

AKADEMIA TECHNICZNO - ROLNICZA  
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH  
W B Y D G O S Z C Z Y

ZESZYTY NAUKOWE

Nr 34

BUDOWNICTWO

(8)



B Y D G O S Z C Z - 1976



AKADEMIA TECHNICZNO - ROLNICZA  
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH  
W B Y D G O S Z C Z Y



ZESZYTY NAUKOWE

Nr 34

BUDOWNICTWO

(8)

B Y D G O S Z C Z - 1976

REDAKTOR NACZELNY

*Zbigniew Kikiewicz*

REDAKTOR NAUKOWY

*Zygmunt Wiśniewski*

REDAKTOR TECHNICZNY

*Ewa Błażejewicz*

Wydano za zgodą  
Rektora Akademii Techniczno-Rolniczej  
w Bydgoszczy

WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ  
W BYDGOSZCZY

*1/2 1000 1984/85*

---

ZP UMK, zam. 123, nakład 200 egz., ark. wyd. 9,7, B5, A-5-26, 1977, cena zł 10,—

*10.48/77*

## Spis treści

1. Bizon J., Stefański A.: Próba zastosowania statystycznej oceny jakości procesu produkcji prefabrykatów budowlanych do harmonizacji tego procesu ..... 5
2. Czarnecki W., Borak A.: Wybrane problemy walki z grzybem domowym na terenie województwa bydgoskiego ..... 19
3. Kaźmierczak Jan: Możliwości zastosowania kruszywa wapieniowego z rejonu Kujaw w kablobetonowych konstrukcjach sprężonych ..... 33
4. Kaźmierczak J., Wierzbicki K.: Wpływ stopnia kruszywa wapieniowego z rejonu Kujaw na czas dojrzewania i wytrzymałość betonu ..... 57
5. Kromplewski Romuald: Ogólna charakterystyka prowadzenia badań nawierzchni kolejowej na odcinkach doświadczalnych ..... 67
6. Kromplewski Romuald: Metoda ustalania własności mechanicznych gruntów przy pomocy tablic i nomogramów, przy badaniu w aparacie trójosiowego ściskania ..... 87
7. Kureczko Józef: Przyczyna zarysowań budowli miasta Bydgoszczy ..... 111
8. Kureczko Józef: Przyczynek do oceny podłoża z glin zwałowych ..... 125

9. Lubieniecki Edmund: Badania modelowe naprężeń w stalowym dźwigarze blachownicowym wstępnie sprężonym ..... 143
10. Lubieniecki E., Strzelecki J.: Zagadnienie projektowania sprężonych ramownic kratowych o dużych rozpiętościach ..... 163
11. Matysiak Antoni: Analiza wykorzystania przestrzennej współpracy elementów konstrukcji hal w przemyśle silników wysokich mocy ..... 191
12. Nowicki Andrzej: Zastosowanie metod probabilistycznych w badaniach prędkości chwilowej samochodów ..... 205

Jadwiga Bizon  
Andrzej Stefański

PRÓBA ZASTOSOWANIA STATYSTYCZNEJ OCENY  
JAKOŚCI PROCESU PRODUKCJI PREFABRYKATÓW BUDOWLANYCH  
DO HARMONIZACJI TEGO PROCESU

W pracy przedstawiono próbę metodyki oceny organizacji produkcji prefabrykatów budowlanych przy pomocy metody statystycznej.

Wskazano, że szereg zjawisk w procesach budowlanych należy traktować jako zmienne losowe i muszą one być badane według charakterystycznych dla nich rozkładów prawdopodobieństwa. Omawianą metodę zaprezentowano w oparciu o analizę organizacji produkcji kabin sanitarnych w Kombinacie Budowy Domów. Podano również wnioski wynikające z badań dokonanych przedstawioną metodą dla rozpatrywanej produkcji.

## 1. Wstęp

Niezbędnym warunkiem racjonalnego zarządzania gospodarką narodową jest posiadanie wystarczających wiadomości w zakresie metod organizacji produkcji. W związku z tym naukowa analiza aktualnego przebiegu produkcji jest podstawą przejścia do wyższych form organizacji produkcji i uzyskania lepszych wyników ekonomicznych.

Celem niniejszego opracowania jest wyjaśnienie charakteru określonych zjawisk występujących podczas realizacji procesu budowlanego, jak również podjęcie próby wskazania metod właściwego ich rozpoznawania i praktycznego rozwiązywania. W opracowaniu przedstawiono przykład analizy produkcji kabin sanitarnych, a w oparciu o nią metodę określenia wydajności złożonego ciągu produkcyjnego. Jako punkt wyjścia przyjęto założenie, że przy analizowaniu i ocenie zjawisk budowlanych posługiwanie się wartościami średnimi, a zwłaszcza pomijanie dyspersji /rozrzutu/, prowadzi do podejmowania błędnych decyzji. Analizując ten problem wskazano, że szereg zjawisk w procesach budowlanych kształtuje się nierównomiernie, niekiedy z bardzo dużym rozrzutem.

Nierównomierność ta zależy w dużej mierze od przypadkowych, nie zawsze dających się w prosty sposób przewidzieć okoliczności i czynników, czyli ma charakter zmiennej losowej i musi być badana według charakterystycznego dla niej rozkładu prawdopodobieństwa.

Podczas badania stanu organizacyjnego przy produkcji kabin sanitarnych ustalono następującą systematykę postępowania:

- wnikliwe poznanie procesu produkcyjnego,
- wstępne ustalenie programu badań i obserwacje wstępne,
- ustalenie właściwego programu badań,
- przeprowadzenie badań,
- opracowanie wyników badań,

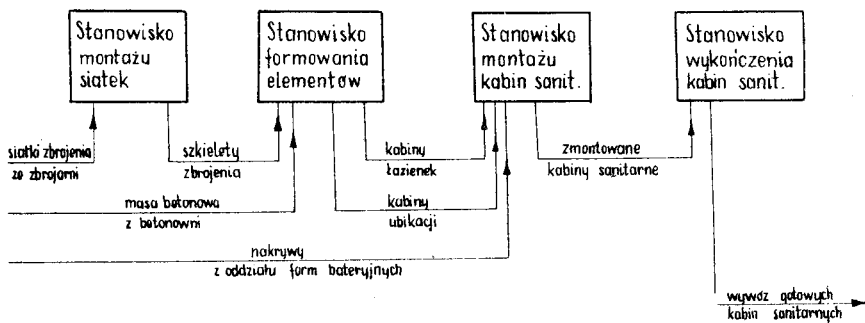


- ich analiza,
- wnioski dotyczące usprawnienia procesu produkcyjnego.

W analizie określono charakter badanych zjawisk, ich rodzaje oraz przedstawiono wnioski, wskazujące na możliwość określenia poziomu organizacyjnego na podstawie opracowanych statystycznie badań chronometrażowych. Zwrócono też uwagę na przydatność opracowanych wyników dla usprawnienia procesu produkcyjnego.

2. Przykład analizy produkcji kabin sanitarnych w jednym z Kombinatów Budowy Domów, realizującym budynki mieszkalne według Systemu Szczecińskiego

Kabiny sanitarne wykonuje się w indywidualnych formach stanowiskowych. Dla zabezpieczenia założonego programu produkcji przyjęto: 10 form dla łazienek, 4 formy dla WC. Produkcję elementów na tym oddziale przedstawia poniższy schemat:



Rys.1. Schemat produkcji kabin sanitarnych

Można wydzielić tu cztery stanowiska robocze:

- stanowisko montażu siatek zbrojeniowych,
- stanowisko formowania elementów,
- stanowisko montażu kabin sanitarnych,
- stanowisko wykończenia kabin sanitarnych.

Czynności w kolejności technologicznej dla każdego stanowiska przedstawiają się następująco:

stanowisko montażu siatek zbrojeniowych:

- wstawienie dna szkieletu do stojaka,
- wstawienie boków szkieletu do stojaka,
- wiązanie zbrojenia,
- mocowanie marek,
- odstawienie szkieletu zbrojenia na skład

stanowisko formowania elementów:

- czyszczenie formy,
- smarowanie formy,
- wstawienie zbrojenia,
- zamknięcie płyt zewnętrznych,
- smarowanie, ustawienie i skrócenie formy z rdzeniem,
- betonowanie,
- wyjęcie rdzeni i prętów,
- otwarcie płyt zewnętrznych,
- wyjęcie i transport elementów

stanowisko montażu kabin sanitarnych:

- transport i ustawienie łazienki,
- transport i ustawienie WC,
- transport nakrywy,
- obrócenie nakrywy,
- ułożenie nakrywy na kabinie,
- spawanie łazienki z WC,
- ułożenie i przyspawanie progów,
- przyspawanie nakrywy,
- wywiezienie gotowej kabiny na stanowisko wykończenia

stanowisko wykończenia i kompletacji kabin sanitarnych:

- obróbki murarskie,
- szpachlowanie kabiny,
- ułożenie posadzki,
- wykonanie instalacji sanitarnych,
- wykonanie instalacji elektrycznych,
- gruntowanie farbą futryny drzwiowej,
- pasowanie i zwiększanie skrzydeł drzwi,
- mocowanie kratki wentylacyjnej,
- prace malarskie

W oparciu o przeprowadzone obserwacje chronometrażowe, sporządzono dla czynności cyklicznych szeregi chronometrażowe z podziałem na zmiany robocze i rodzaje elementów. Szeregi te składają się ze znacznej liczby wyrazów. Otrzymanie tak znacznych prób zmiennej losowej jaką jest czas pracy, pozwala na wykreślenie histogramów gęstości.

Histogramy przy badaniach organizacyjnych stanowią materiał, na podstawie którego można wnioskować o poziomie zorganizowania produkcji.

Badania [1,2,3] dowiodły, że rozkład czasu pracy wykazuje dużą zgodność z rozkładem logarytmiczno-normalnym, z prawostronną skośnością, co potwierdza fakt, że więcej jest czynników powodujących wydłużenie czasu pracy, niż jego skrócenie.

Funkcję gęstości rozkładu logarytmiczno-normalnego określa się wzorem:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_{\ln} \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma_{\ln}^2}} \quad (1)$$

gdzie:

- $\sigma_{\ln}$  - odchylenie standardowe dla szeregu powstałego z logarytmów naturalnych szeregu pierwotnego,
- $x$  - wartość zmiennej losowej, czyli czasu pracy,
- $e=2,71828$  - podstawa logarytmów naturalnych
- $\ln x$  - logarytm naturalny zmiennej losowej,
- $\mu$  - średnia arytmetyczna szeregu powstałego z logarytmów naturalnych szeregu pierwotnego,
- $\sigma_{\ln}^2$  - wariancja szeregu jak wyżej

Przeciętną wartość czasu pracy przy rozkładzie logarytmiczno-normalnym przedstawia mediana, dla której trybuanta wynosi 0,5, tzn. dzieli ona pole zawarte pomiędzy osią odciętych a krzywą gęstości na dwie równe części.

Metoda ta jest bardzo dogodna, dla wyznaczenia czasu przeciętnego, ponieważ uwzględnia ona wielkość dyspersji, czyli rozrzutu poszczególnych wyrazów szeregu chronometrażowego. Gdy rozrzut jest mały, wówczas mediana niewiele odbiega od średniej arytmetycznej, ale w miarę wzrostu rozrzutu, różnica między nimi rośnie. Wartość mediany wylicza się ze wzoru

$$x_M = e^{\bar{x}_{ln}} \quad (2)$$

gdzie:

$\bar{x}_{ln}$  jest oszacowaniem wartości średniej  $\mu$  na podstawie próby

w sposób następujący: szeregi chronometrażowe porządkuje się w szeregi rozdzielcze, wylicza się wartość średnią  $\bar{x}$ , kwadrat odchylenia standardowego

$$s^2 = \frac{n S^2}{n - 1} \quad (3)$$

/s - szacunek wartości  $\sigma_{ln}$ /

z zależności

$$\bar{x}_{ln} = \ln \frac{\bar{x}^2}{\bar{x}^2 + s^2} \quad (4)$$

wyznacza się wartość mediany

$$x_M = e^{\bar{x} \ln} = \frac{\bar{x}^2}{\sqrt{\bar{x}^2 + s^2}} \quad (5)$$

Na podstawie wyliczonych median dla poszczególnych czynności wyznaczono normy czasu, według wzoru:

$$N_C = \frac{100 x_M}{100 - \sqrt{d_o} + d_{pz}} \quad (6)$$

które pozwoliły na przeprowadzenie harmonizacji pracy w oddziale. Kształty histogramów dla poszczególnych czynności roboczych zobrazowały stan organizacyjny na poszczególnych stanowiskach roboczych i pomogły wyłonić operacje przebiegające w sposób nieprawidłowy. Pozwoliło to zaproponować usprawnienia dla czynności zakłócających produkcję. Następnie przeprowadzono analizę stanu organizacyjnego w oparciu o sporządzone histogramy śledząc kolejno wszystkie czynności na poszczególnych stanowiskach. Syntetyczne wnioski dotyczące usprawnienia procesu produkcyjnego podzielono na cztery grupy:

a/ pracownicze

/np. zwiększenie wykorzystania czasu pracy przez podniesienie dyscypliny, uzupełnienie zatrudnienia, wzrost zainteresowania pracowników wzrostem wydajności przez wprowadzenie akordu zryczałtowanego, zmniejszenie fluktuacji załogi itp./

b/ organizacyjne

/np.zabezpieczenie pełnego zestawu materiałów, uzależnienie premii pracowników nadzoru od bezawaryjnej pracy maszyn, usprawnienie porozumiewania się wewnątrz zakładu itp./

c/ technologiczne

/np.podniesienie jakości formowanych elementów, usprawnienie montażu siatek, zwiększenie dokładności czyszczenia i smarowania form, usprawnienie wykończenia kabin przez zainstalowanie zacieraczki do tynków i agregatu malarskiego/

d/ mechaniczno - energetyczne

/np.wydzielenie stałych konserwatorów maszyn, wprowadzenie cotygodniowych przeglądów maszyn itp./.

### 3. Wnioski

Przeprowadzone badania pozwoliły na ustalenie, że czasy trwania poszczególnych czynności przy realizacji rozpa-trywanego procesu produkcyjnego są zmiennymi losowymi.

Sporządzone histogramy gęstości dały możliwość dobrego rozpoznania poziomu zorganizowania poszczególnych czynności wchodzących w skład badanego procesu.

Przeprowadzone badania oraz wykonana w oparciu o nie analiza, pozwoliły ustalić "wąskie gardła" zakłócające tok produkcji, co w konsekwencji posłużyło do sprecyzowania wniosków zmierzających do odpowiednich korekt niezbędnych dla osiągnięcia zdolności produkcyjnej, zgodnej z ustaloną przy pomocy omawianej metody.

Na podstawie badań stwierdzono, że o wydajności rozpatrywanego oddziału decyduje ilość posiadanych form.

Ustalono, że wydajność wszystkich pracowników nie osiąga 100 % wydajności wymaganej, możliwej do osiągnięcia i że spowodowane jest to samym przebiegiem procesu produkcyjnego oraz zróżnicowaniem wydajności poszczególnych robotników.

Na podstawie histogramów stwierdzono, że gęstości strat czasu pracy na drugiej zmianie mają rozkład zbliżony do rozkładu logarytmiczno-normalnego z lewostronną skośnością, co oznacza występowanie większej ilości krótkotrwałych strat czasu pracy, natomiast na pierwszej zmianie histogramy mają obraz nieskrystalizowany, świadczący o istotnych czynnikach zakłócających produkcję.

Z przeprowadzonych badań można było wnioskować, że przyczyną stwierdzonego braku synchronizacji procesu produkcyjnego było nierównomierne obciążenie stanowisk produkcyjnych, jak również nie uwzględnienie losowego charakteru czasów trwania poszczególnych czynności.

Stwierdzono, że doskonalszy model zjawisk zachodzących w badanym procesie można uzyskać dzięki znajomości charakteru rozkładów czasu pracy, co umożliwia wprowadzenie do obliczeń norm czasu wartości przeciętnej /np. dla rozkładów logarytmiczno-normalnych wartości medialnej/.

Celowe jest przeprowadzanie analiz w każdym zakładzie produkcyjnym w pewnym okresie po rozruchu, co pozwala na dokonanie usprawnień organizacji produkcji i w konsekwencji może przyczynić się do zwiększenia wydajności.



### Literatura

1. Stefański A., Piórecki St., Zgoła B.: Analiza struktury czynności roboczych w procesie technologicznym produkcji elementów wielopłytkowych w formach bateryjnych. Księga Zjazdowa XVI Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1970 r. Tom: Technologia i organizacja produkcji.
2. Stefański A., Bizon J.: Badanie charakteru rozkładów czasu pracy w procesie technologicznym formowania elementów przestrzennych metodą stendową. Księga Zjazdowa XXI Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1975 r. Tom: Technologia i organizacja produkcji.
3. Stefański A., Bizon J.: Analiza organizacji produkcji kabin sanitarnych w BKBD. Maszynopis.
4. Piórecki St.: Normowanie i kosztorysowanie w budownictwie. Część I - Normowanie. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1971 r.
5. Smirnow N.M., Dunin-Barkowski I.W.: Kurs rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej. PWN Warszawa 1973 r.

ATTEMPT OF APPLYING STATISTICAL ESTIMATION  
OF PRODUCTION PROCESS QUALITY OF BUILDING PREFABRICATED  
ELEMENTS FOR HARMONIZING THIS PROCESS

Summary

The paper presents an attempt of methodology estimation of production organization of building prefabricated elements by means of statistical method.

It has been shown, that a number of occurrences in building process ought to be treated as fate variables and must be investigated according to their probability distributions, which are characteristic for them.

The discussing method has been presented basing on production organization analysis of sanitary cabins in the House Building Factory. There have been presented conclusions resulting from researches, carried out by means of the said method for the investigated production.

ПОПЫТКА ПРИМЕНЕНИЯ СТАТИСТИЧЕСКОЙ  
ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА ПРОЦЕССА ПРОИЗВОДСТВА  
ГОТОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
ДЛЯ КООРДИНИРОВАНИЯ ЭТОГО ПРОЦЕССА

Резюме

Работа представляет попытку методики оценки организации производства готовых строительных элементов при помощи статистического метода.

Указано, что ряд явлений в строительных процессах следует считать как случайные переменные и должны быть исследованы по характерным для них распределением вероятностей.

Обсуждаемый метод показан на базе анализа организации производства санитарных кабин в Домостроительном Комбинате. Представлены также предложения вытекающие из исследований проведенных представленным методом для рассматриваемого производства.



Witold Czarnecki  
Andrzej Borak

WYBRANE PROBLEMY WALKI Z GRZYBEM DOMOWYM  
NA TERENIE WOJEWÓDZTWA BYDGOSKIEGO

Duża ilość budynków w województwie bydgoskim, to obiekty zrealizowane przed rokiem 1918. W wyniku przeprowadzonej analizy 60 ekspertyz, stwierdzono występowanie powtarzających się błędów budowlanych w badanych obiektach. Ujednolicenie opracowanych ekspertyz, możliwe w przypadku badania obiektów zagrzybionych, dałoby materiały porównywalne dla prowadzenia badań nad tym zagadnieniem.

1. Wstęp

Nasilenie prac budowlanych związanych z usunięciem skutków wieloletnich zaniedbań w konserwacji obiektów budowlanych, spowodowanych okresem wojny oraz pierwszych lat powojennych - występowało w latach 1950-1960. Intensywnie prowadzone w tym czasie prace, tak remontowo-budowlane jak i odgrzybieniowe, doprowadziły do zahamowania agresji biologicznej w istniejących obiektach budowlanych. Wzrost nakładów inwestycyjnych na budownictwo mieszkaniowe w latach

sześćdziesiątych oraz zakaz stosowania drewna w stropach i konstrukcjach dachowych, zmienił proporcje ilości budynków zagrożonych zagrzybieniem do tych, w których grzyb nie ma warunków rozwoju.

W województwie bydgoskim sytuacja w tej dziedzinie jest podobna do reszty kraju, nie znaczy to jednak, że problem walki z grzybem domowym nie istnieje. Przeprowadzona w roku 1972 analiza ubytków zasobów mieszkaniowych w latach 1971-1990 [5] wskazuje, że znaczny procent budynków w województwie, zrealizowanych przed 40-50 laty, w których występują drewniane elementy konstrukcyjne, może podlegać zakażeniu przy nieprawidłowej konserwacji i eksploatacji.

W opracowaniu niniejszym korzystano z materiałów zawartych w 60 ekspertyzach mykologiczno-budowlanych, w tym 30 to ekspertyzy własne [3] opracowane w latach 1961-1973, oraz 30 - to ekspertyzy różnych rzeczoznawców z Wojewódzkiego Zrzeszenia Gospodarki Komunalnej w Bydgoszczy, opracowane w latach 1966-1974.

Prowadząc powyższe badania nie zajmowano się samą techniką odgrzybiania, bowiem na ten temat istnieje obszerna literatura fachowa.

## 2. Stan zasobów mieszkaniowych w województwie

Wspomniane wyżej badania przeprowadzono w Wojewódzkiej Pracowni Urbanistycznej w oparciu o "ocenę stanu za-inwestowania", obejmującą:

- wartość użytkową obiektów i urządzeń

- stan techniczny /materiał budynku, konstrukcję, wiek , itp/
- wartość funkcjonalną w układzie jednostki osadniczej
- wartość architektoniczną obiektów

Korzystano w nich z materiałów zawartych w planach miejscowych zagospodarowania przestrzennego, opracowanych przez zespoły projektowe i służbę architektoniczno-budowlaną. Ubytki określono korzystając m.in. z zatwierdzonych planów miast, zespołów jednostek osadniczych i terenów budowlanych na wsi oraz materiałów Państwowego Zakładu Ubezpieczeń, Wydziałów Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej, Wydziałów Budownictwa Urbanistyki i Architektury, a także przeprowadzonych wizji lokalnych.

Opracowanie to daje bogaty i ciekawy materiał, z którego wynika, że zasoby mieszkaniowe w regionie bydgoskim w 1970 r. wynosiły 1.339,5 tys. izb w tym zasoby zrealizowane

do 1918 r.	-	570.340 izb tj. 43 %
w latach 1919-1944	-	232.440 izb tj. 18 %
w latach 1945-1970	-	524.350 izb tj. 39 %

Ogółem w regionie bydgoskim około 60 % zasobów mieszkaniowych tj. ponad 802 tys. izb zrealizowano przed rokiem 1944.

Szacunkowo, ubytki substancji mieszkaniowej do roku 1990, autorzy określają na 269 tys. izb, co stanowi około 20 % zasobów istniejących, w tym 78 %, tj. 200 tys. izb - z

powodu złego stanu technicznego. Wynosi to około 15 % zasobów ogółem.

Ubytki z powodu złego stanu technicznego wynikają głównie z materiałów budowlanych /glinobitka, mur pruski, drewno/, konstrukcji budowlanych i wieku budynków. Ponadto około 2 % w stosunku do ubytków ogółem - to ubytki "inne" z tytułu substandardów, wynikające w przeważającej mierze z dotychczasowych trudności mieszkaniowych; przystosowania pomieszczeń prowizorycznych, strychów, piwnic, budynków gospodarczych, lokali handlowych - na cele mieszkalne.

W miastach wydzielonych do roku 1944 zrealizowano:

w Bydgoszczy	- 54 % zasobów ogółem
Inowrocławiu	- 64 % zasobów ogółem
Grudziądzu	- 65 % zasobów ogółem
Toruniu	- 61 % zasobów ogółem
Włocławku	- 56 % zasobów ogółem

Na podstawie analizy omówionych wyżej materiałów można sformułować następujące wnioski:

- około 60 % zasobów mieszkaniowych województwa bydgoskiego to obiekty zrealizowane przed rokiem 1944. Budynki realizowane w tym okresie charakteryzują się częstym za stosowaniem drewna w konstrukcjach stropów i dachów, brakiem izolacji poziomej i pionowej fundamentów lub ich uszkodzeniem, brakiem wentylacji pomieszczeń i zamkniętych przestrzeni /np. pod podłogą/, często też brakiem podpiwniczenia;



- wiek techniczny tej części zasobów budowlanych oraz zużycie poszczególnych elementów, szczególnie instalacji sanitarnych i pokrycia dachowego stwarza często niebezpieczeństwo zawilgocenia budynku;
- konfrontując przewidywane ubytki do roku 1990 ogółem , ubytki z tytułu złego stanu technicznego i pozostałe z okresem realizacji obiektów, można przyjąć w uproszczonym rachunku, że pozostanie w eksploatacji około 580 tys. /szacunkowo 40-50 tys.budynków/ w budynkach zrealizowanych przed 1944 rokiem. Obiekty te z racji swojego wieku technicznego, błędów w czasie realizacji, zużycia elementów - mogą stwarzać warunki dla rozwoju grzyba domowego i żeru owadów-szkodników technicznych drewna;
- realizowane obecnie obiekty, technicznie bardziej prawidłowe, będą zmniejszać procentowy udział budynków starych. Rzecz jasna, problem konserwacji i remontów znacznej części substancji mieszkaniowej, a także obiektów innego przeznaczenia, będzie nadal występować.

### 3. Analiza ekspertyz odgrzybieniolowych

Materiał stanowiący podstawę niniejszej analizy jest dobrany przypadkowo, pochodzi z ostatnich kilku lat oraz w połowie opracowany został przez różnych rzeczoznawców wojewódzkich d/s odgrzybiania budynków. Należy stwierdzić jednak na wstępie, że nie może on stanowić podstawy do wyciągania jednoznacznych wniosków i określenia zjawisk, bowiem ilość rozpatrywanych ekspertyz jest za mała w po -

równaniu do ogólnej ilości wykonanych w tym okresie w województwie. Należy zdać sobie sprawę, że rozpatrywane ekspertyzy zostały opracowane na zlecenie zaledwie kilku użytkowników. Brakuje wśród nich reprezentacji obiektów administracyjnych, użytku publicznego, przemysłu itp. Także rejonizacja ogranicza się do 4 miast wydzielonych i 2 powiatów, a więc nieznacznej części województwa. Niemniej jednak, pomimo tych braków, 60 obiektów opisanych w analizowanych ekspertyzach pozwala na wyprowadzenie pewnych uogólnień, spostrzeżeń i wniosków. Materiały te mogą stanowić przyczynek do badań nad zagadnieniem walki z grzybem domowym.

Analizę omawianych materiałów przeprowadzono zestawiając informacje zawarte w ekspertyzach, w trzech grupach:

- informacje podstawowe o budynkach
- występujące zagrzybienie
- przyczyny zagrzybienia

Informacje uboczne pominięto, pozostawiając tylko najważniejsze podstawowe zagadnienia, wychodząc z założenia, że przydatne byłyby one, gdyby rozpatrywano całość materiałów lub przynajmniej pełną reprezentację z całego terenu województwa w wybranym przedziale czasu np. po kilka lub kilkanaście ekspertyz z każdego powiatu opracowanych w latach 1966-1970.

## Informacje podstawowe o budynkach

Zgodnie z przyjętymi zasadami opracowywania ekspertyz budowlanych, część pierwsza powinna zawierać ogólne informacje o analizowanym obiekcie.

Informacje te można podzielić na następujące grupy:

- dane ogólne dotyczące wieku, kubatury budynku i użytych do budowy materiałów,
- dane o aktualnym stanie technicznym budynków.

Konfrontacja pełnego opisu z pozostałymi informacjami zawartymi w ekspertyzie, pozwala na przeprowadzenie wnikliwej analizy przyczyn i postawienia prawidłowych wniosków.

W badanych materiałach stwierdzono, że:

- nie podano informacji o izolacji poziomej i pionowej fundamentów w 31 przypadkach, co stanowi 51,7 %,
- dla 16 budynków nie podano wieku budynku - co stanowi 26,7 %, natomiast 39 budynków, tj. 65 % wzniesione przed 1944 r., a tylko 5, tj. 6,3 % - po roku 1944,
- dla 13 budynków nie podano ich kubatury - co stanowi 25 %,
- w 6 przypadkach nie podano charakterystyki stropów w badanych obiektach - co stanowi 10 %.

Pozostałe informacje są wyczerpujące. Podane wyżej braki stanowią poważny mankament i mogły w znacznym stopniu wpłynąć na jakość opracowań.

## Zagrzybienie budynków

Wśród badanych obiektów, tylko w ośmiu przypadkach nie stwierdzono porażenia przez grzyby lub nie określono jego

rodzaju. Z tej ilości w 7 obiektach elementy drewniane są jednak zaatakowane przez owady-szkodniki techniczne drewna. Tak więc w ostatecznym rachunku tylko 1 budynek nie uległ agresji biologicznej - co stanowi 1,67 %.

- Grzyb domowy właściwy /*Merulius lacrymans*/ występuje w 17 obiektach tj. 28,3 %.
- Grzyb piwniczny /*Coniophora cerebella*/ występuje w 13 przypadkach tj. 21,6 %.
- Grzyby z gatunku pleśni /*Chaetomium globosum*/ [2] w 13 przypadkach tj. 21,6 %.
- Grzyb podkładowy /*Lentinus lepideus*/ w 8 przypadkach tj. 13,3 %.

Pozostałe gatunki grzybów występują w nielicznych obiektach.

Natomiast owady - szkodniki techniczne drewna stwierdzono w 29 budynkach wśród badanych obiektów - co stanowi 48,3 %.

Przyczyny powstawania agresji biologicznej

W badanych obiektach stwierdzono następujące ważniejsze przyczyny powodujące zagrzybienie:

- brak lub uszkodzenie "opaski" betonowej wokół ścian zewnętrznych budynku oraz nieprawidłowe spadki terenu-48 obiektów tj. 80 %;
- brak lub uszkodzenie rynien i rur spustowych - 46 obiektów tj. 76,6 %;
- uszkodzone pokrycie dachowe - 42 obiekty tj. 70 %;

- brak lub uszkodzenie izolacji poziomej i pionowej - 34 obiekty tj. 56,7 %;
- brak wentylacji przestrzeni podpodłogowej - 26 obiektów tj. 43,4 %;
- zacieki z instalacji wod.-kan. i c.o. - 14 obiektów tj. 23,4 %;
- brak wentylacji pomieszczeń - 10 obiektów tj. 16,7 %;
- za mała grubość ścian - 6 obiektów tj. 10 %;
- inne - 6 obiektów tj. 10 %.

#### 4. Podsumowanie

Omówione w poprzednich rozdziałach wyniki przeprowadzonych badań, potwierdzają istnienie zagrożenia dużej części substancji mieszkaniowej, a także i obiektów innego przeznaczenia - agresją biologiczną. Świadczą o tym zebrane informacje, a mianowicie: około 60 % substancji mieszkaniowej ogółem, zrealizowano przed rokiem 1944, a spośród 60 budynków, dla których wykonano ekspertyzy odgrzybieniu - 65 % zrealizowano przed 1944 rokiem, a wiek ich w przeważającej większości sięga 50 - 70 lat i więcej.

W badanych materiałach stwierdzono szereg braków dotyczących charakterystyki technicznej budynków, szczególnie izolacji fundamentów, wieku budynków, kubatury i materiałów z których wykonano stropy. Nie wspomina się też o braku podpiwniczenia w poszczególnych budynkach, sposobu układania legarów na gruncie, stosowaniu drewnianych podłóg w WC i innych "mokrych" pomieszczeniach, układaniu

szczelnych wykładzin na drewnianych podłogach itp. Dla uzyskania możliwości prawidłowej oceny badanego obiektu oraz sprecyzowania wniosków konieczne jest zestawienie w opracowywanej ekspertyzie kompletnych informacji.

Analiza ekspertyz wykazuje, że najczęściej występujące grzyby to: "grzyb domowy właściwy" /Merulius lacrymans/, "grzyb piwniczny" /Coniophora cerebella/ i "grzyby z gatunku pleśni". Występują one w największej ilości budynków /21,6 - 28,3 %/. Jednocześnie stwierdzono, że różne gatunki owadów - szkodników technicznych drewna, występują aż w 29 budynkach, a więc w 48,3 % badanych obiektów. Tak więc problem walki z owadami należy traktować na równi z problemem odgrzybiania budynków.

Wśród przyczyn powstania agresji biologicznej na czoło wysuwają się zawilgocenia powstałe wskutek braku lub uszkodzenia opaski betonowej względnie nieprawidłowych spadków terenu, uszkodzenia rynien i rur spustowych, pokrycia dachowego, izolacji. Spostrzeżenia te świadczą dobitnie, że wciąż jeszcze brak bieżącej konserwacji i drobnych remontów obiektów, co powoduje w późniejszym etapie wzrost kosztów przeprowadzanych remontów kapitalnych.

Oceniając ogólnie jakość badanych ekspertyz, trzeba stwierdzić, że są one opracowywane w sposób dość dowolny, wskazujący na brak wytycznych co do informacji, które powinny zawierać. Wydaje się, że w porównaniu z ekspertyzami opracowywanymi w innych dziedzinach /np.konstrukcji, mechaniki itp., gdzie każdy przypadek ma swoją specyfikę/

tu można by na podstawie posiadanych materiałów opracować obowiązujący, wzorcowy schemat zawierający pytania, na które rzeczoznawca powinien odpowiedzieć. Badane ekspertyzy wskazują, że szereg zagadnień występuje bardzo często i można na tej podstawie wypracować generalną "metodę postępowania" - tak w opracowaniu ekspertyz jak i prowadzeniu prac remontowych i odgrzybieniu [6]. Jednolity charakter dałby także kompletny materiał i pozwoliłyby prowadzić badania naukowe, analizy materiałów i opracowanie wniosków dotyczących tego zagadnienia.

## 5. Wnioski

Na podstawie zebranych materiałów i przeprowadzonych analiz, można sformułować następujące generalne wnioski:

1. Dla uzyskania jednolitego i wyczerpującego materiału w ekspertyzach należy opracować wytyczne, które powinny obowiązywać wszystkich rzeczoznawców na terenie województwa. Ponieważ w obiektach badanych w celu stwierdzenia agresji biologicznej, występują bardzo często podobne zjawiska, wprowadzenie w pewnym zakresie schematów opracowań jest możliwe i celowe.
2. Należy przeprowadzić badania naukowe zwalczania owadów-szkodników technicznych drewna oraz stosowania profilaktyki. W przeprowadzonych ekspertyzach zagadnienie walki z owadami jest stawiane na drugim miejscu, tymczasem problem ten jest jeśli nie ważniejszy, to w każdym razie równorzędny z problemem zagrzybienia.

3. W związku z powtarzającymi się błędami budowlanymi o - raz brakiem bieżącej konserwacji budynków, co powoduje w konsekwencji stwarzanie warunków dla rozwoju grzyba i owadów, należałoby opracować odpowiednie instrukcje, projekty zarządzeń itp., po uprzednim przeprowadzeniu dalszych badań w tej dziedzinie.

#### Literatura

1. Andrzejewski L. i inni: Ochrona budynków przed biolo - giczną i chemiczną korozją. Skrypt Ministerstwa Go - spodarki Komunalnej, Łódź 1969.
2. Czajnik M. i inni: Impregnacja i odgrzybianie w budow - nictwie. Arkady 1970.
3. Czarnecki W.: Ekspertyzy mykologiczno-budowlane różn - nych budynków na terenie województwa bydgoskiego.
4. ~~Lempicki~~ I.: Ekspertyzy konstrukcji budowlanych. Arkady 1972.
5. PWRN-WBUA, Wojewódzka Pracownia Urbanistyczna - Ubytki zasobów mieszkaniowych w latach 1971-1990. Bydgoszcz, 1972 /maszynopis/.
6. Prochaska W.: Instrukcje i załączniki do ekspertyz sto - sowane w Zakładzie Budownictwa Ogólnego Politechniki Gdańskiej.



SELECTED PROBLEMS OF FIGHT AGAINST DRY-ROT IN THE REGION  
OF BYDGOSZCZ PROVINCE

## Summary

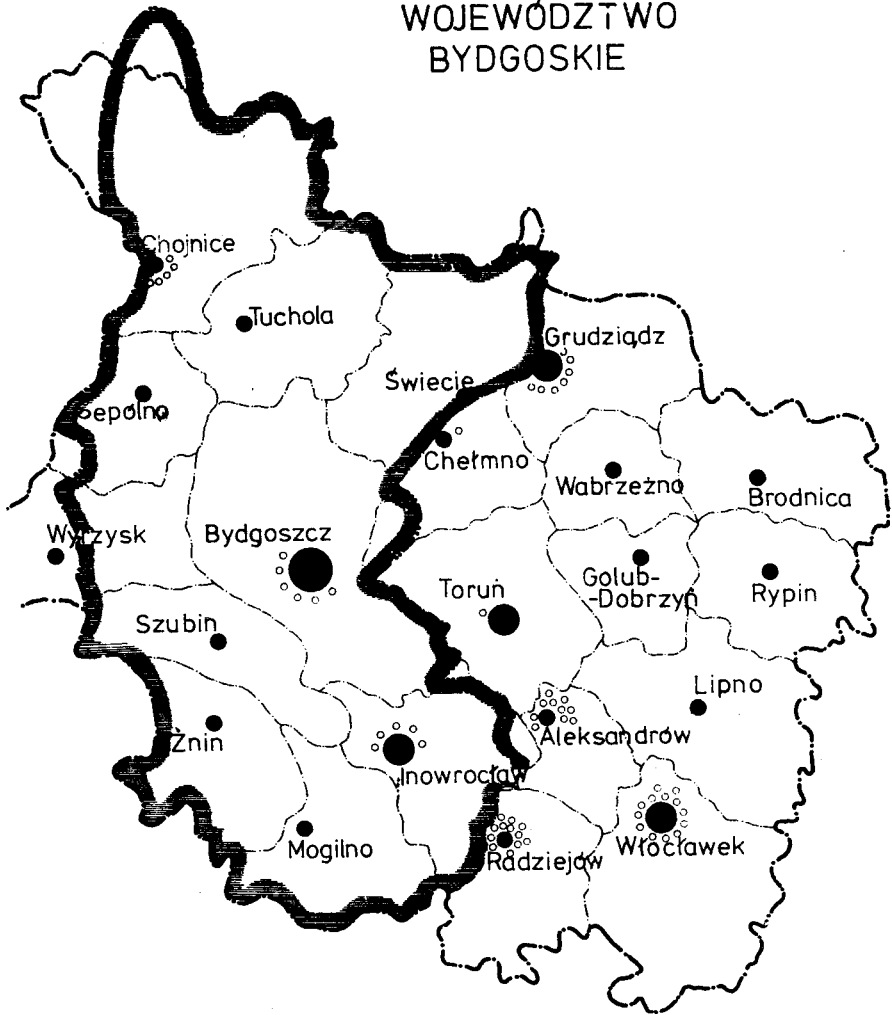
A large number of buildings in the province of Bydgoszcz are those built before 1918. As result of carried out analysis of 60 expert's reports it has been discovered the appearance of repeated building incorrectnesses in the examined objects. Through standardization of worked out expert's reports, possible in cases of objects attacked by fungus, comparable materials for researches concerning that problem could be obtained.

НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ БОРЬБЫ  
С ДОМОВЫМ ГРИБОМ НА ТЕРРИ-  
ТОРИИ БЫДГОСКОГО ВОЕВОДСТВА

## Резюме

Большое количество зданий в быдгоском воеводстве - это объекты построенные до 1918г. В результате проведенного анализа 60 экспертиз подтвердилось проявление повторяющихся строительных ошибок в исследуемых объектах. Унифицирование разрабатываемых экспертиз, возможное в случае исследования объектов в которых есть грибок, дало бы сравнимые материалы для проведения исследований над этой проблемой.

