

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
im. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
w Bydgoszczy



ZESZYTY NAUKOWE

Nr 16

BUDOWNICTWO

(4)

Bydgoszcz 1975

A K A D E M I A T E C H N I C Z N O - R O L N I C Z A
im. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
w Bydgoszczy

ZESZYTY NAUKOWE

Nr 16

BUDOWNICTWO

(4)

62 336

Bydgoszcz 1975

REDAKTOR NACZELNY

Zbigniew Kikiewicz

REDAKTOR NAUKOWY

Zygmunt Wiśniewski

REDAKTOR TECHNICZNY

Elżbieta Rubaszkiewicz

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy



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

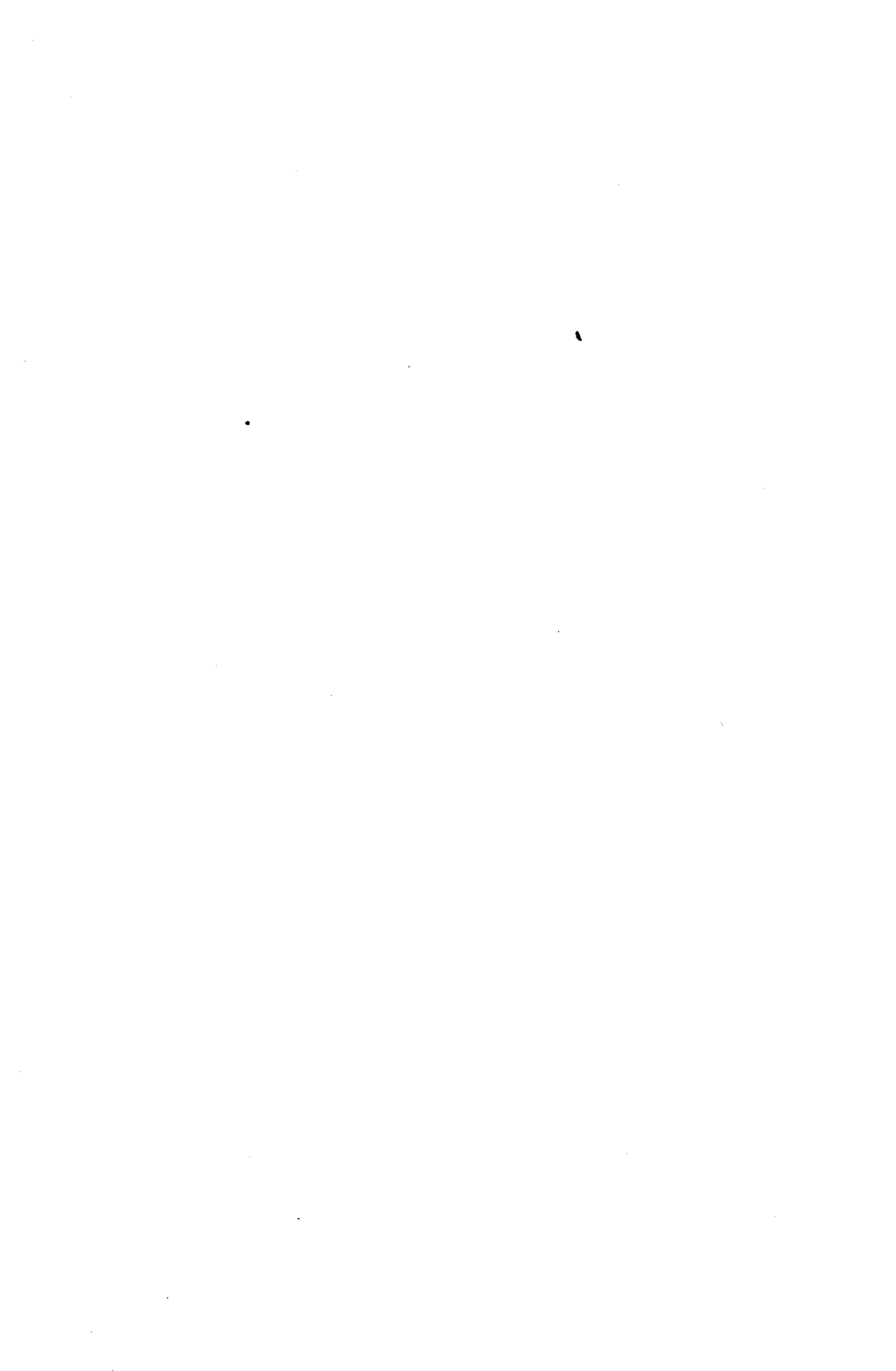
Druk UMK zam. 590 nakł. 200, ark. wyd. 9,1 — S-6/12, 7 04 75 cena zł 10,—

K. 5122/
75

5 11 1975

SPIS TREŚCI

✓	1. Czarnecki W.: Wybrane problemy budownictwa niskiego w województwie bydgoskim	3
✓	2. Lubieniecki L.: Sztywność stalowej blachownicy typu sprężonego	23
✓	3. Kureczko J.: Przegląd środków do zeskalania gruntów	51
✓	4. Kabat T.: Sztywność wstępnie napiętych układów o zdegenerowanych stopniach swobody	69
✓	5. Fabiszewski A., Lubieniecki L.: Skrzynkowy dźwigar niesymetryczny ze stopu aluminium	83
✓	6. Kujawska W., Kujawski E.: Poligonizacja techniczna z dodatkowym ciągiem kątowym	103
✓	7. Mwiecień W.: Trasowanie klotoidy przy pomocy potrójnej cięciwy	117
✓	8. Nowicki A.: Metody wyznaczania odległości przemieszczania mas w powierzchniowych robotach ziemnych	147



Witold Czarnecki

WYBRANE PROBLEMY BUDOWNICTWA NISKIEGO
W WOJEWÓDZTWIE BYDGOSKIM^{1/}

Dotychczasowy szybki rozwój województwa bydgoskiego oraz dalszy przewidywany wzrost dynamiki rozwoju przemysłu i rolnictwa, stwarza konieczność zwiększenia budownictwa, a więc zabudowy niskiej-mieszkalnej i gospodarczej w miastach i na wsi. Na tle przeprowadzonej analizy stanu obecnego dla trzech podstawowych grup budownictwa niskiego, podano kierunki działania w nawiązaniu do specyfiki regionu.

1. Wstęp

Zagadnienia budownictwa niskiego od 1971 roku znalazły się w kręgu szczególnego zainteresowania społeczeństwa oraz wszystkich jednostek współdziałających w procesie inwestycyjnym. Województwo bydgoskie, wśród wszystkich regionów kraju, znajduje się w czołówce tak pod względem dotychczasowego stanu realizacji, jak i perspektywicznych planów budowy tego rodzaju obiektów. Świadczą o tym nastę-

^{1/} Jako "budownictwo niskie" przyjmujemy budynki jednorodzinne w miastach i na wsi oraz budynki gospodarcze /produkcyjne i składowe/ związane z własnością indywidualną w miastach i na wsi.

pujące cyfry:

- budownictwo niskie w latach 1969-1970 stanowiło około 78 % ilości obiektów i 43 % kubatury^{2/} budownictwa ogólnego w województwie;

- w tych samych latach wydawano po około 7.000 pozwoleń na budowę obiektów tej grupy rocznie;

- plany inwestycyjne zakładały realizację ponad 20 tysięcy budynków inwentarskich i 10 tysięcy budynków gospodarczo-składowych;

- dynamiczny wzrost rozwoju przemysłu w miastach, zwiększanie zatrudnienia, a więc i wzrost ilości mieszkańców, powoduje konieczność zwiększania ilości budowanych izb, w tym również w budownictwie niskim^{3/}.

Problem ten jest szczególnie trudny na terenie województwa bydgoskiego, bowiem należy ono do tych regionów, gdzie około 80 % areału gruntów na wsi - to gospodarstwa indywidualne, a wszystkie wolne tereny w miastach - to własność prywatna.

Jednocześnie, przy znacznym uprzemysłowieniu, wzrasta ilość mieszkańców miast, w przeważającej większości przybywających ze wsi. Ta grupa mieszkańców zdecydowanie opowiada się za budownictwem niskim - mieszkalnym, a inne grupy społeczne także się ku niemu skłaniają.

2/ Według danych z "Krajowej narady" głównych architektów województw w Bydgoszczy w grudniu 1970r.

3/ Graczykowski J.: Perspektywy rozwoju województwa bydgoskiego w świetle planów i prognoz regionalnych. "... do 1990r. trzeba będzie wybudować w województwie bydgoskim 360 tys. mieszkań, z tego w miastach 267 tys. mieszkań". Bydgoszcz 2000. BTN, Bydgoszcz, 1973.

Stan zasobów mieszkaniowych wskazuje na konieczność zwiększenia ilości budowanych izb. Według przeprowadzonych w Wojewódzkiej Pracowni Urbanistycznej^{4/} badań na ogólny stan 1.339,5 tys. izb w 1970 r. w województwie bydgoskim wybudowano:

- 43 % tj. 570.348 izb do roku 1918,
- 18 % tj. 232.442 izb w latach 1919-1944,
- 39 % tj. 524.350 izb w latach 1945-1970,

a więc około 60 % zasobów będzie podlegać sukcesywnej wymianie z uwagi na swój wiek techniczny.

Ubytki izb w latach 1971-1990 oszacowano ogółem na około 270 tys. izb tj. około 20 % stanu istniejącego, w tym ubytki z tytułu złego stanu technicznego - około 74 %, ubytki urbanistyczne - około 16% i substandardy - około 10 %.

Wśród budownictwa ogólnego społeczne zapotrzebowanie realizacji zwiększonych zadań w budownictwie niskim wymaga kompleksowych badań i opracowań tak dla poszczególnych regionów, jak i całego kraju. Przedstawiona propozycja klasyfikacji budownictwa niskiego w zależności od lokalizacji, funkcji, rodzaju produkcji itp. /tabl.1/ prezentuje złożoność tego problemu. Ze względu na szczupłość miejsca do rozważań w niniejszym opracowaniu przyjmiemy jedynie podstawowy podział, a więc:

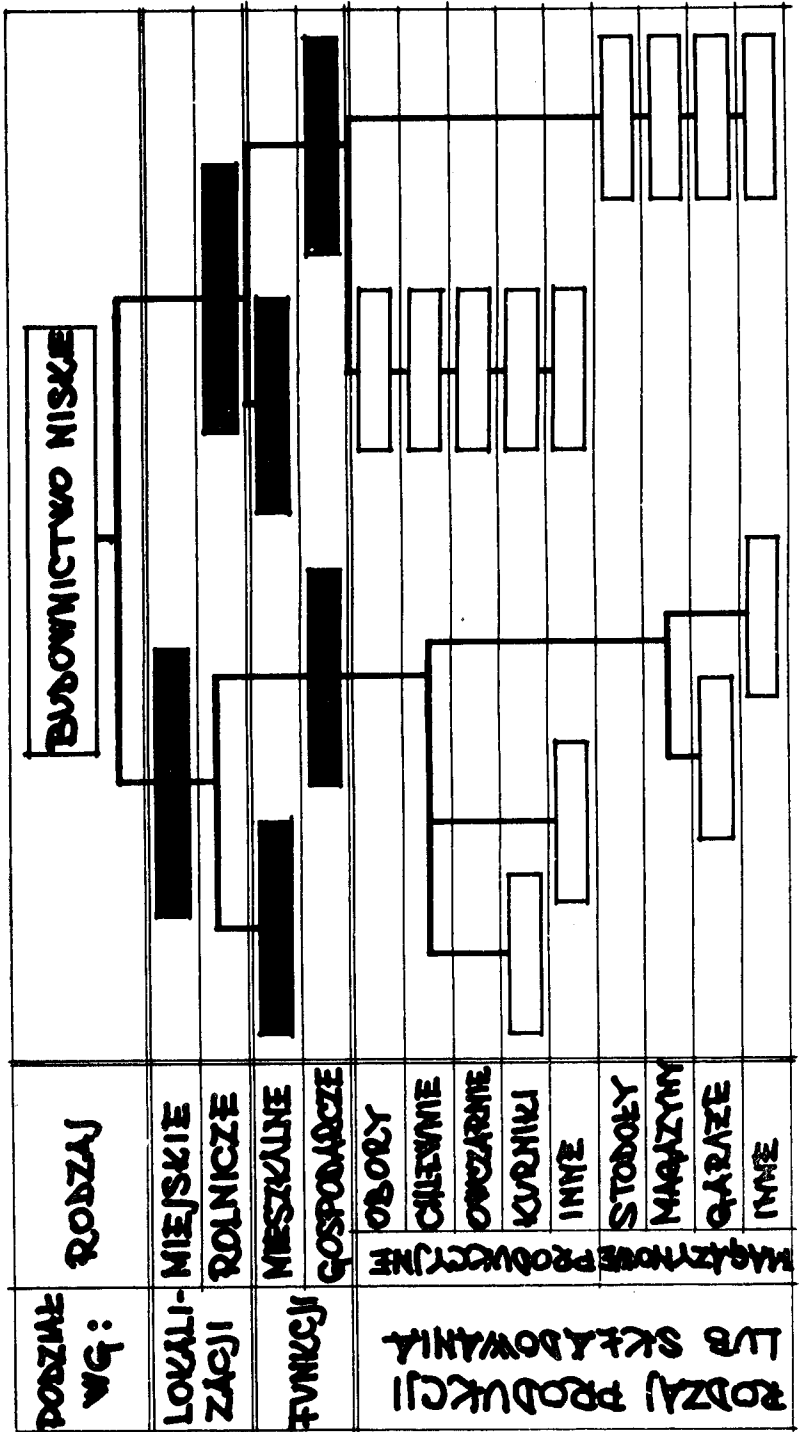
- a/ budownictwo mieszkalne: - miejskie
- rolnicze
- b/ budownictwo gospodarcze,

nie wyodrębniając szczegółowego podziału grup produkcyjnych, składowo-magazynowych i innych, co niewątpliwie wymaga dalszych szerokich opracowań.

^{4/} Ubytki zasobów mieszkaniowych w województwie bydgoskim w latach 1971-1990. PWRN-WBUA, Wojewódzka Pracownia Urbanistyczna. Bydgoszcz, luty 1972, maszynopis.

Tablica 1

Schemat podziału



2. Budownictwo mieszkalne

2.1. Budownictwo miejskie

2.1.1. Powszechna krytyka powojennych realizacji pod względem ich lokalizacji, rozwiązań urbanistycznych, architektonicznych i konstrukcyjnych jest w pełni uzasadniona. Na stan taki złożył się szereg czynników, z których ważniejsze należy pokrótce omówić.

- Uprzemysłowienie kraju, zwiększanie się ludności miejskiej, migracja ludności wiejskiej do miast oraz stały niedobór izb mieszkalnych powodowały rozwój budownictwa niskiego. Jednak pozostawienie tej formy zabudowy niejako poza marginesem zainteresowań Instytutów, władz gospodarczych i zjednoczeń budowlanych było przyczyną rozwoju żyłowego bez prawidłowej kontroli tego procesu.

- Brak wpływu na kształtowanie gustów przyszłych mieszkańców niskiej zabudowy oraz ich świadomości co do strony ekonomicznej do - prowadził do powstania ogólnych upodobań opartych na tradycyjnej, wolnostojącej zabudowie wiejskiej i przedwojennej zabudowie willowej - na dużych działkach, realizowanych z ciężkich materiałów o nieciekawej funkcji.

- Rozwiązania urbanistyczne osiedli, w warunkach województwa bydgoskiego zwykle na terenach prywatnych, bez dostatecznej ingerencji odpowiednich jednostek kompetentnej władzy powodowały realizację koncepcji wyłącznie pod kątem maksymalnego wykorzystania terenu, a więc i największego zysku dla właściciela.

- Podstawową wadą rozwiązań funkcjonalnych realizowanych w budynkach mieszkalnych budownictwa niskiego jest tak w projektach typowych, jak i indywidualnie projektowanych - rozwiązanie układu pomieszczeń wg wzorów stosowanych w budynkach wielorodzinnych. Nie stwarza to oczywiście możliwości innej, lepszej organizacji życia rodziny, co

powinno być zaletą budownictwa niskiego.

— Zagadnienia materiałowe i konstrukcyjne, a także zagadnienie wyposażenia niskich budynków mieszkalnych, nie były objęte pracami badawczymi, co stworzyło ograniczone pole manewru, a więc i brak postępu, nowatorskich rozwiązań oraz duże koszty realizowanych obiektów. Brak nowych materiałów i możliwości zastosowania nowoczesnych technologii powoduje nawet w obecnie rozstrzyganych konkursach uzyskiwanie drogich rozwiązań o tradycyjnych metodach realizacji^{5/}.

Stan ten występujący zresztą w całym kraju, doprowadził do powstania luki /bądź zahamowania/ w rozwoju budownictwa niskiego, która - w wyniku społecznego zapotrzebowania - musi być obecnie wypełniona poprzez szybkie działanie w kilku podstawowych kierunkach. Przemawia za tym szczególnie przewidywany wzrost ludności miejscowej do roku 1990 o około 40 %, w tym np. w Bydgoszczy o 150 tys. mieszkańców, a w Toruniu o 55 tys. mieszkańców^{6/}.

2.1.2. Proponowane kierunki działania można ująć w trzy zasadnicze grupy czynników:

A. Propagandowo-fachowe

Należy przekonać społeczeństwo o wyższości zabudowy atrialnej i szeregowej nad zabudowę wolnostojącą pod względem ekonomicznym - oszczędność terenu, uzbrojenia, materiałów budowlanych - a także ze względu na możliwość posiadania własnego "zielonego pokoju" /korzyś-




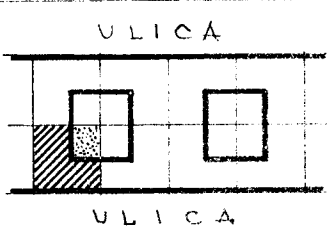
5/ Konkurs SARP Nr 505 rozstrzygnięty 20.II.1973r.; koszt budynków - około 300-350 tys.zł. W innych województwach koszty budowy kształtują się podobnie.

6/ Graczykowski J.: Perspektywy rozwoju woj.bydgoskiego w świetle planów i prognoz regionalnych, op.cit.

ci terenowe, wynikające z charakteru zabudowy obrazuje tablica 2/

Tablica 2

Wykorzystanie terenu w zależności od charakteru zabudowy

RODZAJ ZABUDOWY	MINIM. DZIAŁKA M ²	SCHEMAT	LIŚĆ DOMKÓW NA 1 HA (ORIENT)
WOLNOSTOJĄCA	500		15
BLIŹNIACZA	400		20
SZEREGOWA	300		25
ATRIALNA	150		35-38

Jednocześnie należy szeroko propagować bardziej nowoczesne rozwiązania funkcjonalne, możliwe do zastosowania w budownictwie niskim, dające lepsze możliwości organizacji życia rodziny oraz wygodniejsze w porównaniu do mieszkań w budynkach wielorodzinnych.

B. Projektowo - badawcze

Opracowania wymagają materiały uzyskane z konkursów ogłoszonych w wielu województwach, a katalogi projektów typowych powinny być niezwłocznie zaktualizowane, bowiem wciąż powstają budynki drogie i nieciekawe.

Ponieważ na ogół wciąż mamy propozycje tradycyjnych rozwiązań, z uwagi na brak wskazań możliwości zastosowania nowych materiałów, celem wydaje się ogłoszenie krajowego konkursu studialnego na opracowanie projektu domku mieszkalnego do stosowania przez lat 20 - 30, a więc projektu o charakterze przyszłościowym. Rozwiązania funkcjonalno-architektoniczne takiego konkursu powinny uwzględniać także stronę ekonomiczną.

C. Technologiczno - materiałowe

Prowadzenia badań naukowych wymagają zagadnienia zastosowania materiałów dostępnych w kraju, obniżenia ciężaru budynku, zmniejszenia kosztów oraz porównania stosowanych rozwiązań w innych krajach do naszych warunków.

Celowym byłoby ogłoszenie konkursu na elementy prefabrykowane do stosowania w niskim budownictwie.

Konieczne jest wybudowanie na terenie województwa kilku osiedli eksperymentalnych dla zaprezentowania społeczeństwu przyszłościowych rozwiązań, a także prowadzenia badań nad zastosowanymi rozwiązaniami technologiczno-materiałowymi.

Wzorem innych województw należy przeprowadzić próby nad możliwością zastosowania w budownictwie niskim miejscowych materiałów odpadowych /z Zakładów Celulozy i in./,

Deficyt materiałów ściennych w województwie, wyczerpanie się dotychczas eksploatowanych kopalni gliny, likwidacja wielu cegielni - powinny być poważnym sygnałem trudnej sytuacji materiałowej. W badaniach tych winno być także uwzględnione zagadnienie prefabrykacji.

2.2. Budownictwo rolnicze

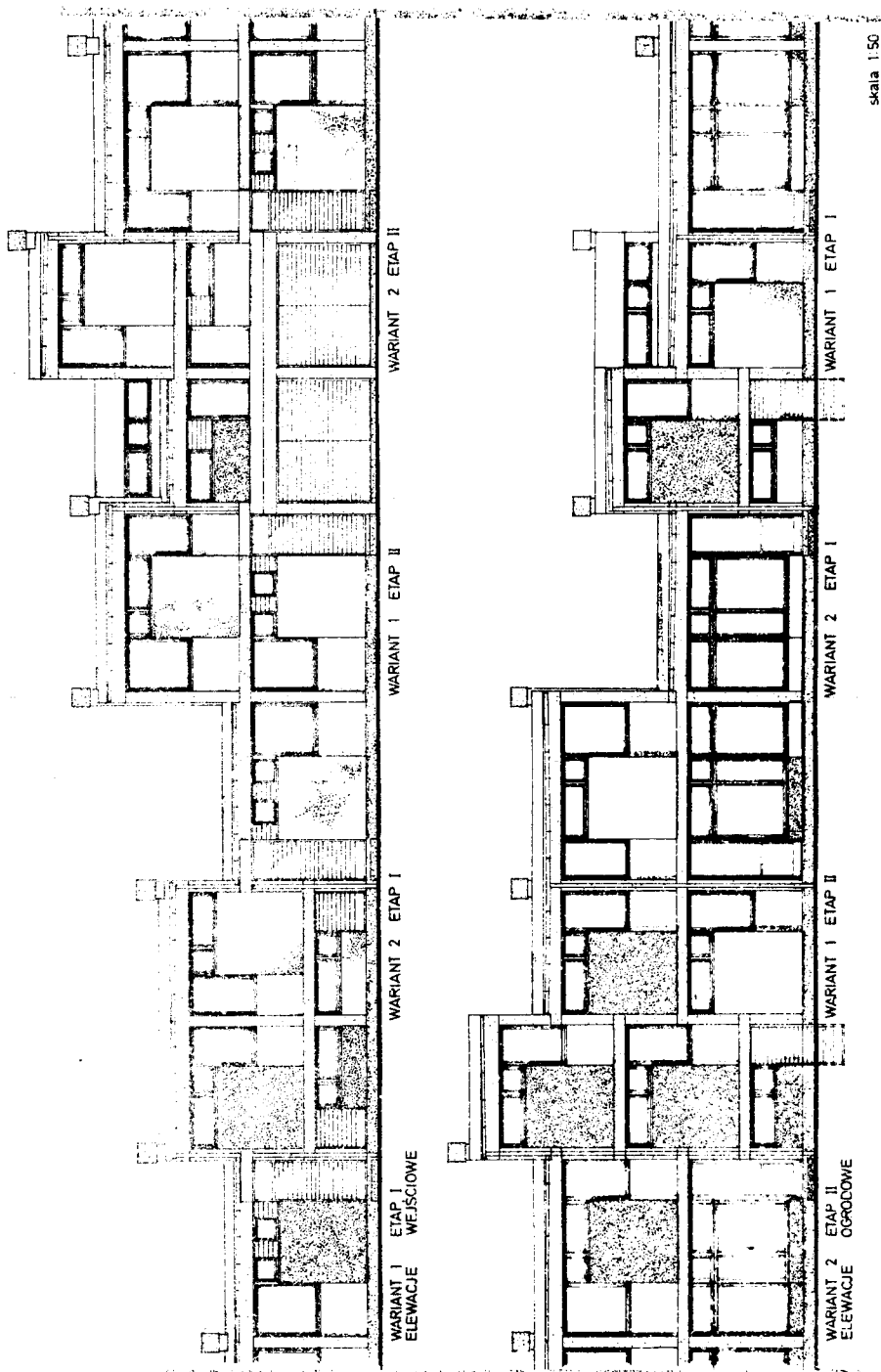
2.2.1. Dotychczasowa realizacja budownictwa mieszkalnego na wsi ma wiele cech wspólnych z budownictwem miejskim. Żywiołowe, nieskutecznie kontrolowane realizacje, brak kształtowania gustów, brak wyboru materiałów ściennych - to czynniki, które hamowały prawidłowy rozwój tej dziedziny budownictwa niskiego. Jednak budownictwo mieszkalne rolnicze uzależnione jest od szeregu dodatkowych czynników, których specyfika powoduje jego odrębność. Należą do nich nie zawsze uwzględniane:

- Cechy regionalne, które w przypadku kształtowania krajobrazu wsi mają niebagatelne znaczenie.

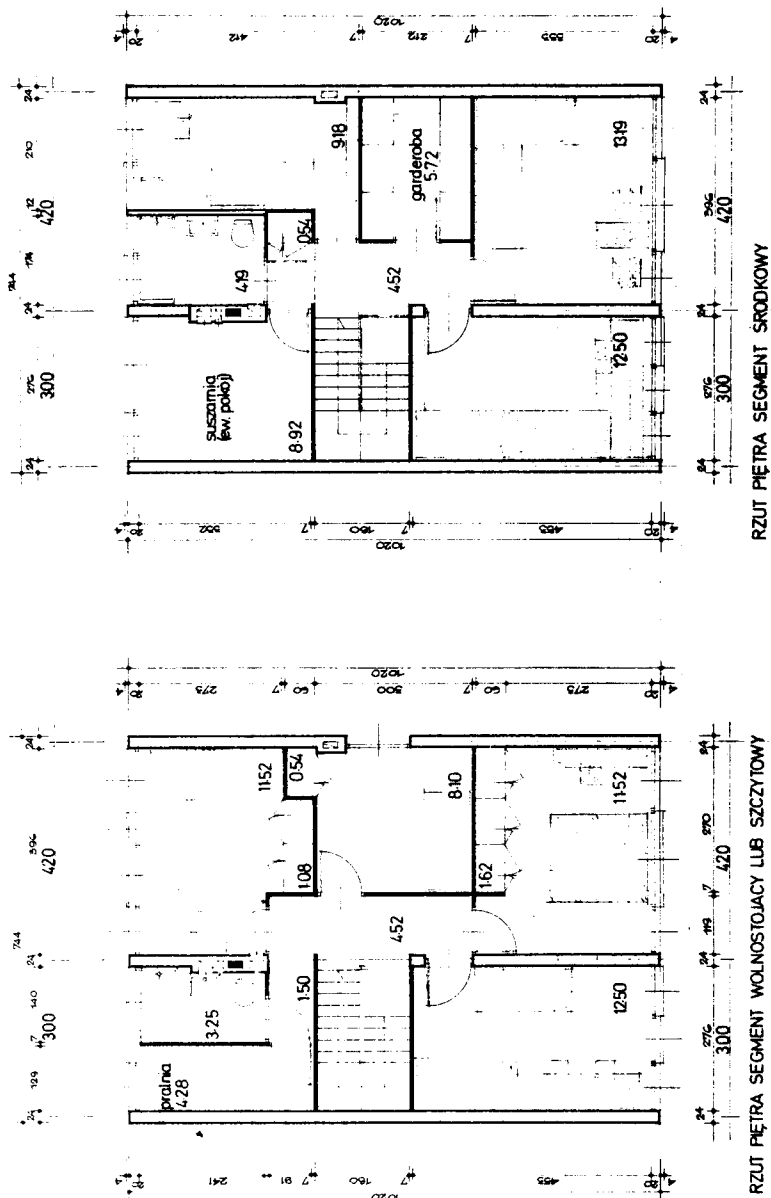
- Potrzeby funkcjonalne, związane z wielkością gospodarstwa oraz wynikające ze składu rodziny, ilości pokoleń, charakteru produkcji itp.

- Możliwości wprowadzenia prefabrykacji, które ograniczyły się dotychczas do stosowania bloków ściennych /49x24x24/ oraz prefabrykowanych belek stropowych, zunifikowanych pod względem długości.

1/ Wg dostępnych informacji w woj. koszalińskim prowadzone są prace nad "glinoporytem", w Łodzi nad "strużkobetonem", a na Dolnym Śląsku nad wykorzystaniem popiołów z elektrowni.



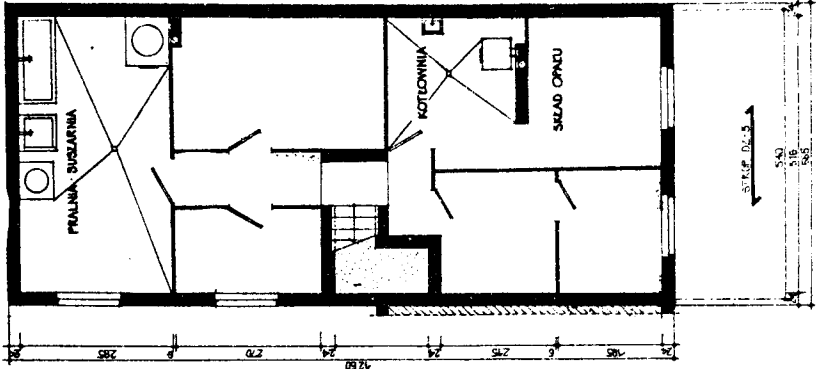
Rys. 1



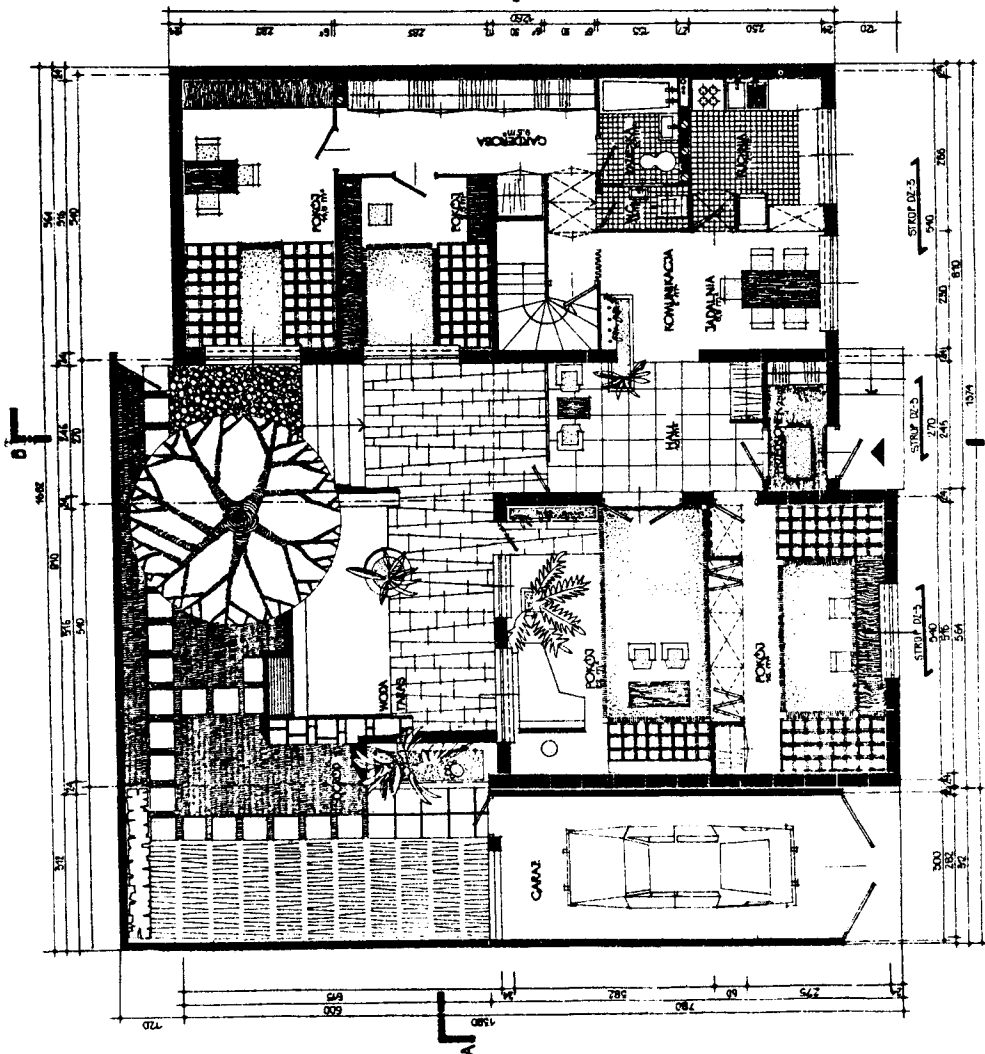
Rys. 2

Rys.1,2 Przykład zabudowy szereowej z prefabrykatów wielkowymiarowych, z zapewnieniem możliwości rozbudowy. II nagroda w konkursie SARP nr 505. Rozwiązanie ekonomiczne o dużej elastyczności i możliwościach etapowania i wariantowania oraz ciekawej architektury.
 Autorzy: arch.arch. Zdzisław Kostrzewa, Andrzej Modrzejowski

ATRIALNY

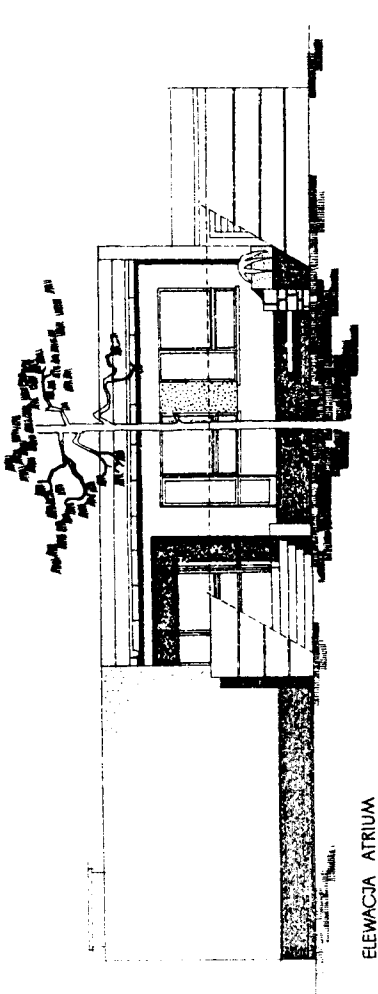


RZUT PIWNIC

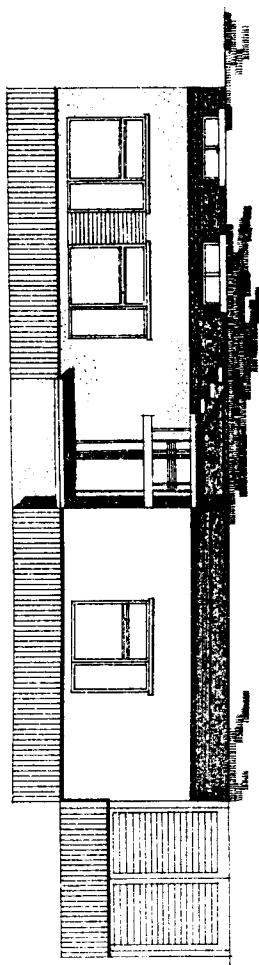


1:50

RZUT PARTERU



ELEWACJA ATRIUM



ELEWACJA WEJŚCIOWA

Rys. 3.4 Przykład rozwiązania zabudowy atrialnej. Wyróżnienie w konkursie SARP nr 505. Ciekawe rozwiązanie funkcjonalne i dobre powiązanie z zielenią.
 Autorzy: arch.arch. Stanisław Dejryng, Jerzy Kociołowicz, Alina Dejryng.
 Konstrukcja: inż. Zenon Ostrowski

Podporządkowanie projektowania rzutu budynków kilku rozpiętościom stropów nie przyniosło widocznych efektów, bowiem w znacznej części stosuje się także inne materiały jak belki stalowe lub stropy, typu Ackermann'a.

Region bydgoski oczekują poważne zadania w budownictwie rolniczym. Zmiany w strukturze gospodarstw rolnych, konieczna koncentracja wsi, dziś nadmiernie rozproszonych i uniemożliwiających wyposażenie w infrastrukturę techniczną, a także wiek techniczny wielu obiektów mieszkalnych, stwarza potrzeby realizacji dużej ilości obiektów, które oczekują nowoczesnych, tanich rozwiązań. Równocześnie jednak, przy konieczności sprostania wyżej wymienionym wymaganiom, specyfika wsi preferuje rozwiązania budynków wolnostojących, co jest zgodne z życzeniami i upodobaniami budujących na wsi.

2.2.2. Proponowane kierunki działania

Prace nad projektami i realizacją budownictwa mieszkalnego dla rolników powinny przebiegać w części wspólnie z pracami dla budownictwa miejskiego. Szczególnie dotyczy to zagadnień technologiczno-materiałowych: natomiast w odrębnej grupie winny znaleźć się wszystkie te zagadnienia, które stanowią specyfikę budownictwa mieszkalnego na wsi.

A. Czynniki funkcjonalno-architektoniczne

Budownictwo na wsi wymaga szczególnie przeprowadzenia analizy cech regionalnych oraz możliwości i celowości ich zastosowania w budownictwie a także skonfrontowania z życzeniami budujących i przyszłych użytkowników tych obiektów. Badania te powinny być prowadzone pod kątem analizy architektury oraz stosowania materiałów, zwłaszcza

dla pokryć dachowych.

Zagadnienie funkcji domu mieszkalnego rolnika powinno stanowić odrębny temat badań, gdyż mieszkanie to różni się w sposób zasadniczy od mieszkania w mieście. Podlega w znacznym stopniu rygorom produkcyjnym gospodarstwa rolnego, inna jest zwykle struktura zamieszkującej je rodziny itp.

Analiza czynników lokalizacyjno-przestrzennych może mieć znaczny wpływ na rozwiązania funkcji i architektury oraz wkomponowania w otoczenie. Ogrzanie budynku i utrzymanie ciepła, osłona od wiatrów, usytuowanie w stosunku do budynków gospodarczych - to elementy, które mogą wnieść wiele wytycznych do projektowania.

3. Budownictwo gospodarcze

3.1. Ten rodzaj budownictwa zaspokaja dwie główne dziedziny: produkcję i magazynowanie. O brakach występujących w realizowanych obiektach mówiono szeroko w literaturze fachowej i popularnej. Szczególnie budynki tej grupy muszą być świadomie realizowane, jako elementy długofalowej polityki rolnej, sięgającej wizji wsi roku 2000, a nawet i dalej. Analiza regionalnych potrzeb i upodobań oraz tradycji budownictwa obiektów gospodarczych, a także projektów konkursowych i nagrodzonych "Złotą Wiechą" /bądź wyróżnionych/, powinna dać cenny materiał, który opracowany w skali regionu może dać podstawę do wytycznych w projektowaniu.

