

# SPAWANIE A KSZTAŁTY PROFILÓW WALCOWANYCH

*Prof. inż. dr. Stefan Bryła, Warszawa*

W konstrukcjach spawanych stosuje się dotychczas wogóle te same profile walcowane, co w konstrukcjach nitowanych. Pomimo bowiem niezmiernie szybkiego rozwoju spawania nitowanie jest wciąż jeszcze używane w bardzo znacznym zakresie, — narazie więcej niż spawanie. Poza tem zaś wszystkie urządzenia w walcowniach dostosowane są do istniejących profili, a instalowanie nowych musi być kosztowne. Niemniej jasne jest, że stan taki nie da się utrzymać na dłuższą metę. Spawanie wypiera zwolna konstrukcje nitowane dzięki swym znanym powszechnie zaletom, których nie mam zamiaru tu wyliczać. W niektórych, bardziej pod względem technicznym zaawansowanych krajach, spawanych konstrukcyj buduje się dziś już więcej niż nitowanych, badania zaś i doświadczenia z połączeniami spawanymi są dziś dalej posunięte i dokładniej przeprowadzone, niż z połączeniami nitowanymi. Samo spawanie czyni z roku na rok ogromne postępy. Do tego stanu faktycznego musi się dostosować również przemysł, przygotowujący materiały konstrukcyjne, a więc i walcownie.

Sedno tej kwestji leży w tem, aby w handlu znalazły się profile walcowane, jak najbardziej dostosowane do wymagań spawania. Najważniejszym motywem wprowadzenia nowych profili jest bowiem inny sposób łączenia ich ze sobą. Połączenia nitowane wymagają odpowiednich płaszczyzn, na których można umieścić nity (główki nitów) oraz wygodne łączniki. Profile wygodne do nitowania musiały posiadać zatem odpowiednie płaszczyzny i to wogóle prostopadłe do osi nita; wymiary zaś tych płaszczyzn w kierunku prostopadłym do nitowania powinny być takie, by można było na nich wygodnie i pewnie oprzeć nity, oraz nitarkę. Odstęp zatem zaokrąglenia w kącie wewnętrznym od krawędzi główki nita powinien wynosić co najmniej 3 do 5 mm. Stąd wyłoniła się potrzeba i celowość stosowania na bardzo szeroką skalę kątówek, posiadają one bowiem dwa ramiona zapewniające możliwość umieszczenia nitów w dwu kierunkach. Wprawdzie kątówki są przekrojami wogóle niekorzystnymi z uwagi na wyboczenie, niemniej wygoda stosowania ich była bardzo duża i dlatego to stanowią one najważniejszy profil we wszystkich belkach kratowych. Dla mniejszych kratownic był to nawet profil nieomal jedyny. Łatwo było przytwierdzić je do blach węzłowych, łatwo połączyć ze sobą po dwie i cztery zwłaszcza w kształty krzyżowe. Natomiast korzystnych przekrojów teówek nie można było stosować ze względu na trudności nitowania.

Kątówki odgrywały w połączeniach nitowanych jeszcze drugą niezmiernie ważną rolę, a mianowicie rolę łączników. Dotyczyło to przede wszystkim elementów schodzących się pod kątem prostym. Wytworzenie takich połączeń bez kątówek było

prawie niemożliwe. Utwierdzenie dźwigarów do podciągów, słupów i t. d. odbywało się zawsze przy ich pomocy. Jeżeli połączenie było nie pod kątem prostym, to niejednokrotnie stosowane były specjalne kątówki o kącie  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  i  $60^\circ$ , czasem i o innych kątach rozwarcia. Tak samo kątówki stanowiły zasadniczy element łącznikowy przy kształtowaniu podstaw i główce słupów. W obu tych wypadkach zadaniem ich było połączenie. Czasem były one zarazem i elementem łącznikowym i elementem dźwigającym. Dotyczy to np. blachownic. Kątówki, łączące blachę pionową z nakładkami poziomymi przenoszą tu również naprężenia zginające, ale przede wszystkim są potrzebne do przeprowadzenia samego połączenia. Naprężenia od momentu zginającego musiały w nich być niższe od naprężeń dopuszczalnych.

Z drugiej strony profil kątówki przedstawia również niekorzyści. Największa z nich jest niemożność osiowego przytwierdzenia przy pomocy nitów. Wiadomo, że jeżeli się użyje jednej kątówki na pręt kratownicy, to w rzeczywistości wystąpią w niej wskutek mimoosiowego połączenia naprężenia zginające i wtedy stosunkowo małą tylko część przekroju można wziąć pod uwagę w obliczeniu na samą siłę osiową. Stąd pochodzi, że pojedyncze kątówki stosuje się wyłącznie w połączeniach zupełnie podrzędnych. Ale nawet samo połączenie nitem jest ekscentryczne, gdyż linja osi nitów jest inna, niż linja osi ciężkości kątówki. To się dopuszczało, jedynie dlatego ponieważ na to nie było rady. Jeszcze gorzej bywa, jeżeli na blasze węzłowej kątówkę przytwierdza się dodatkowymi, małymi kątówkami.

W połączeniach spawanych momentów powyższych nie ma. Teówka, czy kątówka dadzą się połączyć do blachy równie prosto, prościej nawet teówka. Połączenie osiowe można uzyskać również łatwiej przy teówce, czy przy każdym innym profilu. Łączniki, jakie były potrzebne w połączeniach nitowanych, odpadają. W konsekwencji, kątówka traci swoje znaczenie pomiędzy profilami walcowanymi. W pewnym stopniu miejsce jej zajmuje teówka, profil dotychczas nieomal niestosowany, gdyż ramiona jego były wogóle zbyt małe, aby przyjąć silniejsze nity czy śruby. W konstrukcji spawanej daje ona te korzyści, że jest ze względu na jedną oś symetryczna, a więc obie spoiny boczne, łączące ją do blachy, są sobie równe, — poza tem zaś posiada sztywność, podobną jak kątówka w konstrukcji nitowanej. Tak samo pasy kratownic, jak i krzyżulce, mogą być wykonane z teówek w sposób prosty i łatwy. Ponieważ teówki wyrabia się w stosunkowo niewielkiej ilości numerów, a nadto nie ma ich na składzie w odpowiedniej ilości, zatem niejednokrotnie trzeba profil teowy uzyskać z przeciętego na pół dźwigara dwuteowego.



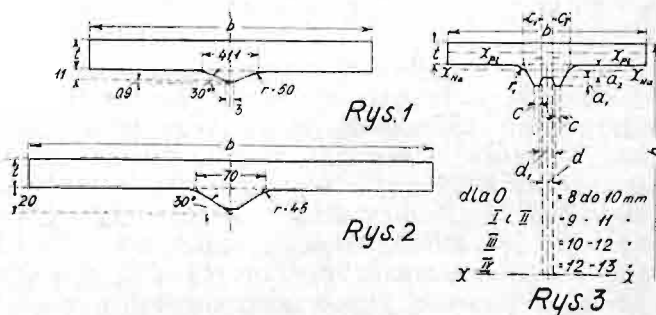
go, co oczywiście podraża robotę i powoduje dodatkowe prostowanie profilu przepołowionego. W dalszej jednak konsekwencji staje się konieczne wprowadzenie do walcowni większej ilości profili teówkowych, i to odpowiednio dostosowanych do wymagań konstrukcji. Takim wymaganiem jest przede wszystkim możliwie równy moment bezwładności dla osi  $x$  i  $y$ , chodzi bowiem o to, aby teówka jako pręt kratownicy we wszystkich kierunkach na wyoboczenie była równowarta. Spawanie spowoduje zatem zwiększone zapotrzebowanie na profile teowe, które trzeba będzie walcować w znacznie większej ilości numerów niż dotychczas. Dwuteówki i ceówki zawdzięczają swój kształt wymaganiom belek pracujących na zginanie, których materiał powinien być możliwie odsunięty od osi obrotowej. Były one zresztą stosowane prawie zawsze jako profile pojedyncze, gdyż donitowywanie nakładek do nich było wogóle niewłaściwe z uwagi na stosunkowo wąskie stopki, oraz z uwagi na pochylenie tychże stopek. Z tego samego powodu nie były one stosowane wogóle w belkach kratowych z wyjątkiem profili szerokokostopowych. Zagranicą walcuje się bowiem dźwigary szerokostopowe, które eliminują w znacznym stopniu niewygodę pierwszą, oraz dźwigary  $P$ , które eliminują obie trudności. U nas jednak te profile nie są walcowane aczkolwiek wprowadzenie ich byłoby niezmiernie korzystne dla rozwoju konstrukcji stalowych. Huty powinny moment ten wziąć pod uwagę.

Wprowadzenie spawania pozostawia wogóle możliwości stosowania profili dwuteowych i ceowych, a nawet w pewnym stopniu je rozszerza, gdyż umożliwia w prosty sposób łączenie ich w belki kratowe, oraz utwierdzenie na nich nakładek o dowolnej grubości. Również pozwala ono na zastosowanie dźwigarów rozciątych i podwyższonych przy pomocy odpowiednio dospojonej blachy. Jednakże na kształt tych profili wprowadzenie spawania nie wpłynie zupełnie, poza jednym wyjątkiem: ceówek na słupy.

Inne profile walcowane, mają w konstrukcji walory drugorzędne i stosowane są wogóle rzadko. Wprowadzenie spawania wpływać będzie wogóle raczej na ich zredukowanie, gdyż pozwala ono na łatwe złożenie dowolnych profili z materiału, jaki jest do dyspozycji. Natomiast szersze zastosowanie uzyskają płaskówki i blachy, które zresztą walcuje się już dzisiaj w znacznej ilości wymiarów. T. zw. żelaza uniwersalne dochodzą do 600 mm szerokości i 40 mm grubości. Dla większych szerokości stosuje się blachy, które zresztą w razie konieczności dokładnych wymiarów trzeba specjalnie obrabiać. Taka konieczność zachodzi np. w blachownicach dla ścianki (środnika), natomiast nie zachodzi w tych blachownicach dla nakładek. Zaznaczyć należy, że blachy mają wogóle właściwości gorsze od żelaza uniwersalnego. Wzmocze się ich zastosowanie w wymiarach dotychczasowych, ale także na coraz większą skalę wchodzić będą one w zastosowanie o wymiarach znacznie grubszych, niż dotychczas normalnie stosowane. Widzimy to już w dotychczasowych rozmaitego typu konstrukcjach spawanych, w pasach belek kratowych, na-

kładkach blachownic i dźwigarów walcowanych, w podstawach słupów i t. p.

Niezależnie od profili już istniejących, które co do numerów wymagają tylko rozszerzenia, a co do kształtu pewnej zmiany, jednym słowem dostosowania do wymagań spawania w stopniu stosunkowo nieznacznym, zaczyna zachodzić potrzeba walcowania profili zupełnie dotychczas niestosowanych, odmiennych od dotychczasowych. Profile te okazały się potrzebne przede wszystkim w odniesieniu do blachownic. Jak wyżej wspominałem, blachownice spawane różnią się od nitowanych o tyle, że nie posiadają kątowników, które tu są zbyt ciężkie, a nawet są przeszkodą do należytego wykonania. Przyspojone bowiem tylko na końcach nie dają należytego połączenia, które staje się w stosunku do łącznika (kątownika) bardzo ekscentryczne, zaś przyspajanie ich również i do krawędzi ścianki jest stosunkowo kosztowne i utrudnione. Z drugiej strony wykonanie blachownic wyłącznie z blach nie jest również łatwe do wykonania wskutek trudności, związanych z dokładnym ustawieniem blach względem siebie (zachowanie prostego kąta), z deformacjami termicznymi, wynikającymi ze spawania, oraz ze stosunkowo dużymi naprężeniami w spoinach (występują tu dość znaczne naprężenia zginające i ścinające). Stąd pochodzi poszukiwanie profilu, któryby niekorzyści te ominął (rys. 1, 2 i 3).



Profile, walcowane obecnie w Niemczech, mają w tym celu kształty podane na rys. 1, 2 i 3. W profilu rys. 3 rąbki stanowią niejako łożysko, w którym łatwo umieścić blachę stojącą i obustronnie przyspoić. Nadto ułatwione jest tu wzajemne ustawienie poszczególnych elementów blachownicy, a wreszcie unika się poprzecznych odkształceń blachy. W r. 1934 wywalcowano w Niemczech 3400 tonn takich profili. Obecnie profile te walcowane są w następujących wielkościach:

Tabl. 1

<i>b</i> w mm	<i>t</i> w mm	Profil	Największa długość	U w a g i
250	15 do 19	I	25 do 22	Większe długości i mniejsze grubości na zamówienie
250 do 290	20 — 90		35 m. o ile waga nie przekracza 10 t	
300 do 400	20 — 90			
400 do 600	30 — 90			
600 do 800	40 — 90			
800 do 1000	50 — 90			
		II		

Należy zaznaczyć, że spawanie wprowadziło do konstrukcji spawanych również kształty rurowe.