## WOJEWÓDZTWO BYDGOSKIE



- Lokalizacja badanych obiektów
- Stare granice województwa
- Nowe granice województwa
- Zmiany granic

ZESTAWIENIE INFORMACJI ZAWARTYCH W BADANYCH EKSPERTYZACH

Zał. nr 1

Lp.	Adres budynku	Rok wykonania ekspertyzy	Kubatura budynku	Rok budowy	Cechy budynku					Rodzaj zagrzybenia										Przyczyny zagrzybenia										
					Ściany	Podpiwniczenie	Strop piwnic pozost.	Dach	Izolacja	Grzyb piwniczny	Grzyb domowy własciwy	Grzyb rozkładu porzejskiego	Grzyb sifonowy	Grzyb podkłodowy	Grzyb skladowy	Stroczek domowy	Powłócznik gładki	Grzyb kopalniany	Nie określono rodzaju grzyba	Owady	Brak posadzki cementowej	Brak wentylacji przestrz. podłogowej	Brak wentylacji pomieszczeń	Mufa grub. ścian	Brak opaski beton. lub zfe spadła terenu	Spękanie ścian	Nieszczelność inst. wod-kan.	Brak Izolacji	Uszkodzenie pokrycia dachoweg.	Brak lub uszkodz. rynny i rury spust.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
1	BYDGOSZCZ ul. Kijowska, 36	1973	813	1906	cegła	brak	drewniane	drewn	zniszcz.										+	+			+	+	+			+	+	
2	ul. Libelta, 14	---	3800	1914	---	całk.	ceramiczny drewniany	---	pon. brak.	+												+						+		
3	ul. Ugory, 36	1971		1911	---	brak	drewniane	---	---	+							+				+	+		+				+	+	
4	ul. Torunska, 86	1972	1400	---	---	---	---	---	---		+											+		+					+	
5	ul. Rycerska, 3	---	1100	---	---	---	---	---	pon. brak.	+															+	+		+		
6	ul. Grundwaldzka 155	---		1912	---	brak	---	---	---	+												+			+					
7	CHOJNICE ul. 31-go Stycznia, 7	1971	1000	1900	---	---	---	---	poziom. brak										+	+								+	+	+
8	ul. Podgórna, 4	1966		1866	---	---	---	---	---	+		+										+						+	+	
9	ul. Polna, 16	---	600	---	---	---	---	---	---		+									+		+						+	+	
10	ul. Strzelecka, 22	1971	1000	1900	---	brak	---	---	---										+	+					+			+	+	+
11	ul. 31-go Stycznia, 29	---		1880	---	---	---	---	brak											+									+	+
12	GRUDZIĄDZ ul. Kościuszki, 66	1973	4700	1903	---	całk.	ceramiczn drewniany	---	---		+											+	+		+	+		+	+	
13	ul. Obr. Stalingradu, 48	---	2502	1873	---	---	Klejn drewnian.	---	---		+										+	+		+	+					
14	ul. Wąska, 11	---		1903	---	---	masywn drewnian.	---	zniszcz.	+	+											+			+	+	+	+	+	+
15	ul. Słowackiego, 23	1974			---	---	---	---	---	+										+		+	+							
16	ul. Świerczewskiego, 34	1973			---	---	---	---	---		+											+						+	+	
17	INOWROCŁAW ul. Marcinkowskiego, 14	1972	1200	1917	cegła	całk.	Klejn drewn.	---	---	+		+								+		+		+	+	+	+	+	+	+
18	ul. Dworcowa, 44	---	3242	1892	---	---	ceramiczn drewn.	---	poziom. brak					+						+			+		+			+	+	+
19	ul. Solankowa, 9	---	1700	1912	---	---	masywn drewnian	---	---				+								+	+		+	+	+	+	+	+	+
20	ul. Marchlewskiego, 41	---	4700	---	---	---	cegłany drewnian.	---	brak	+												+			+	+		+	+	+
21	ul. Rzeźnicza, 4	---	1895	1892	---	brak	drewnian.	---	---	+			+							+					+			+	+	+
22	WROCŁAWEK ul. Wysoka, 4	1971	1222	1911	---	---	---	---	---			+								+		+			+				+	+

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	
23	WOCŁAWEK ul. Cicha, 32	1972	751	1912	cegła	część	ceramiczn. drewn.	drewn.				+								+		+			+				+	+	
24	ul. Cicha, 18	1973	850	1913	—	brak	drewn.	—	brak			+								+		+			+				+	+	
25	ul. Miła, 1	—	1150	1903	—	—	—	—	—										+	+		+			+			+	+	+	
26	ul. Grodzka, 7	1972	2690	1912	—	—	—	—	—					+						+					+				+	+	
27	ul. Chłodna, 13	—	1500	—	—	—	—	—	brak			+								+		+			+			+	+	+	
28	ul. Zw. Zawodowych, 12	1971	5060	1911	—	całkow.	ceglan. drewn.	—	brak			+	+							+	+			+	+			+	+	+	
29	ul. Matebudy, 8	1972		1912	—	brak	drewn.	—											+	+	+			+				+	+		
30	ul. Piekarska, 14	1973	5400	1913	—	część	łukowy drewn.	—											+	+	+			+				+			
31	ul. Piekarska, 13	1974		1920	—	całkow.	Klejna	—				+																		+	
32	ul. Bój. Proletariatu, 12	1961			—	część	ceglan. drewn.	—	brak								+					+		+		+	+	+	+	+	
33	ul. Zjed. Klasy Robot., 7	1971			—	brak	drewn.	—							+					+				+				+		+	
34	ul. Toruńska, 10/12	1964			—	—	—	—	brak			+												+				+		+	
35	Pow. Toruński Zamek Bierzgowski	1972	10 000	odbud. 1936	cegła mur Plus	część	masywn.	—					+		+									+		+		+	+	+	
36	wieś Morzyce szkoła	1971	5100	1958	cegła	brak	ogniotrw.	—																				+	+	+	
37	wieś Kozy szkoła	—	1100	1900	—	—	drewn.	—	brak			+								+				+			+	+	+	+	
38	Wież Osiecin bud. mieszkalny	—	300		—	—	—	—	—			+											+				+	+			
39	Wież Wola Skarbkowa Szkoła	—	1400		—	część	—	—	—											+	+			+			+	+			
40	Wież Lubzin Szkoła	—	3600		—	całkow.	ogniotrw. drewn.	—	—										+					+			+		+	+	
41	Wież Krzywosąd Szkoła	—	5000		—	część	drewn.	—											+					+				+	+	+	
42	Wież Leszcze Szkoła	—	2400		—	drewno obud. cegła	—	—	—						+					+											
43	Piotrków Kuj. Szpital pow.	1972	2200	1900	cegła	brak	—	—	brak			+								+		+				+	+	+	+	+	
44	Wież Konary Szkoła	1971	3000		—	całk.	—	—	—			+								+				+			+	+	+		
45	Wież Dobrze Szkoła	—	3100		—	cegła pust. Alfa	brak	—	brak			+								+				+			+	+	+	+	+
46	Wież Osiecin Szkoła	—	10000		—	cegła	część	ogniotrw. drewn.	—			+						+		+				+					+		
47	Wież Morzyca Szkoła	—	1100	1910	—	całk.	—	—	brak			+								+				+			+	+	+	+	+
48	Chefmo Budynek M.O	1973		1903	—	część	masywn. drewn.	—	—			+	+									+		+			+	+	+	+	+
49	Grudziądz ul. Wodna 3/5	1972		odbud. 1953	—	całk.	Akerman D.M.S	—	—				+											+			+	+	+	+	+

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
50	GRUDZIAŹ ul. Spichrzowa, 53	1972		XVI-XVIII	cegła		drewn.	drewn.							+					+									+	
51	ALEKSANDRÓW KUJ. ul. Narutowicza, 27	---	1780		---	brak	masywn.	---				+													+		+	+	+	
52	--- ul. Narutowicza, 25	---	1400		---	---	drewn.	---							+								+					+	+	
53	--- ul. Słowackiego, 25a	---	600		---	część.	---	---	brak						+							+	+					+	+	
54	--- ul. Parkowa II NR 1	---	2400	1962	---	całkow.	DMS	strapod. DMS					+												+			+	+	
55	--- ul. Parkowa II NR 2	---	---	---	---	---	---	---					+												+			+	+	
56	--- ul. Parkowa II NR 3	---	---	---	---	---	---	---					+												+			+	+	
57	--- ul. Parkowa, 8	---	3700	1955	---	---	masywn	drewn.					+												+			+	+	
58	--- ul. Hoża, 5	---	3000		---	---	masywn. drewn.	---							+							+	+		+		+	+	+	
59	--- ul. Hoża, 4	---	4800	1940	---	---	---	---							+							+	+		+		+	+	+	
60	--- ul. Hoża, 6	---	3000	---	---	---	---	---							+							+	+		+		+	+	+	

Jan Kaźmierczak

MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA KRUSZYWA WAPIENIOWEGO  
Z REJONU KUJAW W KABLOBETONOWYCH KONSTRUKCJACH SPRĘŻONYCH

W artykule omówiono przebieg i wyniki badań nad przydatnością betonu na bazie kujawskiego kruszywa wapieniowego do kablobetonowych konstrukcji sprężonych. Wskazano na korzystne cechy tego betonu tj. wysoką rysoodporność i nośność graniczną wyznaczoną pod obciążeniem doraźnym, nie zmniejszoną nośność pod obciążeniem długotrwałym, wielkość ugięć odpowiadającą wartościom uznanym powszechnie za dopuszczalne, nikły wpływ pełzania oraz wysoką wytrzymałość na docisk. Na podstawie tak korzystanych cech zakwalifikowano beton na kujawskim kruszywie wapieniowym jako pełnowartościowy materiał nadający się na konstrukcje kablobetonowe.

1. Wstęp

W związku z ogromnym rozwojem budownictwa w Polsce, wzrasta stale zapotrzebowanie na dobre, a zarazem tanie kruszywo. Brak jego odczuwają dotkliwie niemal wszystkie przedsiębiorstwa budowlane, szczególnie na północy i zachodzie kraju.

W województwie bydgoskim w celu zmniejszenia deficytu kruszywowego, podjęto produkcję kruszyw z zawierają - cych krzemionkę a więc odpadowych, nie nadających się do wypału wapna węglanowych skał wapieniowych. Skały te na podstawie badań przeprowadzonych przez Instytut Techniki Budowlanej, Politechnikę Gdańską oraz Zakład Badań i Do - świadczeń przy Bydgoskim Zjednoczeniu Budownictwa zostały uznane jako przydatne na kruszywo do betonów zwykłych [4, 6,7,8,9]. W związku z tym, biorąc równocześnie pod uwagę, że według dokumentacji geologicznej, złoża skał wapienio - wych z przerostami krzemionki, nie licząc zasobów w o - ogromnych hałdach wynoszą około 15 mln ton, uruchomiono przy Kombinacie Cementowo-Wapienniczym w Bielawach spec - jalny zakład kruszyw o rocznej produkcji około 330 tys.ton /w roku 1978 - 450 tys.ton/.

Dalsze badania mające na celu określenie przydatnoś - ci przedmiotowego kruszywa wapieniowego do betonów wyso - kich marek nadających się na konstrukcje sprężone , wy - konane zostały w latach 1971-1975 w Instytucie Budownic - twa Lądowego Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy . Wykazały one, że przy zastosowaniu kujawskiego kruszywa wapieniowego można uzyskać betony konstrukcyjne o wyso - kiej wytrzymałości /marek "300", "400", "500"/. Poza tym betony te /wykonane przy użyciu mieszanek w składzie: 85% kruszywo wapieniowe i 15 % drobny piasek kopany/ odzna - czają się lepszymi cechami niż betony na tradycyjnym kru - szywie mineralnym, a mianowicie: niższym ciężarem obję -

tościowym, wyższym współczynnikiem odkształcalności po -  
dłużnej, wyższą wytrzymałością słupową, wyższą wytrzyma-  
łością na rozciąganie, na rozciąganie i ściskanie przy  
zginaniu oraz wysoką wytrzymałością na docisk [2]. Stwier-  
dzono, że betony na kujawskim kruszywie wapieniowym, ze  
względu na zawarte w nim aktywne zapylenie, uzyskują pro-  
jektowaną wytrzymałość już po 14 dniach dojrzewania, a po  
28 i więcej dniach wykazują dalszy jej przyrost [3].

Uzyskanie betonów o tak korzystnych cechach skłoni-  
ło do dalszych badań, których celem było określenie za -  
chowania się betonów na kujawskim kruszywie wapieniowym  
w konstrukcjach sprężonych. W pierwszym etapie przepro -  
wadzono badania na elementach kablobetonowych. Przebieg  
tych badań stanowi treść niniejszego opracowania.

## 2. Ustalenie przedmiotu badań. Dane wyjściowe.

Jako zagadnienie zasadnicze wymagające rozwiązania,  
uznano zbadanie podstawowych problemów dla konstrukcji  
kablobetonowych, takich jak: rysoodporność, nośność gra-  
niczna, zachowanie się strefy zakotwień oraz zachowanie  
się elementów pod obciążeniem długotrwałym.

Z uwagi na ograniczone możliwości wykonania i bada-  
nia w warunkach laboratoryjnych elementów długich o prze-  
kroju ekonomicznym, zbadanie tych podstawowych problemów  
przeprowadzono na belkach o przekroju prostokątnym 10 x  
20 cm i długości 450 cm, zaprojektowanych w oparciu o  
rzeczywiste cechy betonu marki "300" uzyskane z uprzed -



nio wykonanych badań odpowiednich ciał próbnych. Cechy te w porównaniu z wartościami normowymi przedstawiono w tablicy nr 1.

Tablica 1

Cechy betonu marki "300" wykonanego przy użyciu cementu portlandzkiego m-ki "350" - "KUJAWY" i mieszanki kruszywowej zawierającej 70 % kruszywa wapieniowego frakcji 0÷5 mm i 15 % drobnego piasku kopanego

Cecha betonu	Według badań własnych $\text{kg/cm}^2$	Według norm $\text{kg/cm}^2$
Wytrzymałość walcowa $R_{28}$	300	300
Wytrzymałość słupowa $R_s$	240	200
Wytrzymałość na ściskanie przy zginaniu $R_m$	300	250
Wytrzymałość na rozciąganie $R_r$	36,1	22,5
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu $R_{rzg}$	51,5	38,2*
Współczynnik odkształcalności podłużnej $E_o$	360 000	340 000
Wytrzymałość na docisk zbrojonej strefy zakotwień	515 / $\sigma_d^{rz}$ /	139 / $\sigma_d^{dop}$ / /102/**
Ciężar betonu na kruszywie wapieniowym	2300 $\text{kg/m}^3$	

\*

Przyjęto wg PN-66/B-03320 -  $R_{rzg} = 1,7 R_r$

\*\*  $\sigma_d^{rz}$  i  $\sigma_d^{dop}$ 

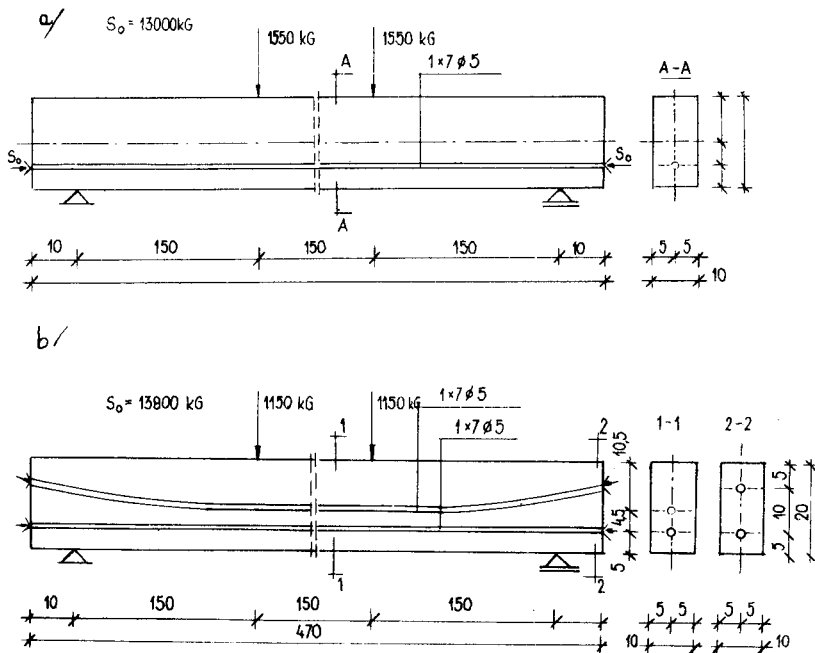
- wyznaczona wytrzymałość rzeczywista i naprężenia dopuszczalne dla bloku o przekroju 10x20 cm przy założeniu siły docisku na skraju krótszego boku. Wartość w nawiasie - naprężenia dopuszczalne w konstrukcjach mostowych.

Jako zbrojenie sprężające przewidziano sploty 7  $\phi$  5 mm.

Trasę kabli zaprojektowano następująco:

- prostoliniową w przypadku zastosowania jednego splotu,
- prostoliniową dolnego i krzywoliniową górnego w przypadku zastosowania dwóch splotów.

Dla określenia rysoodporności zaprojektowano belki sprężone każda 1 splotem 7  $\phi$  5 mm o trasie prostej. Dla określenia nośności granicznej /i sprawdzenia rysoodporności/ oraz zachowania się elementów pod obciążeniem długo-trwałym zaprojektowano belki, sprężone każda 1 splotem 7  $\phi$  5 mm o trasie prostej i 1 o trasie krzywoliniowej. Schematy tych belek przedstawia rysunek 1.



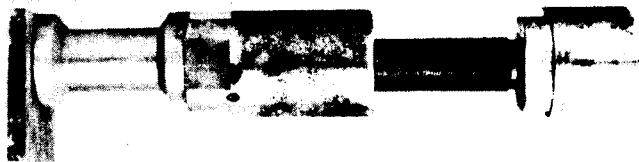
Rys. 1. Schemat belek badawczych a/ belka zbrojona jednym splotem 7  $\phi$  5 mm, b/ belka zbrojona dwoma splotami 7  $\phi$  5 mm

### 3. Sposób wykonania i pielęgnacji belek

Zaformowanie betonu odbyło się w formie bateryjnej stalowej rozbieralnej. Mieszankę betonową zagęszczano mechanicznie. Kanały kablowe uzyskano przez wprowadzenie do wnętrza formy przed betonowaniem, grubościennych węży gumowych. Po 24 godzinach węże gumowe wyciągnięto i belki rozformowano pozostawiając je do chwili sprężenia na podkładach. Przez okres 14 dni przechowywano belki przy wilgotności powietrza powyżej 90 % i temperaturze  $18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ .

### 4. Sposób sprężania belek

Celem zmniejszenia do minimum strat doraźnych, sprężenia belek dokonano naciągiem ręcznym za pomocą specjalnych kielichowych zakotwień śrubowych, przystosowanych do zamocowania w nich odgiętych końcówek prętów splotu przez zalanie cynkiem. Wielkość siły sprężającej określono za pomocą pomiaru odkształceń uprzednio wyskalowanych siłomierzy, wbudowanych pomiędzy zakotwienie śrubowe i płytkę kotwiącą. Naciąg kabli kontrolowano za pomocą mostka tensometrycznego. Zastosowane zakotwienie z siłomierzem w kształcie szpuli i płytką kotwiącą przedstawiono na rysunku 2.

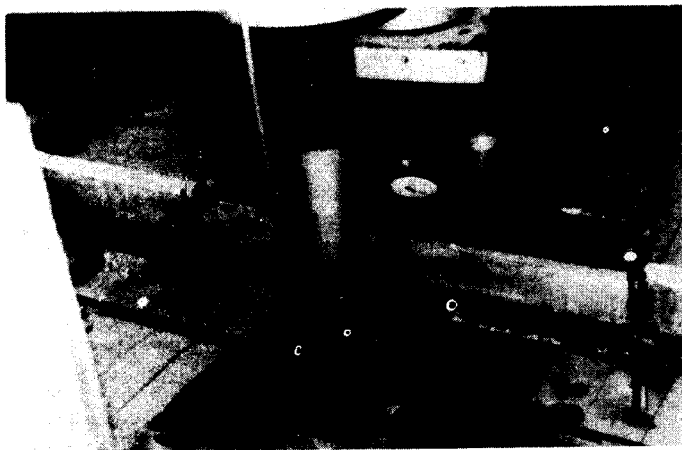


Rys.2. Zakotwienie śrubowe z siłomierzem i płytką kotwiącą

5. Przebieg i wyniki badań dla określenia rysoodporności wytrzymałości granicznej oraz zachowania się strefy zakotwień belek kablobetonowych pod wpływem obciążenia doraźnego

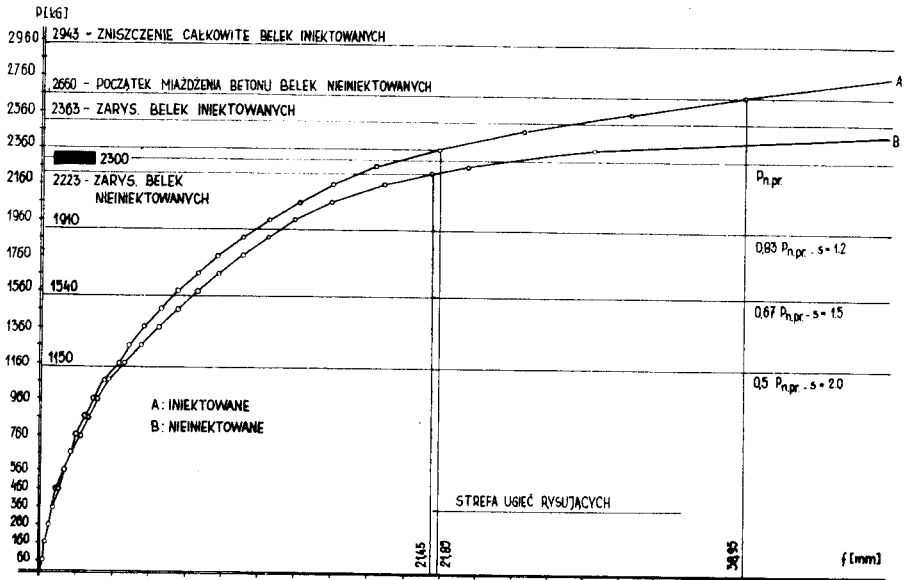
Badanie rysoodporności, nośności granicznej i zachowania się strefy zakotwień przeprowadzono na czterech belkach iniektowanych i czterech nieiniektowanych po 28 dniach od ich wykonania.

W tym celu każdą z belek, zamocowaną w uchwytach maszyny wytrzymałościowej, obciążano stopniowo co 100 kg dwiema siłami skupionymi przyłożonymi w jednej trzeciej odległości od podpór. Równocześnie mierzono ugięcie belek za pomocą czujników zegarowych - rysunek 3.



Rys.3. Widok badanej belki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej

Uzyskane wyniki badań dla poszczególnych poziomów obciążeń tj. 0,5; 0,67 i 0,83 średniego obliczonego obciążenia niszczącego  $P_n = 2300$  kG, a więc przy współczynniku bezpieczeństwa  $s$  równym odpowiednio 2,0; 1,5 i 1,2 przedstawiono w tablicy 2 i za pomocą wykresu rysunek 4.



Rys. 4. Wykresy ugięć średnich belek iniektowanych i nieiniektowanych w zależności od przyłożonej siły zewnętrznej  $P$

Przeprowadzone pod obciążeniem doraźnym badania belek, których wyniki przedstawia tablica 2 i wykres na rysunku 4 wykazały:

Tablica 2

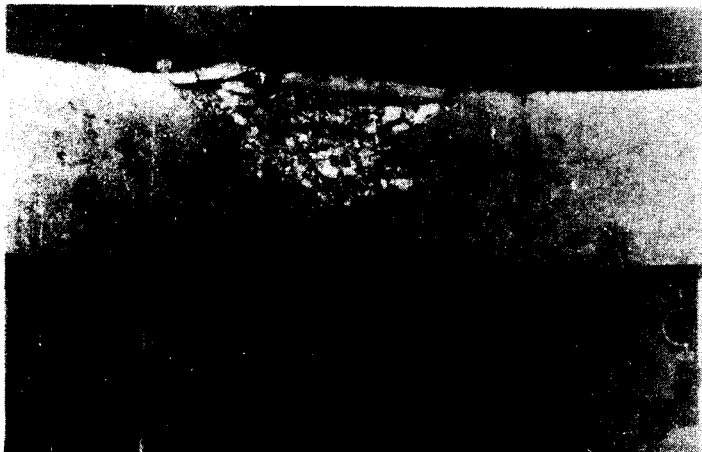
Wyniki badań belek iniektowanych i nieiniektowanych  
pod obciążeniem doraźnym

Określenie wartości	Jedn. miary	Belki iniektowane	Belki nieiniektowane	Poziom obciążen
Ugięcie f Ugięcie: rozpiętość belki Naprężenie w strefie rozciąg. $\sigma_1'$ Naprężenie w strefie ścisk. $\sigma_2$	mm kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	4,18 1:1076 + 71,25 + 166,97	4,59 1:981 + 71,25 + 166,97	1150 kg = 0,5 P <sub>n</sub> Wsp.bez. s = 2,0 Stan użytkowy
Ugięcie f Ugięcie: rozpiętość belki Naprz. w strefie rozciąg. $\sigma_1'$ Naprz. w strefie ścisk. $\sigma_2$	mm kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	7,52 1:598 + 23,40 + 214,82	8,61 1:523 + 23,40 + 214,82	1540 kg = 0,67 P <sub>n</sub> Wsp.bez. s = 1,5
Ugięcie f Ugięcie: rozpiętość belki Naprz. w strefie rozciąg. $\sigma_1'$ Naprz. w strefie ścisk. $\sigma_2$	mm kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	11,82 1:381 - 18,21 + 266,43	13,19 1:341 - 18,21 + 266,43	1910 kg = 0,83 P <sub>n</sub> Wsp.bez. s = 1,2
Obciążenie rysujące Ugięcie f Ugięcie: rozpiętość belki Moment rysujący M <sub>r</sub>	kG mm kGcm	2363 21,85 1:206 188901	2223 21,45 1:210 178402	Obciążenie rysujące beton
Obciążenie niszczące beton Ugięcie f Ugięcie: rozpiętość belki Moment niszczący beton M <sub>nb</sub>	kG mm kGcm	2660 38,95 1:116 207737	- - - -	Obciążenie niszczące /miażdżące/ beton belek iniektowanych Nieiniektowane zniszczone przez pełne zarysowanie
Obciążenie niszczące belkę całkowicie	kG	2943	2510	Obciążenie niszczące belkę

1. Wysoką rysoodporność / $51,5 \text{ kG/cm}^2$ /, zgodną z wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu, uzyskaną z badania ciał próbnych /tabl.1/, wyższą o 35 % niż przyjmowana powszechnie w projektowaniu belek sprężonych / $38,2 \text{ kG/cm}^2$  - tabl.1/.
2. Wysoką wytrzymałość graniczną / $300 \text{ kG/cm}^2$ / zgodną również z uzyskaną z badania ciał próbnych /tabl.1/, wyższą o 20 % niż powszechnie przyjmowana na ściskanie przy zginaniu w projektowaniu / $250 \text{ kG/cm}^2$  - tabl.1/.
3. Przy poziomie równym 0,5 obciążenia niszczącego tj . przy współczynniku bezpieczeństwa  $s = 2,0$  a więc w stanie przyjmowanym dla konstrukcji sprężonych jako użytkowy, niewielkie ugięcia - rzędu  $\frac{1}{1000}$  długości belki, przy wykorzystaniu naprężeń granicznych na ściskanie przy zginaniu w wysokości 57 % i naprężeniach ściskających w strefie dolnej.
4. Przy poziomie równym 0,67 obciążenia niszczącego tj. przy współczynniku bezpieczeństwa  $s = 1,5$  nadal niewielkie ugięcie - rzędu  $\frac{1}{600}$  długości belki, nadal niewykorzystanie naprężeń granicznych w strefie ściskanej /72 %  $R_m$ / oraz nadal naprężenia ściskające w strefie dolnej.
5. Wysoką wytrzymałość na docisk stref zakotwień belek , które nie wykazały żadnych widocznych uszkodzeń, mimo wysokich rzeczywistych naprężeń docisku / $227 \text{ kG/cm}^2$ / , wyższych niż przyjmowane dla danego przypadku w praktyce, tj.  $102 \text{ kG/cm}^2$  w konstrukcjach mostowych i  $139 \text{ kG/cm}^2$

w pozostałych.

Wszystkie zbadane belki iniektowane uległy zniszczeniu wskutek zmiążdżenia betonu strefy ściskanej. Charakter ich zniszczenia przedstawia rysunek 5



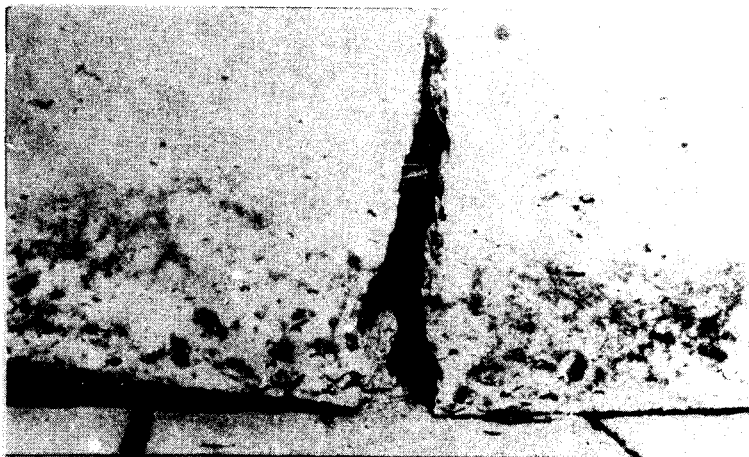
*Rys.5. Charakter zniszczenia belki iniektowanej*

Belki nieiniektowane uległy całkowitemu zniszczeniu przez pogłębienie się nielicznych klinowatych rys na całą wysokość belki, jeszcze przed osiągnięciem przez siłę obciążającą wartości wywołującej niszczenie betonu strefy ściskanej. Charakter zniszczenia belek nieiniektowanych przedstawia rysunek 6.

Należy zauważyć, że zniszczenie całkowite belek iniektowanych występowało przy sile obciążającej o 17 % wyższej niż belek nieiniektowanych, co mieści się w granicach 15÷20 % mających miejsce dla belek kablobetonowych wyko -



nywanych przy użyciu tradycyjnych kruszyw mineralnych otoczkowych i łamanych.



*Rys.6. Charakter zniszczenia belki nieiniekowanej*

#### 6. Przebieg i wyniki badań pod wpływem obciążenia długo - trwałego

Z uwagi na zjawisko pełzania, powodujące straty siły sprężającej i wzrost ugięć, przeprowadzono badania dalszych sześciu belek, poddając je obciążeniom długotrwałym. Trzy z nich poddano obciążeniom długotrwałym zaraz po sprężeniu, a trzy po trzech miesiącach od sprężenia. Układ obciążający zastosowano podobnie jak dla belek badanych doraźnie, w postaci dwóch sił skupionych, przyłożonych w  $1/3$  odległości od podpór.

Obciążenia belek dokonano również w trzech etapach, wykorzystując kolejno 0,5; 0,67 oraz 0,83 obciążenia śred-

niego niszczącego /2300 kG/. Do obciążenia każdego etapu przystępowano dopiero po ustabilizowaniu się ugięć etapu poprzedniego. Po ustabilizowaniu się ugięć trzeciego etapu pozostawiono belki pod niezmiennym obciążeniem do pełnych trzech miesięcy, a następnie obciążano je aż do wywołania stanu zarysowania. Po zarysowaniu belek obciążenie zdjęto. W trakcie obciążenia oraz w stanach nie zmieniającego się obciążenia, mierzono ugięcia belek w środku ich rozpiętości za pomocą niwelatora samopoziomującego.

Temperatura otoczenia w okresie badań wynosiła  $18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ , wilgotność względna powietrza  $55 \div 64$  %.

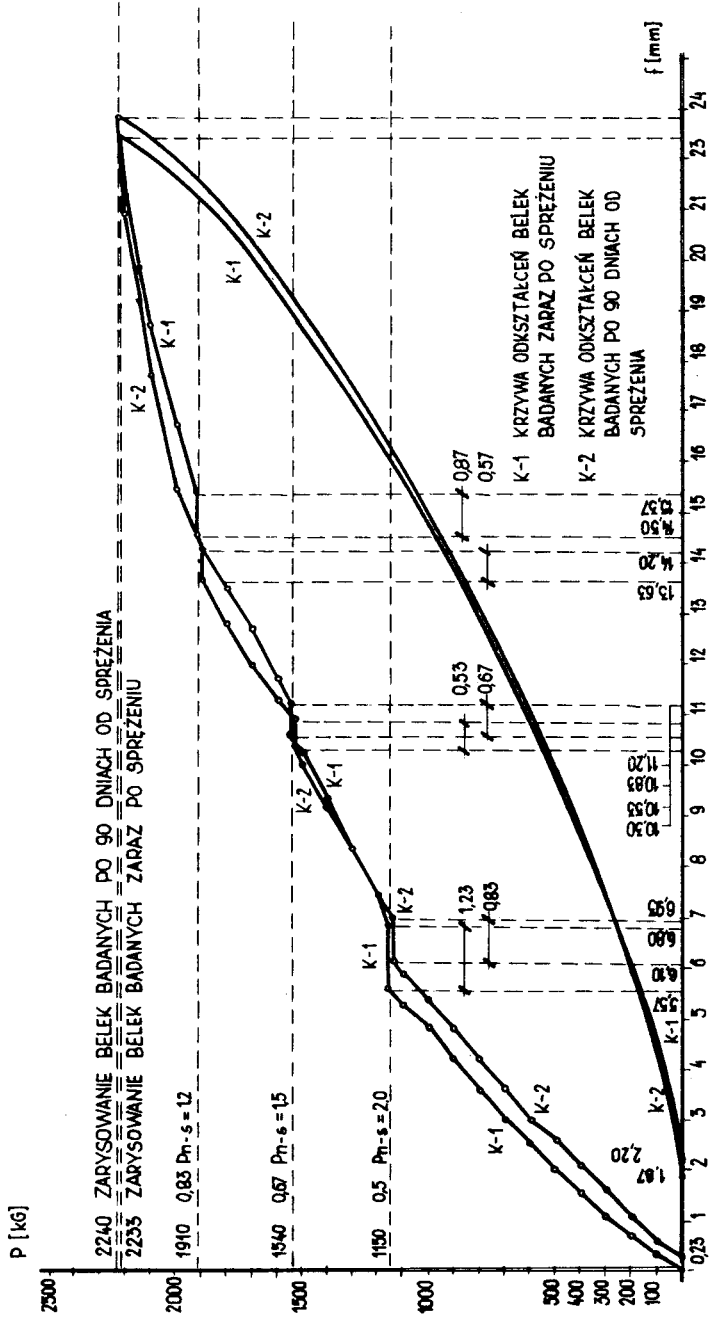
Średnie wartości ugięć belek w poszczególnych etapach obciążeń, a więc przy różnych stopniach wyężenia betonu ujęto w tablicy 3 oraz przedstawiono za pomocą wykresów - rysunek 7.

Jak wynika z wykresów, siły wywołujące zarysowanie belek poddawanych obciążeniom długotrwałym /2233 i 2240kG/ nie są mniejsze od siły 2223 kG rysującej belki obciążonej doraźnie /rys.5/. Pozornie wydaje się więc, że obciążenie długotrwałe nie wywiera żadnego wpływu na nośność belek. W rzeczywistości jest inaczej. Mianowicie biorąc pod uwagę, że w międzyczasie nastąpił wzrost wytrzymałości betonu belek obciążonych długotrwałe zaraz po sprężeniu o 10,2 % a obciążonych po trzech miesiącach od sprężenia o 15,7 % belki te, gdyby obciążenie długotrwałe nie wywierało żadnego wpływu, winny ulec zarysowaniu przy obciążeniu odpowiednio o 3,6 % i 4,8 % wyższym.

Tablica 3

Wartości ugięć średnich belek kablobetonowych w poszczególnych etapach obciążenia długotrwałego, w stanie zarysowania i po odciążeniu

Wiek betonu dni	Wytrzymałość betonu $\sigma_{cm}^2$ kg/cm <sup>2</sup>	Ilość dni po sprężeniu belek	Dzielnice obciążenia w etapie	Obciążenie zewnętrzne średnie kg	Ugięcia średnie mm	Przyrost ugięcia przy stałym obciążeniu w etapie		Wielkość obciążenia niszczonego $P_n$ Wsp. bezp. $s$
						mm	mm	
28	326	1		0	0,00			Stan wyjściowy
28	326	1	1	1150	5,57			0,5 $P_n$
44	341	16	16	1150	6,80			$s = 2,0$
53	341	25	25	1150	6,80	+ 1,23	+ 1,23	stan użytkowy
53	341	25	1	1540	10,53			0,67 $P_n$
66	350	38	13	1540	11,20			$s = 1,5$
75	350	47	22	1540	11,20	+ 0,67	+ 1,90	
75	350	47	1	1910	14,50			0,83 $P_n$
91	366	63	16	1910	15,37			$s = 1,2$
118	366	90	43	1910	15,37	+ 0,87	+ 2,77	
118	366	90	1	2233	22,43			Stan zarysowania
118	366	90	1	0	2,20	-20,23	-20,23	Stan odciążenia
28	326	1		0	0,00			Stan wyjściowy
118	366	90	1	0	0,23	+0,23	+0,23	0,5 $P_n$
118	366	90	1	1150	6,10			$s = 2,0$
131	371	103	13	1150	6,93			Stan użytkowy
137	371	109	19	1150	6,93	+0,83	+1,06	
147	371	109	1	1540	10,30			0,67 $P_n$
159	376	119	10	1540	10,83			$s = 1,5$
159	376	131	22	1540	10,83	+ 0,53	+ 1,59	
169	376	131	1	1910	13,63			0,83 $P_n$
208	384	141	10	1910	14,20			$s = 1,2$
208	384	180	49	1910	14,20	+ 0,57	+ 2,16	
208	384	180	1	2240	22,83			Stan zarysowania
208	384	180	1	0	1,87	-20,96	-20,96	Stan odciążenia



Rys. 7. Wykresy ugięć belek kablobetonowych pod obciążeniem długotrwałym.

Ponieważ jednak zarysowanie ich wystąpiło przy sile równej w przybliżeniu sile rysującej belki pod obciążeniem doraźnym, a nie przy wyższej wynikającej ze wzrostu wytrzymałości betonu, świadczy to, że podczas obciążenia długotrwałego występuje spadek siły sprężającej jako efekt pełzania. Równocześnie jednak wynika z tego, że wpływ pełzania na stratę nośności badanych belek jest mniejszy niż wpływ przyrostu wytrzymałości betonu na jej zwiększenie.

O nikłym wpływie pełzania świadczy również niski stosunek odkształcenia od pełzania do odkształcenia sprężystego, czyli tzw. miara pełzania  $\varphi$ :

$$\varphi = \frac{\text{odkształcenie od pełzania}}{\text{odkształcenie sprężyste}}$$

Wartości miary pełzania obliczone na podstawie wyników odkształceń belek w poszczególnych stanach ich obciążenia /tabl.3, rys.7/ zestawiono w tabelicy 4.

Jak wynika z tabelicy 4 uzyskane wartości miary pełzania są bardzo niskie - znacznie niższe niż podawane dla betonów wysokiej jakości przez Dischingera [1] i innych tj. 1÷2.

$$\varphi = 0,221 < 1 \div 2$$

Uzasadnienia tej niskiej wartości miary pełzania dopatrywać się można przede wszystkim w specyfice zastosowanego kujawskiego kruszywa wapieniowego i wykonanego na

jego bazie betonu. Beton ten jest inny niż betony na tradycyjnych kruszywach mineralnych [2], gdyż odznacza się korzystniejszymi cechami wytrzymałościowymi, korzystniejszym współczynnikiem odkształcalności podłużnej i krótszym, bo 14 dniowym okresem uzyskania projektowanej wytrzymałości. Natomiast korzystne cechy tego betonu wynikają przede wszystkim z własności kruszywa wapieniowego, posiadającego:

- wysoki, bo 230 000 - 920 000 kg/cm<sup>2</sup> współczynnik odkształcalności podłużnej, wyższy niż np. granit, dla którego wynosi on 130 000 + 610 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Tablica 4

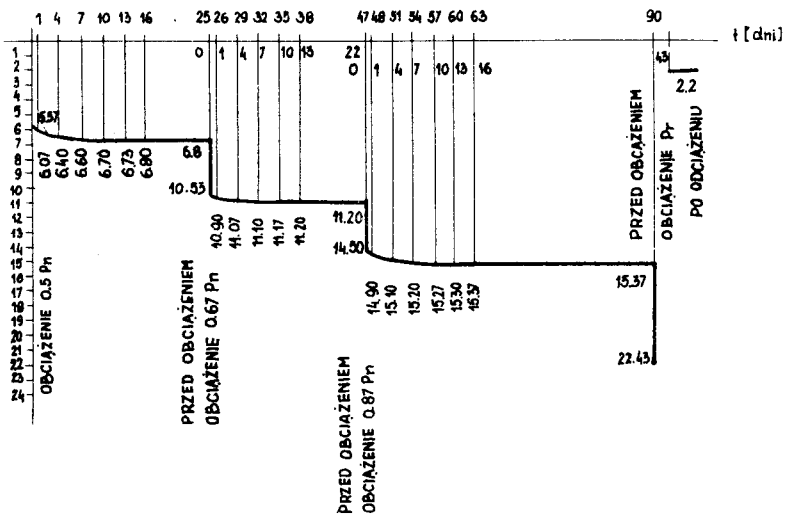
Wartości miary pełzania obliczone na podstawie wyników odkształceń belek kablobetonowych w różnych stanach wykorzystania obciążenia niszczonego

Stan obciążenia niszczonego $P_n$	Miara pełzania $\gamma = \frac{\text{odkształcenie od pełzania}}{\text{odkształcenie sprężyste}}$ dla belek obciążanych długotrwale	
	zaraz po sprężeniu	po 3 miesiącach od sprężenia
0,5 $P_n$ , s = 2,0	0,221	0,181
0,67 $P_n$ , s = 1,5	0,204	0,172
0,83 $P_n$ , s = 1,2	0,220	0,179
Po zarysowaniu i odciążeniu belek	0,137	0,103

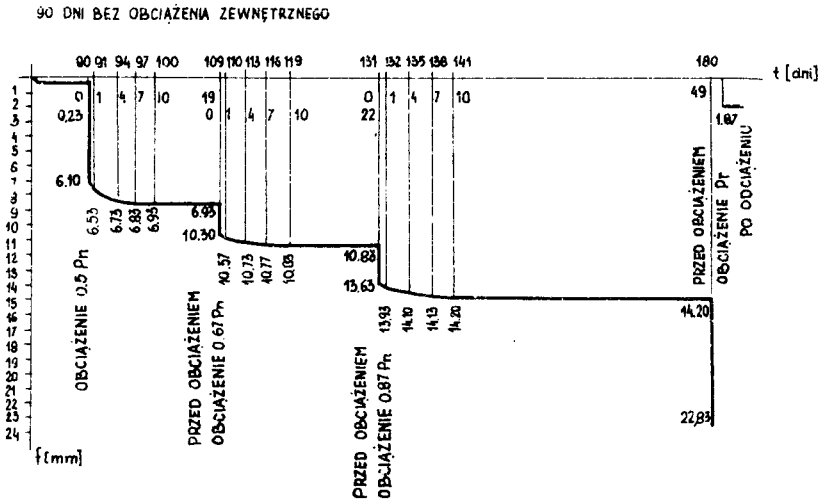
- krępy o dobrze rozwiniętej powierzchni kształt, gwarantujący tworzenie się silnej warstwy stykowej,
- aktywne zapylenie, wzbogacające spoiwo /szczególnie na jego styku z ziarnami kruszywa/ i wpływające na skrócenie okresu twardnienia betonu [3].

Z wykresów /rys.7/ wynika również, że ugięcia belek w poszczególnych etapach obciążeń są tylko minimalnie większe od ugięć belek badanych pod obciążeniem doraźnym /rys.4/, co wyjaśnia niska miara pełzania. Mieszczą się one zatem również w granicach wymagań normowych stawianych belkom sprężonym.

Okres przyrostów ugięć belek pod wpływem nie zwiększającego się w czasie obciążenia jest stosunkowo krótki /tabl.3, rys.8 i 9/.



Rys.8. Wykres ugięć średnich w czasie belek kablobetonowych obciążanych zaraz po sprężeniu.



Rys.9. Wykres ugięć średnich w czasie belek kablobetono - wych obciążanych po upływie trzech miesięcy od sprężenia

Wynosi on w poszczególnych etapach obciążenia długotrwałego do 16 dni dla belek obciążanych długotrwale za - raz po sprężeniu i do 10 dni dla belek obciążanych po trzech miesiącach od sprężenia. W czasie obciążania dłu - gotrwałego nie zauważono również żadnych uszkodzeń stref zakotwień belek, co potwierdza wysoką wytrzymałość betonu na kujawskim kruszywie wapieniowym na docisk, zbadaną już w czasie obciążania belek.

7. Trwałość betonu w czasie

Dla uzyskania obrazu zachowania się betonu na kujaw - skim kruszywie wapieniowym w czasie, w naturalnych warun - kach atmosferycznych, część wykonanych dla badań ciał





próbnych pozostawiono przez okres trzech lat w warunkach naturalnych. Nie wykazały one żadnych uszkodzeń zewnętrznych a ich wytrzymałość na ściskanie wzrosła o dalsze 57 %. Łącznie z pozytywnymi obserwacjami obiektów wybudowanych przy użyciu kujawskiego kruszywa wapieniowego dowodzi to, że betony na bazie kujawskiego kruszywa wapieniowego nadają się również na konstrukcje pracujące w zmiennych warunkach atmosferycznych - w tym także konstrukcje mostowe.

#### 8. Wnioski

Uzyskane korzystne wyniki przeprowadzonych badań belek kablobetonowych pod obciążeniem doraźnym oraz długo - trwałym pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Kujawskie kruszywo wapieniowe produkowane przez Zakład Kruszyw w Bielawach z odpadowych, zawierających krzemionkę skał węglanowych nadaje się do produkcji betonów wysokiej jakości.
2. Beton wyprodukowany na bazie kruszywa wapieniowego z Kujaw jest pełnowartościowym materiałem nadającym się na konstrukcje kablobetonowe.
3. Jego wartość określają korzystne cechy tj.: wysoka rysoodporność i nośność graniczna wyznaczona pod obciążeniem doraźnym, nie zmniejszona nośność pod obciążeniem długotrwałym, wielkość ugięć odpowiadająca wartościom powszechnie uznanym za dopuszczalne, nikły wpływ pełza-

nia oraz wysoka wytrzymałość na docisk.

4. Cechy te kwalifikują zachowanie się zbadanych belek kablobetonowych na bazie kujawskiego klinca wapieniowego jako bezpieczne i nie ustępujące w niczym wymagom stawianym w tym zakresie belkom kablobetonowym na tradycyjnych kruszywach mineralnych, otoczakowych i łamanych.
5. Wyniki uzyskane w różnych stanach pracy zbadanych belek pozwalają na stwierdzenie, że zalecenia oraz ograniczenia ujęte w PN-66/B-03320 - "Konstrukcje z betonu sprężonego", jak również ujęte projektem nowej normy tj. PN/B-03264 - "Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone", można okresowo uznać za wystarczające dla bezpiecznego projektowania i wykonywania sprężonych konstrukcji kablobetonowych na bazie kruszywa wapieniowego z Kujaw.
6. Określenie dla konstrukcji sprężonych z betonu na kujawskim kruszywie wapieniowym wyższych naprężeń dopuszczalnych wymaga dalszych badań.
7. Konieczne jest niezwłoczne wyprodukowanie na bazie kruszywa wapieniowego z Kujaw, partii informacyjnej belek kablobetonowych o przekrojach i długościach ekonomicznych i zastosowanie ich w budowach doświadczalnych pod ścisłym nadzorem naukowym, a po uzyskaniu potwierdzenia wyników badań laboratoryjnych, wskazane jest stosowanie kujawskiego kruszywa wapieniowego w kablo-

betonowych konstrukcjach sprężonych w szerokim zakresie.