Stosowanie elementów żelbetowych w budynkach produkcyjnych bez możliwości stosowania mechanizacji montażu tych elementów, dało wyniki negatywne, a opieranie się o przykłady budownictwa przemysłowego także, jak na razie, nie zdało egzaminu. Specyfika hodowli wymaga m.in. odpowiedniego "klimatu wnętrza" i pod tym kątem budynek musi być projektowany.

Natomiast w budownictwie składowo-magazynowym wciąż jeszcze stosuje się rozwiązania materiałochłonne /grube ściany/ i tym samym bardzo kosztowne. Tak realizuje się wiele budynków magazynowych na wsi i wszystkie garaże w miastach.

Pomimo występujących braków należy stwierdzić, że w tej dziedzinie prowadzono stosunkowo dużo prac studialno-badawczych, niemniej jednak rozszerzenie ich zakresu jest konieczne.

3.2. Proponowane kierunki działania

A. Prace badawcze powinny określić kierunek przebudowy naszej wsi, strukturę i wielkość gospodarstw. Pozwoliłoby to na ustalenie wielkości potrzebnych budynków produkcyjnych oraz ewentualne ukierunkowanie rozwiązań przyszłościowych pod kątem możliwości rozbudowy itp.

Należy dążyć do przeprowadzenia analizy i podsumowania do - tychczasowych opracowań projektowych^{1/}, doświadczalnych i prototypowych nagrodzonych i wyróżnionych "Złotą Wiechą". Analiza winna być wszechstronna także i pod kątem ekonomicznym, wnioski zaś powinny być wykorzystane przy dalszych opracowaniach.

B. Zagadnienia kadrowe są szczególnie ważne przy realizacji tej grupy obiektów, a działanie służb szczebla gminnego nie może być nieprzewidywane.

Tymczasem nie wypracowano do tej pory form współpracy między projektantem architektury a fachowcem rolnikiem czy zootechnikiem. Brak tej współpracy dawał się szczególnie odczuć w Zespołach Usług Projektowych.

1/ Materiały konkursu SARP nr 483, oraz opracowania Biura Projektów Budownictwa Wiejskiego.

Absolwenci Wydziałów Architektury, Budownictwa Lądowego oraz Techników Budowlanych otrzymywać powinni niezbędny zasób wiedzy z zakresu budownictwa wiejskiego, zootechniki itp.

Studenci Akademii Rolniczych winni z kolei zaznajomić się z podstawowymi zagadnieniami budownictwa, problemami procesu inwestycyjnego itp.

Należałoby również rozważyć celowość powołania specjalizacji "technolog budownictwa rolniczego". Brak tego kierunku kształcenia jest od dawna dyskutowany

C. Prace projektowo-studialne

Wykorzystując wyniki badań należy:

- prowadzić prace celem uzyskania prefabrykatów dla budownictwa produkcyjnego oraz rolniczego-indywidualnego,

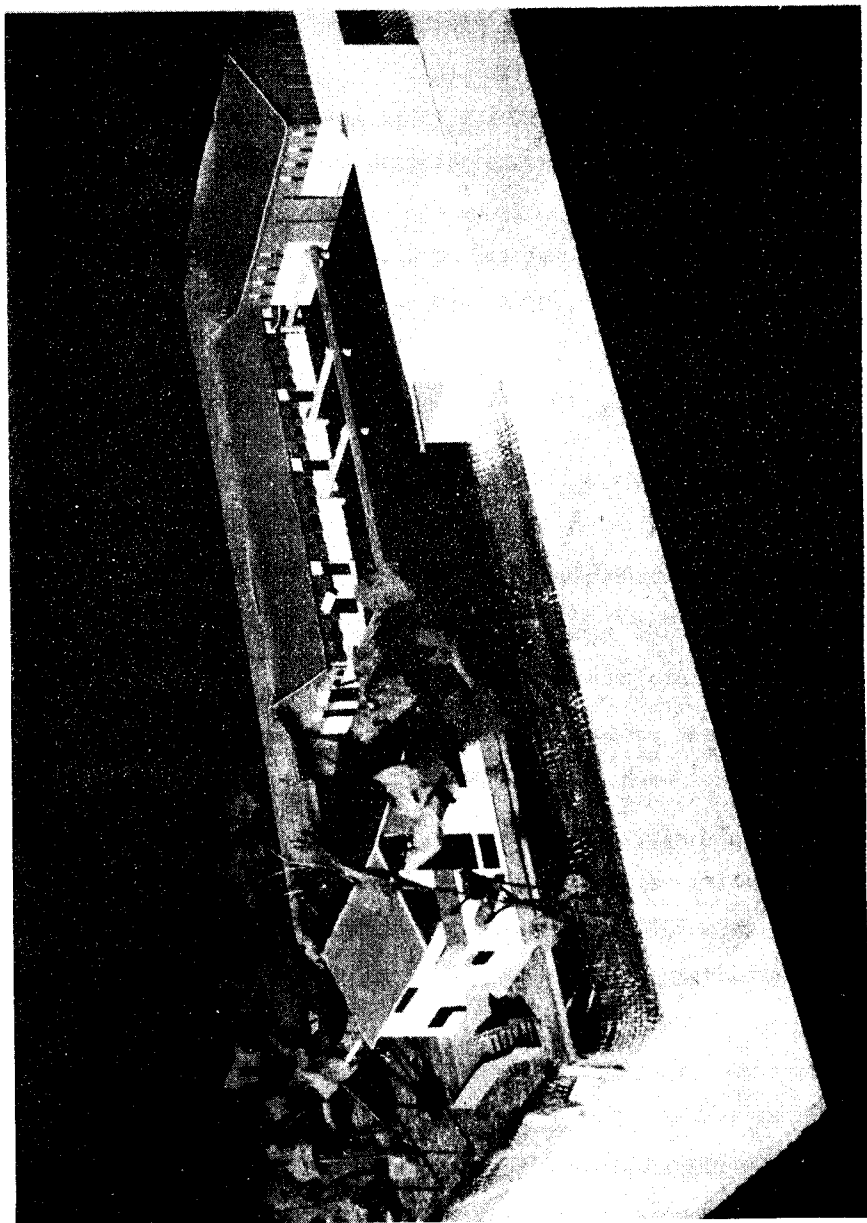
- zapewnić możliwość produkcji lekkich elementów osłonowych do budowy obiektów magazynowych, a także garaży w miastach,

- po sprecyzowaniu kierunków działania i rozwoju gospodarstw rolnych wydaje się możliwe uzyskanie wytycznych co do wielkości obiektów produkcyjnych do roku 2000 i dalej. Celowym byłoby ogłoszenie konkursu na budynki gospodarcze-przyszłościowe.

4. Podsumowanie

Trzy zasadnicze grupy obiektów niskiego budownictwa mają szeregi cech wspólnych, które mogą być rozwiązywane zespołowo. Są to:

- zasady prefabrykacji z niewielkich, lekkich elementów,
- montaż przy użyciu lekkiego sprzętu,



Rys.5 Przykład projektu zagrody indywidualnej, nawiązujący do tradycji regionu.

Wyróżnienie II stopnia w konkursie SARP nr 483

Autorzy: arch. Tadeusz Nyczak, Włodzimierz Nyczak; współpraca: Tadeusz Krysiak; konsultacja technologiczna: dr inż. Stefan Tomczyk

- zastosowanie materiałów dostępnych w regionie,
- ciężar i koszt budynku.

Natomiast różnią się między sobą:

- budownictwo rolnicze powinno uwzględniać w swoich rozwiązaniach pewien wpływ tradycji regionalnych, natomiast miejskie takiego warunku nie musi spełniać;

- funkcje budynków mieszkalnych, miejskich i rolniczych są różne, gdyż te ostatnie podlegają specyfice gospodarstw rolnych, których są ośrodkami dyspozycyjnymi;

- w budownictwie miejskim preferowane powinny być rozwiązania szeregowe i atrialne, jako bardziej ekonomiczne. Natomiast dla budownictwa rolniczego, na większej działce, lepsza jest zabudowa wolno stojąca, ewentualnie bliźniacza;

- budownictwo rolnicze, produkcyjne wymaga ponadto wyspecjalizowanej kadry fachowców - technologów prócz projektantów branży budowlanej, zaznajomionych z problematyką zootechniki.

4.1. Wnioski

Reasumując, jako główne zadania w realizacji budownictwa niskiego na terenie regionu bydgoskiego powinniśmy przyjąć:

- działanie w kierunku rozpowszechnienia budownictwa szeregowego i atrialnego w miastach i osiedlach,

- analizę dotychczasowych materiałów projektowych i realizacji w województwie dla wszystkich trzech grup niskiego budownictwa / pod kątem funkcji, architektury, cech regionalnych/,

- prowadzenie badań nad nowymi materiałami i elementami prefabrykowanymi z zastosowaniem materiałów miejscowych,

- konieczność szczególnej analizy zagadnienia kadr specjalnie dla grupy obiektów produkcyjnych - rolniczych, gdzie tak przy projek-

towaniu i realizacji, jak i w działaniu służb gminnych specjalistyczne przygotowanie jest nieodzowne.

CHOSEN PROBLEMS OF LOW-BUILDINGS IN BYDGOSZCZ

REGION

Summary

The hitherto rapid development of Bydgoszcz region, as well as further increase of dynamics of industry and agriculture development creates the necessity of building increase, that means of low-building both for living and economic purposes in towns and in the country

On the grounds of carried out analysis of present state there have been given three directions of referring to the region character for three fundamental groups of low-building.

ИЗБРАННЫЕ ПРОБЛЕМЫ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В БЫДГОСКОМ ВОЕВОДСТВЕ.

Резюме

Прежнее быстрое развитие быдгоского воеводства, а также дальнейший предвиденный рост динамики развития промышленности и сельского хозяйства создают необходимость увеличения строительства, а значит малоэтажной застройки - жилищной и хозяйственной, в городе и в деревне. На фоне проведенного анализа настоящего положения для трёх основных групп малоэтажного строительства даны направления действий в соответствии со спецификой района.

Edmund Lubieniecki

SZTYWNOŚĆ STALOWEJ BLACHOWNICY TYPU SPRĘŻONEGO

W artykule rozpatrzono zagadnienie sztywności sprężonej blachownicy stalowej mostu suwnicowego. Przeprowadzone badania modelowe pozwoliły na konfrontację wyników teoretycznych z rzeczywistymi ugięciami zarówno konstrukcji niesprężonej, jak i sprężonej.

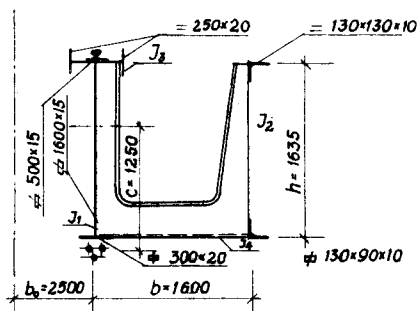
1. Wstęp

Konstrukcje stalowe sprężone mostów suwnicowych nie są w Polsce i za granicą - poza nielicznymi przypadkami doświadczalnymi - stosowane. Jeszcze dotychczas wielu konstruktorów ma wątpliwości co do pracy konstrukcji pod wpływem obciążeń dynamicznych, zaliczając do wad ograniczenie sprężenia do konstrukcji przenoszących jedynie stałe obciążenie. Prace teoretyczno-badawcze i doświadczalne przeprowadzone w ZSRR [1], NRD [11] oraz w Polsce potwierdzają możliwość stosowania sprężonych konstrukcji obciążonych dynamicznie, zarówno mostów przemysłowych, drogowych, jak i kolejowych. Wzrost siły sprężającej powoduje nieznaczne obniżenie podstawowej częstości drgań własnych [2].

Zastosowanie wstępnego sprężenia konstrukcji metalowych jest prawidłowym kierunkiem technicznego postępu, pozwalającym - przy

mniejszym zużyciu materiału - obniżyć ciężar własny, który jak wiadomo, stanowi około 50 - 75 % ciężaru suwnicy.

Most typu otwartego /rys.1/, który poddany został analizie



Rys. 1

szttywności i nośności konstrukcji, składa się z dźwigara głównego typu blachownicowego, natomiast belka pomocnicza stanowi płaską kratownicę połączoną

z dźwigarem zasadniczym przeponami typu ramowego. Powyższy ustrój /aczkolwiek nie jest powszechnie stosowany/ charakteryzuje się dobrą sztywnością i nadaje się zarówno dla dużych, jak i małych udźwignów.

Możliwość i celowość unowocześnienia konstrukcji mostów suwnicowych można uzyskać poprzez uwzględnienie przestrzennej pracy ustroju, projektowanie belek o zmiennym przekroju i wprowadzenie wstępnego sprężenia [9].

Przeprowadzone badania modelowe miały na celu doświadczalną weryfikację wyników teoretycznych w zakresie określenia wpływu współpracy przestrzennej układu na sztywność konstrukcji zarówno w ustroju niesprężonym, jak i sprężonym.

2. Zasady obliczeniowe

2.1. Dźwigar niesprężony

2.1.1. Optymalne wymiary dźwigara głównego można przyjąć w granicach [13] :

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{32} \right) L$$

$$g_{sr} = 7 + 3 h \text{ (mm)}$$

$$b_p \leq 30 \cdot g_p \quad \text{lub} \quad b_p = 7,75 \frac{J_{min}}{h^2}$$

gdzie: b_p , g_p , g_{sr} - szerokość i grubość pasów oraz średnika.

Ograniczenie $b_p \leq 30 g_p$ może tu nie być brane pod uwagę ze względu na dwuteowy kształt pasa górnego blachownicy oraz zakładaną współpracę szyny jezdnej.

2.1.2. Momenty zginające i siły poprzeczne dźwigara głównego

Momenty zginające i siły poprzeczne dźwigara głównego obliczono dla obciążeń pionowych tak, jak dla układu belki wolnopodpartej, ustalając przez kojarzenie największe wartości statyczne [12]. Wymiarowanie w rozpatrzonym przykładzie przeprowadzono metodą naprężeń granicznych.

Momenty zginające:

$$M_1 = \frac{G_m \cdot L}{8}, \quad \text{gdzie} \quad G_m = G_o + 0,5 (G_{mj} + G_p + G_u);$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \frac{G_a \cdot L}{4};$$

$$M_3 = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2, \quad \text{gdzie} \quad P = \frac{G_w}{4}; \quad (1)$$

$$M_4 = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2, \quad \text{gdzie} \quad P = \frac{Q}{4};$$

$$M_5 = H_w (e + h_B);$$

$$M_6 = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2, \text{ gdzie } P = \frac{P_{dmax}}{4} \quad P_{dmax} = d_{max} \quad Q + G_h ;$$

$$M_7 = \frac{P}{60} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2, \text{ gdzie } P = \frac{P_{d\acute{s}r}}{4} \quad P_{d\acute{s}r} = d (Q + G_h) ;$$

$$M_8 = \frac{P}{60} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2, \text{ gdzie } P = \frac{P_{jw}}{4} \quad P_{jw} = \varphi_w \cdot G_w ;$$

$$M_9 = \frac{P_{mj} \cdot L}{8}, \text{ gdzie } P_{mj} = \varphi_m (G_w + G_m) ;$$

$$M_{10} = \frac{P_{bw}}{60} \left(L - \frac{a}{2} \right)^2 \quad P_{bw} = \frac{1}{10} P_1 ;$$

$$M_{11} = \frac{H_m L}{8} \quad H_m = \frac{1}{7} 2 P_m \quad P_m = \frac{1}{4} \left[Q + G_w + 2 (G_o + G_{ok} + \right. \\ \left. + G_{mj} + G_s + G_p + G_u + K_{ms}) \right] ;$$

$$M_{12} = \frac{H_w L}{4} \quad H_w = \frac{1}{7} 2 P_1 \quad P_1 = \frac{Q + G_w}{4} ;$$

$$M_{13} = \frac{1}{10} M_4$$

Kojarzenie obciążeń od pionowego i poziomego momentu zginającego:

$$M_x^I = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$$

$$M_x^{II} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_7 + M_8 + M_9$$

$$M_x^{III} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_7 + M_8 + M_9$$

$$M_y^I = M_{13}$$

(2)

$$M_y^{II} = M_{10} + M_{12}$$

$$M_y^{III} = M_{11}$$

Sprawdzenie naprężeń w punkcie 1,2,3,4 i 5 /rys.11 b/:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma \left[\frac{M_x^{II}}{W_{x\min}} + \frac{M_y^{II}}{W_{yI}} \right] \leq K \\ \sigma_2 &= \sigma \left[\frac{H_w}{F_n} + \frac{M_x^{II}}{W_{x\max}} + \frac{M_y^{II}}{W_y} \right] \leq K \\ \sigma_3 &= \sigma \left[\frac{M_x^{II}}{W_{x3}} + \frac{M_y^{II}}{W_{y3}} \right] \leq K \\ \sigma_4 &= \sigma \left[\frac{M_x^{II}}{W_{x4}} + \frac{M_y^{II}}{W_{y4}} + \frac{H_w}{F_n} \right] \leq K \\ \sigma_5 &= \left[\frac{M_x^{II}}{W_{x5}} + \frac{M_y^{II}}{W_{y5}} + \frac{H_w}{F_n} \right] \leq K \end{aligned} \quad (3)$$

Naprężenie zastępcze sprawdzamy według wzorów:

$$\sigma_2 = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq K \quad (4)$$

Siły tnące:

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{G}{2} ; \quad T_2 = \frac{G_s}{2} ; \\ T_3 &= 2P \left(1 - \frac{X}{L}\right) - P \frac{a}{4} , \text{ gdzie } P = \frac{G_w}{4} ; \\ T_4 &= 2P \left(1 - \frac{X}{L}\right) - P \frac{a}{L} , \text{ gdzie } P = \frac{Q}{4} ; \\ T_5 &= 0; \quad T_6 = 2P \left(1 - \frac{X}{L}\right) - P \frac{a}{L} , \text{ gdzie } P = \frac{P_{d\max}}{4} ; \\ T_7 &= 2P \cdot 0,9933 - 0,10 P , \text{ gdzie } P = \frac{P_{d\text{śr}}}{4} ; \\ T_8 &= 2P \cdot 0,9933 - 0,10 P , \text{ gdzie } P = \frac{P_{jw}}{4} ; \end{aligned} \quad (5)$$

$$T_9 = \frac{P_{mj}}{2} ;$$

$$T_{10} = 2 \cdot P \cdot 0,9933 - 0,10 P, \text{ gdzie } P = P_{bw} ;$$

$$T_{11} = \frac{H_m}{2} ; \quad T_{12} = H_w ;$$

$$T_{13} = 2 P \cdot 0,9933 - 0,10 P, \text{ gdzie } P = \frac{1}{10} \cdot \frac{Q}{4} .$$

Kojarzenie sił tnących pionowych i poziomych:

$$T_x^I = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_6 ;$$

$$T_x^{II} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_7 + T_8 + T_9 ;$$

$$T_x^{III} = T_x^{II} + T_5 ;$$

$$T_y^I = T_{13} ;$$

$$T_y^{II} = T_{10} + T_{12} ;$$

$$T_y^{III} = T_{11}$$

(6)

Maksymalne naprężenia tnące od siły pionowej i poziomej:

$$\tau_x = \frac{\alpha \cdot T_x^{II}}{g_{sr} h_o} \leq k_t ,$$

$$\tau_y = \frac{T_y^{II}}{g_{sr} h_b} \leq k_t .$$

(7)

2.1.3. Strzałka ugięcia od obciążenia stałego f_g i ruchomego f_o :

$$f_c = f_g + f_o = \frac{5 g l^4}{384 E J} + \frac{P}{48 E J} (1 - a) [1^2 + (1+a)^2] , \quad (8)$$

lub według wzoru [13]

$$f_c = \varrho \frac{P l^3}{J} + 6,2 \frac{G l^3}{J} \quad [\text{cm}], \quad (9)$$

gdzie: $G = g \cdot l$ w tonach, l w metrach, J w cm^4 ,

ϱ - z wykresu na podstawie stosunku $\frac{B}{l}$.

Oznaczenia:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| Q, L, P | - maksymalny udźwig suwnicy, rozpiętość i nacisk na jedno koło wózka; |
| G_o, G_{ok}, G_w, G_h | - ciężar własny dźwigara głównego, kraty po - mocniczej, wózka z wciągarką i haka; |
| $G_{mj}, G_s, G_p, G_u, G_m$ | - ciężar mechanizmu jazdy /bez kół i silnika/, silnika mechanizmu jazdy, pomostu, stężeń usztywniających i ciężar własny pomostu; |
| K_{ms}, P_{jw}, P_{jm} | - ciężar sterówki dźwigowego, siła dynamiczna jazdy wózka i mostu; |
| H_w, H_m, P_{bw}, P_{bm} | - siła hamowania jazdy wózka, mostu, siła boczna jazdy wózka i mostu; |
| $d_{max} = 0,15; d = 0,11;$ | |
| $\varphi_w = 0,05; \varphi_m = 0,10$ | - współczynnik dynamiczny [4] podnoszenia, maksymalny, przeciętny, ruchów torowych wózka i mostu; |
| P_{dmax}, P_{dsr} | - maksymalna i średnia siła dynamiczna. |

2.1.4. Obliczenie belki podłużnej na siły poziome

Przyjmujemy, że belka jest sztywno połączona z czołownicami, co przedstawić można jako schemat ramy poddanej działaniu sił poziomych H_w i H_m zaczepionych w poziomie główki szyny i środka ciężkości dźwigara.

Moment zginający w miejscu zamocowania głównej belki z czołownicą wyznaczamy z warunku równości kąta obrotu " α " belki głównej i czołownicy [7].

$$M_p = \frac{M'_p}{1 + \frac{b+2a}{l} \cdot \frac{J_y}{J_y^0} \cdot \left[\frac{4a^2 + 2ab + b^2}{b + 2a/l^2} - \frac{2}{3} \right]}, \quad (10)$$

gdzie: $M'_p = \frac{H_w l}{8} + \frac{H_m l}{12}$ - moment zginający /y/ przy sztywnym utwierdzeniu;

J_y, J_y^0 - moment bezwładności belki głównej i czołownicy;

$H_w = 0,1 /Q + G_w/$ - poziome obciążenie od masy wózka z ciężarami;

$H_m = 0,1 /G_m + G_{mj} + K_{ms}/$ - obciążenie poziome od ciężaru masy mostu.

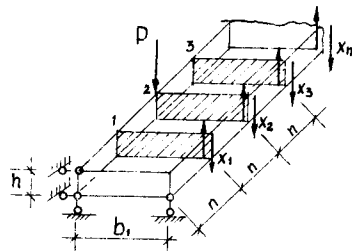
2.1.5. Uwzględnienie przestrzenności

Powszechnie stosowane w przemyśle ustroje mostów suwnicowych składają się z belek głównych i pomocniczych. Dźwigary główne projektowane są zazwyczaj na pełne obciążenie pionowe, natomiast belki pomocnicze mają znaczenie drugorzędne.

W rzeczywistości obydwa rodzaje dźwigarów połączone są przy pomocy przepon lub tężników w układ przestrzenny, a obciążenia pionowe ruchome przekazywane są na belki proporcjonalnie do ich sztywności [7]. Stosuje się szereg metod obliczeniowych, z których do najbardziej znanych zaliczyć należy metodę Ch. A. Winokurskiego [14], opartą na analizie odkształceń elementów konstrukcji i równań kanonicznych metody sił.

Przez przecięcie więzów nadliczbowych przekształcamy ustrój wewnętrznie statycznie niewyznaczalny w schemat zastępczy statycznie wyznaczalny i geometrycznie niezmienny /rys. 2/.

Jeżeli uwzględnimy tylko jedną przeponę w środku rozpiętości, wówczas zagadnienie obliczeniowe wybitnie się upraszcza i sprowadza się w zasadzie do dwóch praktycznie prostych wzorów, uwzględniających współpracę przetrzenną układu



Rys. 2

$$x_1 = \frac{k_1 \cdot P}{\mathcal{A}}, \quad (11)$$

gdzie:

$$\mathcal{A} = k_1 + k_2 + \lambda^2 / k_3 + k_4 /$$

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

Przyjmując natomiast kratownicę poziomą W_4 /w poziomie pasa dolnego/ jako zamocowaną w czołownicach, otrzymamy wzór: (7)

$$x_1 = \frac{k_1 \cdot P}{\mathcal{A}'} \quad (12)$$

gdzie:

$$\mathcal{A}' = k_1 + k_2 + \lambda^2 \cdot \xi_4 \cdot k_4$$

$$\xi_3 = \frac{1 + 4 t_3}{4 / 1 + t_3 /};$$

$$\xi_4 = \frac{1 + t_4}{4 / 1 + t_4 /};$$

$$t_3 = \frac{J_3 \cdot b_0}{J_{cz} \cdot l};$$

$$t_4 = \frac{J_4 \cdot b_0}{J_{cz} \cdot l};$$

t_3, t_4 - stosunek liniowej sztywności dźwigara poziomego dolnego do czołownicy,

b_0 - rozstaw dźwigarów głównych,

$J_1, J_2, J_3, J_4, J_{cz}$ - momenty bezwładności poszczególnych dźwigarów

/rys. 1/ oraz czołownicy.

Obciążenie i ugięcie przypadające na dźwigar główny i pomocniczy

$$Q_1 = P - X_1 ; \quad Q_2 = X_1 ; \quad (13)$$

$$f_1 = f_0 \frac{Q_1}{P} ; \quad f_2 = k_2 \frac{Q_2}{P} ; \quad (14)$$

gdzie: Q_1, Q_2 - obciążenie przypadające na dźwigar główny i pomocniczy,

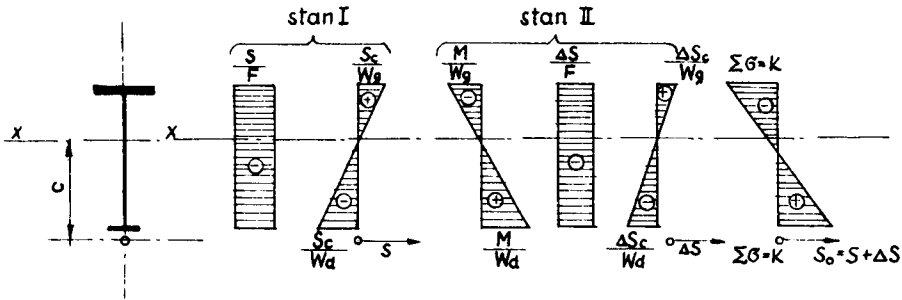
f_1, f_2, f_0 - ugięcie dźwigara głównego, pomocniczego z uwzględnieniem przestrzenności i płaskiego.

Zagadnienie współpracy dźwigara pomocniczego w mostach suwnicowych w aspekcie kilku metod obliczeniowych oraz badań modelowych przedstawił między innymi w pracach [5] [10], gdzie w wyniku przestrzenności dźwigar pomocniczy jest dociążony wartością ~10 % obciążeń ruchomych dla stosunku $\frac{J_2}{J_1} = \frac{1}{4,5} \div \frac{1}{9}$

2.2. Dźwigar sprężony

Sprężanie 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 dwóch stanów - stan I podczas sprężania i stan II- eksploatacji.

Naprężenia normalne we włóknie górnym i dolnym w przekroju dźwigara pełnościennego sprawdzamy ze wzoru, jak dla pręta ściskanego mimośrodowo /rys. 3/.



Rys. 3

Napężenie podczas sprężania /stan I - przed obciążeniem/:

$$\sigma_g = -\frac{\alpha \cdot S}{F} + \frac{\alpha \cdot S \cdot c}{W_{xg}} \leq K, \quad (15)$$

$$\sigma_d = -\frac{S}{F \cdot \beta_y} - \frac{\alpha \cdot S \cdot c}{W_{xd}} \leq 1,05 K.$$

Napężenie w warunkach eksploatacyjnych /stan II/:

$$\sigma_g = -\frac{\alpha S + \Delta S}{F} - \frac{\alpha M}{W_{xg}} + \frac{(\alpha S + \Delta S)/c}{W_{xg}} \leq K, \quad (16)$$

$$\sigma_d = -\frac{\alpha S + \Delta S}{F} - \frac{\alpha M}{W_{xd}} - \frac{(\alpha S + \Delta S)/c}{W_{xd}} \leq K.$$

Należy również sprawdzić czy nie jest przekroczona granica plastyczności [3];

$$\sigma_g = -\frac{\alpha S + \gamma \Delta S}{F} - \frac{\alpha \gamma M}{W_{xg}} - \frac{(\alpha S + \gamma \Delta S)/c}{W_{xg}} \leq R_c, \quad (17)$$

$$\sigma_d = -\frac{\alpha S + \gamma \Delta S}{F} - \frac{\alpha \gamma M}{W_{xd}} - \frac{(\alpha S + \gamma \Delta S)/c}{W_{xd}} \leq R_c,$$

$$S = \frac{1,05 K \cdot \beta_y \cdot F \cdot W_{xd}}{W_{xd} + F \cdot c \cdot \beta_y},$$

gdzie: S - maksymalna bezpieczna siła sprężająca, nie powodująca wyboczenia pasa dolnego wskutek sprężenia,

- S - przyrost siły sprężającej do obciążenia zewnętrznego,
 W_{xg}, W_{xd}, F - wskaźnik wytrzymałości strefy górnej i dolnej belki oraz powierzchnia przekroju belki sprężanej,
 $\bar{V} = 1,3$ - współczynnik dla drugiego rodzaju naprężeń,
 c - odległość osi obojętnej belki od osi ciągną w punkcie najbardziej odległym /zazwyczaj w połowie rozpiętości belki/,
 β_y - współczynnik pasa ściskanego przyjmowany dla smukłości przy wyboczeniu z płaszczyzny symetrii belki.

Chcąc zapewnić występowanie siły sprężającej S w okresie pracy konstrukcji, należy w chwili samego sprężania zastosować siłę większą, tzw. kontrolowaną siłę sprężającą S_k , którą wyrażamy zależnością

$$S_k = \frac{S}{0,95} + \Delta z \frac{F_c E_c}{l_c} + \frac{2j\mathcal{L} + \frac{j-1}{j}}{2j\mathcal{L} + j - 1} \cdot \quad (18)$$

Czynnik pierwszy we wzorze (18) określa tzw. straty opóźnione /wpływy reologiczne/, natomiast dalsze wyrazy - straty doraźne powstałe w wyniku poślizgu i niedokładności wykonania mechanizmu kotwiącego oraz stopniowym naciąganiem poszczególnych drutów lub pęczków;

$$\mathcal{L} = \frac{E F}{E_c F_c} \quad - \text{współczynnik,}$$

$\Delta z = 0,2$ cm - przyjęta wartość podatności zakotwień dla zamocowań z podkładkami,

j - liczba kabli kolejno naciąganych,

F_c, E_c, l_o - pole przekroju poprzecznego, współczynnik sprężystości podłużnej i długość ciągną sprężającego.

Przyrost siły sprężającej pod działaniem obciążenia ruchomego równymi siłami skupionymi / ΔS_1 / oraz obciążenia stałego równomiernie rozłożonego / ΔS_2 / dla ciągną prostego możemy wyznaczyć ze wzoru (1).

$$\Delta S_1 = \frac{P \cdot c / 2 l - l_c / [l / x_1 + x_2 + \dots + x_n / - / x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2 /]}{2 l^2 \left[c^2 + \frac{J_x}{F} + \frac{E J_x}{E_c F_c} \right]}, \quad (19)$$

$$\Delta S_2 = \frac{2 c \gamma \cdot g l^2}{12 / c^2 + \frac{J_x}{F_{br}} + \frac{E J_x}{E_c F_c}}, \quad (20)$$

gdzie:

$$\gamma = 2 - \frac{l_c}{l}$$

$P_1 = P$ - siły skupione,

x_1 - odległość od lewej podpory do siły P_1 .

Dobór przekroju belki przeprowadzono w oparciu o ogólnie stosowane wzory i współczynniki tabelaryczne [1] [6], przy czym współczynnik asymetrii, określający stosunek wskaźnika wytrzymałości pasa ściskanego do rozciąganego dla mostów suwnicowych typu blachownicowego powinien wynieść w zakresie

$$A = 1,5 \div 1,7 \quad (21)$$

natomiast geometryczna charakterystyka dźwigara dwuteowego, tj. stosunek powierzchni środka do całkowitej

$$K = \frac{F_{sr}}{F} = 0,55, \quad (22)$$

dla belek skrzynkowych

$$K = 0,45 \div 0,55 \quad (23)$$

Kontrolowaną siłę sprężającą należy ustalić dla elementów silnie obciążonych, z warunku dopuszczalnego ugięcia

$$f / s + \Delta s / = \frac{J}{700}, \quad (24)$$

$$f / s + \Delta s / = \frac{S_0 \cdot c}{8 E J} // l^2 - 4a^2 / + \frac{5 g l^4}{384 E J}, \quad (25)$$

$$S_k = S_o = S + \Delta S ,$$

$$S_k = \frac{40 \kappa l^4}{c} \frac{f/s + \Delta s/}{l^2 - 4a^2} \cdot \frac{8 E J}{.384} . \quad (26)$$

3. Badania modelowe

Wykonane badania na modelu dźwigara głównego tradycyjnego i sprężonego miało na celu określenie na drodze eksperymentalnej wpływu sprężenia dźwigara na sztywność i nośność ustroju. Wykonano model mostu suwnicowego ze stali St3SY w skali długościowej 1:10 przy zachowaniu czystego podobieństwa geometrycznego i modułowego. Pomiaru przemieszczeń statycznych pionowych i poziomych przeprowadzono trzykrotnie przy pomocy czujników zegarowych o dokładności pomiaru 0,01 mm: zarówno na elemencie niesprężonym, jak i sprężonym.

3.1. Podobieństwo modelowe

Kryteria podobieństwa modelowego określono za pomocą równań wytrzymałości materiałów i teorii sprężystości [8]. Zachowano ścisłe podobieństwo modelowe, geometryczne i modułowe, przyjmując skalę liniową jednakową we wszystkich elementach konstrukcji, a także ten sam gatunek stali zarówno w konstrukcji, jak i modelu.

Przyjęto następujące skale:

- | | |
|-------------------------------|--------------------|
| - skalę sił | - $K_P = 1 : 100,$ |
| - skalę długości | - $K_L = 1 : 10,$ |
| - skalę modułów | - $K_E = 1 ,$ |
| - skalę ugięć | - $K_F ,$ |
| - skalę momentów bezwładności | - $K_J ;$ |

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

$$K_W^3 = \frac{L_m^3}{L_k^3} ; \quad K_J = \frac{J_m}{J_k} = K_L^4 ,$$

otrzymamy

$$K_f = K_P \frac{K_L^3}{K_E \cdot K_J} = \frac{K_P}{K_L} , \quad (27)$$

$$K_f = \frac{f_m}{f_k} ,$$

$$\text{więc} \quad f_k = \frac{K_L}{K_P} \cdot f_m = 10 f_m . \quad (28)$$

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

Dla konstrukcji sprężonej stałą podobieństwa K_f obliczamy podobnie. Ugięcie łączne stanowi sumę ugięć belki niesprężonej w stanie obciążonym oraz belki poddanej tylko działaniu siły S_0 w cięgnie sprężającym

$$f = f_k = f /s + \Delta s/ \leq f_{dop} , \quad (29)$$

$$f_k /s/ = - \frac{S_k \cdot c_k}{2 E_k J_k} / \frac{l_k^2}{4} - a_k^2 / , \quad (30)$$

$$f_m /s/ = - \frac{S_m \cdot c_m}{2 E_m J_m} / \frac{l_m^2}{4} - a_m^2 / , \quad (31)$$

$$\frac{f_m /s/}{f_k /s/} = \frac{S_m \cdot c_m / l_m^2 - 4 a_m^2 / E_k J_k}{S_k \cdot c_k / l_k^2 - 4 a_k^2 / E_m J_m} .$$

Przyjęto oznaczenia:

$$K_M = \frac{S_m \cdot c_m}{S_k \cdot c_k} ; \quad K_L^2 = \frac{l_m^2 - 4 a_m^2}{l_o^2 - 4 a_o^2} ; \quad K_E = \frac{E_m}{E_k} ;$$

$$K_J = \frac{J_m}{J_k} ;$$

więc otrzymamy współczynnik przeliczeniowy skali modelowej dla ugięć mostu sprężonego

$$K_f / s / = \frac{K_M \cdot K_L^2}{K_E \cdot K_J} . \quad (32)$$

4. Przykład liczbowy

Zabiegu sprężenia modelu dokonano prasą naciągowo-kotwiącą typu UNA-Cla z dostosowaniem do jednego drutu ϕ 7 mm o szczerkowym systemie kotwienia; struny ϕ 7 mm ze stali D90 o $R_r = 149 \text{ kg/mm}^2$ /sprawdzone przy bezpośrednim zrywaniu w laboratorium Politechniki Warszawskiej/. Przyjęto następujące dane:

L = 30,0 m	- rozpiętość dźwigara,
N = 30/5 T	- udźwig suwnicy z wciągiem pomocniczym,
G = 8,65 T	- ciężar wózka,
$P_1 = P_2 = 9,7 \text{ T}$	- nacisk koła wózka na dźwigar główny,
$K = 2100 \text{ kg/cm}^2$	- naprężenie graniczne dla stali St3SY.

W tablicy 1 zawarte są dane charakterystyczne mostu oraz wyniki obliczeniowe przestrzenności ustroju.

W tablicy 2 zestawiono wyniki obliczeniowe ugięć zarówno obiektu sprężonego, jak i niesprężonego.

Tablica 1

Most blachownicowy

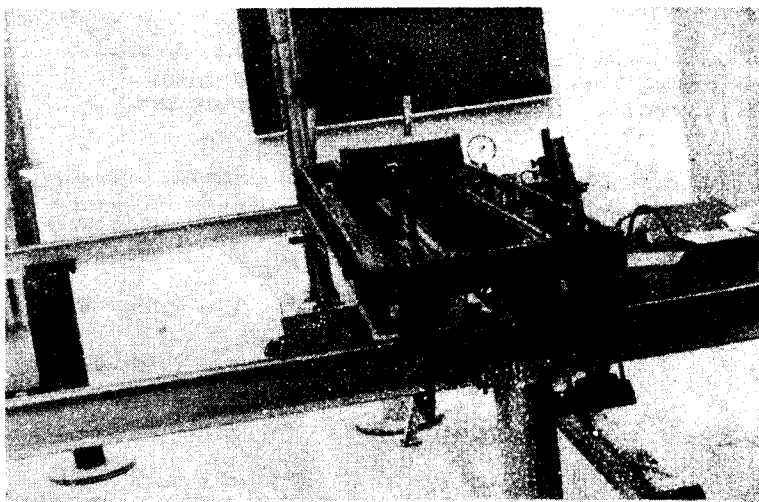
Dane ogólne	Moment bezwładności 10^6 cm^4	Współczynnik K	Wartości pomocnicze	Wartości wymiarowe m	Inne dane
1	2	3	4	5	6
$Q = 30/5$ T	$J_1 = 1,9814$	$K_1 = 1$	$\beta = 18,321$	$h = 1,61$	$K = 2100 \text{kg/cm}^2$
$L = 30,0$ m	$J_2 = 0,2184$	$K_2 = 9,08$	$\xi_3 = 0,296$	$b = 1,60$	St3SY
$P = 9,70$ T	$J_3 = 0,100$	$K_3 = 19,80$	$\xi_4 = 0,509$	$b_0 = 2,50$	$J_1/J_2 = 1/9,1$
$H_p = 1,0$ T	$J_4 = 0,674$	$K_4 = 2,95$	$r = 0,980$	$a = 3,0$	
$Q_2^x = 1,12$ T	$J_r = 0,017$	$K_r = 117$	-	$n = 3,75$	
$Q_1 = 8,580$	$J_c = 0,107$	-	-	-	

x/ Wartości Q_2 obliczono wg metody Winokurskiego /wzór 12/

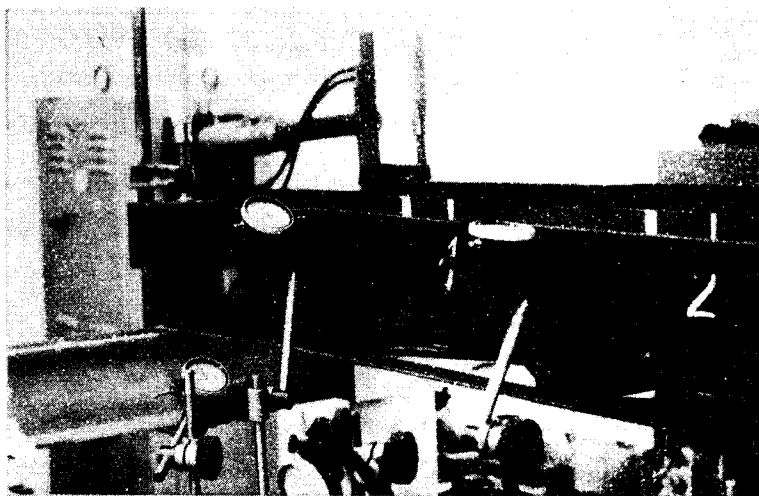
Rysunki 4, 5, 6 i 7 przedstawiają kolejno: model mostu, widok boczny z ustawionymi czujnikami, szczególnie podporowy, dźwigar główny sprężony i szczególnie zakotwienia ciągną.

