiska naturalnego.

Niniejsze opracowanie obejmuje badania nad możliwością wykorzystania w budownictwie drogowym następujących materiałów:

- odpadów melafirowych z Zakładów Produkcyjnych "Grzędy",
- odpadów porfirowych z Zakładów Produkcyjnych "Zalas",
- odpadów piaskowcowych z Zakładów Produkcyjnych "Kłęczany",
- odpadów piaskowcowych z Zakładów Produkcyjnych "Osielec".

### 2. Program badań

Dla określenia przydatności omawianych materiałów przyjęto następujący zakres badań:

- a/ badania laboratoryjne odpadów,
- b/ badania laboratoryjne innych materiałów wyjściowych, przeznaczonych do wykonania próbek betonu asfaltowego z zastosowaniem badanych odpadów,
- c/ opracowanie recepty na beton asfaltowy dla materiałów tradycyjnych /próbki porównawcze/ oraz dla materiałów odpadowych,
- d/ wykonanie próbek,
- e/ określenie następujących cech charakteryzujących badany beton asfal -

towy:

- gęstości,
- gęstości pozornej,
- objętości wolnych przestrzeni,
- nasiąkliwości,
- wytrzymałości na ściskanie w temp. 20°C i 50°C / $R_{20}$  i  $R_{50}$ /,
- wytrzymałości próbek nasyconych wodą / $R_w$ / oraz po 25 cyklach zamrażania / $R_z$ /,
- wskaźnika stateczności przy zmianie temperatur / $\frac{R_{50}}{R_{20}}$ /,
- wskaźnika odporności na zamrażanie / $\frac{R_z}{R_{20}}$ /.

### 3. Wyniki badań odpadów skalnych

#### 3.1. Badanie składu ziarnowego odpadów

Tabela 1

Analiza sitowa odpadów z ZP Grzędy

Fracje, mm		Pozostaje		Przechodzi	
Pozostaje	Przechodzi	Ciężar, g	%	Suma, %	
0,000	-	0,075	6	1,2	1,2
0,075	-	0,150	5	1,0	2,2
0,150	-	0,180	5	1,0	3,2
0,180	-	0,300	6	1,2	4,4
0,300	-	0,420	8	1,6	6,0
0,420	-	0,850	6	1,2	7,2
0,850	-	2	53	10,6	17,8
2	-	4	205	41,0	58,8
4	-	10	197	39,4	98,2
10	-	16	9	1,8	100,0
16	-	20	500	100	

Tabela 2

Analiza sitowa odpadów porfirowych z ZP Zalas

Fracje, mm		Pozostaje		Przechodzi	
Pozostaje	Przechodzi	Ciężar, g	%	Suma, %	
0,000	-	0,075	10	1,0	1,0
0,075	-	0,150	6	0,6	1,6
0,150	-	0,180	5	0,5	2,1
0,180	-	0,300	9	0,9	3,0
0,300	-	0,420	15	1,5	4,5
0,420	-	0,840	40	4,0	8,5
0,840	-	2	168	16,8	25,3
2	-	4	207	20,7	46,0
4	-	10	322	32,2	78,2

c.d. tabeli 2

10	-	16	169	16,9	95,1
16	-	20	49	4,9	100,0
20	-	31	1000	100	

Tabela 3

Analiza sitowa odpadów piaskowcowych z ZP Klęczany

Fracje, mm			Pozostaje		Przechodzi
Pozostaje		Przechodzi	Ciężar, g	%	Suma, %
0,000	-	0,075	35	3,5	3,5
0,075	-	0,150	26	2,6	6,1
0,150	-	0,180	19	1,9	8,0
0,180	-	0,300	10	1,0	9,0
0,300	-	0,420	15	1,5	10,5
0,420	-	0,850	25	2,5	13,0
0,850	-	2	45	4,5	17,5
2	-	4	135	13,5	31,0
4	-	10	403	40,3	71,3
10	-	16	258	25,8	97,1
16	-	20	29	2,9	100,0
			1000	100	

Tabela 4

Analiza sitowa odpadów z ZP Osielec

Fracje, mm			Pozostaje		Przechodzi
Pozostaje		Przechodzi	Ciężar, g	%	Suma, %
0,000	-	0,075	8	0,8	0,8
0,075	-	0,150	17	1,7	2,5
0,150	-	0,180	5	0,5	3,0
0,180	-	0,300	5	0,5	3,5
0,300	-	0,420	5	0,5	4,0
0,420	-	0,850	35	3,5	7,5
0,850	-	2	60	6,0	13,5
2	-	4	97	9,7	23,2
4	-	10	171	17,1	40,3
10	-	16	238	23,8	64,1
16	-	20	132	13,2	77,3
20	-	31	227	22,7	100,0
			1000	100	

## 3.2. Własności fizyczne i chemiczne odpadów skalnych

Oznaczono podstawowe cechy odpadów skalnych, potraktowanych jako niesort. Wyniki oznaczeń wraz z wymaganiami normowymi przedstawiono w tabeli 5. Cechy oraz podstawowe wymagania dotyczące kruszywa w zależnoś-

ci od klasy podane są od lp. 1 do 5 /klasa I, II, III/, cechy i wymagania dotyczące niesortu w zależności od gatunku podane są od lp. 6 do 11 /gatunek 1,2,3/.