#### Literatura

1. Dischinger F.: Untersuchungen über die Knicksicherheit die elastische Verformung und Kriechen des Betons Der Bauing nr 6/1937
2. Kaźmierczak J.: Odpadowy kamień wapieniowy z rejonu Kujaw w produkcji betonów wysokiej jakości, Przegląd Budowlany nr 5/1976.
3. Kaźmierczak J., Wierzbicki K.: Wpływ stopnia zapylenia kruszywa wapieniowego z rejonu Kujaw na czas dojrzewania i wytrzymałość betonu, ZN nr 34 ATR w Bydgoszczy
4. Młynarczyk J.: Zastosowanie kruszywa wapieniowego zsilifikowanego do betonów zwyczajnych. Informacja Bieżąca Bydgoskiego Zjednoczenia Budownictwa nr 7-8/1969.
5. Norma branżowa BN-68/6723-03: Kruszywo mineralne. Kruszywo łamane z wapieni, marmurów i dolomitów.
6. Nowacki A.: Przydatność kamienia wapieniowego z rejonu Kujaw w budownictwie. Biuletyn Branżowy Przemysłu Kamienia Wapieniowego nr 11/1965
7. Nowacki A.: Kujawskie wapienie zsylikowane jako wy - sokowartościowe kruszywo budowlane. Cement-Wapno-Gips nr 7/1966
8. Zakład Żelbetnictwa Politechniki Gdańskiej, Orzeczenie nr I - 156/64 z dnia 8 stycznia 1965 r.
9. Zakrzewski J, Kaźmierczak J.: Możliwość wykorzystania nadmiaru kruszywa wapieniowego - Przegląd Budowlany nr 2/1971

POSSIBILITY OF APPLYING OF LIMESTONE AGGREGATE FROM KUJAWY  
REGION IN CABLE-CONCRETE TENSIONED CONSTRUCTIONS

Summary

In this article there have been discussed the research results as far as the usefulness of concrete based on Kujawy limestone aggregate for cable-concrete tensioned constructions are concerned. Profitable characteristics of scratch-resistance and border carrying capacity under immediate load, undiminished carrying capacity under long-lasting load, size of deflections corresponding with values, which are generally acknowledged as admissible ones, minute influence of creep and high resistance to pressure.

On the grounds of such profitable characteristics the concrete based on Kujawy limestone aggregate has been qualified as material of standard value, which can be used for cable-concrete constructions.

ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ИЗВЕСТ-  
КОВОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ИЗ РАЙОНА  
КУЯВЫ В ПРЕДВАРИТЕЛЬНО  
НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЯХ ПОСЛЕ БЕТОНИРОВАНИЯ  
С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

Резюме

В статье представлен ход и результаты исследований над пригодностью бетона на базе кувявского известкового заполнителя для предварительно напряженных железобетонных конструкций после бетонирования с натяжением арматуры. Указано на положительные свойства этого бетона т.е.: высокая трещиностойкость и предельная грузоподъемность определенная при помощи временной нагрузки, не уменьшающаяся грузоподъемность при длительной нагрузке, величина прогиба соответствует значениям, которые общепризнаны допустимыми, незначительное влияние ползучести, а также большая устойчивость на тиски. На основе таких положительных свойств бетон на кувявском известковом заполнителе признан полноценным материалом, годным на предварительно напряженные железобетонные конструкции после бетонирования с натяжением арматуры.

Jan Kaźmierczak  
Kazimierz Wierzbicki

WYBRANE PRACE

WPLYW STOPNIA ZAPYLENIA KRUSZYWA WAPIENIOWEGO  
Z REJONU KUJAW NA CZAS DOJRZEWANIA I WYTRZYMAŁOŚĆ BETONU

W artykule omówiono wpływ stopnia zapylenia kruszywa wapieniowego z rejonu Kujaw na czas dojrzewania betonu i jego wytrzymałość.

1. Wstęp

Występujący w województwie bydgoskim poważny niedobór dobrego kruszywa do betonów, uzupełniany jest w coraz szerszym zakresie kruszywem produkowanym przez Zakład Kruszyw przy Kombinacie Cementowo-Wapienniczym "Kujawy" w Biela - wach z odpadowego, wapieniowego kamienia węglanowego, nie nadającego się do wypału wapna.

Badania przeprowadzone dotychczas przez Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie, Politechnikę Gdańską oraz Zakład Badań i Doświadczeń Bydgoskiego Zjednoczenia Budownictwa, wykazały przydatność kamienia wapieniowego na kruszywo do betonów zwykłych.

Autorzy niniejszego opracowania podjęli dalsze badania nad przydatnością węglanowego kruszywa z Kujaw, ukie -

runkowując je pod kątem uzyskania betonów konstrukcyjnych wysokich marek, nadających się na konstrukcje sprężone.

## 2. Treść i wyniki badań

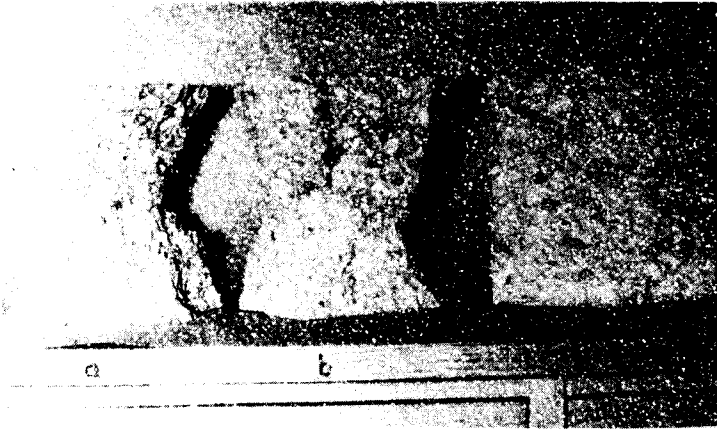
Biorąc pod uwagę fakt, że czynny przy Kombinacie Cementowo-Wapienniczym w Bielawach Zakład Kruszyw produkuje kruszywo wapieniowe w trzech grupach frakcji tj.  $0 \div 5$  mm,  $5 \div 20$  mm i  $20 \div 40$  mm, jak również występujący brak żwiru i wystarczającą ilość piasku, jako kruszywa do badań użyto kruszywa wapieniowego frakcji  $0 \div 5$  mm i  $5 \div 20$  mm oraz piasku drobnego kopanego.

W trakcie wykonywania badań wyłonił się problem występujących w kruszywie pyłów o składzie chemicznym zbliżonym do rodzimej wapieniowej skały węglanowej. Prowadzone od kilku lat badania stanu zapylenia kruszywa dostarczanego przez Zakład Kruszyw w Bielawach wykazały zawartość pyłów poniżej 0,05 mm /wydzielonych metodą płukania/ w graniacach:

- w grupie frakcji  $0 \div 5$  mm - od 17 do 20 %
- w grupie frakcji  $5 \div 20$  mm - od 3 do 5 %

W celu określenia dopuszczalnej a zarazem optymalnej ilości pyłów w mieszance kruszywowej przeprowadzono ponad osiemdziesiąt prób, wykonując mieszanki kruszywowe o różnej zawartości w nich kruszywa wapieniowego frakcji  $0 \div 5$  mm i  $5 \div 20$  mm oraz piasku, a więc mieszanki o różnej zawartości pyłów. Do badań oprócz kruszywa płukanego fabrycz-

nie w zakładzie kruszyw /o zapyleniu jw./ użyto również kruszywa niepłukanego/ zanieczyszczonego cząstkami ilastymi/ oraz kruszywa szczególnie dokładnie płukanego / o zapyleniu  $0,5 \div 1,5 \%$ ./



Rys.1. Struktura betonu na kujawskim kruszywie wapieniowym: a - dokładnie płukanym, b - płukanym fabrycznie, c - niepłukanym

Ta różnorodność przeprowadzonych prób pozwoliła zauważyć, że zawarte w stosowanym kruszywie pyły są aktywne, wzbogacają spoiwo oraz wywierają poważny wpływ na jakość wykonywanych próbek betonowych, a konkretnie na ich czas dojrzewania i wytrzymałość.

Najlepsze wyniki uzyskano przy stosowaniu mieszanek z kruszywa wapieniowego płukanego fabrycznie i drobnego piasku, w których zawartość rodzimych pyłów węglanowych frakcji  $0 \div 0,05$  mm wynosiła  $4,5 \div 6,5 \%$  /frakcji  $0 \div 0,16$  mm -  $7 \div 10 \%$ /. Przy stosowaniu kruszywa wapieniowego bardzo dokładnie płukanego, uzyskano wyniki podobne do otrzymanych przy



stosowaniu tradycyjnych kruszyw żwirowych i łamanych. Przy stosowaniu kruszywa wapieniowego niepłukanego /zanie - czyszczonego cząstkami ilastymi/, nie uzyskano projektowanej wytrzymałości.

Dla zobrazowania i udokumentowania tych spostrzeżeń przedstawiono w tablicy 1 wyniki uzyskane z badania próbek betonowych walcowych o wysokości i średnicy 16 cm wykonanych według jednej z doświadczalnych receptur roboczych dla betonu marki "300", opracowanej w trzech odmianach:

- odmiana I - przy użyciu kruszywa niepłukanego o zawartości w mieszance ok. 11 % pyłów frakcji  $0 \div 0,05$  mm /ok. 16 % frakcji  $0 \div 0,16$  mm/
- odmiana II - przy użyciu kruszywa wapieniowego bardzo dokładnie płukanego o zawartości w mieszance pyłów frakcji  $0 \div 0,05$  mm ok. 1,0 % /ok. 2,5 % frakcji  $0 \div 0,16$  mm/
- odmiana III - przy użyciu kruszywa wapieniowego płukanego fabrycznie w Zakładzie Kruszyw, o zawartości w mieszance ok. 5,5 % pyłów frakcji  $0 \div 0,05$  mm /ok. 8,5 % frakcji  $0 \div 0,16$  mm/

Tablica 1

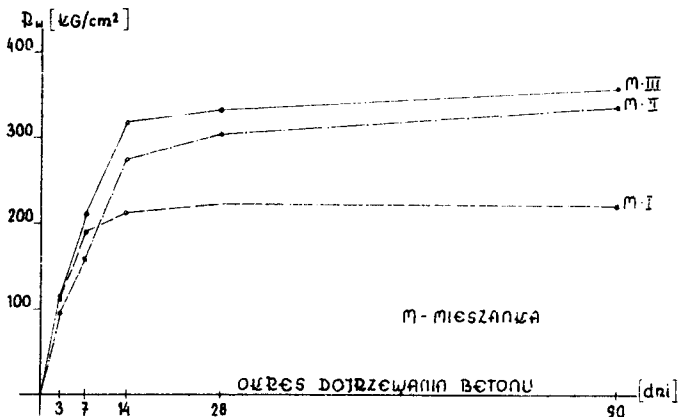
Doświadczalna receptura robocza i wyniki badań dla betonu marki "300" wykonanego przy użyciu kujawskiego kruszywa wapieniowego niepiukanego, dokładnie piukanego i piukanego fabrycznie

Wyszczególnienie	J.m.	Mieszanka I z kruszywa niepiuka - nego	Mieszanka II z kruszywa dokładnie piukanego	Mieszanka III z kru- szywa piukanego fabrycznie
1	2	3	4	5
I Receptura				
Konsystencja		gęstoplast.	gęstoplast.	gęstoplast.
Cement portlandzki 350	kg	392	392	392
Piasek drobny	kg/%	364/20	366/20	364/20
Kamień wapieniowy frakcji 0-5 mm	kg/%	182/10	183/10	182/10
Kamień wapieniowy frakcji 5-20 mm	kg/%	1274/70	1281/70	1274/70
Woda w odniesieniu do kruszywa suchego	dm <sup>3</sup>	185	181	185
Punkt piaskowy mie- szanki betonowej	%	24,9	24,9	24,9
Wskaźnik cem.wodny $\frac{c}{w}$		2,12	2,16	2,12
II Wytrzymałość średnia				
po okresie 3 dni	kg/cm <sup>2</sup>	110	94	112

c.d.tabl.nr 1

1	2	3	4	5
po okresie 7 dni	kg/cm <sup>2</sup>	190	158	210
po okresie 14 dni	kg/cm <sup>2</sup>	212	276	318
po okresie 28 dni	kg/cm <sup>2</sup>	222	305	332
po okresie 90 dni	kg/cm <sup>2</sup>	221	337	361

Przebieg wzrostu wytrzymałości betonów z mieszanek odmiany I, II i III przedstawiono za pomocą wykresów na rysunku 2.



Rys. 2. Wzrost wytrzymałości betonu z kujawskiego kruszywa wapieniowego. M-I mieszanka z kruszywa nieptukanego, M-II mieszanka z kruszywa dokładnie ptukanego, M-III mieszanka z kruszywa ptukanego fabrycznie

Jak wynika z wykresów:

Mieszanka I - po intensywnym wzroście wytrzymałości w okresie pierwszych siedmiu dni wykazuje tylko niewielki jej przyrost w okresie późniejszym, tj. do czternastu i dwu -

dziestu ośmiu dni. Po upływie tego okresu obserwuje się zupełny zastój w przyroście wytrzymałości, a nawet minimalny jej spadek. Beton osiąga zaledwie wytrzymałość  $221 \pm 222 \text{ kg/cm}^2$ , co stanowi 73,7 % wytrzymałości projektowanej.

Mieszanka II - osiąga projektowaną wytrzymałość po dwudziestu ośmiu dniach dojrzewania i wykazuje jej dalszy wzrost do  $337 \text{ kg/cm}^2$  /112 %/ po dziewięćdziesięciu dniach. Zachowuje się podobnie jak mieszanki na tradycyjnym kruszywie żwirowym.

Mieszanka III - wykazuje bardzo silny przyrost wytrzymałości w pierwszych dniach twardnienia, osiągając już po czternastu dniach dojrzewania 106 % wytrzymałości projektowanej/ $318 \text{ kg/cm}^2$ /. W następnych dniach występuje dalszy, lecz już mniej intensywny przyrost wytrzymałości, tj. do  $332 \text{ kg/cm}^2$  /111 %/ po dwudziestu ośmiu dniach i  $361 \text{ kg/cm}^2$  /120 %/ po dziewięćdziesięciu dniach.

### 3. Wnioski

Ponieważ podobne wyniki, jak dla omawianego wyżej betonu marki "300" uzyskano z kilkudziesięciu prób i to nie tylko dla betonów marki "300", lecz także marek "400" i "500", upoważnia to do postawienia następujących wniosków:

1. Kruszywo wapieniowe fabryczne płukane, produkowane przez Zakład Kruszyw w Bielawach z odpadowych, nie na-

- dających się do wypału wapna wapieniowych skał węglanowych, nadaje się do produkcji betonów wysokich marek.
2. Zawarte w kujawskim kruszywie wapieniowym pyły o składowanie chemicznym zbliżonym do rodzimej wapieniowej skały węglanowej są aktywne, wzbogacają spoiwo oraz wpływają korzystnie na zwiększenie wytrzymałości betonu i skrócenie czasu jego dojrzewania.
  3. Optymalna zawartość rodzimych pyłów wapieniowych frakcji  $0 \div 5$  mm w mieszance kruszywowej wynosi  $4,5 \div 6,5$  %.
  4. Osiągnięcie przez betony na kruszywie wapieniowym projektowanej wytrzymałości już po czternastu dniach dojrzewania, przy jej dalszym wzroście po dwudziestu ośmiu, dziewięćdziesięciu i więcej dniach, pozwala na wcześniejsze rozformowanie i obciążanie konstrukcji.

#### Literatura

1. Kaźmierczak J., Wierzbicki K.: Sprawozdanie z badań w zakresie przydatności kamienia wapieniowego dla potrzeb budownictwa. ATR Bydgoszcz, 1973 r.

INFLUENCE OF POLLUTION DEGREE OF LIMESTONE AGGREGATE FROM  
KUJAWY REGION UPON THE TIME OF CONCRETE MATURING AND ITS  
DURABILITY

Summary

The author discusses the problem of influence of pollution degree of limestone aggregate from Kujawy region upon the time of concrete maturing and its durability.

ВЛИЯНИЕ СТЕПЕНИ ЗАПЫЛЕНИЯ  
ИЗВЕСТКОВОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ИЗ  
РАЙОНА КУЯВЫ НА ВРЕМЯ СОЗРЕ-  
ВАНИЯ И ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

Резюме

В статье рассмотрена проблема влияния степени запыления известкового заполнителя из района Куявы на время созревания и прочность бетона.



Romuald Kromplewski

625.14

### OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA PROWADZENIA BADAŃ NAWIERZCHNI KOLEJOWEJ NA ODCINKACH DOŚWIADCZALNYCH

W artykule omówiono zagadnienia i problemy, które wynikają w trakcie terenowych badań nawierzchni kolejowej, sposobów jej naprawy, optymalizacji kosztów budowy i utrzymania itp. Wskazano na konieczność uwzględnienia wielu czynników wpływających na wyniki badań i uwypuklono niektóre problemy, których pominięcie przy analizie wyników badań może na te wyniki rzutować. Omówiono wpływ warunków geologicznych, techniczno-eksploatacyjnych, wpływających z działalności człowieka i innych, których nieuwzględnienie może wypaczyć analizę wyników. Podano kilka sposobów badań porównawczych.

Mimo rozpatrywania w artykule zagadnień na przykładzie badań nawierzchni kolejowej, pewne wnioski i uwagi mogą być przydatne również przy badaniach dotyczących dróg kołowych lub w budownictwie.

#### 1. Wstęp

Bardzo dogodnym i szeroko stosowanym sposobem badań jest sposób oparty na odcinkach doświadczalnych. Mogą one być ułożone w laboratoriach i poddane działaniu różnych



czynników, jak na przykład obciążeniu, drganiu, zawilgoce-  
niu itd. Badania odcinków stosowane są przede wszystkim na  
liniach kolejowych. Odcinki te mają długość od kilku metrów  
do kilku kilometrów i więcej - zależnie od potrzeb i możli-  
wości. Czasem nawet trudno jest mówić o odcinkach, bo mogą  
to być badania elementów "punktowych", jednak i w tych  
przypadkach oddziaływanie rozkłada się na pewien odcinek  
nawierzchni. Sposobem tym badane są różne elementy nawierz-  
chni, jak: podkłady, szyny, złączki, podsypka lub sposo-  
by budowy nawierzchni, np. wpływ rozstawu podkładów na od-  
kształcenia, na koszty utrzymania, na naprężenia; wpływ  
szerokości toru na zużycie boczne szyn itd. Przeważnie cho-  
dzi o zbadanie cech i przydatności dla danych warunków  
eksploatacyjnych nowo zaprojektowanych elementów, np. no-  
wego typu podkładów żelbetowych, przekładek z nowego two-  
rzywa lub nowego kształtu. Często przedmiotem badań nie  
jest element nawierzchni czy sposób budowy, ale metoda u-  
trzymywania toru, np. przy pomocy nowych maszyn lub nowego  
procesu technologicznego, narzędzi itp. Oczywiście podobne  
badania mogą dotyczyć podtorza lub pewnych zjawisk, jak np.  
prądów błądzących itp.

W odcinku doświadczalnym przeprowadza się nieraz ba-  
dania kilku elementów czy zjawisk jednocześnie. Dane bada-  
nie jest też przeprowadzane wszechstronnie, a przynajmniej  
przy uwzględnieniu wielu czynników. I tak np. przy badaniu  
nowego typu podkładu sprawdza się jego trwałość, naprężenia  
i odkształcenia w nim powstające, wpływ jego na napręże -

nia w szynach i podsypce, możliwości i cechy przytwierdzenia szyny, trwałość w czasie wypadków wykołowania taboru, możliwość izolacji elektrycznej, wpływ na tabor i na wzrost oddziaływania dynamicznego, łatwość w podbijaniu i cały szereg innych cech wpływających z jego właściwości fizyczno-chemicznych, geometrycznych i konstrukcyjnych.

Przeprowadzane badania prawie zawsze mają na celu osiągnięcie efektywności techniczno-ekonomicznej i zbadanie optymalizacyjne danej innowacji w określonych warunkach technicznych i eksploatacyjnych. Jednym z elementów tego zagadnienia jest analiza rachunku ekonomicznego, określenie kosztów inwestycyjnych, kosztów utrzymania i eksploatacji przy założeniu określonej sprawności technicznej, okresu żywotności itd.

Badanie efektywności dokonywane jest najczęściej przez sprawdzenie kosztu budowy i utrzymywania odcinka doświadczalnego oraz porównanie ze średnim kosztem na torach P.K.P lub z kosztem wyliczonym dla torów znajdujących się w podobnych warunkach eksploatacyjnych. Ponadto porównanie to jest przeważnie oparte na pierwszym roku lub kilku pierwszych latach eksploatacji odcinka doświadczalnego. Nie może być zresztą inaczej, ponieważ nie jest możliwe dokonywanie badań zbyt długotrwałych.

## 2. Czynniki mające wpływ na wyniki badań

Badanie a następnie wnioskowanie opiera się na porównaniach. Porównuje się nowy sposób czy metodę ze starym,

nowy element nawierzchni z poprzednio będącym w eksploatacji itd. Może być dokonane porównanie czegoś co zostało zastosowane w odcinku doświadczalnym, względnie w ograniczonym zakresie, z tym, co spełnia analogiczne lub podobne funkcje na całej sieci, na liniach o podobnych warunkach techniczno-eksploatacyjnych, albo na takimże "porównawczym" odcinku doświadczalnym.

W tych przypadkach, gdy mamy do czynienia ze stosowaniem czegoś w ograniczonym zakresie w porównaniu z zakresem ograniczonym lub szerokim, zawsze na wyniki może mieć wpływ czynnik ludzki, demograficzny, hydrologiczny itp, z których niektóre podano niżej. Badanie tego rodzaju stosujemy zawsze przy nowościach, które nie weszły jeszcze do powszechnego użytku.

Na porównanie małego doświadczalnego odcinka A z odcinkiem B lub siecią, mają wpływ subiektywne cechy nadzoru i robotników, położenie odcinka i inne czynniki, a mianowicie:

a/ kierujący pracami utrzymania toru lub nadzorujący te prace może być bardziej lub mniej sumienny, lepiej lub mniej dbający o swą działkę, lepiej lub gorzej potrafi dopilnować robót, pokierować nimi - a to ze względu na poziom jego umiejętności, doświadczenie i zdolności, zdrowie, warunki rodzinne, stopień zaabsorbowania zajęciami ubocznymi, odległością od miejsca zamieszkania itp;

- b/ lepsze lub gorsze planowanie odgórne robót /np. przez zawiadowcę odcinka drogowego/ dla tej działki, zależnie od rozeznania potrzeb, względnie nawet osobistych sympatii czy niechęci lub uprzedzeń do danej działki albo do ludzi tam pracujących;
- c/ dyscyplina zespołu, stosunki międzyludzkie, zdrowie robotników, siła i wiek, chęć do pracy, ich przeciętne warunki rodzinne i materialne, doświadczenie. Duży wpływ może mieć posiadanie przez pracowników większych własności ziemskich i tym samym zaangażowanie pracą na roli;
- d/ uprzemysłowienie rejonu i związana z tym selekcja pracowników, wynika z różnicy płacy i różnicy warunków pracy;
- e/ dogodność dojazdu lub dojścia robotników do pracy ze względu na położenie działki czy też odcinka do świadczalnego i miejsca zamieszkania pracowników, ze względu na dogodność czy trudności połączeń środkami komunikacji;
- f/ jakość wyposażenia w sprzęt i narzędzia, szczególnie w środki zmechanizowane, co może też zależeć od istnienia w miejscu magazynu lub operatora;
- g/ trudności w otrzymaniu niektórych materiałów i narzędzi potrzebnych do utrzymania danego typu nawierzchni. Dogodność dowozu materiałów ze względu na odległość, ruch pociągów itd;

h/ wymuszony nakład robocizny, omówiony szerzej w punkcie 4.

Doświadczenie może zniweczyć, przerwać lub zakłócić siła wyższa, niezależna od badających, np. szkody górnicze, usuwiska, wykolejenie pociągu z większymi uszkodzeniami nawierzchni, katastrofalna ulewa miejscowa, ruchy tektoniczne.

O możliwości wystąpienia niektórych z tych czynników lub zjawisk można domniemywać na podstawie analizy obrazu terenu. Mogą też wystąpić zdarzenia zakłócające niezależne od działalności człowieka, trudne do przewidzenia, np. konieczność przesunięcia toru, zepsucie położenia toru złym podbiciem przez niedoświadczonego pracownika kierującego robotami itp.

Wymienione w punkcie 2 czynniki wpływające na wynik doświadczenia nie obejmują wszystkich możliwych przypadków. Na ogół przeciętnie nie wpływają one w zasadniczy sposób na badanie, a wielkość wpływu zależy od tego co jest przedmiotem badań. Niemniej jednak wydaje się koniecznością sprawdzenie czy na odcinku doświadczalnym nie działały któreś w wyżej wymienionych czynników w stopniu szczególnie intensywnym.

### 3. Wpływ czynników organizacyjnych, ekonomicznych i technicznych na wynik badań

Przed przystąpieniem do ogólnego ujęcia zagadnienia w punktach, podano przykład ilustrujący istotę sprawy.

Istnieje odcinek drogowy o ogólnej długości torów 80 km, o średnim obciążeniu 15 mln. brt/rok, dopuszczalnej szybkości maksymalnej pociągów 80 km/godz. Dysponuje on 25 ludźmi do pracy w torze, którzy pracują w większości sposobem koncentracji. Odcinek może liczyć na pomoc w częściowej naprawie torów na 30 % ich długości ze strony DZM<sup>x/</sup>, tj. na podbicie i wyregulowanie torów w planie. Przy tym roboty te w myśl załącznika nr 44 przepisów D-1 należałoby ocenić na pograniczu "dostateczne/niedostateczne". Średni wiek torów 15 lat. Wyniki napraw niweczone są szybko z powodu zanieczyszczenia podsypki w 70 % długości torów oraz dużej ilości "zajeżdżonych" styków. Oczywiście w tych warunkach, istniejących od szeregu lat, następuje akumulacja usterek i częściowa dekapitalizacja nawierzchni.

Instytut naukowy zaprojektował nowy typ podkładu i chce go wypróbować w warunkach terenowych. Zbadana ma być jakość podkładu i efekty ekonomiczne jego zastosowania. W tym celu Dyrekcja Okręgowa Kolei Państwowych otrzymuje polecenie wykonania odcinka doświadczalnego długości 2 km. Wybór pada na wyżej opisany odcinek drogowy. Tor ułożył DOM<sup>xx/</sup> na czystym tłuczeniu i z większą starannością wykończenia - ze względu na odcinek doświadczalny. Obserwacje i badania miały trwać 3 lata.

---

x/ DZM - Odcinek Robót Zmechanizowanych /dysponuje lekkim sprzętem mechanicznym/

xx/ DOM - Oddział Robót Zmechanizowanych.

W tych warunkach oczywiste jest, że odcinek doświadczalny nie będzie na bieżąco naprawiany mimo powstania usterek. Ludzie odpowiedzialni za utrzymanie i bezpieczeństwo ruchu pociągów mając do wyboru:

usuwanie usterek polegających na przekroczeniu tolerancji dopuszczalnych o kilka milimetrów lub usterek kilkakrotnie większych, muszą podejmować decyzje technicznie uzasadnione.

W ten sposób przeprowadzone badania podkładów na odcinku doświadczalnym mogą wykazać ich przydatność do pracy w torach w kilku pierwszych latach przy ograniczonym zakresie napraw toru oraz pozwolą na obserwację ich zachowania się w tych warunkach.

W przypadku nie uwzględnienia całości zjawisk wpływających z warunków istniejących na danym obszarze, np. w odcinku drogowym, można by wysunąć błędne wnioski, np. co do trwałości badanych elementów nawierzchni, względnie dotyczących wysokości koniecznych nakładów na prawidłowe utrzymanie danego typu nawierzchni.

Czasem jednak nawet w warunkach opisanych w przykładzie, może nastąpić duży nakład robocizny, a to w przypadku "wymuszenia" - co będzie omówione niżej. Może też mieć miejsce średni wydatek robocizny - w przypadku nieudolnego kierownictwa i braku rozeznania potrzeb w całości jednostki administracyjnej - co nie wymaga uzasadnienia.

Podany wyżej przykład nie odzwierciedla oczywiście średniego stanu istniejącego w Polsce, bo taki nie był przez autora badany, ale jest obrazem możliwym do przyjęcia na podstawie kilkunastu odcinków drogowych, które były zbadane i przeanalizowane.

#### Wnioski

1. W analizie wyników uzyskanych z badań należy uwzględnić stosunek długości odcinka doświadczalnego do długości wszystkich torów w obrębie dysponenta siły roboczej<sup>x/</sup>.
2. Należy uwzględnić stosunek wieku toru odcinka doświadczalnego do średniego wieku pozostałych torów dysponenta siły roboczej. Czasem należy też uwzględniać nie stosunek wieku całej nawierzchni, ale jej elementów, np. szyn.
3. Należy uwzględnić wpływ ogólnego stanu utrzymania torów w jednostce organizacyjnej, w której zlokalizowano odcinek doświadczalny.
4. Przeanalizować wpływ dużego węzła kolejowego, jeżeli odcinek doświadczalny zlokalizowano tuż obok niego i nie jest on oddzielony od węzła granicą administracyjną.

---

x/ Dysponentem siły roboczej w warunkach polskich jest najczęściej odcinek drogowy. Może nim być /okresowo/ działka robocza lub dział drogowy w Dyrekcji Rejonowej. Zależy to od systemu zarządzania, który z kolei związany jest z warunkami miejscowymi, ilością ludzi do pracy, stopniem zmechanizowania robót, potrzebami torów, tradycją itd.



Inne czynniki techniczno-inżynierskie wpływające na badanie nawierzchni:

- a/ odrębność warunków geologiczno-inżynierskich /tj.nieprzeiętność w stosunku do torów porównawczych/;
- b/ różnice w obciążeniu linii;
- c/ zlokalizowanie odcinka doświadczalnego przed semaforem, gdzie następuje częste hamowanie lub w miejscu rozruchu pociągów;
- d/ zlokalizowanie na torze stacyjnym, na którym przez dłuższe okresy czasu jest postój składów;
- e/ różnica w szybkości rzeczywistej pociągów z powodu nieprzeiętnego profilu odcinka linii w jego sąsiedztwie;
- f/ inne warunki specjalne, np. szczególne nagrzewanie w głębokim przekopie, w lesie itp.

#### 4. Nakład wymuszony

Istota nakładu "wymuszonego" robocizny polega na tym /patrz punkt 2.h/, że w czasie dokonanej kontroli odcinka doświadczalnego przez Zarząd Drogowy, COB lub CZUK, stwierdza się np. niektóre luźne śruby stopowe lub inne niedokładności i nieprawidłowości w torze. Są to na ogół usterki drobne w porównaniu z tymi, które posiadają tory sąsiadujące z odcinkiem doświadczalnym. Jednak ze względu na to, że chodzi o odcinek doświadczalny, konieczne jest aby specjalnie przydzieleni pracownicy lub pracow -

nicy z odcinka drogowego usterki usunęli, przy czym prace te są zazwyczaj staranniej wykonywane i lepiej nadzorowane. Takie "wymuszenie" powoduje pewne skutki badawcze, które należy uwzględnić i przeanalizować.

Obserwacja takiego odcinka doświadczalnego zezwala na ocenę przydatności badanych elementów nawierzchni przy prawidłowo utrzymanej nawierzchni, co pozwala ocenić np. wiek szyn lub przekładek danego typu w konkretnych warunkach eksploatacyjnych. Natomiast niemożliwe jest przeprowadzenie w takim przypadku badań w przeciętnych warunkach utrzymania jakie istnieją w P.K.P. Rozbieżności w zachowaniu się badanego elementu nawierzchni w obu przypadkach mogą być znaczne.

W ważniejszych badaniach można określić zależność cech badanych elementów od rodzaju wad występujących w torze, od częstości występowania tych wad i stopnia ich gradacji. Często jest to głównym celem danego badania - np. wyznacza się zależności zużycia bocznego szyn od nierówności w łukach, osiadania podkładów od zanieczyszczenia podsypki itp.

Wymuszenie nakładów zaciemnia jednak obraz przy porównaniach z innymi torami, z nawierzchnią o innych cechach, będącą w przeciętnych warunkach utrzymania. Utrudnia to dokonanie analizy optymalizacyjnej i ustalenie wskaźników efektywności techniczno-eksploatacyjnych.

Należy zaznaczyć, że przez wymuszenie nakłady mogą być zawyżone z powodu przeinwestowania w utrzymaniu lub

zaniżone /dla porównań/ z powodu usuwania w porę drobnych usterek, i niedopuszczenia do dewastacji nawierzchni. Ponadto można spowodować zwiększenie postępu niszczenia tych torów, których kosztem odcinek doświadczalny utrzymywano. Zawyżenie czy zaniżenie nakładów zależy od wielkości wymuszenia, od zwracania uwagi na wszystkie szczegóły wymagające utrzymania oraz od długotrwałości doświadczenia.

W przypadku wymuszenia nakładów na utrzymanie, utrudnione jest porównanie torów lub elementów nawierzchni przez ocenę ich stanu; np. gdyby zbadano stan toru aparaturą Amslera, porównano odcinek doświadczalny z innymi i na tej podstawie chciano orzec o lepszych cechach użytych elementów nawierzchni w odcinku doświadczalnym.

Ponieważ wymuszenie nakładów ma też, jak wyżej opisano, swoje dobre strony, a otrzymanie wyników nie obciążonych wpływem żadnego z ubocznych czynników zespołu warunków otoczenia jest i tak niemożliwe, proponuje się następujące rozwiązania. Oprócz odcinków znanych jako doświadczalne można zakładać podobne jako zwykłe odcinki toru, które następnie po określonym czasie kilku lat należałoby poddać zbadaniu, zaś wyniki porównać z wynikami uzyskanymi w odcinkach doświadczalnych. Ten sposób jest praktykowany, ale w zasadzie przy elementach nawierzchni będących już w powszechnym użyciu.

## 5. Efektywność badań

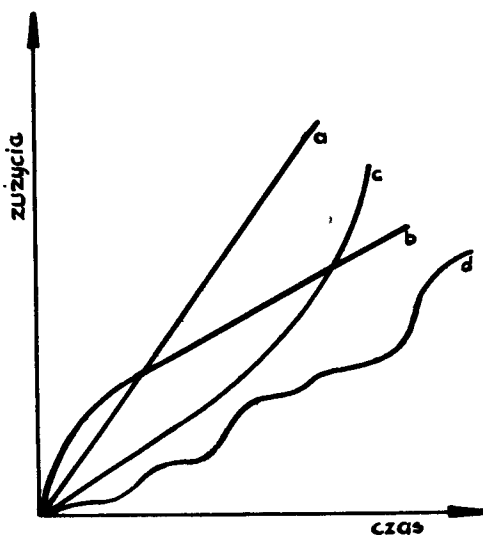
Na efektywność badań nawierzchni kolejowej mają wpływ między innymi:

- a/ ilość przebadanego materiału /długość odcinka, obszar, objętość/; ilość ta dla różnych elementów nawierzchni winna być inna;
- b/ czas trwania badań; wpływ ten jest przeważnie odwrotnie proporcjonalny do trwałości badanego materiału;
- c/ aparatura i przyrządy pomiarowe, jakimi się dysponuje oraz wystarczające limity finansowe;
- d/ istnienie lub nie błędów systematycznych /np. przy pomiarach/ i wielkości tych błędów;
- e/ uwzględnienie wszystkich czynników, których wpływ w badaniu jest istotny;
- f/ wyeliminowanie z wyników wpływu czynników nieistotnych i takich, które są nietypowe i nie są decydujące przy zastosowaniu badanego elementu nawierzchni na szeroką skalę;
- g/ wybór właściwej metody badań, najlepszej dla danego przedmiotu badań;
- h/ możliwość zebrania odpowiedniego materiału porównawczego.

Zakres badań oraz ilość potrzebnego materiału badawczego, od którego zależy dokładność wyników jaką chcemy uzyskać, można określić prawami statystyki matematycznej.

Gdyby był badany pojedynczy egzemplarz /np.jeden podkład/ to wynik badania może bardzo odbiegać od przeciętnego, z powodu np. innej produkcji, ukrytych wad materiału, odmiennego podbicia, szczególnego położenia itd. Gdy badanie szeregu egzemplarzy wykaże duże odchylenia standardowe lub gdy między grupami zbadanych egzemplarzy przeprowadzona weryfikacja hipotezy zerowej wypadnie ujemnie, należy rozszerzyć zakres badań względnie ustalić przyczyny rozbieżności uzyskanych wyników. Na podstawie takich danych można wnioskować jedynie o możliwości wcześniejszego zużycia się poszczególnych egzemplarzy i związanej z tym konieczności np. pojedynczej wymiany podkładów lub częściowego bieżącego remontu.

Programowanie okresu badań można między innymi oprzeć na wielkości zmian, jakie zachodzą w badanym elemencie oraz na przebiegu funkcji zależności zużywania się danego materiału w czasie.



Rys.1. Przebieg funkcji zależności zużywania się materiału w czasie

Funkcja ta może być /rys.1/:

- a/ liniowa,
- b/ krzywoliniowa /np.paraboliczna/, przy większym zużyciu w okresie początkowym,
- c/ krzywoliniowa z coraz większym zużyciem w miarę upływu czasu,
- d/ nieregularna.

W przypadkach a i b można czasem badanie zakończyć wcześniej, w przypadkach zaś c i d wydaje się konieczna znajomość zachowania się elementu w dalszym okresie eksploatacji.

Zaznacza się, że rysunek obrazuje tylko poglądowo zagadnienie w wąskim zakresie, gdyż badania nie tylko i nie zawsze sprowadzają się do ustalenia kryteriów zużycia. Może chodzić np. o ustalenie cyklu remontowego, procesu technologicznego, bezpieczeństwa pracy itp. zagadnień.

#### 6. Uwagi o ustaleniu regresji i współczynnika korelacji

Założmy, że czynnik A wpływa na czynnik B. Jednocześnie czynnik C wpływa na czynnik D. Oba czynniki A i C zachodzą w tym samym mniej więcej okresie czasu. Mogą przy tym być zależne lub niezależne od siebie oraz działać stale lub okresowo. Istnieje przy tym możliwość rozdzielenia czynników A i C od siebie, np. w innym klimacie, na innym gruncie, w warunkach laboratoryjnych itd. Badania przeprowadzone w kompleksie zjawisk  $A \rightarrow B$  i  $C \rightarrow D$  mogą doprowadzić do wniosku, że B wpływa na D, co może nie być zgodne

z rzeczywistością. Do takiego wniosku można dojść przy zbadaniu wyłącznie czynników B i D oraz wyznaczeniu dla nich linii regresji i współczynnika korelacji. Tak wyznaczona regresja może okazać się pozorną. Tymczasem w rzeczywistości czynnik B jest zależny od A, a czynnik D zależny od C. Po rozdzieleniu czynników A i C może się okazać, że mimo istnienia obok siebie czynników B i D, nie zachodzi między nimi stosunek stochastyczny, albo że współczynnik korelacji jest mniejszy niż wyznaczony poprzednio - bez analizy wpływu innych czynników, w tym przypadku A i C. Czynniki A i C okazały się więc pośrednimi, łączącymi jak gdyby czynniki B i D. Takich ogniw pośrednich może być więcej niż dwa, a nawet cały łańcuch. Przy tym zanik nawet jednego czynnika w łańcuchu może spowodować zmianę wpływu badanego czynnika na drugi. Może się też zdarzyć, że czynnik pośredni jest tylko jeden.

Poniżej podano przykład z dwoma czynnikami pośrednimi, zależnymi w naszych warunkach klimatycznych od siebie.

Oznaczenia:

A - pora roku,

B - wilgotność gruntu podłoża nawierzchni kolejowej,

C - odkształcenia poziome toru,

D - odkształcenia pionowe toru.

W tym schemacie A wpływa na B i C wpływa na D. Ale istnieje też zależność C od A. Wobec tego o ile wyznaczymy wpływ B na D, przeprowadzając wyłącznie badania

czynników B i D, to chociaż taka zależność istnieje, może się okazać, że linii regresji nie da się w tym ograniczonym badaniu ustalić dokładnie, współczynnik zaś korelacji wypadnie większy niż jest faktycznie.

Gdyby w innym klimacie lub warunkach laboratoryjnych wyeliminować zależność napraw od pory roku /A → C/ i naprawy zorganizować w okresie wzrostu wilgotności gruntu, a zaniechać ich w okresie suchym, to być może odkształcenia pionowe w torze, okazałyby się mniejsze właśnie wtedy gdy wilgotność gruntu jest większa. W tych warunkach wyniki korelacji ustalonej w badaniu niepełnym byłyby zupełnie błędne.

Przytoczony przykład świadczy o konieczności wszechstronnego zbadania wszystkich czynników mających istotny wpływ na ustalenie wyników badań.

#### 7. Schematy porównań danych zebranych z odcinków doświadczalnych

Wyniki badań uzyskane z odcinków doświadczalnych mogą być porównywane w sposób następujący:

1. Jeden odcinek w stosunku do całej sieci torów w kraju.
2. Kilka odcinków w stosunku do całej sieci torów w kraju.
3. Jeden odcinek w stosunku do wybranej części sieci.
4. Kilka odcinków w stosunku do wybranej części sieci.
5. Jeden lub kilka odcinków w stosunku do jednej lub



kilku odcinków porównawczych.

W schemacie piątym wyróżnić można wersje następujące:

- a/ przy jednakowych warunkach położenia - porównujemy ogólne różnice w zachowaniu się i w nakładach /koszt budowy + koszt utrzymania/,
- b/ przy jednakowych warunkach położenia i jednakowych nakładach na utrzymanie - porównujemy proces zużycia i stan nawierzchni,
- c/ przy jednakowych warunkach położenia i zbliżonym stanie utrzymania nawierzchni - porównujemy nakłady i długowieczność,
- d/ przy różnych warunkach położenia - porównujemy nakłady, stan i długowieczność, tj. oceniamy przydatność w różnych warunkach położenia.

Pod pojęciem "warunki położenia" należy rozumieć cały zespół warunków technicznych i klimatycznych oraz eksploatacyjnych. Oczywiście składniki "warunków" mogą być zmieniane dla celów porównawczych.

Przeważnie nie da się zachować jednakowych warunków porównawczych. Najdokładniejsze rozwiązanie byłoby wtedy, gdyby na terenie dysponenta siły roboczej /np. na terenie odcinka drogowego/ można było na każdej połowie długości szlaków zbudować inny rodzaj nawierzchni. Wówczas przy podanych warunkach również wiek porównywanych odcinków byłby ten sam, co ma duże znaczenie dla proporcjonal-

nego rozdziału robocizny potrzebnej dla utrzymania nawierzchni.

Charakterystyka odcinków doświadczalnych oraz uwagi o wpływach na wyniki badań różnych czynników nie wyczerpują całości zagadnienia. Celem autora było jedynie zwrócenie uwagi na niektóre problemy związane z odcinkami doświadczalnymi oraz wykazanie, że przy analizie materiału badawczego należy uwzględnić kompleks warunków w jakich doświadczenie było przeprowadzone.

#### GENERAL CHARACTERIZATION OF RESEARCH CONCERNING RAILWAY TRACK STRUCTURE ON EXPERIMENTAL SECTIONS

##### Summary

This article discusses the problems resulting from local investigations of railway track structure, the manner of its repair, building and preservation optimum conditions etc.

There has been indicated the necessity of regarding many factors which influence the research results and some problems have been brought into relief, the omitting of which, when the research results being analyzed, could have a bearing on them. The influence of geological, technical and exploitation conditions have been discussed, which arise of man's activity as well as of others, which being not regarded, could cause distortion of result analysis. Some ways of comparative investigations have been given.