Na rysunku 8 podano wykresy ugięć teoretycznych dźwigara niesprężonego głównego i pomocniczego, na rysunkach 9 i 10 - ugięcia modelowe, natomiast na rysunkach 11 i 12 - ustroju sprężonego, w oparciu o wartości uzyskane na podstawie obliczeń teoretycznych i pomiarów modelowych, zgodnie z danymi, zawartymi w tablicy 2.

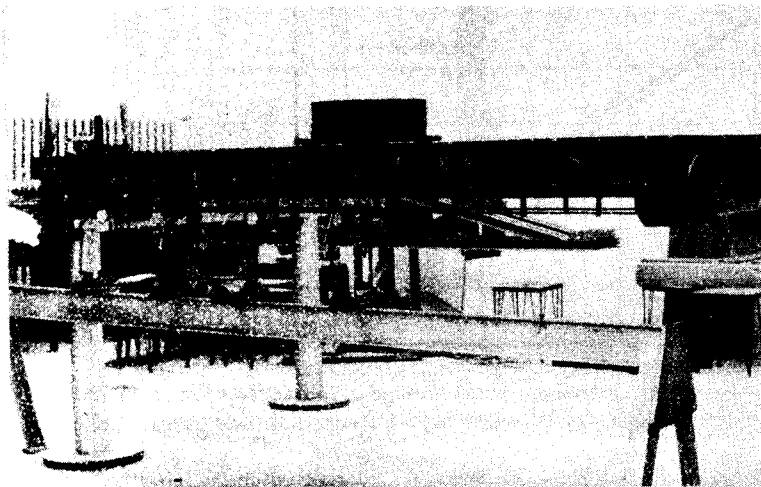
Rysunek 13a i b przedstawia przekrój sprężonej belki głównej modelu /a/ i obiektu /b/, oraz rysunek 14 wykres ciężaru połowy mostu z czołownicami /w porównaniu z belką skrzynkową/.



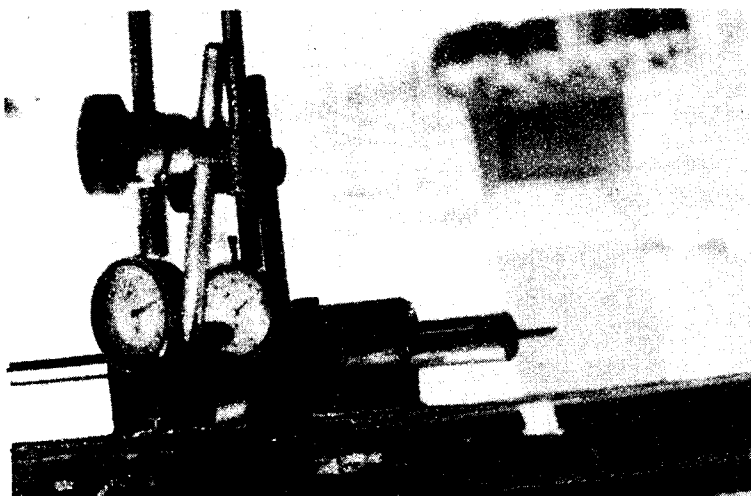
Rys. 4



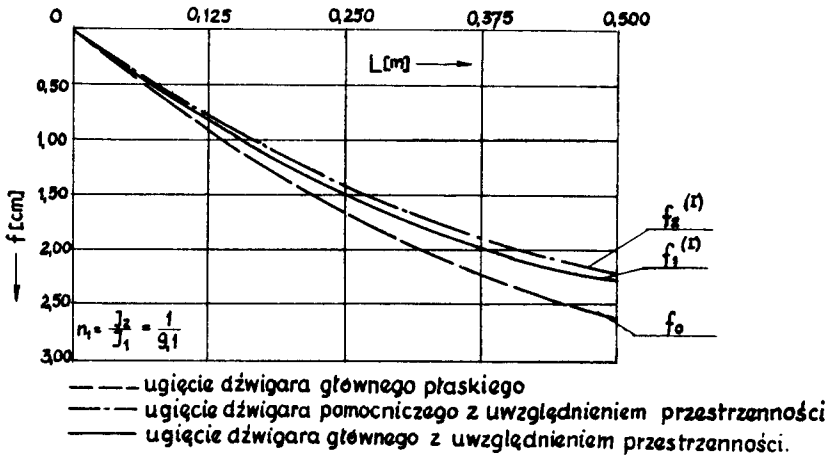
Rys. 5



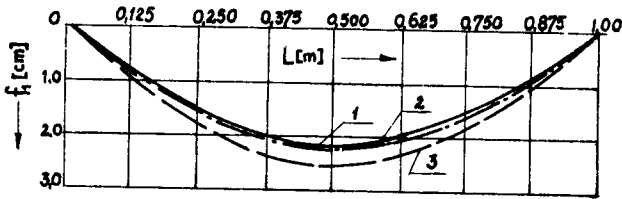
Rys. 6



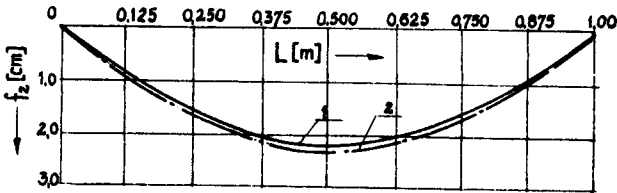
Rys. 7



Rys. 8



Rys. 9



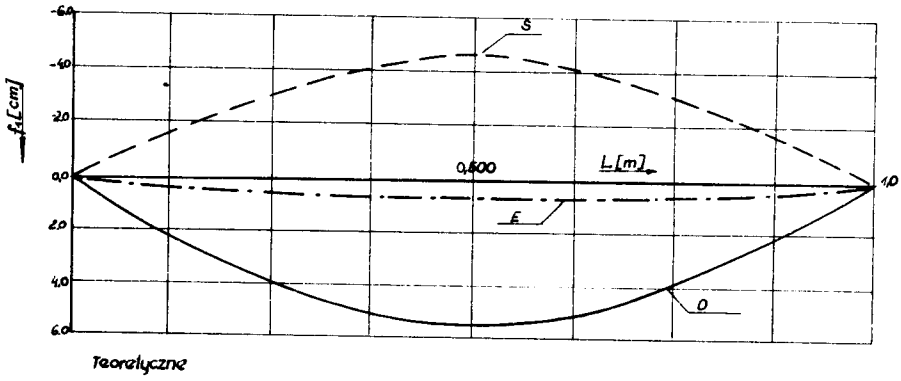
Rys. 10

Tablica 2

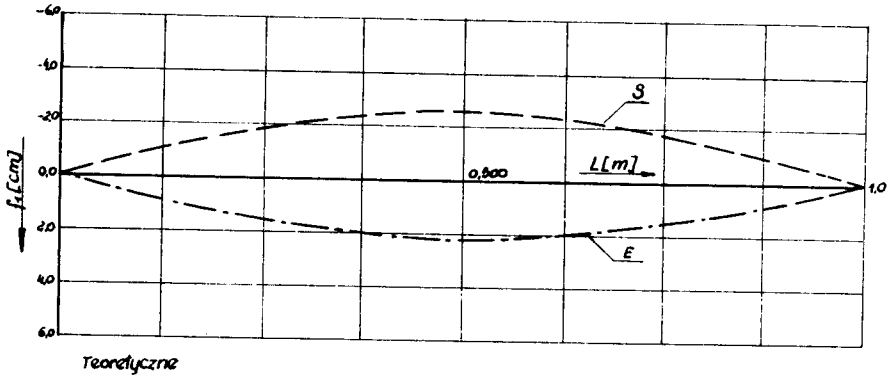
Zestawienie ugięć teoretycznych i badawczych dla modelu i obiektu mostu suwnicowego typu blachownicowego z pomocniczym dźwigarem kratowym

Dźwigar główny - model $S = 788 \text{ kg} / 111 \% / i Q + G_4 = 386 \text{ kg} / 100 \% /$

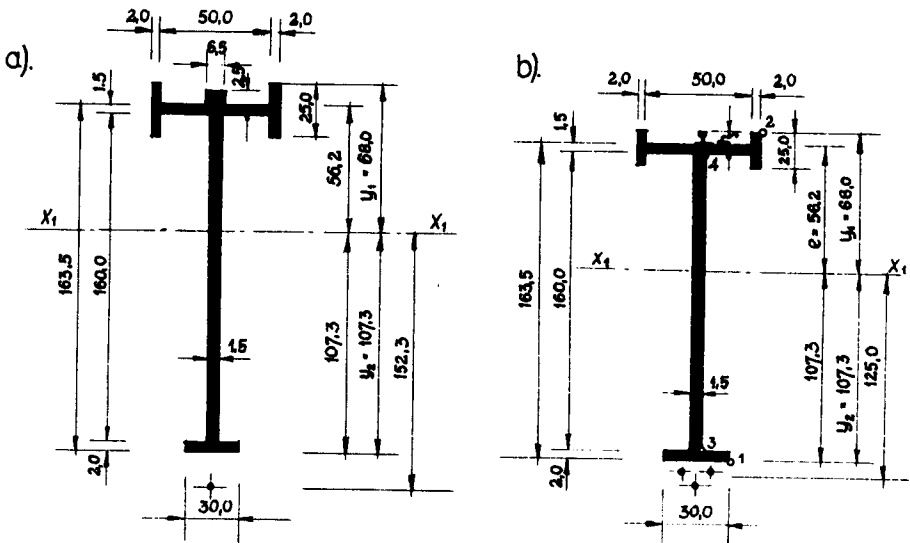
Położenie czujników odległość [cm] i [m]	teoretyczne cm				badania modelowe m				Eksploa-tacyjne /bezpoś-rednio z pomia-rów/
	Element niesprężony		Elem.sprężony cm		Sumaryczne ugięcia cm		jako suma kol. 718	w stanie sprężonym bez ob-ciążenia	
	od obcią-żenia stałego równomiernego	suma $f_m = y^q + y^p$	od sprę-żenia $S + AS$ f_m	eksploa-tacja 4+5	w stanie niesprę-żonym ob-ciążonym	8			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$X_1 = 37,5$	+ 0,0046	+ 0,088	+ 0,093	+ 0,140	- 0,047	+ 0,093	- 0,080	+ 0,013	+ 0,010
$X_2 = 75,0$	+ 0,0085	+ 0,168	+ 0,176	- 0,258	- 0,082	+ 0,156	- 0,127	+ 0,029	+ 0,011
$X_3 = 112,5$	+ 0,0110	+ 0,223	+ 0,234	- 0,329	- 0,095	+ 0,219	- 0,169	+ 0,050	+ 0,019
$X_4 = 150,0$	+ 0,0117	+ 0,246	+ 0,258	- 0,351	- 0,093	+ 0,240	- 0,191	+ 0,049	+ 0,006
$X_5 = 187,5$	+ 0,0110	+ 0,223	+ 0,034	- 0,329	- 0,095	+ 0,219	- 0,169	+ 0,055	+ 0,019
$X_6 = 225,0$	+ 0,0085	+ 0,168	+ 0,176	- 0,258	- 0,081	+ 0,156	- 0,127	+ 0,051	+ 0,011
$X_7 = 262,5$	+ 0,0046	+ 0,088	+ 0,093	- 0,140	- 0,047	+ 0,093	- 0,080	+ 0,028	+ 0,010
Obiekt $S = 118470 \text{ kg}; Q + G_4 = 38900 \text{ kg}; f_0^B = 12,85 \cdot f_m^B; f_0 = 10 f_m$									
$X_1 = 3,75$	+ 0,48	+ 0,49	+ 1,42	- 1,62	- 0,20	+ 0,93	- 1,03	- 0,10	
$X_2 = 7,50$	+ 0,88	+ 1,16	+ 2,64	- 2,99	- 0,35	+ 1,56	- 1,63	- 0,07	
$X_3 = 11,25$	+ 1,15	+ 2,35	+ 3,50	- 3,81	- 0,25	+ 2,19	- 2,17	+ 0,02	
$X_4 = 15,0$	+ 1,24	+ 2,58	+ 3,82	- 4,07	- 0,31	+ 2,40	- 2,45	+ 0,05	
$X_5 = 18,75$	+ 1,15	+ 2,35	+ 3,50	- 3,81	- 0,31	+ 2,19	- 2,17	+ 0,02	
$X_6 = 22,50$	+ 0,88	+ 1,16	+ 2,64	- 2,99	- 0,35	+ 1,56	- 1,63	- 0,07	
$X_7 = 26,25$	+ 0,48	+ 0,94	+ 1,42	- 1,62	- 0,20	+ 0,93	- 1,03	+ 0,10	



Rys. 11



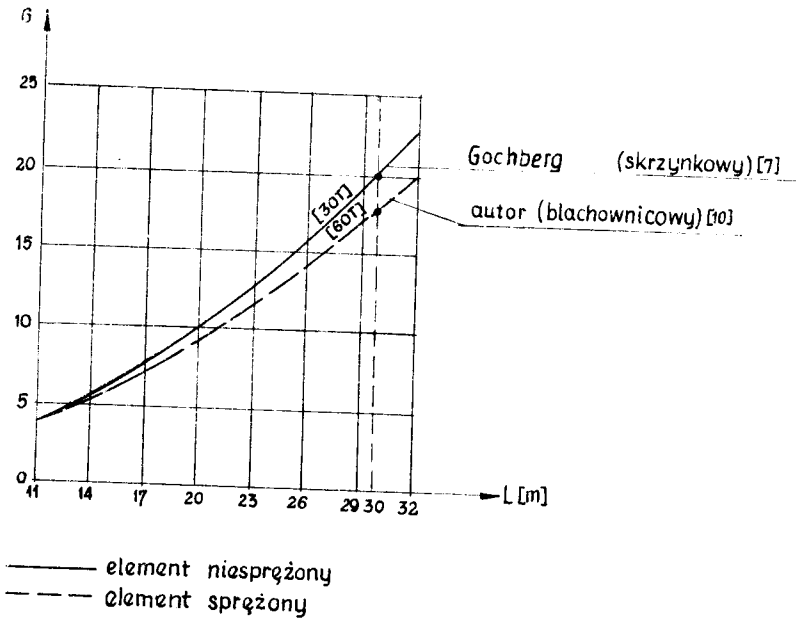
Rys. 12



Rys. 13

Tablica 3

Oznaczenia	Jednostki	Wielkość obciążenia siłą sprężającą S i udźwigniem N					UWAGI
		model			obiekt		
		111% S + 100% N	150 % S + 100 % N	150 % S + 125 % N	100 % S + 100 % N	100 % S + 200 % N	
1	2	3	4	5	6	7	8
G	T	-	-	-	18,0	18,0	ciężar połowy mostu/ bez czołownic/
$N = Q + G_w$	kg	386	386	482,5	38600	77200	udźwig
S	kg	788	1080	1080	118470	117330	siła sprężająca
S + ΔS	kg	-	1266	1315	128780	158790	siła sprężająca + przyrost siły spręż.
J_x	cm ⁴	206,45	206,45	206,45	1981400	1981400	moment bezwładności
$M / p + g /$	Tm	-	0,1375	0,1717	212,5	326,17	moment zginający
l_c	m	2,25	2,25	2,25	22,5	22,5	długość cięgna
H	cm	16,35	16,35	16,35	163,5	163,5	wysokość dźwigara
C	cm	15,23	15,23	15,23	125,0	127,5	odległość cięgna
F	cm ²	5,24	5,24	5,24	523,9	523,9	powierzchnia przekroju dźwigara
F_c	cm ²	0,385	0,385	0,385	14,11 3x24φ5	18,81 4x24φ5	powierzchnia przekroju cięgna
σ_g	kg/cm ²	-	-	-	+ 283	-1156	naprężenie włókna górnego w fazie II
σ_d	kg/cm ²	-	-	-	+ 33	+ 482	naprężenie włókna dolnego w fazie II
σ_c	kg/cm ²	-	3710	3840	10500	9370	naprężenie w cięgnię
f_t	cm	-0,093	-0,176	-0,212	-0,250	+2,03	ugięcie w fazie II teoretyczne /E/
f_b	cm	+0,06	-0,055	-0,002	-0,05	0,430	ugięcie w fazie II badawcze /E/



Rys. 14 Ciężar połowy mostu z czołownicami NT

5. Wnioski

a/ wzrost sztywności pionowej mostu przy uwzględnieniu wpływu przestrzenności kształtuje się w granicach 10 %, to znaczy, że odciążenie dźwigara głównego wynosi 10 % obciążenia ruchomego, co jest równoznaczne z dociążeniem dźwigara pomocniczego o podaną wartość.

b/ wzrost sztywności poziomej mostu przy uwzględnieniu współpracy przestrzennej tężników poprzecznych oraz dźwigara pomocniczego kształtuje się w granicach 20 %.

c/ wyeliminowanie naprężeń wstępnych wywołanych sprężeniem w dolnej strefie dźwigara blachownicowego pozwala na dwukrotne zwiększenie jego nośności /w zależności od wielkości siły sprężającej i mimośrodu/ /tabl.3/.

d/ w nowoprojektowanych mostach suwnicowych można przez wstępne sprężenie osiągnąć zmniejszenie wysokości ustroju, przekrojów poprzecznych oraz osiągnąć oszczędności na ciężarze i materiale w granicach do 20 %.

e/ badania modelowe przeprowadzone na ustrojach sprężonych wykazały większą sztywność niż dla układów teoretycznie projektowanych oraz regularny przebieg krzywej przemieszczeń zarówno dla stanu sprężającego, jak i eksploatacyjnego.

f/ wyniki badań modelowych wskazują na potrzebę zmiany dopuszczalnej strzałki ugięcia do $\frac{L}{500}$ /zamiast $\frac{L}{700}$ / z uwagi na dalece niewykorzystane naprężenia oraz znacznie większą sztywność obiektu sprężonego od teoretycznie projektowanego; zmiana ta pozwoli na dalsze uzyskanie oszczędności stali i zwiększenie nośności.

Literatura

1. Belenia J.E.: Vorgespannte Metallkonstruktionen. VEB.Berlin 1966.
2. Bińkowski W.: Wpływ elementów wstępnie sprężonych na nośność i ekonomię zużycia stali w budowie mostów suwnicowych. Praca doktorska. Politechnika Gliwicka, Gliwice 1964.
3. Bródka J.: Współczesne konstrukcje stalowe. Praca zbiorowa ITB, Arkady, Warszawa 1971.
4. Dokumentacja do uruchomienia P.T. CBKM. Bytom 1962.
5. Fabiszewski A., Lubieniecki E.: Wyznaczenie ugięć kratowego mostu suwnicowego z uwzględnieniem przestrzennej pracy konstrukcji. Zeszyty Naukowe Politechniki Szczecińskiej Nr 94/1968.
6. Gajdarow J.W.: Predwaritelno napriazennye stalnye konstrukcii w promyszlenom stroitelstwie. G.Izd.Lit.po Stroiti i Arch. Moskwa 1960.
7. Gochberg M.M.: Metallicheskie Konstrukcje podiemno transportnych maszin. Maszino stroienne, Leningrad 1969.
8. Lisowski A., Siemieniec A.: Podstawy doświadczalnej analizy naprężeń i odkształceń. AGH, Kraków 1967.
9. Lubieniecki E.: Zastosowanie wstępnego sprężenia w stalowych belkach skrzynkowych mostów suwnicowych. Konstr.Met., Biuletyn Branżowy "Mostostal" Nr 3/24, Warszawa 1970.
10. Lubieniecki E.: Zagadnienie współpracy dźwigara pomocniczego w kratowym moście suwnicowym typu zamkniętego. Zeszyty Naukowe WSInż. w Bydgoszczy, Budownictwo /2/, Bydgoszcz 1970.
11. Mortensen M.: Vorgespannte Vollwandträger bei Laufkranen. Bautechnik 4/1963.
12. Norma PN-65/M-06916. Obliczanie i projektowanie stalowych ustrojów dźwignic, Warszawa 1966.
13. Poradnik inżyniera mechanika, t.II, Warszawa 1969.
14. Winokurski Ch.A.: Raschet prostranstwiennykh kranowych mostow. Maszgiz, Leningrad-Moskwa 1948.

RIGIDITY OF STEEL PLAIN GRIDER COMPRESSION TYPE

Summary

In the article there has examined the problem of compressioned stiffness of bridge crane steel plate grider.

The model testing made it possible to confrontate the theoretical results and the real deflections of the compressioned and non-compressioned constructions.

ЖЁСТКОСТЬ СОСТАВНОЙ БАЛКИ ИЗ ЛИСТОВОЙ
СТАЛИ НАПРЯЖЕННОГО ТИПА.

Резюме

В статье рассмотрена проблема жёсткости напряженной составной балки из листовой стали кранового моста. Проведенные исследования на моделях дали возможность проведения сравнения теоретических результатов с действительными сгибами как ненапряженной так и напряженной конструкции.



Józef Kureczko

PRZEGLĄD ŚRODKÓW DO ZESKALANIA GRUNTÓW

Publikacja daje krótki rys historyczny środków do utwardzania gruntów dla potrzeb fundamentowania.

W różnych krajach rozwój środków i metod szczególnie się uwydatnił w ostatnim 30-leciu. Niezakończony proces poszukiwania coraz tańszych i doskonalszych środków uwzględnia również zastosowanie mikrobiologii.

Sztuczne zeskalanie gruntów zapoczątkowały prace górnicze oraz budowa tuneli w gęsto zabudowanej strefie miejskiej, nie znoszącej osiadania fundamentów. Ciągłe wzrastająca powierzchnia nowoczesnych zakładów przemysłowych, wyposażonych w ciężkie urządzenia rozmieszczone stosownie do procesów technologicznych, a nie naturalnych warunków posadowienia, wspólnie z ustawą o ochronie użytków rolnych i leśnych zniewalały do poszukiwania nowych rozwiązań technicznych w oparciu o zeskalanie gruntów.

Historia rozwoju fizyko-chemicznych metod zeskalania wskazuje, że największą liczbę pomysłów zgłoszono w ciągu ostatnich 30 lat. Umożliwiło to realizację wielu obiektów przemysłowych i hydrotechnicznych na gruntach budowlanych, które przed 15-20 laty nie mogły być do tych celów wykorzystane.



Najstarszą metodą zeskalania gruntów jest cementyzacja. Już w połowie XIX wieku stosowano ją z powodzeniem w górnictwie. Później znalazła zastosowanie w hydrotechnice, a następnie w budownictwie przemysłowym i powszechnym. Przez długi okres czasu uważano, że cementyzacja może znaleźć zastosowanie jedynie w spękanych skałach i żwirach. Nieudane próby cementyzacji gruntów piaszczystych spowodowane grubym uziarnieniem cementu oraz brakiem sprzętu nadającego wysokie ciśnienie roztworu podczas wprowadzania go do podłoża, skłaniały do takich pesymistycznych wniosków. Z biegiem jednak czasu wiele trudności zostało pokonanych. Obecnie, kiedy produkowane są cementy o uziarnieniu mniejszym od 30 u, a technologiczny proces wprowadzenia roztworów do gruntu udoskonalono, pojawiły się praktyczne możliwości szerszego zastosowania cementyzacji nawet gruntów piaszczystych.

W Związku Radzieckim stosowane są z powodzeniem roztwory iłowo-cementowe. W odróżnieniu od piaszczysto-cementowych znacznie łatwiej poruszają się one w porach gruntu, zachowując własności tropskowe. Dla wzmocnienia uwarstwionych pokładów aluwialnych stosuje się niekiedy ciśnienie rozwarstwiające podłoże. Skład roztworów jest różnorodny. Do najciekawszych należy: 40 % iłu, 20 % cementu oraz 40 % wody z nieznacznym dodatkiem szkła wodnego i soli kuchennej. Wraz z zastosowaniem iłów bentonitowych wzrósł zasięg zastosowania roztworu, który nadaje się jednak tylko do wzmocnienia gruntów ziarnistych o współczynniku filtracji od 20 - 50 m/dobę.

Z podobnego roztworu skorzystała firma francuska, budując hydroelektrownię w Fesseuhaim. Szerokoprzestrzenny wykop 90 x 175 m do głębokości 30 m został uszczelniony 8-metrową warstwą roztworu składającego się z 63,3 % iłu, 19 % iłu bentonitowego, 13 % cementu oraz 4,7 % dodatków chemicznych. Na uwagę zasługuje nieodzowna obecność w roztworze iłu bentonitowego, który nie tylko wzmocnił, ale przede

wszystkim doskonale uszczelnić podłoże.

Wraz z rozwojem przemysłu chemicznego powstała już w latach 1930-1939 możliwość zeskalania gruntów z udziałem środków chemicznych, a przede wszystkim szkła wodnego.

Przepuszczalność gruntu, wytrzymałość na ścinanie oraz odporność na osiadanie dotychczasowe roztwory zapewniały w większym stopniu w gruntach gruboziarnistych. Szkło wodne, chociażby jako dodatek do będących w użyciu roztworów, umożliwiło zeskalanie coraz mniej - szych frakcji ziarnistych.

W latach 1940-1949 w ZSRR zastosowano do zeskalania gruntów roztwór szkła wodnego i chlorku wapnia. Zakres zastosowania tego roztworu dotyczył już gruntów drobnoziarnistych, a nie wykluczył średnioziarnistych w granicach współczynnika przepuszczalności 2-80 m/dobę.

Najlepsze efekty uzyskano przy module równym 2,7 - 3,0. Na wytrzymałość gruntu bardzo silnie wpływa koncentracja szkła wodnego. Przy znacznej ilości wody w roztworze, wytrzymałość gruntu spada wyraźnie, o czym świadczy poniższe zestawienie:

Dodatek wody w % od rozpuszczonego szkła wodnego	0	20	40	60	80
Wytrzymałość w kg/cm ²	71	56	49	9	3

Moduł	G/cm ³	Gęstość Be	Temperatura w °C						
			18	30	40	50	60	70	80
2,74	1,502	48,0	848	405	244	159	97	71	53
2,64	1,458	45,7	183	99	61	42	28	21	16

Duże znaczenie ma gęstość szkła wodnego, która wpływa na przenikanie roztworu do gruntu i pracę pomp. Dla obniżenia stopnia gęstości

ci często zachodzi potrzeba podgrzewania roztworu do c'a 80°C . Roztwór chlorku wapnia ma ciężar właściwy 1,26 - 1,28 g/cm^3 , co odpowiada 28-30 % bezwodnego CaCl_2 . Podczas zaskalania każdy z roztworów wprowadzany był do gruntu odrębnie, co nie ułatwiało technologii na placu budowy.

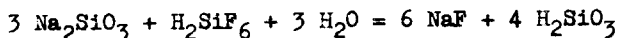
W celu poszerzenia zakresu stosowania silikatyzacji w gruntach posiadających współczynnik filtracji od 0,5 do 5 m/dobę został opracowany sposób jednoroztworowej silikatyzacji. Powstawanie żelu uzyskiwano ze szkła wodnego i kwasu fosforowego $\text{H}_3/\text{PO}_4/2$, bądź ze szkła wodnego i kwasu siarkowego H_2SO_4 oraz siarczanu glinu $\text{Al}_2/\text{SO}_4/3$. Wzajemny stosunek tych składników podaje poniższe zestawienie:

Nazwa składników roztworu	Ciężar właściwy g/cm^3	%
Szkło wodne /moduł 2,5-3,0/	1,19	25 - 30
Kwas fosforowy	1,025	70 - 75
Szkło wodne	1,19	45 - 50
Kwas siarkowy	1,06	40
Siarczan glinu	1,06	15

Wprowadzeniem do roztworu tych środków można wywołać powstawanie żelu w zróżnicowanym czasie od 1 - 24 godz. Jednakże im bardziej wydłużał się okres powstawania żelu, tym mniejszą wytrzymałość posiadał utwardzony grunt. Jednoroztworowe sposoby silikatyzacji obniżały wytrzymałość gruntu do rzędu 2 - 5 kg/cm^2 i dlatego nie znalazły one w ZSRR szerokiego zastosowania do zeskalania gruntów pod fundamentami.

W roku 1962 zaproponowano jednoroztworowy sposób silikatyzacji gruntów przy zastosowaniu kwasu fluorokrzemowego H_2SiF_6 , który jest produkcją uboczną przy otrzymywaniu superfosfatu. Wysoka potencjalna

kwasowość, która wyzwała się przy hydrolizie w zasadowym roztworze, zachęcająco wpłynęła na wykorzystanie H_2SiF_6 jako wysokoefektywnego koagulującego dodatku do szkła wodnego. Przebieg reakcji uwidacznia poniższy wzór:



Powstający w ten sposób żel kwasu krzemowego zapewnia wysoką wytrzymałość zeskalanego gruntu. Czas zeskalania zależy od stężenia reagujących roztworów, temperatury i wzajemnego stosunku szkła wodnego do kwasu fluorokrzemowego. Przy temperaturze $18-20^\circ\text{C}$ czas powstawania żelu daje się regulować w granicach do 40 minut. Obniżenie temperatury daje możliwość regulacji powstawania żelu do 2 godzin.

Żel roztworu posiada nieznaczną lepkość, która pozwala wykonywać iniekcję do gruntów o współczynniku filtracji od 0,3 m/dobę. Dzięki temu roztwór zeskała drobnoziarniste i pylaste piaski. Uzyskiwana wytrzymałość gruntu oscylowała w granicach $10-40 \text{ kg/cm}^2$.

Roztwór, składający się z 5-ciu części objętościowych szkła wodnego o ciężarze właściwym $1,3 \text{ G/cm}^3$ i jednej części objętościowej kwasu fluorokrzemowego o ciężarze właściwym $1,13 \text{ G/cm}^3$, wprowadzony do gruntu zeskała podłoże w ciągu 20 minut. Przy ciśnieniu 3 - 5 atm promień zeskalania w gruntach o współczynniku filtracji 0,5 m/dobę wynosił 0,6 m, zaś wytrzymałość sięgała do $15-18 \text{ kg/cm}^2$.

W drugim wypadku dla gruntu o współczynniku filtracji 1,0-1,3 m/dobę oraz 0,1-0,15 m/dobę zastosowano roztwór szkła wodnego o ciężarze właściwym $1,3 \text{ g/cm}^3$ - 3,5 części objętościowej z jedną częścią kwasu fluorokrzemowego o ciężarze właściwym $1,1 \text{ g/cm}^3$. Czas powstawania żelu wyniósł 30-35 minut. Uzyskano wytrzymałość na ściskanie w piaskach $15-20 \text{ kg/cm}^2$, zaś w piaskach gliniastych z zawartością części organicznych - $10-15 \text{ kg/cm}^2$ i w gruntach próchnicznych - $2,5-5 \text{ kg/cm}^2$.

W obu powyższych przykładach zastosowano sposób jednoroztowo - rowy.

W 1959 roku w ZSRR wyeksponowano nowy roztwór do zeskalania gruntów drobnoziarnistych. W skład jego wchodzi żywica mocznikowa /mocznikowo-formaldehydowa/, produkt polikondensacji mocznika $/H_2NCO NH_2/$ z formaldehydem $/HCHO/$, zdolne polimeryzować w normalnej temperaturze przy obecności 3 - 5 % kwasu solnego, szczawiowego bądź chlorku amonu.

Proces zeskalania polega na wprowadzeniu do gruntu za pomocą iniektorów 25 % wodnego roztworu żywicy mocznikowej z 2-5 % roztworem kwasu solnego. W rezultacie procesu polikondensacji wodnego roztworu żywicy mocznikowej grunt uzyskuje dostatecznie wysoką wytrzymałość i wodoszczelność.

Żywica mocznikowa używana do zeskalania gruntów znana jest w technice jako 48-50 % wodny roztwór stabilizowany amoniakiem. Roztwór żywicy mocznikowej z dodatkiem 3-5 % kwasu solnego, gotowy do zeskalania gruntów, nosi symbol KM. Jego ciężar właściwy wynosi 1,15-1,20 g/cm^3 , lepkość 30-74 cp, pH 7,2-7,8.

Żywica mocznikowa doskonale rozpuszcza się w wodzie, a jej utwardzenie przebiega pod wpływem słabego 3-5 % roztworu kwasu solnego. Dodatek kwasu solnego wg stosunku objętościowego 1-8 % zmienia czas zeskalania od kilku minut do kilkudziesięciu godzin.

Roztwór ten, wskutek małej lepkości 3-5, przy ciśnieniu 2 - 3 atm lekko przenika do gruntów o współczynniku filtracji, odpowiada - jącym drobnym piaskom i gruntom pylastym.

Przeprowadzone badania wskazują, że wytrzymałość drobno i średnioziarnistych gruntów wynosi 50 - 60 kg/cm^2 , a zależy to w głównej mierze od koncentracji żywicy mocznikowej, jak również w nieznacznym stopniu od granulometrycznego składu gruntu; np. zeskalanie piasku roztworem o stężeniu 25% po 28 dniach zapewniło wytrzymałość 20 - 30

kg/cm², zaś przy stężeniu 16% wytrzymałość tego samego gruntu wynosiła 6 - 12 kg/cm². Najbardziej racjonalny roztwór daje stosunek żywicy do wody jak 1:1, 1:1,5, 1:2.

Potrzebną ilość roztworu w litrach dla utwardzenia jednego horyzontu ustala się ze wzoru:

$$Q = \pi r^2 l n \mathcal{L},$$

gdzie:

- r - promień zeskalania w m, zależy od współczynnika filtracji; wielkość ta waha się w granicach od 0,5 do 1 - 1,2 m,
- l - miąższość horyzontu /strefy/ przeznaczonej do utwardzenia zwykle w granicach 0,8 - 1,2 m,
- n - porowatość gruntu,
- \mathcal{L} - współczynnik zapełnienia przeważnie równy 10.

Wykorzystanie roztworu żywicy mocznikowej zwykle zaleca się do utwardzania gruntów sypkich, posiadających współczynnik filtracji w granicach $3 \cdot 10^{-4}$ do $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sek, co stanowi 0,25 - 4 m/dobę, przy zawartości w gruncie nie więcej niż 3 % frakcji ilastych i pH wody 7,5. Tłumaczy się to tym, że frakcja ilowa adsorbuje kwas solny którego obecność wpływa na powstawanie żelu. Zwiększająca się w ten sposób wartość pH przedłuża proces powstawania żelu i utwardzenia.

Granice stosowania żywicy mocznikowej mogą być rozszerzone do gruntów o zawartości 3 - 4 % frakcji ilowych i pH wody ponad 7,5, jednakże wtedy należy uprzednio wprowadzić do gruntu 3 % roztwór HCl o ilości równej zaoferowanej żywicy mocznikowej. Czas powstawania żelu reguluje się w granicach 2 - 4 godzin, przy promieniu utwardzenia piasków 0,6 - 1,0 m.

W latach 1963 - 1964 w ZSRR zaproponowano do utwardzenia gruntów jeszcze jeden roztwór - furfurolu. Jest to ciecz bezbarwna uzyskiwana przy hydrolizie drewna i innych roślinnych odpadów, np. słomy, przy podgrzewaniu ich pod ciśnieniem w obecności kwasu siarkowego.

Furfurol jest chemicznie aktywnym związkiem. Jego zdolność do twardnienia pod wpływem kwasów solnego lub siarkowego, łącznie z jego małą lepkością, dały podstawę do wykorzystania tego związku do utwardzania gruntów. Najkorzystniejszym dodatkiem okazał się kwas siarkowy, którym można regulować powstawanie żelu od 1 - 4 godzin w normalnej temperaturze.

Twardnienie furfurolu z kwasem sulfanilowym w normalnej temperaturze trwa sześć dni. Przy wyższej temperaturze proces twardnienia przebiega znacznie prędzej. Wytrzymałość gruntu po jego utwardzeniu zależy jest od rodzaju oraz ilości zastosowanego koagulenta.

Granica wytrzymałości na ściskanie utwardzanego, suchego, w naturalnych warunkach piasku, przy wykorzystaniu kwasu siarkowego o wagowym stosunku 100:4; 100:5 - wynosi 10-15 kg/cm². Obecność w piasku wilgoci obniża wytrzymałość gruntu utwardzanego tym sposobem prawie dwukrotnie.

Wykorzystanie kwasu sulfanilowego jako dodatku, przy wagowym stosunku 100:25, podnosi wytrzymałość na ściskanie utwardzonego gruntu do 160-180 kg/cm², przy czym obecność wilgoci w gruncie w tym przypadku pozostaje bez znaczenia. W pewnych warunkach słabą stroną tego roztworu jest długi okres twardnienia.

W początkowym okresie dużo sobie obiecywano po roztworze furfurolu; produkowany z odpadów gospodarstw leśnych i rolnych zapewniał zaskakująco wysoką wytrzymałość utwardzonego nim gruntu. Niestety, wbrew oczekiwaniom cena furfurolu, która w ostatnich latach nadspodziewanie wzrosła, a niezależnie od tego wysoka toksyczność zahamowały szerokie jego zastosowanie przy wzmacnianiu gruntów budowlanych.

Do roku 1948 zeskalanie gruntów środkami chemicznymi uwiecznione było powodzeniem jedynie w zakresie gruntów sypkich. Zeskalanie gruntów spoiстых pozostawało zagadnieniem ciągle nie rozwiązany. Dopiero prace prof. dra inż. R. Cebertowicza z Politechniki Gdańskiej,

dały rewelacyjne wyniki w skali technicznej na obiektach w Polsce, Czechosłowacji, Włoszech, Chinach Ludowych i innych krajach.