Tabela 5

## Własności odpadów skalnych

Lp.	C e c h a	Podstawowe wymagania dla kl.lub gatunku wg BN-74/6774-02, oraz wymagania uzupełniające			Wyniki badań			
		I	II	III				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Scieralność w bębnie kulowym Los Angeles /dla niesortu/ % wag.,nie więcej niż	-	40	50	32	29	46	61
2.	Nesiąkliwość,% wag nie więcej niż a/dla skał przeobrażonych	0,8	1,5	2,5	1,02	1,75		
3.	b/dla skał osadowych	1,5	2,3	4,0			2,4	3,8
4.	Wskaźnik emulgacji nie więcej niż	0,40	0,40	0,40	0,33	0,55	0,58	0,48
5.	Zawartość siarczków i siarczaków,% wag.nie więcej niż	0,2	1,0	1,0	0,12	0,13	0,23	0,35
6.	Ziarna mniejsze niż 0,075mm,% wag nie więcej niż	10	10	10	1,2	1,0	3,5	0,8
7.	Ziarna mniejsze niż 2,0mm, % wag	35-45	25-50	25-50	17,8	25,3	17,5	13,5
8.	Ziarna niekształtne,% wag.,nie więcej niż	35	40	40	39,0	28,0	23,0	43,0
9.	Zanieczyszczenia organiczne, barwa cieczy	nie ciemniejsza od barwy wzorc.			barwa wzorc.	ślady	barwa czysta	ślady
10.	Zanieczyszczenia obce,% wag. nie większy niż	0,1	0,2	0,3	brak	brak	brak	brak
11.	Wskaźnik piaskowy co najmniej	55	35	20	83	79	69	22,8
12.	Gęstość, g/cm	-	-	-	2,88	2,73	2,82	2,78
13.	Gęstość pozorna, g/cm <sup>3</sup> w stanie ubitym	-	-	-	1,52	1,42	1,45	1,42

### 3.3. Własności materiałów wyjściowych przeznaczonych do wykonania próbek betonu asfaltowego

Własności materiałów wyjściowych odpowiadały wymaganiom odnośnych norm.

### 3.4. Analiza wyników badań odpadów oraz materiałów wyjściowych

- a. Odpady melafirowe z ZP Grzędy oraz porfirowe z ZP Zalas, jak wynika z porównania otrzymanych wyników z wymaganiami normowymi, można zaliczyć odpowiednio do II i III klasy kruszyw. Decyduje o tym nasiąkliwość badanych odpadów. Ponadto dla odpadu porfirowego przekroczona jest wartość wskaźnika emulgacji, który wynosi 0,55 wobec dopuszczalnego normą do 0,40. Natomiast jeśli chodzi o gatunek kruszywa, oba odpady zalicza się do gatunku 2, a to ze względu na zawartość ziarn niekształtnych w odpadzie melafirowym, wynoszącą 39% /dla gatunku 1 - nie więcej jak 35%/ oraz zawartość ziarn mniejszych niż 2 mm w odpadzie porfirowym - 25,3 % /dla gatunku 1 wymagana jest w granicach 35 - 45/. Zwraca się uwagę na to, że ostatni warunek nie jest spełniony dla odpadu melafirowego.
- b. Jak wynika z tabeli 5, odpady piaskowcowe z ZP Klęczany można zaliczyć do klasy III kruszywa z tym zastrzeżeniem, że nie spełniają one warunku wielkości wskaźnika emulgacji /0,58 wobec dopuszczalnego 0,40/. Jakość kruszywa jest gatunku 1 przy nie spełnionym warunku zawartości ziarn mniejszych niż 2,0 mm. Odpady piaskowcowe z ZP Osielec odznaczają się spośród badanych materiałów bardzo dużą ścieralnością, wynoszącą 61%, podczas gdy norma dla kruszywa III klasy przewiduje ścieralność nie większą niż 50 %. Ponadto przekroczone są w stosunku do wymagań normowych także wartości cech jak wskaźnik emulgacji /0,48/, zawartość ziarn niekształtnych. Także i pozostałe wartości cech świadczą o bardzo niskiej jakości kruszywa. Poza tym oba rodzaje odpadów piaskowcowych zawierają duże do - mieszki łupków.