In spite of the problems being considered in this article on the example of railway track structure research, some suggestions could be useful for investiga -

tions as far as wheel roads and building problems are concerned.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОВЕДЕНИЯ  
ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО  
ПОКРЫТИЯ НА ИСПЫТАТЕЛЬНЫХ ОТРЕЗКАХ

Резюме

В статье рассмотрены вопросы и проблемы, которые появляются во время полевых исследований железнодорожных покрытий, способы их починки, оптимализация стоимости строительства, сохранения и т.д. Указано на необходимость принятия во внимание многих факторов влияющих на результаты исследований и подчеркнуты некоторые проблемы, упущение которых во время анализа результатов исследований может отразиться на этих результатах. Рассмотрено влияние геологических условий, техническо-эксплуатационных, вытекающих из деятельности человека и других, не принятое во внимание которых может исказить анализ результатов.

Дано несколько сравнительных способов исследований.

Несмотря на разбор в статье проблем на примере исследований железнодорожных покрытий, некоторые выводы и замечания могут пригодиться также во время исследований касающихся дорог и в строительстве.

Romuald Kromplewski

METODA USTALANIA WŁASNOŚCI MECHANICZNYCH GRUNTÓW  
PRZY POMOCY TABLIC I NOMOGRAMÓW, PRZY BADANIU W  
APARACIE TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA

W artykule podano sposób ustalania własności mechanicznych - gruntów niespoistych przy pomocy prostych obliczeń i odczytania kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi$  z tablicy, - gruntów spoistych przy pomocy nieskomplikowanych przeliczeń i określenia kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi$  oraz spoistości z tablic lub nomogramów.

Opracowana metoda dotyczy gruntów badanych w znormalizowanym aparacie trójosiowego ściskania. Stosując współczynnik przeliczeniowy można z niej korzystać również w badaniach gruntu innymi aparatami. Upraszcza ona znacznie stosowane dotychczas obliczenia analityczne, względnie sposób graficzny i umożliwia uzyskanie danych w sposób szybki. Umożliwia też dokładniejszą krytyczną ocenę uzyskanych wyników laboratoryjnych.

## 1. Wstęp

Opracowana metoda ustalania parametrów własności mechanicznych dla gruntów badanych w aparacie trójosiowego ściskania, ma na celu uproszczenie stosowanych obliczeń, względnie uściślenie wyników uzyskanych meto-

dą wykreślną. Umożliwia też dokładniejszą krytyczną ocenę uzyskanych wyników laboratoryjnych.

Wszystkie obliczenia odnoszą się do aparatu AT znormalizowanego, w którym średnica próbki gruntu ma 3,8 cm  
 ----> pole przekroju próbki

$$F = \frac{3,1416 \cdot 3,8^2}{4} = 11,34117 \text{ cm}^2$$

natomiast średnica tłoka 1,11 cm ----> pole przekroju tłoka

$$T = \frac{3,1416 \cdot 1,11^2}{4} = 0,96769 \text{ cm}^2$$

Odczyt wielkości spłaszczenia wyżej wymienionego pierścienia w milimetrach, dokonany na czujniku zegarowym w chwili ścięcia próbki, oznaczono literą "n".

Wyliczenia wykonano przy założeniu, że do spłaszczenia pierścienia dynamometru o 1 mm potrzebna jest siła 50 kG. Stąd współczynnik przeliczeniowy

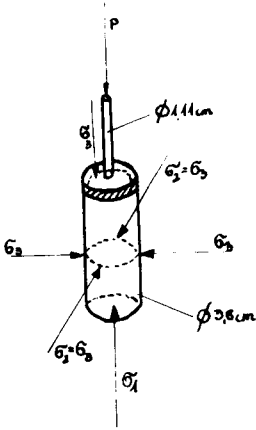
$$a = \frac{P}{F} = \frac{50}{11,34117} = 4,40872$$

W przypadku stosowania w aparacie AT innego pierścienia, na spłaszczenie którego o 1 mm potrzebna jest siła  $P_x \neq 50$  kG, obliczone /lub odczytane/ n należy przemnożyć przez współczynnik  $\frac{P_x}{50}$

Schemat naprężeń działających na próbkę ściskaną w aparacie trójosiowego ściskania przedstawiono na rysunku 1.

Tok obliczeń jest zależny od rodzaju badanego gruntu. Jest on inny przy badaniu gruntów spoistych i inny przy

gruntach niespoistych.



Rys.1. Schemat naprężeń działających na próbkę ściszaną w aparacie trójosiowego ściskania.

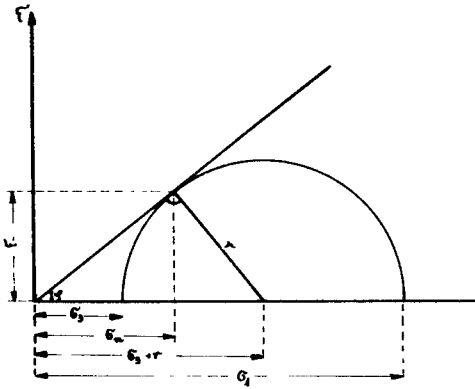
## 2. Grunty niespoiste

W przypadku badania gruntu niespoistego chodzi jedynie o wyznaczenie kąta tarcia wewnętrznego gruntu  $\varphi$ , ponieważ spójność  $c = 0$ . Kąt  $\varphi$  można ustalić w sposób graficzny, korzystając z zależności ustalonych kołem naprężeń Mohra /rys.2/, po uprzednim obliczeniu lub odczytaniu wartości naprężeń ekstremalnych w chwili ścięcia próbki. Przy metodzie analitycznej można posłużyć się wzorem

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \longrightarrow \varphi \longrightarrow \operatorname{tg} \varphi$$

W każdym przypadku najpierw należy ustalić wartość  $\sigma_3$  według odczytów na monometrach, natomiast wartość  $\sigma_1$  obliczyć ze wzoru:

$$\tilde{\sigma}_1 = a \cdot n + \sigma_3 \cdot \frac{F - T}{F}$$



Rys.2. Koło naprężeń Mohra

W celu wyeliminowania obliczania wartości  $\bar{\sigma}_1$  oraz dalszego uproszczenia wyznaczania kąta  $\psi$ , opracowano odpowiednią tablicę. Tok obliczeń wartości tablicowych i zasady posługiwania się nią są następujące.

Zgodnie z rysunkiem 2:

$$r = \frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2} = \frac{a \cdot n + \bar{\sigma}_3 \frac{F-T}{F} - \bar{\sigma}_3}{2} =$$

$$\frac{a \cdot n + \bar{\sigma}_3 \cdot \frac{F-T}{F} - 1}{2} = \frac{a \cdot n}{2} - \frac{T}{2F} \cdot \bar{\sigma}_3 =$$

$$= 2,20436 \cdot n - 0,04266 \cdot \bar{\sigma}_3$$

$$\sin \psi = \frac{r}{\bar{\sigma}_3 + r}$$

$$\sin \psi = \frac{2,20436 \cdot n - 0,04266 \cdot \bar{\sigma}_3}{2,20436 \cdot n + 0,95734 \cdot \bar{\sigma}_3} \quad (1)$$

Stąd wyliczono  $\psi$  oraz  $\tan \psi$  przy  $\bar{\sigma}_3 = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  dla różnych wartości  $n$  /odczytów na czujniku/.

Przy obliczaniu kąta  $\psi$  proponuje się przyjąć następujący tok postępowania:

W przypadku, gdy chcemy wyliczyć kąty  $\varphi$  z poszczególnych prób /tj. ścięć na próbce przy różnych  $\sigma_3$ /, należy każdą wartość  $n$ / spłaszczenie pierścienia dynamometru / podzielić przez odpowiednią dla niej wartość  $\sigma_3$ . Następnie z tablicy 1 odczytać kąty  $\varphi$ .

W przypadku gdy z kilku ścięć chcemy uzyskać wynik średni, należy poszczególne wartości  $n$  podzielić przez przynależne im wartości  $\sigma_3$ , a następnie z otrzymanych ilorazów wyliczyć  $n$  średnie.

$$n_{\text{śr.}} = \frac{\frac{n_1}{\sigma_{31}} + \frac{n_2}{\sigma_{32}} + \frac{n_3}{\sigma_{33}} + \frac{n_i}{\sigma_{3i}}}{i} \quad (2)$$

gdzie:  $i$  - ilość prób

Następnie proponuje się sprawdzić, czy któryś z wyników nie odbiega od średnicy więcej niż o 5 %; jeżeli tak, to wynik tej próby zaleca się odrzucić i wyliczyć nową średnią.

Z obliczonej średniej odczytać kąt  $\varphi$  z tablicy.

Wartości pośrednie należy interpolować liniowo. W razie konieczności uzyskania bardziej szczegółowych wyników badania, w analizie wyników należy uwzględnić przyczyny niezgodności prób jak i przewidywane wielkości i sposób obciążenia gruntu przez budowlę.

Przykład obliczeń

Podczas badania próbki uzyskano następujące wyniki:

$$\text{przy } \sigma_3 = 0,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad n = 0,38\text{mm}$$



$$\bar{\sigma}_3 = 1,0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad n = 0,74 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_3 = 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad n = 1,05 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_3 = 2,0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad n = 1,40 \text{ mm}$$

Obliczenie

$$\frac{0,38}{0,5} = 0,76$$

$$\frac{0,74}{1} = 0,74$$

$$\frac{1,05}{1,5} = 0,70$$

$$\frac{1,40}{2,0} = 0,70$$

$$n_{\text{sr}} = \frac{0,76 + 0,74 + 0,70 + 0,70}{4} = \frac{2,90}{4} = 0,725 \text{ mm}$$

---→ z tablicy  $\varphi = 37^\circ 30'$

$$\text{tg } \varphi = 0,7672$$

Sprawdzenie rozbieżności prób:

$$\frac{0,76 - 0,725}{0,725} \cdot 100 = 4,83 < 5 \%$$

Tablica 1

Tablica wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi$  i  $\operatorname{tg} \varphi$  gruntów niespoistych przy  $\bar{\sigma}_3 = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  w zależności od wielkości spłaszczenia pierścienia dynamometru w aparacie trójosiowego ściskania

n [mm]	$\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$	n [mm]	$\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$
0,40	27°09'	0,5127	0,50	30°58'	0,5999
0,405	27°21'	0,5173	0,505	31°08'	0,6040
0,41	27°34'	0,5219	0,51	31°18'	0,6081
0,415	27°46'	0,5265	0,515	31°28'	0,6122
0,42	27°58'	0,5310	0,52	31°39'	0,6162
0,425	28°10'	0,5355	0,525	31°49'	0,6202
0,43	28°22'	0,5399	0,53	31°59'	0,6243
0,435	28°34'	0,5444	0,535	32°08'	0,6282
0,44	28°46'	0,5488	0,54	32°18'	0,6322
0,445	28°57'	0,5532	0,545	32°28'	0,6362
0,45	29°09'	0,5576	0,55	32°37'	0,6401
0,455	29°20'	0,5619	0,555	32°47'	0,6440
0,46	29°31'	0,5662	0,56	32°56'	0,6479
0,465	29°42'	0,5705	0,565	33°06'	0,6518
0,47	29°53'	0,5748	0,57	33°15'	0,6556
0,475	30°04'	0,5790	0,575	33°24'	0,6595
0,48	30°15'	0,5833	0,58	33°33'	0,6633
0,485	30°26'	0,5875	0,585	33°42'	0,6671
0,49	30°37'	0,5916	0,59	33°51'	0,6708
0,495	30°47'	0,5958	0,595	34°00'	0,6746

c.d.tablicy 1

n [mm]	$\varphi$	tg $\varphi$	n [mm]	$\varphi$	tg $\varphi$
0,60	34°09'	0,6784	0,70	36°52'	0,7501
0,605	34°18'	0,6821	0,705	37°00'	0,7536
0,61	34°27'	0,6858	0,71	37°08'	0,7570
0,615	34°35'	0,6895	0,715	37°15'	0,7694
0,62	34°44'	0,6932	0,72	37°22'	0,7638
0,625	34°52'	0,6969	0,725	37°30'	0,7672
0,63	35°01'	0,7005	0,73	37°37'	0,7706
0,635	35°09'	0,7042	0,735	37°44'	0,7739
0,64	35°17'	0,7078	0,74	37°51'	0,7772
0,645	35°26'	0,7114	0,745	37°58'	0,7806
0,65	35°34'	0,7150	0,75	38°06'	0,7839
0,655	35°42'	0,7186	0,755	38°13'	0,7872
0,66	35°50'	0,7221	0,76	38°20'	0,7905
0,665	35°58'	0,7257	0,765	38°27'	0,7938
0,67	36°06'	0,7292	0,77	38°33'	0,7971
0,675	36°14'	0,7327	0,775	38°40'	0,8004
0,68	36°22'	0,7362	0,78	38°47'	0,8036
0,685	36°29'	0,7397	0,785	38°54'	0,8068
0,69	36°37'	0,7432	0,79	39°01'	0,8101
0,695	36°45'	0,7467	0,795	39°07'	0,8133

c.d.tablicy 1

$n$ [mm]	$\varphi$	$\operatorname{tg}\varphi$	$n$ [mm]	$\varphi$	$\operatorname{tg}\varphi$
0,80	39°14'	0,8185	0,90	41°18'	0,8785
0,805	39°21'	0,8197	0,905	41°24'	0,8815
0,81	39°27'	0,8229	0,91	41°30'	0,8845
0,815	39°34'	0,8260	0,915	41°35'	0,8875
0,82	39°40'	0,8292	0,92	41°41'	0,8905
0,825	39°46'	0,8324	0,925	41°47'	0,8934
0,83	39°53'	0,8356	0,93	41°52'	0,8964
0,835	39°59'	0,8387	0,935	41°58'	0,8994
0,84	40°05'	0,8418	0,94	42°04'	0,9023
0,845	40°12'	0,8449	0,945	42°09'	0,9052
0,85	40°18'	0,8480	0,95	42°15'	0,9081
0,855	40°24'	0,8511	0,955	42°20'	0,9111
0,86	40°30'	0,8542	0,96	42°26'	0,9139
0,865	40°36'	0,8573	0,965	42°31'	0,9169
0,87	40°42'	0,8603	0,97	42°36'	0,9197
0,875	40°48'	0,8634	0,975	42°42'	0,9225
0,88	40°54'	0,8664	0,98	42°47'	0,9255
0,885	41°00'	0,8695	0,985	42°52'	0,9284
0,89	41°06'	0,8725	0,99	42°58'	0,9312
0,895	41°12'	0,8755	0,995	43°03'	0,9341

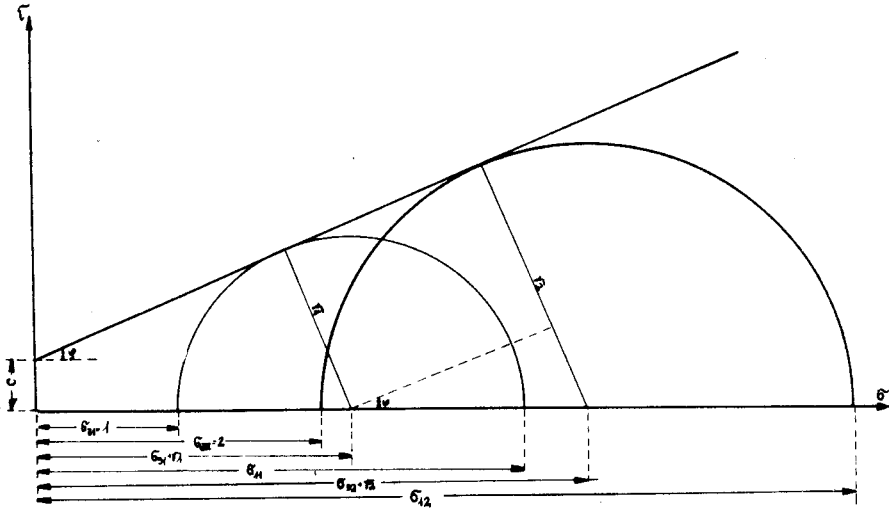
c.d.tablicy 1

$n$ [mm]	$\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$
1,00	$43^{\circ}08'$	0,9369
1,005	$43^{\circ}13'$	0,9397
1,01	$43^{\circ}19'$	0,9426
1,015	$43^{\circ}24'$	0,9454
1,02	$43^{\circ}29'$	0,9482
1,025	$43^{\circ}34'$	0,9510
1,03	$43^{\circ}39'$	0,9538
1,035	$43^{\circ}44'$	0,9566
1,04	$43^{\circ}49'$	0,9593
1,045	$43^{\circ}54'$	0,9621
1,05	$43^{\circ}59'$	0,9649
1,055	$44^{\circ}03'$	0,9676
1,06	$44^{\circ}08'$	0,9704
1,065	$44^{\circ}13'$	0,9732
1,07	$44^{\circ}18'$	0,9759
1,075	$44^{\circ}23'$	0,9786
1,08	$44^{\circ}28'$	0,9813
1,085	$44^{\circ}32'$	0,9840
1,09	$44^{\circ}37'$	0,9868
1,095	$44^{\circ}42'$	0,9895
1,10	$44^{\circ}47'$	0,9922
1,105	$44^{\circ}51'$	0,9949
1,11	$44^{\circ}56'$	0,9976
1,115	$45^{\circ}00'$	1,0002
1,12	$45^{\circ}05'$	1,0020

3. Grunty spoisłe

Wszystkie oznaczenia oraz wielkości przekrojów średnic próbki /F/ i tłoka /T/ są takie same jak dla gruntów niespoistych.

W pierwszej kolejności należy ustalić kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi$ . Do wyliczeń przyjęto oznaczenia jak na rysunku 3



Rys.3. Graficzny sposób wyznaczenia kąta tarcia wewnętrznego

$$\frac{r_2 - r_1}{\sigma_{32} + r_2 - \sigma_{31} - r_1} = \sin \varphi$$

Następnie założono, że  $\sigma_{32} = 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
 $\sigma_{31} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Wówczas

$$\sin \psi = \frac{r_2 - r_1}{\sqrt{2 + r_2^2} - \sqrt{1 + r_1^2}} = \frac{r_2 - r_1}{r_2 - r_1 + 1} =$$

$$= \frac{\frac{\tilde{\sigma}_{12} - 2}{2} - \frac{\tilde{\sigma}_{11} - 1}{2}}{\frac{\tilde{\sigma}_{12} - 2}{2} - \frac{\tilde{\sigma}_{11} - 1}{2} + 1} = \frac{\tilde{\sigma}_{12} - \tilde{\sigma}_{11} - 1}{\tilde{\sigma}_{12} - \tilde{\sigma}_{11} + 1}$$

Przyjęto, że  $\tilde{\sigma}_{21} - \tilde{\sigma}_{11} = \Delta \tilde{\sigma}_1$  - wartość różnicy obliczona dla różnicy  $\Delta \tilde{\sigma}_3 = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

Wobec tego

$$\sin \psi = \frac{\Delta \tilde{\sigma}_1 - 1}{\Delta \tilde{\sigma}_1 + 1} \quad (3)$$

Oznaczono:  $n_1$  - wielkość spłaszczenia pierścienia przy

$$\tilde{\sigma}_{31}$$

$n_2$  - wielkość spłaszczenia pierścienia przy

$$\tilde{\sigma}_{32}$$

przy  $\Delta \tilde{\sigma}_3 = 1$

$$\tilde{\sigma}_{11} = a \cdot n_1 + \tilde{\sigma}_{31} \cdot \frac{F - T}{F}$$

$$\tilde{\sigma}_{12} = a \cdot n_2 + \tilde{\sigma}_{32} \cdot \frac{F - T}{F}$$

$$\begin{aligned} \Delta \tilde{\sigma}_1 &= / a \cdot n_2 + \tilde{\sigma}_{32} \cdot \frac{F - T}{F} / - / a \cdot n_1 + \tilde{\sigma}_{31} \cdot \frac{F - T}{F} / = \\ &= a \cdot / n_2 - n_1 / + / \tilde{\sigma}_{32} - \tilde{\sigma}_{31} / \cdot \frac{F - T}{F} = \\ &= a \cdot \Delta n + 1 \cdot \frac{F - T}{F} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \tilde{\sigma}_1 &= 4,40872 \cdot \Delta n + \frac{11,34117 - 0,96769}{11,34117} = 4,40872 \cdot \Delta n + \\ &+ 0,91467 \end{aligned}$$

Po podstawieniu do wzoru (3) otrzymamy

$$\sin \varphi = \frac{4,40872 \cdot \Delta n - 0,08533}{4,40872 \cdot \Delta n + 1,91467} \quad (4)$$

Z powyższego wzoru wyliczono wartość kąta  $\varphi$  w zależności od  $\Delta n$  i podano poniżej w tablicy oraz na wykresie /rys.6/.

Wartość  $\Delta n$  należy ustalić według następującego wzoru:

$$\Delta n = \frac{n_2 \text{ rzecz.} - n_1 \text{ rzecz.}}{\Delta \tilde{\sigma}_3 \text{ rzecz.}} \quad (5)$$

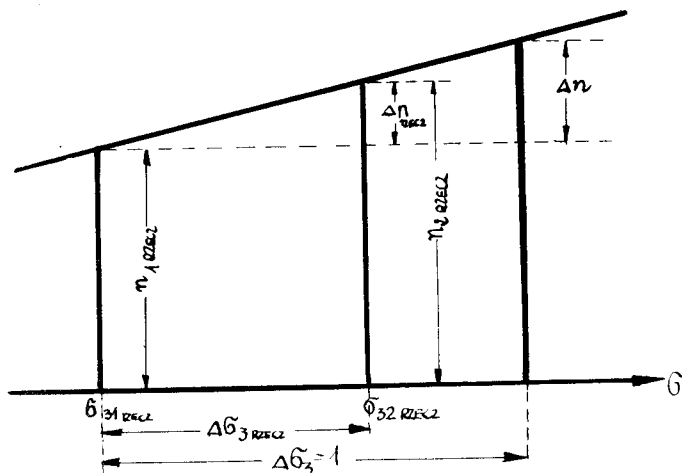
$\Delta n$  równa się ilorazowi różnicy odczytów wielkości spłaszczenia pierścienia przez rzeczywistą wartość różnicy ciśnienia wody, mierzonego w czasie wykonywania tych odczytów.

Wyjaśnia to bliżej rysunek 4.

Należy zaznaczyć, że rysunek ten obrazuje jedynie



proporcję i nie ma nic wspólnego z obliczaniem naprężeń przy pomocy kół Mohra.



Rys.4. Graficzne przedstawienie sposobu obliczenia  $\Delta n$ .

Z rysunku widać, że:

$$\frac{\Delta n}{\Delta n_{\text{rzecz.}}} = \frac{1}{\Delta \tilde{\sigma}_3 \text{ rzecz.}}$$

$$\Delta n = \frac{\Delta n_{\text{rzecz.}}}{\Delta \tilde{\sigma}_3 \text{ rzecz.}} = \frac{n_2 \text{ rzecz.} - n_1 \text{ rzecz.}}{\tilde{\sigma}_{32} \text{ rzecz.} - \tilde{\sigma}_{31} \text{ rzecz.}}$$

Przykład obliczenia  $\Delta n$

$$\text{Np. } n_1 \text{ rzecz.} = 0,70 \text{ mm przy } \tilde{\sigma}_{31} \text{ rzecz.} = 0,7 \frac{\text{kg}_2}{\text{cm}}$$

$$n_2 \text{ rzecz.} = 0,90 \text{ mm przy } \tilde{\sigma}_{32} \text{ rzecz.} = 1,5 \frac{\text{kg}_2}{\text{cm}}$$

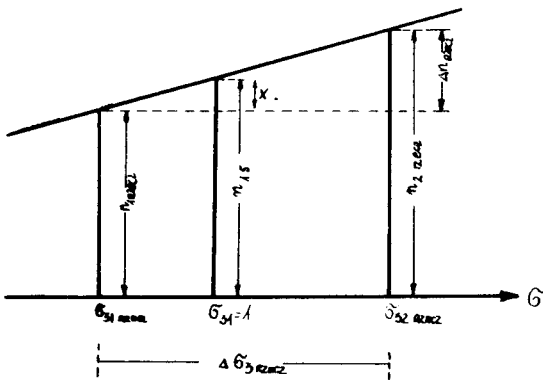
$$\Delta n = \frac{0,90 - 0,70}{1,5 - 0,7} = \frac{0,20}{0,8} = 0,25 \text{ mm}$$

-----> z tablicy lub wykresu  $\varphi = 19^{\circ} 42'$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,3580$$

Jak więc widać, dla ustalenia kąta  $\varphi$  nie jest konieczne aby  $\hat{\sigma}_{31} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  i  $\hat{\sigma}_{32} = 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ; wystarczy tylko proste przeliczenie na różnicę  $\Delta \hat{\sigma}_3 = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

W celu ustalenia wartości spójności  $c$ , w przypadku gdy ścięcie było wykonane przy innej wartości  $\hat{\sigma}_{31}$  niż  $1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , należy obliczyć wartość  $n_{1s}$  /tj. odczyt sprowadzony proporcjonalnie do wartości, którą by miał przy  $\hat{\sigma}_{31} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , co jest konieczne wobec poczynionych na wstępie założeń/. Sposób obliczenia  $n_{1s}$  ilustruje rysunek 5.



Rys. 5. Sposób obliczenia  $n_{1s}$

$$n_{1s} = n_{1 \text{ rzecz.}} + x$$

$$\frac{\Delta n_{\text{rzech.}}}{\Delta \hat{\sigma}_3 \text{ rzecz.}} = \frac{x}{1 - \hat{\sigma}_{31} \text{ rzecz.}}$$

Stąd:

$$n_{1s} = n_1 \text{ rzecz.} + \frac{\Delta n \text{ rzecz.}}{\Delta \sigma_3 \text{ rzecz.}} / 1 - \sigma_{31} \text{ rzecz.} / \quad (6)$$

Uwaga: wartość  $x$  może również przy obliczeniu wypaść ujemna

Przykład obliczeń według danych jak poprzednio

$$n_{1s} = 0,70 + \frac{0,20}{0,80} \cdot /1 - 0,7/ = 0,70 + 0,075 = 0,775 \text{ mm}$$

Do wyliczenia spójności  $c$  posłużono się wzorem z literatury [1] i [2].

$$c = \frac{\sigma_{11} - \sigma_{31} - / \sigma_{11} - \sigma_{31} / \cdot \sin \psi}{2 \cos \psi}$$

który następnie przekształcono według podanych wyżej założeń:

$$c = \frac{\sigma_{11} - 1 - / \sigma_{11} + 1 / \cdot \sin \psi}{2 \cos \psi} = \frac{\sigma_{11} - 1}{2 \cos \psi} - \frac{\sigma_{11} + 1}{2} \cdot \tan \psi$$

$$c = \frac{4,40872 \cdot n_{1s} - 0,08533}{2 \cos \psi} - \frac{4,40872 \cdot n_{1s} + 1,91467}{2} \cdot \tan \psi \quad (7)$$

Ze wzoru tego można wyliczyć  $c = f / n_{1s}, \psi /$ , ale jest to zbyt kłopotliwe i wymagałoby budowy większej tablicy dwóch zmiennych. Do wyliczenia  $c$  wyprowadzono więc prosty wzór. Otóż gdy  $c = 0$  /teoretycznie/, wówczas przy znanym kącie  $\psi$   $n_{1s} = \Delta n / \psi /$ . Można się też o tym przekonać przyrównując równanie (7) do zera i wyliczając  $n_{1s}$  dla  $\psi / \Delta n /$ .

Ponieważ równocześnie zależność wartości  $c$  od  $n_{1s}$  przy stałym  $\varphi$  jest liniowa, można było wyliczyć stałe współczynniki "d", dla stałego kąta  $\varphi$  /tym samym także dla każdego  $\Delta n$ /, określające wzrost wartości  $c$  w zależności od wartości  $n_{1s}$ .

$$c = /n_{1s} - \Delta n/ \cdot d \quad (8)$$

Wartości  $d$  podano w tabelicy 2

Przykład obliczeń  $c$ .

Wyliczając w dalszym ciągu poprzedni przykład,  $c$  wyniesie: dla  $\Delta n = 0,25$  z tabelicy  $d = 1,552$

$$c = /0,775 - 0,25/ \cdot 1,552 = 0,815 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2}$$

Dla wyeliminowania obliczeń spójności, wartość  $c$  można z dostateczną dokładnością odczytać z nomogramu /rys.7/. W tym celu od znanej wartości  $n_{1s}$  na osi odciętych należy poprowadzić pionowo prostą do linii danego  $\Delta n$  i z punktu przecięcia się tych prostych odczytać na osi rzędnych wartość  $c$ .

Gdy przy obliczeniach uzyska się wartość  $\Delta n$  po średnią w stosunku do podanych w tabelicy, wówczas  $\varphi$  i  $d$  należy wyliczyć stosując interpolację liniową.

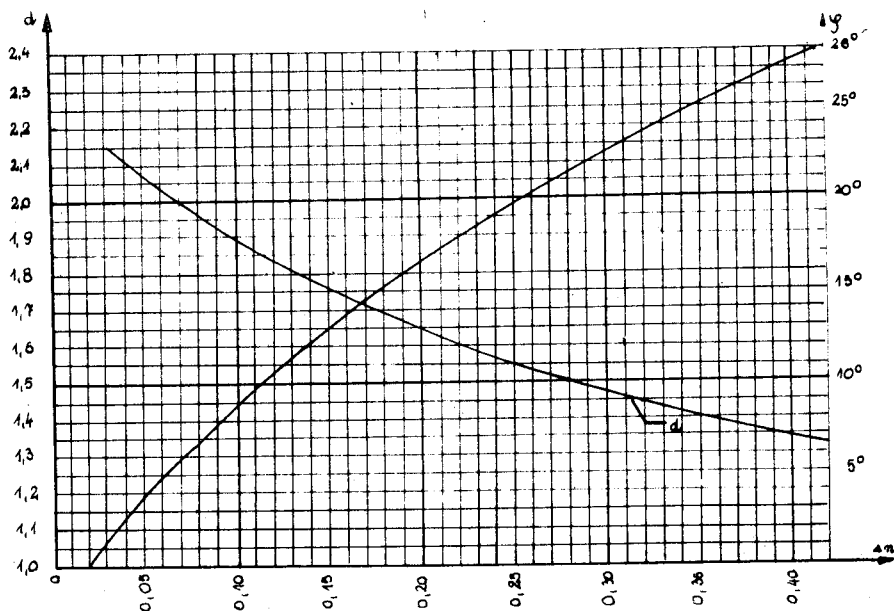
Wzór ogólny na ścinanie, przy zastosowaniu użytych symboli:

$$\xi = c + \delta_n \cdot \text{tg}\varphi = /n_{1s} - \Delta n/ \cdot d + \delta_n \cdot \text{tg}\varphi \quad (9)$$

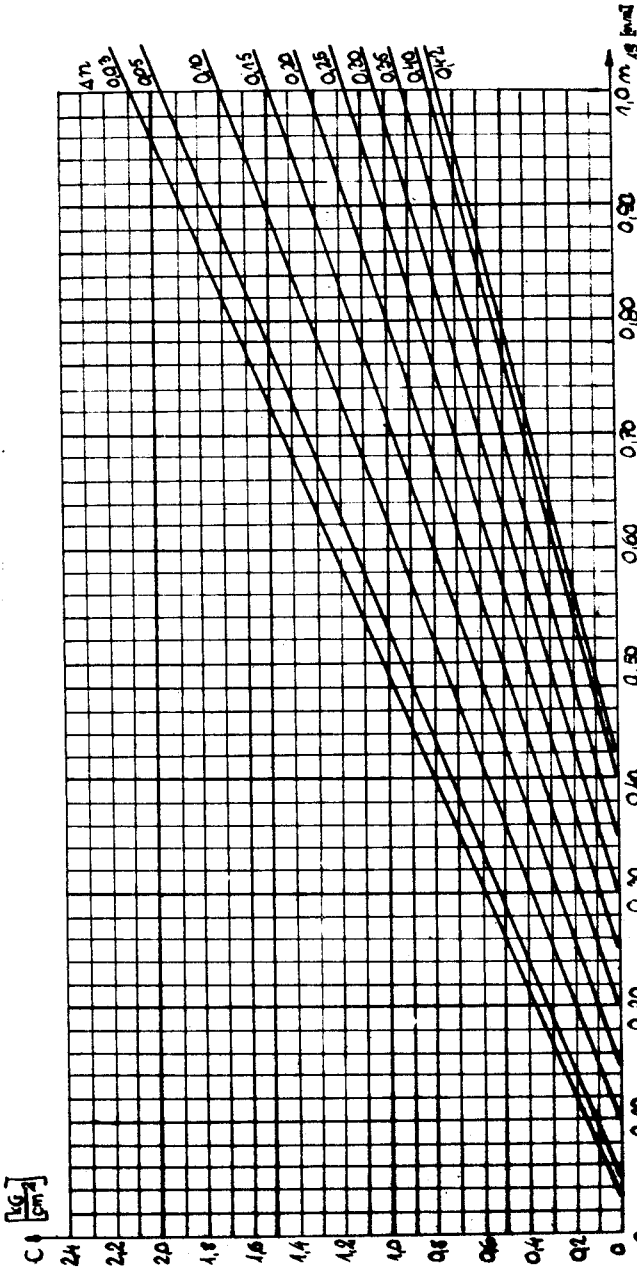
Przykład:

$$\bar{\varepsilon} = 0,815 + \bar{\sigma}_n \cdot 0,3580$$

Ponieważ z zasady dla kontroli wykonuje się więcej niż dwa ścięcia, należy porównać wyniki z poszczególnych par prób. Wygodniej jest wykonać porównanie na przeliczonych wartościach  $\Delta n$ , bez konieczności wyznaczania  $\varphi$  i  $c$ . W przypadku przyjmowania części ciśnienia przez wodę znajdującą się w porach próbki, uwidacznia się to zmianą parametrów  $\varphi$  i  $c$  na skutek przesunięcia koła Mohra o wartość tego ciśnienia. Rozpatrywanie tego zagadnienia nie wchodzi jednak w zakres tego opracowania i stanowi odrębny problem.



Rys. 6. Zależność koła tarcia wewnętrznego  $\varphi$  i współczynnika  $d$  od przeliczeniowej różnicy odczytów na dynamometrze  $\Delta n$



Rys.7. Nomogram do odczytywania wartości spójności  $c$  w zależności od  $n_{1s}$  i  $\Delta n$

Tablica 2

Tablica wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi$ ,  $\operatorname{tg} \varphi$  oraz współczynników  $d$  do obliczania spójności  $c$  - w zależności od  $\Delta n$  - dla gruntów spoistych, badanych w aparacie trójosiowego ściskania

$\Delta n$	$\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$	$d$
0,03	1°19'	0,0229	2,154
0,04	2°30'	0,0436	2,110
0,05	3°38'	0,0634	2,069
0,06	4°43'	0,0825	2,030
0,07	5°46'	0,1009	1,993
0,08	6°46'	0,1187	1,958
0,09	7°45'	0,1360	1,925
0,10	8°41'	0,1527	1,893
0,11	9°35'	0,1689	1,863
0,12	10°28'	0,1845	1,835
0,13	11°18'	0,2000	1,807
0,14	12°08'	0,2149	1,781
0,15	12°55'	0,2294	1,756
0,16	13°41'	0,2436	1,732
0,17	14°26'	0,2574	1,709
0,18	15°10'	0,2709	1,687
0,19	15°52'	0,2842	1,665
0,20	16°33'	0,2971	1,645
0,21	17°13'	0,3098	1,625
0,22	17°51'	0,3222	1,606
0,23	18°29'	0,3344	1,587
0,24	19°06'	0,3463	1,569
0,25	19°42'	0,3580	1,552

c.d. Tablicy 2

$\Delta n$	$\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$	d
0,26	20°17'	0,3695	1,535
0,27	20°51'	0,3808	1,519
0,28	21°24'	0,3919	1,504
0,29	21°57'	0,4028	1,488
0,30	22°28'	0,4136	1,474
0,31	22°59'	0,4242	1,459
0,32	23°29'	0,4346	1,446
0,33	23°59'	0,4449	1,432
0,34	24°28'	0,4550	1,419
0,35	24°56'	0,4649	1,406
0,36	25°24'	0,4748	1,394
0,37	25°51'	0,4844	1,381
0,38	26°17'	0,4940	1,370
0,39	26°43'	0,5034	1,358
0,40	27°09'	0,5127	1,347
0,41	27°34'	0,5219	1,336
0,42	27°58'	0,5310	1,325



## Literatura

1. Wiłun Z.: Mechanika gruntów i gruntoznawstwo drogowe, WKŁ, 1976 r.
2. Jeske T., Przedecki T., Rossiński B.: Mechanika gruntów, PWN, 1966 r.
3. Piętkowski R., Czarnota - Bojarski R.: Mechanika gruntów, Arkady, 1964 r.
4. Czarnota - Bojarski R.: Mechanika gruntów i fundamentowanie cz.I, WPW, 1973 r.
5. Kollis W.: Gruntoznawstwo techniczne. Arkady, 1966 r.
6. Aparat trójosiowy AT. Instrukcja obsługi. Uniwersytet Jagielloński.

ASSIGNATION METHOD OF MECHANICAL PROPERTIES OF  
GROUNDS BY MEANS OF TABLES AND NOMOGRAPHS AT THE RESE-  
ARCH IN TRIAXIAL PRESSING APPARATUS

Summary

This article presents the method of assignation of mechanical properties of:

- uncompact grounds by means of simple calculations and interpretation of internal friction angle from the table;
- compact grounds by means of uncomplicated conversion and defining of internal friction angle as well as of compactness from tables or nomographs.

The worked out method concerns the grounds being examined in standardized triaxial pressing apparatus. When a conversion coefficient being used, the method can be applied also for examination of grounds by means of other apparatus. It simplifies considerably the hitherto used analytic calculations or graphical method and makes it possible to obtain data in a rapid way. It also enables a more precise critical estimation of the obtained laboratory produce

МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ  
СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПРИ ПОМОЩИ  
ТАБЛИЦ И НОМОГРАММ, ВО ВРЕМЯ  
ИССЛЕДОВАНИЯ В АППАРАТЕ ТРЁХ-  
ОСЕВОГО СЖАТИЯ

Резюме

В статье представлен способ определения механических свойств

- несвязных грунтов при помощи простых подсчетов и отсчета угла внутреннего трения  $\varphi$  из таблицы,
- связанных грунтов при помощи несложных перерасчетов и определения угла внутреннего трения  $\varphi$ , а также связности из таблиц и номограмм.

Разработанный метод касается исследуемых грунтов в стандартном аппарате трехосевого сжатия. Применяя перерасчетный коэффициент можно также им пользоваться при исследовании грунтов другими аппаратами. Он значительно упрощает применяемые до сих пор аналитические расчеты, или графический способ и даёт возможность также более точно критически оценить полученные лабораторные результаты.

Józef Kureczko

#### PRZYCZYNY ZARYSOWAŃ BUDOWLI MIASTA BYDGOSZCZY

Artykuł omawia przyczyny zarysowań budowli posadowionych na iłach trzeciorzędowych w oparciu o przeprowadzone badania uszkodzeń, fizyko-mechanicznych właściwości gruntu oraz szeregu opinii opracowanych przez liczne grono inżynierów opiniodawców i specjalistów zatrudnionych w nadzorze budowlanym od roku 1905

Sródmieście na lewym brzegu Brdy wyróżnia się zwar-  
tą, kilkukondygnacyjną, murowaną w latach 1900-1910 za-  
budową, posadowioną na iłach trzeciorzędowych nazywanych  
pstrymi albo poznańskimi. Niektóre budowle przylegające  
do wąskich ulic, nawet o intensywnym ruchu kołowym, nie  
wykazują widocznych odkształceń, inne natomiast o coraz  
szerzej rozwierających się zarysowaniach, wymagają co-  
rocznego odnawiania mieszkań i elewacji. Widoczne na chod-  
nikach i dywanikowej jezdni nierówności, wskazują na a-  
waryjne naprawy przewodów wodociągowo-kanalizacyjnych o-  
raz potrzebę częstych renowacji nawierzchni ulic.

Zarysowania budowli były od lat przedmiotem licznych orzeczeń budowniczych, ekspertów sądowych, konstruktorów i pracowników uczelni technicznych, którzy dla odrębnych zabudowań wskazywali usuwanie szkód bez szczegółowej analizy przyczyn, z uwagi na oszczędność czasu, środków materialnych i warunki techniczne.

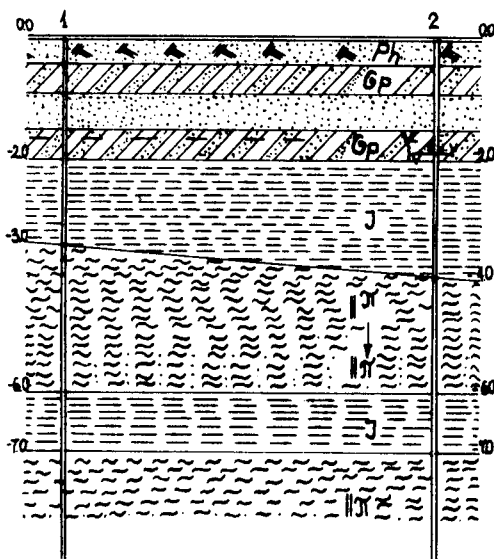
Wśród starszego pokolenia mieszkańców panuje przekonanie, że przyczyną tych uszkodzeń była zła technologia wznoszenia w sąsiedztwie okazałych budowli, posadowionych na płytach lub palach. Przypuszczeniom takim przeczą wszystkie dotychczasowe orzeczenia techniczne, gdyż budowle te zachowują się statycznie dobrze, a ich oddalenie od rysujących się zabudowań, o różnej wysokości i zastosowanej konstrukcji, wynosi 50-200 m.

Zebrany materiał dowodowy, rozbieżności zdań oraz szeroki wachlarz mało udanych zabiegów renowacyjnych fundamentów, zachęciły autora do rozpoznania przyczyn i zaproponowanie nadzorowi budowlanemu zaleceń, zapobiegających przedwczesnemu starzeniu się miejskiej zabudowy mieszkaniowej.

Ocena pstrych iłów jako podłoża jest niewystarczająca naświetlona w literaturze technicznej w zakresie szczegółowych wskazań inżyniersko-budowlanych. Wynika to chyba z tego, że wbrew niedawno panującym poglądom iły pstry nie stanowią jednorodnej warstwy o identycznych wszędzie własnościach, lecz odznaczają się dużą zmiennością, o czym prze-

konano się podczas prowadzenia robót metra warszawskiego

[1]



Rys.1. Profil geotechniczny centrum m. Bydgoszczy ul. Zduny

W przekonaniu takim utwierdza przedstawiony na rysunku 1 profil geotechniczny z centrum miasta Bydgoszczy, gdzie górna warstwa - do 2,0 m ppt stanowi utwory czwartorzędowe, przeważnie luźne piaski gliniaste, przewarstwione piaskami różnoziarnistymi bądź żwirami. Grubość tej warstwy na przedmieściu wynosi niekiedy 4,0 m.

Pod czwartorzędem znajdują się właściwe iły pstry o  $Sp=0,0$ , sprasowane do tego stopnia, że nie wykazują skłonności do szybkiego wchłaniania wody; warstwa plastyczna utrzymuje się najczęściej w granicach 1-2 mm rów-

niez i dzięki temu, że w licznych przypadkach strop iłów pstrych wykazuje zagłębienia do 0,7 m przypominające naturalne stawy lub rynny odpływowe wypełnione drobnymi, jednorodnymi piaskami ze zmienną zawartością frakcji iłowych.

Ujemną cechą właściwych iłów pstrych jest ich zmniejszona grubość utrzymująca się najczęściej w granicach 1-2 m warstwy, pod którą występują nawodnione pyły ilaste przekształcające się w drobne piaski ilaste. Dopiero na głębokości - 6,0 m ppt wyróżnia się ponownie metrowej grubości warstwę właściwych pstrych iłów, pod którą jeszcze raz występują pyły ilaste, przemieniające się w bardzo drobne piaski ze zmienną zawartością frakcji pylastych i iłowych.