Próby wykorzystania prądu stałego do odwadniania gruntów spoistych były znane jeszcze w ubiegłym stuleciu. Pod wpływem prądu stałego w gruncie następuje przemieszczanie się jonów od anody do katody. Ruch ten pociąga za sobą znajdującą się w gruncie związaną i wolną wodę, która również przemieszczając się powiększa przekrój kapilarów. Współczynnik przepuszczalności wzrasta przy tym o 4-25 razy, co uwi-
dacznia poniższe zestawienie:

Rodzaj gruntu	Współczynnik przepuszczalności gruntu naturalnego $K = \text{m/dobę}$	Współczynnik przepuszczalności po osuszeniu prądem $k_o = \text{m/dobę}$	Współczynnik elektroosmotyczny $k_{eo} = \text{cm}^2/\text{sek}$
Lessy	0,014	0,35	$5 \cdot 10^{-5}$
Gлина piaszczysta	0,24	0,35	$3 \cdot 10^{-5}$
"	0,11	0,32	-
"	0,05	0,19	-
"	0,06	0,56	$7 \cdot 10^{-5}$
"	0,02	0,13	-

Stosowanie jedynie prądu stałego gwarantuje tylko osuszenie gruntu. Wzmacnianie tym sposobem gliniastych gruntów jest nieekonomiczne, bowiem trwa dość długo i nie zawsze daje nieodwracalne rezultaty utwardzenia.

Zjawisko przemieszczania się wody pod działaniem prądu elektrycznego prof.dr inż. R.Cebertowicz wykorzystał dla ruchu w gruncie zeskalających roztworów przede wszystkim szkła wodnego i chlorku wapnia o stosunku 1:1.

W wyniku badań stwierdzono, że stały prąd elektryczny przyspiesza i ułatwia przenikanie roztworów chemicznych do gruntu.

Pojemność wprowadzonego do gruntu roztworu, przy udziale prądu wzrosła o 20 % w stosunku do zwykłej silikatywacji. Najlepsze rezultaty osiągnięto przy napięciu utrzymującym się w granicach 0,5 - 1,0 V/cm. Napięcie pola mniejsze od 0,5 V/cm wydłuża czas trwania procesu certyfikacji, a większe od 1,0 V/cm chociaż przyspiesza przebieg, to jednak zmniejsza mechaniczną wytrzymałość utwardzanego gruntu.

Ponieważ przepływ prądu porywa wodę w kierunku katody, w rezultacie czego zachodzi zagęszczenie żelu szkła wodnego, tym samym wzrasta stopień wiązania między cząsteczkami gruntu, który podnosi jego wartości mechaniczne. Z powyższego względu nieodzownym jest działanie prądu przez 8-12 dni po zakończonym procesie wprowadzania roztworu do gruntu. Wydatek elektroenergii przy suszeniu utwardzonego gruntu wynosi około 30 % mocy zużytej podczas całego okresu certyfikacji.

Na uwagę zasługuje to, że najlepsze wyniki zeskalania gruntu uzyskuje się poniżej zwierciadła wody gruntowej. Wyjaśnia się to tym, że np. jeżeli utwardzany grunt posiada współczynnik filtracji $K=10^{-7}$ cm/sek, a wodę podczas suszenia będzie się odprowadzać przy $K=10^{-5}$ cm/sek, różnica prędkości przepływu i osuszenia stworzy korzystne warunki dla pełnego wydzielania się z roztworu żelu kwasu krzemowego i twardnienia gruntu. Proponowaną koncentracją roztworów w zależności od granulometrycznego składu gruntu określonego współczynnikiem przepuszczalności, wyjaśnia poniższe zestawienie:

Rodzaj gruntu	Współczynnik przepuszczalności m/dobę	Gęstość w stop. Be	
		Szkło wodne	Chlorek wapnia
Grunty spoisto-pyłaste	10^{-5}	20	6 - 8,5
Piaski drobne	10^{-5} - 10^{-3}	20 - 25	6 - 10,5
Piaski średnioziarniste	10^{-3} - 10^{-2}	25 - 30	8,5-12,5
Piaski gruboziarniste	10^{-2}	30 - 35	10,5-15,0

Stopień zeskalania jest zależny od dostatecznego zapełnienia porów gruntu żelem szkła wodnego. Ilość potrzebnego roztworu można określić w oparciu o praktycznie dokładny wzór:

$$V_x = a n V_g$$

gdzie:

V_x - ogólna ilość potrzebnego roztworu w m^3 ,

V_g - objętość gruntu w m^3 ,

n - porowatość gruntu,

a - zmniejszający współczynnik poprawkowy można przyjąć z poniższego zestawienia:

Rodzaj gruntu	Współczynnik filtracji $K_f = \text{cm/sek}$	Współczynnik poprawkowy a
Grunty spoiste i pylaste	10^{-5}	0,2 - 0,7
Piaski drobnoziarniste	$10^{-5} - 10^{-3}$	0,7 - 0,8
Piaski średnioziarniste	$10^{-3} - 10^{-2}$	0,8 - 0,9
Piaski gruboziarniste	10^{-2}	0,9 - 1,0

Wagową ilość koncentratu szkła wodnego w tonach określa się wg wzoru:

$$M = 0,5 a b d n V_g,$$

gdzie:

b - współczynnik rozcieńczenia /przyjmuje się z tablicy/,

d - ciężar właściwy koncentratu szkła wodnego.

W rezultacie ceberyzacji radykalnie zmieniają się fizykochemiczne i fizykomechaniczne własności gruntów. Sypkie grunty uzyskują spójność i stają się wodonieprzepuszczalne, spoiste - tracą spoistość i plastyczność. Wykonane w laboratoryjnych warunkach badania utwardzonych

drobnoziarnistych piasków wskazują, że mechaniczna wytrzymałość radykalnie wzrasta, osiągając $10 - 15 \text{ kg/cm}^2$.

Od 1948 roku prof.dr inż. R.Cebertowicz wykonał szereg prac, zeskalając grunt pod fundamentem kościoła Św. Anny w Warszawie, pod fundamentami szeregu budynków w Warszawie, wzmocnił podłoże fundamentu zamku w Kórniku, katedry w Poznaniu, kościoła w Gieczu oraz wielu innych budowli w kraju, Chinach Ludowych, Mandżurii, Włoszech i Czechosłowacji.

W zakresie uszczelniania gruntu pomyślnie wykonano prace w podłożu wału Wiślanego, w którym współczynnik przepuszczalności zmniejszono z 10^{-2} cm/sek do wartości 10^{-4} cm/sek . W latach 1948-1960 zakres stosowania elektrosilikatyzacji znacznie rozszerzono w stosunku do uprzednio stosowanej silikatyzacji. Pomyślnie wyniki uzyskano w gruntach o współczynniku przepuszczalności od 0,5 do 0,005 m/dobę. Przy dwurozтворowej silikatyzacji najlepiej zeskalają się grunty o współczynniku przepuszczalności od 0,5 - 0,05 m/dobę, zaś przy jedno-rozтворowej - od 0,05 do 0,005 m/dobę.

W porównaniu z silikatyzacją cebertyzacja zapewnia bardziej jednorodne rozprowadzenie roztworu, nadaje mu spokojny przepływ bez naruszenia pierwotnej struktury gruntu.

Zużycie energii na 1 m^3 gruntu wynosi przeciętnie $10 - 15 \text{ kWh}$, przy spadku potencjału $0,7 - 0,8 \text{ V/cm}$.

W Polsce szerokie zastosowanie mają mieszaniny jednorozтворowe. Do roztworu szkła wodnego dolewa się, przy intensywnym mieszaniu, roztwór chlorku wapnia. Gęstość roztworu chlorku wapnia wynosi zwykle $1,001 - 1,020 \text{ g/cm}^3$, a stężenie szkła wodnego zawiera się w przedziale $15 - 30^\circ \text{Be}$.

W zakresie tych stężeń powstają nieznaczne osady $n\text{SiO}_2 + \text{Ca}/\text{OH}_2$ co nie przeszkadza stosować tego roztworu w gruncie o małym współczyn-

niku przepuszczalności rzędu $K = 10^{-4} - 10^{-5}$ cm/sek. Jednoroztworowe mieszaniny żelotwórcze mają dowolnie długi czas zachowania stanu płynności, w przedziale 0 - 4 dni. Zamiast chlorku wapnia mogą być użyte również i inne składniki, jak np. roztwory kwasu octowego, kwasu fosforowego lub glino-potasowego, mleczka wapiennego itd. Jednoroztworową mieszaninę można wprowadzić do gruntu po ciśnieniu i bez użycia prądu stałego, który przyspiesza powstawanie żelu, a w końcowej fazie osusza grunt.

Stosowanie prądu elektrycznego w procesie jednoroztworowego zeskalania jest celowe, gdy uziarnienie gruntu składa się z frakcji mniejszych od 0,42 mm, a współczynnik filtracji jest mniejszy od 10^{-4} cm/sek. Najlepsze wyniki uzyskuje się przy spadku potencjału 0,25V/cm. Tylko wtedy, gdy chodzi o wzrost kąta tarcia wewnętrznego gruntu spadek potencjału może być nieznacznie wyższy.

Jednoroztworowe zeskalenie, w przypadku braku wody gruntowej, nadaje nie tylko większą nośność, ale również i wodoszczelność gruntu /25-krotnie/. Wytrzymałość gruntu wzrasta do 135 %.

Jednoroztworowe mieszaniny, szczególnie w gruntach piaszczystych, mają dobre ekonomiczne wskaźniki, z uwagi na to, że czas nasycania gruntu jest 4 razy krótszy, a czas trwania całego procesu zeskalania gruntu - 1,6 raza krótszy.

Ogólnie biorąc, jednoroztworowe mieszaniny w Polsce odpowiadają wymaganiom budownictwa powszechnego i przemysłowego. Stwierdzono, że stężenie szkła wodnego - 30°Be - w metodzie jednoroztworowej daje efekt przewyższający skuteczność mieszaniny dwuroztworowej.

W NRD zeskalania gruntów dokonuje się metodą "Jode", przy wykorzystaniu jednoroztworowej silikatyzacji. W użyciu są również roztwory cementowo-ilaste i silikato-cementowe.

Węgry do zeskalania gruntów stosują szkło wodne z chlorkiem wapnia, niekiedy z dodatkiem CO_2 bądź SiF_4 , jak również z dodatkiem węglanu amonu.

W Rumunii cebertyzację wykorzystuje się przeważnie do zeskalania lessów, jak również kurzawek.

Francja posiada przedsiębiorstwa specjalizujące się w zeskalaniu gruntów. Firma "Soletauch" wyposażona jest w bogate laboratorium, a nawet dysponuje eksperymentalnym poligonem. Stosowane są tam roztwory iło-cementowe, iło-silikatowe oraz żywica rezorcynowo-paraformaldehydowa, używana do zeskalania frakcji pylastych i drobno-piaszczystych. Głównym i najczęściej wykorzystywanym roztworem pozostaje jednak mieszanina szkła wodnego z chlorkiem wapnia wraz z dodatkiem etylooctanu /octan etylu $\text{CH}_3\text{COO C}_2\text{H}_5/$.

W Stanach Zjednoczonych oprócz roztworów typu iło-cementowych do zeskalania gruntów stosuje się szkło wodne i chlorek wapnia albo żywice karbamidowe AM-9. Roztwór AM - 955 propagowany przez firmę "American sinamid Company" podawany jest albo w wodnej mieszaninie, albo z dodatkiem akrylanu wapnia firmy "Room and Cemicel-Company".

Na uwagę zasługuje metoda głębokiego zeskalania gruntów, polegająca na wtłaczaniu roztworu związków jednocząsteczkowych /metylakrylamidu albo akrylamidu z metylen-bis-akrylamidem, bądź kwaśnym akrylamidem wapnia/. Dodaje się katalizatory opracowane w laboratorium stabilizacji gruntów w Massachusetts Technologicznym Instytucie. Wytrzymałość gruntu uzyskiwana po zeskalaniu wynosi 35-70 kg/cm^2 .

W Anglii do zeskalania gruntów stosowane są roztwory silikatowe /cementowe, cementowo-iłowe i szkło wodne/ oraz roztwory oparte na polimerach, niekiedy zaś wodne roztwory AM - 9. Podstawowym roztworem jest jednak szkło wodne w mieszaninie dwurozтворowej wg receptury Josten'a.

W Japonii zeskalanie gruntów ma również swoje osiągnięcia; oprócz cementu, bentonitu, używa się chemicznych środków /szkła wodnego, chromo-ligniny, akrylamidów/. W oparciu o akrylamid firma "Sumitomo Cement Company" opracowała swój roztwór o nazwie "Sumisoil". Rozpuszczalny w wodzie proszek jest mieszaniną akrylamidu i nieznaczącej ilości dodatkowych związków, jako katalizatorów. Wodny roztwór "Sumisoil' a" posiada lepkość mało różniącą się od wody. Czas powstawania żelu reguluje się od kilku sekund do kilkudziesięciu minut. Choć roztwór ten jest w Japonii polecany do zeskalania gruntów, firma "Buldożer Kodziko" stosuje go raczej jako środek uszczelniający spękane skały i naturalne grunty przy budowie sztucznych zbiorników wodnych.

Ogólnie biorąc, największą popularnością cieszy się jeszcze dziś szkło wodne, które wspólnie z solami, kwasami i gazami jest jednym z najbardziej efektywnych środków zeskalania gruntów, jednakże szybki rozwój chemii umożliwia wprowadzenie do zeskalania gruntów nowych środków - syntetycznych żywic /polimerów/.

Podczas wykorzystania i doboru roztworów, zapewniających wytrzymałość gruntu rzędu $10-50 \text{ kg/cm}^2$, petrograficzne cechy gruntu niwelują się na korzyść wprowadzonego do gruntu zeskalającego środka chemicznego,

W budownictwie hydrotechnicznym podstawowym celem zeskalania jest nie wytrzymałość, lecz wodnieprzepuszczalność gruntu. Z tych względów wykorzystać należy raczej roztwory z udziałem iłów, bowiem wytrzymałość $2-3 \text{ kg/cm}^2$ w wielu przypadkach będzie wystarczająca. W tym jednak przypadku duże znaczenie będą miały petrograficzne cechy iłów użytych do receptury roztworów. Wysoką nieprzepuszczalność dają roztwory iło-silikatowe, glino-silikatowe i silikatowe, które zyskały sobie w ostatnim czasie szerokie zastosowanie przy wykonywaniu wszelkiego rodzaju wodoszczelnych przepon.

W ciągu ostatnich 30 lat zeskalanie gruntów przekroczyło etapy stosowania cementu, szkła wodnego, żywic i gazów. Niektórzy badacze, nie przerywając prac w zakresie częściowo już poznanych roztworów, pokładają duże nadzieje w wykorzystaniu w większym stopniu gazów i mikrobiologii. Nowe jednak środki automatycznie wymagają nowej technologii procesu zeskalania opartego o nieznaną sprzet iniekcyjny.

Istnieje duże prawdopodobieństwo, że wykorzystanie gazów, mikrobiologii i prądu stałego może w najbliższych latach przynieść nowe rozwiązania, bardziej efektywne pod względem technicznym i ekonomicznym.

Literatura

1. Bally R.J.: Metode electrice de imbunatalire a paminturilor in lucrările de constructie. Romine 1957.
2. Cassagrande L.: La electroosmosis y fenomenos conexos. Ingenieria Nr 2, 1962.
3. Cebertowicz R., Molisz R.: Jednoroztworowe zeskalanie gruntu piaszczystego. Prace I.B.W., Gdańsk 1955.
4. Coc M.A.: Racjonalnyje prijemy zakreplenija osnovanii deformirovannyh zadaniij.
5. Cytowicz N.A.: Mechanika gruntów. 1967.
6. Hüchel St.: Zarys fundamentowania dla geologów. 1967.
7. Schaad W., Haefeli R.: Soil Drainage Nr 464, 1945.
8. Siergiejew E.M., Rebinder P.A., Rzanicyń B.A.: Plenarnyje dokłady i szrenija VI wsiesojuznogo soowieszczanija po zakrepleniju i uplotnieniu gruntów, 1970.
9. Zynkin G.N.: Elektrochimizskoje zakreplenie gruntów, 1966.

A REVIEW OF MEANS FOR GROUNDS PERTIFYING

Summary

The publication gives us a short historical discription for introduction the agents to harden grounds for needs of fundation. In different countries the development means and methods has been especially brought out in the last thirties.

The un finished process of seeking for more perfect and cheaper expedients takes into account an application of microbiology too.

ПРОСМОТР СРЕДСТВ ДЛЯ ПЕТРИФИКАЦИИ
ГРУНТОВ.

Резюме

Статья представляет короткий исторический очерк введения средств для упрочнения грунтов для нужд фундаментостроения. В разных странах развитие средств и методов стало особенно заметным в последнее 30-летие. Нескончаемый процесс поисков более дешевых и совершенных средств учитывает также применение микробиологии.

Tadeusz Kabat

SZTYWNOŚĆ WSTĘPNIE NAPIĘTYCH UKŁADÓW
O ZDEGENEROWANYCH STOPNIACH SWOBODY

W pracy rozpatrzono wpływ wartości wstępnego napięcia układów geometrycznie nieliniowych o zdegenerowanych stopniach swobody, na sztywność tych układów. Dla jednego z najprostszycch przypadków takich układów wyprowadzono związki ilościowe, wykonano obliczenia numeryczne i zilustrowano wyniki obliczeń wykresami. Na podstawie wyników tych obliczeń sformułowano końcowe wnioski, aktualne dla wszystkich tego typu układów, w tym także dla wstępnie napiętych układów ciągnowych.

1. Wstęp

Dowolny, płaski lub przestrzenny układ punktów albo brył, w zależności od liczby punktów lub brył, liczby łączących je więzów oraz więzów zewnętrznych, a także w zależności od kierunku więzów i sposobu ich rozmieszczenia, może być sklasyfikowany jako:

a/ układ niedosztywniony, posiadający stopnie swobody, nieprzesztywniony a więc statycznie wyznaczalny;

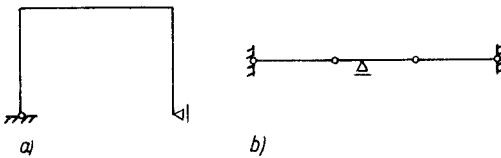
b/ układ nie posiadający stopni swobody, nieprzesztywniony a

więc także statycznie wyznaczalny;

c/ układ niedosztywniony, posiadający na pewnych kierunkach stopnie swobody, lecz jednocześnie w innych kierunkach przesztyniony, czyli statycznie niewyznaczalny;

d/ układ nie posiadający stopni swobody, przesztyniony, a więc także statycznie niewyznaczalny.

Układy zakwalifikowane do grupy a lub c nazywa się także układami geometrycznie zmiennymi lub łańcuchami kinematycznymi. Wśród takich układów szczególnymi własnościami wyróżniają się układy zwane chwilowo geometrycznie zmiennymi. Istniejące teoretycznie stopnie swobody takich układów pozwalają tylko na wykonywanie nieskończenie małych przemieszczeń, po czym dalsze przemieszczenie układu możliwe jest tylko przy jednoczesnej deformacji wchodzących w skład układu brył. Takie stopnie swobody układu można nazwać zdegenerowanymi stopniami swobody. Na rys.1 przedstawiono dla przykładu dwa proste schematy



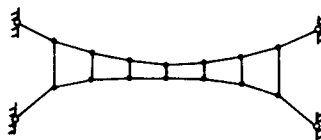
prętowych płaskich układów przętowych o zdegenerowanych stopniach swobody.

Rys.1 Schematy układów o zdegenerowanych stopniach swobody

Ogromna większość schematów konstrukcji budowlnych należy do grupy ukła-

dów nie posiadających stopni swobody /b lub d/. Stosowane są jednak także konstrukcje należące do grupy a lub c, a więc konstrukcje niedosztywnione czyli geometrycznie zmienne. Najbardziej znanym przykładem takich konstrukcji są różnego typu wiszące konstrukcje ciągnowe. Pojedyncze ciągnie lub tzw. ciągnie wieloprzelotowe [2], o określonych strzałkach zwisu, należą do układów niedosztywnionych, posiadających rzeczywiste stopnie swobody. Konstrukcję tego typu stanowi także układ dwóch cięgien sprzężonych, połączonych np. pionowymi łącznikami, jeżeli kształty osi obu cięgien ustalono w dowolny sposób /rys.2/.

Jeżeli strzałka pojedynczego ciągnąca równa będzie zero, to powstanie układ posiadający zdegenerowane stopnie swobody a jednocześnie przeszywniony na kierunku



osi ciągnącej. Podobny pod względem klasy - Rys.2 fikacji układ powstanie wówczas, gdy układ dwóch ciągnących sprężonych usytuowany zostanie w tzw. położeniu zeszywnienia [4].

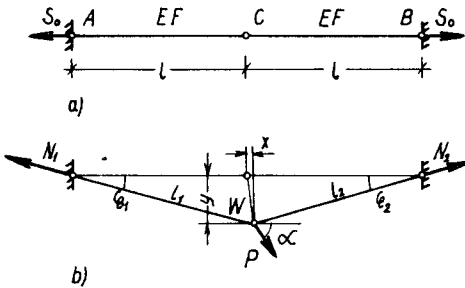
Płaski układ ciągnących sprężonych o dowolnym kształcie osi ciągnącej, jako przykład układu posiadającego rzeczywiste stopnie swobody

Wystarczy w tym celu przyjąć osie obu ciągnących, np. w kształcie paraboli tego samego stopnia, odpowiednio względem siebie usytuowanych.

Układy posiadające rzeczywiste stopnie swobody ulegają pod wpływem dowolnego obciążenia czynnego na ogół znacznie większym przemieszczeniom niż podobnego kształtu układy chwilowo geometrycznie zmienne. Z kolei te ostatnie wykazują znacznie większe przemieszczenia niż układy pozbawione stopni swobody. Dla zmniejszenia przemieszczeń układów o zdegenerowanych stopniach swobody /np. układów ciągnących sprężonych/ stosuje się najczęściej wstępne napięcie tych konstrukcji. W zagadnieniu tym bardzo istotnym problemem jest wpływ wielkości wstępnego napięcia na zmniejszenie przemieszczeń układu. W literaturze naukowo-technicznej problem ten nie został dotychczas jednoznacznie rozstrzygnięty. Poglądy różnych autorów na temat wpływu wielkości wstępnego napięcia na sztywność konstrukcji ciągnących są nieraz diametralnie rozbieżne [3,5]. Rozpatrywanie tego wpływu we wstępnie napiętych układach ciągnących sprężonych jest zagadnieniem stosunkowo złożonym i powinno być przedmiotem dalszych szczegółowych badań. Jednakże pewne rozeznanie tego problemu, przynajmniej pod względem jakościowym, może wynikać z badania wpływu wielkości wstępnego napięcia na przemieszczenia układów znacznie prostszych niż układ ciągnących sprężonych, lecz posiadających takie same cechy szczególne, a więc układów o zdegenerowanych stopniach swobody. Szczegółowe rozważania doty-

czące takiego problemu przedstawiono w publikacji [3]. W niniejszej pracy rozpatrywany będzie układ jeszcze mniej złożony niż schemat rozważany w [3], lecz także posiadający zdegenerowany stopień swobody oraz charakteryzujący się /podobnie jak układy cięgien sprzężonych/ nieliniowością geometryczną.

2. Przykład układu o zdegenerowanym stopniu swobody



Rys.3 Schemat rozpatrywanego układu
a/ przed obciążeniem;
b/ po obciążeniu i przemieszczeniu

Na rys.3a przedstawiono schemat układu składającego się z dwóch jednakowych prętów przmatycznych o polu przekroju poprzecznego F , wykonanych z materiału liniowo sprężystego o module Younga E , połączonych ze sobą przegubowo w punkcie C.

Pręty te rozciągnięto siłą S_0 i zamocowano przegubowo w punktach A i B odległych od siebie o $2l$. Ponieważ w takiej sytuacji punkty A, B i C leżą na jednej prostej, układ ten jest przesytywniony na kierunku tej prostej, lecz jednocześnie niedosytywniony /chwilowo geometrycznie zmienny/ na kierunku prostopadłym do tej prostej. Istniejący stopień swobody tego układu określić można jako zdegenerowany stopień swobody, gdyż nie można na jego kierunku wykonać przemieszczenia bez jednoczesnego odkształcenia prętów. Pierwotną długość prętów, przed ich rozciągnięciem siłą S_0 , określić można z prostego związku:

$$l = l_0 + \Delta l_0 = l_0 + \frac{S_0 l_0}{EF} = l_0 \left(1 + \frac{S_0}{EF} \right)$$

stąd:

$$l_0 = \frac{l}{1 + \frac{S_0}{EF}} \quad (1)$$

Po obciążeniu układu w punkcie C siłą P nachyloną do prostej AB pod kątem α , wystąpi przemieszczenie punktu C /rys.3b/ o wartość posiadającą dwie składowe x i y, na kierunku równoległym i prostopadłym do prostej AB. Dwa warunki równowagi przemieszczonego punktu C przedstawiają się następująco:

$$N_1 \cos \varphi_1 - N_2 \cos \varphi_2 = P \cos \alpha, \quad (2a)$$

$$N_1 \sin \varphi_1 - N_2 \sin \varphi_2 = P \sin \alpha. \quad (2b)$$

Z prawa Hooke'a wynikają następujące zależności między siłami w rozciągniętych prętach a długością prętów:

$$N_1 = EF \left(\frac{l_1}{l_0} - 1 \right) \quad (3a)$$

$$N_2 = EF \left(\frac{l_2}{l_0} - 1 \right) \quad (3b)$$

Natomiast z prostych związków geometrycznych wynika:

$$l_1 = \sqrt{(1+x)^2 + y^2}, \quad (4a)$$

$$l_2 = \sqrt{(1-x)^2 + y^2} \quad (4b)$$

oraz

$$\cos \varphi_1 = \frac{1+x}{l_1}; \quad \sin \varphi_1 = \frac{y}{l_1} \quad (5a)$$

$$\cos \varphi_2 = \frac{1-x}{l_2}; \quad \sin \varphi_2 = \frac{y}{l_2} \quad (5b)$$

Wstawiając do równań (2) zależności (3) i (5) a potem (4), po prostych przekształceniach otrzymamy:

$$\left[2 \left(1 + \frac{S_0}{EF} \right) - \frac{1}{\sqrt{\left(1 + \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} - \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} \right] \frac{x}{l} +$$

$$- \left[\frac{1}{\sqrt{\left(1 + \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} - \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} \right] +$$

$$- \frac{P}{EF} \cos \alpha = 0 \quad (6a)$$

$$\left[2 \left(1 + \frac{S_0}{EF} \right) - \frac{1}{\sqrt{\left(1 + \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} - \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2}} \right] \frac{y}{l} +$$

$$- \frac{P}{EF} \sin \alpha = 0 \quad (6b)$$

Z układu równań (6) należy wyliczyć niewiadome składowe przemieszczenia x i y w zależności od S_0 i P_0 .

Rozwiązką tego układu równań nieliniowych względem niewiadomych x i y jest zadaniem stosunkowo uciążliwym i prowadzi do zawiłych związków. Układ ten zostanie rozwiązany numerycznie drogą kolejnych przybliżeń z dowolnie założoną dokładnością. W równaniach (6) dla skrócenia dalszego zapisu oznaczono wszystkie wielkości bezwymiarowe:

$$\frac{x}{l} = \bar{x} ; \quad \frac{y}{l} = \bar{y} ; \quad \frac{S_0}{EF} = \bar{S}_0 ; \quad \frac{P}{EF} = \bar{P}$$

a następnie :

$$\frac{1}{\sqrt{(1 + \bar{x})^2 + \bar{y}^2}} = A(\bar{x}, \bar{y}) ; \quad \frac{1}{\sqrt{(1 - \bar{x})^2 + \bar{y}^2}} = B(\bar{x}, \bar{y})$$

oraz $2(1 + S_0) = C.$

Używając powyższych oznaczeń, można zapisać lewe strony równań (6)

w następującej postaci :

$$H(\bar{x}, \bar{y}) = [C - A(\bar{x}, \bar{y}) - B(\bar{x}, \bar{y})] \bar{x} + \\ - [A(\bar{x}, \bar{y}) - B(\bar{x}, \bar{y})] - F \cos \alpha \quad (7a)$$

$$V(\bar{x}, \bar{y}) = [C - A(\bar{x}, \bar{y}) - B(\bar{x}, \bar{y})] \bar{y} - F \sin \alpha. \quad (7b)$$

Dla iteracyjnego rozwiązania układu równań :

$$H(\bar{x}, \bar{y}) = 0 \quad (8a)$$

$$V(\bar{x}, \bar{y}) = 0 \quad (8b)$$

Zastosowana zostanie metoda Newtona [1]. W metodzie tej kolejne, $n+1$ przybliżenie wartości niewiadomych \bar{x} i \bar{y} wylicza się jako sumę wartości niewiadomych z przybliżenia poprzedniego oraz odpowiednio obliczonych przyrostów, czyli :

$$\bar{x}^{(n+1)} = \bar{x}^{(n)} + \Delta \bar{x}^{(n)} \quad (9a)$$

$$\bar{y}^{(n+1)} = \bar{y}^{(n)} + \Delta \bar{y}^{(n)} \quad (9b)$$

Wartości przyrostów wynikają z rozwiązania następującego układu równań liniowych :

$$\left(\frac{\partial H}{\partial \bar{x}} \right)^{(n)} \Delta \bar{x}^{(n)} + \left(\frac{\partial H}{\partial \bar{y}} \right)^{(n)} \Delta \bar{y}^{(n)} + H^{(n)} = 0 \quad (10a)$$

$$\left(\frac{\partial V}{\partial \bar{x}}\right)^{(n)} \Delta \bar{x}^{(n)} + \left(\frac{\partial V}{\partial \bar{y}}\right)^{(n)} \Delta \bar{y}^{(n)} + v^{(n)} = 0 \quad (10b)$$

Elementy występującego w układzie równań (10) jacobianu przyjmują dla funkcji określonych (7) następującą postać :

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial H}{\partial \bar{x}} & \frac{\partial H}{\partial \bar{y}} \\ \frac{\partial V}{\partial \bar{x}} & \frac{\partial V}{\partial \bar{y}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix}, \quad (11)$$

gdzie :

$$\begin{aligned} J_{11} &= C - (A^3 + B^3) \bar{y}^2, \\ J_{12} &= [(1 + \bar{x}) A^3 - (1 - \bar{x}) B^3] \bar{y}, \\ J_{21} &= [(1 + \bar{x}) A^3 - (1 - \bar{x}) B^3] \bar{y}, \\ J_{22} &= C - (1 + \bar{x})^2 A^3 - (1 - \bar{x})^2 B^3. \end{aligned}$$

Obliczenia należy rozpocząć od przyjęcia pierwszego przybliżenia wartości \bar{x} i \bar{y} . Zasadniczo, mogą to być wartości dowolne, jednakże należy starać się o przyjęcie ich jak najbliższej spodziewanych wartości dokładnych, gdyż wówczas zmniejsza się liczba kolejnych przybliżeń, koniecznych dla osiągnięcia wyników z założoną dokładnością. Miernikiem uzyskanej dokładności rozwiązania w kolejnym przybliżeniu mogą być wartości funkcji $H(\bar{x}, \bar{y})$ i $V(\bar{x}, \bar{y})$ obliczone dla tego przybliżenia.

Proces obliczeń wykonywanych według opisywanego algorytmu jest oczywiście bardzo żmudny i pracochłonny, szczególnie gdy wyniki mają być obliczone ze znaczną dokładnością, dla różnych wartości wstępnego napięcia S_0 i dla wielu wartości obciążenia \bar{P} , a także dla różnych kątów α nachylenia siły P . Z tego względu dla wykonania tych obli -

czeń opracowano program w języku realizacyjnym Algol 1204, a obliczenia wykonano na EMC Odra - 1204 w Ośrodku Obliczeniowym WSI. w Bydgoszczy. Dla następujących danych :

$$\alpha : = 0^{\circ}, 1^{\circ}, 2^{\circ}, 5^{\circ}, 10^{\circ}, 15^{\circ}, 20^{\circ}, 30^{\circ}, 45^{\circ}, 60^{\circ}, 75^{\circ}, 90^{\circ};$$

$$\frac{S_0}{EF} : = 0 \text{ co } 0.0001 \text{ do } 0.0010 \text{ oraz dla } 0.0020, 0.0050, 0.0100;$$

$$\frac{P_0}{EF} : = 0 \text{ co } 0.00005 \text{ do } 0.00100$$

Obliczono $\frac{X}{I}$ i $\frac{Y}{I}$, a następnie wartość całkowitego przemieszczenia

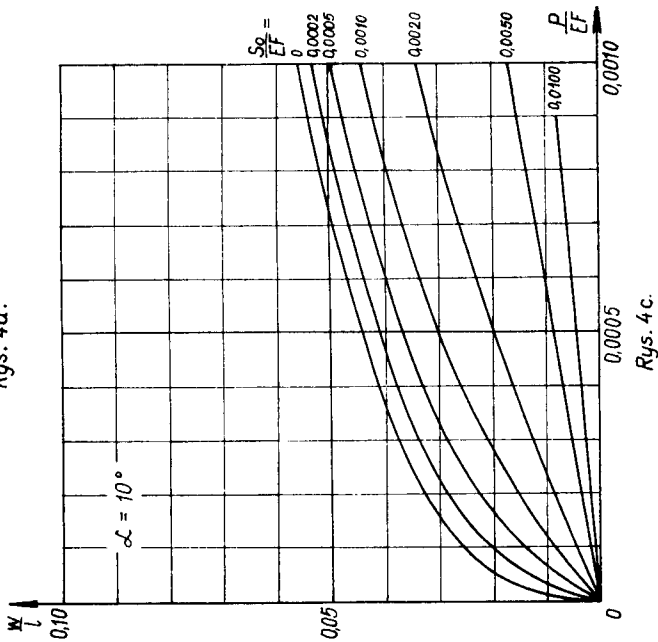
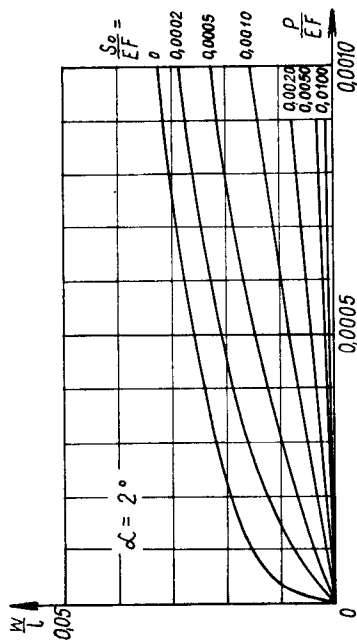
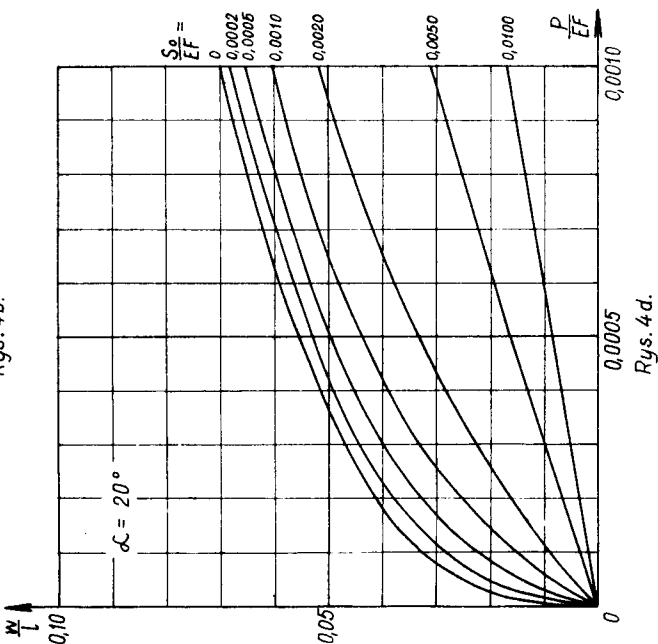
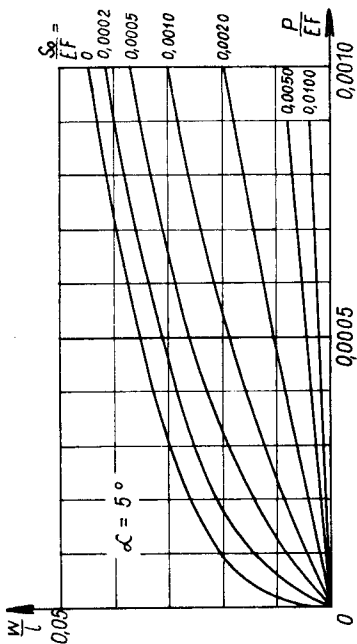
$$\frac{W}{I} = \sqrt{\left(\frac{X}{I}\right)^2 + \left(\frac{Y}{I}\right)^2}$$

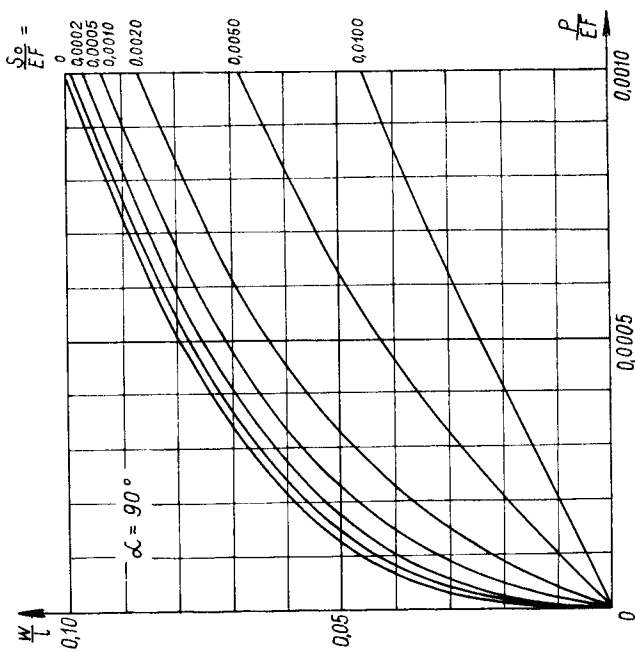
Dla każdych, kolejnych wartości zmiennych α , $\frac{S_0}{EF}$, $\frac{P_0}{EF}$ proces iteracyjny obliczeń został przerwany wówczas, gdy lewe strony układu równań (10) różniły się od zera o mniej niż ± 0.0000005 .

Na podstawie obliczonych wartości wykonano wykresy funkcji $\frac{W}{I} = f\left(\frac{P_0}{EF}\right)$ przedstawione na rys.4. Ponadto na rys.5 przedstawiono wykresy zależności między przemieszczeniem układu a wartością wstępnego napięcia, przy ustalonym kierunku obciążenia $\alpha = 90^{\circ}$, dla różnych wartości siły obciążającej.