Zazwyczaj stosuje się je, wstawiając blachy w odpowiednie formy i kształtując je na zimno lub na gorąco<sup>1)</sup>. Gdzie niegdzie pojawiają się tendencje, aby profile do takich kształtów rurowych walc-

Tabl. 2

Profil	w mm										Pow. przek.		Mom. bezwł.	
	b	t	d <sub>1</sub>	c	d <sub>2</sub>	c <sub>1</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	r	X <sub>cm</sub>	F <sub>Na<sub>cm</sub><sup>2</sup></sub>	J <sub>Nay</sub>	J <sub>Nax</sub>	
0	250	10 do 22	11	20	10,25	24,5	6	6	2	0,55	6,06	0,71	17,2	
I	320	16 do 28	12	9	11,25	13,6	6	6	3	0,50	3,50	0,38	3,95	
II	340	22 do 34	12	11,5	11,25	13,7	6	8	3	0,60	4,93	0,76	7,66	
III	360	26 do 38	13	13,5	12,25	19,37	6	10	3	0,71	6,56	1,28	12,3	
IV	600	24 do 40	14	30,5	13,50	—	6	34	3	1,75	36,0	167,0	244,0	

<sup>1)</sup> Więcej o przekrojach rurowych, ich zaletach i wadach por. autora: „Spawane konstrukcje rurowe“, „Spawanie i cięcie metali” 1933 i „The Tubular Steel Constructions”, „Welding Symposium”, London 1935.

wać odrazu w formie półkola, przyczem oba profile połączone wytwarzałyby profil kołowy. Narazie profilów takich się nie walcuje, niemniej możliwe jest, że i w tym kierunku zwróci się walcownictwo stali konstrukcyjnej.

Streszczając powyższe, dochodzę do następujących wniosków:

1) wskutek coraz szerszego stosowania spawania, wytwarzają się w walcownictwie tendencje, że zapotrzebowanie kątówek wybitnie się zmniejszy, zaś zapotrzebowanie profilów I i U nie ulegnie specjalnym zmianom, aczkolwiek powinno nieznacznie się zwiększyć;

2) w wybitnym stopniu wzrośnie zapotrzebowanie teówek, przyczem kształt ich powinien być taki, by momenty bezwładności przekroju dla obu osi głównych były takie same;

3) zastosowanie blach i żelaz uniwersalnych powinno ulec zwiększeniu, zwłaszcza w sortymentach grubszych;

4) pojawiają się nowe profile dostosowane do spawania, przyczem narazie wchodzą w grę profile do blachownic.



# RACJONALNE KONSTRUKCJE JAKO JADNO ZE ŹRÓDEŁ POWSTAWANIA NOWYCH FORM ARCHITEKTONICZNYCH

Inż. dr. Stanisław Hempel, Warszawa

Własności technologiczne materiału decydują o możliwościach tworzenia z nich elementów składowych przyszłych budowli. Elementy te mogą posiadać różne wielkości i kształty, w zależności od szarmonizowania własności technologicznych z procesem ich stosowania w budowie. Elementy drobne, bez względu na ich kształty (cegła, kamień łamany), dlatego, że są małe w porównaniu z częściami budowy, pozwalają tworzyć dowolne kształty konstrukcyjne i dekoracyjne, których wielkość ograniczają własności wytrzymałościowe materiału. Elementy większe (bloki kamienne), mogą spełniać rolę podobną jak elementy drobne, poza tym występują w roli samodzielnych części konstrukcyjnych, przyczem wielkości ich są ograniczone przez przyrodę.

Budowle tworzy zespół elementów konstrukcyjnych pionowych i poziomych; elementy te ograniczają lub dzielą przestrzeń przeznaczoną do zabudowy. Pierwsze trudności konstruktora wiążą się niewątpliwie z wykonaniem elementów poziomych. Element pionowy (słup, ściana), dopuszczający użycie drobnych części składowych, pozwala wykonywać je prawie w dowolnych wymiarach. Element poziomy — belka, z natury swego przeznaczenia tworząca jedną całość w prymitywnym budownictwie, staje się czynnikiem silnego ograniczenia wzajemnej odległości ustawienia ścian i słupów.

Najprostszy i sięgający czasów prymitywnego budownictwa, zespół elementów pionowych i poziomych, tworzy w widoku prostokąt. Ograniczone możliwości w stosunku do rozpiętości poziomej, przy jednoczesnej swobodzie nadawania słupom i ścianom żądanych wysokości, sprzyjają tworzeniu się zespołu konstrukcyjnego w formie prostokąta, wydłużonego ku górze.

Formę konstrukcji, przedstawioną na rys. 1a, charakteryzuje przewaga elementu pionowego nad skromnym, nieopanowanym technicznie w zaraniu powstania budownictwa, elementem poziomym.



Rys. 1a



Rys. 1b

Odminną formę tworzy układ konstrukcyjny, przedstawiony na rys. 1b, wyłącznie dzięki zastosowaniu znacznych rozpiętości belek (elementów poziomych) w porównaniu z wysokością słupów (możliwości konstrukcyj współczesnych). Rys. 1a przedstawia prymityw konstrukcyjny<sup>1)</sup>, rys. 1b

przedstawia możliwości konstrukcyjne, oparte na wiedzy technicznej; stąd następujący wniosek: o możliwościach zmian proporcji decyduje wiedza techniczna.

Ze stanowiska konstrukcyjnego obojętna jest sprawa, czy słup i belka zostaną wykonane z tego samego materiału, czy też z różnych, jeżeli wymagane warunki statyczno-wytrzymałościowe zostaną spełnione. Stanowisko architektoniczne będzie ogólniejsze. Warunki statyczno-wytrzymałościowe, jako bezsporne i wynikające z praw przyrody, uzupełniamy wymaganiami wyglądu zewnętrznego, który, między innymi, w poważnym stopniu zależy od rodzaju użytych materiałów. Słup możemy wykonać z muru, z cegły lub z kamienia, nie możemy jednak tego materiału zastosować do elementów poziomych (budow. prymitywne). Wrażenia optyczne będą różne w razie zastosowania bloku kamiennego w roli belki, lub belek drewnianych.

Układ konstrukcyjny, wynikające z niego proporcje, rodzaj materiału, lub szarmonizowanie kilku materiałów, tworzy całokształt formy architektonicznej. „Pełnia harmonii pomiędzy konstrukcją a kształtem jest współczynnikiem najwyższych wartości estetycznych w budownictwie<sup>2)</sup>”. Ograniczony zakres możliwości konstrukcyjnych przy użyciu belek kamiennych lub nietrwałych drewnianych, skłonił pierwszych budowniczych do szukania innych rozwiązań, dla podziału budowli w poziomach.

Belkę na długie wieki wypiera sklepienie. Sklepienie jako nowa forma konstrukcyjna, o wybitnej indywidualności statyczno-wytrzymałościowej, staje się jednocześnie jednym z silniejszych motywów architektury starożytnej i średniowiecznej. Niesłusznie dzisiaj zaniechane w budownictwie, znajduje szerokie zastosowanie do konstrukcji wybitnie inżynierskich. Racjonalnie skonstruowane sklepienie w każdym z swych przekrojów, pracując na ściskanie, tworzy jak gdyby przedłużenie ściany lub słupa na którym się wspiera. Praca materiału w sklepieniu upodabnia się do jego pracy w podporze; materiał podpory i sklepienia może być ten sam. Sklepienie jest pierwszym elementem konstrukcyjnym, który uzupełnia grę sił pionowych siłą skośną, wynikającą z rozporu sklepienia. Siła pozioma rozporu ma wpływ na kształt podpór sklepienia. Zespół sklepień i podpór umożliwił powstanie bardzo licznych zarówno prostych, jak i skomplikowanych rozwiązań konstrukcyjnych. Sklepienie, jako element wybitnie kon-

<sup>1)</sup> Prymityw konstrukcyjny może być dziełem sztuki, natomiast nie każda nowoczesna konstrukcja posiada dodatnie walory architektoniczne.

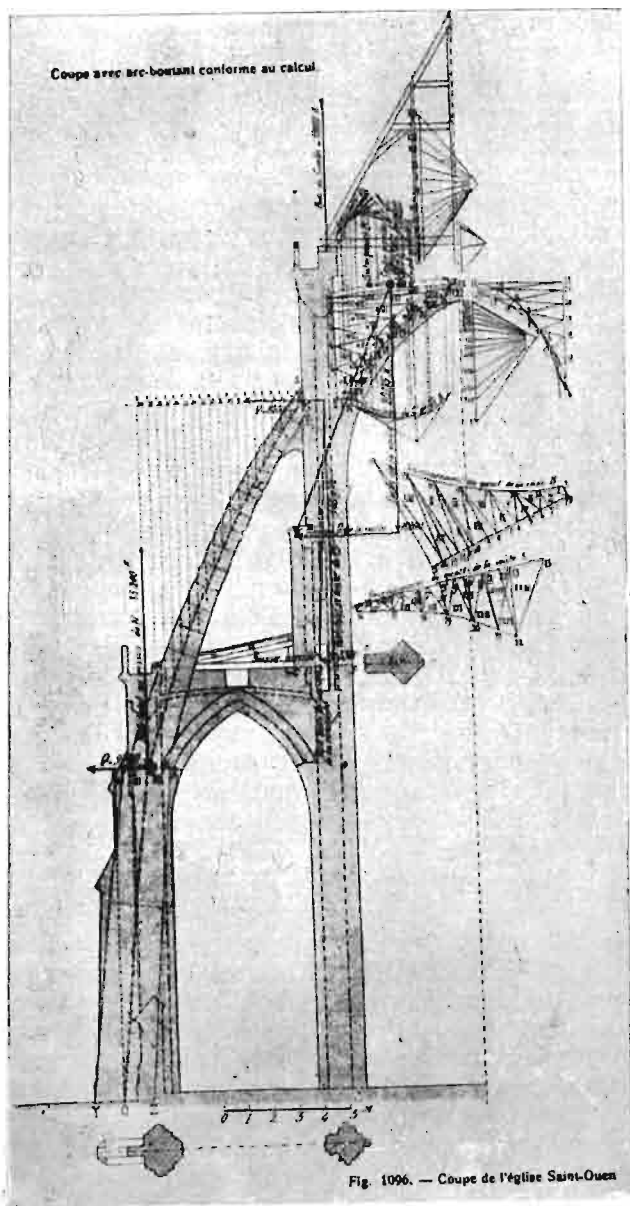
<sup>2)</sup> L. Niemojewski „Konstruktywizm w Architekturze”, str. 25.



strukcyjny, pozwoliło na podstawach konstrukcji tworzyć piękną architekturę wnętrza i brył.

Wpływ tych ciekawych konstrukcji nie ograniczał się bynajmniej do kształtowania kościołów i gmachów monumentalnych. Łuk jako najprostsza i jednocześnie podstawowa forma sklepień pozwolił stworzyć mosty, wiadukty, akwedukty, pomniki sztuki inżynierskiej o wielkich walorach architektonicznych.

Sklepienie jest elementem konstrukcyjnym epokowej wagi, o wartościach plastycznych w wie-

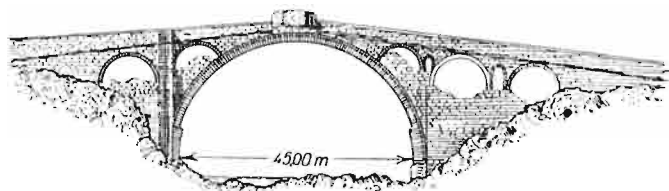


Rys. 2.

lorakich formułach, wyzyskanych przez artystów budowniczych. Zarys sklepień, łuków, ich grubości i wzajemne proporcje, decydują o ich wyglądzie zewnętrznym, oraz o ich wartościach statyczno-wytrzymałościowych. Wiekowe doświadczenie, intuicja, zmysł artystyczny wartościujący proporcje, zastępował przez długie lata dzisiejszą wiedzę techniczną, stwarzając budowle bez zarzutu pod względem konstrukcyjnym. Obecnie wiedza tech-

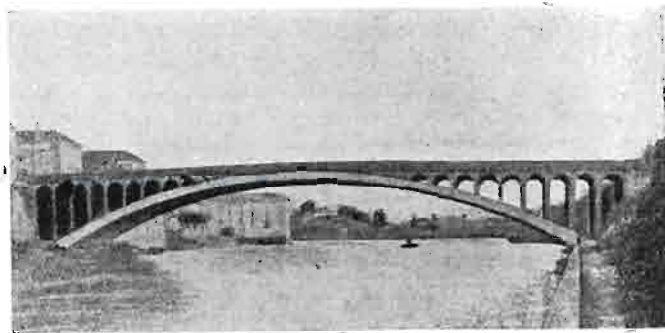
niczna projektodawcy prowadzi do harmonijnych form, jak to wskazuje w dziedzinie konstrukcji łukowych rys. 2<sup>3)</sup>, przedstawiający fragment kościoła w Rouen, którego elementy łukowe, a w szczególności przypora zewnętrzna i filar skrajny, posiadają formy, określone na podstawie rozwiązań statyczno-wytrzymałościowych, ostatecznie ujętych w postaci wyrażeń matematycznych (równanie osi łuku, grubość łuku — funkcja współrzędnych osi łuku).

Rys. 3a i fig. 3b przedstawia most z czasów średniowiecza, oraz most współczesny. Oba mosty posiadają wspólną zasadę konstrukcyjną; różnica w pro-



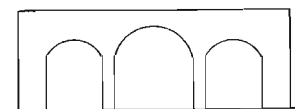
Rys. 3a.

porcjach jest rezultatem postępu technicznego, wyrażającego się w racjonalnym stosowaniu konstrukcji, co jak łatwo spostrzec z rys. 3 ma donio-

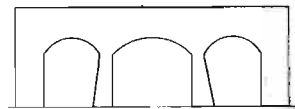


Rys. 3b.

śły wpływ na architekturę budowli. Rys. 4a przedstawia łukowy zespół konstrukcyjny, w którym parcia poziome łuków równoważą się wzajemnie. Środkowe kolumny mogą być wysmukłe, gdyż nio-



Rys 4a



Rys 4b

są wyłącznie obciążenie pionowe; konstrukcja racjonalna. W wypadku nierównoważenia parć poziomych łuków, jak to ma miejsce w konstrukcji, przedstawionej na rys. 4b, filary środkowe muszą być znacznie pogrubione, lub rozszerzone u dołu. Przykład ten wyjaśnia wpływ konstrukcji na proporcje elementów nośnych, ujawniając współzależność czynnika konstrukcyjnego i architektonicznego. Łuk, jako element konstrukcyjny, stanowi więź historyczną w rozwoju konstrukcji, między czasami starożytnymi, poprzez średniowiecze, z konstrukcjami doby obecnej.