Biorąc pod uwagę przedstawione powyżej właściwości techniczne odpadów, do dalszych badań wytypowano tylko odpady melafirowe i porfirowe.

## 4. Receptura na wykonanie betonu asfaltowego

Dla zbadanych materiałów wyjściowych zaprojektowano receptę na beton asfaltowy średnioziarnisty ściśły, stosując się do wymagań normy PN-74/S-96022. Stanowiła ona podstawę wykonania próbek wzorcowych /porów - nawczych/.

Następnie opracowano /dwie/ receptury z zastosowaniem badanych odpadów skalnych. W recepturach tych materiały wyjściowe /tradycyjne/: grys granitowy, miąż granitowy i piasek zastąpiono kruszywami odpadowymi w i-





c.d. Tabeli 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
b/	Grys granitowy 8/16 mm - 19,7% Miaż granitowy 0/5 mm - 17,9% Odpad porfirowy 0/16 mm 32,8% Piasek gruby pospółka - 15,0% Mączka wapienna - 8,4% Asfalt D-70 - 6,2%	2,18	2,68	18,7	2,35	2,44	3,7	0,91	4,6	1,1	4,5	4,3	0,24	0,96	0,93
3.	Wymaganie dla betonu asfaltowego średnioziarnistego ściśle wg BN-73/6771-03 oraz PN-74/S-96022			16 do 19			1,5 do 4,5	nie więcej niż 2,0	3,0-5,6 Mpa	0,8-1,3 Mpa			nie więcej niż 0,24	0,95 do 0,80	0,90 do 0,75

łości 35% w stosunku do mieszanki mineralnej podstawowej /wzorcowej/.

Skład mieszanki mineralno-asfaltowej z materiałami podstawowymi

1. Grys granitowy 8/16 mm	- 42,2 %
2. Miał granitowy 0/5 mm	- 20,7 %
3. Piasek gruby pospółka	- 22,5 %
4. Mączka wapienna	- 8,4 %
5. Asfalt D-70	- 6,2 %
	<hr/>
	100,0 %
Gęstość pozorna kruszywa	- 2,16 g/cm <sup>3</sup>
Gęstość kruszywa	- 2,65 g/cm <sup>3</sup>
Wolna przestrzeń w kruszywie	- 18,5 %
Powierzchnia właściwa mieszanki	- 17,80 m <sup>2</sup> /kg
Gęstość pozorna masy	- 2,38 g/cm <sup>3</sup>
Gęstość masy	- 2,42 g/cm <sup>3</sup>
Wolna przestrzeń w masie	- 1,70 %
Stopień zagęszczania masy	- 0,98 %

Ilość asfaltu w masie obliczona na podstawie normy PN-73/6771-03, pkt 3.2.2. wynosi 5,16 - 6,26 %. W oparciu o wyniki badań próbek zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej przyjęto 6,2 %.

#### 5. Wykonanie próbek betonu asfaltowego oraz wyniki badań ich cech fizyczno-mechanicznych

Próbki wykonano zgodnie z przepisami normy PN-67/S-04001. Badania próbek przeprowadzono również wg w/w normy. Oznaczenie wskaźnika odporności na zamrażanie /nie wymagane normą/ wykonano w ten sposób, że próbki poddano 25 cyklom zamrażania, przy czym jeden cykl zamrażania polegał na przetrzymaniu próbek przez 4 godziny w temp. -20° oraz 20 godzin w wodzie w temp. otoczenia. Następnie określono wytrzymałość próbek na ścisnienie proste oraz obliczono wskaźnik jako stosunek wytrzymałości próbek zamrożonych do wytrzymałości próbek ściskanych w temp. 20°C. Wg podręcznika prof. St.Luszwawskiego i prof. St.Wojdanowicza [2] wskaźnik odporności na zamrażanie dla próbek z betonu asfaltowego średnioziarnistego, nie powinien być mniejszy od 0,90 - 0,75. Wyniki badań próbek zamieszczono w tabeli 6.

#### 6. Analiza wyników badań cech fizyczno-mechanicznych próbek

1. Cechy fizyczne próbek wzorcowych oraz próbek wykonanych z zastosowaniem odpadów skalnych melafiru i porfiru odpowiadają wymaganiom normowym. Objętość wolnych przestrzeni w masie wynosi 4,1 % ; 3,7%, wobec wymagań normowych: 1,5 - 4,5%. Nasiąkliwość mieszanek wg normy nie powinna przekraczać 2%. Dla próbek z badanymi odpadami wynosi ona 1,17% ; 0,91%.