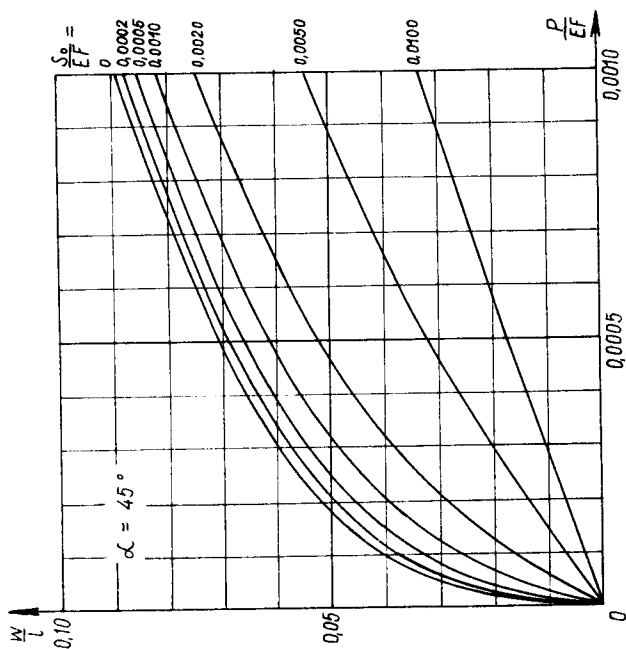
3. Wnioski końcowe

Rozpatrywany szczegółowo w p.2 układ jest bodajże najprostszym spośród wszystkich znanych układów o zdegenerowanych stopniach swobody. Jego główne cechy charakterystyczne są jednak podobne do własności innych układów tego typu, a w tym także do własności wiszących układów cięgien sprzężonych. W układach bardziej złożonych inaczej będą



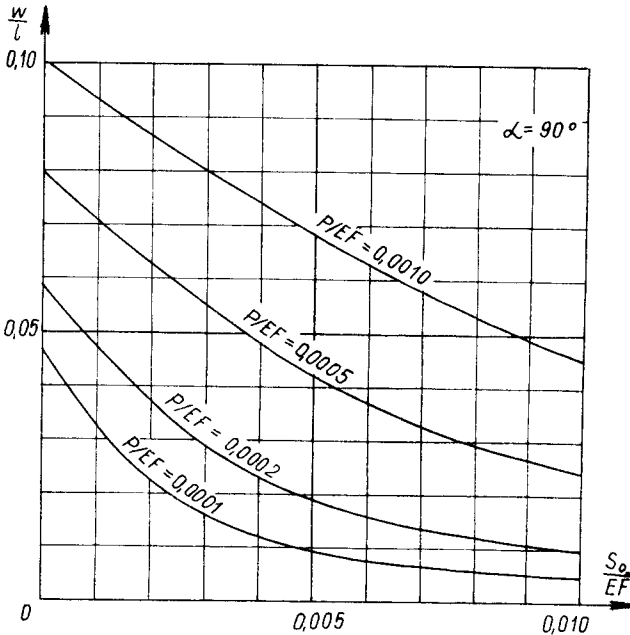


Rys. 4f.



Rys. 4e.

Rys. 4. Wykresy zależności między przemieszczeniem układu a jego obciążeniem, przy różnych kierunkach obciążenia i różnych wartościach wstępnej napięcia.



Rys.5 Wykresy zależności między przemieszczeniem układu a wielkością wstępnego napięcia przy $\alpha = 90^\circ$

się przedstawiały związki ilościowe, jednakże jakościowo związki pomiędzy przemieszczeniem układu a jego obciążeniem powinny być bardzo podobne, w zależności od wielkości wstępnego napięcia. Za słusznością tej tezy przemawia między innymi duże podobieństwo wykresów przedstawionych na rys.4 do wykre-

sów zamieszczonych w publikacji [3], gdzie rozpatrywano inny, lecz podobnego typu układ mechaniczny.

Analizując wyniki wykonanych obliczeń oraz wykresy przedstawione na rys.4 i rys.5, można stwierdzić, że dla geometrycznie nieliniowych układów posiadających zdegenerowane stopnie swobody :

a/ obciążenie o ustalonej wartości wywołuje tym większe przemieszczenie układu, im bardziej uogólniony kierunek obciążenia /kierunek sił, ich położenie, rozłożenie obciążenia/ zbliżony jest do kierunku zdegenerowanych stopni swobody;

b/ im większa jest wartość wstępnego napięcia układu w porównaniu do wielkości obciążenia, tym mniejsze wystąpią przemieszczenia, wywołane ustaloną wartością obciążenia, przy nie zmienionym jego po-

łożeniu i kierunku /rys.5/;

c/ im większa jest wartość wstępnego napięcia układu, tym bardziej zbliżona do liniowej jest zależność między wartością przemieszczenia a wartością obciążenia układu.

Literatura

1. Demidowicz B.P., Maron I.A.: Osnowy wycisliitelnoj matematiki.
2. Hajduk J.; Osiecki J.: Ustroje ciągnowe - teoria i obliczenie. Wyd. Nauk.-Techn., Warszawa 1970.
3. Kabat T.: Model analogowy płaskiego układu cięgien sprzężonych. Inżynieria i Budownictwo Nr 6/73.
4. Kabat T.: Własności płaskiego układu cięgien sprzężonych. Inżynieria i Budownictwo Nr 5/73.
5. Matysiak A.: Szttywność konstrukcji wiszących wstępnie napiętych. Inżynieria i Budownictwo Nr 12/1969..

RIGIDITY OF INITIALLY STRESSED ARRANGEMENTS OF DEGENERATED DEGREES OF FREEDOM

Summary

In the article there is analysed the effect of value of initially stressed arrangements for rigidity, which are geometrical non-linear and have degenerated degrees of freedom. The quantitative relation were derivated, the numerical calculation were realized and the results of these calculation were illustrated by the use of the diagrams for one of these arrangements.

On the ground of the results of these calculations, important final conclusions for arrangements of these calculations, formulated. These conclusions refer to initially stressed arrangements of tension members.

Rigidity of Initially Stressed Arrangements of Degenerated Degrees of Freedom.

ЖЁСТКОСТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫХ СИСТЕМ
С ВЫРОЖДЕННЫМИ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ.

Резюме

В работе рассмотрено влияние значения предварительного напряжения систем геометрически нелинейных с вырожденными степенями свободы на жёсткость этих систем. Для одного из наиболее простых примеров таких систем введены числовые соединения, проведены расчёты и проиллюстрированы результаты расчётов диаграммами.

На основании результатов этих расчётов сформулированы окончательные предложения, актуальные для всех систем этого типа, а также для предварительно напряженных тяговых систем.

Andrzej Fabiszewski
Edmund Lubieniecki

SKRZYNKOWY DŹWIGAR NIESYMETRYCZNY ZE STOPU ALUMINIUM

W artykule przeprowadzono analizę porównawczą pomiędzy aluminiową belką skrzynkową mostu suwnicowego wykonanego ze stopu aluminium PA-3/AlMg5MnCr/ a belką stalową ze stali St3SY. Do badań przyjęto suwnicę o nośności 30/5 T i rozpiętości $L = 30,0$ m.

1. Wstęp

1.1. Własności i zastosowanie stopów aluminium

Czyste aluminium odznacza się dużą odpornością na korozję, ale ze względu na małą wytrzymałość nie jest stosowane jako materiał konstrukcyjny. Do celów konstrukcyjnych nadają się jedynie stopy aluminium. W zależności od przeznaczenia rozróżnia się stopy odlewnicze /IA/ i stopy do przeróbki plastycznej /PA/. W budownictwie znajdują zastosowanie stopy PA-1 /AlMn/, wykazujące najwyższą odporność na korozję, które ze stopem PA-2 /AlMg/ stosowane są do pokryć dachowych, ścian osłonowych itp. Stop PA-3 oraz PA-4 /AlMgSi/ stosuje się do większości spawanych konstrukcji nośnych. Stopy PA-6 i PA-7

/AlCuMg/ oraz PA-9 /AlZnMg/ są odpowiednie do konstrukcji silnie obciążonych.

Przy obliczaniu dźwigara wykonanego ze stopu aluminium decydującą rolę odgrywa dopuszczalne ugięcie ze względu na trzykrotnie mniejszy moduł sprężystości aluminium w stosunku do stali. Wynika stąd wniosek, że względy wytrzymałościowe odgrywają drugorzędą rolę. Dlatego też zaleca się stosowanie stopów o niższej wytrzymałości. Brak bliższych danych dotyczących projektowania aluminiowych skrzynkowych mostów suwnicowych o niesymetrycznym ustawieniu szyny zarówno w literaturze krajowej, jak i zagranicznej wskazuje na potrzebę prowadzenia prac teoretyczno-badawczych w tym zakresie, celem uzyskania informacji odnośnie zalet i wad konstrukcji aluminiowych.

W podanym temacie przyjęto stop aluminium PA-3 /AlMg5MnCr/ podatny do przeróbki plastycznej, spawalny, o następujących własnościach mechanicznych [9] :

$$R_T = 25 \text{ kG/mm}^2; \quad Q_{02} = 16 \text{ kG/mm}^2 \text{ /po gorącym walcowaniu/;}$$

$$E = 700000 \text{ kG/cm}^2; \quad G = 270000 \text{ kG/cm}^2;$$

$$\mu = 0,3 \text{ - współczynnik Poissona;}$$

$$\alpha_t = 0,000023 \text{ - współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej;}$$

$$k = 950 \text{ kG/cm}^2 \text{ - naprężenie dopuszczalne na ściskanie, rozciąganie i zginanie;}$$

$$\gamma = 2,70 \text{ T/m}^3 \text{ - ciężar właściwy.}$$

Aluminium i jego stopy można spawać każdą znaną metodą; jednak szczególne zalety spawania pod osłoną argonu powoli wypierają inne metody, przy czym znane są dwa warianty spawania łukowego pod osłoną argonu, tj. elektrodą wolframową /TIG/ i elektrodą topliwą /MIG/.

2. Dobór i ustalenie wymiarów przekroju poprzecznego

Skrzynkowa konstrukcja z szyną umieszczoną nad ścianką pozwala na racjonalne wykorzystanie materiału, a szerokość belki w tym wypadku jest wystarczająca do rozmieszczenia i obsługi urządzeń mechanicznych i elektrycznych, które umieszcza się zazwyczaj wewnątrz belki.

Przy doborze przekroju poprzecznego kierować się należy w pierwszej kolejności warunkiem sztywności. Po ustaleniu obciążeń pionowych dla danej suwnicy, tj. ciężaru wózka, szyny, podestu, kabiny i mechanizmu jazdy, przyjmujemy:

ciężar własny dźwigara

$$G_{1,a} = \frac{\gamma_a}{\gamma_s} \cdot G_{1,s} = \xi \cdot G_{1,s} ; \quad \xi = \frac{2,70}{7,85} = 0,346; \quad (1)$$

współczynnik $\xi = 0,400$ przyjmujemy z uwagi na przewidywane większe wymiary elementów;

$G_{1,s}$ - ciężar dźwigara głównego ze stali wg [1],

$G_{1,a}$ - ciężar dźwigara głównego ze stopu aluminium,

γ_a, γ_s - ciężar właściwy stopu aluminium i stali.

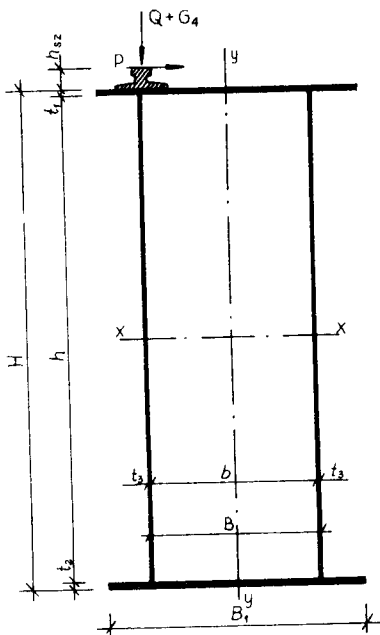
Wymiary przekroju poprzecznego /rys.1/;

Wysokość srodnika [5]

$$\frac{L}{H} \leq 18, \text{ stąd } H_{\min} = \frac{L}{18}; \quad (2)$$

Szerokość belki

$$\frac{L}{b} \leq 60, \text{ stąd } b \geq \frac{L}{60} \quad (3)$$



Rys.1

Grubość środników [10]

$$t_3 = 1,44 \cdot t_{3s}, \text{ przy czym } t_3 \leq \frac{h}{100} \text{ i } t_3 \geq \frac{h}{200}, \quad (4)$$

gdzie:

t_{3s} - grubość środnika skrzynkowego dźwigara stalowego;

Grubość pasa górnego

$$t_{1s} = 1,44 \cdot t_{1s},$$

gdzie:

$t_{1s} = \frac{1,2 M_{\max}}{B_1 \cdot H \cdot K}$ - grubość pasa górnego skrzynkowego dźwigara stalowego wg [6].

3. Momenty zginające, siły poprzeczne i momenty skręcające

Wartości statyczne należy ustalać według kojarzenia I, II i III [10], natomiast współczynniki dynamiczne przyjęto na podstawie opracowania CBKM [7]. Szczegółowe omówienie wzorów podane między innymi w pracy autorów [2].

Sumaryczne momenty zginające, siły poprzeczne i momenty skręcające:

$$\begin{aligned} M_x^I &= M_1 + M_2 + /1 + d_{\max}/ M_3, \\ M_x^{II} &= /1 + \gamma_m/ M_1 + /1 + \gamma_w/ M_2 + /1 + d/ M_3 + M_4, \\ M_x^{III} &= /1 + \gamma_m/ M_1 + /1 + \gamma_w/ M_2 + /1 + d/ M_3, \\ M_y^{II} &= 0,1 /M_2 + M_3/, \\ M_y^{III} &= \frac{1}{7} /M_1 + M_2 + M_3/, \\ Q_x^I &= Q_1 + Q_2 /1 + d_{\max}/ Q_3, \\ Q_x^{II} &= /1 + \gamma_m/ Q_1 + /1 + \gamma_w/ Q_2 + /1 + d/ Q_3 + \frac{M_4}{L}, \\ Q_x^{III} &= /1 + \gamma_m/ Q_1 + /1 + \gamma_w/ Q_2 + /1 + d/ Q_3, \end{aligned} \quad (5)$$

$$M_{S_1} = \frac{Q}{4} / \frac{b}{2} + \frac{t_3}{2}; \quad M_{S_2} = \frac{G_4}{4} / \frac{b}{2} + \frac{t_3}{2},$$

$$M_{S_3} = \frac{Q + G_4}{28} / \frac{h}{2} + t_1 + h_s /,$$

$$M_{S_4} = \frac{Q + G_4}{40} / \frac{h}{2} + t_1 + h_s /; \quad M_{S_5} = G_3 \cdot r,$$

$$M_S^I = /1 + d_{\max} / M_{S_1} + M_{S_2} + M_{S_5},$$

$$M_S^{II} = /1 + d / M_{S_1} + /1 + \varphi_w / M_{S_2} + M_4 + /1 + \varphi_m / M_{S_5},$$

$$M_S^{III} = /1 + d / M_{S_1} + /1 + \varphi_w / M_{S_2} + M_{S_3} + /1 + \varphi_m / M_{S_5}.$$

Sumaryczne naprężenie normalne w pasach

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y \leq k.$$

Największe naprężenia tnące w ściance belki od zginania w płaszczyźnie pionowej i skręcania

$$\tau = \tau_x + \tau_s = \frac{Q_x}{2ht_3} + \frac{M_s}{2At_3} \leq k_t, \quad (6)$$

gdzie:

$$A = H_0 \cdot B_0$$

- przekrój obejmujący średnią linię zamkniętego profilu,

$$t_3$$

- grubość ścianki środka,

$$M_1, M_2, M_3, M_4$$

- pionowe momenty zginające od ciężaru stałego, ciężaru wózka, ciężaru podnoszonego i hamowania wózka,

$$Q_1, Q_2, Q_3$$

- pionowa siła poprzeczna od obciążenia stałego, ciężaru wózka i ciężaru podnoszonego,

$$\varphi_m, \varphi_w, d, d_{\max}$$

- współczynnik dynamiczny ruchów torowych mostu, ruchów torowych wózka, przeciętny i maksymalny współczynnik dynamiczny,

$$M_{S_1}, M_{S_2}, M_{S_3}, M_{S_4}, M_{S_5}$$

- moment skręcający od ciężaru podnoszonego, od ciężaru wózka, od sił hamowania mostu,

od sił bocznych jazdy wózka i od ciężaru kabiny,

r - odległość zawieszenia kabiny od środka ciężkości dźwigara.

3.1. Wymagany moment bezwładności dźwigara

Wymagany moment bezwładności dźwigara ustalamy z warunku dopuszczalnego ugięcia. Pod działaniem ciężaru wózka G_4 i przeciążenia o 10 % udźwigu nominalnego $/Q_1/$ przy najbardziej niekorzystnym ustawieniu winien być spełniony warunek [11] :

$$f_x \leq f_{dop} ; \quad f_x \leq \frac{1,10 L}{700} . \quad (7)$$

Pionową strzałkę ugięcia bez uwzględnienia skosów możemy wyznaczyć z wzoru

$$f_x = \frac{/Q_1 + G_4/ /L - a/ 3L^2 - /L - a/^2}{192 E J_x} , \quad (8)$$

stąd

$$J_{x_{min}} = \frac{/Q_1 + G_4/ /L - a/ 3L^2 - /L - a/^2}{192 E \cdot f_{dop}} .$$

Uwzględniając zmienność momentów bezwładności dźwigara dla projektowanych zazwyczaj długości skosów $c = 0,15 L$ należy zwiększyć rzeczywisty moment bezwładności o współczynnik

$$J_{x_{min}}^{/s/} = \omega \cdot J_{x_{min}} , \quad (9)$$

gdzie: $\omega = 1,20$ - współczynnik zwiększający,

$J_{x_{min}}^{/s/}$ - wymagany minimalny moment bezwładności z uwzględnieniem skosów,

L, a - rozpiętość suwnicy i podłużny rozstaw wózka.

3.2. Obliczenie belki podłużnej na siły poziome

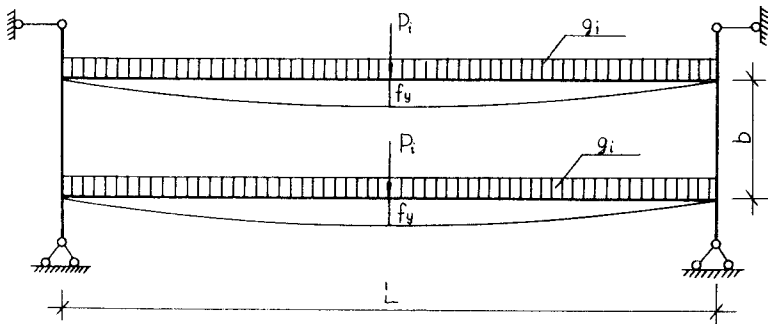
W stosunku do obciążeń poziomych dźwigar główny nie zachowuje się jak element na dwóch podporach przegubowych. Jest on sztywno połączony ze skrajnymi belkami /czołownicami/, co jest nieodzwonne dla normalnej pracy dźwigara. W ten sposób dźwigar przedstawia w rzucie ramę poddaną działaniu sił poziomych.

Pozioma strzałka ugięcia. Według zaleceń CBKM Bytom [7] pozioma strzałka ugięcia nie powinna przekraczać wielkości

$$f_y \leq \frac{1}{2500} L, \quad (10)$$

natomiast według zaleceń M.M.Gochberga [3]

$$f_y \leq \left[\frac{1}{1700} \div \frac{1}{2000} \right] / L. \quad (11)$$



Rys. 2

Dla schematu statycznego podanego na rys.2 przyjmujemy wielkość ugięcia f_y wg wzoru:

$$f_y = \frac{L^3}{16 EJ_y} \left[\frac{P_1}{3} + \frac{5 \cdot g_1}{24} L - \frac{3 P_1 + 2 g_1 \cdot L}{4 \left[\frac{b}{L} + 3 \right]} \right], \quad (12)$$

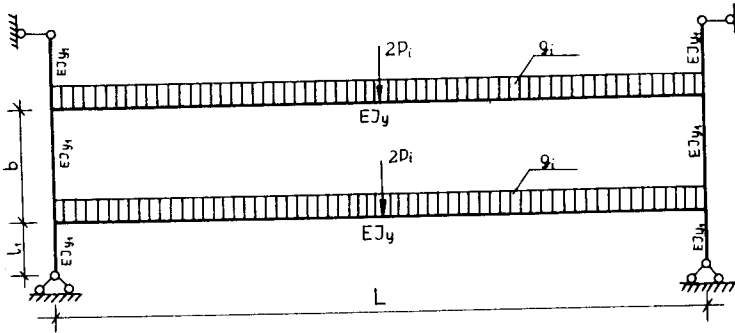
gdzie: $P_1 = \frac{1}{7} \cdot P$ - pozioma siła od ciężaru wózka z obciążeniem,

$g_1 = \frac{1}{7} \cdot q$ - obciążenie poziome od ciężaru mostu,

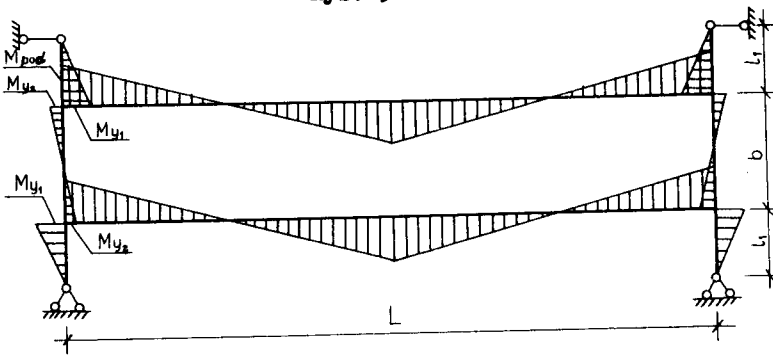
$\eta = \frac{b J_y}{J_{y/cz/}}$ - stosunek momentu bezwładności dźwigara głównego do czołownicy,

b - szerokość toru wózka.

Moment podporowy zginający w miejscu zamocowania belki głównej z czołownicą obliczamy według umownego schematu obliczeniowego /rys. 3/, zobrazonego wykresem momentów /rys.4/



Rys. 3



Rys. 4

$$\sigma_y = \frac{M_p \cdot x}{J_y}, \quad (13)$$

$$M_p = \frac{0,25 \cdot g_1 \cdot L^2 + 0,75 P_1 L}{L \left[0,51 \frac{J_{v/cz/}}{l_1} + 0,6 \frac{J_{v/cz/}}{b} \right]} \quad (14)$$

gdzie:

b, l_1, L - według oznaczeń na rys.4.

3.3. Przepony poprzeczne w dźwigarze podłużnym

W mostach suwnicowych skrzynkowych z szyną umieszczoną nad łożyskami zaleca się stosowanie usztywnień poprzecznych /przepon/ w odległości

$$a = \frac{1}{10} L - \frac{1}{14} L \quad (15)$$

Moment skręcający wywołany jest pionowym naciskiem koła na szynę i wynosi

$$M_B = P \cdot X_B \quad (16)$$

Normalne naprężenia od momentu skręcającego, dzięki dużym wymiarom przekroju poprzecznego, są tak małe /2 - 3 %/, że można je pominąć, przy czym wielkość mimośrodowa ma wpływ jedynie na dodatkowe naprężenia styczne.

Belkę rozpatrujemy jako skręcaną, jednoprzęsłową, sztywno połączoną z czołownicami. Belka nie jest idealnie sztywna, wobec czego uwzględniono pewien sprężysty moment zamocowania.

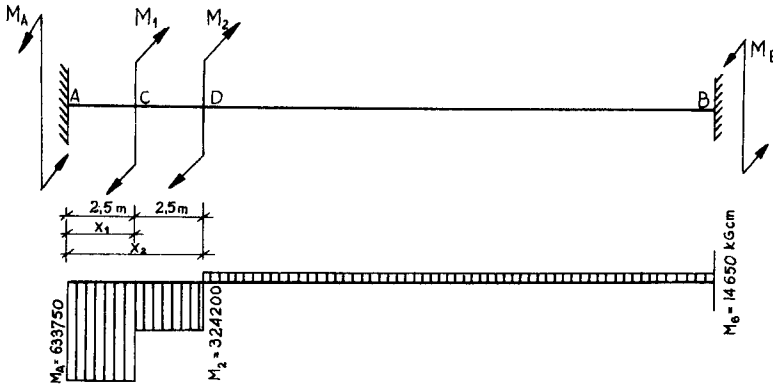
Uwzględniając dynamiczny charakter obciążenia, na szynę działa sprężona para sił

$$P = \frac{G_4}{4} / 1 + \varphi_w + \frac{Q}{4} / 1 + d / , \quad (17)$$

gdzie:

G_4, Q, φ_w, d - według oznaczeń takich, jak w rozdziale 3.

Maksymalny moment skręcający działający na przepone powstanie od najniekorzystniejszego ustawienia wózka /rys.5/.



Rys. 5

Moment powodujący skręcanie belki

$$M_1 = M_2 = P \cdot X_0$$

$$-M_A + M_1 + M_2 - M_B = 0 \quad (18)$$

$$\varphi_B = 0 \text{ - kąt skręcania przekroju B,}$$

$$\varphi_{B1} = \frac{M_1 \cdot X_1}{G \cdot J_{o1}}, \quad (19)$$

$$J_o = J_x + J_y, \quad (20)$$

$$\varphi_{B2} = \frac{M_2 \cdot X_2}{G \cdot J_{o2}}, \quad (21)$$

$$\varphi_{BB} = -\frac{M_B \cdot L}{G \cdot J_{o3}}, \quad (22)$$

więc

$$\varphi_B = \varphi_{B1} + \varphi_{B2} + \varphi_{BB} = 0; \quad (23)$$

wstawiając za φ poszczególne wartości $\frac{M \cdot X}{G \cdot J}$ otrzymany wartość

$$M_B \text{ i następnie z równania (18) } M_A = M_1 + M_2 - M_B,$$

gdzie:

$J_{O_1}, J_{O_2}, J_{O_3}$ - biegunowe momenty bezwładności w przekroju B, C i D,

$\varphi_B, \varphi_{B_1}, \varphi_{B_2}$ - kąty obrotu w przekroju B, C i D.

Następnie określamy środek ciężkości zginania i geometryczną charakterystykę poprzecznego przekroju belki względem osi x i y wyznaczając naprężenia normalne i styczne /wzór 6/. Oprócz naprężeń normalnych od swobodnego czystego zginania należy uwzględnić również normalne naprężenia powstałe wskutek zginania skrępowanego.

Łączne największe naprężenie normalne w pasie wynosi:

$$\sigma = \sigma_z / 1 + 1,75 \frac{B}{Y}, \quad (24)$$

gdzie:

$$\sigma_z = \frac{P \cdot x}{2 BH \cdot t_1} = \text{naprężenie od zginania swobodnego.}$$

Naprężenia normalne powstałe wskutek ograniczonego zginania zwiększają ogólne naprężenie w belce o 10 %. W związku z tym, że odległość mimośrodowego przyłożenia obciążenia X_B nie wpływa na wielkość momentów zginających i odpowiadających mu naprężeń normalnych, a naprężenia styczne w każdym wypadku są o wiele mniejsze od dopuszczalnych, dlatego też szerokość belki może być zmieniana w zależności od potrzeb wyposażenia w urządzenia mechaniczno-elektryczne i możliwości ich obsługi.

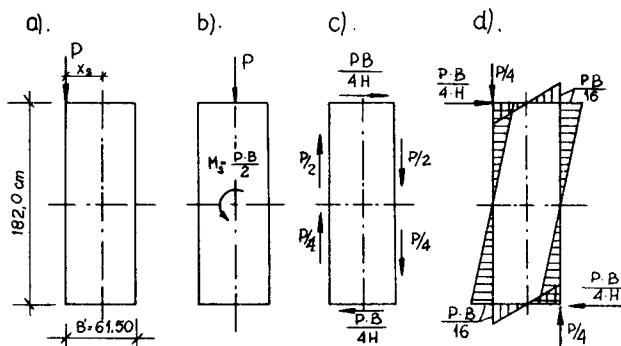
Przepony powinny zabezpieczyć geometryczną niezmiennosć poprzecznego przekroju belki. W przybliżeniu naprężenie zginające w przeponie można wyznaczyć w sposób następujący :

Jeżeli symetryczna przepona poddana jest mimośrodowo przyłożonej sile P i momentowi skręcającemu $M_B = \frac{PB}{2}$, to na obwodzie przepony powstaną siły tak jak pokazano na rys.6. Wówczas od momentu skręcającego powstaną na ściankach pionowych T_V i poziomych T_H siły

$$T_V = \frac{M_B}{2F} H = \frac{P}{4}, \quad (25)$$

$$T_H = \frac{M_B}{2F} B = \frac{PB}{4H}. \quad (26)$$

Te siły, łącznie z mimośrodowo przyłożoną siłą P , dają układ sił pokazanych na rys. 6d.



Rys. 6

Największe naprężenia zginające w węzłach wynoszą

$$M = \frac{P \cdot B}{16}. \quad (27)$$

W celu sprawdzenia naprężenia w przekroju przepony możemy przyjąć szerokość współpracującą blachy 20 t_3 . Jeżeli sztywność przepony jest niewystarczająca, wówczas przepona może ulec deformacji.

Wielkość pionowego przesunięcia obu ścianek pod wpływem siły P wynosi :

$$f = \frac{P B^3}{96 E J} / 1 + \frac{H}{B} / , \quad (28)$$

gdzie: $E J$ - sztywność giętna przepony.

Dopuszczalne ugięcie przepony można przyjąć w granicach

$$f_{\Delta \text{ dop}} = /0,001 - 0,02/ B.$$

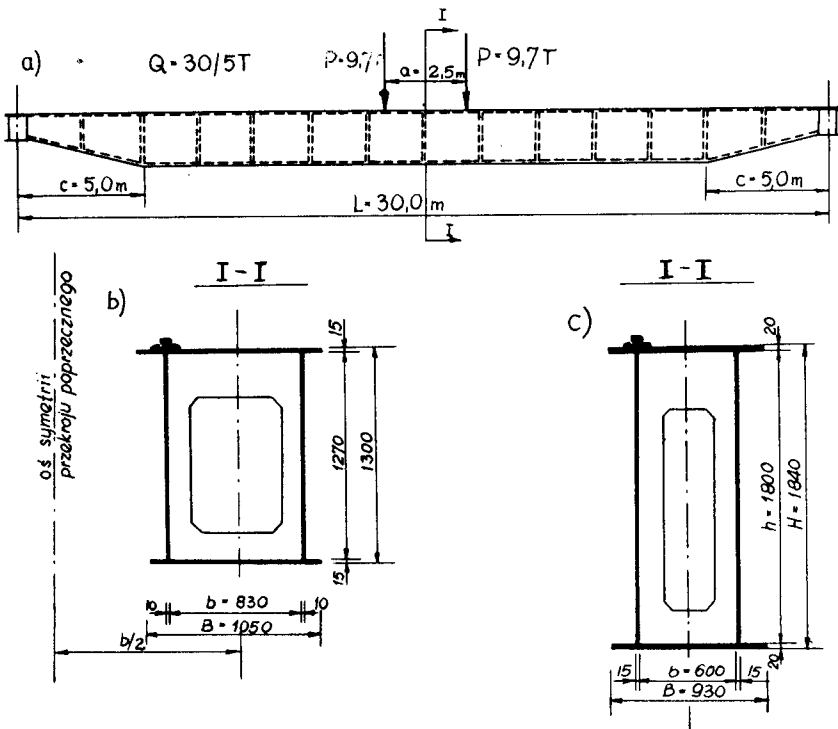
4. Wyniki uzyskane z przykładów obliczeń

W celu porównania wad i zalet dźwigarów skrzynkowych wykonanych ze stopu aluminium z analogicznym dźwigarem stalowym autorzy przeprowadzili analizę statyczno-wytrzymałościową mostu suwnicowego o udźwigu 30/5 T dla tej samej rozpiętości i obciążenia.

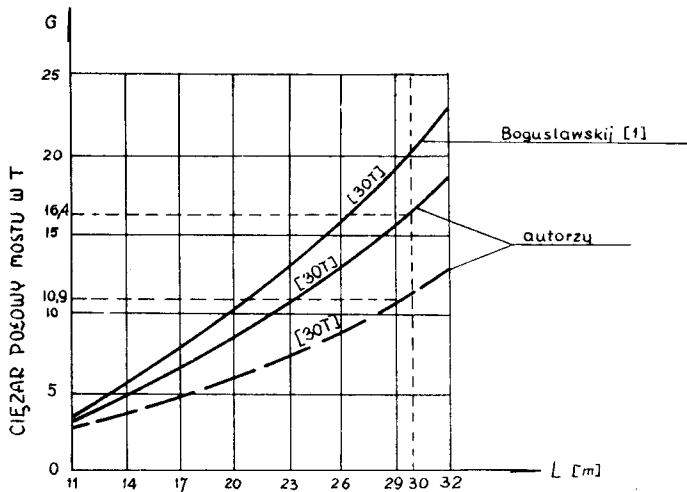
Przyjęto następujące dane :

Q	= 30/5 T	- udźwig suwnicy z wciągiem pomocniczym,
L	= 30,0 m	- rozpiętość mostu,
$P_1 = P_2$	= 9,75 T	- nacisk na koło wózka /łącznie z ciężarem wózka/,
G_2	= 2000 kG	- ciężar mechanizmu jazdy,
G_3	= 800 kG	- ciężar kabiny,
G_4	= 9000 kG	- ciężar wózka,
b	= 2,20 m	- osiowy rozstaw poprzeczny dźwigarów głównych,
a	= 2,40 m	- rozstaw kół w kierunku podłużnym,
k	= 950 kG/cm ²	- naprężenie dopuszczalne na zginanie, rozciąganie i ściskanie stopu PA-3 /AlMg5MnCr/

Na rys. 7a, b i c przedstawiono przekrój poprzeczny i podłużny skrzynkowego dźwigara mostu zaprojektowanego ze stopu aluminium oraz konstrukcji stalowej [2]. Załączony wykres /rys.8/ przedstawia zależności ciężaru /połowy mostu/ od rozpiętości belki stalowej i aluminiowej w nawiązaniu do wartości podanych przez innych autorów [1] .



Rys.7 a/ belka podłużna mostu, b/ przekrój belki stalowej ze stali ST35S, c/ przekrój belki aluminiowej ze stopu PA-3/AlMg5MnCr/



Rys.8 ————— element stalowy
 - - - - - element ze stopu PA-3/AlMg5MnCr/

W tabelicy 1 i 2 zestawiono wyniki i porównano dźwigar wykonany ze stopu PA-3 i ze stali St3SY

Tabelica 1

Wielkości charakterystyczne dźwigara aluminiowego i stalowego

Wielkości charakterystyczne dźwigara	Dźwigar stalowy	Dźwigar aluminiowy
H - wysokość dźwigara w mm	1300	1840
h - wysokość środników w mm	1270	1800
b - rozstaw środników w mm	830	600
B - szerokość pasów w mm	1050	930
t_1 - grubość pasa górnego w mm	15	20
t_2 - grubość pasa dolnego w mm	15	20
t_3 - grubość środnika w mm	10	15
F - pole przekroju w cm^2	569	912
J_x - moment bezwładności w cm^4	1854500	4519124
J_y - moment bezwładności w cm^4	815100	778701
W_{xg} - wskaźnik wytrzymałości w cm^3	27600	49100
W_{xd} - wskaźnik wytrzymałości w cm^3	26300	49100
W_x - wskaźnik wytrzymałości lewego środnika w cm^3	16500	16720
W_{yp} - wskaźnik wytrzymałości prawego środnika w cm^3	14600	16720
G_1 - ciężar 1 dźwigara w kg	15023	9920
G_p - ciężar poprzeczniczy w kg	1370	1040
G_o - ciężar całkowity mostu w kg	32786	21920

Analiza ekonomiczna

Tabelica 2

Dźwigar	Nośność Q w T	Przekrój F w cm^2	Ciężar G_o w T	Różnica ^{1/} w kosztach %	Oszczędność w ciężarze %
stalowy	30	569	32786	100	100
aluminiowy	30	912	21920	468	67

1/ Do określenia kosztów przyjęto, że 1 T konstrukcji ze stopu aluminium jest 7-krotnie droższa od 1 T konstrukcji ze stali.

4.1. Wnioski dotyczące danych zawartych w tablicach 1 i 2

4.1.1. Przy projektowaniu mostów suwnicowych winny być spełnione trzy zasadnicze warunki:

- a/ warunek wytrzymałości,
- b/ warunek sztywności,
- c/ warunek stateczności.

W mostach suwnicowych wykonanych ze stopów aluminium decydującą rolę odgrywa warunek sztywności. O dominującej roli warunku sztywności w konstrukcjach aluminiowych decyduje, jak wiadomo, trzykrotnie mniejszy moduł sprężystości podłużnej aluminium w stosunku do stali. Jeżeli dla belki aluminiowej przyjmiemy taką samą wartość ugięcia dopuszczalnego, jak dla stalowej, wówczas

$$\frac{J_a}{J_s} = \frac{E_s}{E_a} = 3.$$

Taki stosunek momentów bezwładności wymaga zwiększenia wysokości belki aluminiowej w porównaniu z belką stalową o około 1,5 raza.

Z powyższego wynika wniosek, że stosowanie stopów aluminium o dużej wytrzymałości, np. PA-9 /AlZnMg/ o $Q_r = 55 \text{ kg/mm}^2$ jest niecelowe, z uwagi na nie wykorzystane naprężenia. Dlatego też należy przyjmować stopy o mniejszej granicy plastyczności, jak np. PA-3 o $Q_r = 16 \text{ kg/mm}^2$.

4.1.2. Stosunek wysokości przekroju belki aluminiowej do stalowej

$$\frac{H_a}{H_s} = 1,40 \text{ tzn.}, \text{ że belka aluminiowa jest wyższa od stalowej o } 40\%.$$

4.1.3. W konstrukcjach aluminiowych wymagane są większe grubości elementów, ze względu na zachowanie stateczności. Grubość środnika i

pasów powinna wynosić:

$$t_a = 1,44 \cdot t_s \text{ oraz } \frac{F_a}{F_s} = 1,6 ,$$

z czego wynika, że przekrój poprzeczny belki aluminiowej $/F_a/$ jest przeszło półtorakrotnie większy od przekroju belki stalowej $/F_s/$, chociaż obydwie mają tę samą rozpiętość i pracują na takie samo obciążenie.

4.1.4. Ciężar mostu aluminiowego jest mniejszy od ciężaru mostu stalowego o 33 % przy czym - stosując specjalne profile - można uzyskać oszczędność na ciężarze w stosunku do konstrukcji stalowej od 40 ÷ 60 %.

4.1.5. Według obowiązujących norm pionowe ugięcie mostu od ciężaru ruchomego nie powinno przekraczać $\frac{L}{700}$ lub zgodnie [8] $\frac{L}{500}$ dla obciążenia całkowitego.

Przeprowadzone ostatnio w ZSRR [3] najnowsze badania wskazują na możliwość zwiększenia dopuszczalnego ugięcia mostów suwnicowych. Badania dynamicznej sztywności belek aluminiowych wykazują, że ich logarytmiczne dekrementy tłumienia drgań są prawie dwukrotnie większe niż w stalowych. Znaczy to, że przy jednakowej statycznej sztywności stalowych i aluminiowych belek czas tłumienia drgań tych ostatnich będzie znacznie mniejszy. Zakładając jednakowy czas tłumienia drgań własnych można zmniejszyć statyczną sztywność belek aluminiowych. Zamiast dopuszczalnego statycznego ugięcia mostu od obciążenia ruchomego $f \leq \frac{L}{700}$ zaleca się przyjmować dla mostów aluminiowych $f \leq \frac{L}{500}$. W tym przypadku moment bezwładności przekroju aluminiowego byłby tylko około dwukrotnie większy od stalowego, a zwiększenie wysokości belek aluminiowych w porównaniu ze stalowymi nie przekroczyłoby 25 %.