<sup>3)</sup> Elements et théorie de l'architecture par J. Gaudet. tom. III.

Ewolucja w stosowaniu rozpiętości belek, o której mówiliśmy na początku niniejszych rozważań (rys. 1), dokonała się poprzez konstrukcje łukowe. Początkowo żelazo, potem żelbet, umożliwiając stosowanie belek „praktycznie” dowolnej rozpiętości, niesłusznie, a jednak bezapelacyjnie wyrugowały łuk i sklepienie jako środek poziomego podziału przestrzeni. Tak jak łuk można nazwać symbolem konstruktywizmu czasów starożytnych, średniowiecznych, tak obecnie belka jest cechą znamioną i dominującą w konstrukcjach współczesnych.

Ze stanowiska konstruktywizmu wynika następujący podział kierunków architektonicznych: architektura wieków ubiegłych — architektura łuków, małych rozpiętości, dominuje element pionowy; architektura współczesna — architektura belki, wrażenie linii poziomych wysuwa się na pierwsze miejsce.

W łukach i słupach dominują naprężenia jednego znaku — ściskające. Zmienimy znak naprężeń — cegłę, kamień lub beton, na stal, wówczas łuk zamienia się na wieszak. Mosty wiszące, niektóre gigantycznych rozmiarów, są przedstawicielami konstrukcyj, opartych na rozciągającym działaniu sił. Zmiana sposobu działania sił (zmiana znaku) uzewnętrznia się w nowej formie architektonicznej (mosty wiszące).

Różnice w układach konstrukcyjnych i formach architektonicznych, wynikające z różnych



Rys. 5a.

własności wytrzymałościowych materiałów, przedstawia rys. 5. Droga prymitywnych doświadczeń z życia codziennego, oraz na podstawie obserwa-



Fig. 5b.

cji zjawisk z otaczającej nas przyrody, każdy laik w sprawach techniki budowlanej posiada w mniejszym lub większym stopniu rozwinięty zmysł statyczny. Powyższa obserwacja pozwoli nam podzielić konstrukcje na dwie grupy, różniące się między sobą stopniem bezpośredniego wrażenia statycznego, działającego na obserwatora.

Konstrukcje o układzie statycznym, zrozumiałym nawet dla laika, które bezpośrednio tłumaczą celowość użytego materiału konstrukcyjnego, zespalały w sobie dwa czynniki, mające decydujący wpływ na wrażenie, jakie konstrukcja czyni na obserwatorze, a mianowicie: proporcje i formy z ich celowością w znaczeniu statycznym. Jako

przykład jasnej konstrukcji, których formy i proporcje tłumaczą jej pracę, oraz usprawiedliwiają użyty materiał, może służyć rys. 5. Do drugiej grupy zaliczymy konstrukcje o u t a j o n e j logice konstrukcyjnej. Zrozumienie sposobu pracy takiej konstrukcji dostępne jest tylko dla fachowców, i to nie zawsze na pierwszy rzut oka, lecz dopiero po przestudjowaniu odpowiednich rysunków. Zespół budowlany o utajonym sposobie pracy nie tłumaczy celowości konstrukcyjnej, ani zastosowanych form, ani proporcji poszczególnych elementów. Użyte formy i proporcje mogą robić wrażenie przypadkowych. Wrażenie optyczne opiera się wyłącznie na poczuciu form i proporcji, odpada czynnik poczucia statycznego, — racjonalności konstrukcji. Obserwator może być bardziej zaintrygowany zagadkowością konstrukcji, niż zainteresowany jej proporcjami i kształtem poszczególnych elementów. Wniosek: ujawnienie konstrukcji wprowadza czynnik zaufania do zespołu wrażeń obserwatora.

Jako pierwszy przykład, dający możliwość porównania wrażeń optycznych konstrukcji jawnych i utajonych, mogą służyć stropy o widocznych belkach, kasetonach, oraz strop płaski od spo-

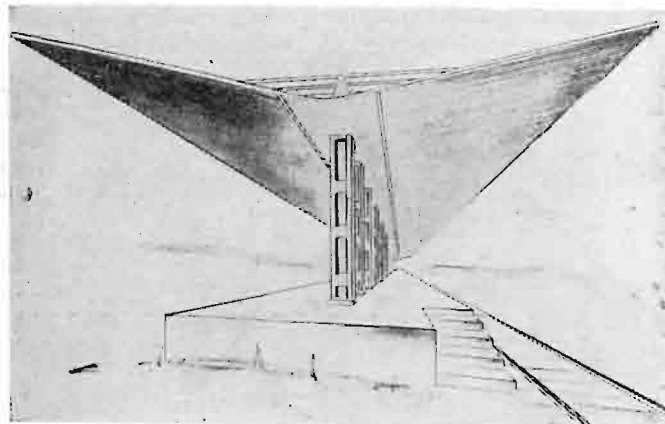


Fig. 6.

du. Strop o widocznym układzie belkowania budzi w obserwatorze poczucie pewności. Pułap płaski może czynić wrażenie przygniatające; zaufanie do takiego stropu, nie wywołane pierwszym wrażeniem, wymaga pewnych procesów myślowych, opartych na domniemaniach co do sposobu rozwiązania konstrukcyjnego. Podobnie słup, przenikający płaski pułap, należy do utajonych rozwiązań konstrukcyjnych; jego proporcje, oraz miejsce ustawienia nie tłumaczą istotnej roli konstrukcyjnej słupa; słup tak zaprojektowany robi wrażenie przypadkowego elementu dekoracyjnego.

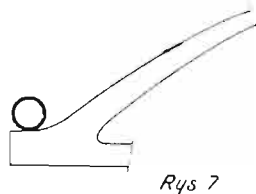
Wykusz budynku, poziomo zakończony od spodu, nie uzewnętrznia sposobu pracy konstrukcji, eliminuje z wrażenia zewnętrznego czynnik naturalnego poczucia konstruktywizmu. Fig. 6 przedstawia projekt wiaty w konstrukcji żelaznej z niewidocznymi wiązarami.

Sharmonizowanie form i proporcji, oraz układ konstrukcyjny, stanowią o całokształcie wrażenia, jakie dany zespół budowlany wywołuje na obserwatorze. Brak jednego z tych elementów obniża



pełnię tego wyrażenia; ornamentyka może je uzupełnić, a niewłaściwie skomponowana wpływa ujemnie na wygląd zewnętrzny budowli. Zakłócenie harmonii konstrukcyjnej dla celów dekoracyjnych należy do częstych błędów w projektowaniu obiektów o charakterze inżynierskim.

Wykonanie węzła oporowego mostu łukowego żelbetowego, jak na rys. 7, narusza linię łukową



Rys 7

w tak ważnym miejscu konstrukcyjnym jak opora; sprzyja wrażeniu jakby płynności opór. Kule u wjazdu na most tak chętnie stosowane przez niektórych konstruktorów, spełniają rolę ornamentu o wartości estetycznej, mało odbiegającej od kółka w nosie murzyna. Modyfikacje typowych form konstrukcyjnych bez naruszania ich istoty mogą być źródłem do osiągnięcia pewnych walorów plastycznych. Jako przykład wyzyskania łożyska ruchomego mostu jako motywu plastycznego może służyć projekt mostu (kładki), przedstawionej na fig. 8. Koła żelbetowe, dźwi-

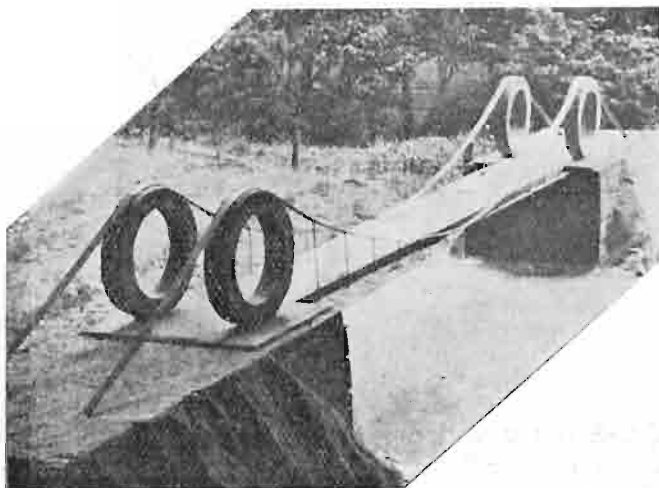
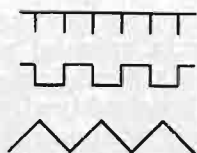


Fig. 8.

gające wieszak stalowy, łączą w sobie rolę pilonu i łożyska mostu.

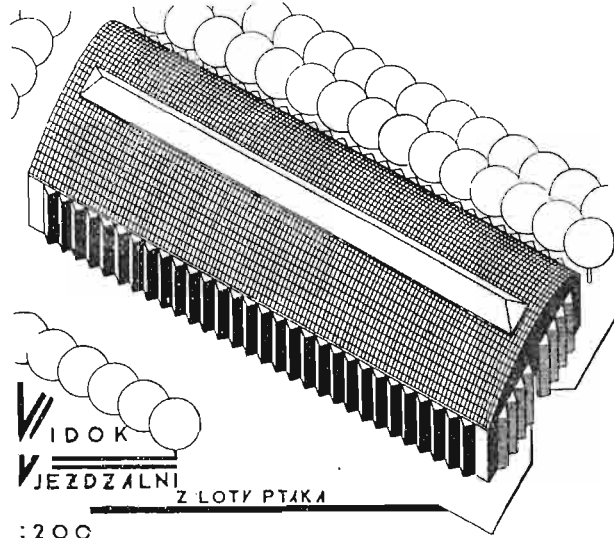
Ujawnienie systemu konstrukcyjnego prowadzi do konstrukcji wzbudzających zaufanie. Zasada ta, jasna dla współczesnych architektów, jest zupełnie niedoceniana przez wielu inżynierów-konstruktorów. Racjonalność konstrukcji opiera



Rys 9

się na statyce i wytrzymałości materiałów. W wyniku wskazań tych nauk przytaczamy niżej kilka przykładów niektórych rozwiązań konstrukcyj-

nych, mających, poza racjonalnością statyczno-wytrzymałościową, pewne możliwości plastyczne. Rys. 9 przedstawia przekroje poziome ścian wolnostojących. Ściany tego systemu lepiej pozwalają wyzyskać materiał, niż ściany pełne lub z pilastrami; są to przekroje racjonalniejsze wytrzymałościowo od zwykle stosowanych; dzięki swym kształtom wprowadzają do budownictwa nowy element architektoniczny o wartościach plastycznych. Rys. 10. przedstawia projekt ujeżdżalni



Rys. 10.

o ścianach w trójkątne zęby. Ściany tego typu są tańsze<sup>1)</sup> od innych rozwiązań równoważnych wytrzymałościowo.

Ściany prostokątnych cel silosów, obciążone poziomo przez parcie sypkiej zawartości, tworzą belkę ciągłą, której kształt zgodnie z przebiegiem wykresu momentów zginających ilustruje rys. 11.



Rys. 11.

Fig. 12. przedstawia elewator zbożowy w Gdyni, gdzie technicznie racjonalny kształt ścian został wyzyskany jako motyw plastyczny fasady monumentalnego budynku przemysłowego<sup>2)</sup>.

Projekt układu statycznego konstrukcji jest wynikiem przystosowania jej przyszłej pracy, do zadanych warunków. Nieprzeciętne warunki wymagają specjalnych rozwiązań statyczno-konstrukcyjnych, które w konsekwencji tworzą niecodzienny wygląd projektowanego obiektu. Jako przykład takiej konstrukcji może służyć most na stacji

<sup>1)</sup> Czynnikiem ekonomii w konstrukcjach bynajmniej nie jest wynikiem ustrojów kapitalistycznych. W książce: „Konstruktywizm w Architekturze” prof. dr. Lech Niemcewicz na stronie 46 pisze: hasłem Ateńczyków, w przeciwieństwie do ciężkiego przepychu wschodniego, było przytoczone przez Peryklesa zdanie: „lubimy piękno połączone z taniością”.

<sup>2)</sup> Projekt konkursowy elewatora zbożowego w Gdyni, projekt S. Hempla.

kolejowej Szarlej-Piekary (fig. 13), projektu prof. dr. L. Niemojewskiego i autora niniejszego referatu. Most podparto w trzech punktach, a nie



Fig. 12.

w czterech, jak to zwykle przyjęto. Obrany system podparcia mostu tłumaczy się gruntem kopalnianym, grożącym znacznymi osiadaniami.

Postęp cywilizacji, związany nierozdzielnie ze zdobyczami techniki, stwarza nowe potrzeby, których zaspokojenie rozwiązują między innymi nieznane doniedawna obiekty. Do takich należą maszty radiowe, wysokie słupy dla celów instalacji przemysłowych, lub wreszcie wiatraki o charakterze wytwórni prądu elektrycznego. Rys. 14 i fig. 15 w sposób kontrastowy przedstawia rozwiązanie konstrukcyjne słupów do podwieszania przewodników wysokiego napięcia. Rys. 14 daje rozwiązanie szablonowe, na fig. 15 to samo zagadnienie ujęto w sposób indywidualny. Z porównania tych dwóch konstrukcji wyciągamy wniosek, iż w zagadnieniach wyłącznie konstrukcyjnych zawsze istnieje możliwość uwzględniania potrzeb plastyki. Jako temat zagadnień konstrukcyjno-plastycznych o formach dotychczas niespotykanych przedstawiają rys. 16 i 17 (siłownie wietrzne).