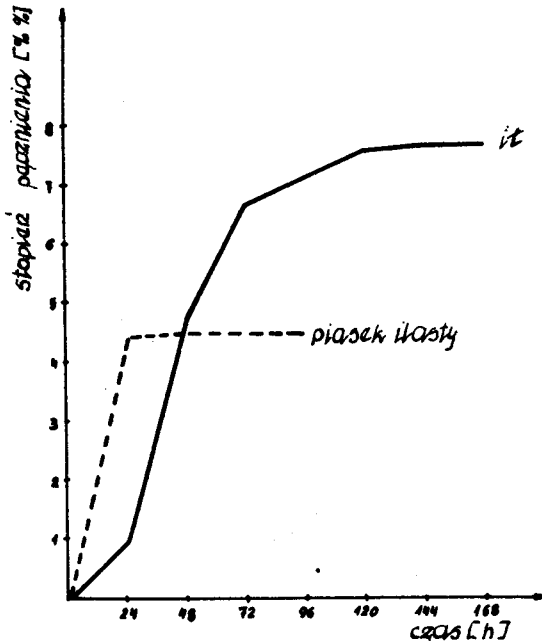
Jeżeli w latach 1900-1910 uważano za dobre podłoże jedynie znajdującą się w stropie trzeciorzędu warstwę właściwych pstrych iłów łącznie z wyrównującymi powierzchnię drobnymi piaskami, to w opracowaniach ostatniego okresu zróżnicowany trzeciorzęd do głębokości 8,0 m ujmuje się w jeden pakiet pstrego iłu o uogólnionych wskaźnikach:  $W_n = 28\%$ ,  $\gamma'_0 = 2,1 \text{ t/m}^3$ ,  $\varphi = 10^\circ$ ,  $S_p = 0,0$ ,  $E' = 280 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E'' = 400 \text{ kg/cm}^2$ ,  $L_y = 93, 10\%$ ,  $L_p = 34,30\%$ ,  $K_2 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$  z odchyleniami:  $W_n = 24-35\%$ ,  $E' = 200-350 \text{ kg/cm}^2$ ,  $L_y = 60-120\%$ ,  $L_p = 20-45\%$  oraz zmienną zawartością frakcji pyłowej w granicach 20-35% i iłowej od 30-75%. [2] Pakietowe ujęcie wobec dużej niejednorodności cech fizyko-mechanicznych jest wyjątkowo niekorzystne i utrudnia

wydanie bezbłędnej oceny podłoża oraz wyznaczenie głębokości posadowienia fundamentów.

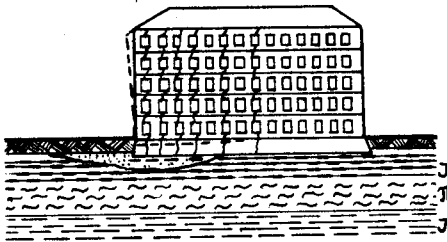
Pomijając podział iłów trzeciorzędowych zależny od zawartości minerałów o odrębnej budowie i składzie chemicznym, dla konstruktora najczęściej jedynym wskaźnikiem charakteryzującym podłoże, pozostaje dopuszczalne obciążenie  $K_2$ . Przyjmowana tu wartość  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  jest niekiedy tak dalece imponująca, że technicy dyskwalifikują cztero-metrową warstwę podłoża z czwartorzędu, sięgając do stropu pstrych iłów wysoką podwaliną. W jakiej mierze takie rozwiązanie można uznać za uzasadnione, pokaże przyszłość. Jednakowa wartość dopuszczalnych obciążeń pstrych iłów i wyrównujących ich powierzchnię drobnych piasków, uzasadniała w przeszłości posadowienie wspólnego fundamentu na gruntach odmiennego rodzaju. Postępowanie usprawiedliwiała jednakowa wartość modułu  $E'$ , nieznaczna grubość warstwy właściwych pstrych iłów, pomniejszona o zagłębienia wypełnione drobnymi piaskami, a także ograniczona powierzchnia kosztownej na owe czasy posesji. Niewłaściwość takiego postępowania wyjaśnia dopiero krzywa pęcznienia /rys.2/, która wykazuje zmiany zachodzące w podłożu podczas krótkotrwałych nawodnień gruntu, kiedy to pstry iły jeszcze nie reagują na zawilgocenie, a w piaskach ilastych proces pęcznienia przebiega szybko, wywołując pod fundamentem spadek wartości dopuszczalnych obciążeń. Z wiekiem betonowa łąwa na piasku ilastym wykazuje wzrastającą różnicę osiadań w stosunku do pozostałych części fundamentu,



co ostatecznie prowadzi do zarysowania budowli w określonej strefie /rys.3/.



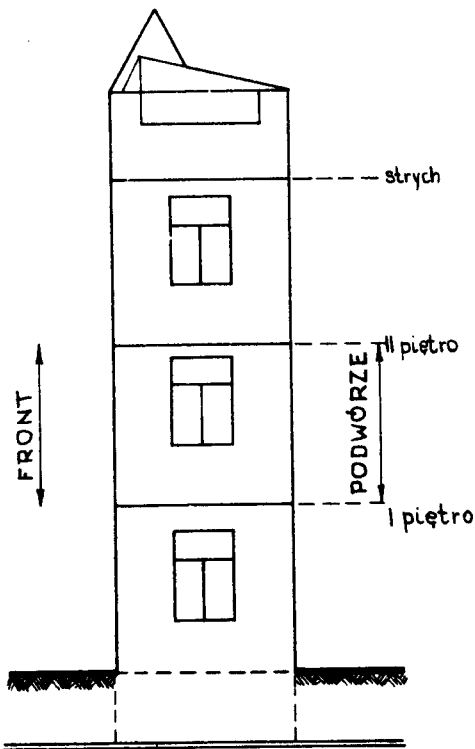
Rys.2. Wykres zależności stopnia pęcznienia od czasu



Rys.3. Odkształcenia fundamentu posadzonego na różnych gruntach

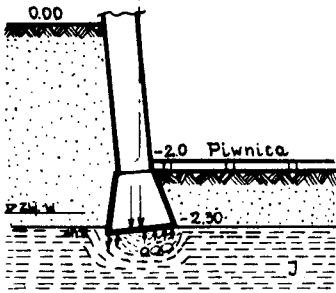
W innych przypadkach zarysowania wynika z zastosowania nietypowej konstrukcji dachu i jego odwodnienia; estetyczna lecz prawdopodobnie w przeszłości kosztowna eternitowa dachówka pokrywa jedy -

nie od ulicy frontową część dachu, nachyloną pod kątem  $60^{\circ}$  do poziomu. Z tej powierzchni woda deszczowa spływa rynnikami bezpośrednio pod fundament posadowiony na pstrych iłach. Pozostałą część dachu widoczną od podwórza, a nachyloną do poziomu pod kątem  $30^{\circ}$ , pokrywa papa /rys.4/ Tę ostatnią, większą część dachu odwadniają rynny do podwórzowych studzienek, z których woda przez klapę zwrotną odpływa do kanalizacji deszczowej, mieszczącej się we wspólnym wykopie z kanalizacją sanitarną. Późną jesienią,



Rys.4. Oryginalna konstrukcja dachu

gdy nośność nawilgoczonego podłoża pod zewnętrzą krawędzią ściany frontowej zmniejsza się, od stron nieogrzewanych i źle zabezpieczonych przed niskimi temperaturami piwnic powstają pod fundamentem zjawiska wysadzinowe. W rezultacie, gdy krawędź ławy fundamentowej od ulicy osiada, od strony piwnic unosi się ku górze /rys.5/. Dopóki belki stropowe kotwią ścianę frontową, zarysowania powstają

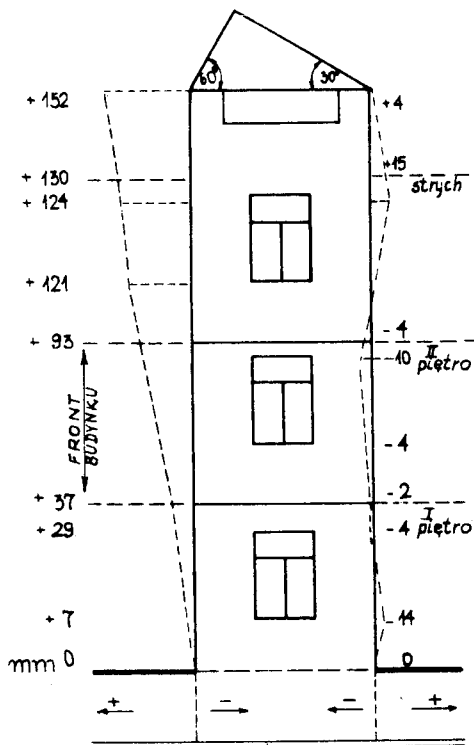


Rys.5. Odształcenie fundamentów wadliwie odwodnionych

jedynie na dolnej kondygnacji. W miarę postępu osiadania ściana wychyla się z osi /rys.6/, a intensywność i rozmaitość kierunków zarysowań stwarza duże trudności właściwego rozpoznania ich przyczyn i diagnozowania; dobrze kotwione belki stropowe w ścianie frontowej, powodują odseparowanie sufitów od

konstrukcyjnych ścian środkowych i poprzecznych działowych, tudzież wolno stojących przewodów kominowych. Po szczególne części budowli nie tworzą już monolitu, łatwo wpadają w rezonans z drganiami pochodzącymi od hamowanych na ulicy pojazdów, które stają się przez to bardzo uciążliwe dla mieszkańców.

Stosunkowo często przyczyną zarysowania budowli jest niedostateczna kontrola pracy czyszczaków rynien deszczowych, bądź zaniedbanie okresowej konserwacji zwrotnych klap podwórzowej kanalizacji deszczowej. Z uwagi na słabe podłoże może to doprowadzić do kosztownej renowacji fundamentów, a niekiedy zmusić do rozbiórki zabudowań.

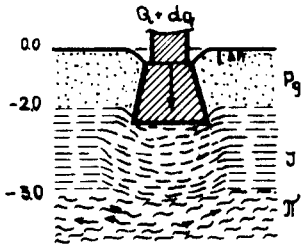


Rys. 6. Odkształcenie ściany frontowej

Przedstawiony na rysunku 1 profil geotechniczny wskazuje, że właściwe pstre iły są jedynym podłożem dla płytkich fundamentów, ale nie zawsze dobrym ze względu na małą grubość warstwy oraz zróżnicowaną głębokość posadowienia poszczególnych budowli. Każde obniżenie stopy fundamentowej zmniejsza w podłożu grubość pstręgo iłu, pod którym znajdują się nawodnione

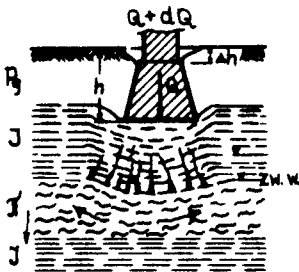
pyły ilaste, grunty bardzo wrażliwe na wstrząsy i wibrację spowodowaną ruchem ulicznym [3].

W okresie ostatniej wojny i po jej zakończeniu piwnice, parter oraz piętro w wielu budowlach mieszkalnych zostały zamienione na magazyny, zakłady produkcyjne, kina itd. Zmiana ciężaru użytkowego, chociażby tylko okresowo, spowodowała wzrost obciążenia, od którego obniżył się lokalnie spąg iłu, wywołując wzrost zagęszczenia pyłu ilastego i osiadanie fundamentu /rys.7/.



Rys.7. Osiadanie przeciążonych fundamentów

Zmniejszenie grubości warstwy właściwych pstrych iłów spowodowało zwiększenie odkształcenia stropu pyłów ilastych. W wielu wypadkach spąg pstrych iłów ulegał rozerwaniu pod wpływem zwiększonych zewnętrznych obciążeń i nadmiernego lokalnego obniżenia /rys.8/, a wówczas wilgotność iltu powiększała się aż do uzyskania wartości krytycznej pod wpływem wody wyciskanej z pyłów ilastych. Procesowi odkształcenia fundamentu wtedy nie zapobiega zmniejszenie obciążeń użytkowych do wartości pierwotnych, zaś zamienianie łąw fundamentowych na pale, bloki oporowe lub płyty, łączy się z koniecznością obniżenia zwierciadła wody gruntowej w podłożu skłonnym do zjawisk kurzawkowych.



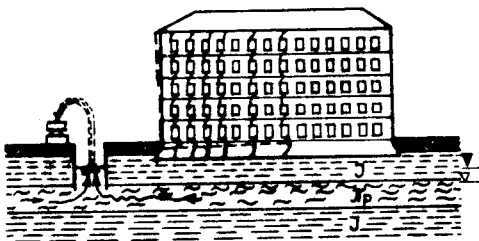
Rys.8. Skutki przeciążenia fundamentów

Zmiana płytkiego fundamentu na głęboki stabilizowała budowlę, ale proces odwadniania niezbędny przy dodatkowych głębokich wykopach, wywoływał zachwianie równowagi sąsiednich budowli /rys.9/. Wstrząsy i vibracje od rosnącego ru-

chu ulicznego wpływają na intensywność upłynniania się gruntu drobnoziarnistego. Wykonana

sieć wodociągowo-kanalizacyjna, bez analizy lokalnych

warunków podłoża, jest jedną z ostatnich przyczyn powta -  
 rzania się na jezdniach awarii, których sposób usuwania  
 nie pozostaje bez wpływu na statyczną stronę zwartej za -  
 budowy miasta.



Rys.9. Skutki odwodnienia wykopów podczas renowacji fun -  
 damentów

#### Wnioski i zalecenia

- a/ posadawiać fundamenty płytkie pozwala się na obniżonym  
 od piasku stropie właściwych pstrych iłów o  $Sp=0,0 - 0,10$ , jeżeli grubość warstwy przekracza minimum 1,5 sze -  
 rokości fundamentu. Wzmacnianie łąw fundamentowych do -  
 puszczalne jest pod warunkiem, że konstrukcja pomocni -  
 cza spocznie na właściwych pstrych iłach obniżonych z  
 piasków ilastych;
- b/ należy chronić piwnice przed wpływem niskich tempera -  
 tur. Nieczynną instalację wodociągową należy z podło -  
 ża usunąć;
- c/ należy periodicznie kontrolować czyszczaki rynien desz -  
 czowych i kłapy zwrotne podłączeń kanalizacyjnych;

- d/ w budowlach zarysowujących się wskutek odmiennego u-  
przednio użytkowania /zwiększonego obciążenia użyt -  
kowego/ zmianę fundamentów płytkich na głębokie wy -  
konywać z uwzględnieniem negatywnego oddziaływania na  
fundamenty sąsiednie;
- e/ w zarysowujących się budowlach w sąsiedztwie funda -  
mentów głębokich - remontować fundamenty w miarę mo-  
żliwości bez potrzeby obniżania poziomu wód grunto -  
wych;
- f/ chronić podłoże przed zawilgoceniem, usuwając z grun-  
tu wyloty rynien deszczowych oraz krzewy i drzewa li-  
ściaste z otoczenia budowli. Przylegające podwórza  
i teren odwodnić powierzchniowo przez nadanie spadku  
umocnionej nawierzchni;
- g/ w obszarze zwartej zabudowy unikać magistral wodo -  
ciągowych; sieć rozdzielczą budować z rur stalowych.  
Przewody kanalizacyjne w ulicy układać na fundamen -  
tach, bądź na podsypce żwirowej o znacznej grubości.

## Literatura

1. Hueckel St.: Zarys fundamentowania dla geologów. Wyd. 2 poprawione. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1967.
2. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla I części osiedla Bartodzieje w Bydgoszczy /teczka 3+4/ wykonana przez CZSBM, Warszawa 1970
3. Jaropolski I.W.: Osnowania i fundamenty. Leningrad 1954.
4. Wiłun Z.: Mechanika gruntów i gruntoznawstwo drogowe. Wydawnictwo komunikacji i łączności, Warszawa 1967.
5. Mutschmann J., Stimmelmayer F.: Taschenbuch der Wasserversorgung. Stuttgart.
6. Materiały archiwalne. Baupolizei.
7. Kruś J.: Praca dyplomowa - WSI w Bydgoszczy 1974.
8. Orzeczenie techniczne, Politechnika Gdańska - Zakład Budownictwa Ogólnego, 1969.

CAUSES OF BUILDING CRACKS IN THE CITY  
OF BYDGOSZCZ

## Summary

The article discusses the causes of cracks of buildings placed on third-rate loams based on carried out damage examinations, physico-mechanical ground properties and a number of views worked out by a lot of engineer advisers and experts, employed with the building inspection service since 1905.



ПРИЧИНЫ ТРЕЩИН ЗДАНИЙ ГОРОДА  
БЫДГОЩ

Резюме

Статья рассматривает причины трещин зданий, расположенных на третичных глинах, основываясь на проведенных исследованиях повреждений, физико-механических свойствах грунта и ряда характеристик подготовленной многочисленной группой инженеров-экспертов и специалистов работающих в строительном надзоре с 1905г.

Józef Kureczko

624 131

PRZYCZYNEK DO OCENY PODŁOŻA Z GLIN ZWAŁOWYCH

Artykuł porównuje ocenę podłoża z glin zwałowych przed realizacją inwestycji budowlanej i podczas jej wykonywania oraz zwraca uwagę na zmienność wskaźników nośności podłoża w zależności od wpływów atmosferycznych. Stabilizacja jednostkowych dopuszczalnych naprężeń następuje, zdaniem autora, dopiero po uregulowaniu warunków hydrogeologicznych.

Północną i środkową część Polski pokrywają utwory zlodowacenia plejstocenijskiego, stanowiące podłoże fundamentów. W tej wielkiej masie różnego rodzaju gruntów najbardziej charakterystyczne są utwory morenowe, odznaczające się wielką nieregularnością odkładów o skomplikowanych warunkach hydrogeologicznych. Na obszarach morenowych wiele przykrych niespodzianek następuje pomieszanie ze sobą piasków, glin i żwirów w sposób niestwierdzony. Chociaż te rodzaje gruntów cechuje wysoka wartość dopuszczalnych obciążeń, to jednak pełne ich wyzyskiwanie budzi wątpliwości.

Większe obszary pokrywają utwory moren dennych, w których najczęściej spotykanym gruntem są gliny zwałowe, odznaczające się większą regularnością od moren czołowych, należące jednak do najtrudniejszych i najbardziej zdradliwych gruntów spotykanych w praktyce inżynierskiej. W jednym miejscu piaszczyste przewarstwione pyłami, piaskami i żwirami, w innym czyste, prawie zupełnie ilaste, przykrywają materiał przepuszczalny, w którym krążąca pod ciśnieniem hydrostatycznym woda nadaje gruntom zmienne w czasie wartości wskaźników stanu technicznego podłoża. Właśnie ta zmienność hydrostatycznego ciśnienia wody, zależna od opadów atmosferycznych, wraz ze zróżnicowanymi wartościami współczynników przepuszczalności w zmieniających się układach gruntu, stwarza wyjątkowo niekorzystne warunki posadowienia i utrudnia zajęcia bezbłędnego stanowiska w ocenie podłoża.

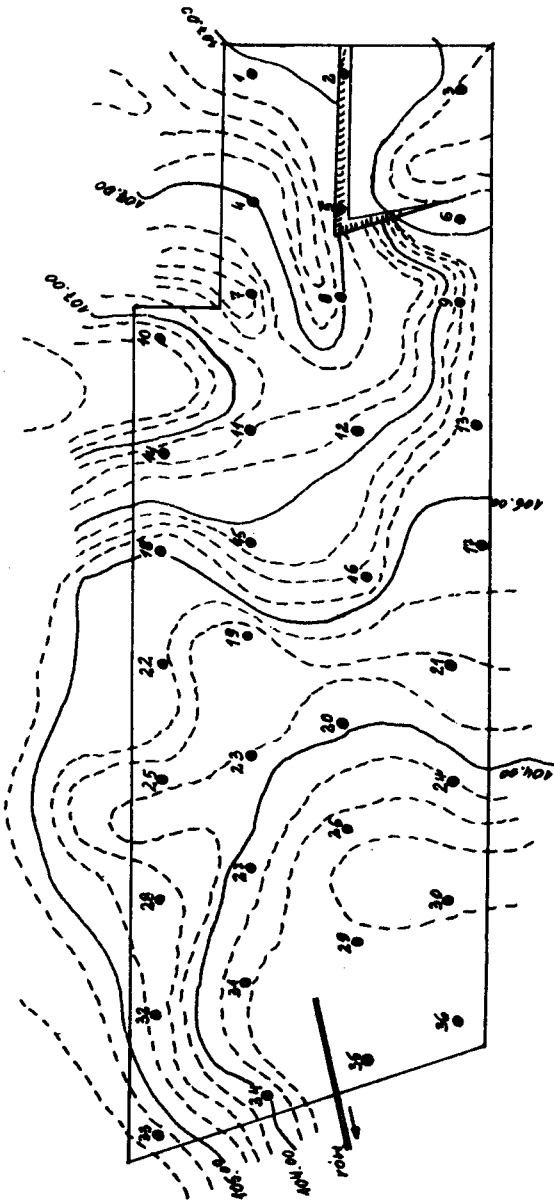
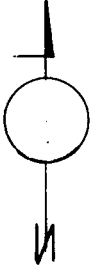
Skutki zlekceważenia wpływu warunków hydrogeologicznych w ocenie podłoża, najlepiej przedstawia budowa zakładu przemysłowego na Kujawach, oparta o niezależne od siebie orzeczenia geotechniczne trzech przedsiębiorstw specjalistycznych, które na powierzchni 6,5 ha wykonały łącznie 65 wierceń o głębokości 6 - 12 m, kwalifikując pozytywnie podłoże i teren budowlany. Prace geotechniczne prowadzone przez pierwsze przedsiębiorstwo specjalistyczne w okresie 22.08-17.09.1973 r. rozszerzono o dziesięć sondowań sondą cylindryczną oraz uzupełniono pomiarami geodezyjnymi zwierciadła wód gruntowych. Ustalono wtedy, że pod względem morfo-

logicznym teren badań znajduje się na płaskiej wysoczyźnie morenowej /rys.1./

Legenda:

1 - 107.08	10 - 107.28	19 - 104.47	28 - 104.20
2 - 105.38	11 - 106.54	20 - 104.06	29 - 103.28
3 - 104.49	12 - 105.98	21 - 104.17	30 - 103.57
4 - 107.29	13 - 105.09	22 - 104.81	31 - 103.54
5 - 105.53	14 - 105.51	23 - 104.09	32 - 104.59
6 - 104.86	15 - 105.77	24 - 103.75	33 - 105.48
7 - 106.22	16 - 105.00	25 - 104.73	34 - 103.98
8 - 107.56	17 - 104.73	26 - 103.68	35 - 103.51
9 - 105.22	18 - 105.42	27 - 104.00	36 - 103.46

25° nr odwiertu  
104.73 minpm



Rys.1. Powierzchnia terenu budowlanego

Powierzchnia w części północnej lekko opada w kierunku wschodnim od rzędnej 107,0 mnpm do 104,0 mnpm. Do krawędzi badanego terenu od strony północno - zachodniej przylega wysoczyzna morenowa.

Z rozpoznania wynika, że podłoże budują utwory holocenijskie tylko do głębokości 0,6 m ppt, niżej są utwory plejstocenijskie tj. gliny zwałowe z otoczkami, przewarstwione piaskami i żwirami wodno-lodowcowymi o miąższości 0,3 - 1,4 m do głębokości 2,0 - 6,0 m ppt. W rejonie otworów /rys.1./ nr nr 5,6,8,9,11,12,13,17 oraz 31,32 i 34 stwierdzono drobne piaski wodno-lodowcowe o miąższości 1,0 - 2,6 m. Szczegółowy układ gruntów i zwierciadła wody uwidoczniło na wnikliwie opracowanych przekrojach geotechnicznych. Odnośnie do warunków hydrogeologicznych wspomniano, że ustabilizowane zwierciadło wody utrzymuje się na rzędnej około 102,5 mnpm, a w sierpniu i wrześniu 1973 roku w gruntach piaszczystych nawiercono swobodne zwierciadło wody na głębokości 1,0 - 3,0 m ppt w zależności od konfiguracji terenu. Ponownie nawiercono wodę, będącą pod ciśnieniem hydrostatycznym w przewarstwieniu piaszczystym bądź żwirowym wśród glin na różnych głębokościach tj. 4,0 - 6,0 m ppt. Niezależnie od tego zaobserwowano sączenie się wody z gliny na różnych wysokościach. Wnioskować należy - zwraca uwagę orzeczenie, że poziom wody może ulegać wahaniom w zależności od pory roku i opadów atmosferycznych. Pomijając w rozważaniach głębię, podzielono grunty w podłożu na pakiety o podob-

nych cechach fizyko-mechanicznych i podobnej przydatności dla celów budowlanych:

p a k i e t I - ujmuje grunty sypkie, z których wydzielono cztery warstwy:

warstwa Ia - piasek drobny w strefie przypowierzchniowej wilgotny i nawodniony w stanie luźnym i średniozagęszczonym o uogólnionych wartościach  $S_z = 0,33$   $\gamma_0 = 1,75$   $\varphi = 34^\circ$ ,  $E' = 300$ ;

warstwa Ib - piasek drobny wilgotny i nawodniony o uogólnionych wartościach  $S_z = 0,50$ ,  $\gamma_0 = 1,85$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $E' = 400$   $\text{kg/cm}^2$ ;

warstwa Ic - piasek średni i gruby z domieszką żwiru, nawodniony o uogólnionych wartościach  $S_z = 0,50$ ,  $\gamma_0 = 1,95$ ,  $\varphi = 36^\circ$ ,  $E' = 360$   $\text{kg/cm}^2$ ;

warstwa Id - żwir i pospółka, nawodnione o uogólnionych wartościach  $S_z = 0,50$ ,  $\gamma_0 = 2,05$ ,  $\varphi = 38^\circ$ ,  $E' = 150$   $\text{kg/cm}^2$ ;

p a k i e t II - ujmuje gliny piaszczyste, które podzielono na dwie warstwy:

warstwa IIa - glina piaszczysta plastyczna i miękko-plastyczna o uogólnionych wartościach  $W_n = 16$  %,  $\gamma_0 = 2,15$ ,  $c = 0,2$ ,  $\varphi = 7^\circ$ ,  $S_p = 0,30$ ,  $E' = 105$   $\text{kg/cm}^2$ . W glinie tej występują na różnych głębokościach drobne przewarstwienia piasku na - wodnionego, powodującego wysięki;

warstwa I Ib - glina piaszczysta twardo-plastyczna i pól -  
 zwarta o uogólnionych wartościach  $W_n = 12 \%$ ,  $\gamma_0 = 2,20$ ,  
 $c = 0,5$ ,  $\varphi = 13^\circ$ ,  $S_p = 0,10$ ,  $E' = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

Ostatecznie orzeczenie geotechniczne ocenia, że grunty na-  
 dają się do bezpośredniego posadowienia fundamentów przy  
 zachowaniu jednostkowych dopuszczalnych obciążeń:

pakiet I

warstwa Ia	$K_2 = 1,5 \text{ kg/cm}^2$
warstwa Ib	$K_2 = 1,8 \text{ kg/cm}^2$
warstwa Ic	$K_2 = 3,5 \text{ kg/cm}^2$
warstwa Id	$K_2 = 3,8 \text{ kg/cm}^2$

pakiet II	warstwa IIa	$K_2 = 1,8 \text{ kg/cm}^2$
	warstwa IIb	$K_2 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$

W zależności od rzędnej posadowienia, orzeczenie hydro-  
 geologiczne zaleca liczyć się z innymi warunkami gruntowymi  
 i stawiać fundamenty na wyrównanym dnie wykopów utrzymanych  
 w stanie suchym. Zwraca uwagę na obecność wody już w pias-  
 kach przypowierzchniowych oraz na liczne wysięki wody wśród  
 glin z piaszczystych przewarstwień, tudzież na zmienne lusz-  
 tro wody gruntowej. Ponieważ obiekt przemysłowy o wysokości  
 do trzech kondygnacji będzie realizowany z prefabrykowanych  
 elementów żelbetowych oraz przewiduje murowany komin do wy-  
 sokości 60 m, orzeczenie geologiczne postuluje wykonać uzu-  
 pełniające wiercenia i przeprowadzić dodatkowe badania ge-  
 otechniczne po opracowaniu szczegółowego planu zagospodaro-

wania.

Z przedstawionych w orzeczeniu geotechnicznym przekrojów wynika nieścisłe użycie terminu warstwa, bowiem pakiet I składa się z wypełnionych gruntem sypkim "kieszeni", które tworzą zmiennej grubości ale ciągłą warstwę przenikając tu i ówdzie do wnętrza pakietu II. Wskutek tego także wśród glin różnej grubości istnieje ciągła warstwa gruntów przepuszczalnych, w których krąży woda pod zmiennym ciśnieniem hydrostatycznym.

Niedomówienia natury technicznej skłoniły inwestora do zlecenia opracowania opinii geotechnicznej placówce naukowej, która jeszcze w czerwcu 1973 roku wykonała 8 dodatkowych wierceń badawczych do głębokości 5 - 7 m oraz otrzymała do wglądu orzeczenie geotechniczne pierwszego specjalistycznego przedsiębiorstwa, oparte na 36 wierceniach.

Wnioski wyciągnięte z opinii opracowanej przez placówkę naukową:

"Działka charakteryzuje się dość dużą różnicą wysokości /107,0 - 103,50/. Mikroniwelacja powierzchni powinna być taka, aby ilość robót ziemnych była jak najmniejsza. Zwraca się uwagę, że wykonanie nasypów z gruntów uzyskiwanych z wykopów wymagać będzie zastosowania do ich zagęszczenia walców wielokołowych ogumionych z uwagi na przewagę glin piaszczystych. Podłoże gruntowe nadaje się do posadowienia projektowanych budynków przy zastosowaniu fundamentów płaskich /stopy, ławy/. W niektórych miejscach zajdzie konieczność



usunięcia słabych, plastycznych warstw gruntów spoistych i zastąpienia ich chudym betonem lub dobrze ubitą warstwą mi pospółką. Orientacyjne wartości naprężeń dopuszczalnych w gruncie w poziomie posadowienia budynków określa się na  $K = 1,5 - 2,0 \text{ kg/cm}^2$ . Niekorzystną okoliczność stanowi wysoki poziom wody w gruncie na głębokości 0,6-1,5 m ppt. Nie jest wskazane stosowanie piwnic i wszelkich pomieszczeń podziemnych. Nawet dla budynków niepodpiwniczonych może zajść konieczność wykonania drenażu roboczego lub osuszenia wykopów fundamentowych. Należy rozważyć możliwość osuszenia całego terenu przez wykonanie stałego drenażu z grawitacyjnym odprowadzeniem wody do istniejących odbiorników. Po uzyskaniu przez Przedsiębiorstwo Hydrogeologiczne wyników wierceń powinna być dla fazy założeń techniczno-ekonomicznych opracowana szczególnie opinia geotechniczna dotycząca posadowienia poszczególnych obiektów." 8 przekrojów geotechnicznych związanych do opinii nie wnosi zmian do uprzedniego opracowania.

W celu uzupełniającego rozpoznania geotechnicznego w dniach od 15.XII.1973 r. do 5.I.1974 r. wykonano dodatkowo/ przez trzecie przedsiębiorstwo specjalistyczne/ 21 wierceń metodą ręczno-okrętą rurami 7,5 - 8" do głębokości 6,0 - 12,0 m.

Sprawozdanie z prac geotechnicznych charakteryzuje budowę geologiczną następująco:

"pod warstwą gleby zalegają gliny i gliny pylaste przewar-

stwione piaskami drobnoziarnistymi. Poniżej glin występuje warstwa piasków różnoziarnistych i żwirów. Od głębokości 6,0 - 12,0 m występują gliny zwałowe twardoplastyczne i półzwarne (...), zwierciadło wody stabilizuje się od 0,85 - 2,50 m poniżej powierzchni terenu tzn. na rzędnej 103,70 mnpm".

Wymienione trzy opracowania geotechniczne odrębnych instytucji specjalistycznych, opierających swoje pozytywne wnioski kwalifikujące grunt budowlany na podstawie  $36+8+21=65$  wierceń o głębokości 6,0 - 12 m na powierzchni 6,5 ha, posłużyły zagranicznemu wykonawcy obiektu przemysłowego do przystosowania typowego projektu do podanych w orzeczeniu najniższych wartości dopuszczalnych obciążeń i podjęcia w 1974 roku realizacyjnych prac; po zakończeniu przez rzutu mas ziemnych, tj. wyrównaniu terenu oraz wykonaniu fundamentów blokowych, przystąpiono do ustawienia kompresorów, dużych zbiorników itp. w odmiennych niż te, które panowały w 1973 roku warunkach meteorologicznych. Intensywne opady ciągle zmieniły w roku 1974 grunt budowlany w grząskie trzęsawisko, a obnażona z piaszczystej pokrywy glina zwałowa, spoczywając na gruntach sypkich z krążącą pod ciśnieniem hydrostatycznym wodą, straciła własności nośne.

Błędna ocena terenu jako podłoża budowlanego wynika z przyjęcia za podstawę jedynie wartości wskaźników  $S_z, S_p, c, \varphi$  i  $E$  stałych w regularnym układzie warstw gruntu z

ustabilizowanymi warunkami hydrogeologicznymi. W glinach zwałowych szybkie zmiany stanów wód gruntowych wywołują natychmiast w pewnych strefach gruntów sypkich wysokie ciśnienie spływowe, powodujące zjawiska sufozyjne. W wyniku wynoszenia bądź przemieszczania się drobnych frakcji w gruntach sypkich obniża się stopień zagęszczenia, zaś w glinach piaszczystych zmienia się wzajemny stosunek frakcji piaskowych, pyłowych i iłowych, w wyniku czego powstają nowe wartości  $W_n$ ,  $S_p$ ,  $c$ ,  $\varphi$  i  $E$ . Z przeprowadzonych przez autora badań wynika, że gliny zwałowe o zawartości frakcji piaskowych 52 - 67 %, pyłowych 28 - 19 %, iłowych 19 - 12 % wskutek wolniej zmieniającego się stanu hydrostatycznego wody gruntowej w porównaniu z wahaniami stanów w przenikających je gruntach sypkich, ulegają wewnątrz - gruntowym wysiękom, z których wypłukują się drobne frakcje do sąsiednich utworów, np. z glin piaszczystych do żwirów itd. W glinach morenowych zatem pod wpływem nieustabilizowanych warunków hydrogeologicznych przebiega proces zmian, utrudniający właściwe zakwalifikowanie gruntu budowlanego na podstawie wartości powszechnie stosowanych wskaźników. Na omawianym terenie budowlanym /rys.1/ istnieje początek rowu melioracyjnego, który zdaje się świadczyć o istnieniu w przeszłości wysięków i związków z tym zjawisk sufozyjnych. Orzeczenie geotechniczne podkreślając, że teren od strony północno - zachodniej przylega do krawędzi wysoczyzny morenowej, sugeruje również istnienie obfitych wysięków. Także obecność łąk po-

niżej wartwicy 104,0 mnpm wskazuje na trwałość wysięków . Rok 1973 był stosunkowo suchy, tym niemniej hydrostatyczny poziom wody gruntowej utrzymywał się w czerwcu na rzędnej 102,70 w sierpniu i wrześniu na 102,50 mnpm, ale już w styczniu 1974 r. na rzędnej 103,70 mnpm.

Wykreślone na rysunku 2 hydroizohipsy okresowo ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej wskazują kierunki dopływu oraz dominujące spadki hydrauliczne. Różnice poziomów ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej wynoszą około 3,0 m w okresie letnim roku suchego. Uwagę zwraca najsilniejszy dopływ z kierunku północno-zachodniego tj. ze wzniesienia przylegającego do terenu przeznaczzonego na lokalizację zakładu przemysłowego. Utrzymujący się w otworze nr 8 na rzędnej 104,76 mnpm najwyższy poziom wody wskazuje na powstawanie wysięków i zjawisk sufozyjnych już od warstwic 104,75 mnpm, która razem z niższymi warstwicami zajmuje ca 50 % powierzchni budowlanej. Powierzchnia /rys.3/ stropu gruntów sypkich pakietu I-go w międzywarstwowym układzie glin uwiadczenia wzniesienia, którymi woda powierzchniowa przedostaje się do przenikających gliny utworów sypkich, wywołując tam ciśnienie spływowe oraz zjawiska sufozyjne, obniżające stopień zagęszczenia gruntu. Kropkowane linie /rys.3/ zakreślają powierzchnie zajęte przez nawodnione żwiry. Poźornie powierzchnie takie mogłyby być wykorzystane do ustawienia fundamentów pod kompresory lub komin 60 m wysokości. Wskazania takie bez równoczesnego zalecenia u-

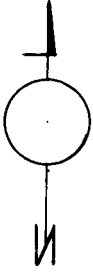
przedniego uregulowania stosunków wodnych, są jednak bardzo ryzykowne. Jako przykład może posłużyć wypadek w Nieaszawie, gdzie na żwirowej warstwie wśród gliny zwałowej zbudowano obiekty zakładu. Większe źródło wody przystosowano jako przyzakładowe ujęcie wody, podczas gdy mniejsze zabetonowano w okresie wykonywania fundamentów. Zamknięta wśród glin zwałowych woda, z nadejściem roku o odmiennych warunkach meteorologicznych, podtopiła przyległy do zakładu duży sad, niszcząc wieloletnie drzewa owocowe. Napór wody gruntowej okazał się tak silny, że rozstawione między rzędami drzew dreny nie były w stanie obniżyć wody gruntowej bez wykonanych dodatkowo otwartych rowów.

Urozmaicona powierzchnia spągu /rys.4./ pakietu gruntów ziarnistych oraz grubość tej warstwy /podana na załączonej obok tablicy/, a także nieregularna powierzchnia stropu /rys.3./ uwidaczniają trudność drenowania terenu za pomocą sączków drenarskich. Zróżnicowana grubość warstwy pakietu gruntów ziarnistych w granicach 330 - 8 cm, jak również rzędna spągu 99,75 mnpm łącznie z rzędną dna rowu odpływowego 103,0 mnpm, wskazuje na nieregularność grawitacyjną odwodnienia.

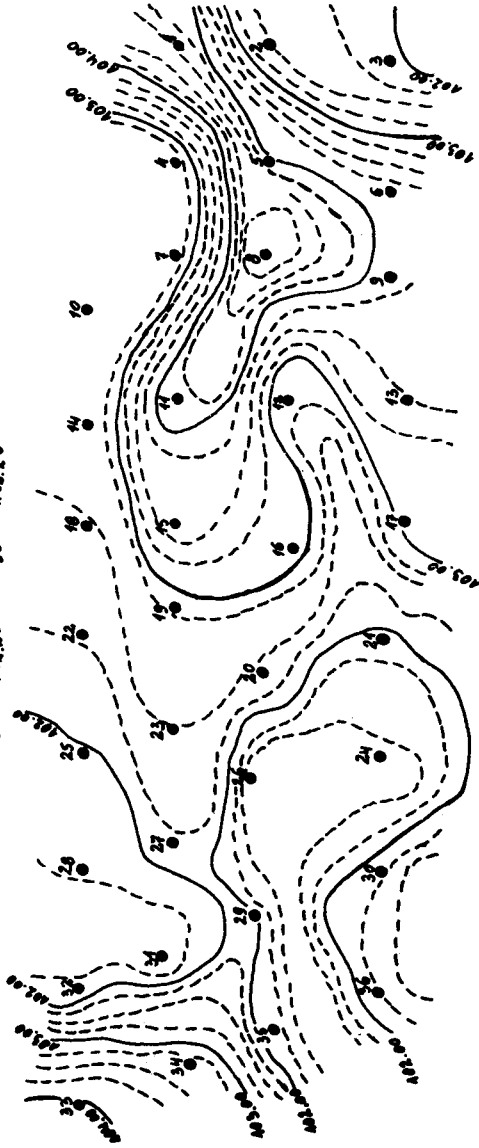
Pełny efekt uregulowania warunków hydrogeologicznych uzyskaloby się po ułożeniu ciągów drenarskich na rzędnej 99,50 mnpm, z częściową zasypką żwirową i przepompowaniem ujętej drenami wody na wysokość 103,50 mnpm.

Legenda:

1 ● nr odwiertu  
104.28 m n.p.m



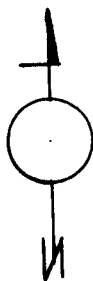
1 - 104.88	40 - 102.68	19 - 102.87	28 - 102.20
2 - 102.53	41 - 104.24	20 - 102.48	29 - 102.09
3 - 102.19	42 - 102.86	21 - 102.07	30 - 102.27
4 - 102.69	43 - 103.49	22 - 102.31	31 - 102.44
5 - 104.03	44 - 102.66	23 - 102.49	32 - 102.19
6 - 103.96	45 - 103.67	24 - 104.45	33 - 104.08
7 - 102.32	46 - 103.09	25 - 104.93	34 - 103.28
8 - 104.76	47 - 103.03	26 - 104.39	35 - 104.91
9 - 103.92	48 - 102.42	27 - 102.20	36 - 102.26



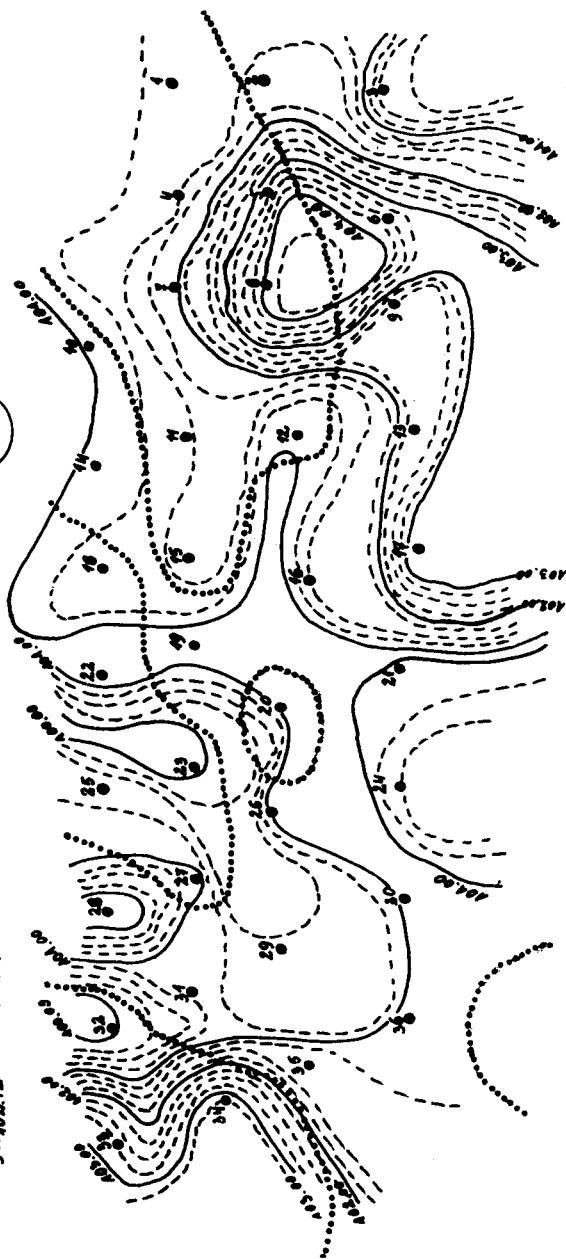
Rys. 2. Hydroizohipsy ustalonego zwierciadła wody gruntowej

Legenda:

- 1 ● nr punktu - odzietu  
101.38 średnia stropu gruntów sypkich  
obezar występowania żwirów  
.....