2. Wytrzymałość na ściskanie proste w temp. 20°C próbek wykonanych z zastosowaniem obu badanych odpadów jest wg wymagań normy oceniana jako średnia.
3. Wytrzymałość na ściskanie proste w temp. 50°C są odpowiednie do wytrzymałości w temp. 20°C, oceniono je jako średnie.
4. Wskaźnik stateczności przy zmianie temperatur, tj.  $R_{50}/R_{20}$ , dla próbek z odpadami melafirowymi i porfirowymi spełniają wymagania normy.
5. Wskaźniki odporności na działanie wody, tj.  $R_w/R_{20}$ , są bardzo wysokie, gdyż wynoszą 0,96 wobec wymagań normowych w granicach 0,80-0,95.
6. Wskaźniki odporności na zamrażanie, tj.  $R_z/R_{20}$ , dla badanych odpadów melafirowych i porfirowych wynoszą odpowiednio 0,84; 0,93, a więc odpowiadają określonym wymaganiom /0,75 - 0,90/.

## 7. Wnioski

W oparciu o analizę wyników badań materiałów odpadowych oraz analizę wyników badań próbek betonu asfaltowego, wykonanych z zastosowaniem odpadów stwierdza się, że:

1. Odpady melafirowe z ZP Grzędy i porfirowe z ZP Zalas mogą być stosowane do produkcji mas bitumicznych /asfaltowych/ na warstwy wiążące i wyrównawcze.
2. Udział tych odpadów w mieszance mineralnej może wynosić do 35%.
3. Niejednorodność cech technicznych materiałów odpadowych wymaga systematycznego ich badania przed zastosowaniem do określonych celów.

## Literatura

1. Kozłowski S.: Metodyka badań surowców skalnych. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1979
2. Luszawski S., Wojdanowicz S.: Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne. Kł., Warszawa 1977, s.233
3. Rolla S.: Badania materiałów i nawierzchni drogowych. WKŁ, Warszawa 1979
4. Skalmowski W.: Technologia materiałów budowlanych. Arkady, Warszawa 1968

## APPLICATION OF QUARRY WASTES FOR ROAD CONSTRUCTION

## Summary

The paper includes research results and an analysis of technical features of selected quarry wastes: sandstone, melaphyre and porphyre ones. There are also presented research results of the manufactured asphaltic concrete samples—together with an analysis—containing melaphyre porphyre wastes.

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СКАЛЬНЫХ ОТХОДОВ В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

## Резюме

Статья содержит результаты исследований, а также анализ технических свойств избранных скальных отходов: меляфира, порфира и песчаника. Кроме этого представлены результаты исследований проб асфальтового бетона с их анализом, выполненных с добавлением отходов меляфира и порфира.

Kazimierz Mazurkiewicz  
Jan Klugiewicz

USTALANIE MIARODAJNEGO PRZEPŁYWU DO WYMIAROWANIA  
SIECI KANALIZACJI DESZCZOWEJ METODA CAQUOT

W artykule omówiono metodę Caquot do ustalania miarodajnych przepływów w sieci kanalizacji deszczowej wraz z wynikami badań wykonanych we Francji. Podjęto także próbę adaptacji tej metody do warunków atmosferycznych Polski.

### 1. Wstęp

Największą amplitudę natężenia przepływu w kanalizacyjnej sieci deszczowej powodują spływy z opadów atmosferycznych. Umiejętność ustalenia miarodajnego przepływu przy projektowaniu światła kanałów deszczowych jest więc zagadnieniem nader istotnym. Badania w tym zakresie często były i są podejmowane przez wielu specjalistów. Częstokroć były to rozważania tylko teoretyczne nad matematycznym opisem związków zachodzących między opadem, wpływem terenowym i przepływem ścieków w kanalizacyjnej sieci deszczowej.

W wyniku tych prac powstało wiele formuł analitycznych, empirycznych, a także modeli matematycznych, które zazwyczaj nie zostały sprawdzone w rzeczywistych warunkach terenowych.

W Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej powstała /1851 r./ metoda natężeń granicznych, która po niewielkiej modyfikacji znalazła zastosowanie przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej w wielu krajach w tym także w Polsce. Do metody tej zostały opracowane programy na elektroniczne maszyny cyfrowe. Wspomnieć należy również, że został opracowany [10] model matematyczny przepływów w sieci kanalizacyjnej, którego przydatność powinny wykazać wyniki badań terenowych, a także możliwości zebrania dużej liczby danych wyjściowych /np. wysokość każdego budynku z rynnami podłączonymi do sieci itp./.

Intensywna urbanizacja skłoniła rządy wielu państw do ponoszenia dość dużych nakładów finansowych i wysiłków organizacyjnych na eksperymentalne sprawdzenie dotychczasowych metod ustalania miarodajnych przepływów w sieci deszczowej. Przykładowo we Francji w latach 1973-1978 wydano około 4,5 miliona franków na pomiary terenowe niezbędnych współczynników do metody Caquot. Natomiast w USA na badania własnych metod przeznaczają się około 2 miliony dolarów rocznie [5]

Metoda Caquot powstała na podstawie rozważań teoretycznych [1,2,3]

a następnie była doskonalona według badań terenowych [4,5].