Typowym przykładem zespolenia kształtu z wymaganiami wytrzymałościowymi są profile walcowanych belek i prętów żelaznych. Przy wysokich budynkach kształt budynku jako całości, odgrywa bardzo poważną rolę w stateczności i sztywności konstrukcji szkieletu i budynku. Ko-

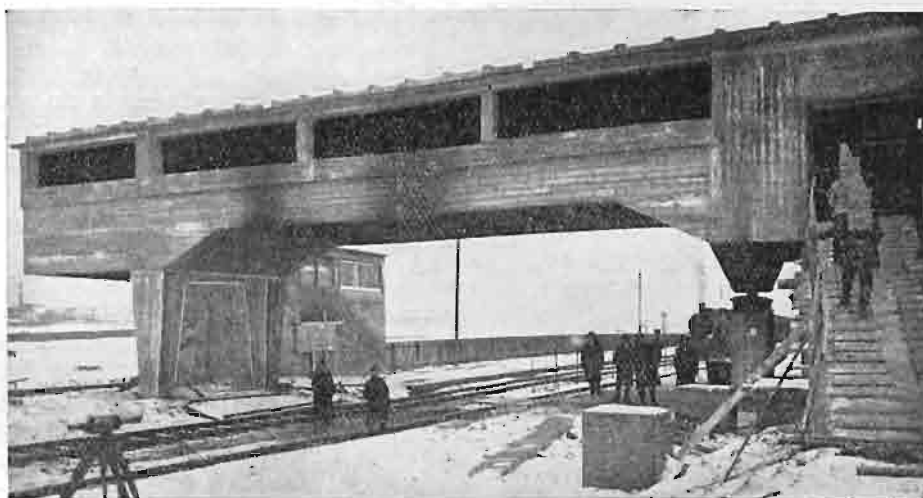
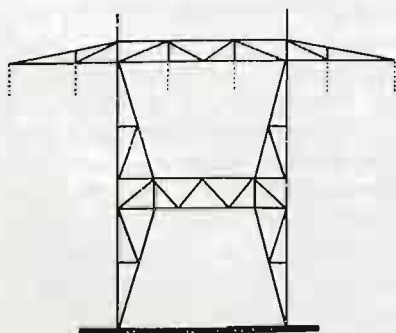


Fig. 13.



Rys. 14.

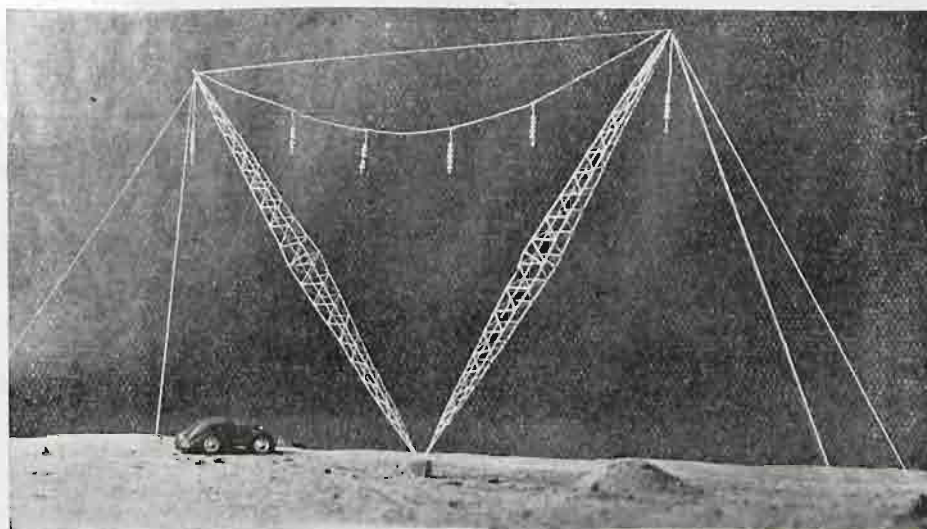


Fig. 15.



rzystne kształty budynków w planie mają dużo cech wspólnych z profilami walcowanymi (rys. 18).

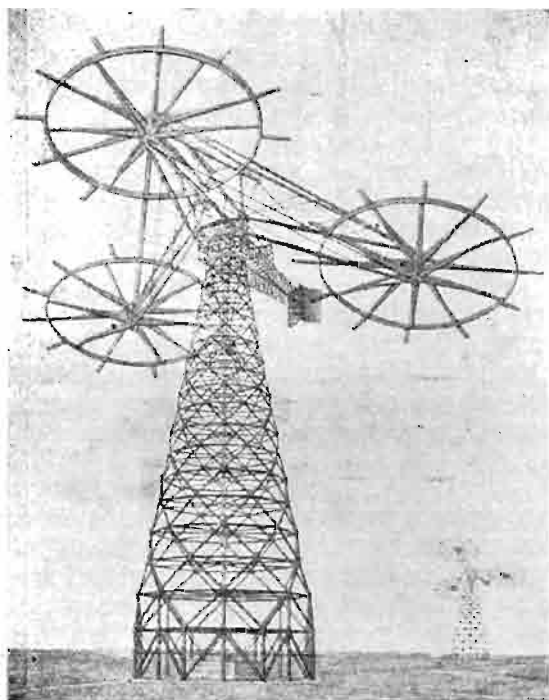


Fig. 16.

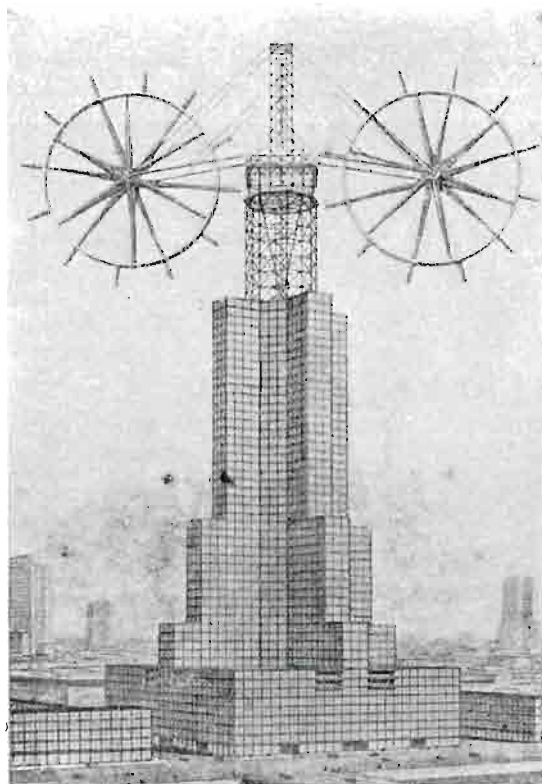
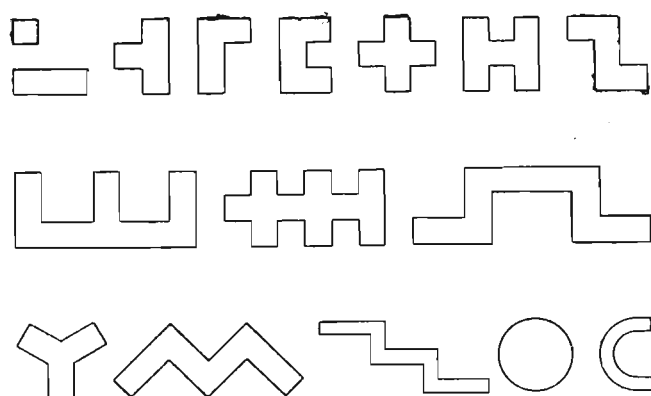


Fig. 17.

*Wnioski:* 1) nowe formy architektoniczne wynikają z własności materiałów konstrukcyjnych, z tytułu swego wykształcenia do stwarzania form architektonicznych w znaczeniu konstrukcyjnym;



Rys. 18.

celowo użytych w znaczeniu wytrzymałościowo-statycznym;

2) inżynierowie - konstruktorzy powołani są

3) stopniowa realizacja wniosku drugiego może nastąpić przez współpracę inżyniera - konstruktora z architektem, oraz przez konkursy inżynierskie, np. w dziedzinie projektowania mostów.

# JEDNA Z ODMIAN PROJEKTU MOSTU PRZEZ RZEKĘ WISŁĘ W PŁOCKU

*Prof. inż. dr. Andrzej Pszenicki, Warszawa*

Potrzeba budowy mostu przez Wisłę pod Płockiem oddawna daje się odczuwać. Za czasów rosyjskich był tutaj most pontonowy, który łączył Radziwie (lewy brzeg) z Płockiem (prawy brzeg). Za czasów okupacji niemieckiej zamiast mostu pontonowego został zbudowany przez okupantów most lekki czasowy o dźwigarach stalowych na podporach drewnianych. Podpory drewniane tego mostu nie dają gwarancji nie tylko jego trwałości, lecz również i wytrzymałości, szczególnie podczas spływania lodów na Wiśle. Ciągłe istnieje obawa zerwania lodami podpór, a zatem i przerwy ruchu na pewien dość znaczny okres czasu. Oprócz tego most czasowy zbudowany był na lekkie obciążenia i dlatego też i pod względem ruchu nie zupełnie odpowiada potrzebom w dzisiejszym czasie. Nadto obecnie jest już wykonana linja kolejowa Kutno — Radziwie i odnoga kolejowa Sierpc — Płock. Obie te linje czekają na swoje połączenie. Stąd powstała kwestja budowy mostu drogowo-kolejowego.

Pod względem terenowym zagadnienie budowy mostu komplikuje się tem, że brzeg lewy od strony Radziwia jest niski, brzeg zaś prawy, płocki, jest wysoki. Budowa mostu poziomego natrafia na znaczne trudności, gdyż wymaga albo znacznych nasypów na lewym brzegu, i przez to znacznego podniesienia poziomu stacji Radziwie, co jest związane z dużymi kosztami, albo też przejścia bardzo głębokimi wykopami na prawym brzegu, co oczywiście wymaga znowu nie tylko wywłaszczenia znacznych obszarów gruntów miejskich, lecz utrudnia nadto tak podejście do stacji Płock linji kolejowej Płock — Sierpc, jak również i dojazd do miasta, gdyż trzeba podchodzić wzniesieniami około 6% na znacznej długości.

Ponieważ długość mostu wynosi łącznie z wiaduktami na obu brzegach około 712 m, to oczywiście długość tę zdecydowano wykorzystać i przejść ją wzniesieniem 16‰, t. j. uzyskać różnicę wzniesienia przyczółka prawego ponad lewym na 11,39 m. Wzniesienie to przyjęte było tak na moście dla łącznicy linji kolejowej Kutno — Radziwie z linją Płock — Sierpc, jak również i dla mostu w części drogowej. Badania i studia, przeprowadzone przez Ministerstwo Komunikacji przy udziale innych czynników zainteresowanych i autora niniejszego, ostatecznie ustaliło ogólne wytyczne do projektu mostu: mianowicie wzniesienie 16‰ i obie jazdy, tak kolejowa jak i drogowa w jednym poziomie; kolejowa wyżej, a drogowa poniżej biegu Wisły.

Wzniesienie jezdni na prawym brzegu przy tych warunkach otrzymało się przeszło 28 m ponad poziom wody w Wiśle, na lewym zaś około 18 m. Najwyższe wody mogą się wzniesić nad poziom

normalnych wód na przeszło 5 m. Jeżeli zatem przyjąć, że ponad najwyższymi wodami części budowy wierzchniej winny się wznosić około 1,50 m, to otrzymamy wysokość ustrojową nad podporami od 11,50 m do 21,50 m. Względny żeglugi zmniejszają te wysokości od 6,30 m do 16,30 m.

Głębokość posadowienia podpór, jak wskazują wstępne badania geologiczne, dochodzi do 28 m poniżej poziomu wody, zatem całkowita wysokość podpór od podstawy fundamentu do poziomu jezdni może dochodzić do 56 m. Słup kamienny tej wysokości o przekroju jednostajnym na całej wysokości daje ciśnienie równomierne przeszło 12 kg/cm<sup>2</sup>. Zwiększając odpowiednio podstawę podpór, można nieco zmniejszyć to ciśnienie, lecz niewiele, gdyż dochodzi ciężar budowy wierzchniej i obciążenia ruchome w postaci pociągu na części kolejowej i tłumu na części drogowej. Stąd wynika, że w projekcie należy dążyć do zmniejszenia wysokości podpór i doprowadzić wysokość podpór tylko do niezbędnego wzniesienia nad poziom wód katastrofalnych. Ponieważ kota wód katastrofalnych w roku 1844 wynosiła + 60,05 m, zatem górną krawędź ciosów podporowych przyjęliśmy + 61,600 m, zaś górną krawędź filarów na ich osi na kocie 61,550 m. Ciosy podporowe wtopione zostały w ciało filarów i wystają ponad powierzchnią filarów na ich osi tylko na 0,05 m.

Ponad kotą + 61,600 m wznosi się konstrukcja stalowa. Wysokość ustroju nad filarami otrzymujemy się większą niż pomiędzy filarami. Okoliczność ta wskazuje, że, stosując do budowy wierzchniej układ belkowy, należy stosować takie belki, które otrzymują momenty gnące większe na podporach, niż pomiędzy podporami. Do takich belek należą belki wspornikowe, statycznie wyznaczalne, oraz belki ciągłe. Ponieważ most jest kolejowo-drogowy, a w mostach kolejowych bardzo ważną rzeczą jest sztywność dźwigarów głównych, więc zatrzymaliśmy się na belkach ciągłych dwuprzęsłowych, lecz ze wspornikami, by wyzyskać wysokość ustrojową na wszystkich podporach.