Powyższe zalecenia pozwalają na zastosowanie mniejszego przekroju poprzecznego dźwigara i ciężaru konstrukcji oraz dają możliwość zastosowania stopów o większej wytrzymałości, zapewniając wykorzystanie naprężeń.

Literatura

1. Boguslawski P.E.: Metalliczeskie konstrukcje gruzopodziemnych maszyn i сооруżeń. Maszgiz, Moskwa 1961.
2. Fabiszewski A., Lubieniecki E.: Sztywność stalowych mostów suwnicowych typu skrzynkowego /Zeszyty Naukowe Politechniki Szczecińskiej Nr 110, Budownictwo 1970. 9./.
3. Gochberg M.M.: Metalliczeskie konstrukcje podiemo transportnych maszyn. Gosizdat, Moskwa 1969.
4. Koepf A.H.: A review of aluminium cranes. Iron and Steel Engineer, March 1959.
5. Kublanow N.P., Springer J.E.: Stroitielnaja mechanika i metalliczeskie konstrukcje kranow. Izdat, Kijew 1968.
6. Lubieniecki E.: Sztywność stalowych mostów suwnicowych wstępnie sprężonych. Monografia, Zeszyty Naukowe, Wyższej Szkoły Inżynierskiej, Budownictwo Nr 5, Bydgoszcz 1973.
7. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe mostów suwnic typowych zmodernizowanych. Dział St.Labor.Ustr.Nośn. cz.I i II. CBKM Bytom, lipiec 1972.
8. PN-64/B-03220, Konstrukcje aluminiowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Warszawa 1961.
9. PN-65/M-06510-16, Dźwignice. Obliczenia i projektowanie stalowych ustrojów dźwignic. Warszawa 1966.
10. PN-66/M-45453, Suwnice pomostowe ogólnego przeznaczenia i odlewnicze dwudźwigarowe z wciągarkami. Warszawa 1967.
11. Poradnik inżyniera mechanika t.II, Warszawa 1969.

ASYMETRICAL BOX GRIDER OF ALUMINIUM ALLCY

Summary

There has been made the comparative analysis between aluminium alloy box grider of crane bridge made of aluminium alloy PA - 3 /AlMg₅MnCr/ and steel grider of steel St3SY.

To the investigation there has been applied the crane of carrying capacity 30/5 T and spane L = 30,0 m.

КОРОБЧАТАЯ НЕСИММЕТРИЧНАЯ НЕСУЩАЯ
БАЛКА ИЗ АЛЮМИНИЕВОГО СПЛАВА.

Резюме

Проведен сравнительный анализ между алюминиевой коробчатой несущей балкой кранового моста сделанного из алюминиевого сплава PA-3 /AlMg₅MnCr/ и стальной балкой из стали St3SY.

Для исследования был взят кран с подъемной силой 30/5 Т и пролётом L = 30,0 м.

Władysława Kujawska

Edward Kujawski

POLIGONIZACJA TECHNICZNA
Z DODATKOWYM CIĄGIEM KĄTOWYM

Artykuł zawiera opracowanie teoretyczne oraz przekład liczbowy rozwiązania ciągu poligonowego, w którym dodatkowo wprowadzono przez niektóre punkty ciąg kątowy. Ta nieco pracochłonna konstrukcja ma na celu pomniejszenie wielkości błędów poprzecznych i może mieć zastosowanie przy zakładaniu ciągów poligonowych instrumentami typu Redta 002 lub BRT 006.

1. Wstęp

Do stosowanych metod pomiarowych wyznaczenia położenia punktów w układzie współrzędnych prostokątnych XY należą między innymi ciągi poligonowe, łańcuchy mikrotriangulacji oraz czworoboków geodezyjnych. Osnowy te, szczególnie nadające się do zakładania na obiektach wąskich i długich, dobierane są do realizacji pod kątem uzyskania wymaganej dokładności wyznaczenia położenia punktu, posiadanych przyrządów, kształtu powierzchni jaką te punkty pokrywają oraz wa-

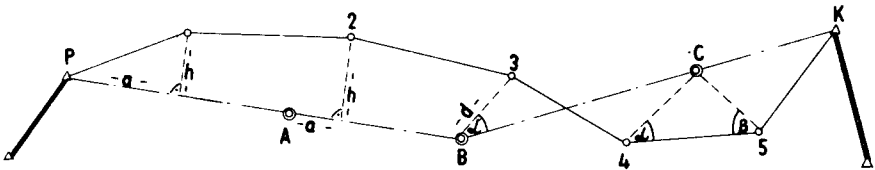
runków topograficznych umożliwiających najbardziej precyzyjne i łatwe przeprowadzenie pomiaru. Podstawowe znaczenie dla obiektów o wydłużonym kształcie ma także "gęstość" wyznaczanych punktów /ilość punktów na 1 km długości ciągu/ oraz często z góry narzucony sposób ich rozmieszczenia. Przyniesione charakterystyki mają szczególnie duży wpływ na wybór koncepcji osnowy.

Wiadomym jest, że spośród stosowanych rozwiązań pomiarowych na obiektach o wydłużonym kształcie najprostszą jest metoda ciągów poligonowych. Jej zalety, wynikające z prostoty pomiaru i obliczeń /przy założeniu przybliżonych metod wyrównania/ stają się problematyczne, gdy pomiaru trzeba dokonać na terenach zarosłych i o urozmaiconej konfiguracji. Wspomniana "gęstość punktów", dająca dużą ilość boków między punktami nawiązania, a co się z tym wiąże - dużą ilość kątów załamania, może spowodować, że średni błąd wyznaczenia współrzędnej w kierunku poprzecznym do przebiegu ciągu będzie większy od dopuszczalnej tolerancji. Stwierdzenie powyższego dyskwalifikowałoby metodę ciągów poligonowych jako sposób rozwiązania zagadnienia.

Artykuł niniejszy, przy wyjściu z założenia, że dążenie do zakładania ciągów poligonowych jest ekonomicznie słuszne, stanowi ponowne istniejących już propozycji rozszerzenia ilości pomiarów kątowych w ciągu poligonowym tak, by w efekcie przeprowadzonego pomiaru i obliczeń uzyskać wyższą dokładność wyznaczenia położenia punktu w kierunku poprzecznym do linii przebiegu ciągu. Koncepcja rozwiązania zakłada, że w ciągu w przybliżeniu prostoliniowym wpływ na wielkość błędu poprzecznego położenia punktu mają jedynie błędy pomiaru kątów.

2. Warunki terenowe i schemat rozwiązania

Założmy, że w wyniku wywiadu terenowego zdecydowano, iż najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem prowadzącym do wyznaczenia współrzędnych X, Y , będzie przeprowadzenie ciągu poligonowego. Ze wstępnej analizy dokładnościowej niech wynika, że spora ilość punktów, przy klasycznym rozwiązaniu poligonowym, posiada błędy wychylenia poprzecznego większe od dopuszczalnych. Załóżmy także, że założenie jakiegokolwiek innego ciągu poligonowego, z którego w drugiej kolejności wyznaczono by współrzędne badanych punktów /np. metodą domiarów prostopadłych, biegunową, wcięć kątowych w rys.1/ jest zdecydowanie bardziej pracochłonne od założenia ciągu bezpośrednio łączącego te punkty.



Rys. 1

Z doświadczeń polowych wiadomo, że zadaniem najprostszym jest uzyskanie lub wyszukanie wizury dla pomiaru kierunku /mowa tu o wąskim prześwicie, a nie takim, który umożliwiłby pośredni pomiar długości, np. metodą paralaktyczną/. W związku z tym istnieje duża łatwość założenia ciągu, w którym dadzą się pomierzyć same kąty załamania. Jeżeli ciąg taki przebiegać będzie przez kilka punktów ciągu wyznaczonego przez punkty badane, to łączne rozwiązanie powstałego układu doprowadzi do podwyższenia dokładności wyznaczenia położenia punktów.

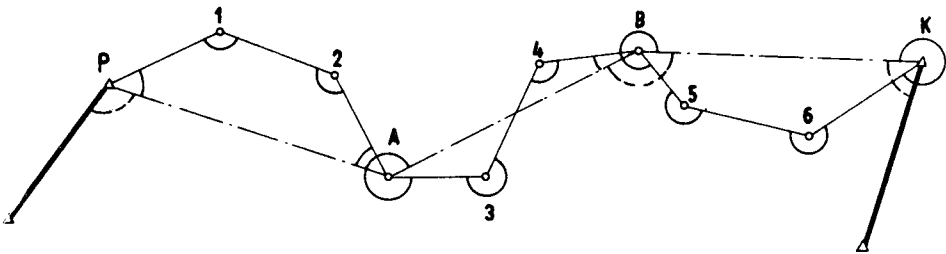
Rozwiązanie przedstawionej propozycji przedstawia się zatem następująco /rys.2/ :

a/ między punktami nawiązania ciągu P i K należy wybrać takie punkty A, B, C ..., które dadzą możliwość pomiaru ciągu wyłącznie kąтового;

b/ przygotować odcinki łączące wyznaczone punkty 1, 2, 3 do założenia między nimi klasycznego ciągu poligonowego, łącznie z liniami łączącymi najbliższe punkty badane z punktami ciągu kąтового /np. 4-A, A-5/;

c/ wykonać pomiar zgodnie z rys.2, przy użyciu przyrządów zapewniających uzyskanie dokładności zawartych w narzuconej tolerancji a określonych przy pomocy wstępnej analizy dokładnościowej;

d/ przeprowadzić rozwiązanie sieci w oparciu o podany w dal - szym ciągu pracy sposób wyrównania przybliżonego.

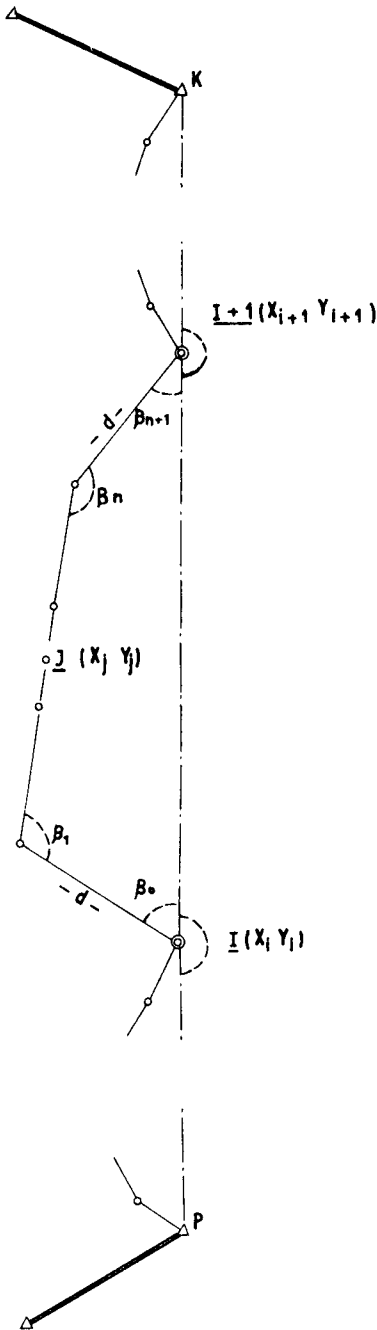


Rys. 2

3. Charakterystyka elementów i ogólne zasady przybliżonego wyrównania

W celu bliższego określenia warunków geometrycznych oraz przybliżonego sposobu rozwiązania układu można wprowadzić następujące oznaczenia i określenia /rys.3/ :

a/ nazwijmy ciąg P-A-B-... K ciągiem pierwszorzędym /oznaczone podwójnymi kółkami/, w którym pomierzono kąty \mathcal{L}_1 ; ilość punktów tego ciągu niech wynosi M,



Rys. 3

b/ punkty 1,2,3,... nazwijmy drugorzędnymi /oznaczone pojedynczymi kółkami/; tworzą one klasyczne ciągi poligonalne między punktami pierwszorzędnymi/np. P-A, A-B .../: przez d_j oznaczmy zmierzone boki tego ciągu, natomiast kąty przez β_j , założmy także, że każdy ciąg drugorzędny składa się z n_j punktów, a liczba wszystkich punktów drugorzędnych układu wynosi $N = \sum n_j$.

Zadania wyznaczenia współrzędnych prostokątnych punktów ciągu pierwszorzędnego $X_i Y_i$ oraz drugorzędnego $X_j Y_j$ dokonać można na drodze przybliżonego wyrownania w czterech etapach tworzących dwie grupy wyrównawcze: a/ kątowe i b/ liniowe. Obejmują one kolejno: A/ wyrównanie kątów ciągu pierwszorzędnego i obliczenie jego azymutów, B/ wyrównanie kątów ciągu drugorzędnego - obliczenie azymutów - obliczenie przyrostów współrzędnych między początkiem i końcem tych ciągów oraz odległości łączącej te punkty, C/ obliczenie wyrównanych współrzędnych punktów ciągu pierwszorzędnego $X_i Y_i$ w oparciu o uprzednio obliczone azymuty i boki stanowiące odległości między początkowymi i końcowymi punktami ciągów drugorzędnych, D/ obliczenie wyrówna -

nych współrzędnych ciągu drugorzędnego X_j Y_j w oparciu o przyjęte za bezbłędne współrzędne punktów ciągu pierwszorzędnego.

Przedstawione etapy rachunku sprowadzą się zatem do następujących czynności :

A. Obliczenie wyrównanych azymutów ciągu pierwszorzędnego

Z pomierzonych kątów α_i , tworzących ciąg kątowy między kierunkami nawiązującymi A_p i A_k , po ich wyrównaniu liczy się azymuty kierunków łączących punkty pierwszorzędne :

$$A_{i,i+1} = A_{i,i-1} + 180^\circ - \alpha_i \quad \text{dla kątów prawych,}$$

$$A_{i,i+1} = A_{i,i-1} - 180^\circ + \alpha_i \quad \text{dla kątów lewych}$$

gdzie: i oznacza numer danego punktu,

$i+1$ - numer punktu następnego,

$i-1$ - numer punktu poprzedniego.

B. Obliczenie wyrównanych azymutów ciągu drugorzędnego

Azymuty kierunków łączących punkty drugorzędne oblicza się w oparciu o wyrównane azymuty ciągu pierwszorzędnego. Wyrównania kątów dokonać można tak, jak w ciągach zamkniętych /rys.3/ :

$$A_{j,j+1} = A_{j,j-1} + 180^\circ - \beta_j \quad \text{dla kątów prawych}$$

$$A_{j,j+1} = A_{j,j-1} - 180^\circ + \beta_j \quad \text{dla kątów lewych}$$

C. Obliczenie długości boków ciągu pierwszorzędnego

Z rysunku 3 wynika, że długość boku ciągu pierwszorzędnego stanowi odległość między początkiem i końcem ciągu drugorzędnego.

Wielkość tę obliczamy ze wzoru

$$d_{i,i+1} = \sqrt{\frac{X_{j,j+1}}{2} + \frac{Y_{j,j+1}}{2}}$$

Boki ciągu pierwszorzędno uzyskuje się zatem w drodze pośredniego pomiaru, jako funkcję elementów ciągu drugorzędno.

D. Obliczenie wyrównanych przyrostów i współrzędnych ciągu pierwszorzędno

Na podstawie wyrównanych azymutów $A_{i,i+1}$ oraz obliczonych boków $d_{i,i+1}$ wyliczamy kolejne przyrosty

$$\Delta X_{i,i+1} = d_{i,i+1} \cdot \cos A_{i,i+1} ,$$

$$\Delta Y_{i,i+1} = d_{i,i+1} \cdot \sin A_{i,i+1} .$$

Na ich podstawie oraz w oparciu o współrzędne punktów nawiązujących $X_P Y_P$ i $X_K X_K$, dokonuje się w znany sposób kontroli, wyrównania i obliczenia współrzędnych wszystkich punktów ciągu pierwszorzędno:

$$X_{i+1} = X_i + \Delta X_{i,i+1}$$

$$Y_{i+1} = Y_i + \Delta Y_{i,i+1} .$$

E. Obliczenie wyrównanych współrzędnych punktów ciągu drugorzędno

Obliczona uprzednio suma przyrostów ciągu drugorzędno powinna być równa wyrównanym przyrostom boków ciągu pierwszorzędno. Po kontroli dopuszczalności zaistniałej odchyłki liniowej i wyrównaniu przyrostów liczy się ostateczne współrzędne wszystkich punktów ciągu drugorzędno w oparciu o wyrównane współrzędne ciągu pierwszorzędno :

$$X_{j+1} = X_i + \Delta X_{j,j+1}$$

$$Y_{j+1} = Y_j + \Delta Y_{j,j+1} .$$

W trakcie obliczeń kontrolnych niezamknięcia liniowego ciągu drugorzędnego może zaistnieć przypadek uzyskania $f_{ej} > f_{ej}^{dop}$, mimo spełnienia warunków kontrolnych w ciągu pierwszorzędnym. Przypadek taki wskazywać będzie na wystąpienie w ramach danego ciągu drugorzędnego takiej omyłki w pomiarze, która wraz z błędami przypadkowymi pozostałych ciągów drugorzędnych, na znacznie większej długości ciągu pierwszorzędnego, okazała się niewykrywalna. Stwierdzenie niedopuszczalności odchyłki f_{ej} zmusza do ponownego skontrolowania prawidłowości pomiaru elementów tego ciągu lub do tolerowania występującej odchyłki, przy przyjęciu innej wartości jako kryterium błędu dopuszczalnego. Unik taki bywa stosowany w praktyce. Instrukcja techniczna Ministerstwa Rolnictwa w części dotyczącej sporządzenia podkładu geodezyjnego dopuszcza - dla 20 % ogólnej liczby zakładanych ciągów - przekroczenie dwukrotne odchyłki dopuszczalnej /zał. nr 6 instrukcji/.

Przykład liczbowy

Przedstawiony przykład rachunkowy oparto o wyniki pomiarów doświadczalnych, przeprowadzonych przy pomocy instrumentu BRT 006, oraz poligonizacji precyzyjnej. Na bazie ciągu poligonizacji precyzyjnej, w którym błędy współrzędnych położenia punktów określono z dokładnością $m_x = 0,5$ cm i $m_y = 2,0$ cm, wykonano pomiar instrumentem BRT 006.

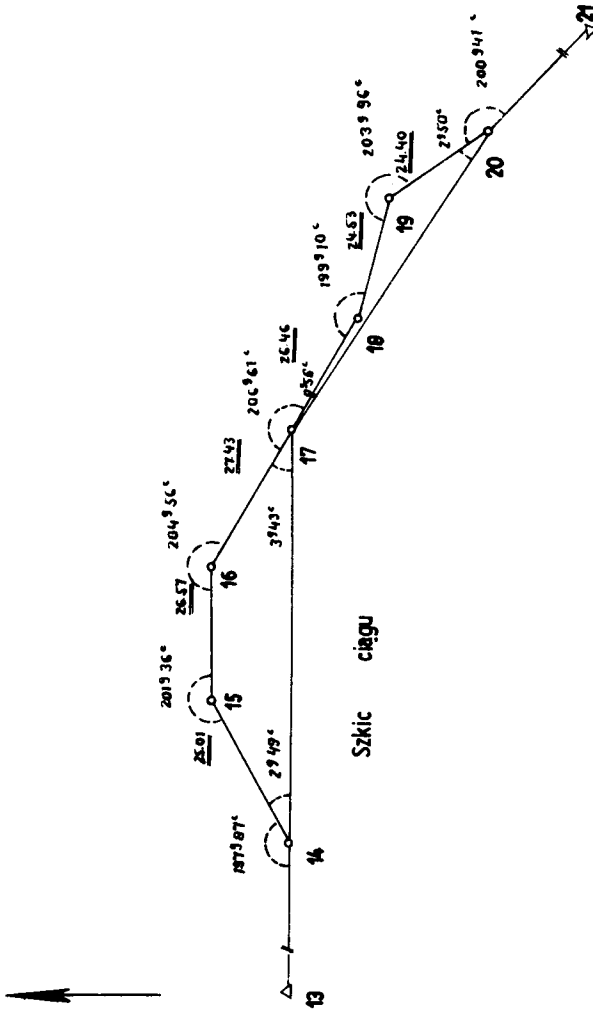
Wyniki pomiaru przedstawiono na szkicu:

$$\begin{array}{l} 14 \quad X = - 988,13 \\ \quad \quad Y = + 1343,76 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 20 \quad X = - 1004,79 \\ \quad \quad Y = + 1494,62 \end{array}$$

$$\angle_{13-14} = 101 \quad 51 \quad 50$$

$$\angle_{20-21} = 115 \quad 38 \quad 20$$



Rys. 4

Tablica 1

C I A G P I E R W S Z O R Z E D N Y									
Nr punktu	Kąty lewe	Azymuty	Boki	sin cos	Δx	Δy	x	y	
21									
	+ 30	115 38 20							
20	197 09 00			0,88086	+ 3	- 3	- 1004,79	+ 1494,62	
	+ 50	312 47 50	73,36	0,19470	+ 14,28	- 71,96			
17	189 39 00			0,99957	+ 3	- 3	- 990,48	+ 1422,63	
	+ 50	301 87 00	78,87	0,02937	+ 2,32	- 78,84	- 988,13	+ 1343,76	
14	199 64 00								
		301 51 50							
13									
	$\Sigma = 586 12 00$		152,23		$\Sigma \Delta x = 16,60$	$\Sigma \Delta y = -150,80$	- 16,66	+ 150,86	
	$\Sigma = 586 13 30$				$\chi_{\text{H}} - \chi_{\text{S}0} = 16,66$	$\chi_{\text{H}} - \chi_{\text{S}0} = -150,86$			
f_{β}	$f_{\beta} = -1,30$				$f_{\Delta x} = -0,06$	$f_{\Delta y} = +0,06$			
	$\text{dop} = \pm 2'50''$								
	$f_{\beta} < f_{\beta \text{ dop}}$								
									$F1 = \sqrt{f_{006}^2 + f_{0,06}^2} = 0,08$
									$F1_{\text{dop}} = \frac{1}{1500} = 0,12$

Tablica 2

C I A G I D R U G O R Z E D N E									
Nr punkt	Katy lewe	Azymuty	Boki	sin cos	x	y	X	Y	
17		301 87 00							
14	2 49 00	99 38 00	25.01	0,99995 0,00974	+ 0,24	+ 25,01	- 988.13	+ 1343.76	
15	198 64 00	100 74 00	26.57	0,99993 0,01162	- 0,31	+ 26.57	- 987.89	+ 1368.76	
16	195 44 00	105 30 00	27.43	0,99654 0,08316	- 2.28	+ 27.33	- 988.20	+ 1395.32	
17	3 43 00	301 87 00					- 990.48	+ 1422.63	
14			79.01				- 2.35	+ 78.87	
	$\Sigma = 400 00 00$				$\Sigma x = - 2,35$	$\Sigma y = + 78,91$			
	$\Sigma = 400 00 00$				$\Sigma x = - 2,35$	$\Sigma y = + 78,87$			
	$f_B = 00$				$f_{Bx} = 0.0$	$f_{By} = + 0,04$			
	$f_{B,dep} = \pm 3'00''$					$d = \pm \sqrt{(-2,35)^2 + (78,87)^2} = 78,94$			
									$f = 0,04$ $f_{dep} = 1500 \cdot 0,06$ $f \ll f_{dep}$
20		312 47 50							
17		111 91 50	24.46	0,98253 0,18607	- 4.55	+ 24.03	- 990.48	+ 1422.63	
18	200 90 00	111 01.50	24.53	0,98507 0,17218	- 4.21	+ 24.16	- 994.98	+ 1446.68	
19	196 04 00	114 97 50	24.40	0,97246 0,23307	- 5.68	+ 23.73	- 999.15	+ 1470.87	
20	2 50 00	312 47 50					- 1004.79	+ 1494.62	
17			73.39						
	$\Sigma = 400 00 00$				$\Sigma x = - 14,44$	$\Sigma y = + 71,92$	- 14.31	+ 71.99	
	$\Sigma = 400 00 00$				$\Sigma x = - 14,31$	$\Sigma y = + 71,99$			
	$f_B = 0$				$f_{Bx} = - 0,13$	$f_{By} = + 0,07$			
	$f_{B,dep} = \pm 3'00''$					$d = \sqrt{(-14,44)^2 + (71,92)^2} = 78,36$			
						$f = \sqrt{(-0,13)^2 + (0,07)^2} = 0,14$			$f_{dep} = 1500 \cdot 0,06$ $f \ll f_{dep}$

Zestawienie współrzędnych obliczonych metodą proponowaną ze współrzędnymi obliczonymi z klasycznego ciągu /bez uwzględnienia dodatkowego ciągu kąтового/ oraz ze współrzędnymi uzyskanymi z wysoce dokładnego pomiaru poligonizacji precyzyjnej podano w tabelicy 3. Tabela ta zawiera jednocześnie różnice współrzędnych obliczonych z pomiaru precyzyjnego i z ciągów poligonowych, które można praktycznie utożsamiać z ich błędami prawdziwymi.

Tabela 3

Nr pkt	Ciąg precyzyjny		Ciąg poligonowy z dodatkowymi kątami				Klasyczny ciąg poligonowy			
	x	y	x	Ex	y	Ey	x	Ex	y	Ey
15	-987.91	+1368.79	-987.89	+2	+1368.76	-3	-987.87	+4	+1368.78	-1
16	-988.19	+1395,35	-988.20	-1	+1395.32	-3	-988.15	+4	+1395.36	+1
17	-990.47	+1422.66	-990.48	-1	+1422.63	-3	-990.40	+7	+1422.70	+4
18	-994.99	+1446.67	-994.98	+1	+1446.68	+1	-994.93	+6	+1446.73	+6
19	-999.17	+1470.87	-999.15	+2	+1470.87	0	-999.13	+4	+1470.89	+2

4. Omówienie końcowe

Analizując wyniki przedstawione w tabelicy 3 stwierdzić należy, że korzystniejszy rozkład błędów poprzecznych występuje w sieci z dodatkowym ciągiem kątowym. Potwierdzenie tego wniosku stanowią wartości sum kwadratów, wynoszące odpowiednio

$$\text{dla ciągu z dodatkowymi kątami} \quad \sum \xi_x^2 = 11 ,$$

$$\text{dla ciągu klasycznego} \quad \sum \xi_x^2 = 133 .$$

Jeżeli wziąć pod uwagę fakt, że proponowane rozszerzenie ilości pomiarów kątowych nie zwiększy w istotny sposób nakładu pra-

cy terenowej, to korzyści tego rozwiązania należy uznać za bezsprzeczne.

Autorzy niniejszego artykułu widzą szczególnie możliwość zastosowania tej konstrukcji sieci przy zakładaniu ciągów dalmierzami optycznymi typu Redta 002 BRT 006 na obiektach o wydłużonym charakterze. Pamiętając, że w ciągach prostoliniowych wielkość odchyłki poprzecznej położenia punktu jest funkcją ilości kątów, długości ciągu i dokładności pomiaru kątów, przy czym dokładność pomiaru liniowego, można tutaj pominąć, wyrównanie kątów w dodatkowym ciągu kątowym o mniejszej ilości wierzchołków musi dać lepsze rezultaty.

TECHNICAL POLYGONIZATION WITH ADDITIONAL ANGLE TRAVERSES

Summary

The article contains a theoretical elaboration, as well a numerical example of polygonal traverse solution, where additionally an angle traverse has been directed through some points. The aim of this a little more labor-consuming construction is to diminish the size of lateral errors and it can be applied at installing of polygonal traverses by use of instruments of type Redt 002 or BRT 006.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ С ДОПОЛНИТЕЛЬ-
НЫМ УГЛОВЫМ ХОДОМ.

Резюме

В статье содержится теоретическая разработка, а также числовой пример разрешения полигонометрического хода в котором дополнительно проведен через некоторые пункты угловой ход.

Эта более трудоёмкая конструкция ставит своей целью сокращение величины поперечных ошибок и может применяться при закладке полигонометрических ходов инструментами типа *Redta 002* или *ВКТ 006*.

Wacław Kwiecień

TRASOWANIE KLOTOIDY PRZY POMOCY POTRÓJNEJ CIĘCIWY

Punkty na krzywej klotoidalnej są wyznaczone przez odmierzenie długości potrójnej cięciwy wzdłuż linii ukierunkowanej dwiema przyległymi sąsiednimi strzałkami. Trasowanie jest realizowane tylko przy użyciu tyczek i taśmy. Metoda ma zastosowanie w wąskich tunelach i wykopach.

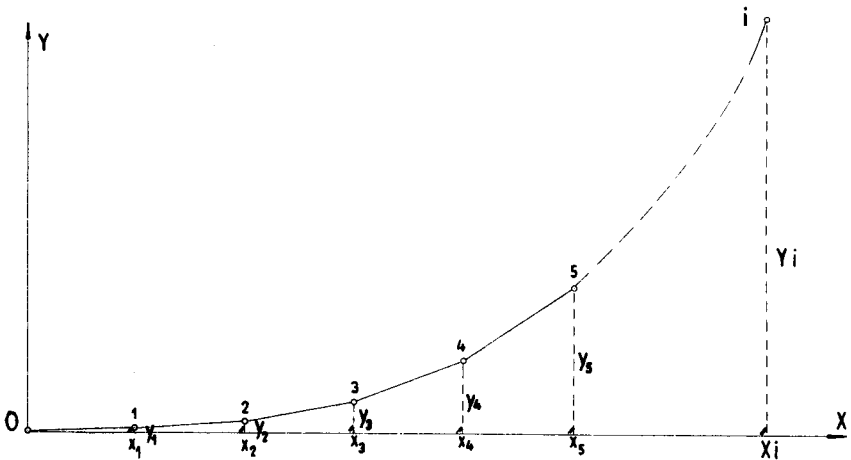
1. Wstęp

Metodą potrójnej cięciwy w zakresie tyczenia punktów pośrednich łuku kołowego przedstawiono w pracy [1]. Wnioski końcowe podkreślają możliwość zastosowania tej metody również przy trasowaniu takich krzywych, jak klotoida czy też parabola.

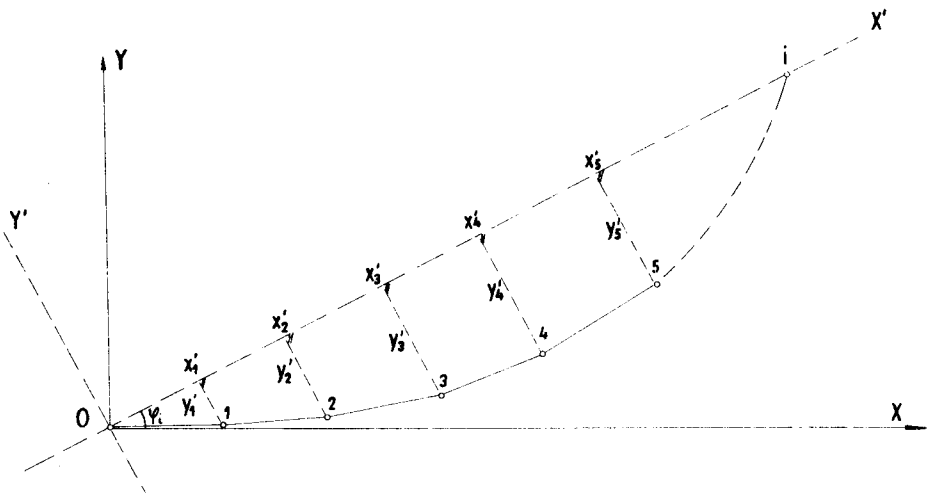
Jak wiadomo, poprawienie warunków ruchu pojazdów kołowych następuje przez wprowadzenie, między odcinkiem prostym trasy a łukiem kołowym, krzywizny klotoidalnej w jej początkowej gałęzi. Krzywizna ta rośnie na prostej od zera do pewnej wielkości K , uzależnionej od wielkości promienia łuku kołowego R .

Trasowanie krzywej przejściowej o powyższych cechach dokonuje się, jak dotychczas następującymi metodami :

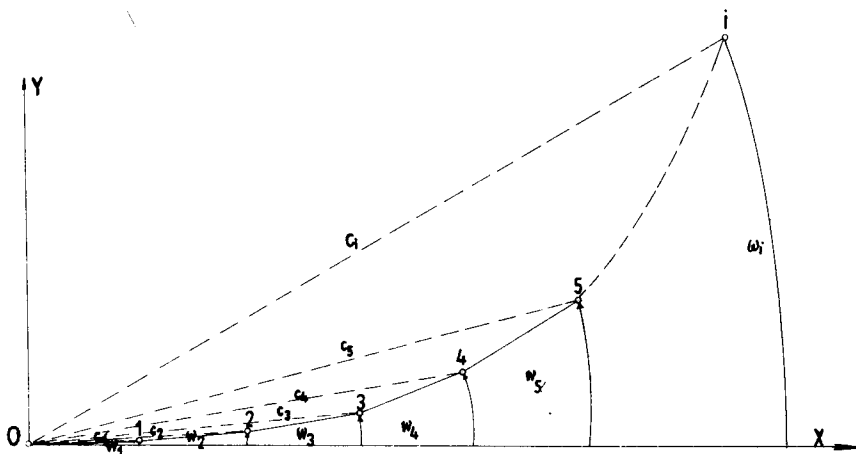
- a/ od stycznej /rys.1/,
 b/ od cięciwy /rys.2/,
 c/ biegunową /rys.3/,
 d/ wielobokiem cięciw /rys.4/.



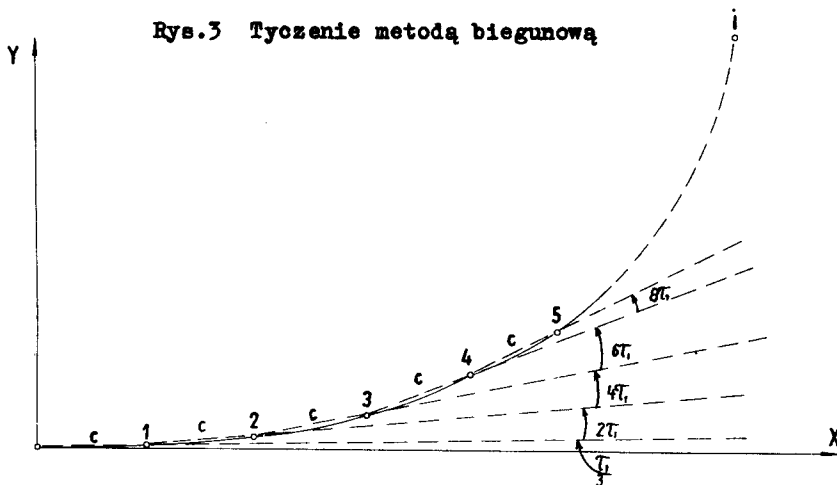
Rys.1 Tyczenie od stycznej



Rys.2 Tyczenie od cięciwy



Rys.3 Tyczenie metodą biegunową



Rys.4 Tyczenie metodą wieloboku cięciw

Wybór metody uzależniony jest od warunków terenowych, długości krzywej przejściowej i założonej z góry dokładności trasowania. Tyczenie krzywizny w tunelu, wykopie, czy na wysokim nasypie odbywa się w warunkach ograniczających swobodne trasowanie. Najwygodniejszym, a zarazem najdokładniejszym sposobem jest zastosowanie wieloboku cięciw lub metody biegunowej.

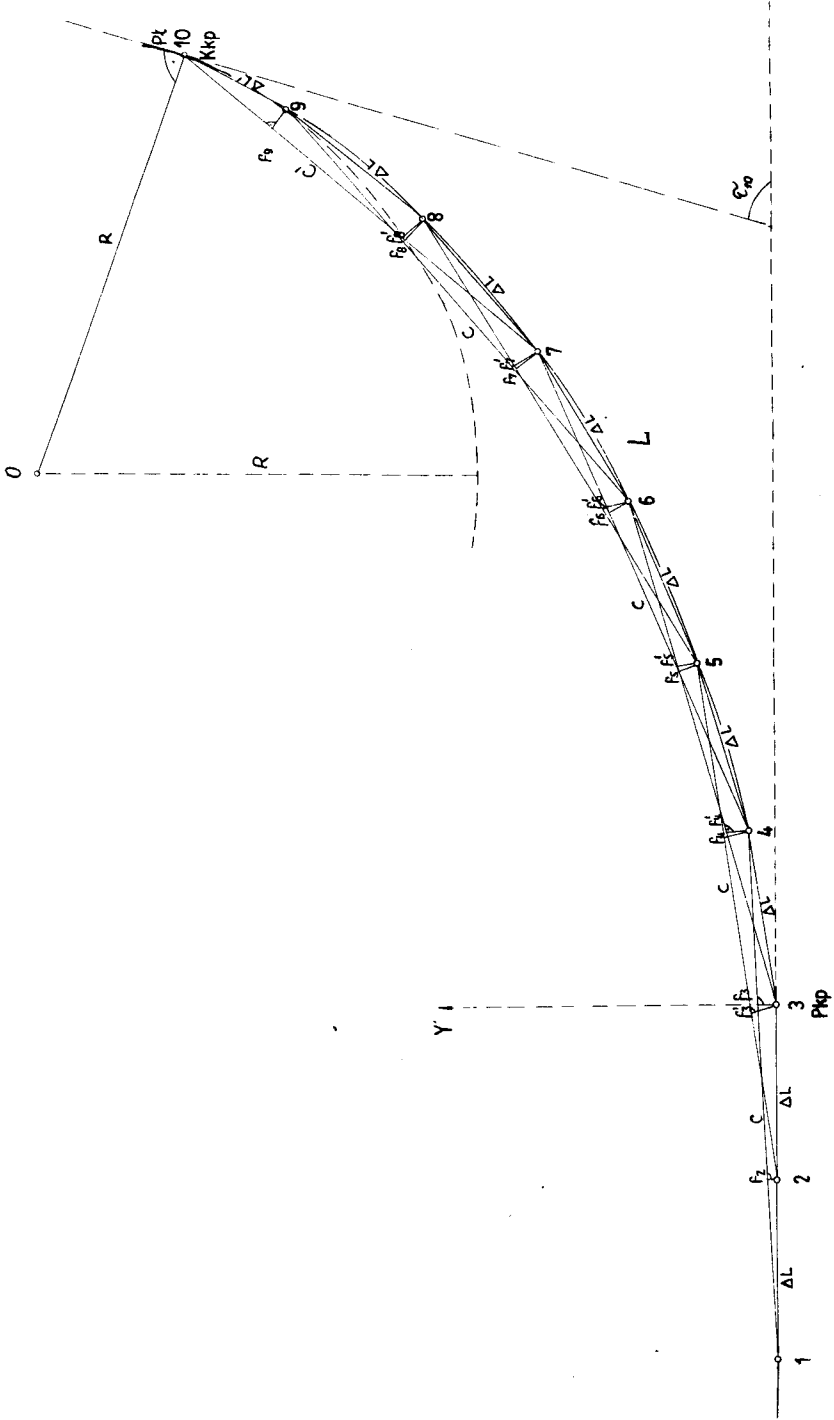
Zagadnienie tyczenia polega na odkładaniu obliczonych kątów i odmierzaniu na wyznaczonych kierunkach przynależnych im długości. Wyznaczanie klotoidy opisaną poniżej metodą może być wykonane przy pomocy prostego sprzętu geodezyjnego. Dokładność wyznaczenia położenia poszczególnych punktów na krzywiźnie mieści się w granicach norm przewidzianych dla trasowania dróg kołowych. Tyczenie punktów pośrednich klotoidy polega na kolejnym odmierzaniu długości potrójnej cięciwy ukierunkowanej dwiema przynależnymi strzałkami.