Celem niniejszego artykułu jest zaprezentowanie metody Caquot i podjęcie próby dostosowania jej do warunków atmosferycznych Polski.

## 2. Podstawy teoretyczne metody Caquot

Bilans wody biorącej udział w procesie spływu od momentu wystąpienia deszczu do czasu  $\tau$ , po którym pojawia się maksymalny wydatek w przekroju kluczowym zlewni kanału wyraża równanie:

$$\frac{H \alpha C A}{6} = Q_p [\delta(t_1 + t_2) + \beta \tau] \quad (1)$$

w którym:

$H$  - wysokość opadu w centrum burzy za okres  $0 - \tau$ , mm

$\alpha = A^{-\epsilon}$  - współczynnik uwzględniający nierównomierność obszarową opadu i niedokładność jego pomiaru itp

$C$  - współczynnik spływu

$A$  - powierzchnia zlewni, ha

$t_1$  - czas przepływu wody w kanale, min

$t_2$  - czas spływu terenowego, min

$t_1 + t_2 = t_0$  - czas koncentracji, min

$\delta(t_1 + t_2) Q_p$  - objętość wody zretencjonowana w zlewni i sieci w przedziale  $0 - \tau$

$\beta \tau Q_p$  - objętość wody, która przepłynęła w okresie  $0 - \tau$  przez przekrój kluczowy.

Przy założeniu, że  $t_c = \tau$  równanie (1) można przekształcić

$$Q_p = \frac{\alpha C A}{6(\delta + \beta)} \frac{H}{t_c} = \frac{\alpha C A}{6(\delta + \beta)} i_{\max} \quad (2)$$

Stosunek  $H/t_c = i_{\max}$  wyraża średnie natężenie z maksymalnych deszczów trwających  $t_c$ . We Francji zależność między natężeniem, czasem trwania i częstotliwością występowania wyznacza się z ogólnego równania

$$i(t, T) = a(T) t^{b(T)} \quad (3)$$

w którym:

$a(T)$ ,  $b(T)$  - współczynniki zależne od okresu powtarzalności deszczów w rozpatrywanym regionie. Symbol  $T$  w naszym piśmiennictwie oznacza  $c=1/p$ , gdzie  $p$  - prawdopodobieństwo występowania

Równaniem (3) aproksymowano deszcze trwające od 5 do 120 minut. Po podstawieniu równań (2) do (3) przy założeniu, że  $\alpha = A^{-\epsilon}$  oraz  $t = t_c$  praw-

dopodobny przepływ punktowy można przedstawić następująco

$$Q_p = \frac{A^{\epsilon} C A}{6(\delta + \beta)} a(T) t^{b(T)} = \frac{1}{6(\delta + \beta)} C a(T) t^{b(T)} A^{1-\epsilon} \quad (4)$$

Z analizy ruchu wody po powierzchni zlewni i w kanale ustalono, że czas koncentracji może być wyrażony wzorem:

$$t_c = J^c A^d Q_p^f \mu \quad (5)$$

w którym:

- $\mu$  - współczynnik zależny od kształtu odwadnianej zlewni
- $J$  - średni spadek zlewni, który jak wynika z badań może być zastąpiony średnim spadkiem kanału

Uwzględniając zależności (4) i (5) i po odpowiednim przekształceniu, otrzymano wzór na maksymalny przepływ / m<sup>3</sup>/s / w przekroju kluczowym kanału, który może pojawić się z powtarzalnością /T/ po opadzie deszczu

$$Q_p(T) = \left[ \frac{a(T) \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \right] \frac{1}{1-fb(T)} J^{\frac{c b(T)}{1-fb(T)}} C^{\frac{1}{1-fb(T)}} A^{db(T)-\epsilon+1} \quad (6)$$

### 3. Wyznaczenie parametrów równania

Na podstawie teoretycznych rozważań i analizy ekstremalnych wyników uzyskanych z pomiaru przepływu w sieci i opadów w zlewni wyznaczono [8] następujące wielkości parametrów:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,50, & d &= 0,507, & \epsilon &= 0,05 \\ c &= -0,41, & f &= -0,287, & \delta + \beta &= 1,1 \end{aligned}$$