Rozważania nad otrzymaniem najkorzystniejszego rozwiązania pod względem ekonomicznym doprowadziły nas do mostu siedmioprzęsłowego ze wzrastaniem rozpiętości poszczególnych przęseł od lewego brzegu ku prawemu stosownie do wzrostu wysokości ustrojowej, tak nad filarami, jak również i pomiędzy filarami.

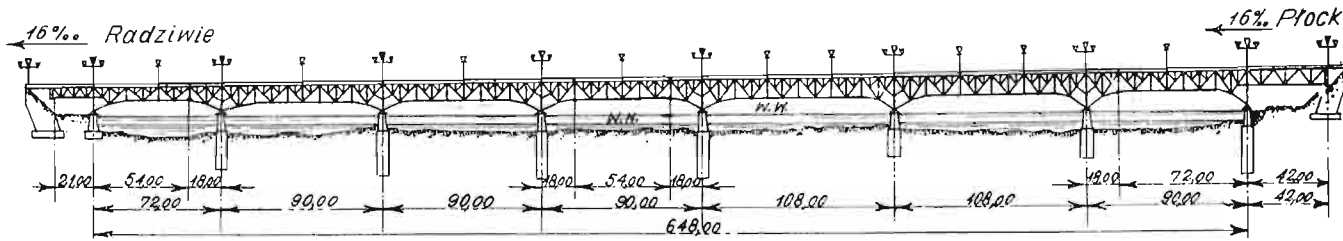
Jak widać z rys. 1 lewe przęsło skrajne składa się z belki zawieszanej o rozpiętości 54,00 m i ze wspornika długości 18,00 m, oraz belek ciągłych dwuprzęsłowych o rozpiętościach 90,00 m. Przęsło środkowe o rozpiętości 90,00 m tworzą dwa wsporniki o długościach po 18,00 m i belka zawie-



szona o rozpiętości 54,00 m; następne przęsła należą do belek ciągłych dwuprzęsłowych o rozpiętościach 108,00 m i wreszcie przęsło prawe o rozpiętości 90,00 m tworzy znowu belka zawieszona o rozpiętości 72,00 m i wspornik belki ciągłej o długości 18,00 m. Na słupach belek skrajnych zawieszonych wspierają się jednym końcem belki wiaduktowe: na lewym brzegu o rozpiętości 21,00 m i na prawym brzegu o rozpiętości 42,00 m.

Jak widać z rys. 1 filarów mamy 8, z których tylko lewy przybrzeżny projektuje się na palach

wsporniki usztywniające i przestrzeń pomiędzy nimi oszalowaniami będzie zabetonowana. Również belki położone ponad sufitem podlegają zabetonowaniu na wysokości co najmniej 1,50 m, licząc od poziomu sufitu. Tym sposobem otrzymujemy kesony jakby żelazobetonowe o zbrojeniu sztywnym, zabezpieczone jednak tak wewnątrz jak i na zewnątrz izby roboczej od możliwych pęknięć podczas opuszczania, a w szczególności przy skręcaniach kesonów, co często ma miejsce przy różnorodności gruntów pod nożami kesonów. Ciężar sta-



Rys. 1.

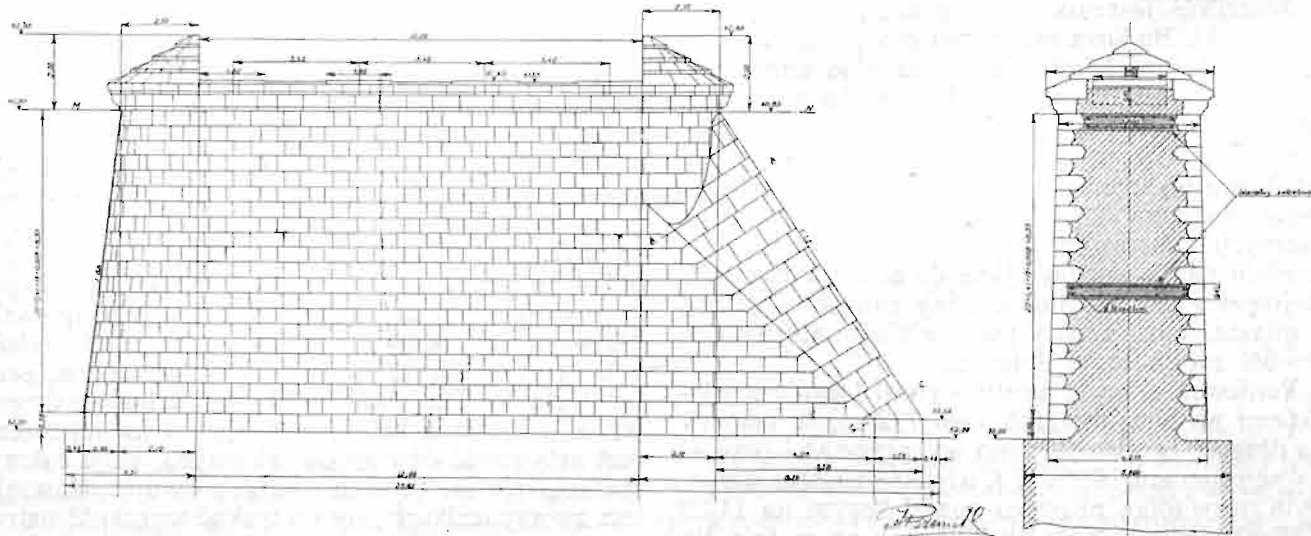
żelazobetonowych systemu Franki, zaś wszystkie inne mają mieć posadowienie na kesonach. Głębokość opuszczania do gliny lodowcowej na podstawie wstępnych wierceń geologicznych może dochodzić do koty 26,00 m, zatem poniżej poziomu wód normalnych około 28,50 m. Posadowienie, jak widać jest głębokie, podpory wypadają więc dosyć drogie i dlatego też dążeniem naszym było możliwe ich zmniejszenie. Wybór systemu przęseł, wymagający na filarach tylko pojedynczych podpór, dał nam możliwość nadania niewielkiej grubości filarom

li tego rodzaju kesonów wynosi około 400 do 425 kg/m<sup>2</sup> podstawy kesonu.

Ponieważ most jest ze spadkiem 16% zatem hamowanie zawsze może mieć miejsce na moście i siła hamowania przenosić się będzie na filary z łożyskami nieruchomymi, więc grubość fundamentów filarów tych w podstawie przyjęta została 6,50 m dla przęseł o rozpiętości 108,00 m i 6,00 m dla przęseł o rozpiętości 90,00 m; wszystkie inne filary rzeczne mają grubość podstaw fundamentów 5,60 m, zaś na wysokości odsadzki fun-

WIDOK Z BOKU

PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Rys. 2.

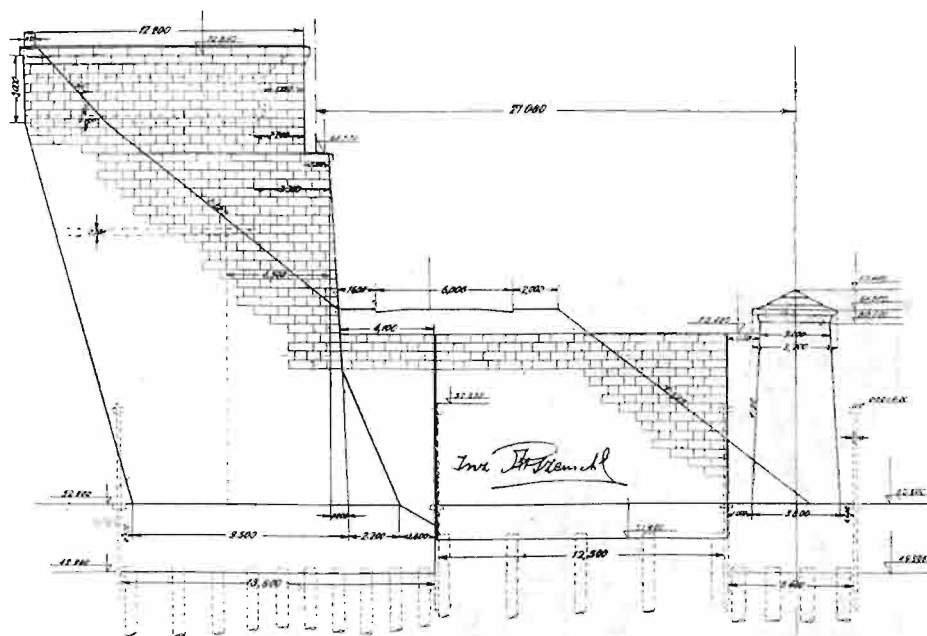
(3,80 m, rys. 2). Na rys. 3, 4 i 5 pokazane są przyczółki i filary przybrzeżne. Kesony (rys. 6) projektowane są stalowe z belkami poprzecznymi, umieszczonymi w izbach roboczych. Belki podłużne i drugorzędne belki poprzeczne znajdują się na suficie izby roboczej. Oszalowanie z blachy dane jest podwójne. Blacha sufitowa spoczywa na belkach poprzecznych głównych i usztywniona jest belkami podłużnymi i drugorzędnymi poprzecznymi położonymi nad blachą sufitową. Pomiędzy oszalowaniem zewnętrznym i wewnętrznym dane są

damentowej wszystkie filary mają grubość 5,20 m. Ciała filarów rzecznych co do wymiarów są jednakowe we wszystkich filarach. Ciśnienie na grunt przy uwzględnieniu siły hamowania, t. j. nierównomiernego ciśnienia, otrzymano 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Z obliczeń kosztorysowych okazało się, że średni koszt filara rzeczowego równał się prawie średniemu kosztowi dźwigarów jednego przęsła (różnica kilka tysięcy zł.). Ten rezultat wskazywał na prawidłowy wybór wielkości przęseł, co zostało potwierdzone przez obliczenie kosztów wariantów

mostu sześcioprzęsłowego i ośmioprzęsłowego, które to warjanty oba okazały się droższe od przyjętego warjantu siedmioprzęsłowego, przytem różnica okazała się jednakowa, t. j. 160,000 zł.

ny jest łamany w węzłach głównych. Przedziały we wszystkich przęsłach rzecznych przyjęto 9,00 m, belki zaś poprzeczne dane są co 4,50 m. Na szerokości mostu projektuje się cztery dźwigary w od-



Rys. 3 i 4.

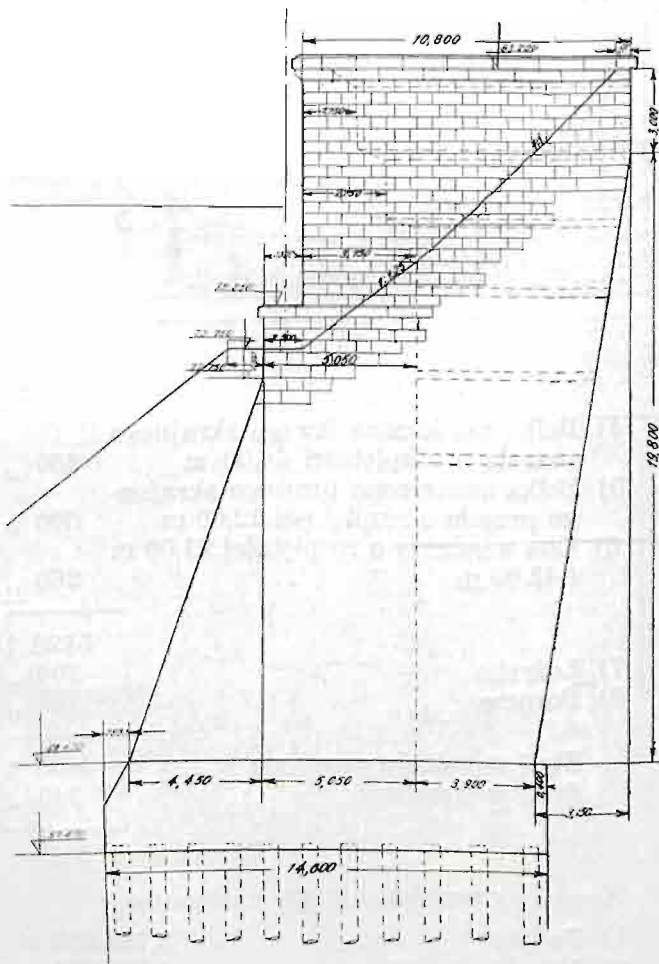
Jak widać z ogólnego widoku mostu, krata dźwigarów została przyjęta zastrzałowa z dodatkowymi słupkami i ze wzmocnieniem górnym. Pas dol-

ległości 3,40 m jeden od drugiego. Obciążenie dźwigarów jest niejednakowe. Zresztą przy jezdni tak kolejowej, jak i drogowej, położonej w jednym poziomie, osiągnięcie jednakowego obciążenia wszystkich dźwigarów jest wykluczone (rys. 7).

Wysokość dźwigarów głównych pośrodku przęsła, licząc od lewego brzegu ku prawemu, przyjęto odpowiednio 8,00 m, 9,25 m, 9,25 m, 9,00 m, 11,00 m, 11,00 m i 11,00 m. Na podporach zaś 9,23 m, 10,38 m, 11,82 m, 13,26 m, 14,70 m, 16,43 m, 18,16 m i 19,60 m. Wysokości te w zupełności zabezpieczają sztywność belek. Dla wsporników przyjęto największe ugięcie od obciążenia ruchomego  $1/500$  długości wspornika. Otwór mostu na poziomie wód normalnych wynosi 619,00 m, na poziomie zaś wód wysokich 622,00 m.