1 - 101.38	10 - 101.48	19 - 101.57	28 - 102.20
2 - 101.58	11 - 101.54	20 - 101.56	29 - 102.08
3 - 100.39	12 - 101.00	21 - 100.87	30 - 102.07
4 - 101.49	13 - 102.29	22 - 101.01	31 - 102.14
5 - 101.05	14 - 101.41	23 - 102.09	32 - 102.09
6 - 103.96	15 - 101.67	24 - 102.55	33 - 102.28
7 - 101.92	16 - 101.49	25 - 102.53	34 - 103.26
8 - 101.34	17 - 103.09	26 - 101.07	35 - 101.54
9 - 102.72	18 - 101.42	27 - 101.10	36 - 101.06

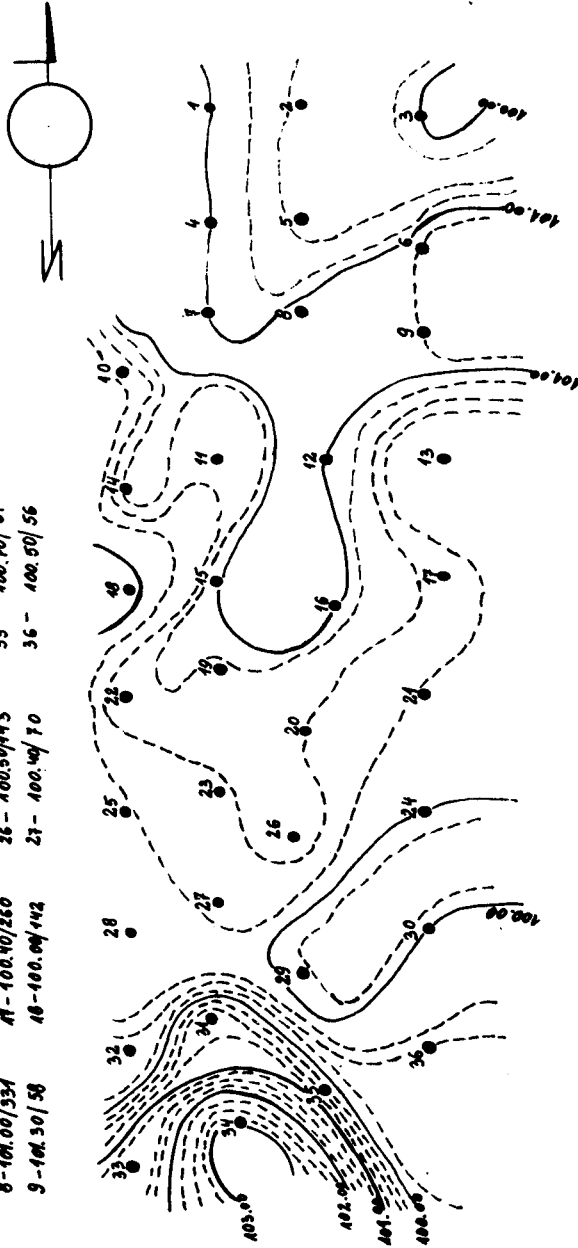


Rys. 3. Powierzchnia stropu gruntów sypkich

Legenda:

- 8 ● nr. punktu - odwiertu
- 101.00 wys. bezwzgl. spągu
- 331 grubość warstwy gruntów sypkich

1 - 101.00 / 38	10 - 100.50 / 58	19 - 100.65 / 52	28 - -
2 - 100.48 / 10	11 - 100.50 / 110	20 - 100.45 / 71	29 - 99.80 / 78
3 - 100.00 / 59	12 - 101.00 / 8	21 - 100.20 / 67	30 - 100.00 / 107
4 - 101.00 / 119	13 - 99.00 / 329	22 - 100.70 / 31	31 - 100.70 / 14
5 - 100.40 / 157	14 - 100.80 / 34	23 - 100.40 / 69	32 - 100.60 / 51
6 - 101.30 / 266	15 - 101.00 / 57	24 - 100.00 / 85	33 - 102.30 / 58
7 - 101.00 / 192	16 - 101.00 / 49	25 - 100.20 / 23	34 - 103.00 / 28
8 - 101.00 / 331	17 - 100.40 / 260	26 - 100.50 / 143	35 - 100.70 / 61
9 - 101.50 / 58	18 - 100.00 / 112	27 - 100.40 / 70	36 - 100.50 / 56



Rys. 4. Powierzchnia spągu gruntów sypkich



Ocena terenu i gruntu przeznaczonego pod budowę w tym miejscu zakładu może być raczej negatywna w stosunku do terenów sąsiednich położonych znacznie wyżej.

W nawiązaniu do poruszonego w artykule tematu można z całą stanowczością stwierdzić, że kwalifikowanie glin na podstawie rozpoznanych w okresie wierceń wartości  $W_n$ ,  $S_z$ ,  $S_p$ ,  $c$ ,  $\psi$  i  $E$ , bez głębszej analizy technicznych możliwości korzystnego uregulowania warunków hydrogeologicznych jest błędem, utrudniającym nie tylko realizację budowy, ale również narażającym inwestora na zbędne, znaczne wydatki inwestycyjne, często spłacane po uruchomieniu zakładu.

#### Literatura

1. Hueckel St.: Zarys fundamentowania dla geologów. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1967
2. Pomianowski K.: Fundamentowanie. Skrypt Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1947
3. Jaropolskij I.W.: Osnowanija i Fundamenty. G.I.W.T., Leningrad 1945
4. Akta Sądu Powiatowego w Aleksandrowie Kujawskim

## CONTRIBUTION TO VALUATION OF BOULDER CLAY GROUND

## Summary

The article compares the valuation of boulder clay ground before the realization of building investment at the time of being performed and it calls attention to the ground carrying capacity of coefficients variability in dependence on weathering. The stabilization of admissible unit strains takes place according to the author's opinion - only after the hydrogeological conditions being regulated.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ОЦЕНКИ  
ОСНОВАНИЙ ИЗ ВАЛУННОЙ ГЛИНЫ

## Резюме

Статья сравнивает оценку основания из валунной глины до реализации строительных капиталовложений и во время выполнения их, а также обращает внимание на изменимость показателей грузоподъемности основания в зависимости от атмосферных влияний. Стабилизация единичных удельных допустимых напряжений выступает, по мнению автора только после урегулирования гидрогеологических условий.



Edmund Lubieniecki

BADANIA MODELOWE NAPRĘŻEN W STAŁOWYM DŹWIGARZE  
BLACHOWNICOWYM WSTĘPNIE SPRĘŻONYM

W pracy przedstawiono wyniki badania modelowego stalowej blachownicy wstępnie sprężonej, stanowiącej element nośny mostu suwnicowego.

Zaprojektowano suwnicę o nośności  $N = 30/5 \text{ T}$  i rozpiętości  $L = 30,0 \text{ m}$  jako tradycyjną, którą następnie sprężono, co pozwoliło na dwukrotne zwiększenie nośności.

1. Wstęp

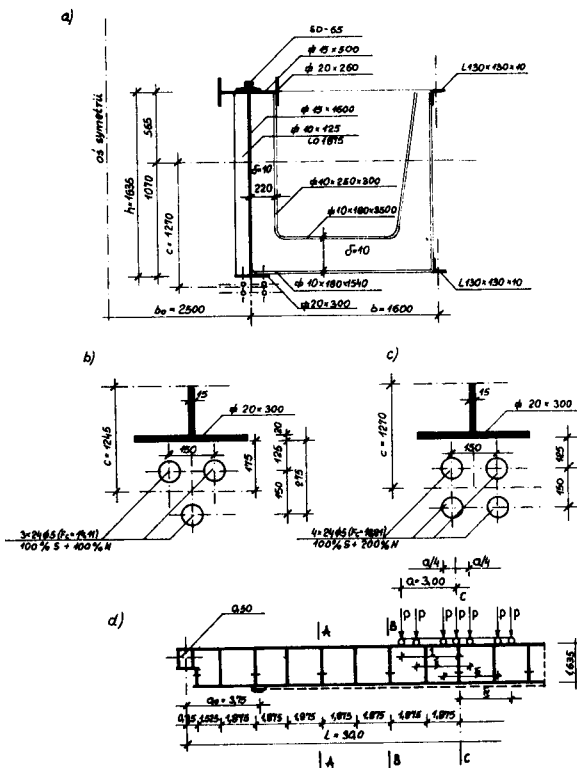
Konstrukcje stalowe wstępnie sprężone nie są w Polsce jak i za granicą stosowane, poza nielicznymi przypadkami doświadczalnymi.

Zastosowanie wstępnego sprężenia pozwala, przy mniejszym zużyciu materiału, obniżyć ciężar własny konstrukcji, który - jak wiadomo, stanowi około 50-70 % ciężaru suwnicy. Zmniejszenie ciężaru własnego konstrukcji nośnej przyczynia się do uzyskania dodatkowych korzyści, jak: możliwość

zastosowania lżejszych torów podsunnicowych, słupów podtrzymujących, lżejszych mechanizmów napędowych oraz mniejsze zapotrzebowanie energii elektrycznej.

Możliwość unowocześnienia konstrukcji mostów suwnicowych można uzyskać poprzez uwzględnienie przestrzennej pracy ustroju, projektowanie belek o zmiennym przekroju i wprowadzenie wstępnego sprężenia [12].

Na rysunku 1 przedstawiono przekrój poprzeczny i podłużny zaprojektowanego mostu.



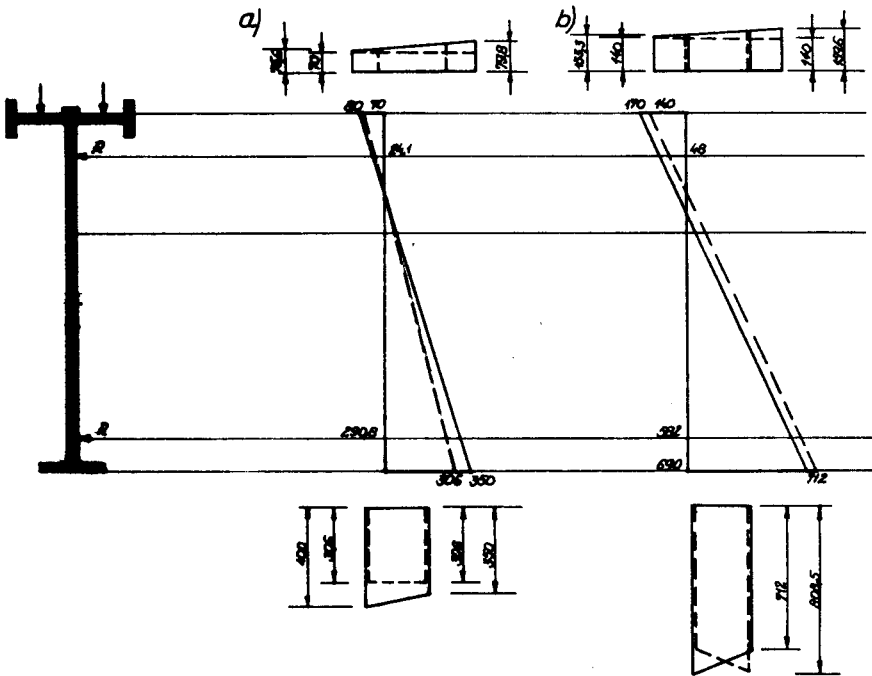
Rys. 1. Schemat połowy mostu suwnicowego: a/ przekrój poprzeczny, b/ i c/ rozmieszczenie ciągów dla obciążenia  $100\%$  i  $200\%$   $N$ , d/ przekrój podłużny z oznaczonymi badanymi przekrojami A, B, C

2. Zasady obliczeniowe

2.1. Element niesprężony

Momenty zginające i siły poprzeczne dźwigara głównego obliczamy od obciążeń pionowych, jak dla układu belki wolnopodpartej, ustalając przez kojarzenie największe wartości statyczne [5] i [14] wymiarowując metodą naprężeń granicznych.

Sprawdzenie naprężeń w punkcie 1,2,3,4 /rys.2/



Rys.2. Wykres naprężeń dźwigara głównego sprężonego siłą:

a/ 305 kg, b/ 710 kg

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \alpha \left[ \frac{M_x^{II}}{W_{x_{\min}}} + \frac{M_y^{II}}{W_{y_1}} \right] \ll K \\ \sigma_2 &= \alpha \left[ \frac{H_w}{F_n} + \frac{M_x^{II}}{W_{x_{\max}}} + \frac{M_y^{II}}{W_{y_2}} \right] \ll K \\ \sigma_3 &= \alpha \left[ \frac{M_x^{II}}{W_x^3} + \frac{M_y^{II}}{W_y^3} \right] \ll K \\ \sigma_4 &= \alpha \left[ \frac{M_x^{II}}{W_x^4} + \frac{M_y^{II}}{W_y^4} + \alpha \frac{H_w}{F_n} \right] \ll K \end{aligned} \quad (1)$$

gdzie:

$M_x^{II}, M_y^{II}$  - momenty zginające względem osi  $x$  i  $y$   
wg drugiego kojarzenia obciążeń

$F_n$  - pole przekroju netto dźwigara

$H_w$  - siła hamowania jazdy wózka

Naprężenie zastępcze sprawdzamy ze wzoru

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \ll K \quad (2)$$

Maksymalne naprężenia tnące od siły pionowej i poziomej

$$\tau_x = \frac{\alpha \cdot T_x^{II}}{g \cdot h} \ll K_t$$

$$\zeta_y = \frac{T_y^{II}}{g \cdot h} \ll K_t \quad (3)$$

gdzie:

$T_x^{II}$ ,  $T_y^{II}$  - siły tnące pionowe i poziome wg drugiego kojarzenia obciążeń  
 $g$ ,  $h$  - grubość i wysokość środnika

### 2.1.1. Wpływ przestrzenności

Most suwnicowy składa się z belki głównej i pomocniczej, przy czym belki główne projektowane są zazwyczaj na pełne obciążenie pionowe ruchome, natomiast pomocnicze mają znaczenie drugorzędne i przenoszą tylko obciążenie stałe. W rzeczywistości obydwa rodzaje dźwigarów połączone są przy pomocy przepon lub tężników w układ przestrzenny, a obciążenia ruchome przekazywane są na belki proporcjonalnie do ich sztywności [7]. Do najbardziej znanych należy zaliczyć metodę Ch.A. Winokurskiego [16] opartą na analizie odkształceń elementów konstrukcji i równań kanonicznych metody sił.

Przecinając więzy nadliczbowe przekształcamy ustrój wewnętrznie statycznie niewyznaczalny na schemat zastępczy statycznie wyznaczalny i geometrycznie niezmienny. Uwzględniając tylko jedną przeponę w środku, otrzymamy

$$X_i = \frac{k_1 \cdot P}{\alpha} \quad (4)$$



gdzie:

$$\alpha = k_1 + k_2 + \eta^2 (k_3 + k_4) \quad (5)$$

$$k_1 = 1; \quad k_2 = \frac{J_1}{J_2}; \quad k_3 = \frac{J_1}{J_3}; \quad k_4 = \frac{J_1}{J_4}; \quad \eta = \frac{b}{h}$$

Obciążenie i ugięcie przypadające na dźwigar główny i pomocniczy

$$Q_1 = P - X_1; \quad Q_2 = X_1 \quad (6)$$

$$f_1 = f_0 \cdot \frac{Q_1}{P}; \quad f_2 = k_2 \frac{Q_2}{P} \quad (7)$$

gdzie:

$Q_1, Q_2$  - obciążenie przypadające na dźwigar główny i pomocniczy z uwzględnieniem przestrzenności  
 $f_1, f_2, f_0$  - ugięcie dźwigara głównego, pomocniczego i płaskiego

Istnieje szereg metod obliczeniowych uwzględniających współpracę przestrzenną układu, do których należy zaliczyć metodę Gofmana [8], Boota [10], dźwigarów składowych [15] oraz inne metody przedstawione w pracach [2], [13].

Z powyższych metod wynika, że obciążenie dźwigara głównego wynosi  $\sim 10\%$  obciążeń ruchomych /dla  $\frac{J_2}{J_1} = \frac{1}{4,5} + \frac{1}{9}$ . Belki podłużne obliczamy jako ramę poddaną działaniu sił poziomym, gdzie moment zginający w miejscu utwierdzenia wyznaczamy z warunku równości kąta obrotu głównej i końco-

wej belki.

## 2.2. Dźwigar sprężony

Sprężenie za pomocą cięgien związane jest z wprowadzeniem do przekroju mimośrodowej siły sprężającej wywołującej moment sprężania o znaku przeciwnym do momentu zginającego wywołanego obciążeniem obliczeniowym.

W zakresie sprężystym dźwigara powstają naprężenia w przekrojach od maksymalnego momentu zginającego według stanu I i II.

Stan I - podczas sprężania

$$\sigma_g = - \frac{S}{F} + \frac{S \cdot c}{Wx_g} \llcorner K; \quad \sigma_d = - \frac{S}{F} - \frac{S \cdot c}{Wx_d} \llcorner K \quad (8)$$

Stan II - po sprężeniu i obciążeniu eksploatacyjnym

$$\sigma_g = - \frac{S + \Delta S}{F} - \frac{M_x - /S + \Delta S/ c}{Wx_g} \llcorner K$$

$$\sigma_d = - \frac{S + \Delta S}{F} + \frac{M_x - /S + \Delta S/ c}{Wx_d} \llcorner K \quad (9)$$

Kontrolowana siła sprężająca

$$S_k = / \frac{1,05 \cdot K \cdot \beta_y \cdot F \cdot Wx_d}{Wx_d + F \cdot c \cdot \beta_y} / \frac{1}{0,95} + \Delta z \frac{F_c E_c}{lc} +$$

$$+ \left[ 1 - \frac{2 j d + \frac{j-1}{j}}{2 j d + \frac{j-1}{j}} \right] S \quad (10)$$

Przyrost siły sprężającej

$$\Delta S = \Delta S_w + \Delta S_1$$

$$\Delta S = \frac{2 \cdot c \cdot \gamma \cdot g \cdot l^2}{12/c^2 + \frac{J_x}{F} + \frac{E J_x}{E_c \cdot F_c}} +$$

$$+ \frac{P \cdot c \left[ l/x_1 + x_2/ - /x_1^2 + x_2^2/ - \frac{l-l_c/2}{2} \right]}{2 l_c \left[ c^2 + \frac{J_x}{F} + \frac{E J_x}{E_c \cdot F_c} \right]} \quad (11)$$

gdzie:

$l_c, E_c, F_c, F$  - długość cięgna, moduł sprężystości, pole przekroju cięgna i belki sprężanej,

$x_1, x_2$  - odległość poszczególnych sił od lewej podpory belki

$P, S$  - siły skupione od nacisku kół wózka i dopuszczalna siła sprężająca

$z, j$  - wielkość poślizgu cięgna w zakotwie- niu, liczba pęczków drutów kolejno naciąganych

$\Delta S_w, \Delta S_1$  - przyrost siły sprężającej od ciężaru

własnego i obciążenia ruchomego

$$\alpha = \frac{E_c \cdot F}{E_c \cdot F_c} ; \gamma = 2 - \frac{l_c}{l} - \text{współczynnik}$$

Dobór przekroju belki przeprowadzono w oparciu o ogól-  
nie znane wzory i współczynniki tabelaryczne [1],[3],[4],[6] przy-  
czym współczynnik asymetrii /A/ i geometryczną charakterys-  
tykę przekroju /m/ przyjęto:

$$A = \frac{W_{xg}}{W_{xd}} \cong 1,5 \div 1,7$$

(12)

$$m = \frac{F_{sr}}{F} \cong 0,55$$

Kontrolowaną siłę sprężającą należy ustalić dla elementów o  
dużej rozpiętości i obciążeniu z warunku sztywności [12]

$$S_k = \frac{0,104 \cdot g \cdot l^4 - 8 EJ \cdot f_d}{c / l^2 - 4a^2} - \Delta S_w + 0,08 S \quad (13)$$

Ugięcie od ciężaru własnego, ruchomego i sprężenia możemy  
wyznaczyć z zależności

$$f = f_g + f_p - f_s = \frac{5 g l^4}{384 E J_x} + \frac{P}{48 E J_x} / l - a / \quad (14)$$

$$\left[ l^2 + /l + a/2 \right] - \frac{/S + \Delta S/c}{8 E J_x} / l^2 - 4a^2 / \ll f_d = \frac{l}{700}$$

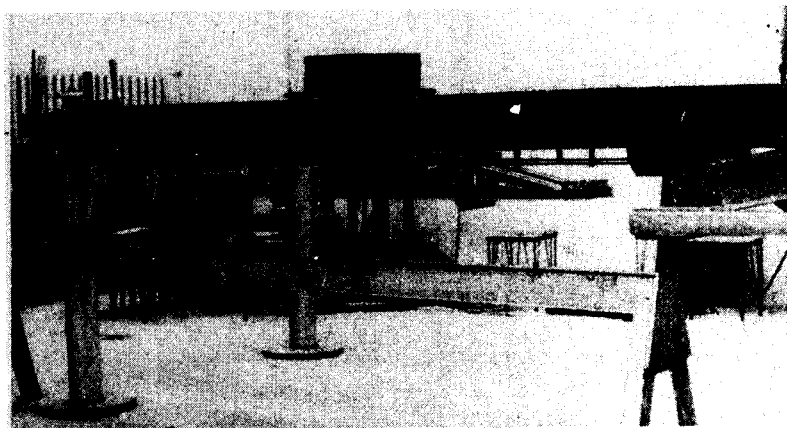
gdzie:

$f_g, f_p, f_s$  - ugięcie od ciężaru własnego, ruchomego i sprężenia belki

$a$  - rozstaw między osiami podłużnymi kół wózka

### 3. Badania modelowe

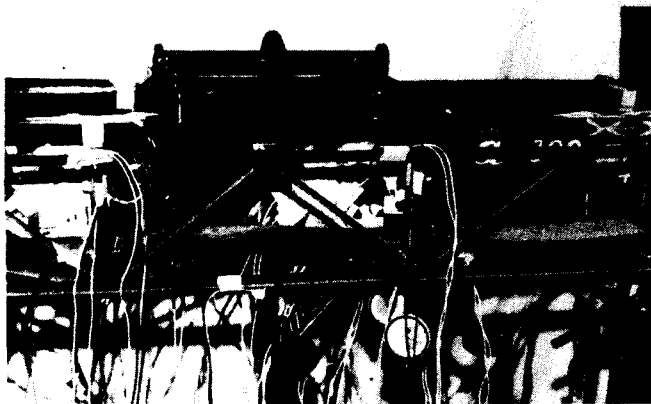
Model mostu suwnicowego o rozpiętości  $L = 30$  m i udźwigu  $Q = 30/5$  T wykonano w skali  $1 : 10$  ze stali St3SY, przy zachowaniu ścisłej skali modelowej wszystkich przekrojów mostu. Model ustawiono na stanowisku badawczym/rys.3/ i poddano obciążeniom. Rysunek 4 przedstawia model z ustawionymi czujnikami i naklejonymi tensometrami.



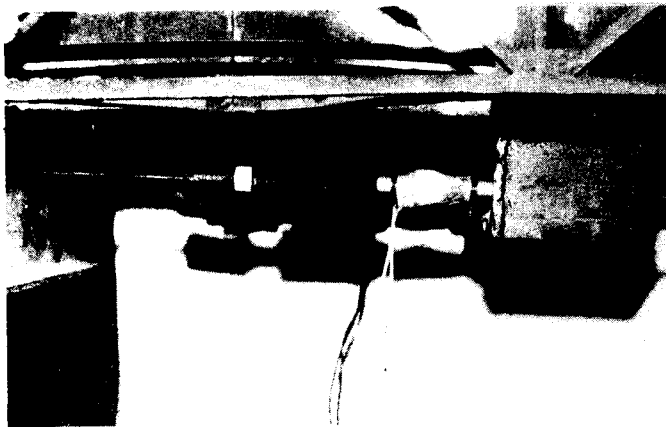
*Rys.3. Stanowisko badawcze*

Na rysunku 5 pokazano szczegół zakotwienia cięgna. Zabieg sprężania modelu dokonano prasą naciągowo-kotwiącą typu UNA-C 1a z dostosowaniem do jednego drutu  $\varnothing 7$  mm /stal

D-90;  $R_r = 149 \text{ kg/mm}^2$  / o szczękowym systemie kotwienia.  
Kryteria podobieństwa modelowego określono za pomocą równań wytrzymałości materiałów i teorii sprężystości [9],[11].  
Stan naprężeń określono na podstawie pomiarów odkształceń konstrukcji metodą elektrycznej tensometrii oporowej. Zastosowano tensometry typu PbKu 6-200 o oporności  $R = 248,3$  i współczynnika czułości odkształceniowej  $k = 2,15$ .



*Rys.4. Model z ustawionymi czujnikami i naklejonymi tensometrami*



*Rys.5. Szczegół zakotwienia cięgna*

Ugięcie rzeczywiste konstrukcji  $/f_k/$  możemy wyznaczyć z zależności

$$f_k = \frac{K_L}{K_P} \cdot f_m = 10 f_m \quad (15)$$

gdzie:

$$K_L = \frac{L_m}{L_k} = \frac{1}{10} ; \quad K_P = \frac{P_m}{P_k} = \frac{1}{100}$$

$K_L, K_P, f_m$  - skala długości, skala sił i ugięcie pomierzone na modelu

Z powyższego obliczenia wynika, że ugięcie rzeczywiste  $/f_k/$  konstrukcji odpowiada dziesięciokrotnemu zwiększeniu ugięcia pomierzonego na modelu  $/f_m/$ .

Skala naprężeń

$$K_L = \frac{L_m}{L_k} \text{ więc } L_k = \frac{L_m}{K_L} \text{ i podobnie } K_P = \frac{P_m}{P_k} ; \quad P_k = \frac{P_m}{K_P}$$

$$K_w = \frac{W_m}{W_k} \text{ - skala wskaźników wytrzymałości}$$

$$M_m = M_k$$

$$M_m = \frac{P_k \cdot L_k}{4} = \frac{P_m \cdot L_m}{K_P \cdot K_L} = \frac{1}{K_P \cdot K_L} \cdot \frac{P_m \cdot L_m}{4} = \frac{M_m}{K_P \cdot K_L}$$

$$\text{gdzie: } M_m = \frac{P_m \cdot L_m}{4} \text{ czyli } \frac{M_m}{K_P \cdot K_L} = M_k \text{ wówczas}$$

$$M_m = K_p \cdot K_L \cdot M_k$$

$$\mathcal{E}_k = \frac{M_k}{W_k} = \frac{M_m}{\frac{K_p \cdot K_L}{W_k}} \cdot \frac{W_m}{W_m} = \frac{1}{K_p \cdot K_L} \cdot \frac{W_m}{W_k} \cdot \mathcal{E}_m$$

gdzie:  $\mathcal{E}_m = \frac{M_m}{W_m}$

jeżeli  $\frac{W_m}{W_k} = K_w$  to

$$\mathcal{E}_k = \frac{K_w}{K_p \cdot K_L} \cdot \mathcal{E}_m \quad (16)$$

dla analizowanego modelu

$$K_w = 1 : 690; \quad K_p = 1 : 100; \quad K_L = 1 : 10$$

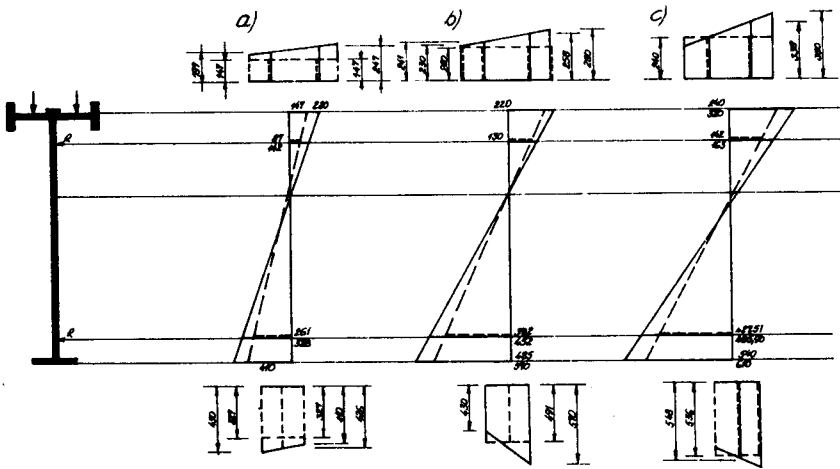
$$\mathcal{E}_k = \frac{\frac{1}{690}}{\frac{1}{100} \cdot \frac{1}{10}} \cdot \mathcal{E}_m = 1,45 \cdot \mathcal{E}_m \quad (17)$$

Dla tak przyjętej skali modelowej naprężenia zmierzone na modelu i pomnożone przez współczynnik 1,45 odpowiadają wielkościom naprężeń rzeczywistych.

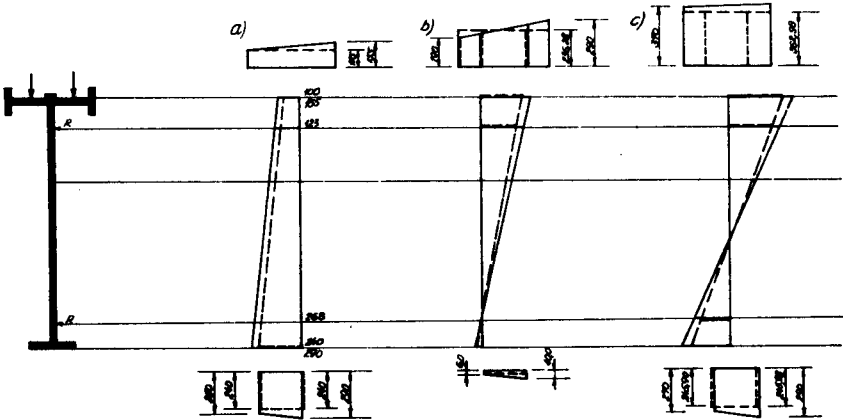
Na rysunkach 6 i 7 przedstawiono wykresy naprężeń uzyskanych na podstawie badań modelowych i obliczeń teore-



tycznych w stanie sprężania /S/ i eksploatacji /E/, tzn. dla stanu II od obciążenia i sprężania.

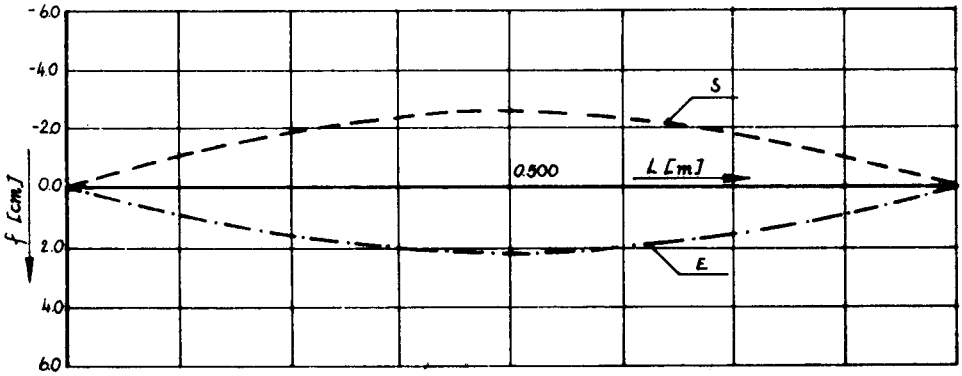


Rys.6. Wykres naprężeń dźwigara głównego niesprężonego przy: a/ I ustawieniu obciążenia, b/ II ustawieniu obciążenia, c/ ustawieniu obciążenia



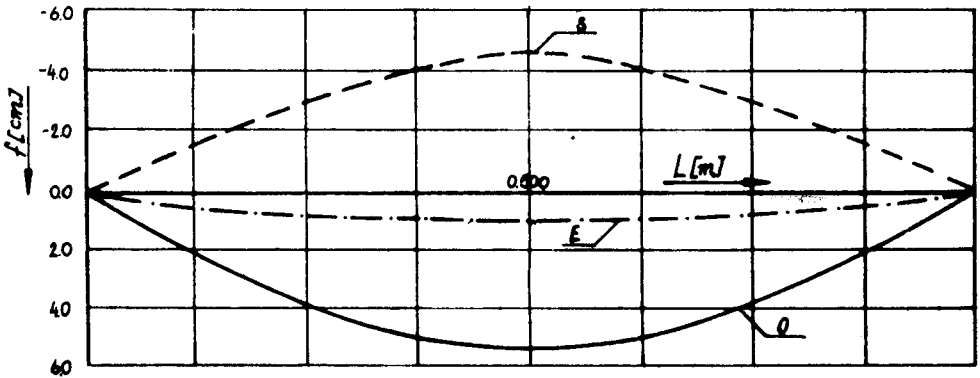
Rys.7. Wykres naprężeń dźwigara głównego sprężonego siłą 710 kG obciążonego siłą: a/ 100 %, b/ 150 %, c/ 200 %

a)



Model 200%

b)



Teoretyczne P=200%

Rys. 8. Ugięcia modelowe /a/ i teoretyczne /b/

#### 4. Wnioski

1. Wykorzystanie naprężeń wstępnych wywołanych sprężeniem w dolnej strefie dźwigara blachownicowego pozwala na dwukrotne zwiększenie jego nośności w zależności od wielkości siły sprężającej i mimośrod.

2. Badania modelowe przeprowadzone na ustroju sprężonym potwierdzają zwiększoną sztywność i zmniejszone naprężenia w dźwigarze głównym w stosunku do obliczeń teoretycznych z uwagi na przestrzenną pracę mostu.

3. Zachowanie normowego warunku sztywności prowadzi do przewymiarowania elementów, a więc i niewykorzystania naprężeń, co wskazuje na potrzebę zmiany dopuszczalnej strzałki ugięcia do  $\frac{L}{500}$  /zamiast  $\frac{L}{700}$  /.

Rozszerzone badanie na większej liczbie modeli i obiektach rzeczywistych może potwierdzić wysunięte wnioski.

Literatura

1. Belenia J.E.: Vorgespannte Metallkonstruktionen.VEB.  
Berlin 1966.
2. Blum A.: Wpływ stężeń poprzecznych na wytrzymałość konstrukcji przestrzennych mostów kratowych w układzie krata główna i pomocnicza. Praca dokt.AGH, Kraków 1973.
3. Bogucki W.: Budownictwo stalowe. Arkady, Warszawa 1965
4. Bródka J.: Współczesne konstrukcje stalowe. Praca zbiorowa ITB, Arkady, Warszawa 1971.
5. CBKM Bytom. Dokumentacja do uruchomienia P.T. Bytom 1962
6. Gajdarow J.W.: Predwaritelno napriazennye stalnye konstrukcji w promyszlennom stroitelstwie.G.Izd.Lit. po Stroit. i Arch., Moskwa 1960.
7. Gochberg M.M.: Metallicheskie konstrukcje podiemno transportnych maszin. Izd. "Maszinstroenie", Leningrad 1969.
8. Gofman G.P.: Teoretičeskie izučenie roboty niekotorych prostranstwiennyh system. Stalkonstr., Moskwa 1939.
9. Kolendowicz, T.: Statyka modelowa układów prętowych przestrzennych. Prace WTN, Wrocław 1964.
10. Lightfoot E., Jackson N.: Static Stresses in Electric Overhead Travelling Crane Girders. The Structural Engineer Nr 1, 1957.
11. Lisowski A., Siemieniec A.: Podstawy doświadczalnej analizy naprężeń i odkształceń. AGH, Kraków 1967.

12. Lubieniecki E.: Sztywność stalowej blachownicy typu sprężonego. ATR Bydgoszcz ZN. Nr 5. Bud.1975.
13. Lubieniecki E.: Ocena wpływu przestrzenności stalowego mostu suwnicowego na sztywność konstrukcji. Praca dokt. Polit.Szczec. 1967.
14. Norma PN-65/M-06516. Obliczanie i projektowanie stalowych ustrojów dźwignic, Warszawa 1966.
15. Podoba E.: Analiza wpływu sił statycznych na pracę niektórych zespołów konstrukcji kratowych mostów hutniczych i suwnic lejniczych. Praca dokt.AGH,Kraków 1960.
16. Winokurskij Ch.A.: Rasczet prostranstwiennych kranowych mostow. Maszgiz, Leningrad-Moskwa 1948.

MODEL RESEARCHES OF TENSIONS IN STEEL INITIALLY TENSIONED  
PLATE GIRDER

Summary

In this article there have been presented the results of model research of initially tensioned plate girder, which being a bearing element of gantry bridge.

There has been designed a gantry of bearing  $N = 30/5T$  and span  $L = 30,0$  m as a traditional one, which being tensioned, thus allowing double increase of bearing.

**МОДЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЬНОЙ СОСТАВНОЙ НЕСУЩЕЙ БАЛКЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ**

**Резюме**

В работе представлены результаты модельного исследования стальной несущей балки предварительно напряженной, составляющей несущий элемент кранового моста.

Запроектирован кран грузоподъемностью  $N = 30/5$  Т и длине пролета  $L = 30,0$  м, как традиционный, который позднее был предварительно напряжен, что дало возможность вдвое увеличить грузоподъемность.



Edmund Lubieniecki

Józef Strzelecki

## ZAGADNIENIE PROJEKTOWANIA SPRĘŻONYCH RAMOWNIC KRATOWYCH O DUŻYCH ROZPIĘTOŚCIACH

W artykule przedstawiono zagadnienie obliczania i projektowania sprężonych ram kratowych o dużych rozpiętościach, kształtowanych z rur okrągłych i profili walcowanych. Do rozważań przyjęto ramownicę o rozpiętości  $L = 56,0$  m sprężoną według dwóch wariantów i kształtowaną z rur okrągłych i z kształtowników walcowanych.

### 1. Wstęp

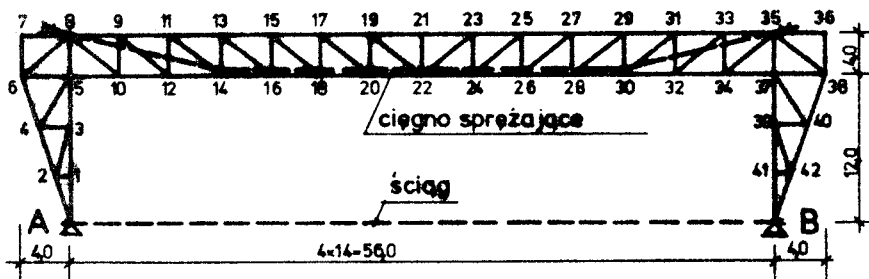
Sprężenie stalowych belek kratowych o dużej rozpiętości uprościło w wielu przypadkach rozwiązanie konstrukcyjne przekryć. Nie spotykany dotychczas w innych konstrukcjach bardzo mały stosunek wysokości do rozpiętości oraz możliwość przenoszenia znacznych obciążeń, powoduje powstanie w tym zakresie budownictwa szerokich możliwości rozwoju sprężonych konstrukcji.

W RFN, Belgii i Francji wykonano szereg przekryć, np.



hangarów lotniczych ze sprężonych kratownic stalowych, a uzyskane wyniki mogą stanowić dużą zachętę do rozpowszechnienia tego rodzaju konstrukcji.

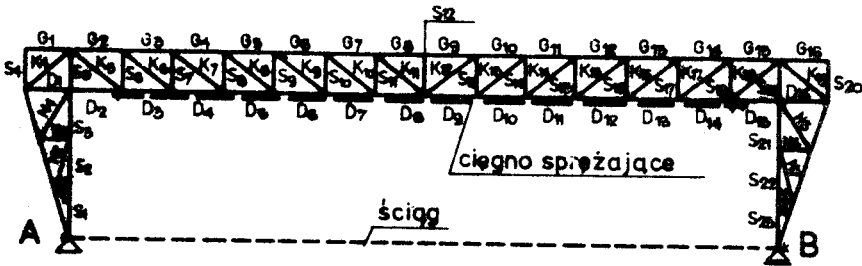
Do rozważań przyjęto ramownicę kratową o rozpiętości w świetle podpór 56,0 m, która stanowi główny element konstrukcji hangaru lotniczego /wymiary podano na rysunku 1/. Pokrycie dachu stanowią żelbetowe płyty prefabrykowane oparte na płatwiach kratowych rozpiętości 12,0 m wzmocnionych cięgnem. Rygiel ramy przyjęto poziomy przy zastosowaniu spadku podłużnego 3 ‰ w celu odprowadzenia wody opadowej, co uzyskano przez obniżenie posadowienia co drugiej ramownicy o 36 cm.



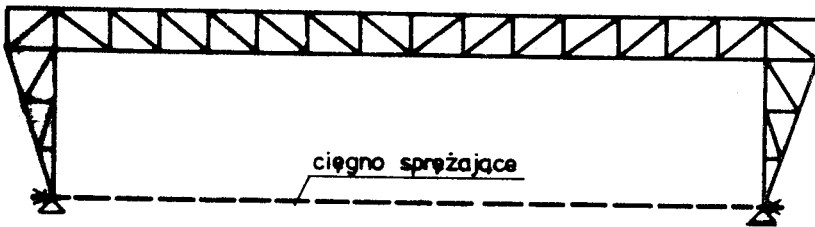
Rys.1. Ciągną o trasie łamanej + ściąg

Analizę obliczeniową przeprowadzono w dwóch wariantach: a/ przy zastosowaniu ściągu swobodnego w postaci dwuteownika w poziomie podpór oraz prostego cięgna sprężającego w pasie dolnym ryglu, założonym poza jego obrys /układ dwukrotnie statycznie niewyznaczalny - rysunek 2, wariant I/;

b/ przy zastosowaniu cięgna - ściąg w poziomie podpór /układ jednokrotnie statycznie niewyznaczalny - rysunek 3, wariant II/.



Rys.2. Cięgno o prostym przebiegu w ryglu + ściąg /alternatywa I/



Rys.3. Cięgno /ściąg/ w poziomie podpór /alternatywa II/

W celu porównania wskaźników techniczno-ekonomicznych zużycia materiału, konstrukcje ramownicy zwymiarowano przy zastosowaniu rur okrągłych oraz kształtowników walcowanych.

## 2. Zasady obliczeniowe

### 2.1. Dane ogólne

Istotą sprężania jest kontrolowane wprowadzenie w całej konstrukcji lub w jej części naprężeń wstępnych o przeciwnym znaku w stosunku do naprężeń spowodowanych działaniem obciążenia zewnętrznego. Na rysunku 4 pokazano przykład sprężenia kratownicy o pasach równoległych. Kierunek działania siły  $S$  pokrywa się z osią pasa dolnego. Siła sprężająca  $S$  powoduje wstępne naprężenie ściskające  $\sigma_s$  tylko w tym pasie. Po przyłożeniu obciążenia zewnętrznego w pasie dolnym wystąpią naprężenia rozciągające  $\sigma_g$ .

$$\sigma_s < \sigma_g \quad (1)$$

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_g \ll k \quad (2)$$

Można tak dobrać wartość siły  $S$ , że

$$\sigma_s = k \cdot f \quad (3)$$

przy czym pod obciążeniem  $g$ , które wystąpi po sprężeniu, będzie naprężenie

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_g = k \quad (4)$$

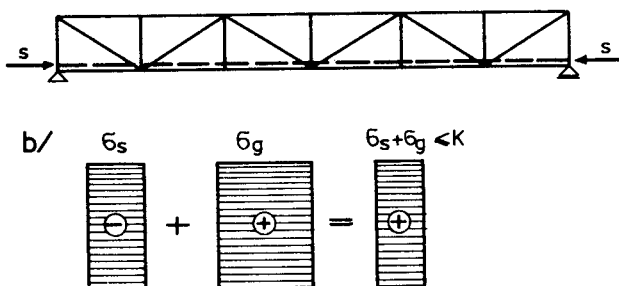
Wskutek sprężenia pas dolny przenosi większe obciążenie od analogicznego pasa niesprężonego, w którym wartość obciążenia wynosi

$$S_{\max} = k \cdot \beta \cdot F \quad (5)$$

gdzie:

$k \cdot \beta$  - naprężenie dopuszczalne na ściskanie przy wyboczeniu

$F$  - pole przekroju poprzecznego



Rys.4. a/ schemat sprężenia, b/ wykresy naprężeń

Stalowa konstrukcja sprężona pracuje w dwóch zasadniczych fazach. W fazie pierwszej działa ciężar własny /niekiedy obciążenie montażowe lub część stałego/ oraz siły sprężające. Ciężno jest wówczas rozciągane siłą  $S$ .

W fazie drugiej działają wszystkie możliwe obciążenia. Naprężenia sumaryczne od tych obciążeń w większości przekrojów zmieniają znaki. Ciężno sprężające jest rozciągane w tej fazie siłą  $S + 4S$ . Przyrost siły sprężającej jest spowodowany tym, że ciężno będące częścią konstrukcji również przejmuje część obciążenia, które przypada na nie w drugiej fazie od przyłożonych obciążeń.