Po sprowadzeniu wzoru (6) do postaci

$$Q_p(T) = K \frac{1}{J} \frac{v}{u} \frac{1}{C} \frac{w}{A} \quad (7)$$

$$\text{gdzie: } K = \left[ \frac{a(T) \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \right] \frac{1}{1-fb(T)} = \frac{a(T) 0,5^{b(T)}}{6 \cdot 1,1} = \frac{0,5^{b(T)} a(T)}{6,6} \quad (7a)$$

$$u = 1 - fb(T) = 1 + 0,287 b(T) \quad (7b)$$

$$v = cb(T) = -0,41 b(T) \quad (7c)$$

$$w = db(T) - \delta + 1 = 0,507 b(T) - 0,05 + 1 = 0,95 + 0,507 b(T) \quad (7d)$$

dla późnocnych regionów Francji przy powtarzalności  $T = 10$  lat oraz  $a(10) = 5,9$   $b(10) = -0,59$  wzór (7) przybiera postać

$$Q_p(10) = 1,43 J^{0,29} C^{1,2} A^{0,78} \quad (8)$$

Wzorem (8) można wyznaczyć maksymalny przepływ zdarzający się po deszczach co 10 lat. Na uzyskaną z niego wielkość zaleca się wymiarować kanały deszczowe, gdy współczynnik kształtu

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2 \quad (9)$$

gdzie:

L - najdłuższa droga dopływu wody do przekroju kluczowego

A - powierzchnia odwadnianej zlewni

Dla zlewni o innych kształtach otrzymany wynik ze wzoru (8) należy pomnożyć przez następujący współczynnik:

$$V_E = \left(\frac{E}{2}\right)^{\frac{0,69 b(T)}{1-fb(T)}} \quad (10)$$

do którego należy wyznaczyć składnik E ze wzoru (9) natomiast b<sub>T</sub> z zależności (3) oraz f ze wzoru (5).

#### 4. Ustalanie parametrów podczas obliczeń sieci

Deszczowa sieć kanalizacyjna tworzy zazwyczaj rozgałęzienny system kanałów dostosowany do układu ulic. Każda gałąź odprowadza ścieki z innej zlewni terenowej lub sumy zlewni cząstkowych o odmiennych cechach. Warunki pracy hydraulicznej kanału zbierającego ścieki ze zlewni przed rozgałęzieniem są inne od tych, jakie panują poniżej rozgałęzienia kanału bocznego. Instrukcja francuska [7,8] dla powyższych przypadków zaleca wyznaczać parametry charakteryzujące zlewnię według zależności zestawionych w tabeli 1.

Tabela 1  
Parametry zlewni wg instrukcji francuskiej

W punkcie sieci \ Parametr równoważny	A <sub>r</sub>	C <sub>r</sub>	J <sub>r</sub>	E <sub>r</sub>
bez rozgałęzień	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[ \frac{\sum L_j}{\sum \sqrt{A_j}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
z rozgałęzieniami	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum J_j Q_{p,j}}{\sum Q_{p,j}}$	$\frac{L(Q_{p,j} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$



Uznano, że maksymalne przepływy w kanałach deszczowych zostaną wyznaczone z wystarczającą dokładnością, gdy parametry  $C_j$ ,  $L_j$ ,  $J_j$ ,  $A_j$  ustalili się na podstawie planów sytuacyjno-wysokościowych w sposób następujący:

$C_j = \frac{A_n}{A}$  - stosunek powierzchni zlewni o nawierzchni nieprzepuszczalnej ( $A_n$ ) do całkowitej ( $A$ ), który został szczegółowiej omówiony przez autorów w poprzedniej pracy [9]

$L_j$  - długość kanału powyżej rozpatrywanego przekroju, .

$J_j$  - spadek dna kanału na w/w odcinku,

$L_{(Q_{pmax})}$  - długość kanału od jego początku do rozpatrywanego przekroju, w którym panuje największy przepływ,

$A_j$  - powierzchnia zlewni deszczowego kanału.

### 5. Badania nad zakresem stosowalności metody Caquot

W celu wyznaczenia przydatności omawianej metody podjęto we Francji [4,5,6] szerokie badania istniejących sieci kanalizacji deszczowej 10 miejscowości i w nich wytypowano 29 zlewni. Posiadały one pola powierzchni  $20 < A_j < 3500$  ha, spadki  $0,3 < J < 12,0\%$  i zmienność współczynników odpływu  $0,02 < C < 0,55$ . Wyposażenie aparaturowe stanowiły 22 plu - wiografy i 32 limnigrafy /w tym 10 z banką Neyprica i 22 z czujnikami mieszkowymi/. Pomiarami objęto 249 zjawisk, z których 335 wyników pomiarów okazało się przydatnych do dalszej analizy.

Biorąc pod uwagę te wyniki, a także z innych pomiarów rozproszonych ustalono, że metodą Caquot można wyznaczać maksymalne przepływy gdy  $A_j \leq 200$  ha,  $0,2 < J < 5,0\%$ ,  $0,2 < C < 1,0$ .