Część przejazdowa dla kolei ma ustrój normalny (rys. 7), belki poprzeczne w odległości 4,50 m, belki podłużne w odległości 1,80 m, na których spoczywają mostownice, podtrzymujące szyny i kontrszyny. Jezdnia drogowa o szerokości 6,00 m przewidziana jest z kostki bazaltowej wysokości 8 cm, ułożonej na warstwie piasku od 3 do 4 cm grubości, pod warstwą piasku warstwa betonu, zbrojonego siatką drucianą, służy jako ochrona powłoki odwadniającej, która kryje beton, spoczywający na nieckach. Chodnik jednostronny o szerokości 1,50 m. Niecki stalowe przytwierdzone są do belek poprzecznych głównych, belek podłużnych, belek poprzecznych drugorzędnych i do pasów dźwigarów głównych.

Jak widać z układu dźwigarów, wskutek wzniesienia pasa górnego otrzymuje się je niesymetryczne względem swych środków. Oczywiście i poszczególne dźwigary na szerokości mostu, jako podlegające różnym obciążeniom będą musiały mieć odmienne przekroje odpowiednich prętów.



Rys. 5.



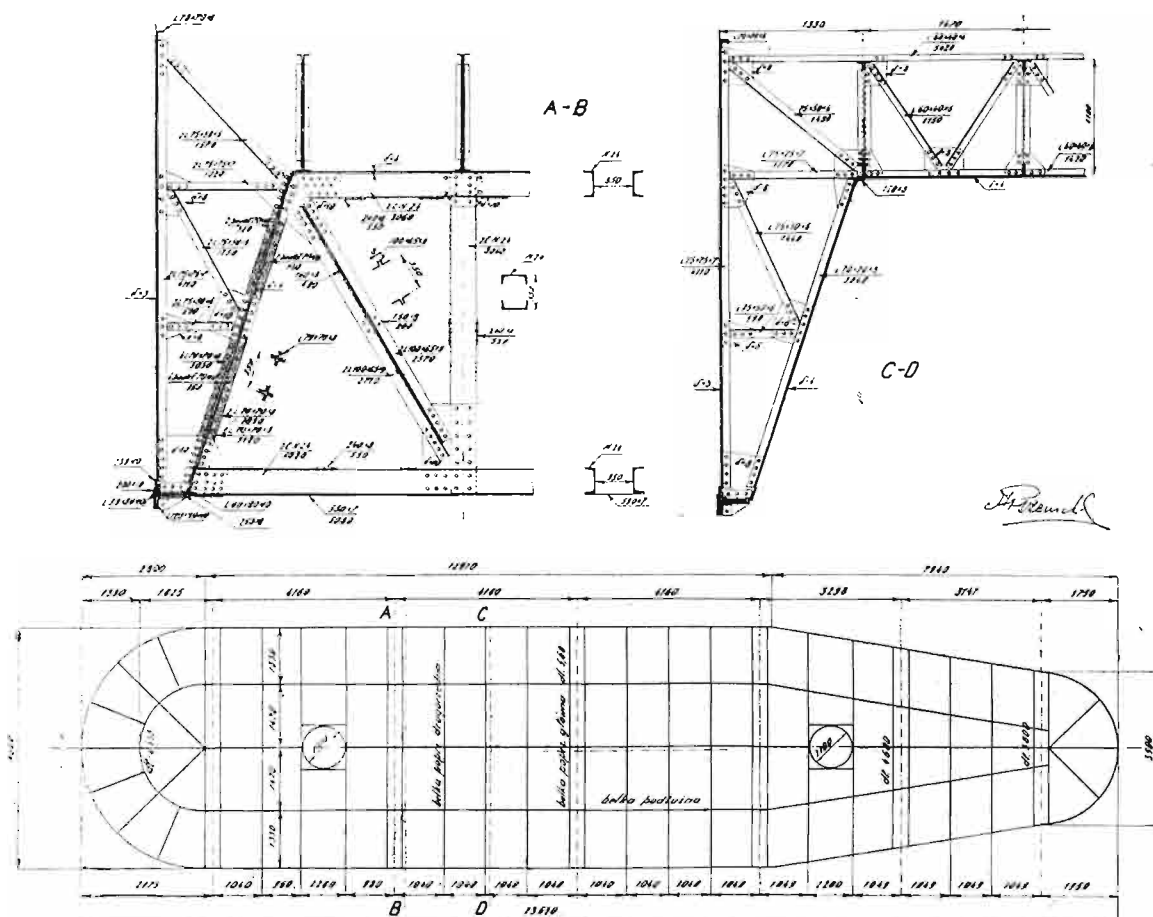
Tężników podłużnych pomiędzy dźwigarami w poziomie pasa górnego nie przewiduje się, gdyż tutaj blachy nieckowe, połączone bezpośrednio z dźwigarami głównymi i żebrami pomostu, znakomicie trzymają pasy górne dźwigarów.

Z czterech dźwigarów na szerokości mostu będą połączone blachami nieckowymi trzy dźwigary, czwarty zaś skrajny, podtrzymujący tylko tor kolejowy, będzie miał połączenie z trzema dźwigarami, stężonami nieckami, zapomocą belek poprzecz-

rzędy wyrównawcze w miejscach połączenia belek, łączących wsporniki belek ciągłych.

Ciężar stali w budowie wierzchniej wynosi:

- |   |        |
|---|--------|
| 1) Belki ciągłe o rozpiętości 108,00 m ze wspornikami       | 2460 t |
| 2) Belki ciągłe o rozpiętościach 90,00 m ze wspornikami     | 1715 „ |
| 3) Belki zawieszane łączące wsporniki o rozpiętości 54,00 m | 248 „  |



Rys. 6.

nych we wszystkich węzłach, zatem będzie w zupełności zabezpieczony od wygięcia się w płaszczyźnie swej osi poziomej w węzłach i będzie się przytem znajdować w tych samych warunkach, jakby miał tężniki podłużne w swym poziomie. Tężniki podłużne dolne przewidziane są pomiędzy wszystkimi czterema dźwigarami. Tężniki poprzeczne dane będą w płaszczyznach pionowych słupków głównych, zatem co 9,00 m. Przy odległości pomiędzy dźwigarami 3,40 m, w tężnikach podłużnych pasa górnego otrzymujemy szerokość 6,80 m. Dla największej rozpiętości dźwigarów 108,00 m daje to stosunek  $\frac{6,80}{108,00} = \frac{1}{15,9}$ , co dla sztywności poziomej jest najzupełniej wystarczające.

Przesunięcia od zmiany temperatury pomiędzy podporami stałymi na filarach 3 i 6 wyniosą:  $(2 \times 90 + 108) = 0,0000125 \times 40 = \pm 0,144$  m. Na te przesunięcia muszą być przewidziane przy-

- |   |        |
|---|--------|
| 4) Belka zawieszona lewego skrajnego przęsła o rozpiętości 54,00 m  | 250 „  |
| 5) Belka zawieszona prawego skrajnego przęsła o rozpiętości 72,00 m | 390 „  |
| 6) Oba wiadukty o rozpiętości 21,00 m i 42,00 m                     | 260 „  |
|   | 5323 t |
| 7) Łożyska  | 200 „  |
| 8) Poręcze  | 155 „  |

Stali w ustroju niosącym	5678 t
Stali w kesonach	345 „

Razem stali 6023 t

Kosztorys przedstawia się następująco:

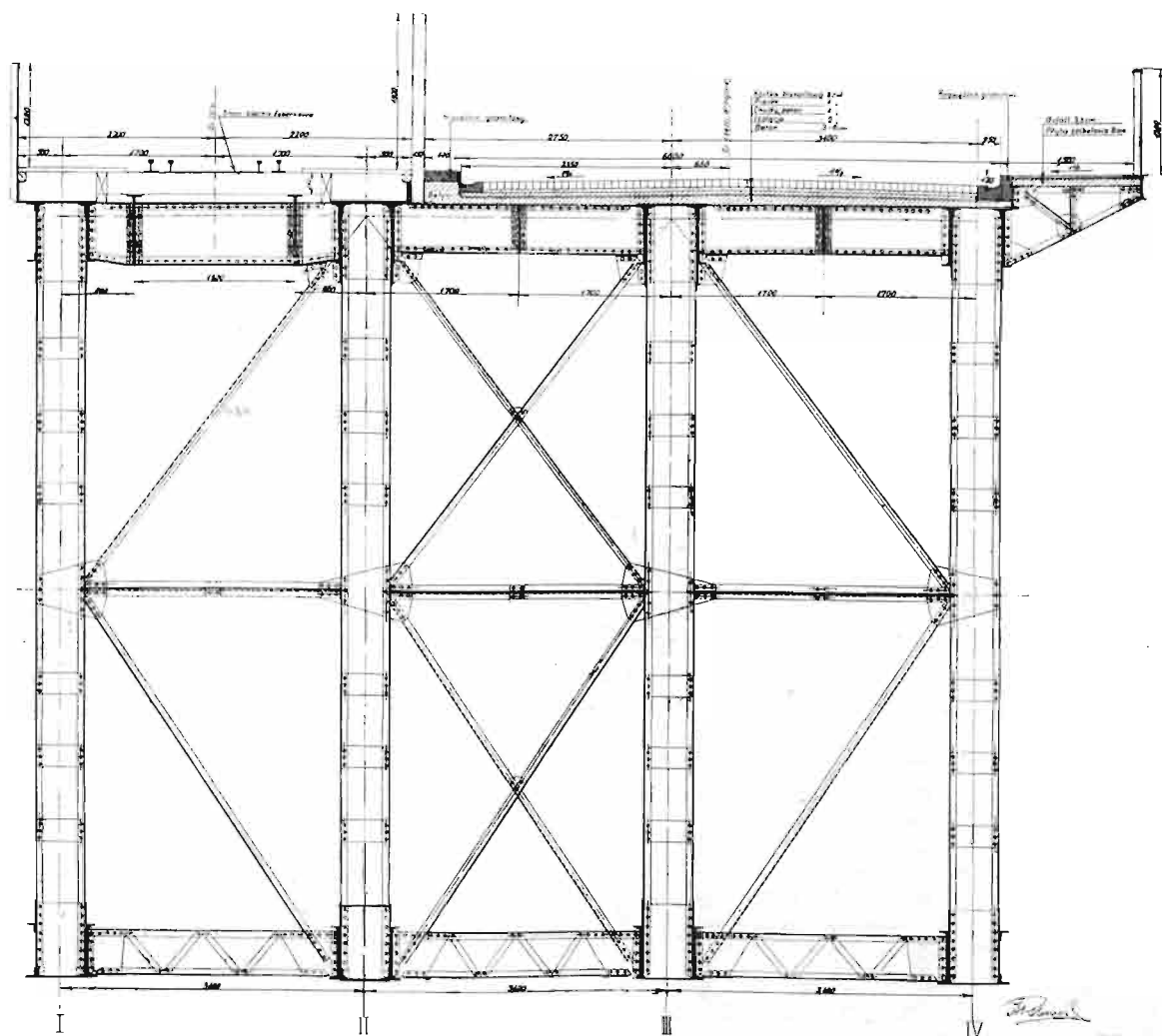
- |                   |               |
|-------------------|---------------|
| 1) Podpory        | 3,734.635 zł. |
| 2) Ustrój niosący | 4,520.230 „   |
| 3) Nawierzchnia   | 305.100 „     |

4) Różne (latarnie, mostownice, blacha ochronna i t. d.)	69.500 „
5) Dojazdy	550.000 „

Razem 9,179.465 zł.

czyli okragło 9,200.000 zł.

Warjant niniejszy projektu mostu okazał się o 4 miliony tańszy od projektu, przedstawionego przez Urząd Wojewódzki Warszawski do Ministerstwa Komunikacji do zatwierdzenia. Warunki techniczne projektowania, jak również i ceny jednostkowe do kosztorysu w obu projektach były przyjęte jednakowe.



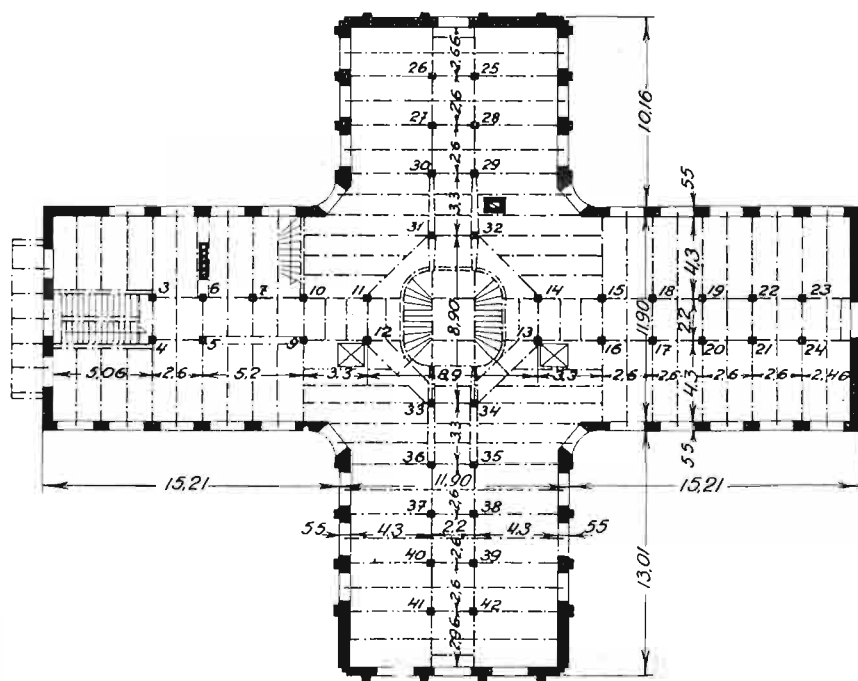
Rys. 7.