Najogólniej mówiąc w wielu przypadkach naprężenia wstęp-

ne zmniejszają w niektórych prętach ostateczne naprężenia, w innych zaś powiększają je, np. rama kratownicowa o długim ryglu i niskich słupach.

## 2.2. Analiza racjonalnego przebiegu ciągu

Ramownica stanowi układ statyczny wolnopodparty. Gdyby nie zastosowano sprężenia, to wysiłki w prętach przy tak znacznej rozpiętości i obciążeniu byłyby olbrzymie, sięgające maksymalnie powyżej 600 T, co potwierdzają obliczenia statyczne. Wobec takiego stanu sprężenie konstrukcji staje się nie tylko uzasadnione, ale wręcz konieczne. Sprężenie samego ryglu o prostym przebiegu ciągu w pasie dolnym jest niewystarczające, gdyż zmniejszenie wysiłków nastąpiłoby tylko w pasie dolnym ryglu /rys.2/. Ponadto, aby uzyskać korzystne wyniki sprężenia, siła sprężająca musiałaby wynosić przynajmniej około 300 T, co przy rozłożeniu jej nawet na dwa ciągną równoległe przebiegające, byłoby trudne w realizacji.

Przy ciągu załamany w ryglu /rys.1/ zmniejszenie wysiłków w prętach nastąpiłoby także częściowo w pasie górnym i kilku prętach skratowania. Byłaby to jednak mała korzyść, gdyż w sprężonych prętach pasa górnego panują małe wysiłki od obciążenia zewnętrznego. Znacznie trudniejsza jest również kwestia rozwiązania technologicznego przy załamanej trasie ciągu.

Szczególnym problemem do rozwiązania jest łożysko w miejscu zmiany kierunku ciągu /należy uwzględnić tarcie w

łożysku/, ponieważ węzeł z łożyskiem poddany jest działaniu znacznej siły, przez co należy go kształtować w sposób umiejętny. Podobnie jak przy cięgnię prostym, dla uzyskania korzystnych efektów sprężania, należałoby wprowadzić siłę sprężającą zbyt dużą jak na możliwości realizacji. Wprowadzenie siły sprężającej rzędu 150 ÷ 200 T nie daje korzystnych efektów.

Jak wynika z powyższych rozważań, należy szukać korzystniejszych rozwiązań. Takim rozwiązaniem może być trasa cięgna w poziomie podpór /rys.3/. Niewielkie nawet sprężenie wywołuje znaczny moment odciążający. Poza tym duże obciążenie zewnętrzne spowoduje powstanie dużego przyrostu siły sprężającej. Ten ostatni fakt można wykorzystać projektując w miejsce cięgna sprężającego swobodny ściąg, np. z dwuteownika. Przy cięgnię /ściagu/ w poziomie podpór następuje zwiększenie wysiłków w prętach słupów, ale jest ono stosunkowo niewielkie.

Pozostaje jeszcze do rozstrzygnięcia kwestia, czy lepiej zastosować układ dwóch cięgien /jedno proste w pasie dolnym rygla, drugie w poziomie podpór/, czy też jednego cięgna w poziomie podpór. Tę kwestię teoretycznie rozważyć jest trudno; z tego też względu obie możliwości zostały rozpatrzone przy pomocy rachunku. Wnioski wynikające z porównania tych dwóch najkorzystniejszych alternatyw zostały sformułowane w końcowej części artykułu.

### 2.3. Wymiarowanie ramownicy

Siły wewnętrzne od poszczególnych stanów obciążeń wyznaczono metodą analityczną Rittera. Aby obliczyć przyrost siły sprężającej w cięgnie należy przyjąć wstępnie przekroje prętów sprężonych. Jest to czynność bardzo istotna, gdyż przyjęcie niewłaściwych przekrojów może spowodować konieczność ponownego obliczenia przyrostu siły sprężającej  $\Delta S$ , gdyż w tych przekrojach może nastąpić przekroczenie granicznych naprężeń dla danego gatunku stali, bądź przekrój może być zaprojektowany ze zbyt dużym zapasem.

Chcąc uniknąć kilkakrotnych poprawek należy posłużyć się następującym schematem działania:

- 1/ założyć taką wielkość całkowitej siły w cięgnie  $/S + \Delta S/$ , która dawałaby najkorzystniejszy rozkład wysiłków w prętach;
- 2/ dla najbardziej niekorzystnego schematu obciążeń dobrać przekroje prętów sprężonych /przekroje prętów niesprężonych w pierwszej fazie wymiarowania nie są potrzebne/.

Jeżeli w fazie wymiarowania w jakimkolwiek z prętów zostaną przekroczone naprężenia i w związku z tym przekrój tego pręta ulega zmianie o więcej niż 5 %, to należy powtórzyć obliczenia  $\Delta S$  wstawiając nowy przekrój pręta.

## 2.4. Siła sprężająca

## 2.4.1. Przyrost siły sprężającej

Przyrost siły sprężającej  $\Delta S$  od obciążenia zewnętrznego wyznaczono z kanonicznego równania metody sił /wariant II/

$$\delta_{li} \cdot x + \Delta_{lp} = 0 \quad (6)$$

$$\Delta S = x = - \frac{\Delta_{ip}}{\delta_{ik}} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\bar{N}_{is} \cdot N_{ip} \cdot l_i}{E \cdot F_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{\bar{N}_{is}^2 \cdot l_i}{E F_i} + \frac{l_c}{E_c \cdot F_c}} \quad (7)$$

gdzie:

$\bar{N}_{is}$  - siła w pręcie "i" od siły sprężającej  $S = 1$   
/tabl.1/

$N_{ip}$  - siła w pręcie "i" od obciążenia zewnętrznego  
/tabl.1/

$E_i \cdot F_i$  - sztywność pręta

$l_i$  - długość pręta



Zalecenia konstrukcyjne [1] podają, że przekrój cięga powinien być powiększony o 40 ÷ 50 % w stosunku do potrzebnego. Przyrost siły sprężającej dla przykładu liczbowego podano w tabelicy 1. Zakotwienie cięga przyjęto typu Magnela-płytowo-klinowe.

#### 2.4.2. Kontrolowana siła sprężająca

Kontrolowaną siłę sprężającą  $S_k$  uwzględniającą straty opóźnione i doraźne, spowodowane pełzaniem, relaksacją, poślizgiem i kolejnym naciągiem drutów, wyznaczamy ze wzoru (2).

$$S_k = \frac{S}{0,95} + \Delta z \frac{F_c \cdot E_c}{l_c} + \Delta S_s ;$$

(8)

$$S_s = \frac{2j\alpha + \frac{j-1}{j}}{2j\alpha + j - 1} \quad \alpha = \frac{E F}{E_c F_c}$$

gdzie:

$\Delta S_s$  - straty siły sprężającej wskutek nierównomiernego naciągu strun

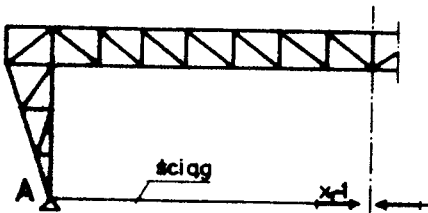
$\Delta z$  - współczynnik podatności zakotwienia /dla zakotwienia klinowego 0,2 cm/

$F_c, E_c, l_c$  - przekrój, moduł sprężystości podłużnej i długość cięga

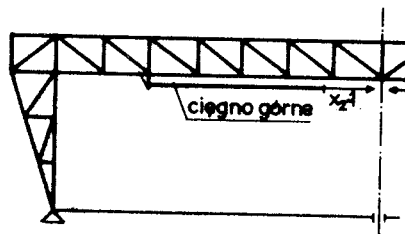
Układ n - równań kanonicznych metody sił dla wariantu I

$$\begin{aligned} \check{\sigma}_{11} \cdot x_1 + \check{\sigma}_{12} \cdot x_2 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \check{\sigma}_{21} \cdot x_1 + \check{\sigma}_{22} \cdot x_2 + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned} \quad (9)$$

Po rozwiązaniu układów równań kanonicznych metody sił dla poszczególnych stanów obciążeń ustalono wielkości przyrostów sił sprężających w ściągach  $x_1$  /rys.5/ i w cięgniach  $x_2$  /rys.6/.



Rys.5. Zastępczy schemat statyczny do obliczenia sił od obciążenia jednostkowego w ściągach



Rys.6. Zastępczy schemat statyczny do obciążenia jednostkowego w cięgniach górnym

Rzeczywiste siły w prętach

$$\begin{aligned} \Sigma N &= N_{N1} + N_{N2} + N_p \\ N_{N1} &= N_1 \cdot x_1 \\ N_{N2} &= N_2 \cdot /x_2 + s/ \end{aligned} \quad (10)$$

czyli ogólnie możemy napisać

$$\begin{aligned}\Sigma N &= N_s + N_p \\ N_s &= N_{N1} + N_{N2}\end{aligned}\quad (11)$$

gdzie:

$\Sigma N$  - rzeczywista siła w pręcie

$N_1, N_2$  - siła w pręcie od jednostkowej siły w ściąggu i w ciągnie

$X_1, X_2$  - nadliczbowa wielkość w ściąggu i przyrost siły sprężającej w ciągnie

$S, N_p$  - siła sprężająca w ciągnie i siła w pręcie od obciążenia zewnętrznego

Tablica 1 podaje przyrosty sił sprężających  $\Delta S$  /zgodnie ze wzorem (9) - wariant I/

$$\delta_{11} = \frac{N_1^2 \cdot l_1}{E \cdot F_i} ; \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{N_1 \cdot N_2 \cdot l_1}{E \cdot F_i}$$

(12)

$$\Delta_{1p} = - \frac{N_1 \cdot N_p \cdot l_i}{E \cdot F_i} ; \delta_{22} = \frac{N_2^2 \cdot l_1}{E \cdot F_i}$$

$$\Delta_{2p} = \frac{N_2 \cdot N_p \cdot l_i}{E \cdot F_i}$$

Przyrost siły sprężającej  $\Delta S$  dla wariantu II /ciągnio - ściąg w poziomie podpór zgodnie ze wzorem (7)/ podaje tablica 1.

Tablica 1

## Rozwiązanie równań kanonicznych

Stan obciążenia	Współczynniki					Niewiadome(T)	
	$\delta_{11}$	$\delta_{22}$	$\delta_{12} = \delta_{21}$	$(-) A_1^P$	$(-) A_2^P$	$X_1$ [T]	$X_2$ [T]
I	2	3	4	5	6	7	8
W A R I A N T I							
Obc. stałe x/ + śnieg	2531	270,2	195,5	149194000	22095400	56,0	41,3
Obc. stałe + wiatr z lewej	2531	270,2	195,5	96229600	14965700	35,7	29,5
Obc. stałe + śnieg + wiatr z lewej	2531	270,2	195,5	156904100	22181400	64,3	35,5
Obc. stałe + śnieg + wiatr z prawej	2531	270,2	195,5	122768600	19239400	45,7	38,3
Obc. ciężarem własnym	2531	270,2	195,5	18383400	2790800	6,9	5,4

## W A R I A N T II

Obciążenie stałe	2699,1	-	-	139500000	-	51,7	-
Obc. stałe + śnieg	2699,1	-	-	171778000	-	63,8	-
Obc. stałe + wiatr z prawej	2699,1	-	-	111133000	-	41,3	-
Obc. stałe + śnieg + wiatr	2699,1	-	-	177571190	-	66,0	-
Obc. stałe + wiatr z lewej	2699,1	-	-	146516000	-	54,5	-
Obc. stałe + śnieg minus wiatr z prawej	2699,1	-	-	143251600	-	53,9	-
Obc. ciężarem własnym	2699,1	-	-	22112400	-	8,2	-

x/ obciążenie stałe - ciężar własny konstrukcji + ciężar pokrycia

## 2.5. Sprawdzenie naprężeń

Poszczególne pręty ramownicy grupuje się biorąc za kryterium jednakowy przekrój. Sprawdzając naprężenie w danej grupie prętów, do wzoru (11) wstawiamy wielkości  $N_s$  oraz  $N_p$  zależną od stanu obciążeń dla danej grupy prętów. Wielkość  $N_p$  winna być wielkością najbardziej niekorzystną w danej grupie prętów. Dodatkowo zachodzi konieczność sprawdzenia naprężeń w fazie montażu. W tym przypadku nie należy przyjmować całej kontrolowanej siły sprężającej, lecz tylko wielkość założoną  $S$  powiększoną o 5 % ze względu na straty reologiczne /pełzanie i relaksacja stali/. Straty doraźne ustępują niemal natychmiast po dokonaniu sprężenia, wobec czego uwzględnienie ich byłoby nieuzasadnione.

## 2.6. Stateczność miejscowa prętów ściskanych

Według Stradtmanna należy sprawdzać tylko wyboczenie ogólne, jeśli jest spełniony warunek

$$\frac{g}{d_s} \gg \frac{\pi^2}{16} \sqrt{3(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{d_s}{l}\right)^2 \quad (13)$$

dla rur stalowych wzór (13) przybiera postać

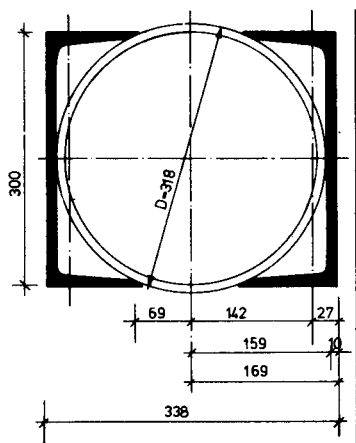
$$\frac{g}{d_s} \gg 1,02 \left(\frac{d_s}{l}\right)^2 \quad (14)$$

gdzie:

- $\nu = 0,3$  - współczynnik Poissona
- $g, l$  - grubość ścianki i długość rury

$d_s = 0,5 / d_z + d_w /$  - środkowa średnica rury  
 $d_z, d_w$  - średnica zewnętrzna i wewnętrzna rury

Wszystkie pręty ramownicy spełniają ten warunek.

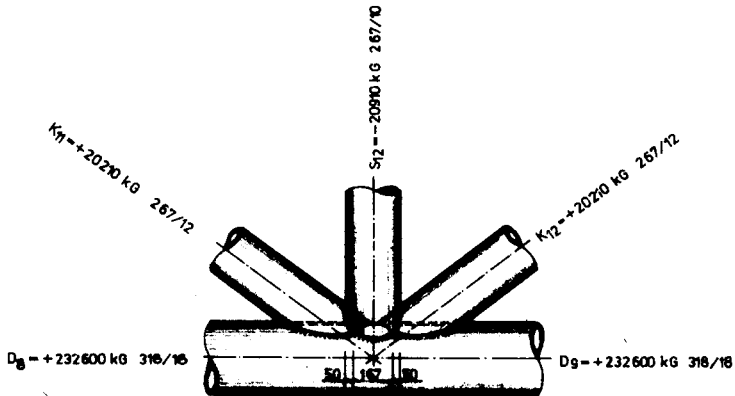


Rys. 7. Pręt  $D_4$  i  $D_{13}$   
 /wzmocniony/

### 2.7. Wymiarowanie węzłów

Węzły w konstrukcji sprężonej wymiaruje się analogicznie jak w niesprężonej. Połączenie rur w węzłach bez użycia blach węzłowych /rys. 8/ zbliża połączenie prętów w węzłach bardziej do połączenia przegubowego. Długość spoin w kształcie krzywych przestrzennych przyjmowano z modeli wykonanych

w skali 1:2. Sammet [3] podaje sposób sprawdzenia pewności złącz rur w węzłach, lecz badania prowadził dla rur o średnicy 50÷171 mm, a więc znacznie mniejszych niż w rozpatrywanym przypadku, wobec czego nie można było takiego sprawdzenia przeprowadzić. Oparto się więc na badaniach Jamma, który podał współczynniki jakości dla poszczególnych typów złącz. Okazało się, że zastosowany typ złącz daje 100 % pewności, a zniszczenie badanego połączenia następuje poprzez zerwanie krzyżulca rozciąganego i wygięcia słupka ściskanego.



Rys.8. Węzeł nr 22 /wariant II/

### 2.8. Ugięcie ramownicy

Po przeprowadzeniu szeregu wstępnych obliczeń na zastępczym schemacie statycznym /układ kratowy potraktowano jako pełnościenny/ okazało się, że największe ugięcie ramownicy wystąpi w środku rozpiętości dla stanu obciążeń 2 /śnieg + obc.stałe/.

Ugięcie obliczono wg wzoru Maxwella-Mohra

$$F = \sum \frac{N_l \cdot N_p \cdot l_i}{E F_i} \quad (15)$$

ugięcie sumaryczne

$$f = f_o - f / s + \Delta s / \quad (16)$$

Przy obliczeniu ugięć przyjmujemy wartości rzeczywiste pomniejszone o współczynniki obciążenia stosowane w metodzie naprężeń granicznych i przyjętej w przykładzie liczbowym. Norma PN-62/B-03200 podaje dopuszczalne ugięcia dla dźwigarów dachowych o rozpiętości  $L > 15$  m  $f = \frac{L}{400}$ , co wynosi dla rozpatrywanego przypadku  $f = 14$  cm. Warunek ten wydaje się nieco zaostrzony i bez najmniejszej szkody dla konstrukcji można przyjąć  $f_{\text{dop}} = \frac{L}{300} = 18,65$  cm.

Maksymalna strzałka ugięcia w podanym przykładzie wynosi  $\frac{L}{315}$ .

Licznie zrealizowane budowle o dużych rozpiętościach mają ugięcia podobne, co oznacza, że nie istnieje żadne niebezpieczeństwo dla konstrukcji z powodu nieznacznie przekroczonych ugięć. Na przykład sprężona belka kratowa hangaru lotniczego według projektu Magnela [4] o rozpiętości 100 m ma ugięcie 31,0 m, co stanowi  $\frac{L}{322}$  rozpiętości. Dopuszczenie takich ugięć prowadzi do znacznych oszczędności materiałowych.

### 3. Przykład liczbowy

Przyjęto rozpiętość  $L = 56,0$  m /rys.1/; stal St3S ;  $K = 2100$  kg/cm - wymiarowanie metodą naprężeń granicznych. Ciężno sprężające z drutów  $\emptyset 7$  mm o  $R_r = 155$  kg/mm<sup>2</sup>;  $Q_r = 105$  kg/mm<sup>2</sup>;  $k_c = 8920$  kg/cm<sup>2</sup>; ciężno 40  $\emptyset 7$ ;  $F_c = 15,40$  cm<sup>2</sup> /wariant I/.



1. Obciążenie własne konstrukcji  $C = 0,9 \cdot L$ ;

$g_1 = 0,9 \cdot 56,0 = 50 \text{ kg/m}^2$ . Ciężar pokrycia /płyta żelbetowa, suprema, wyprawa 2 x papa/ -  $g_2 = 248,5 \text{ kg/m}$ .

2. Obciążenie zmienne - śnieg  $79 \text{ kg/m}^2$ ;  $c = 1$  dla  $\alpha < 25^\circ$ ;

/strefa II/; wiatr  $g_0 = 45 \text{ kg/m}^2$  /strefa I/.

Podaje się przykładowo sposób obliczenia przekrojów pręta pasa dolnego  $D_1$ ;  $D_2$ ;  $D_{15}$  i  $D_{16}$

Od siły jednostkowej w ciągnięciu  $N_1 = -5$

Od obciążenia zewnętrznego  $D_1 = D_2 = D_{15} = D_{16} = 14110 \text{ kg}$

Założono  $/S + \Delta S/ = 90000 \text{ kg}$  /wariant II/  
wstępnie

$$N_{N1} = -5 \cdot 90000 = -450000 \text{ kg}$$

$$\Sigma N = -450000 - 14110 = -464110 \text{ kg};$$

przyjęto  $\beta = 0,90$

$$F_p = \frac{464110}{0,90 \cdot 2100} = 246 \text{ cm}^2$$

$$\beta_c = \frac{S + \Delta S}{F_c} = \frac{90000}{15,40} = 5840 \text{ kg/cm}^2 < K_c;$$

$$\frac{E \cdot A_c}{E_c \cdot F_c} = \frac{2,1}{2,0} \cdot \frac{5600}{15,40} = 382$$

Przyrost siły sprężającej według wzoru (7) podaje tablica 1.

Sprawdzenie naprężeń dla w.w. prętów

Przyjęto  $D = 368 \text{ mm}$ ;  $F = 259 \text{ cm}^2$ ;  $g = 24 \text{ mm}$ ;  $i = 12,2 \text{ cm}$

Przyjęto  $S = 20400 \text{ kG}$

$$N_{N1} = - 5 / 53300 + 20400 / = - 368500 \text{ kG}$$

$$N_{\text{max}} = - 368500 - 76610 = - 445110 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{k}{i} = \frac{400}{12,2} = 32,8 \quad \beta = 0,912$$

$$\beta = \frac{445110}{0,912 \cdot 259} = - 1889 \text{ kG/cm}^2 < K = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

Maksymalne ugięcie ramownicy wykonanej z rur okrągłych /wariant II/ jest następujące:

$$f_{rz} = \frac{f_o - f (s + \Delta s)}{m_{sr}} = \frac{57,70 - 36,38}{1,183} = 17,95 \text{ cm};$$

dla wariantu I

$$f_{rz} = \frac{54,20 - 35,24}{1,183} = 16,28 \text{ cm}$$

gdzie:  $m_{sr} = 1,183$  - średnia ważona współczynników obciążenia.

Pręt pasa dolnego  $D_4$  i  $D_{13}$  /wariant I rys.7/ jest dodatkowo zginany momentem od sprężenia

$$M = (S + \Delta s / e = (86,0 + 41,3) 40 = 5100 \text{ Tcm}$$

wobec czego przekrój w.w. prętów został wzmocniony  $\emptyset 318/20+2$  [300;

$X_2 = 41,3 \text{ T}$  - przyrost siły sprężającej w ciągnie /najnieko-

rzystniejszy stan obciążeń - stałe i śnieg/. Jako ściąg przyjęto I 260 - siła  $X_1 = 64,3 \text{ T}$  /tablica 1/

$$\delta = \frac{64300}{53,4} < K$$

Na rysunku 8 przedstawiono szczegół połączenia prętów w węźle 22. Ugięcie maksymalne dla ramownicy z profili walcowanych

$$f_{rz} = \frac{53,72 - 34,54}{1,183} = 16,20 \text{ cm} < f_{dop}$$

Plusem wariantu z profili walcowanych jest większa sztywność niż dźwigarów rurowych.

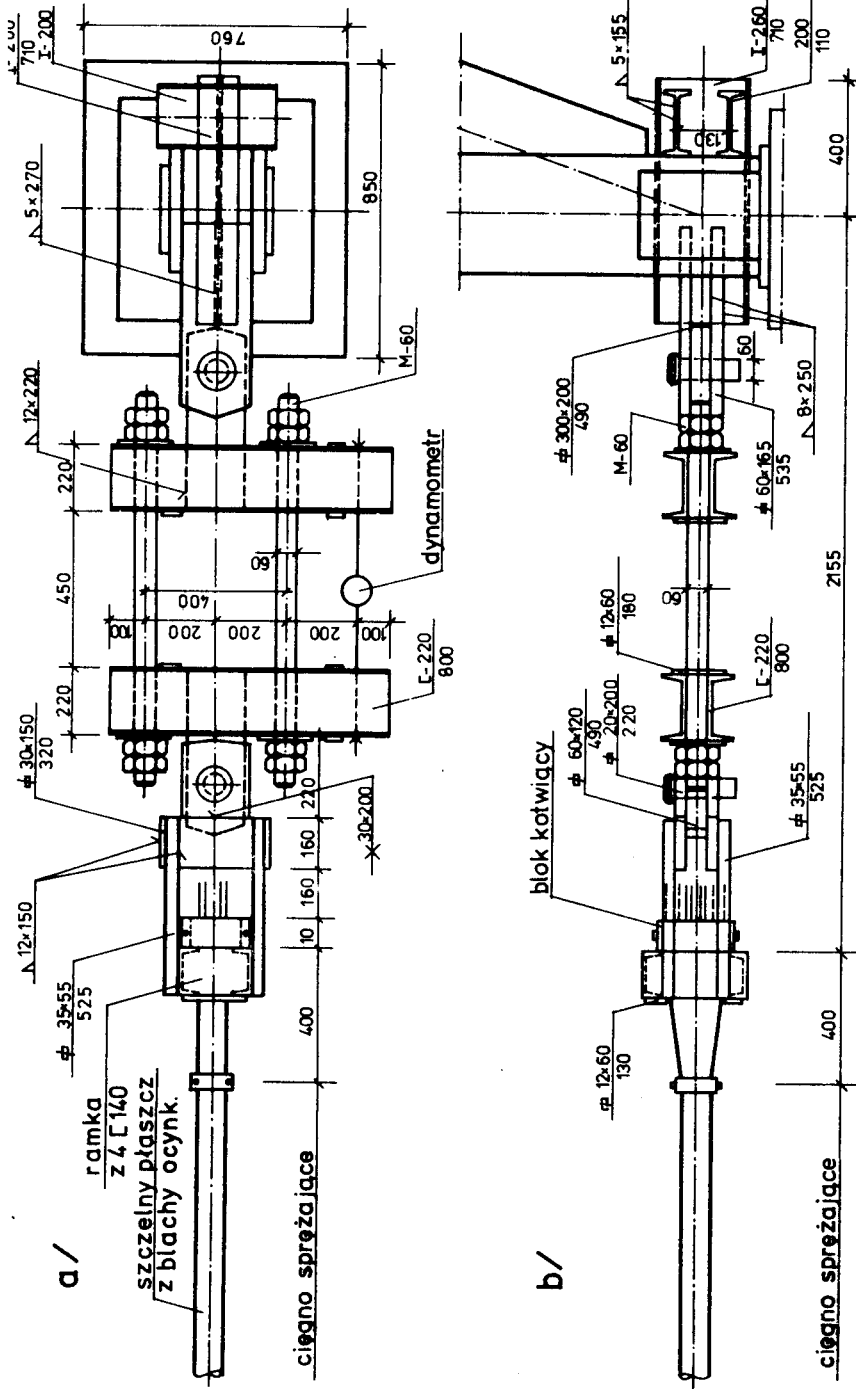
#### 4. Zabezpieczenie antykorozyjne cięgna

Na zaprojektowany kabel Magnela najkorzystniej jest założyć płaszcz ochronny wykonany z blachy cynkowej i wypełniony smarem lub olejem ochronnym. Należy okresowo badać poziom smaru lub oleju i ubytki uzupełniać.

Zastosowano zakotwienie cięgna typu Magnela, gdzie druty ułożone są warstwami. Na długości kabla zamieszczono w odstępach 1 m ruszty segregujące pionowe i poziome stabilizujące położenie drutów.

#### 5. Kontrola siły sprężającej w cięgnie

Kontrolę siły sprężającej w cięgnie można prowadzić kilkoma metodami. Zasadniczo są to dwie najczęściej stosowane:



Rys.9. Kontrola siły sprężającej w ciężnie metodą dynamometryczną

- metoda pomiarów tensometrycznych;
- metoda pomiarów dynamometrycznych.

Ze względu na wyżej podane zabezpieczenie antykorozyjne cięgna, znacznie korzystniejsza jest metoda druga.

Wśród znanych sposobów pomiarów dynamometrycznych najlepszy jest sposób stosowany do kontroli napinania odciągów wysokich masztów /rys.9/, gdzie dynamometr zamontowany jest na stałe w konstrukcji cięgna i przez dokręcenie śrub jarzma ściągającego regulujemy wielkość siły  $S$ .

Tablica 2

Porównanie przekrojów prętów dwóch wariantów

Nr pręta	Profile w mm		Przekroje - F cm <sup>2</sup>		
	∅ - średnica	g - grubość	wariant I	wariant II	
				rurowe	walcowane
$G_1 = G_2 = G_3$	368/8	368/12	90,5	115	120
$G_4 = G_5$	368/14	368/12	156	115	120
$G_6 = G_7 = G_8 = G_9$ $G_{10} = G_{11}$	368/20	318/18	219	170	184,4
$G_{12} = G_{13}$	368/14	368/12	156	115	120
$G_{14} = G_{15} = G_{16}$	368/8	318/12	90,5	115	120
$D_1 = D_2$ $D_{15} = D_{16}$	318/20	368/24	187	259	247,6
$D_3 = D_{14}$ $K_4 = K_{14}$	318/20	368/20	187	219	247,6
Słupki /S/ $S_1 = S_2 = S_3 = S_5 =$ $= 19$ $S_{21} = 22 = 23$	318/20	368/20	187	219	120
$D_4 = D_{13}$	318/20 + + 2 L 300	368/8	304,6	90,5	120
$D_5 = D_6$ $D_{11} = D_{12}$	318/11	368/8	106	90,5	120

c.d.Tablicy 2

Nr pręta	Profile w mm $\emptyset$ - średnica g - grubość		Przekroje - F cm <sup>2</sup>		
	Wariant I	Wariant II	Wariant I	Wariant II	
				rurowe	walcowa- ne
$D_7=D_8=D_9=D_{10}$	318/18	368/11	106	123	120
$K_4 = K_{19}$	318/20	368/20	187	219	221,6
$K_1=K_2=K_3=K_{20}=$ $K_{21}=K_{22}$	318/11	368/12	106	134	138,2
Cięgno-ściąg	$\frac{40 \emptyset 7}{I 260}$	-	$\frac{15,4}{S 3,4}$	-	-
Cięgno-ściąg		I 260		53,4	53,4
Słupki N					19,2
$K_3 = K_{18}$					110,8

## 6. Wnioski

Z porównania wariantu I /rys.2/ oraz wariantu II /rys.3/ wynikają następujące wnioski:

a/ Porównanie przekrojów prętów /dotyczy tylko prętów sprężonych, ponieważ niesprężone mają przekroje jednakowe/ wykazuje, że w pasie górnym różnica materiału wynosi 14,4 % i w pasie dolnym 2,8 % na korzyść wariantu II; natomiast w krzyżulcach 2,8 % i w słupkach 18,1 % na korzyść wariantu I. W sumie różnica procentowa wynosi 1,1 % na korzyść wariantu I, co należy uważać jako różnicę nieznaczną /tabela 1/.

Pręty z rur okrągłych są jednogąździowe w porównaniu z kształtownikami walcowanymi /dają oszczędność 6,4 % materiału/ i nie wymagają blach węzłowych oraz tworzą lepsze zabezpieczenie przed korozją.

b/ W fazie wykonawstwa tych dwóch wariantów występują dość zasadnicze różnice na korzyść wariantu II /rys.3/, gdzie montaż i realizacja sprężenia w postaci dwuteownika /ciągn-ściąg/ w poziomie podpórnie sprawi większych trudności, natomiast sprężenie ciągną w pasie dolnym ramownicy wariantu I /rys.2/ może nastąpić wiele problemów. Zachodzi wówczas konieczność /wariant I/ specjalnego ukształtowania prętów  $D_4$  i  $D_{13}$ , które są poddane znacznemu zginaniu od siły sprężającej, wykonanie rusztowań dla pras na -



ciągowych, połączenie cięgna z konstrukcją zasadniczą, trudna konserwacja i kontrola siły w cięgnie.

W wariancie II - aby uzyskać korzystny rozkład sił w prętach, wystarczy wprowadzenie małej siły sprężającej.

- c/ Ciężar ramownicy wynosi 31680 kG przy czym całkowite zużycie stali na hangar wynosi  $56 \text{ kG/m}^2$  /ciężar ramownicy, stężeń i płatwi/, a np. wykonanie hangaru według projektu Fritza [4] pochłonęło  $\sim 70 \text{ kG/cm}^2$  stali.
- d/ Należy wnioskować, że ugięcie dopuszczalne dla kratownic  $L > 15,0 \text{ m}$  równe lub mniejsze od  $\frac{L}{400}$  jest przesadne i nie wydaje się możliwe zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji przyjmując  $f_{\text{dop}} = \frac{L}{300}$ . Fakt ten potwierdza szereg budowli zrealizowanych za granicą.

#### Literatura

1. Bielenia E.: Priedwaritielno napriazonnyje mietalli - czeskiye niesuszczije konstrukcji, Moskwa 1963.
2. Bogucki W.: Budownictwo stalowe, Arkady, 1965.
3. Bródka J.: Rurowe konstrukcje stalowe, Arkady, 1968.
4. Bródka J.: Sprężone konstrukcje stalowe, Arkady, 1968.

DESIGNING PROBLEM OF TENSIONED LATTICE FRAME  
OF BIG SPANS

Summary

The article presents the problem of calculation and designing of lattice frames of big spans, shaped of round pipes and rolled sections. For consideration have been taken a frame of span  $L = 56,0$  tensioned according to two variants and shaped of round pipes and of rolled sections.

ПРОБЛЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕН-  
НЫХ РЕШЕТЧАТЫХ РАМ С БОЛЬШОЙ  
ДЛИНОЙ ПРОЛЕТОВ

Резюме

В статье представлена проблема подсчёта и проектирования напряжённых решетчатых рам с большой длиной пролётов, сформированных из круглых труб и катаных профилей. Для решения принята рама с длиной пролёта  $L = 56,0$  напряжённая по двум вариантам и сформированная из круглых труб и катаных профилей.



Antoni Matysiak

ANALIZA WYKORZYSTANIA PRZESTRZENNEJ WSPÓŁPRACY  
ELEMENTÓW KONSTRUKCJI HAL W PRZEMYSŁE SILNIKÓW WYSOKICH  
MOCY

W artykule przedstawiono dwa zrealizowane przez autora ciekawe przypadki wzmocnienia konstrukcji hal przemysłowych, w wyniku wprowadzenia dodatkowych elementów zapewniających przestrzenną pracę konstrukcji.

1. Wstęp

Ukazało się ostatnio wiele publikacji omawiających rolę elementów konstrukcyjnych stosowanych w halach przemysłowych, a zapewniających przestrzenną pracę konstrukcji [1-10]. Świadczy to o wzmożonym zainteresowaniu bardzo ważnym z punktu widzenia bezpieczeństwa i ekonomiki problemem projektowania hal przemysłowych. Należy podkreślić, że dotychczas niezmiernie rzadko można było spotkać projekt hali, w którym uwzględniono wpływ zastosowanych elementów na przestrzenną pracę konstrukcji.

W pracy [5] poddano analizie 35 hal przemysłowych. Z analizy wynika, że jedynie w dwu przypadkach uwzględniono przestrzenną pracę konstrukcji.

Podane fakty zobowiązują do przedstawienia ciekawych rozwiązań i wykazywania korzyści ekonomicznych wynikających z uwzględnienia w projektowaniu przestrzennej współpracy elementów konstrukcji.

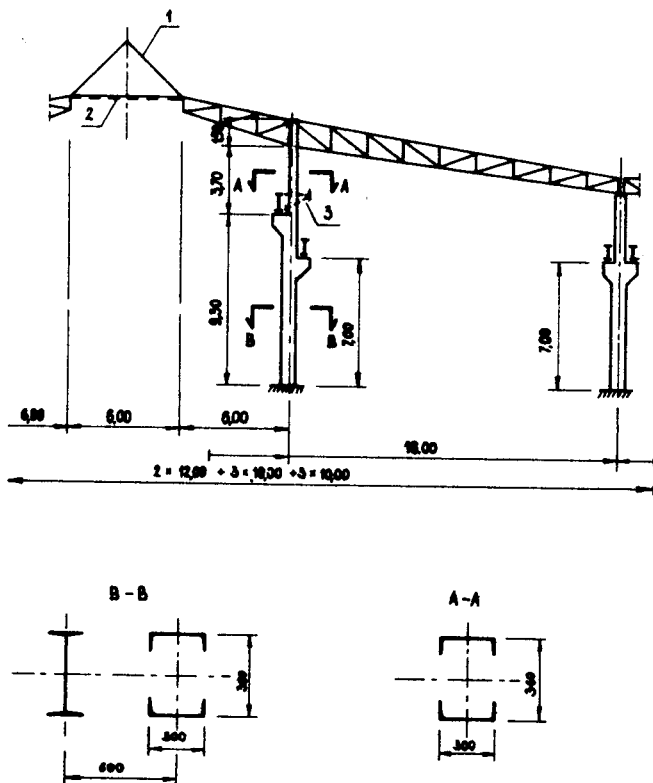
W artykule omówiono dwa różne przypadki, które zostały opracowane przez autora i zrealizowane w Zakładach Przemysłu Metalowego HCP w Poznaniu. Trzeci przykład rozwiązania zrealizowanego w tych zakładach przedstawiono w publikacji [6].

## 2. Hala obróbki ciężkiej

### 2.1. Rozwiązanie konstrukcji hal

Omawiana hala przemysłowa została zrealizowana na początku bieżącego stulecia. Jest to hala o długości 160 m i o wielu nawach mających różne rozpiętości. Hala jest pokryta elementami lekkimi składającymi się z blachy falistej, styropianu, płyt pilśniowych i papy. Stalowe dźwigary kratowe w nawach skrajnych są oparte na grubych murach ceglanych, a w nawach środkowych na słupach stalowych. Schemat hali podano na rysunku 1. Układ konstrukcji hali jest następujący: dźwigary kratowe stanowią belkę jedno-przęsłową ze wspornikiem. Wsporniki dwóch sąsiednich dźwigarów łącznie ze świetlikiem dachowym, opartym na tych wspornikach, stanowią elementy konstrukcyjne przekrywające

nawę znajdującą się między dwiema nawami, nad którymi znajdują się przesłowe części wiązarów. Stężenie podłużne hali usytuowano w dolnej płaszczyźnie świetlików. Dolna, podsuwnicowa część słupa jest dwugałęziowa ze skratowaniem. Górna część słupa jest również dwugałęziowa, przy czym gałęzie powiązано przewiązkami. Część ta przebiega w sposób nieprzerwany do górnego pasa wiązara. Belka podsuwnicowa jest pełnościenneą belką wolnopodpartą. W płaszczyźnie poziomej belkę usztywniono kratownicą o wysokości 0,60 m.



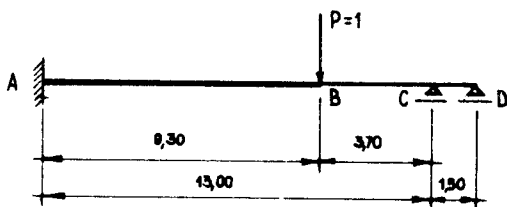
Rys. 1. Przekrój poprzeczny przez halę - 1/świetlik dachowy, 2/ podłużne stężenie hali, 3/ stężenie toru suwnicowego

W hali pracują różne suwnice. Najbardziej obciążona jest nawa o rozpiętości 18 m, w której pracują dwie suwnice blachownicowe skrzynkowe o nadźwigu 30 T każda.

## 2.2. Praca statyczna hali

Wszystkie słupy hali układu poprzecznego są ze sobą połączone za pomocą wiązarów dachowych. Po jednej stronie równoległej do podłużnej osi hali, podporą dla dachu i belek podsuwnicowych jest mur o znacznej sztywności. Po drugiej stronie znajdują się dwukondygnacyjne pomieszczenia biurowe o sztywnych stropach i ścianach poprzecznych. Konstrukcja tych pomieszczeń stanowi sztywną nieprzesuwną podporę dla wiązarów dachowych. Zespół istniejących elementów hali powoduje, że wszystkie słupy hali na poziomie wiązarów dachowych nie doznają przemieszczeń. Wniosek taki wynika z analizy pracy konstrukcji oraz z obserwacji odkształceń pod obciążeniem. Istniejące znaczne obciążenia suwnicami nadźwigu 30 T powodowały przemieszczenia wiotkich słupów /rys.1./ na poziomie oparcia belek podsuwnicowych. Przemieszczenia te wynosiły  $\pm 22$  mm /przekraczały przemieszczenia dopuszczalne/, powodując złą pracę suwnic. Można je było zauważyć gołym okiem. W opisanej sytuacji należało przystąpić do wzmocnienia konstrukcji w celu zwiększenia jej sztywności. Praktycznie niemożliwym było zwiększenie wymiarów słupa poprzez jego wzmocnienie na całej wysokości. Wzmocnienie słupów wymagałoby zerwania istniejących bardzo licznych instalacji.

Zdecydowano wprowadzić do współpracy ze słupami poziome stężenie belek podsuwnicowych. Istniała bowiem możliwość wykonania ciągłej kratownicy o znacznej wysokości usztywniającej tory suwnicowe. Założono, że poprzez sztywną kratownicę będzie można włączyć do współpracy pięć słupów. Schemat statyczny słupa przedstawiono na rysunku 2.