### 6. Próba adaptacji metody Caquot do warunków polskich

Przy projektowaniu sieci kanalizacyjnych w Polsce dość powszechnie stosowane są następujące wzory empiryczne na natężenie deszczu:

$$q(t, T) = 470 \sqrt[3]{T} t^{-0,667} \quad \text{l/s ha} \quad (11)$$

lub

$$i_{t, T} = 2,82 \sqrt[3]{T} t^{-0,667} \quad \text{mm/min} \quad (12)$$

Wykorzystując ostatni wzór (12) na natężenie deszczu oraz zależności na parametry (7a - d), wówczas równanie (7) przybierze postać

$$Q_T = 0,618 T^{0,413} J^{0,338} C^{1,24} A^{0,76} \quad (13)$$

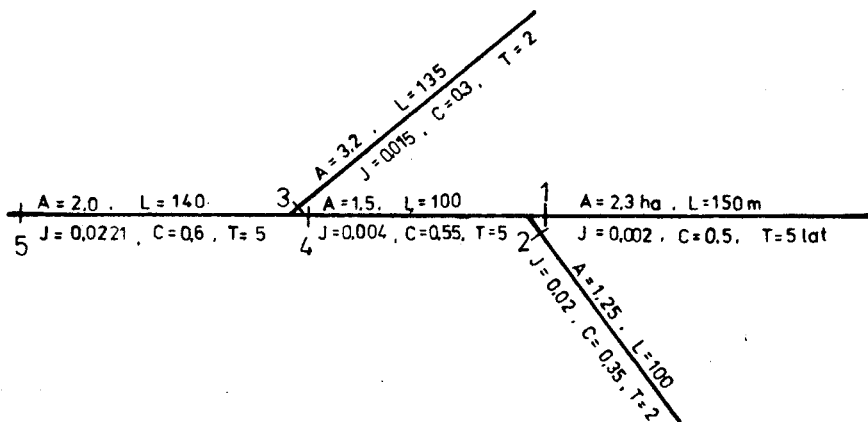
Według zależności (13) można opracować nomogram dla powtarzalności  $T=1$ . Aby wyznaczyć maksymalny przepływ o innej powtarzalności należy wielkość odczytaną z tego nomogramu pomnożyć przez  $T^{0,413}$ . Gdy jednak współczynnik kształtu  $E \neq 2$ , należy powyższą wielkość dodatkowo pomnożyć

przez współczynnik:

$$V_E = \left(-\frac{E}{2}\right)^{0,57} \quad (14)$$

### 6.1. Przykład obliczeniowy

Założono, że sieć kanalizacji deszczowej charakteryzuje schemat przedstawiony na rys.1. Zadanie polega na wyznaczeniu przepływów przy węzłowych w przekrojach 1-5.



Rys.1. Schemat sieci kanalizacyjnej

a. Dla punktu przywęzłowego 1

Współczynnik kształtu zlewni obliczono wg wzoru (9)

$$E = \frac{1,5}{\sqrt{2,3}} = 1$$

Maksymalny przepływ obliczono po uwzględnieniu wzorów (13) i (14)

$$Q_{\max} = \left(\frac{1,0}{2}\right)^{0,57} \cdot 0,618 \cdot 5^{0,413} \cdot 0,002^{0,338} \cdot 0,5^{1,24} \cdot 2,3^{0,76} = 0,076 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Dla punktu 2

$$E = \frac{1,0}{\sqrt{1,25}} = 0,89$$

$$Q_{\max} = \left(\frac{0,89}{2}\right)^{0,57} \cdot 0,618 \cdot 2^{0,413} \cdot 0,02^{0,338} \cdot 0,35^{1,24} \cdot 1,25^{0,76} = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

c. Dla punktu 3

$$E = \frac{1,35}{\sqrt{3,2}} = 0,75$$

$$Q_{\max} = \left(\frac{0,75}{2}\right)^{0,57} 0,618 \cdot 2^{0,413} 0,015^{0,338} 0,3^{1,24} 3,8^{0,76} = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

Powyższe proste obliczenia dotyczyły odcinków końcówkowych, natomiast następne odnosić się będą do sieci za rozgałęzieniem, należy więc wykorzystać informacje omówione poprzednio /p.3/.