# KONSTRUKCJA STALOWA GMACHU MARYNARKI WOJENNEJ W WARSZAWIE

*Inż. Dr. Stefan Bryła, Profesor Politechniki Warszawskiej*

Gmach Marynarki Wojennej w Warszawie przy ul. Wawelskiej, wybudowany w r. 1934 przez Fundusz Kwaterunku Wojskowego wznosi się przy placu, utworzonym u zbiegu ulicy Wawelskiej, Uniwersyteckiej, Raszyńskiej i drogi samochodowej, wiodącej na Okęcie. Rzut poziomy budynku ma kształt krzyża, w którego środku jest umieszczona główna klatka schodowa (rys. 1).



Rys. 1. Rzut poziomy i rozstawienie słupów.

Budynek liczy 5 kondygnacji nadziemnych, t. j. parter i 4 piętra, niski parter (suterrenę) z podłogą w niewielkiej głębokości pod terenem, piwnicę w skrzydle zachodnim i południowym, oraz poddasze użytkowe w skrzydle wschodnim i zachodnim. W skrzydle północnym i południowym niskie poddasze spełnia tylko rolę izolacji termicznej. Całkowita wysokość budynku od terenu do wierzchu ścian wynosi w skrzydle północnym i południowym 20,65 m, a w skrzydle wschodnim i zachodnim 22,65 m.

Do komunikacji pionowej w biurach służy główna klatka schodowa w środku budynku, łącząca parter z czwartym piętrem i dwa dźwigi. W części mieszkalnej są dwie klatki schodowe. Pod względem konstrukcyjnym wybrano ustrój mieszany ze ścianami zewnętrznymi, murowanymi z cegły i szkieletem stalowym wewnątrz budynku. Wszystkie ściany działowe są wykonane z cegły na płask.

Słupy są ustawione w dwa rzędy po obu stro-

nach korytarzy. Odległość obu rzędów słupów wynosi 2,20 m. W kierunku podłużnym słupy stoją w odstępach co 2,60 m, a w części środkowej co 3,30 m. Podział ten, uwarunkowany względami architektonicznymi, okazał się odpowiedni również pod względem ekonomicznym. Tylko na niektórych kondygnacjach, gdzie chodziło o wytworzenie dużych sal, zwiększono odstęp słupów do 5,20 m

przez skasowanie co drugiego słupa. W środku budynku w obrębie ośmioboku o średnicy zewnętrznej 8,90 m nie ma słupów, tylko podciąg są wysunięte wspornikowo aż do klatki schodowej. Słupy stojące w wierzchołkach środkowego ośmioboku są powiązane między sobą podciągami ukośnymi (fig. 2). Belki stropowe są rozmieszczone w odstępach co 1,30 m.

Wszystkie słupy są wykonane z dwuceówek, zwróconych stopkami do wewnątrz. W dolnych kondygnacjach zastosowano ceówki o profilach 18 — 22 cm, ku górze coraz mniejsze, aż do profilu 2 Nr. 10, przy rozstawie niezmiennym na całej wysokości słupa, wynoszącym dla poszczególnych słupów od 220 do 260 mm (fig. 3). Słupy o znacznym obciążeniu, a smukłym kształcie, otrzymały przekrój skrzynkowy, złożony z dwuceówek i dwu ciągłych blach nakładkowych. Ustawienie słupów jest ta-



Fig. 2. Ukośne podciąg stropowe.

kie, że ścianki ceówek są równoległe do osi skrzydła, dzięki czemu podciąg podłużne przechodzą jako ciągłe, nawskroś przez słupy, nie

przebijając ceówek. Styki słupów dawano co 2 (wyjątkowo co 3) kondygnacje. Stosowano styki typu podłużnego. Przy zmianie numeru ceówek słupowych w stykach postępowano albo jak na rys. 4, albo stosowano styki kombinowane z płytą

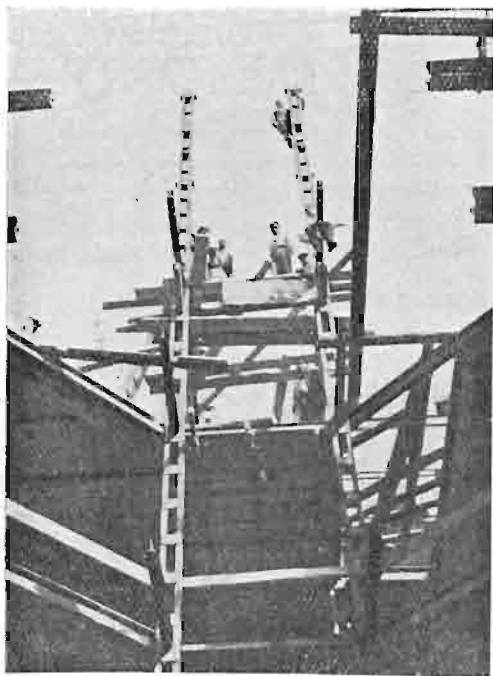
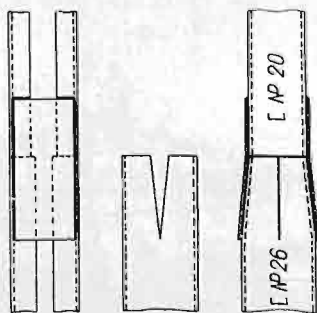


Fig. 3. Montage słupów.

przekładkową. Przykrycie styku stanowiły wstawki z blachy, odpowiednio wycięte lub przykładki. Blachy stykowe łączono w warsztacie ze słupami dolnymi, a z górnymi na budowie. Płaszczyzna styku leży na poziomie 300 mm nad podłogą.

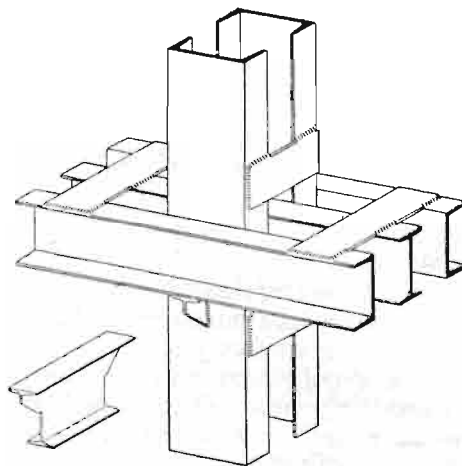
Podstawy słupów wykonano z grubych płyt walcowanych o grubości od 25 do 40 mm, bez żeber wzmacniających. Po ustawieniu słupów na



Rys. 4. Styk słupa.

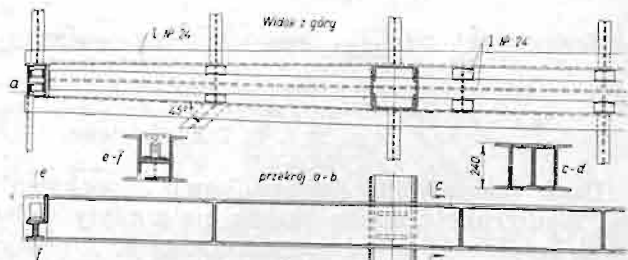
fundamentach podlewano pod płytę warstwę zaprawy o grubości 2 do 4 cm. Z fundamentem łączą się płyty zapomocą 4 śrub, wykonanych z żelaza okrągłego  $\frac{3}{4}$ ", zagiętego u dołu hakowato. W poziomie stropów są przymocowane do słupów konsolki montażowe z kątek, służących do oparcia belek stropowych. Podciągi ciągłe przechodzą przez słupy i opierają się na siódelkach z dwuteówek, umocowanych osiowo wewnątrz słupa. W słupach na których opierają się podciągi, obejmujące słup, zastosowano siódelka z dwuteówek, wycięte jak na rys. 5.

Podciągi wykonane są przeważnie z pojedynczych dwuteówek jako belki ciągłe, przenikające przez słupy. Przekrój dobierano według momen-

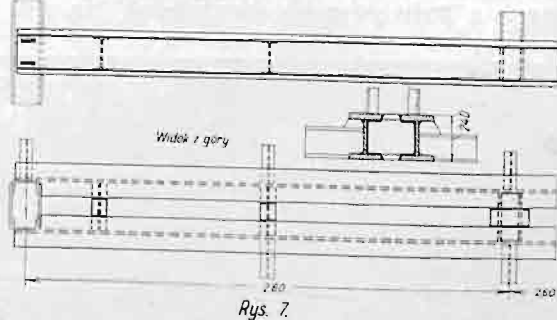


Rys. 5. Oparcie podciągów na słupie.

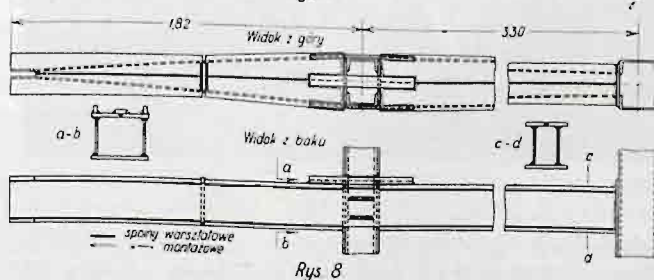
tów podporowych. Styki założono w miejscach momentów zerowych, łącząc zetknięte części spoiną stykową bez przykładek. Ponieważ podciągi miały się mieścić w grubości stropu, więc wysokość ich była ograniczona do 24 cm. Gdzie profil I Nr. 24 nie wystarczał, stosowano albo dźwigary walcowane z nakładkami, albo blachownice skrzynkowe, albo wreszcie belki złożone z dwu lub trzech profili walcowanych (rys. 6), lub 2 bla-



Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8

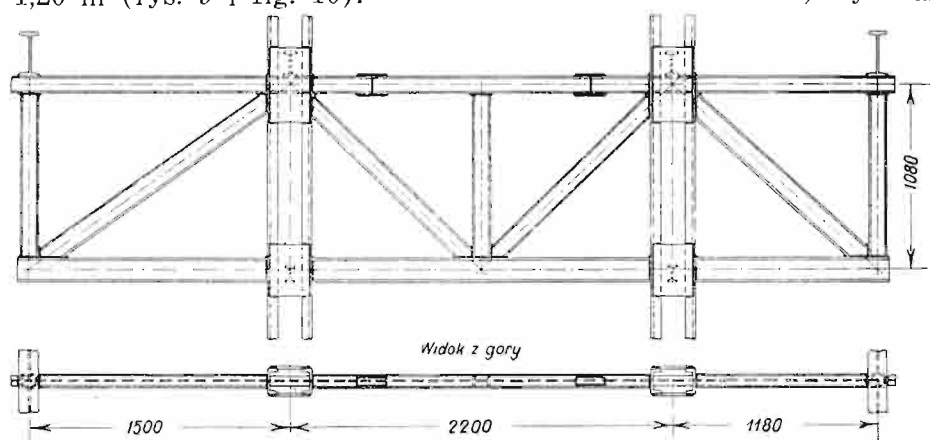
Rys. 6. Podciąg potrójny. Rys. 7. Blachownica podwójna. Rys. 8. Blachownica łódkowa.

chownic (rys. 7). Blachownice łączące słupy 30 i 31, oraz 29 i 32, do których są podwieszone scho-



dy, mają kształt łódek (rys. 8). Chodziło o dostosowanie się do linii momentów przy niezmienniej wysokości, określonej grubością stropu. Blachownicę wykonano w warsztacie w dwu częściach: jednej o przekroju „L”, składającej się ze ścianki i połowy nakładki górnej, drugiej o przekroju „C”, złożonej z nakładki dolnej, ścianki i drugiej połowy nakładki górnej. Na budowie łączono obie części spoiną stykową ciągłą na krawędzi zetknięcia połówek nakładki górnej i spoiną boczną ciągłą na zetknięciu ścianki z nakładką dolną. Przy słupach zastosowano u góry 3 nakładki z wąskich lecz grubych płaszków.

Strop nad IV piętrem nałożony jest w dwu poziomach, różniących się od siebie o 1,20 m. Mianowicie w skrzydle wschodnim i zachodnim sale są wyższe, a w południowym i północnym niższe. Podciągi leżące na granicy części wysokiej z niską, wykonano jako lekkie kratownice o wysokości 1,20 m (rys. 9 i fig. 10).



Rys. 9. Belka kratowa.

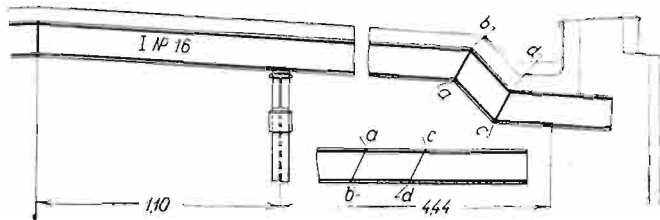
Dach zastosowano dwuspadkowy o pochyleniu 5%. Konstrukcja dachu składa się z płyty żelbetowej, ułożonej na stalowych belkach krokwiowych, oraz z stalowych płatwi i słupów. Słupy są wykonane z pojedynczych dwuteówek Nr. 16, za-



Fig. 10. Podciągi kratowe.

kończonych u dołu i u góry płytami z blachy 15 mm. Spoczywają one na główkach słupów IV piętra. Belki krokwiowe rozstawione są co 2,60 m i normalnie opierają się bezpośrednio na słupach. Tylko w niektórych przęsłach, przy podwójnym rozstawie słupów obciążenie przenosi się przez

płatwie. Belki krokwiowe wykonano z dźwigarów walcowych I Nr. 1b. W środku krokwie są złożone spoiną stykową. Przy murach tremplowych belki są wygięte podług kształtu koryta rynny (rys. 11 i fig. 12).



Rys. 11. Konstrukcja krokwi dachowych.