2. Rozwiązanie

Przyjmujemy, że położenie kierunku głównych stycznych, początku i końca krzywej przejściowej, zostało już uprzednio wyznaczone. Z projektu trasy znamy wielkość promienia łuku kołowego - R , długość klotoidy - L i jej parametr - a .

Zakładamy, że punkty na krzywej będą wyznaczane w równych odstępach ΔL , np. co 5, 10 czy 20 metrów. Tyczenie rozpoczynamy od wyznaczenia na stycznej głównej dwu punktów pomocniczych 1 i 2, położonych w odległości ΔL i $2\Delta L$ od początku krzywej przejściowej P_{kp} , w kierunku wstecznym /rys.5/.

Przez końce wyznaczonych na gruncie strzałek f_2 i f_3 wytyczamy kierunek pierwszej cięciwy, a po odmierzeniu długości c otrzymujemy pierwszy punkt na krzywej przejściowej - 4. Przez końce następnych strzałek f_3' i f_4 wyznaczamy kierunek drugiej cięciwy, na której po odmierzeniu długości c , otrzymujemy następny punkt klotoidy - 5. Postępując w dalszym ciągu w ten sam sposób wyznaczamy dalsze punkty krzywej przejściowej. Trasowanie kończymy na ostatnim punkcie, który otrzymujemy po odłożeniu cięciwy o długości c' . Oczywiście ostatni punkt nie będzie pokrywał się z uprzednio już wyznaczonym punktem końcowym klotoidy - KKp . Otrzymałą odchyłkę rozrzucamy propor-



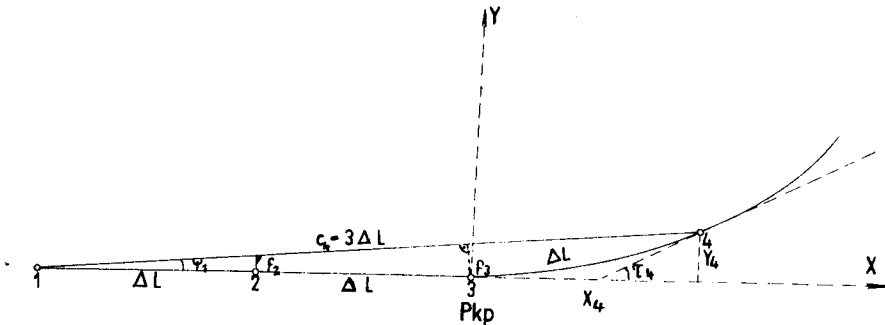
Rys.5 Konstrukcja geometryczna

cjonalnie do długości na wszystkie wyznaczone punkty. Przy wprowadzaniu poprawek należy pamiętać o zachowaniu między sąsiednimi punktami odstępu ΔL .

3. Wyprowadzenie wzorów

3.1. Wzory dla pierwszego punktu krzywej

Na stycznej głównej wybieramy dwa punkty pomocnicze 1 i 2, oddległe od początku krzywej o ΔL i $2\Delta L$ /rys.6/.



Rys.6 Konstrukcja geometryczna pierwszego punktu

Oznaczając położenie punktu 4, w przyjętym układzie współrzędnych prostokątnych, przez Y_4 , X_4 , napiszemy :

$$\operatorname{tg}(\varphi)_1 = \frac{Y_4}{2\Delta L + X_4} .$$

Punkt początkowy krzywej przejściowej jest zarazem punktem przegięcia klotoidy. W punkcie tym promień krzywizny wynosi $R = \infty$. Krzywa łączy się z linią do niej styczną w sposób ciągły, nieznacznie odbiegając od prostej. W miarę oddalania się od punktu przegięcia krzywizna rośnie i wreszcie przechodząc w łuk kołowy osiąga stałą wielkość, równą odwrotności promienia łuku kołowego.

W początkowej części gałęzi krzywej przejściowej długości klotoidy różnią się nieznacznie od długości ich rzutów na styczną główną /tablica 1/.

Dla długości 20 czy 40 metrów różnice te są na tyle małe, że pozostają bez większego wpływu na zmniejszenie dokładności trasowania rzędu 1:2000 i ze względów praktycznych mogą być pominięte.

Przyjmujemy zatem, że $X_4 = \Delta L$.

Po podstawieniu do ostatniego wzoru otrzymujemy :

$$\operatorname{tg} \psi_1 = \frac{Y_4}{3 \cdot \Delta L} .$$

Kąt ψ_1 jest na tyle mały, że jego tangens jest równy sinusowi. Jak wynika z konstrukcji geometrycznej /rys.6/ wielkości strzałek będą wynosiły :

$$f_2 = \Delta L \cdot \sin \psi_1 = \frac{Y_4}{3} \quad (1)$$

$$f_3 = 2\Delta L \cdot \sin \psi_1 = \frac{2 \cdot Y_4}{3} .$$

Aby obliczyć nieznaną nam wielkość Y_4 należy skorzystać z tablic jednostkowych tyczenia krzywych klotoidalnych [4].

Dla znanego parametru a i przyjętej wielkości ΔL obliczamy długość jednostkową Δl , następnie w tablicy znajdujemy wartość jednostkową y_4 . Po wymnożeniu przez parametr a otrzymujemy wielkość Y_4 .

3.2. Wzory dla drugiego punktu krzywej

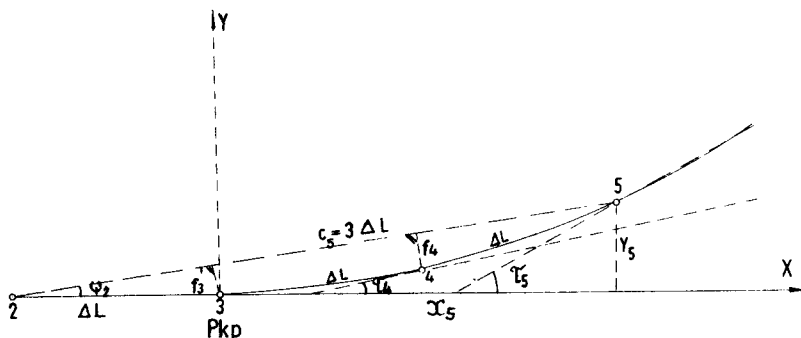
Podobnie, jak przy pierwszym punkcie, krzywizna jest w dalszym ciągu tak mała, że możemy przyjąć współrzędną X_5 jako równą podwójnej wartości ΔL , a $\operatorname{tg} \psi_2$ jako równy $\sin \psi_2$. Wobec tego, w oparciu o uprzednie wywody i zależności wynikające z konstrukcji geomet-

rycznej przedstawionej na rys.7, napiszemy :

$$f'_3 = \frac{Y_5}{3} \quad (2)$$

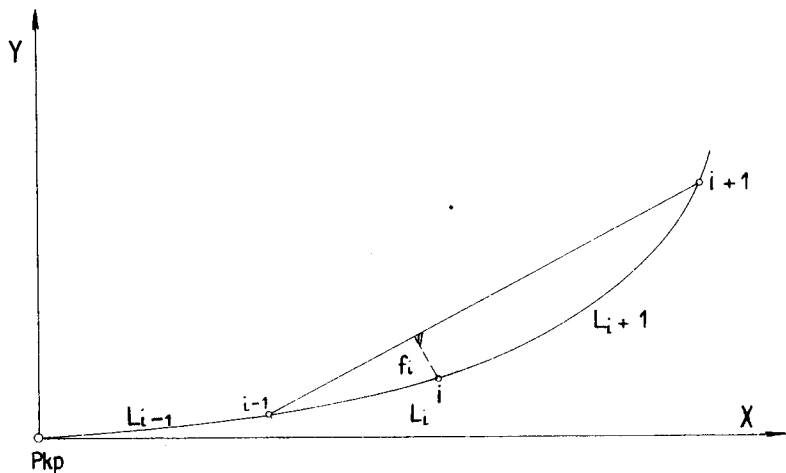
$$f_4 = \frac{2 \cdot Y_5}{3} .$$

Nieznana współrzędna Y_5 obliczamy, jak poprzednio, przyjmując dla tego samego parametru długość klotoidy $2\Delta L$.



Rys.7 Konstrukcja geometryczna drugiego punktu

3.3. Wzory dla trzeciego i następnych punktów



Rys.8 Strzałka w dowolnym punkcie klotoidy

Strzałkę łuku klotoidy, wystawioną w dowolnym punkcie cięciwy /rys.8/, obliczamy ze wzoru (4).

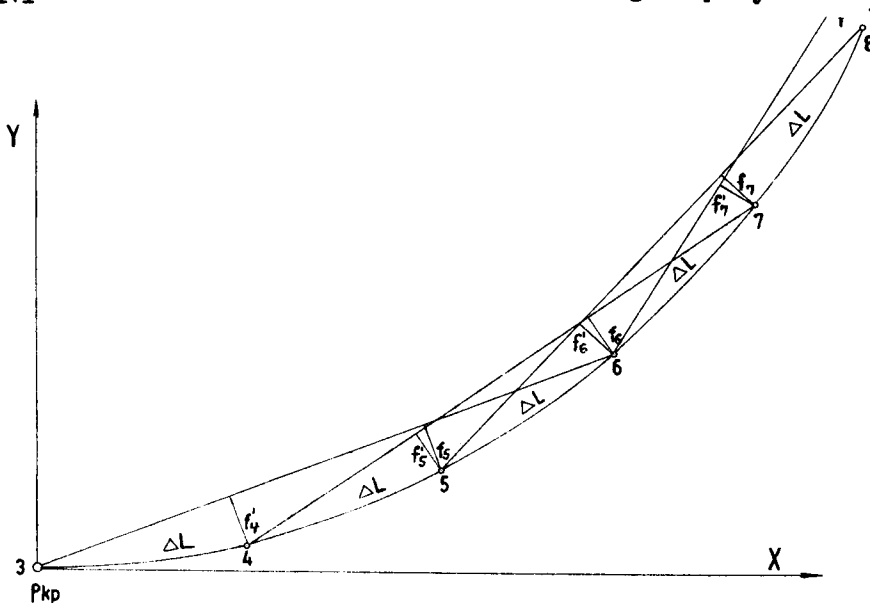
$$f_i = \frac{\sqrt{L_i - L_{i-1}} \cdot \sqrt{L_{i+1} - L_i} \cdot \sqrt{L_i + L_{i-1} + L_{i+1}}}{6a^2} \quad (3)$$

gdzie :

L_i oznacza długość klotoidy od punktu przegięcia do punktu w którym wystawiono strzałkę,

L_{i-1} oznacza długość łuku klotoidy od początku cięciwy,

L_{i+1} oznacza długość klotoidy do punktu końcowego cięciwy.



Rys.9 Konstrukcja geometryczna następnych punktów

Korzystając z powyższego wzoru i zależności geometrycznych ukazanych na rys.9 wyprowadzimy wzory na obliczenie strzałek wystawianych w odstępach równych $1/3$ długości cięciwy.

Przez $f'_4, f'_5, \dots, f'_{n-3}$ oznaczamy pierwsze strzałki kolejnych cięciw, lecz wystawiane po raz drugi do punktu klotoidy;

Przez $f_5, f_6 \dots \dots \dots f_{n-2}$ oznaczamy drugie strzałki kolejnych cięć wystawiane po raz pierwszy do punktu klotoidy;

$$f'_4 = \frac{/\Delta L-0/ \cdot /3\Delta L - \Delta L/ \cdot /\Delta L + 0 + 3\Delta L/}{6a^2} = 4 \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

$$f_5 = \frac{/2\Delta L - 0/ \cdot /3\Delta L - 2\Delta L/ \cdot /2\Delta L + 0 + 3\Delta L/}{6a^2} = 5 \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

$$f'_5 = \frac{/2\Delta L - \Delta L/ \cdot /4\Delta L - 2\Delta L/ \cdot /2\Delta L + \Delta L + 4\Delta L/}{6a^2} = 7 \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

$$f_6 = \frac{/3\Delta L - \Delta L/ \cdot /4\Delta L - 3\Delta L/ \cdot /3\Delta L + \Delta L + 4\Delta L/}{6a^2} = 8 \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

$$f'_6 = \frac{/3\Delta L - \Delta L/ \cdot /5\Delta L - 3\Delta L/ \cdot /3\Delta L + 2\Delta L + 5\Delta L/}{6a^2} = 10 \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

.....

$$f'_n = \frac{[/n-3/\Delta L - /n-4/\Delta L] \cdot [/n-1/\Delta L - /n-3/\Delta L]}{6a^2} \cdot$$

$$\cdot \frac{[/n-3/\Delta L + /n-4/\Delta L + /n-1/\Delta L]}{6a^2}$$

$$f_n = \frac{[/n-3/\Delta L - /n-5/\Delta L] \cdot [/n-2/\Delta L - /n-3/\Delta L]}{6a^2} \cdot$$

$$\cdot \frac{[/n-3/\Delta L + /n-5/\Delta L + /n-2/\Delta L]}{6a^2} .$$

Ostatnie dwa wyrażenia po przeliczeniu dają następujące wzory :

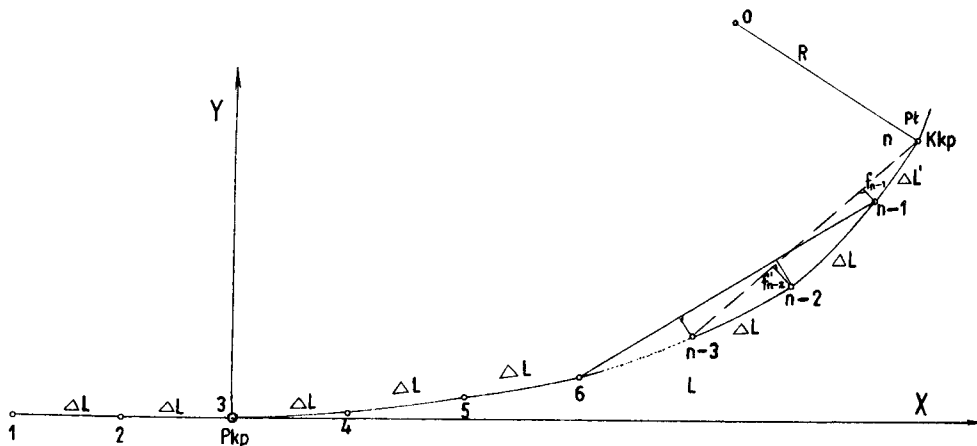
$$f'_n = /3n - 8/ \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2}$$

$$f_n = /3n - 10/ \cdot \frac{\Delta L^3}{3a^2} ,$$

(4)

gdzie : a - jest parametrem klotoidy, ΔL - przyjętym stałym odstępem między punktami na klotoidzie, n - kolejnym punktem krzywej, licząc od początku trasowania.

3.4. Wzory dla końcowego punktu krzywej przejściowej



Rys.10 Konstrukcja geometryczna ostatnich punktów

Stosując wzór /3/ napiszemy :

$$f'_{/n-2/} = \frac{[/n-5/ \cdot \Delta L - /n-6/ \cdot \Delta L] \cdot [L - /n-5/ \cdot \Delta L] \cdot [/n-5/ \cdot \Delta L + /n-6/ \cdot \Delta L + L]}{6a^2} = \frac{\Delta L \cdot L - n \cdot \Delta L + 5\Delta L / \cdot /2n \Delta L - 11\Delta L + L /}{6a^2}$$

Zgodnie z konstrukcją geometryczną przedstawioną na rys.5 i 10 pod-
stawiamy za L następujące wyrażenie :

$$L = /n-4/ \cdot \Delta L + \Delta L' .$$

Wzór na przedostatnią strzałkę będzie następujący :

$$f'_{/n-2/} = \frac{\Delta L \cdot / \Delta L + \Delta L' \cdot / 3n \cdot \Delta L - 15 \Delta L + \Delta L' /}{6a^2}, \quad (5)$$

a dla ostatniej strzałki :

$$f_{/n-1/} = \frac{[/n-4/ \cdot \Delta L - /n-5/ \cdot \Delta L] \cdot [L - /n-4/ \cdot \Delta L] \cdot [/n-4/ \cdot \Delta L + /n-5/ \cdot \Delta L + L]}{6a^2} = \frac{\Delta L \cdot / L - n \Delta L - 4 \Delta L' \cdot / 2n \cdot \Delta L - 9 \Delta L + L' /}{6a^2},$$

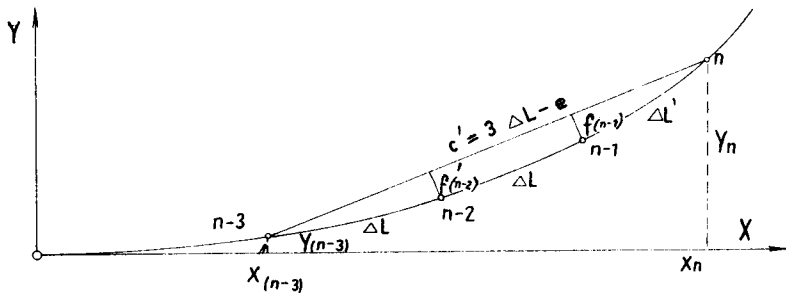
albo po podstawieniu za L, jak wyżej, otrzymamy :

$$f_{/n-1/} = \frac{\Delta L \cdot \Delta L' \cdot / 3n \cdot \Delta L - 13 \Delta L + \Delta L' /}{6a^2}. \quad (6)$$

3.5. Wzory na długość potrójnej cięciwy

Oznaczając długość cięciwy przez c , a różnicę między jej długością i przynależnym łukiem krzywizny klotoidy przez e /rys.11/ napiszemy:

$$c = 3 \cdot \Delta L - e. \quad (7)$$



Rys.11 Konstrukcja geometryczna potrójnej cięciwy

Krzywizna klotoidy rośnie w miarę oddalania się od punktu przegięcia, a szybkość wzrostu tej krzywizny - K jest zależna od wielkości parametru a i odległości L , co jest zgodne z definicją klotoidy $K = L : a^2$.

Wraz ze wzrostem parametru, przy tej samej odległości od punktu przegięcia, krzywizna maleje. Należy rozpatrzeć, dla jak długiej gałęzi klotoidy wspomniana wyżej różnica e będzie na tyle mała, że jej wpływ obarczy nieznacznie określoną z góry dokładność trasowania. Związek między długością klotoidy i promieniem charakteryzuje współczynnik $\lambda = L : R$.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń okazało się, że najprzystanniejшими są klotoidy spełniające warunek

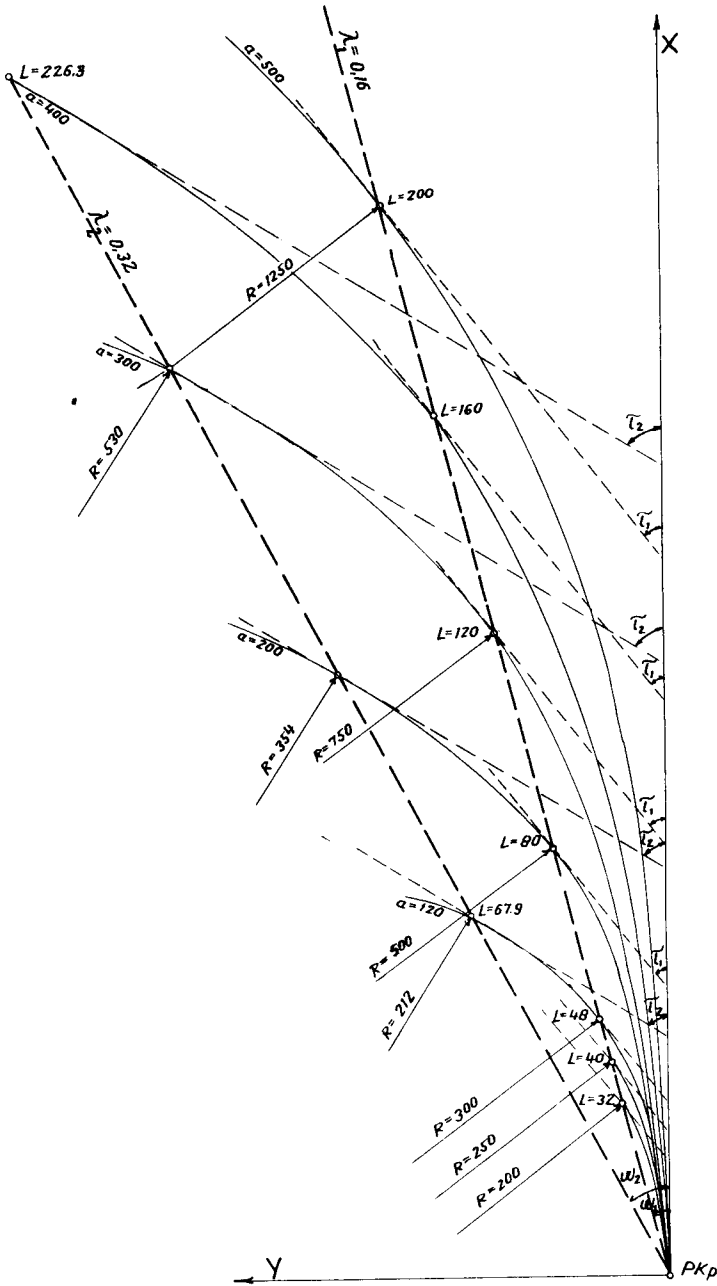
$$\lambda \leq 0,16 . \tag{8}$$

Tablica 1

Pęk klotoid dla współczynnika $\lambda = 0,16$

a	80	100	120	200	300	400	500	$\tilde{c} =$
R	200	250	300	500	750	1000	1250	$5^{\text{B}}, 0930$
L	32	40	48	80	120	160	200	$\omega = \frac{\tilde{c}}{3}$
X	31,980	39,974	47,969	79,949	119,923	159,898	199,872	$\omega =$
Y	0,853	1,066	1,279	2,132	3,199	4,265	5,331	$1^{\text{B}}, 6977$
C	31,992	39,988	47,986	79,976	119,965	159,955	199,937	
e	0,008	0,012	0,014	0,024	0,035	0,045	0,063	
$\frac{e}{L}$	$\frac{1}{4000}$	$\frac{1}{3330}$	$\frac{1}{3430}$	$\frac{1}{3330}$	$\frac{1}{3430}$	$\frac{1}{3330}$	$\frac{1}{3120}$	

Z przedstawionej tablicy wynika, że wraz ze wzrostem parametru i promienia wydłuża się odcinek klotoidy, dla którego różnica e jest wystarczająco mała, aby błąd względny był mniejszy od przyję-



Skala 1: $\frac{1000}{100}$
 $\lambda_1 = 0,16$ $\lambda_2 = 0,32$
 $\tau_1 = 5^g 09'30$ $\tau_2 = 10^g 18'59$

Rys.12 Wykres pęku klotoid

Tablica 3

Różnice e w przedziale $0,16 < \lambda \leq 0,32$

Dane $\alpha = 500$ $\Delta L = 20$ maks $\lambda = 0,41$											Uwagi
L	160	180	200	220	240	260	280	283	300	320	$\lambda = \frac{L}{R} = \frac{200}{250} = 0,16$ $\tau = 5^g, 0930$
X	159,958	179,924	199,872	219,794	239,682	259,525	279,312	282,275	299,030	318,660	
Y	2,730	3,887	5,331	7,094	9,208	11,702	14,609	15,083	17,958	21,780	
C_1 e_1	59,995 0,005				$\lambda = 0,32$						
C_2 e_2	59,994 0,006										
C_3 e_3	59,992 0,008										
C_4 e_4	59,991 0,009										
C_5 e_5	42,996 0,004										
C_6 e_6	59,989 0,011										
C_7 e_7	59,988 0,112										

Rozpatrując 60-metrowy odcinek łuku klotoidy na długości 200 metrów licząc od punktu przeglęcia, widzimy, że różnica e wynosi zaledwie 6 m/m / $\lambda = 0,16$ /, gdy już dla odległości 280 metrów zwiększa się do 11 m/m.

Przyjmujemy zatem, że dla wszystkich klotoid w granicach $\lambda \leq 0,16$ i $\tau \leq 5^g, 0930$ długości odkładanych cięciw będą równe

$$C = 3 \cdot \Delta L. \quad (9)$$

Dla dalszych partii gałęzi klotoid, a więc przy współczynniku $\lambda > 0,16$, należy obliczać długości poszczególnych cięciw stosując wzór na długość odcinka między dwoma punktami o znanych współrzędnych prostokątnych /rys.11/ :

$$C = \sqrt{Y_n - Y_{n-3}}^2 + X_n - X_{n-3}}^2. \quad (10)$$

Trasując oś drogi dla robót ziemnych, gdzie błędy trasowania są wielkościami 2 cm, można zastosować wzór (9) dla gałęzi klotoid w granicach określonych współczynnikiem $\lambda = 0,32$. Obliczenia przeprowadzamy przy pomocy tablic jednostkowych tyczenia klotoid [4].

Przykład 1

Dane : $R = 1600$, $a = 640$, $\Delta L = 20$.

Zadanie : należy obliczyć wielkości zasadnicze do wytyczenia pośrednich punktów klotoidy wg omawianej metody.

Przyjmujemy, że posługiwanie się tablicami jednostkowymi jest znane i w związku z tym odступujemy od szczegółowego opisywania metody obliczeń.

Na wstępie określamy współczynnik jednostkowy zgodnie z wzorem (4) $r = R : a = 1600 : 640 = 2,50$. Dla znalezionej promienia jednostkowego $r = 2,5$ odszukujemy w przynależnym wierszu wielkości $\lambda = 0,4$, $\lambda = 0,16$. Przechodząc na wielkości naturalne otrzymujemy $L = 0,4 \cdot 640 = 256$ metrów. Długość krzywej przejściowej wynosi więc 256 metrów. Ponieważ został spełniony warunek $\lambda = 0,16$, przyjmujemy długość cięciw, zgodnie ze wzorem (9) $C = 3 \cdot 20 = 60$ m. Natomiast długość ostatniej cięciwy wyniesie 56 m. Rzędne pierwszego i drugiego punktu na klotoidzie obliczone dla odległości 20 i 40 metrów, będą:

$$Y_4 = 0,0032, \quad Y_5 = 0,0269.$$

Korzystając ze wzoru (1) otrzymujemy wielkości strzałek f_2 i f_3 ; $f_2 = 0,0032 : 3 = 0,001$ i $f_3 = 2 \cdot f_2 = 0,002$. Strzałki dla drugiego punktu krzywej, zgodnie z wzorem (2) będą :

$$f'_3 = \frac{0,0269}{3} = 0,009, \quad f_4 = \frac{2 \cdot 0,0269}{3} = 0,018.$$

Strzałki następnych punktów wyznaczamy przez obliczenie wyrazu stałego $\frac{\Delta L^3}{3a^2} = m$ i następnie, na określenie iloczynów wg wzorów (4).

Jak łatwo zauważyć, wielkości strzałek tworzą postęp arytmetyczny, stąd też obliczenie znacznie się upraszcza. Wystarczy określić różnicę postępu arytmetycznego, aby następne wyrazy otrzymywać przez zwykłe dodawanie różnic do wyrazów poprzednich.

Obliczenie wyrazu stałego $m = 20^3 : 3 \cdot 640^2 = 0,00651$			
Strzałki pierwsze	Różnica d	Strzałki drugie	Różnica d
$f'_4 = m./3.4 - 8/= 0,026$	20	$f_5 = m./3.5-10/ = 0,032$	20
$f'_5 = m./3.5 - 8/= 0,046$	20	$f_6 = m./3.6-10/ = 0,052$	20
$f'_6 = \dots\dots\dots 0,065$	20	$f_7 = \dots\dots\dots 0,072$	20
$f'_7 = \dots\dots\dots 0,085$	20	$f_8 = \dots\dots\dots 0,092$	20
$f'_8 = \dots\dots\dots 0,104$	20	$f_9 = \dots\dots\dots 0,111$	20
$f'_9 = \dots\dots\dots 0,124$	20	$f_{10} = \dots\dots\dots 0,131$	20
$f'_{10} = \dots\dots\dots 0,144$	20	$f_{11} = \dots\dots\dots 0,151$	20
$f'_{11} = \dots\dots\dots 0,163$	20	$f_{12} = \dots\dots\dots 0,171$	20
$f'_{12} = \dots\dots\dots 0,183$	20	$f_{13} = \dots\dots\dots 0,190$	20
$f'_{13} = \dots\dots\dots 0,203$		$f_{14} = \dots\dots\dots 0,210$	

Opierając się na wzorach (5) i (6) obliczamy strzałki dla ostatniej cięciwy /niepełnej - 56 m/ ;

$$f'_{14} = \frac{20 \cdot 36 / 3 \cdot 16 \cdot 20 - 15 \cdot 20 + 16}{6 \cdot 640^2} = 0,197 ,$$

$$f_{15} = \frac{20 \cdot 16 / 3 \cdot 16 \cdot 20 - 13 \cdot 20 + 16}{6 \cdot 640^2} = 0,093 .$$

Przykład 2

Dane : $R = 500$, $a = 250$, $L = 20$.

Zadanie : należy obliczyć wielkości zasadnicze do wytyczenia pośrednich punktów klotoidy wg omawianej metody.

Przebieg obliczeń jest podobny do wyliczeń przeprowadzonych w przykładzie pierwszym. Obliczamy :

$$r = R : a = 500 : 250 = 2,00.$$

W przynależnym wierszu dla $r = 2$ odnajdujemy w tablicach wielkość $\lambda = 0,25$ i $l = 0,500$.

Długość krzywej przejściowej $L = 0,500 \cdot 250 = 125$.

Rzędne punktu pierwszego i drugiego krzywej przejściowej wynoszą :

$$Y_4 = 0,021, \quad Y_5 = 0,171.$$

Zgodnie z wzorami (1) i (2) obliczamy przynależne strzałki :

$$f_2 = \frac{0,021}{3} = 0,007, \quad f_3 = 2 \cdot f_2 = 0,014, \quad f'_3 = \frac{0,0171}{3} = 0,056,$$

$$f_4 = 0,112.$$

Obliczenie wyrazu stałego $m = 20^3 : 3 \cdot 250^2 = 0,0427$			
Strzałki pierwsze	Różnica	Strzałki drugie	Różnica
$f'_4 = m \cdot /3 \cdot 4 - 8/ = 0,171$	128	$f_5 = m \cdot /3 \cdot 5 - 10/ = 0,214$	128
$f'_5 = m \cdot /3 \cdot 5 - 8/ = 0,299$	128	$f_6 = \dots\dots\dots 0,342$	128
$f'_6 = \dots\dots\dots 0,427$	128	$f_7 = \dots\dots\dots 0,470$	128
$f'_7 = \dots\dots\dots 0,555$		$f_8 = \dots\dots\dots 0,598$	

Strzałki dla ostatniej cięciwy obliczone ze wzorów (5) i (6) będą:

$$f'_8 = \frac{20 \cdot 25 \cdot /3 \cdot 10 \cdot 20 - 13 \cdot 20 + 5/}{6 \cdot 250^2} = 0,406,$$

$$f_9 = \frac{20 \cdot 5 \cdot /3 \cdot 10 \cdot 20 - 13 \cdot 20 + 5/}{6 \cdot 250^2} = 0,092.$$

Współczynnikowi $\lambda = 0,16$ odpowiada długość łuku klotoidy $L = \lambda \cdot R$.
 $L = 0,16 \cdot 500 = 80$ m. Zgodnie ze wzorem (9) długość cięciwy dla trasowanych pierwszych punktów krzywej przejściowej na długości 80 metrów będzie $3 \cdot 20 = 60$ m. Długości pozostałych cięciw, to jest piątej, szóstej i ostatniej, obliczamy ze wzoru (10), znajdując uprzednio przy pomocy tablic jednostkowych współrzędne prostokątne punktów na krzywej przejściowej: 5, 6, 7, 8, 9 oraz punktu końcowego krzywej przejściowej. Długości tych cięciw wynoszą:

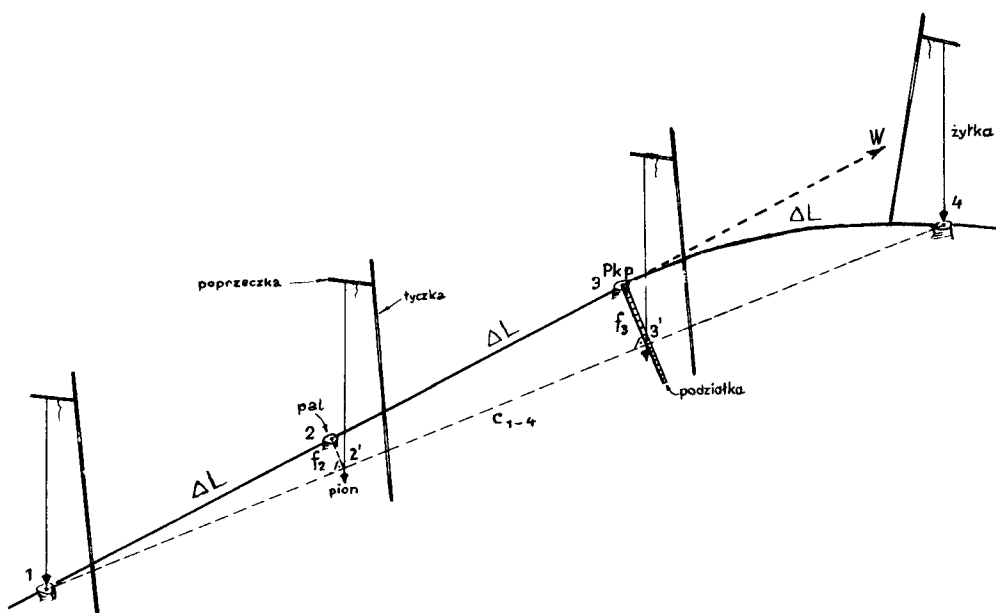
$$C_{5-8} = 59,888 ; \quad C_{6-9} = 59,981 ; \quad \text{i ostatnia cięciwa } C_{7-10} = 44,991.$$

4. Opis przebiegu trasowania

Czynności tyczenia wykonujemy przy pomocy sprzętu stosowanego do pomiarów liniowych, a więc ruletki stalowej z nakładką milimetrową, drewnianej podziałki m/m, 4 pionów z żyłkami nylonowymi, 4 tycezek uzupełnionych poprzeczkami, pali drewnianych, gwoździków, ołówków kolorowych.

Trasowanie rozpoczynamy od początku krzywej przejściowej, a kończymy na początku łuku kołowego.

Wzdłuż stycznej, lecz w kierunku wstecznym, odmierzamy od punktu początkowego klotoidy - 3, długości: ΔL i $2\Delta L$ /rys.13/. Wyznaczone punkty markujemy palikami z gwoździem. Następnie od punktów 2 i 3 odkładamy przy pomocy drewnianej podziałki m/m przyna-
 leżne strzażki f_2 i f_3 . Położenie spodków strzażek /punkty 2' i 3'/
 zaznaczamy żyłkami nylonowymi z pionami. Żyłki nylonowe tak nad spodkami strzażek, jak i nad punktem 1 są zawieszane na poprzeczkach tycezek. Centrowanie żyłki nad punktem odbywa się przez odpowiednie przesunięcie górnego końca na poprzeczkę. Wzdłuż przedłużonego kierunku 1-2-3' odkładamy ruletką stalową długość cięciwy - $3\Delta L$.



Rys.13 Przegląd trasowania

Przedłużenie kierunku uzyskujemy posługując się czwartą żyłką nylonową, która powinna znaleźć się w płaszczyźnie pionowej zasygnalizowanej żyłkami zcentrowanymi nad wspomnianymi punktami 1, 2' i 3'. Czynności trasowania powtarzamy, a średnie położenie punktu zaznaczamy ołówkiem kolorowym lub gwoździkiem na uprzednio wbitym pału. Dla lepszej widoczności używać można żyłek kolorowych. Wskazany jest stosowanie żyłek o różnej grubości, przy czym najcieńsze odnoszą się do dalszych punktów cięciwy. W przedstawiony sposób wyznaczamy położenie następnych punktów krzywej przejściowej.

Trasowanie punktów pośrednich kończy się wyznaczeniem ostatniego punktu krzywej przejściowej /rys.5, Kkp/. Punkt ten był wytyczony na gruncie przy trasowaniu głównych punktów łuku kołowego i krzywych przejściowych i zgodnie z przyjętymi na wstępie założeniami /rozdział 2/ położenie jego jest nam znane. W wyniku narastających błęd tyczenia otrzymujemy nowe położenie punktu końcowego klotoidy. Otrzymałą odchyłkę liniową rozrzucamy proporcjonalnie do długości li-

ozonej od pierwszego punktu trasowania /rys.13 punkt 1/, na wszyst -
kie wyznaczone punkty. Obliczone poprawki odkładamy równolegle do
kierunku otrzymanej odchyłki liniowej z jednoczesnym uwzględnieniem
przyjętej odległości ΔL między sąsiednimi punktami krzywej przejś -
ciowej.

5. Analiza błędów i dokładność trasowania

W przeciwieństwie do wspomnianych na wstępie metod tyczenia
/od stycznej, od cięciwy, biegunowej/, w opisanej metodzie występu -
je narastanie błędów w miarę oddalania się od początku trasowania.
Położenie poszczególnego punktu obarczone jest błędem poprzecznym
i błędem podłużnym. Błąd poprzeczny jest wynikiem czynności zwią -
zanych z wyznaczaniem kierunku cięciwy, a błąd podłużny - z odmie -
rzeniem określonych długości. Odmierzanie długości nie większej ,
jak 60 m, przeprowadzamy przy pomocy ruletki stalowej stumetrowej
z nakładką milimetrową. Wykonaniu tych czynności towarzyszą błędy
komparacji i różnicy temperatur, nierównomiernego naciągania przy -
miaru, przyłożenia zera przymiaru i odczytu końcowego.

Wpływy komparacji i różnicy temperatur eliminujemy przez
wprowadzenie poprawek do odkładanej długości. Zastosowanie dynamo -
metrów zmniejsza wpływ nierównomiernego naciągania ruletki do mi -
nimum. Pozostałe błędy mają charakter przypadkowy i przy starannie
wykonywanych obserwacjach zawarte są w przedziale od $\pm 0,3$ do \pm
 $0,6 \frac{m}{m}$ [5]. Zmniejszenie wpływu tych błędów następuje w wyniku eli -
minacji błędów systematycznych i przyjęcia wyniku średniego z dwu -
krotnie odłożonej długości. Biorąc pod uwagę mniej korzystną górną
granice przedziału $\pm 6 \frac{m}{m}$ otrzymamy dla dwukrotnie odłożonej
długości średni błąd podłużny - e_d :

$$e_d = \pm 0,42 \frac{m}{m} . \quad (11)$$

Pozostał jeszcze do omówienia błąd poprzeczny, który jest wynikiem pomiarów związanych z wyznaczeniem kierunku cięciwy przy pomocy sygnałów w postaci żyłek nylonowych. Położenie żyłki jest uzależnione od usytuowania jej w stosunku do odłożonej na drewnianej podziałce m/m długości strzałki.