Rys.2. Schemat statyczny słupa hali

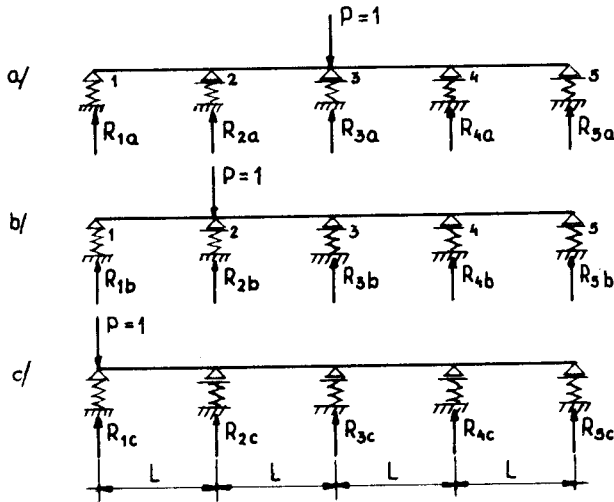
Założono, że sztywność tężnika poziomego belki podsuwnicowej oddziałuje w sposób sprężysty na słup /po jego odkształceniu/ w miejscu zmiany przekroju słupa. Do rozwiązań przyjęto jako miarodajną belkę ciągłą tężnika o jednakowej rozpiętości przęseł opartych na pięciu sprężystych podporach. Podatność sprężystych podpór określono za pomocą metody crossa rozwiązując układ przedstawiony na rysunku 2. Wprowadzając wartości liczbowe w metrach otrzymano następujące przemieszczenia punktu B

$$\delta_B = \frac{26,0}{EJ_d} \cdot P$$

dla  $P = 1$  podatność  $\lambda = \frac{26,0}{E J_d}$  (1)



$J_d$  - moment bezwładności dolnej części słupa. Reakcje podporowe belki opartej na pięciu sprężystych podporach obciążonej kolejno siłą jednostkową nad poszczególnymi podporami można określić za pomocą następujących wzorów:



Rys. 3. Schemat ciągłej czteroprzęsłowej belki podsuwnicowej opartej na sprężystych podporach a/ obciążenie podporę środkową, b/ obciążenie podporę drugą, c/ obciążenie podporę skrajną

$$R_{1a} = R_{5a} = \frac{\eta / \eta - 3 /}{5 \eta^2 + 34 \eta + 7} \quad (2a)$$

$$R_{2a} = R_{4a} = \frac{\eta / \eta + 11 /}{5 \eta^2 + 34 \eta + 7} \quad (2b)$$

$$R_{3a} = 1 - \frac{4\eta/\eta + 4/}{5\eta^2 + 34\eta + 7} \quad (2c)$$

- schemat według rysunku 3b

$$R_{1b} = \frac{\eta/20\eta^2 + 101\eta + 34/}{2/25\eta^3 + 190\eta^2 + 171\eta + 28/} \quad (3a)$$

$$R_{2b} = 1 - \frac{\eta/35\eta^2 + 228\eta + 92/}{2/25\eta^3 + 190\eta^2 + 171\eta + 28/} \quad (2b)$$

$$R_{3b} = \frac{\eta/10\eta^2 + 118\eta + 88/}{2/25\eta^3 + 190\eta^2 + 171\eta + 28/} \quad (3c)$$

$$R_{4b} = \frac{\eta/15\eta^2 + 44\eta - 36/}{2/25\eta^3 + 190\eta^2 + 171\eta + 28/} \quad (3d)$$

$$R_{5b} = \frac{\eta/16 - 35\eta/}{2/25\eta^3 + 190\eta^2 + 171\eta + 28/} \quad (3c)$$

- schemat według rysunku 3c

$$R_{1c} = 1 - \frac{\eta / 20 \eta^2 + 56 \eta + 15 /}{2 / 25 \eta^3 + 190 \eta^2 + 171 \eta + 28 /} \quad (4a)$$

$$R_{2c} = \frac{\eta / 20 \eta^2 + 101 \eta + 34 /}{2 / 25 \eta^3 + 190 \eta^2 + 171 \eta + 28 /} \quad (4b)$$

$$R_{3c} = \frac{\eta / 10 \eta^2 - 22 \eta - 24 /}{2 / 25 \eta^3 + 190 \eta^2 + 171 \eta + 28 /} \quad (4c)$$

$$R_{4c} = \frac{\eta / 6 - 35 \eta /}{2 / 25 \eta^3 + 190 \eta^2 + 171 \eta + 28 /} \quad (4d)$$

$$R_{5c} = - \frac{\eta / 10 \eta^2 - 12 \eta + 1 /}{2 / 25 \eta^3 + 190 \eta^2 + 171 \eta + 28 /} \quad (4e)$$

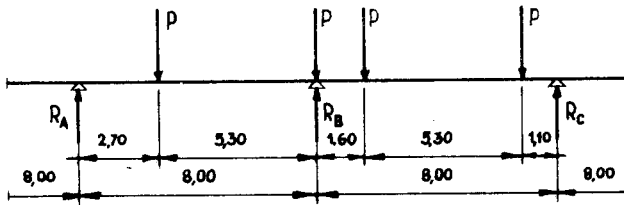
gdzie  $\eta = \frac{6 E J}{L^3} \cdot \lambda$

I - moment bezwładności poziomego stężenia belki podsuw -  
nicowej

Współczynnik intensywności obciążenia podpór środkowych belki obciążonej dwiema suwnicami o udźwigu 32,0 T określone na podstawie schematu według rysunku 4 wynoszą:

$$\beta_1 = \frac{R_A}{R_B} = \frac{0,662}{2,28} = 0,292 \quad (5a)$$

$$\beta_2 = \frac{R_C}{R_B} = \frac{4,065}{2,28} = 1,783 \quad (5b)$$



Rys.4. Obciążenie podpór środkowych belki toru dwiema sum - nicami o nośności 30,0 T

Współczynniki intensywności obciążenia podpór określone na podstawie schematu według rysunku 5 wynoszą:

$$\beta'_1 = \frac{R'_A}{R_B} = \frac{1,04}{2,28} = 0,455 \quad (6a)$$

$$\beta'_2 = \frac{R'_B}{R_B} = \frac{2,27}{2,28} = 1,00 \quad (6b)$$

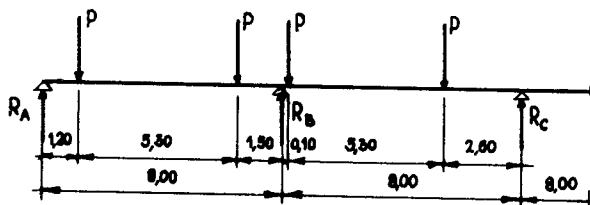
$$\beta'_3 = \frac{R'_C}{R_B} = \frac{0,687}{2,28} = 0,298 \quad (6c)$$

Korzystając z zasady superpozycji oraz wzorów (2a) i (6c) można określić reakcje podporowe belki na sprężystych podporach - dla podpory skrajnej

$$R_1 = /R_{1c} \beta'_1 + R_{1b} \beta'_2 + R_{1a} \beta'_3 / P \quad (7)$$

- dla podpór środkowych

$$R_3 = [R_{3a} + R_{3b} / \beta_1 + \beta_2 / ] P \quad (8)$$



Rys.5. Obciążenie podpór skrajnych belki toru dwiema suwnicami o nośności 30 T

Obliczając współczynnik dla tężnika poziomego o wysokości 1,50 m otrzymano  $\eta = 3,43$

Wstawiając wartości szczegółowe do wzorów (7) i (8) otrzymano:

$$R_1 = /0,73 \cdot 0,455 + 0,35 \cdot 1,0 + 0,01 \cdot 0,298 / P = 0,686 P$$

$$R_3 = /0,43 + 0,35 / 0,292 + 0,467 / P = 0,695 P$$

$$R_1 < R_3$$

Przemieszczenie słupa na poziomie toru suwnicowego, po wprowadzeniu tężnika, wynosi:

$$f_T = \frac{R_3}{R_B} f = \frac{0,695}{2,28} f = 0,305 f$$

$f_T$  - przemieszczenie słupów po zastosowaniu tężnika

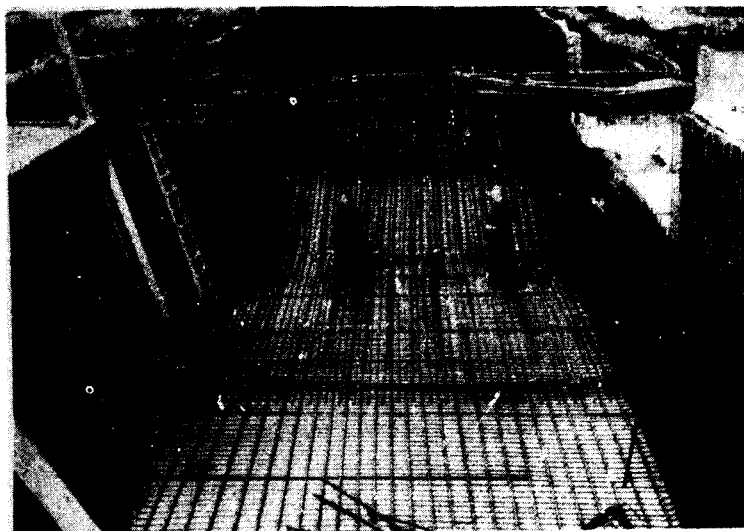
$f$  - przemieszczenie słupów przed zastosowaniem tężnika

### 3. Starą halą montażu silników

Ogólny widok hali przedstawia rysunek 6. W hali pracują suwnice o udźwigu 50 T. W hali tej należało wykonać fundament pod frezarkę bramową. Pociągało to za sobą wykonanie głębokiego wykopu i podcięcie fundamentu jednego ze słupów /rys.7/. W tej konkretnej sytuacji pominięcie w rozważaniach przestrzennej pracy elementów konstrukcji hali pociągałoby za sobą wyburzenie potężnego żelbetowego słupa i wykonanie nowej konstrukcji wspornej. Wysokie koszty wykonania takich robót łatwo przewidzieć.



Rys.6. Ogólny widok hali oraz widok fundamentu pod frezarkę bramową



*Rys.7. Widok zbrojenia fundamentu pod frezarkę bramową. Z lewej strony widoczny podcięty fundament słupa hali*

W celu włączenia do współpracy sąsiednich słupów, wykonano widoczny na rysunku 6 podłużny tężnik połaci dachu. W istniejącej hali tężników połaciowych nie było.

Analizę statyczną problemu oparto na wzorach podanych w punkcie 2.

#### 4. Uwagi końcowe

W artykule przedstawiono problematykę dotyczącą przestrzennej pracy hali, a opartą na opracowaniach inżynierskich autora i zastosowanych w jednym tylko zakładzie przemysłowym.

Efekty ekonomiczne, jakie wynikały z prawidłowego po-

stawienia problemu nie wymagają komentarza.

#### Literatura

1. Bortniczuk W., Molski H.: Algorytm obliczania konstrukcji hal trójbarnowych. Inżynieria i Budownictwo nr 11/73 r.
2. Badarski Z., Gosowski B.: Wykorzystanie współpracy elementów przy wzmocnieniu metalowych konstrukcji hal i estakad. Inżynieria i Budownictwo nr 11/1974.
3. Bortniczuk W., Merteas A.: Obliczanie przemieszczeń belek podsuwnicowych z uwzględnieniem tarczowej pracy przekrycia hali przemysłowej. Inżynieria i Budownictwo nr 12/72.
4. Dowgird R.: Prefabrykowane konstrukcje szkieletowe. Arkady 1972 r.
5. Jankowiak W.: Ogólna analiza hal stalowych z transportem podpartym. Inżynieria i Budownictwo nr 4/1973 r.
6. Matysiak A.: Przestrzenna praca hal dwunawowych o różnej wysokości naw. Problemy Projektowane Hutnictwa nr 7/1965 r.
7. Matysiak A.: Hala przemysłowa o siatce słupów 12 x 12 m. Inżynieria i Budownictwo nr 3/1966 r.
8. Matysiak A.: Kryteria oceny obciążenia słupów skrajnych hal przemysłowych pracujących w układach przestrzennych. Inżynieria i Budownictwo nr 1/1976
9. Machowski A., Rozowski A.: Metoda przybliżona obliczenia przestrzennego schematu statycznego hali przemysłowej. Inżynieria i Budownictwo nr 5/1972 r.
10. Rozowski A., Machowski A.: Obliczanie stalowych hal przemysłowych z uwzględnieniem przestrzenności konstrukcji. Inżynieria i Budownictwo nr 10/1970 r.



ANALYSIS OF UTILIZATION OF SPATIAL COLLABORATION OF ROOM  
CONSTRUCTION ELEMENTS IN INDUSTRY OF HIGH POWER ENGINES

Summary

In this article there have been presented two interesting cases realized by the author, i.e. reinforcement of industry rooms constructions as result of additional elements introduction, which assure the spatial construction work.

АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОСТРАН-  
СТВЕННОЙ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЭЛЕ-  
МЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ ЦЕХОВ В ПРО-  
ИЗВОДСТВЕ ДВИГАТЕЛЕЙ БОЛЬШИХ  
МОЩНОСТЕЙ

Резюме

В статье представлены выполненные автором два интересные случаи усиления конструкции промышленных цехов в результате введения дополнительных элементов гарантирующих пространственную работу конструкций.

Andrzej Nowicki

ZASTOSOWANIE METOD PROBABILISTYCZNYCH  
W BADANIACH PRĘDKOŚCI CHWILOWEJ SAMOCHODÓW

W artykule przedstawiono metody pomiaru prędkości chwilowej, wielkość populacji próbnej, wartości współczynnika zmienności oraz sposób opracowania wyników pomiarów przy użyciu metod statystyki matematycznej. Określono model rozkładu prędkości chwilowej samochodów oraz podano przykłady badania normalności rozkładu empirycznego przy użyciu testów statystycznych Pearsona, Kołmogorowa i wzorów przybliżonych.

1. Wstęp

Badania prędkości chwilowej samochodów, tj. prędkości, z jaką pojazd przejeżdża określony przekrój jezdni drogi, przeprowadza się w celu określenia wpływu elementów planu, profilu podłużnego i przekroju poprzecznego drogi na prędkość ruchu. Badania prędkości chwilowej obejmujące pomiar prędkości chwilowej i opracowanie wyników przy użyciu metod probabilistycznych statystyki matematycznej, są nie -

zbędne dla prawidłowego usytuowania znaków drogowych i dla podjęcia decyzji o ograniczeniu prędkości ruchu na drogach.

## 2. Sposoby pomiaru prędkości chwilowej

Prędkość chwilowa samochodów może być określona przy użyciu:

- a/ przyrządów, spośród których do najnowocześniejszych zalicza się przyrządy radarowe: w Polsce jest w nie z reguły wyposażona Służba Ruchu MO; użycie ich do celów badawczych jest dyskusyjne, biorąc pod uwagę wzajemne informowanie się kierowców /przy użyciu świateł mijania / o kontroli prędkości ruchu, wynikiem czego jest znaczne nieraz, obniżenie prędkości;
- b/ sprzętu filmowego: kamery filmującej przejazd samochodu na krótkim odcinku drogi i przeglądarki filmu dla odczytania liczby klatek filmu /film 8 mm/; jest to pomiar dość pracochłonny i kosztowny;
- c/ obserwatorów wyposażonych w sekundomierze /np. produkcji radzieckiej marki Sława o wielkości działki elementarnej 0,1 s/ mierzących czas przejazdu samochodu przez określony odcinek drogi o długości najczęściej od 30 do 100 m.

Pomiary wymienione w punktach b/ i c/ zaliczane są do pomiarów pośrednich, bowiem mierzona jest nie bezpośrednio prędkość chwilowa, lecz czas przejazdu przez określony odcinek drogi.

Prędkość chwilową oblicza się ze wzoru:

$$v = \frac{3,6}{t} \cdot l \quad /km/h/ \quad (1)$$

gdzie:

l - długość odcinka pomiarowego /m/

t - czas przejazdu przez ten odcinek /s/

### 3. Wielkość populacji próbnej

Przejazdy samochodów przez określony przekrój jezdni drogi należą do zjawisk masowych; teoretycznie wystąpić mogą nieograniczoną ilość razy, przy założeniu, że warunki ruchu nie mogą być gorsze od z góry ustalonych. Bezpośrednim badaniem na drodze może być zatem objęta tylko część populacji generalnej, zwana populacją próbną lub krócej próbą /próbką/.

Przejazdy samochodów przez określony przekrój jezdni drogowej tworzą ciąg zdarzeń losowych /przypadkowych/ podlegający prawidłom rachunku prawdopodobieństwa. Cecha tego zdarzenia - prędkość chwilowa ruchu, jest zmienną losową. Do opracowania wyników pomiarów wykorzystać zatem można metody probabilistyczne statystyki matematycznej z wykorzystaniem jej modeli.

Istotnym problemem przed przystąpieniem do pomiarów jest ustalenie reprezentatywnej liczebności próbki, którą możemy określić za pomocą wzoru:

$$n \geq \frac{t_{\alpha}^2 \cdot z^2}{\sigma^2} = \left( \frac{t_{\alpha} \cdot z}{\sigma} \right)^2 \quad (2)$$

gdzie:

$n$  - liczebność próbki

$t_{\alpha}$  - oznacza  $t_{\alpha}$  - procentową wartość  $t$ , którą odczytuje się z tablic  $t$  - Studenta przy poziomie ufności  $1 - \alpha$  i liczbie stopni swobody  $r = \infty$

$z$  - współczynnik zmienności

$\delta$  - dokładność pomiaru /błąd względnej średniej/

$$z = \frac{s}{\bar{v}} \quad (3)$$

gdzie:

$s$  - odchylenie standardowe

$\bar{v}$  - średnia prędkość chwilowa

Wartość  $t_{\alpha}$  dla najczęściej przyjmowanego w badaniach technicznych poziomu istotności  $\alpha = 0,05$  oraz liczbie stopni swobody  $r = \infty$  /poziom ufności wynosi wówczas:  $1 - \alpha = 0,95$  / odczytana z tablicy rozkładu  $t$  - Studenta wynosi 1,96.

W 120 próbach pomiarów prędkości chwilowej zrealizowanych przez autora na drogach województwa bydgoskiego i toruńskiego uzyskano średnie wartości współczynnika zmienności  $z$ :

samochody osobowe 17,3 ‰

samochody ciężarowe 14,1 ‰

Pomiary realizowane były na prostych odcinkach dróg, o pochyleniach niwelety do 2 ‰ i niedużym natężeniu ruchu / do 300 E/h/.

Przy przyjęciu określonej wartości współczynnika zmienności, wielkość próbki będzie funkcją założonej dokładności pomiaru.

W przypadku pomiarów prędkości na drogach ruchu normalnego w Polsce autor proponuje przyjąć jako zadowalającą dokładność pomiaru 4 %. Przy średniej prędkości ruchu  $V = 70$  km/h błąd bezwzględny średniej wyniesie wówczas  $\Delta = 0,04 \cdot 70$  km/h = 2,8 km/h. W przypadku dróg ruchu szybkiego należałoby przyjąć większą dokładność pomiaru, np. 3 %.

Przy tych założeniach niezbędna wielkość próbki wyniesie /pomiar prędkości samochodów osobowych/

$$n_1 \geq \frac{1,96 \cdot 17,3}{4}^2 = 72 \quad / \sigma = 4 \% /$$

$$n_2 \geq \frac{1,96 \cdot 17,3}{3}^2 = 128 \quad / \sigma = 3 \% /$$

#### 4. Opracowanie wyników pomiarów

Istotnymi dla dalszych badań charakterystykami z próby są średnia prędkość chwilowa i odchylenie standardowe.

Średnia prędkość chwilowa  $\bar{v}$  jest najlepszym /tzn. posiadającym wszystkie pożądane własności: zgodność, nieobciążoność, efektywność i dostateczność/ estymatorem średniej wartości  $m$  w populacji.

Odchylenie standardowe  $s$  jest estymatorem nieobciążonym /zgodnym/ odchylenia standardowe w populacji.

Dla obliczenia średniej wartości prędkości chwilowej pomierzone czasy przejazdu grupuje się w szereg rozdzielczy prędkości chwilowej. Długość przedziału najlepiej jest przyjąć o wielkości 5 km/h. Przy długości odcinka pomiarowego  $l = 60$  m poszczególne wyniki mogą być zaliczane do odpowiedniego przedziału klasowego przy użyciu tablicy 1.

Tablica 1

Przedziały klasowe prędkości chwilowej ruchu

Nr przedziału	Prędkość ruchu /km/h/	Średnia prędkość w przedziale $V_1$ /km/h/	Czas przejazdu przez odcinek $l = 60$ /s/
1	40 i mniej	35	> 5,39
2	40,1 - 45,0	42,5	5,39 - 4,80
3	45,1 - 50	47,5	4,79 - 4,32
4	50,1 - 55	52,5	4,31 - 3,93
5	55,1 - 60	57,5	3,92 - 3,60
6	60,1 - 65	62,5	3,59 - 3,32
7	65,1 - 70	67,5	3,31 - 3,09
8	70,1 - 75	72,5	3,08 - 2,88
9	75,1 - 80	77,5	2,87 - 2,70
10	80,1 - 85	82,5	2,69 - 2,54
11	85,1 - 90	87,5	2,53 - 2,40
12	90,1 - 95	92,5	2,39 - 2,27
13	95,1 - 100	97,5	2,26 - 2,16
14	100,1 - 105	102,5	2,15 - 2,06
15	105,1 - 110	107,5	2,05 - 1,96
16	110,1 - 115	112,5	1,95 - 1,88
17	115,1 - 120	117,5	1,87 - 1,80
18	120,1 - 130	125	1,79 - 1,66
19	130 i więcej	135	< 1,66

Średnią prędkość chwilową samochodu  $\bar{v}$  oblicza się ze wzoru:

$$\bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^{i=k} v_i \cdot n_i}{n} \quad (4)$$

gdzie:

- $v_i$  - prędkość ruchu odpowiadająca środkowi przedziału klasowego szeregu rozdzielczego
- $n_i$  - liczebność przedziału klasowego
- $n$  - liczność próby
- $k$  - liczba klas szeregu rozdzielczego

Odchylenie standardowe prędkości chwilowej oblicza się ze wzoru:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=k} n_i / v_i^2 - \bar{v}^2}{n - 1} - \frac{h^2}{12}} \quad (5)$$

gdzie:

$D = \frac{h^2}{12}$  jest poprawką Schepparda

$h$  - długość przedziału klasowego

## 5. Model rozkładu prędkości chwilowej ruchu

Rozkładem mającym podstawowe znaczenie w rachunku prawdopodobieństwa i statystyce matematycznej i najczęściej występującym w doświadczalnictwie jest rozkład normalny Gaussa. Rozkład ten jest jednoznacznie określony przez wartość średnią  $m$  i odchylenie standardowe  $\sigma$ .



Wykresy rozkładów empirycznych, zrealizowanych przez autora pomiarów prędkości chwilowej samochodów, wykazały nieduże odchylenia od krzywej gęstości prawdopodobieństwa rozkładu normalnego określonej wzorem:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{x - m}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Krzywa, określona równaniem (6) /tzw. krzywa dzwonowa/ jest jednowierzchołkową. Badano oddzielnie rozkłady prędkości chwilowej samochodów osobowych, furgonetek i samochodów ciężarowych /do tych ostatnich zaliczono także autobusy/ z uwagi na różne średnie prędkości i odchylenia standardowe tych grup pojazdów.

Niektóre krzywe rozkładu prędkości chwilowej, szczególnie samochodów osobowych na prostych przy niedużych natężeniach ruchu na drodze, wykazują asymetrię prawostronną, co sugeruje, że lepiej aproksymującym rozkładem może być rozkład logarytmo-normalny.

Gęstość prawdopodobieństwa rozkładu logarytmo-normalnego określona jest wzorem:

$$f'(x) = \frac{1}{x \sqrt{2\pi} \sigma_{\ln}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - m}{\sigma_{\ln}} \right)^2 \right] \quad (7)$$

$$/x > 0/$$

Średnią prędkość w rozkładzie logarytmo-normalnym obliczyć można ze wzoru transformacyjnego (7):

$$m = \ln \frac{\bar{x}}{\sqrt{\delta^2 + \bar{x}^2}} \quad (8)$$

gdzie:

$\bar{x}$  - wartość średnia w próbie

$\delta$  - odchylenie standardowe w próbie

Odchylenie standardowe w rozkładzie logarytm-normalnym obliczyć można ze wzorów:

$$\delta_{\ln}^2 = \ln \frac{\delta^2 + \bar{x}^2}{\bar{x}^2} \quad (9)$$

lub na podstawie (3) przyjąć, że

$$\delta_{\ln} \approx z \quad (10)$$

gdzie:

$z$  - jest współczynnikiem zmienności /patrz pkt 3/

Wzór (10) może być stosowany pod warunkiem, że

$$z < \frac{1}{3} \quad (11)$$

Warunek ten z reguły przy badaniu prędkości chwilowej ruchu samochodów jest spełniony.

## 6. Badanie normalności rozkładu empirycznego

Hipoteza statyczna, że teoretycznym rozkładem zmiennej losowej jest rozkład normalny lub logarytm-normalny wymaga weryfikacji polegającej na badaniu, czy zaobser-

wowane rozkłady populacji próbnych nie różnią się zbytnio od rozkładu teoretycznego. Weryfikacja ta winna jednocześnie odpowiedzieć na pytanie, który z rozkładów: normalny czy logarytm - normalny lepiej aproksymuje rozkłady empiryczne. W tym celu zastosować należy nieparametryczne /tj. takie, które precyzują typ rozkładu populacji generalnej/ testy statystyczne:

$\chi^2$  - chi kwadrat            Pearsona  
 $\lambda$  - lambda                    Kołmogorowa

Test Pearsona określony jest wzorem:

$$\chi_e^2 = \sum_{i=1}^{i=k} \frac{|n_e - n_t|^2}{n_t} \quad (12)$$

gdzie:

$n_e$  - liczebność empiryczna w klasach

$n_t$  - liczebność teoretyczna poszczególnych przedziałów klasowych obliczona na podstawie dystrybucyj hipotetycznej

$k$  - liczba klas /przedziałów klasowych/

Nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy, że zaobserwowany rozkład populacji próbnej jest zgodny z hipotetycznym rozkładem populacji generalnej, gdy:

$$\chi_e^2 < \chi_{\alpha}^2 \quad (13)$$

gdzie:

$\chi^2$  jest wartością graniczną odczytaną z tablic rozkładu chi - kwadrat przy poziomie istotności  $\alpha \gg 0,05$  i liczbie stopni swobody  $k' = k - 3$ , przy czym liczność klasy nie powinna być mniejsza od 10 /wyjątkowo w skrajnych klasach od 5/.

Wartości  $\chi^2_{0,05}$  wynoszą:

$$k' = 1 \quad 3,841$$

$$k' = 2 \quad 5,991$$

$$k' = 3 \quad 7,815$$

$$k' = 4 \quad 9,488$$

$$k' = 5 \quad 11,070$$

Badacze radzieccy [1] stosują kryterium, oparte na teście chi - kwadrat i przyjmują, że rozbieżność rozkładu empirycznego i hipotetycznego jest istotna, gdy:

$$\frac{\chi_e^2 - r}{\sqrt{2r}} \gg 3 \quad (14)$$

gdzie:

$$r = k - 1 \quad /k - \text{liczba klas}/$$

Test Kołomogorowa odnosi się do dystrybuanty gęstości prawdopodobieństwa rozkładu hipotetycznego i empirycznego; wprowadza on statystykę  $D_n$

$$D_n = \sup [F/x/ - S_n/x/]$$

$$-\infty < x < +\infty$$
(15)

gdzie:

$F/x/$  - dystrybuanta ciągła rozkładu teoretycznego

$S_n/x/$  - dystrybuanta ciągła rozkładu empirycznego

oraz wartości

$$\mathcal{K} = d_n \sqrt{n}$$
(16)

gdzie:

$d_n$  - największa różnica między dystrybuantą empiryczną i teoretyczną

$n$  - liczebność próby

$$P/D_n \geq d_n/ = 1 - Q/\mathcal{K}/$$
(17)

$$Q/\mathcal{K}/ = \int_{k=-\infty}^{k=+\infty} /-1/^{k} e^{-2 k^2 \mathcal{K}^2}$$
(18)

Wartość  $Q/\mathcal{K}/$  odczytuje się z tablic Kołmogorowa-Smirnowa, jeżeli zachodzi nierówność:

$$d_n < P/D_n \geq d_n/$$
(19)

czyli:

$$d_n < 1 - Q/\mathcal{K}/$$
(20)

wówczas nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy, że zaobserwowana dystrybuanta empiryczna nie różni się istotnie od dystrybuanty teoretycznej.

Z uwagi na to, że test Pearsona jest wrażliwy na działanie skrajnych, mało licznych klas szeregu rozdzielczego, niektórzy autorzy preferują test Kołmogorowa. W publikacji [2] normalność rozkładów empirycznych badano wyłącznie testem Kołmogorowa.

Badania normalności rozkładów empirycznych z wykorzystaniem ETO przy użyciu testu Pearsona są dość kłopotliwe /z uwagi na łączenie mało licznych klas/, natomiast obliczenia przy użyciu testu Kołmogorowa dają się w pełni zmechanizować.

#### 7. Przykłady liczbowe badania normalności rozkładów

Tablice 2 i 3 zawierają przykłady liczbowe badania normalności rozkładów empirycznych prędkości chwilowej samochodów osobowych na prostych długości 4472 m /dane, nr 36/ i 5008 m /dane nr 39/ mierzonych od końca łuku poprzedzającego prostą do początku kolejnego łuku poziomego. Pomiarzy realizowane były na drodze E 83 na odcinku Szubin - Bydgoszcz, w miesiącu maju 1973 r. na jezdni suchej.

Tablice 2 i 3 są przedrukiem obliczeń wykonanych na EMC Odra 1204 w Ośrodku Obliczeniowych ATR w Bydgoszczy. Dane nr 36 /tabl.2/ i 39 /tabl.3/ dotyczą aproksymacji rozkładu empirycznego rozkładem normalnym, a dane nr 36 A i 39 A rozkładem logarytmowo - normalnym. W celu zastosowania

testu Pearsona /chi - kwadrat/ łączono mało liczne klasy, a w przypadku danych nr 36 i 39 A zastosowano dodatkowo kryterium radzieckie oparte na teście chi - kwadrat.

W przypadku danych nr 36 i 36 A nie ma w zasadzie podstaw do wątpienia o normalności rozkładów, przy czym mniejsze wartości  $\chi^2$  i  $h$  / mniejsze rozbieżności między hipotetycznym i empirycznym rozkładem/ uzyskano przy przyjęciu, że teoretycznym rozkładem jest rozkład loga - rytmno-normalny.

To samo dotyczy danych nr 39 i 39 A, jednak w tym przypadku mniejsze wartości  $\chi^2$  i  $h$  uzyskano przy założeniu, że lepiej aproksymującym rozkładem teoretycznym jest rozkład normalny.

Przyjęcie określonego typu teoretycznego rozkładu prędkości ruchu pozwala na obliczenie wartości reprezentatywnych w inżynierii ruchu drogowego kwantyli prędkości : 15,50,85,98 i ewentualnie 99,9 przy użyciu tablic rozkładu normalnego. Kwantylem rzędu  $k$  zmiennej losowej  $X$  o rozkładzie normalnym  $N(m, \delta)$  / jest liczba

$$x_k = m + \delta u_k \quad (21)$$

Wartości  $u_k$  z tablic rozkładu normalnego wynoszą:

kwantyl 15	$k = 0,15$	$u_k = - 0,385$
kwantyl 50	$k = 0,50$	$u_k = 0$
kwantyl 85	$k = 0,85$	$u_k = + 1,036$
kwantyl 98	$k = 0,98$	$u_k = + 2,054$
kwantyl 99,9	$k = 0,999$	$u_k = + 3,090$

Tablica 2

Przykłady zastosowań testów Pearsona i Kołmogorowa  
do badania normalności rozkładów empirycznych

Dane nr 36

V = 73.86 S = 13.75 N = 57

NR	VK	N	U	F(U)	P	HP	(N-1)P/2/NP	G(V)	F(U)=G(V)
1	40	0						.0000	
2	45	0						.0000	
3	50	1	-1.7353	.041346	.041346	2.4	9.0	.0175	.0238
4	55	2	-1.3716	.085088	.043742	2.5	1.00	.0526	.0383
5	60	3	-1.0080	.156727	.071639	4.1		.1053	.0515
6	65	5	-.6444	.259470	.102943	5.9	13.3	.1930	.0667
7	70	15	-.2807	.389460	.129790	7.4	3.38	.4561	.0667
8	75	6	.0829	.533038	.143578	8.2	22.9	.5614	.0284
9	80	14	.4465	.672308	.139360	7.9	00	.8070	.1346
10	85	3	.8102	.791082	.118684	6.8		.8596	.0686
11	90	2	1.1738	.879766	.088684	5.1		.8947	.0180
12	95	3	1.5375	.937909	.058143	3.3		.9474	.0095
13	100	0	1.9011	.971355	.033466	1.9	11.9	.9474	.0240
14	110	2	2.6284	.993710	.024355	1.4	1.28	.9825	.0133
15	120	0	3.3554	.999604	.003894	.2		.9825	.0471
16	140	1	4.8102	.999999	.000395	.0		1.0000	.0000

$$\chi^2_e = 5.66 > 3.841$$

$$1 - Q(h) = 0.253$$

$$\frac{\chi^2_e - V}{\sqrt{2V}} = \frac{5.66 - 3}{\sqrt{16}} = 1.08 < 3$$

$$d_r = \text{SUP} = .1346 \quad \text{LAMBDA} = 1.0164$$



VLN = 4.28596    BLN = .17478    N = 57

NR	VK	N	U	F(U)	F	NP	(N-NP)²/NP	G(V)	F(U)=G(V)
1	40	0						.0000	
2	45	0						.0000	
3	50	1	=2.1393	.016199	.016199	9		.0000	.0013
4	55	2	=1.5942	.055450	.039222	2.2	7.7	.0175	.0028
5	60	3	=1.0963	.136469	.081018	4.6		.0326	.0312
6	65	5	=.6384	.261619	.123431	7.1	15.9	.1033	.0686
7	70	15	=.2144	.412136	.153316	8.8	1.06	.1930	.0610
8	75	6	=.1804	.571976	.156440	8.9		.4561	.0610
9	80	14	=.5696	.702718	.137142	7.8	22.8	.5614	.0102
10	85	3	=.9969	.815009	.104291	6.1		.8070	.0983
11	90	2	1.2235	.889436	.074428	4.2		.8396	.0446
12	95	3	1.3329	.937347	.047911	2.7		.8947	.0053
13	100	0	1.8264	.968102	.028754	2.7		.9474	.0100
14	110	0	2.3717	.991146	.023064	1.6	10.4	.9474	.0187
15	120	0	2.8693	.997944	.006798	1.4		.9823	.0087
16	140	1	3.7515	.999912	.001968	.4		.9823	.0155
						.1		1.0000	.0001

$\chi^2_e = 2.00 \angle 3.841$

$Q(h) = 0.359$      $1 - Q(h) = 0.641$

$d_n - SUP = .0983$      $LAMBDA = .7421$      $Q(h) = 0.641$      $1 - Q(h) = 0.641$

Tablica 3

Dane nr 39 Przykłady zastosowań testów Pearsona i Kołmogorowa do badania normalności rozkładów empirycznych

V = 68.87 S = 11.16 N = 7

NR	VR	N	U	F(U)	P	MP	(N-MP)2/NP	G(V)	F(U)g(V)
1	40	1	-2.5869	.004422	.004842	.3		.0141	.0092
2	45	2	-2.1389	.016222	.011380	.8	02	.0423	.0260
3	50	1	-1.6909	.065432	.029209	2.1	7.6	.0563	.0109
4	55	4	-1.2428	.106965	.061333	4.4		.1127	.0057
5	60	7	-.7948	.213364	.106399	7.6	10.4	.2113	.0021
6	65	7	-.3468	.364380	.151016	10.7	50	.3099	.0545
7	70	10	.1013	.540324	.175943	12.5		.4507	.0896
8	75	20	.5693	.708594	.168269	11.9	1.02	.7324	.2318
9	80	6	.9973	.840693	.132099	9.4	213	.8169	.0238
10	85	11	1.4453	.925819	.085133	6.0	157	.9718	.0460
11	90	2	1.8934	.970846	.045027	3.2		1.0000	.0292
12	95	0						1.0000	
13	100	0						1.0000	
14	110	0						1.0000	
15	120	0						1.0000	
16	140	0						1.0000	

$\chi^2_6 = 4.15 < 5.991$

$G(A) = 0.382 \quad 1 - Q(h) = 0.618$   
 $0.0896 < 0.618$

$d_n^{sup} = .0896 \quad \text{LAMBDA} = .7552$

c.d. Tablicy 3

Dane nr 39 A

VLNR 4.21670 SLNR .17999 N# 71

NR	VR	N	U	F(U)	P	NP	(N+NP)2/np	G(V)	F(U)0(V)
1	40	1	.29325	.001651	.01681			.0141	.0124
2	45	2	.27281	.011360	.05679	.7	.87	.0423	.0309
3	50	1	.6927	.04222	.03892	2.4		.0563	.0111
4	55	4	.1632	.12371	.077119	5.3		.1127	.0097
5	60	7	.6798	.048319	.12947	8.9	1.90	.2113	.0371
6	65	7	.2351	.60702	.15753	11.5		.309	.0772
7	70	10	.1767	.37018	.16337	11.6	.21	.4507	.1194
8	75	20	.5600	.71248	.142140	10.1	.178	.7324	.0201
9	80	4	.9185	.02030	.108582	7.7	3.73	.8149	.0039
10	85	11	1.2554	.095325	.074495	5.3	.86	.9718	.0765
11	90	2	1.9729	.942131	.046806	3.3	2.25	1.0000	.0579
12	95	0						1.0000	
13	100	0						1.0000	
14	110	0						1.0000	
15	120	0						1.0000	
16	140	0						1.0000	

$d_n = \text{SUP} = .1194$      $\text{LAMBDA} = 1.0061$      $Q(h) = 0.736$      $1 - Q(h) = 0.264$      $\chi^2_e = 8.16 > 5.99$      $\frac{8.16 - 4}{\sqrt{2.4}} = 1.45 < 3$

## 8. Przybliżona metoda sprawdzania normalności rozkładu

Oprócz omówionych w pkt. 6 i 7 testów Pearsona i Kołmogorowa, dość pracochłonnych w zastosowaniu szczególnie bez użycia ETO, posłużyć się można przybliżonymi metodami sprawdzania normalności rozkładu. Metody te polegają na ocenie centralnych momentów trzeciego i czwartego rzędu. Obliczenia tych momentów nie są zbyt pracochłonne. Ocenami owych momentów wyznaczonych na podstawie wyników eksperymentów są empiryczne momenty centralne  $M_3$  i  $M_4$ , które oblicza się ze wzorów:

$$M_3 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=k} n_i / v_i - \bar{v} / 3 \quad (22)$$

$$M_4 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=k} n_i / v_i - \bar{v} / 4 \quad (23)$$

W przypadku rozkładu normalnego powinny zachodzić następujące przybliżone równości:

$$M_3 \cong 0 \quad M_4 \cong 3 s^4 \quad (24)$$

gdzie:

$s$  - empiryczne odchylenie standardowe

W celu określenia zgodności rozkładu oblicza się współczynnik asymetrii ze wzoru:

$$g_s = \frac{M_3}{s^3} \quad (25)$$

oraz eksces ze wzoru:

$$E = \frac{M_4}{s^4} - 3 \quad (26)$$

Normalność rozkładu należy uznać za wątpliwą, jeżeli:

$$|g_s| > 2 \div 3 \cdot \sqrt{\frac{6/n - 1/}{/n + 1/ /n + 3/}} \quad (27)$$

lub

$$|E| > 2 \div 3 \cdot \sqrt{\frac{24/n - 2/ /n - 3/}{/n - 1/{}^2 /n + 3/ /n + 5/}} \quad (28)$$

gdzie:

$n$  - liczebność próbki

Prawe strony nierówności (27) i (28) są odpowiednio średnimi błędami kwadratowymi współczynnika asymetrii i ekscesu.

Jeśli wartości współczynnika asymetrii i ekscesu nie przekraczają 2  $\div$  3 krotnych wartości swoich średnich błędów kwadratowych, to brak jest dostatecznych podstaw do wątpienia o normalności rozkładu. Jeżeli natomiast przekraczają powyżej podane wartości, należy przeprowadzić bardziej wnikliwą analizę wyników eksperymentu, np przy pomocy testów Kołmogorowa i Pearsona.

## 9. Zakończenie

Metody probabilistyczne statystyki matematycznej zastosowane w badaniach prędkości chwilowej ruchu pozwalają na podstawie pomierzonej populacji próbnej, o liczebności rzędu kilkudziesięciu samochodów, wnioskować o typie rozkładu prędkości populacji generalnej.

Przyjęcie określonego typu teoretycznego rozkładu prędkości ruchu umożliwia szybkie obliczenie wartości reprezentatywnych w inżynierii ruchu drogowego kwantyli prędkości ruchu. W obliczeniach tych można w szerokim zakresie stosować ETO.

## Literatura

1. Babkow i inni: Drogowe warunki ruchu samochodów /tłum. z ros./, WKiŁ - Warszawa 1969
2. Dąbrowa - Bajon M.: Probabilistyczne szacowanie bezpieczeństwa ruchu przy różnych pomiarach automatyzacji urządzeń zabezpieczających. PAN Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej: Zagadnienia inżynierii komunikacyjnej, Warszawa 1973
3. Firkowicz Sz.: Statystyczne badania wyrobów. PWN, Warszawa 1970
4. Hellwig Z.: Elementy rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej. Wyd.4 PWN, Warszawa 1970
5. Hobbs F.D. Richardson B.D.: Problemy inżynierii ruchu część 1. Badania ruchu drogowego. WKiŁ, Warszawa 1971
6. Oktaba W.: Elementy statystyki matematycznej i metoda doświadczalnictwa. Wyd.2 PWN, Warszawa 1966
7. Piórecki S.: Badania czasu pracy i wpływu jego dyspersji na wydajność produkcji w budownictwie. Rozprawa habi-

- litacyjna. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1973
8. Rumszycki L.Z.: Matematyczne opracowanie wyników eksperymentu /tłum.z ros./ WNT, Warszawa 1973
  9. Zieliński R.: Tablice statystyczne. PWN, Warszawa 1972

APPLYING OF PROBABILISTIC METHODS IN TEMPORARY  
SPEED STUDIES OF CARS

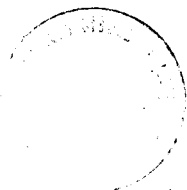
## Summary

That article presents methods of temporary speed measurement, quantity of experimental population, values of variability coefficient as well as method of measurement result elaboration by applying of mathematical statistics methods. A model of temporary speed distribution of cars and study examples of empirical distribution normality by use of statistic Pearson's, Kolmogorow's tests and approximate patterns were given.

ПРИМЕНЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТНЫХ МЕТОДОВ В ИССЛЕДОВАНИЯХ  
МГНОВЕННОЙ СКОРОСТИ АВТОМАШИН

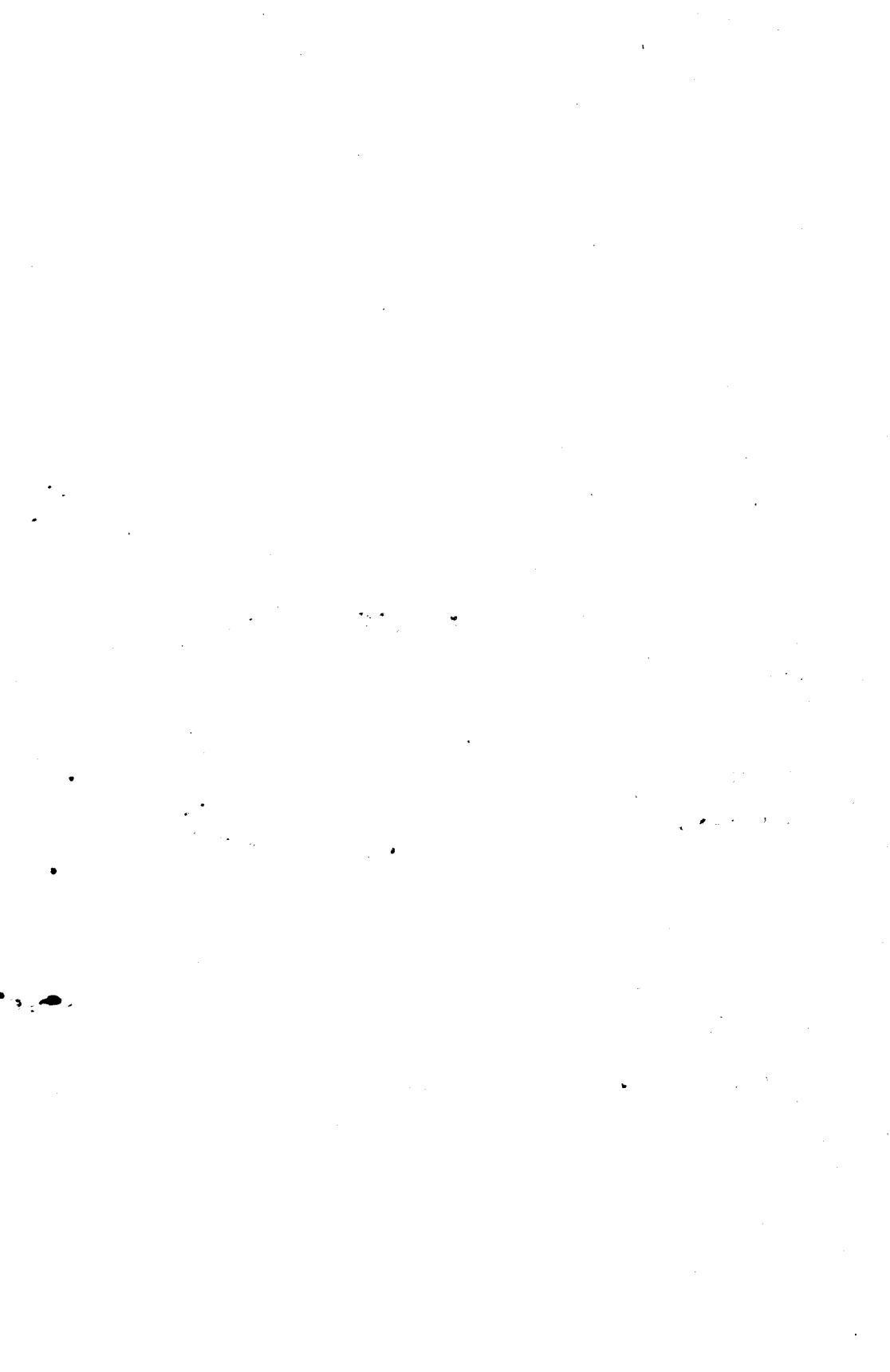
## Резюме

В статье представлены методы измерений мгновенной скорости, величины пробной совокупности, величины коэффициента изменения, а также метод разработки результатов измерений при использовании методов математической статистики. Определена также модель распределения мгновенной скорости автомашин и примеры исследования нормальности эмпирического распределения при помощи статистических критериев Pearsona, Колмогорова и приближенных формул.









Biblioteka Główna ATR  
w Bydgoszczy

Gz

596

34/8 1976