d. Dla punktu 4

$$A_r = 2,3 + 1,25 + 1,5 = 5,05 \text{ ha}$$

$$C_r = \frac{0,5 \cdot 2,3 + 3,5 \cdot 1,25 + 0,55 \cdot 1,5}{5,05} = 0,48$$

Dla połączonych odcinków 1 1 2 sieci rozgałęzionej równoważny spadek

$$J_{r1,2} = \frac{0,002 \cdot 0,076 + 0,02 \cdot 0,045}{0,076 + 0,045} = 0,0087$$

natomiast do przekroju przywężłowego 4 równoważny spadek

$$J_{r1,2,4} = \left[ \frac{150 + 100}{\frac{150}{\sqrt{0,0087}} + \frac{100}{\sqrt{0,004}}} \right]^2 = 0,0061$$

$$E = \frac{1,5 + 1,0}{\sqrt{5,05}} = 1,1$$

$$Q_4 = \left(\frac{1,1}{2}\right)^{0,57} 0,618 \cdot 5^{0,413} 0,0061^{0,338} 0,48^{1,24} 5,05^{0,76} = 0,208 \text{ m}^3/\text{s}$$

e. Dla punktu 5

$$A_r = 5,05 + 3,8 + 2,1 = 10,95 \text{ ha}$$

$$C_r = \frac{5,05 \cdot 0,48 + 3,8 \cdot 0,3 + 2,1 \cdot 0,6}{10,95} = 0,44$$

$$J_{r1-4} = \frac{0,208 \cdot 0,0061 + 0,068 \cdot 0,015}{0,208 + 0,068} = 0,0083$$

$$J_{r1-5} = \left[ \frac{150 + 100 + 140}{\frac{250}{\sqrt{0,0083}} + \frac{140}{\sqrt{0,0021}}} \right]^2 = 0,0045$$

$$E_r = \frac{1,5 + 1,0 + 1,4}{\sqrt{10,95}} = 1,18$$

$$Q_{5\max} = \left(\frac{1,18}{2}\right)^{0,57} 0,618^5 0,413^3 0,0045^{0,338} 0,44^{1,24} 10,95^{0,76} = 0,315 \text{ m}^3/\text{s}$$

Powyższy przykład wskazuje, że istnieją możliwości wykorzystania analitycznej metody do projektowania kanalizacyjnej sieci deszczowej w warunkach polskich. Metoda Caquot powstała na bazie metody natężeń granicznych, posiada jednak nad nią tę przewagę, że interesujące przepływy można wyznaczyć natychmiast - bez potrzeby wykonywania kolejnych przybliżeń. Szczególnie dużą przydatność tej metody można upatrywać przy wymiarowaniu podłączeń sieci deszczowej do istniejącej sieci kanalizacyjnej.

#### Literatura

1. Desbordes M.: Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial. Thèse de Docteur-Ingénieur - U.S.T.L. - lutyl 1974.
2. Desbordes M.: Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain. T.S.M. L'Eau - marzec 1975
3. Desbordes M.: Extension du modèle de Caquot aux bassins versants hétérogènes. T.S.M. L'Eau - maj 1976
4. Desbordes M., Deserces R.: L'exemple du réseau de mesure de l'agglomération bordelaise. L'Assainissement Pluvial Urbain - sierpień-wrzesień 1978
5. Desbordes M.: Expérimentation récente sur bassins urbains. La Houille Blanche nr 4/5 1980
6. Desbordes M., Hemaïn J.C., Raous P., Trevisiol Y.: Exploitation des campagnes de mesure 1976 à 1978 sur les bassins versants expérimentaux français. Commission Loriferne - Ministère de l'Intérieur - Note nr 15/80 - sierpień 1980
7. Desbordes M.: Modèle de Caquot: Révision de la correction de débit pour variation d'allongement des bassins. Service Technique de l'Urbanisme - 20/1980 - grudzień 1980
8. Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Circulaire n° 77,284/INT
9. Mazurkiewicz K., Klugiewicz J.: Spływy wód deszczowych z terenów miejskich. Zeszyty Naukowe ATR Bydgoszcz nr 86, Budownictwo nr 16, 1981
10. Wołoszyn E.: Matematyczny model przepływów w sieci kanalizacyjnej. Archiwum Hydrotechniki, Zeszyt 4, 1979

DETERMINING RELIABLE FLOW FOR DIMENSIONING RAIN WATER CANALIZATION  
SYSTEM BY CAQUOT METHOD

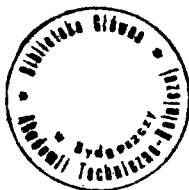
## Summary

There is discussed the Caquot method for determining reliable flows in rain water canalization systems followed by the research results obtained in France. The author made an attempt at adapting the method for weather conditions in Poland.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОДЛИННОГО ТЕЧЕНИЯ ДЛЯ НАНЕСЕНИЯ РАЗМЕРОВ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ  
СЕТИ ДОЖДЕВЫХ ВОД МЕТОДОМ САКОТ

## Резюме

В статье рассмотрен метод Сакоут для определения подлинного стока дождевых вод в канализационную сеть одновременно с результатами исследований проведенных во Франции. Предпринята попытка применения этого метода в атмосферических условиях Польши.







Biblioteka Główna ATR  
w Bydgoszczy

CZ

596

17

1982