Błąd usytuowania żyłki jest wypadkowym z błędów przyłożenia zera podziałki do punktu i błędu koincydencji żyłki z przynależną długością strzałki odczytywanej na podziałce. Błąd przyłożenia wynosi $\pm 0,3$ m/m, błąd koincydencji - $\pm 0,4$ m/m. Błąd wypadkowy wyniesie :

$$\sqrt{0,3^2 + 0,4^2} = \pm 0,5 \text{ m/m.}$$

Dla dwukrotnego pomiaru błąd usytuowania wyniesie :

$$0,5 : \sqrt{2} = \pm 0,35 \text{ m/m.}$$

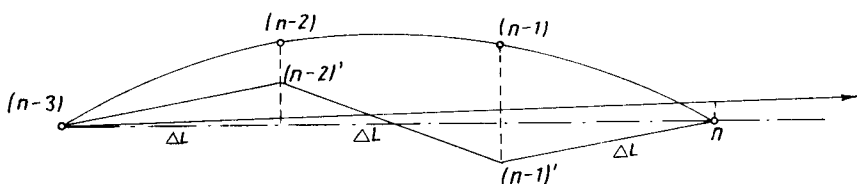
W wyniku przypadkowości błędów otrzymamy dwustronne położenie sygnałów w stosunku do rzeczywistego kierunku cięciwy. Zamiast linii prostej /n-3/ - n, otrzymamy linię łamaną /n-3/ - /n-2/' - /n-1/' - n .

Rozwiązaniem będzie znalezienie najbardziej prawdopodobnego kierunku cięciwy w stosunku do symetrycznie położonych sygnałów. W tym celu obserwator zawiesza czwartą żyłkę z pionem na poprzeczce tyczki ustawionej w pobliżu szukanego punktu. Następnie przesuwając żyłkę poprzecznie do kierunku cięciwy tak długo, aż trafi na linię przebiegającą między sygnałami ustawionymi nad punktami środkowymi i pokrywającą się z żyłką w punkcie początkowym cięciwy.

Położenie tej linii będzie obarczone błędem przetyczenia. Dzięki dużej czułości oka ludzkiego na symetrię uzyskujemy zwiększenie dokładności wyników przedłużania 1,5 raza w stosunku do przedłużania linii zasygnalizowanej tylko dwoma punktami. Dla określenia wielkości błędu przetyczenia zastosujemy wzór (11), podany w publikacji [6]:

$$e_w = \pm 0,194 \frac{L}{V} \cdot /1 + \frac{L}{B} /,$$

gdzie: V - powiększenie lunety, L - długość przedłużenia, B - długość przedłużana.



Rys.14 Przetycanie prostej

Przyjmujemy, że przetycanie dokonane będzie okiem nieuzbrojonym, czyli $V = 1$. Długość przedłużenia wynosi ΔL a długość przedłużana - $2\Delta L$. Poza tym, ze względu na symetrię obserwowanych sygnałów stosujemy współczynnik 1,5.

Ostatni wzór przyjmie postać:

$$e_w = \pm 0,194 \cdot \frac{L}{1} \cdot /1 + \frac{L}{2\Delta L} / \cdot \frac{1}{1,5} = \pm 0,194 \cdot \Delta L. \quad (12)$$

Ponieważ przetycanie będzie dokonywane przynajmniej dwukrotnie, więc średni błąd podwójnego przetyczenia wyniesie:

$$m_{\text{przetyczenia}} = m_p = \pm \frac{0,194 \cdot L}{\sqrt{2}} = \pm 0,138 \Delta L. \quad (13)$$

Błąd poprzeczny jest wypadkowym błędów usytuowania żyłek i przetyczenia:

$$e_p = \pm \sqrt{m_p^2 + m_u^2}$$

gdzie błąd usytuowania $m_u = \pm 3 \cdot 0,35$.

Błąd poprzeczny będzie obliczany ze wzoru:

$$e_p = \pm \sqrt{0,138 \cdot \Delta L^2 + 3 \cdot 0,35^2} = \pm \sqrt{0,019 \Delta L^2 + 1,1025} \quad (14)$$

Podstawiając za ΔL typowe długości otrzymamy odchyłki podane w tabelicy 4. Prawdziwe położenie wyznaczanego punktu znajdzie się w obszarze wstęgi wahań określonej granicznymi wartościami błędu podłużnego, wyznaczonego z wzoru (11) i błędu poprzecznego wyznaczonego z wzoru (14).

$$E_p = \pm 3 \cdot e_p = \pm 3 \cdot \sqrt{0,019 \cdot \Delta L^2 + 1,1025} \text{ m/m}, \quad (15)$$

$$E_d = \pm 3 \cdot e_d = \pm 3 \cdot 0,42 = \pm 1,26 \text{ m/m}.$$

Tabela 4

L	e_p	$E_p = 3 \cdot e_p$	$E_d = 3 \cdot e_d$	$E_w = \pm \sqrt{E_p^2 + E_d^2}$
m	m/m	m/m	m/m	m/m
1	2	3	4	5
5	$\pm 1,3$	$\pm 3,9$		$\pm 4,1$
10	$\pm 1,7$	$\pm 5,1$	$\pm 1,3$	$\pm 5,3$
20	$\pm 3,0$	$\pm 9,0$		$\pm 9,1$

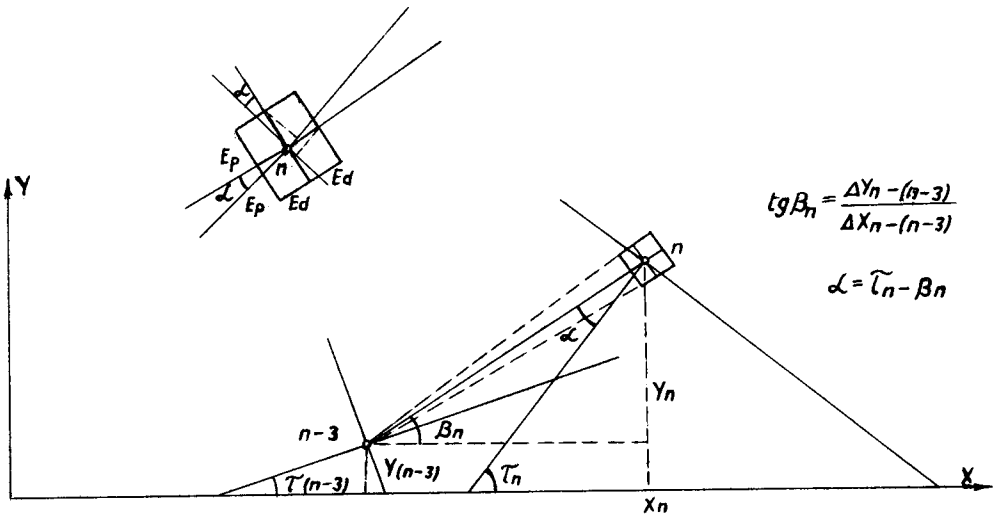
Obszar wstęgi wahań ograniczony jest prostymi, które praktycznie są do siebie równoległe. Analizując kierunek działania błędów, w stosunku do trasowanej klotoidy, zrzutujemy je w układzie prostokątnym na styczną i normalną poprowadzonych w punkcie wyznaczonym krzywizny /rys.15/ :

rzut błędu podłużnego na normalną $E_d \cdot \sin \alpha$,

rzut błędu podłużnego na styczną $E_d \cdot \cos \alpha$,

rzut błędu poprzecznego na normalną $E_p \cdot \cos \alpha$,

rzut błędu poprzecznego na styczną $E_p \cdot \sin \alpha$.



Rys.15 Obszar wstęgi wahań

Z własności klotoidy wiadomo, że dla kąta zwrotu $\varrho \geq 90^{\circ}03'$ odcięte punktów zaczynają maleć (4). Przyjmując przykładowo wielkość parametru $a = 200$ obliczymy dla granicznej wartości kąta zwrotu wielkość kąta β . Korzystając z tablic jednostkowych otrzymamy następujące współrzędne punktu n-tego :

$$X_n = 276,46, \quad Y_n = 155,46;$$

dla punktu oddalonego o $3 \cdot \Delta L = 60$ m. Współrzędne punktu wyniosą /n-3/ :

$$X_{/n-3/} = 261,76, \quad Y_{/n-1/} = 97,90.$$

Wobec tego:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{57,56}{14,70} = 3,9155, \quad \text{a} \quad \beta = 75^{\circ}43'$$

$$\text{kąt } \alpha = \varrho - \beta = 90^{\circ}03' - 75^{\circ}43' = 14^{\circ}20'.$$

Ponieważ praktycznie wykorzystujemy tylko tę gałąź klotoidy, dla której wielkość kąta zwrotu nie przekracza 45° , więc też odpo-
wiednio zmniejszy się kąt α do kilku stopni. Stąd wniosek, że wpływ
błędu podłużnego będzie największy wzdłuż stycznej, a błędu poprzecz-
nego wzdłuż normalnej do klotoidy.

Dlatego też błąd wypadkowy trasowanego punktu dla pojedynczego prze-
sła wyniesie :

$$E_w = \pm \cos\alpha \sqrt{E_d^2 + E_p^2} \approx \sqrt{E_d^2 + E_p^2} \quad (16)$$

Zgodnie z probabilistyczną zasadą obliczania błędu wypadkowe-
go dla wytyczonego ostatniego punktu klotoidy, napiszemy :

$$\begin{aligned} E_{\text{końcowe}} = E_k &= \pm \sqrt{E_{w1}^2 + E_{w2}^2 + E_{w3}^2 + \dots + E_{wi}^2} = \\ &= \pm \sqrt{\left[E_w^2 \right]_1^{i=n-3}} \end{aligned}$$

gdzie: $E_{w1}, E_{w2}, \dots, E_{wi}$ - błędy wyznaczania poszczególnego punktu
na klotoidzie. Ponieważ trasowanie jest wykonywane w tych samych wa-
runkach terenowych, atmosferycznych, przez ten sam zespół pomiarowy
i za pomocą tego samego sprzętu, możemy przyjąć dla uproszczenia ob-
liczeń i bez uszczerbku dla przeprowadzanej analizy - że :

$$E_{w1} = E_{w2} = E_{w3} = \dots \dots \dots E_{wi} = E_w .$$

Ostatni wzór przybierze ostateczną formę:

$$E_k = \pm E_w \sqrt{i} \quad (17)$$

Przyjmując maksymalną długość $\Delta L = 20$ m i przynależną wielkość
błędu E_w podaną w tablicy 4, obliczono i zestawiono w tablicy 5 war-
tości błędów końcowego i względnego przy różnej ilości punktów poś-
rednich klotoidy i .

Tablica 5

Obliczenie błędów końcowego i względnego

i	ΔL m	L m	E_w m/m	E_k m/m	$\frac{E_k}{L}$	Dopuszczalny błąd trasowania nawie- rzchni asfalto- wych
1	2	3	4	5	6	7
2	20	40	$\pm 8,5$	± 12	1 : 3000	1 : 2000
5		100		± 19	1 : 5200	
10		200		± 27	1 : 7400	
15		300		± 33	1 : 9000	
20		400		± 38	1 : 10000	
30		600		± 47	1 : 12000	

Z danych zawartych w tablicy wynika, że błąd względny wyznaczenia położenia ostatniego punktu zawiera się w granicach błędów dopuszczalnych, przewidzianych dla nawierzchni asfaltowych czy betono-
wych.

6. Wnioski końcowe

Omówiona metoda charakteryzuje się następującymi zaletami :

a/ obliczenie elementów trasowania wymaga znajomości podsta-
wowych, zasad rachunku. Pomocą są tablice jednostkowe dla kłoto-
idy;

b/ ze względu na prostotę wykonawstwa może być realizowana
przez zespół ludzi o mniejszych kwalifikacjach technicznych;

c/ wyposażeniem jest tani i dostępny sprzęt, stosowany przy
zwykłych pomiarach liniowych;

d/ dokładność trasowania mieści się w granicach norm przy-
jętych dla dróg kołowych;

e/ przydatna jest szczególnie w terenie o ograniczonej swobodzie poruszania się, a więc przy trasowaniu tuneli, w wykopach czy nasypach;

f/ usprawnia i skraca czas trasowania.

Literatura

1. Kwiecień W.: Tyczenie łuków kołowych metodą potrójnej cięciwy. Zeszyty Naukowe WSI, Nr 4 Budownictwo /2/, Bydgoszcz.
2. Lazzarini T.: Wykłady geodezji II. Politechnika Warszawska.
3. Leśniok H.: Wykłady geodezji I. Politechnika Warszawska.
4. Lipiński M.: Tablice do tyczenia krzywych. Klotoida.
5. Skąpski Z.: Metody i dokładności pomiarów realizacyjnych. V Konferencja Nauk.-Techn.
6. Szpetkowski St.: Wyznaczanie maksymalnych długości przedłużania linii pomiarowych. Przegląd Geodezyjny nr 1/1968.

TRACING OF TRANSITION CURVE BY OF THREE

CHORDS METHOD

Summary

The points on the transition curve are formed by measurement of three chords along straight lines the direction of **which** is given by adjacent sags.

The tracing we made only by use of poles and a tape. This method is adapted in narrows tunnels or cuttings. The accuracy of tracing does not exceed admissible norms.

ТРАССОВАНИЕ ПЕРЕХОДНОЙ КРИВОЙ ПРИ
ПОМОЩИ ТРОЙНОЙ ХОРДЫ.

Резюме

Пункты на переходной кривой назначены отмерением длины тройной хорды вдоль линии направленной двумя соответствующими соседними стрелками. Трассование реализуем только при помощи вешек и ленты .

Этот метод применяется в узких тунелях и траншеях. Точность трассования не превышает допустимых норм.

Andrzej Nowicki

METODY WYZNACZANIA ODLEGŁOŚCI PRZEMIESZCZANIA MAS
W POWIERZCHNIOWYCH ROBOTACH ZIEMNYCH

W artykule przedstawiono metodę graficzną wyznaczania środków ciężkości wykopów i nasypów w powierzchniowych robotach ziemnych projektowanych siatką kwadratów.

Odległość między środkami ciężkości jest średnią odległością transportu mas ziemnych.

1. Wstęp

W liniowych robotach ziemnych odległością przemieszczania /transportu/ mas ziemnych jest na wykresie powierzchni mas ziemnych odległość pomiędzy środkami ciężkości wykopu i nasypu. Odległość ta może być także obliczona jako iloraz powierzchni ograniczonej linią wykresu objętości i linią rozdziału przez objętość robót ziemnych [3].

W powierzchniowych robotach ziemnych, zwanych także niwelacją terenu, odległością przemieszczenia jest odległość środków ciężkości wykopu i nasypu określanych na planie sytuacyjnym przy pomocy wzorów analitycznych [1]. Metoda rachunkowa jest jednak ma-

ło przejrzysta i dość pracochłonna. Stąd też propozycja autora stosowania graficznej metody wyznaczania środków ciężkości wykopów i nasypów dla ustalenia średnich odległości przemieszczania mas ziemnych w projektach niwelacji terenu.

Metoda ta może być stosowana w projektach niwelacji terenu sporządzonych przy użyciu siatki kwadratów. Graficzną metodę wyznaczania odległości przemieszczania mas ziemnych po raz pierwszy autor zastosował w projekcie niwelacji terenu Zakładu Badań i Doświadczeń Śląskiego Zjednoczenia Budownictwa Przemysłowego /w roku 1963/.

2. Odległość przemieszczania mas ziemnych w projektach niwelacji terenu

Odległości przemieszczania mas ziemnych w projektach niwelacji terenu, a nierzadko także w projektach organizacji robót ziemnych niwelacji terenu, przyjmowane są zazwyczaj jako maksymalne przy użyciu określonego rodzaju maszyn do robót ziemnych.

Odległości te wynoszą [2]

- dla spycharki z przemieszczeniem na nasyp lub odkład-	100 m
- dla zgarniarki o poj. skrzyni	2,75 m ³ - 300 m
- " " " "	6,0 m ³ - 800 m
- " " " "	9,0 - 10,0 m ³ -1500 m

Odległości przemieszczania mas ziemnych w dokumentacji projektowo-kosztorysowej, jak też w projektach organizacji robót, w których nie obliczono położenia środka ciężkości wykopu i nasypu, są nieraz znacznie większe niż średnie odległości mierzone między środkami ciężkości wykopów i nasypów. Z tej przyczyny może być zawyżony także koszt robót ziemnych, będący funkcją ilości robót i ceny jednostkowej zależnej od odległości przemieszczania z dokładnością 5 m

/w przypadku zastosowania spycharki do przemieszczania mas ziemnych/
Zatem dokładne określenie odległości przemieszczania mas dla ustale-
nia kosztu robót ziemnych ma istotne znaczenie.

3. Wyznaczanie środka ciężkości wykopu i nasypu metodą graficzną

Przed przystąpieniem do wyznaczenia położenia środka ciężkoś-
ci wykopu i nasypu w projekcie organizacji robót ziemnych winny być
określone granice powierzchni wykopów i nasypów o objętościach mas
wzajemnie bilansujących się. Przy określaniu tych granic przyjmuje
się zazwyczaj maksymalne odległości przemieszczania mas ziemnych przy
użyciu danego rodzaju maszyn do robót ziemnych /spycharki, zgarniar-
ki/. Dla wyznaczenia środka ciężkości wykopu lub nasypu wykorzystać
można graficzną metodę sił i wieloboku sznurowego, przy czym pojęciu
siły odpowiada objętość robót ziemnych poszczególnych kwadratów zsu-
mowanych - pionowo i poziomo.

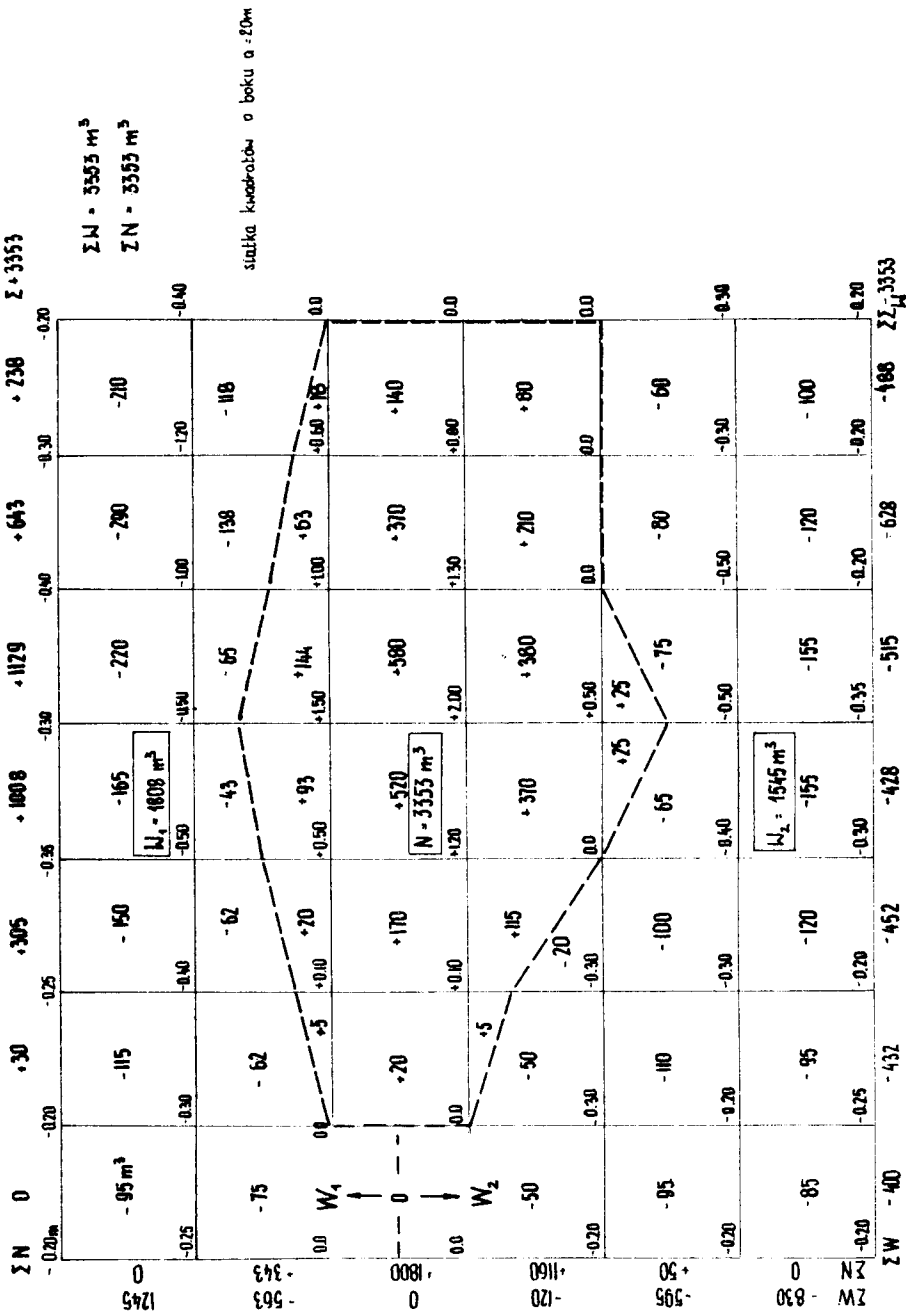
Dla zobrazowania metody przedstawiono projekt niwelacji tere-
nu, w którym występują 2 wykopy /rys.1/ :

W_1	- o objętości	-	1808 m ³
W_2	- "	-	1545 m ³
	o łącznej objętości	-	3353 m ³
	oraz nasyp "N" o objętości	-	3353 m ³

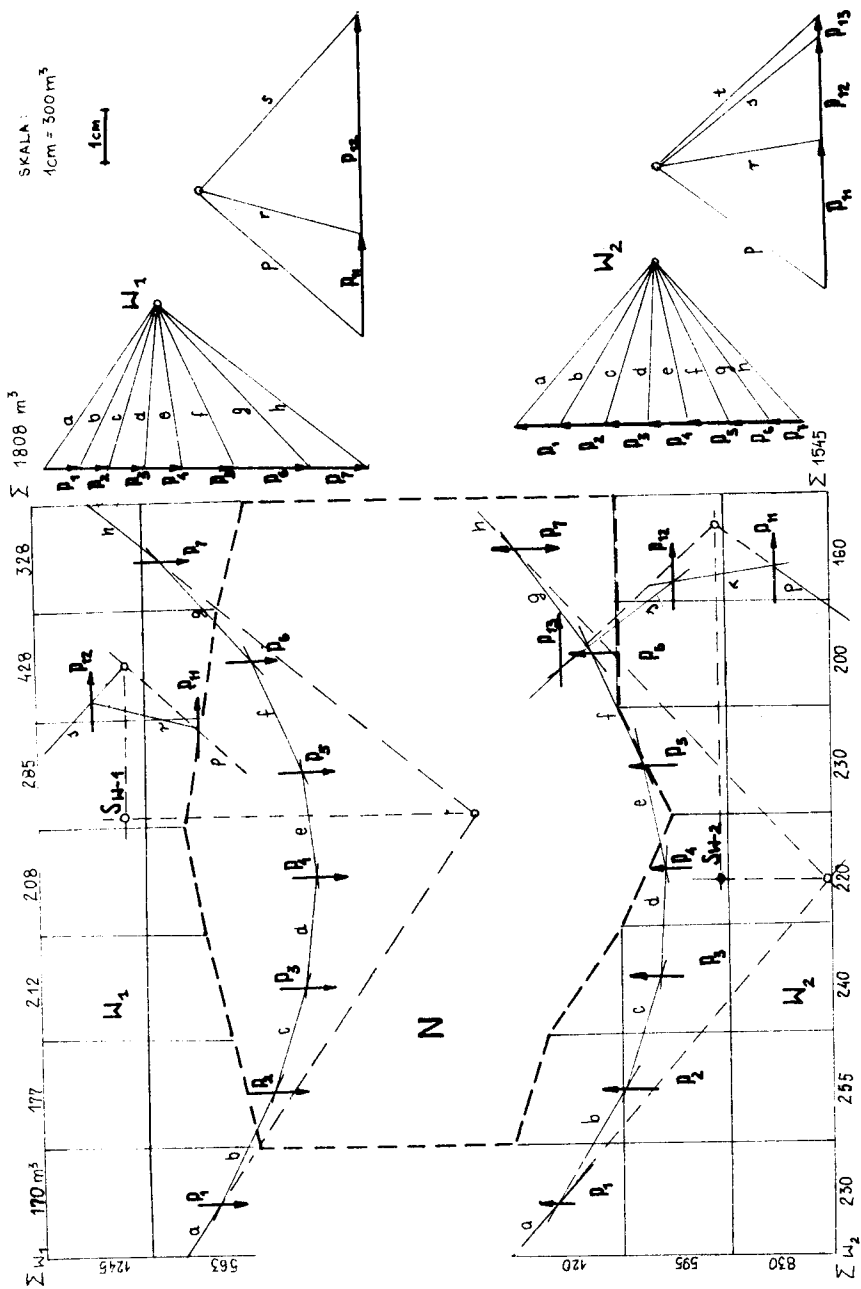
Sposób wyznaczenia środków ciężkości wykopów W_1 i W_2 przedstawiono
na rys.2.

Objętości robót ziemnych, oddzielnie wykopów i nasypów, zos-
tały zsumowane w poszczególnych kolumnach i wierszach kwadratów
/pionowo i poziomo/.

Siły, dla których przyjęto 1 cm = 300 m³ robót ziemnych, za-
czepione są w środku ciężkości poszczególnych kwadratów.

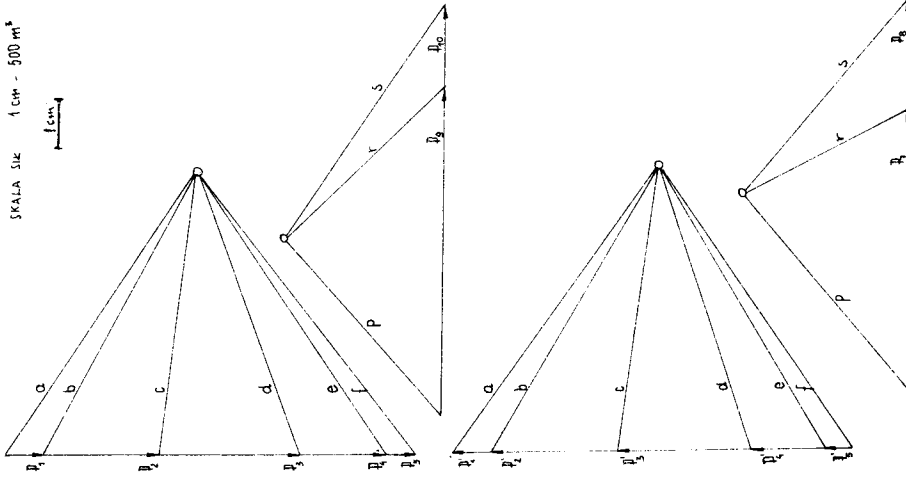


Rys.1 Średnie i objętości robót ziemnych

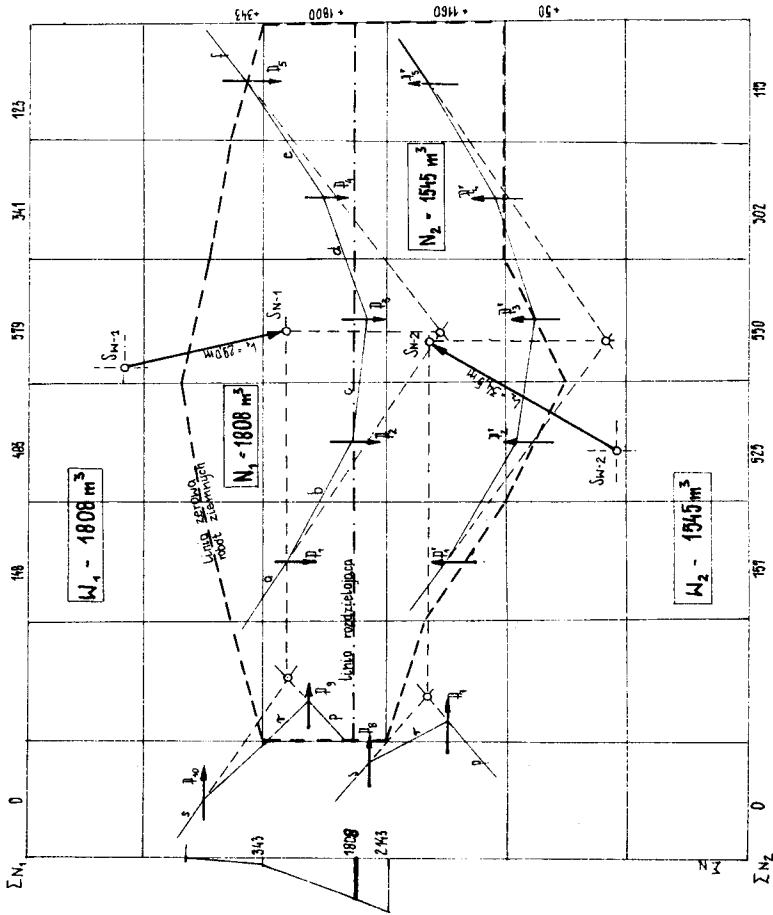


Rys.2 Wyznaczanie środka ciężkości wykopów

SKALA RYSUNKU : 1cm - 80m
 SKALA SUK : 1cm - 500 m²



Siatka kwadratów o boku a = 200 m



Rys.3 Wyznaczanie środka ciężkości nasypów oraz średnie odległości przemieszczenia mas ziemnych

Położenie środka ciężkości poszczególnego wykopu znajduje się na przecięciu kierunków wypadkowej sił pionowych i poziomych. Sposób wyznaczenia środków ciężkości nasypu przedstawiono na rys.3. Dla zbilansowania ilości wykopów i nasypów zachodzi potrzeba podzielenia nasypu na 2 nasypy cząstkowe przy pomocy prostej konstrukcji pomocniczej, dla ustalenia położenia linii rozdzielającej nasyp N_1 o objętości 1808 m^3 równej objętości wykopu W_1 od nasypu N_2 o objętości 1545 m^3 równej objętości wykopu W_2 . Następnie wyznacza się położenie środka ciężkości nasypu N_1 i nasypu N_2 .

4. Odległość przenieszczenia mas ziemnych

Przemieszczenie mas ziemnych nastąpi z wykopu W_1 na nasyp N_1 i z wykopu W_2 na nasyp N_2 .

Pomierzone w skali rysunku /rys.3/, przy boku kwadratu $a = 20 \text{ m}$, odległości przemieszczania wynoszą : $l_1 = 29 \text{ m}$ i $l_2 = 34,5 \text{ m}$. Są to średnie odległości przemieszczania mas ziemnych.

Wielkość momentu przemieszczania /transportu/ mas ziemnych " M_T " obliczyć można ze wzoru :

$$M_T = \sum_{i=1}^{i=k} V_i \cdot l_i \quad , \quad /m^4/$$

gdzie : V_i - objętość robót ziemnych " W_i " ,

l_i - średnia odległość przemieszczania z wykopu " W_i " na nasyp " N_i " .

Moment transportu mas

$$M_T = 1808 \cdot 29,0 + 1545 \cdot 34,5 = 105.700 \text{ m}^4 \text{ .}$$

Średnia wypadkowa odległość przemieszczania $l_{\text{śr}}$

$$l_{\text{śr}} = \frac{M_{\text{T}}}{\sum_{i=1}^{i=k} V_i} \quad /m/$$

Średnia wypadkowa odległość przemieszczania w projekcie

$$l_{\text{śr}} = \frac{105700}{1808 + 1545} = 31,6 \text{ m.}$$

Odległość przemieszczania jest zatem istotnie mniejsza od maksymalnej odległości przemieszczania mas ziemnych przy użyciu spycharki. Tak określona odległość przemieszczania może być przyjmowana jako zminimalizowana odległość transportu mas ziemnych. W przypadku odstąpienia, przy przemieszczaniu mas ziemnych, od zasady bilansowania ilości wykopów i nasypów /np. w celu szybszego uzyskania wyników/ i określania położenia środków ciężkości wykopów i nasypów rozgraniczonych jedynie liniami zerowymi robót ziemnych, średnie odległości przemieszczania będą większe od odległości zminimalizowanej. Dla oszacowania "zwiększenia się" odległości przemieszczania wyznaczono na rys.4 położenie środka ciężkości nie podzielonego na nasypy cząstkowe nasypu N oraz obliczono odległości W_1 N i W_2 N. Odległość przemieszczania mas ziemnych z wykopu W_1 na nasyp wynosi 39 m, a z wykopu W_2 na nasyp - 48 m.

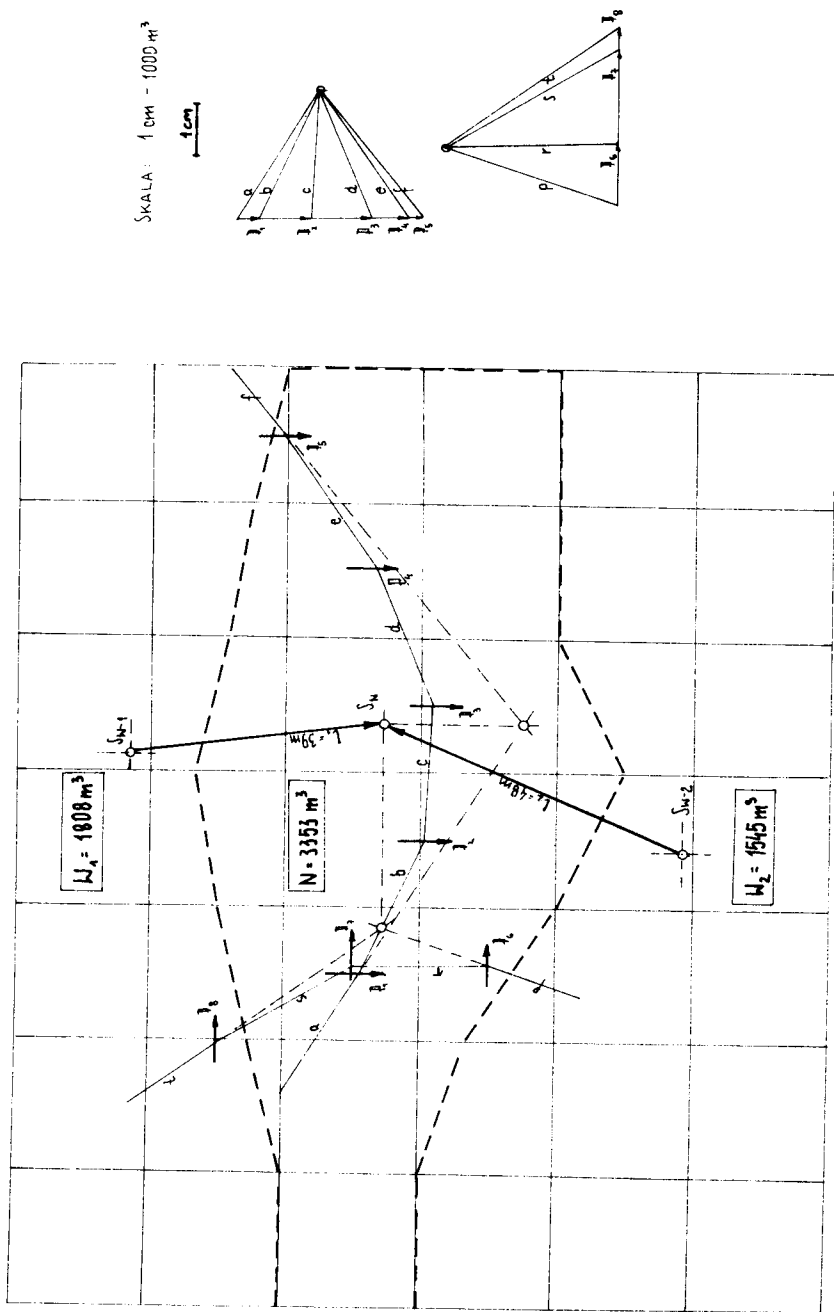
Moment przemieszczania

$$M_{\text{T}} = 1808 \cdot 39 + 1545 \cdot 48 = 144.672 \text{ m}^4.$$

Średnia wypadkowa odległość przemieszczania

$$l_{\text{śr}} = \frac{144672}{1808 + 1545} = 43,0 \text{ m,}$$

$$\frac{43,0}{31,6} = 1,36, \text{ zatem wzrost wynosi } 36 \%.$$



Rys. 4 Średnie odległości przemieszczenia mas ziemnych

Przy stosowaniu uproszczonych metod obliczania średnich wypadkowych odległości przemieszczania, w których zaniechano /dość żmudnego niekiedy/ podziału wykopu czy nasypu na wykopy i nasypy cząstkowe należy liczyć się z tym, że określona w ten sposób odległość przemieszczania będzie większa od zminimalizowanej odległości przemieszczania.

5. Wnioski

W powierzchniowych robotach ziemnych niwelacji terenu winno dążyć się do wyznaczenia dokładnej odległości przemieszczania mas ziemnych mierzonej pomiędzy środkami ciężkości wykopów i nasypów. Ma to istotne znaczenie dla :

a/ wyliczenia wielkości momentu przemieszczania /transportu/ mas ziemnych,

b/ określenia średniej odległości przemieszczania mas ziemnych,

c/ ustalenia właściwego kosztu robót ziemnych, który jest dla danego typu maszyn funkcją odległości przemieszczania. Odległość ta zróżnicowana jest w przypadku zastosowania do wykonania robót spycharki co 5 m, a zgarniarki co 50 m.

Środki ciężkości wykopów i nasypów, w przypadku sporządzenia projektu ukształtowania terenu metodą siatki kwadratów, mogą być wyznaczone przy użyciu metody graficznej wieloboku sił i wieloboku sznurowego.

Metoda ta, prosta w zastosowaniu, zastępuje wyznaczanie środków ciężkości wykopu i nasypu przy pomocy wzorów analitycznych.

Literatura

1. Araszkiewicz W.: Budowa lotnisk t.I. Warszawa 1970.
2. Katalog Cen Kosztorysowych /KCK/ nr 3-01. Ministerstwo Budownictwa i PMB. Warszawa 1971.
3. Lenczewski S., Sokalski K., Gajkiewicz A.: Roboty ziemne. Warszawa 1961.

METHODS DETERMINATING DISTANCES EARTHMASS
IN GROUND WORKING

Summary

There has been presented graphical method of determining gravity centers in ground working /earthwork/ projected by using of quadrat netting.

Distance between the gravity centers is equal middle distance of earthmass transportation.

МЕТОДЫ ПРОШУПЫВАНИЯ РАССТОЯНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ
МАСС ПРИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТАХ.

Резюме

Представлен графический метод обозначения центров тяжести котлованов и насыпей при поверхностных земляных работах проектируемых сеткой квадратов.

Расстояние между центрами тяжести является средним расстоянием транспорта земельных масс.



Biblioteka Główna ATR
w Bydgoszczy

Cx

596

16/4

1976