Klatka schodowa w środku budynku jest przekryta świetlikiem (fig. 12). Dach świetlikowy w kształcie piramidy ośmiobocznej o nierównych bokach, wykonano jako konstrukcję płaszczową z teówek (krokwie) i ceówek (pierścienie). Dolny pierścień jest wykonany z dwuteówek I Nr. 16. Konstrukcja nośna plafonu składa się z dwu par krzyżujących się blachownic dwuteowych o wysokości 220 mm i szerokości stopek 50 mm. Przy ścianie obwodowej wycięto w blachownicach otwory do przewodów, zwiększając zato odpowiednio wysokość ściany (rys. 13).

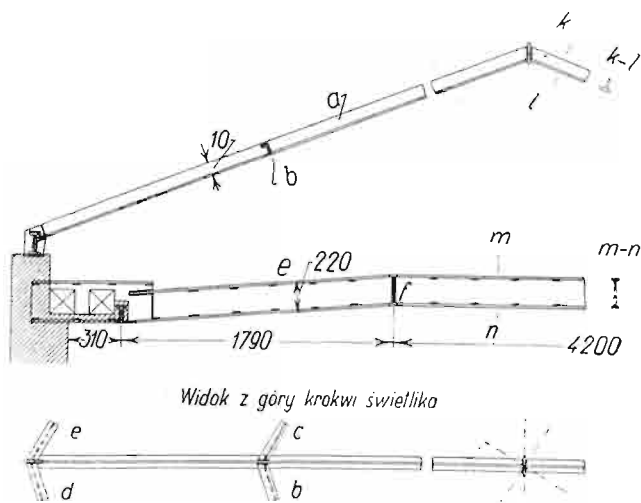
Główna klatka schodowa (rys. 14) ma w rzucie poziomym kształt kwadratu, zaokrąglonego w narożach łukiem o promieniu 1,50 m. Schody są dwubiegowe: w środku klatki pozostawiono wolną przestrzeń o prze-



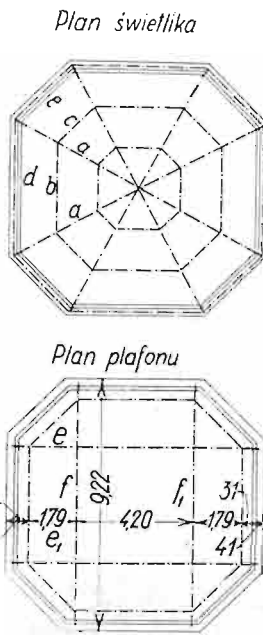
Fig. 12. Krokwie dachowe i świetlik.

kroju  $2,20 \times 2,20$  m jako szyb oświetleniowy. Szerokość użyteczna schodów wynosi 1,40 m. Klatka schodowa jest ze wszystkich stron otwarta, opasana jedynie ażurową balustradą stalową. Przy projektowaniu konstrukcji schodów obowiązywały następujące założenia architektoniczne:

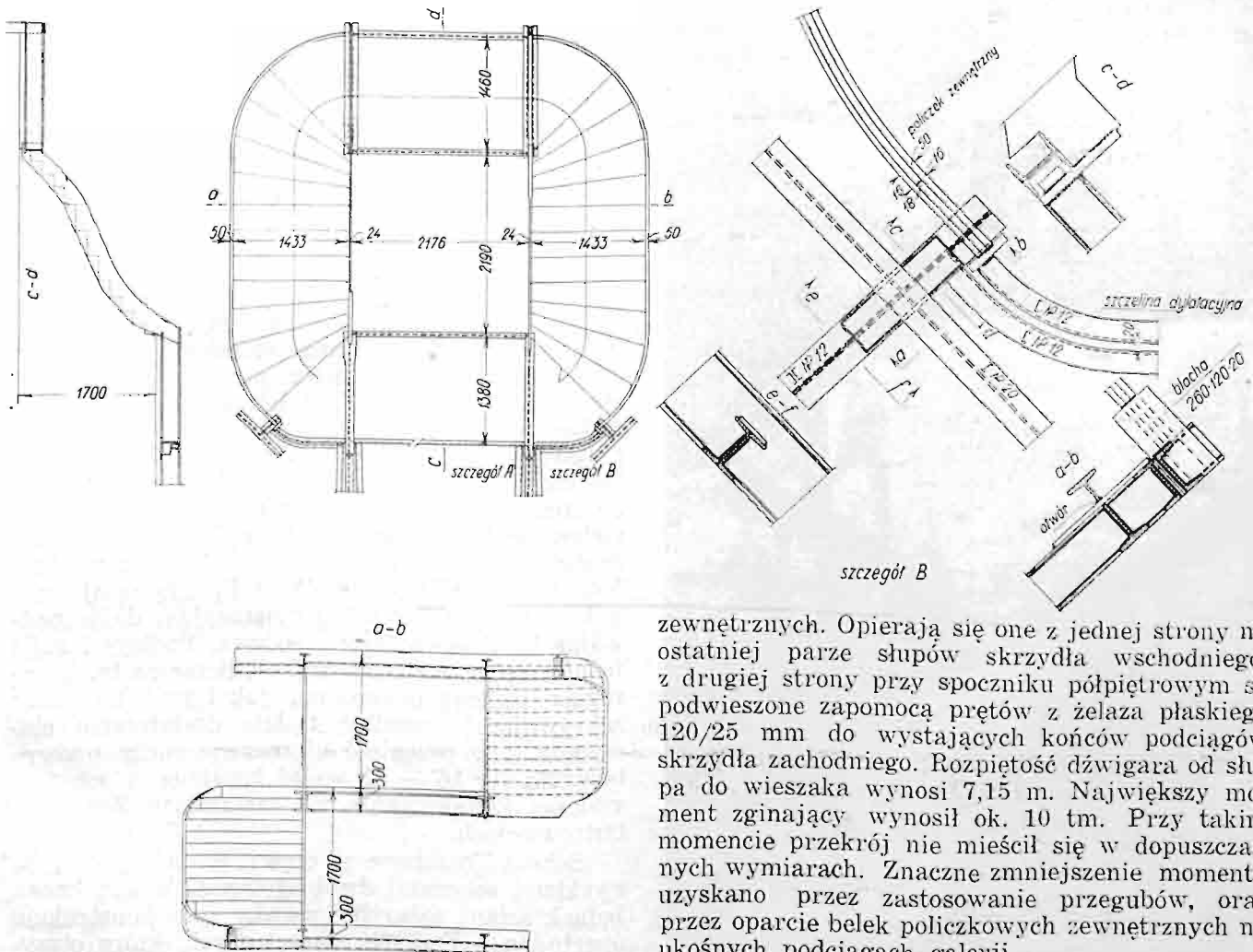
- 1) słupy w klatce schodowej są niedopuszczalne;
- 2) wygląd schodów ma być jak najłżejszy;
- 3) podniebienie schodów gładkie bez żeber.



Rys. 13. Konstrukcja świetlika.



Spełnienie tych trzech warunków do pewnego stopnia sprzecznych stawiało konstruktora przed trudnym zadaniem. Brak podpór przy łukowo wygiętych policzkach zewnętrznych wymagał zastosowania mocnych belek policzkowych o znacznej wytrzymałości na skręcanie, tymczasem względy estetyczne narzucały przekrój prostokątny o niewielkiej szerokości, nie przekraczającej 5 cm. Policzki wewnętrzne, stanowiąc przedłużenie podciągów stropowych, musiały mieć przekrój zmienny: wąski, a stosunkowo wysoki na odcinku biegów schodowych, a niski mieszczący się w grubości stropu na odcinku spoczników. Dźwigary policzkowe zewnętrzne są głównym elementem konstrukcji nośnej schodów. Na dźwigary te przenosi się oprócz przypadającej na nie części obciążenia schodów także obciążenie spoczników i pośrednio obciążenie policzków



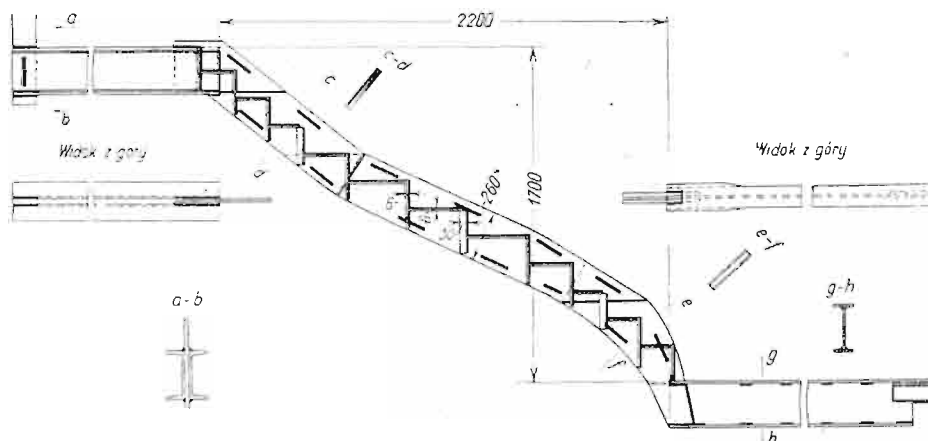
Rys. 14. Konstrukcja schodów głównych i szczegóły przegubu B.

zewnętrznych. Opierają się one z jednej strony na ostatniej parze słupów skrzydła wschodniego, z drugiej strony przy spoczniku półpiętrowym są podwieszone zapomocą prętów z żelaza płaskiego 120/25 mm do wystających końców podciągów skrzydła zachodniego. Rozpiętość dźwigara od słupa do wieszaka wynosi 7,15 m. Największy moment zginający wynosił ok. 10 tm. Przy takim momencie przekrój nie mieścił się w dopuszczalnych wymiarach. Znaczne zmniejszenie momentu uzyskano przez zastosowanie przegubów, oraz przez oparcie belek policzkowych zewnętrznych na ukośnych podciągach galerii.

Przeguby umieszczono na wystających końcach podciągów skrzydła wschodniego w odległo-



ści 1,85 m od słupów, t. j. na linii, oddzielającej schodową. Dźwigar policzkowy wewnętrzny dzieli się na 3 odcinki o następujących przekrojach:



Rys. 15. Policzek zewnętrzny.



Fig. 16 i 17. Schody podczas wykonywania w warsztatach Zakładów Ostrowieckich.

1) w obrębie spocznika piętrowego blachownica dwuteowa o wysokości 24 cm, 2) w obrębie biegu schodowego przekrój prostokątny 300/24, złożony z trzech blach o grubości  $7 + 10 + 7$  mm, łączonych spoinami brózdowymi, 3) w obrębie spocznika półpiętrowego dwie ceówki Nr. 24 (rys. 15).

W przejściu od spocznika do biegu wznoszącego się wzmocniono przekrój blachownicy bieguwej, zwiększając jej grubość z 24 do 50 mm w związku ze zmniejszeniem wysokości blachownicy, gdy równocześnie w tym miejscu moment zginający osiąga swoje maksimum. Belka policzkowa zewnętrzna, wygięta w rzucie poziomym, ma przekrój  $300 \times 50$  mm. Wykonanie tej belki było szczególnie trudne, gdyż ma ona kształt powierzchni śrubowej, o dwukierunkowej krzywiznie. Styki blach, które z uwagi na krzywiznę wypadły dość gęsto, rozmieszczono z mijaniem: naprzemian styki blachy środkowej i styki blach zewnętrznych.

Stopnie i podstopnie wykonano z pełnych blach grubości 6 mm, łączonych między sobą i z policzkami zapomocą spoin przerywanych. Konstrukcja tego rodzaju jest lekka, a jednocześnie wiązuje dobrze skręcany policzek zewnętrzny z wewnętrznym. Celem lepszego usztywnienia wykonano nawet niektóre podstawki z blachy o grub. 30 mm. Od spodu schody są osłonięte tynkiem na siatce. Policzek zewnętrzny opiera się również przegibnie na wsporniku wysuniętym z ukośnej belki stropowej (rys. 14 B). W linii łączącej przeguby wykonano szczelinę dylatacyjną, dając podwójne belki równoległe z ceówek. Podłogę i sufit jednak wykonano bez szczeliny, licząc na to, że zarówno podłoga drewniana, jak i tynk na siatce zakrywającej szczelinę będzie dostatecznie elastyczny, aby przenieść nieznaczne ruchy przegubów. Na fig 16 — 18 widać konstrukcję schodów podczas wykonywania w warsztatach Zakładów Ostrowieckich.

Schody frontowe w części mieszkaniowej są zwykłymi schodami dwubiegowymi. Wobec braku jednak ścian nośnych i słupów całą konstrukcję oparto na policzkach zewnętrznych, które otrzymały kształt łamany. Dźwigary te leżą jednym końcem na słupach, a drugim — na filarach ściany szczytowej. Na nich opierają się belki spoczniko-

we, a na tych ostatnich półeczki wewnętrzne, przy-  
czem wszystkie elementy konstrukcji licują się od  
spodu. Ścianki zamykające klatkę są ustawione na

kształt belek półeczkowych jest więcej skompliko-  
wany.

Ogólna waga konstrukcji wynosiła 233 tonn,



Fig. 18. Schody podczas wykonywania w warsztatach Zakładów Ostrowieckich.

podciągach stropowych, przylegających do klatki. Klatka schodowa kuchenna ma konstrukcję podobną. Ponieważ jednak z braku miejsca trzeba było zastosować schody wachlarzowe, więc

w czym 19 tonn ważyła główna klatka schodowa, daje to 12,4 kg na 1 m<sup>3</sup> budynku, a bez wagi klatki 11,4 kg na 1 m<sup>3</sup>.



# CIĘŻAR STALOWYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH

Inż. Marjan Bibiński, Katowice

Idealnie zaprojektowany dźwigar mostowy powinien wykazywać kompletne wyzyskanie materiału. Biorąc jednakże pod uwagę konieczność stosowania jak najmniejszej ilości różnego rodzaju profilów, jak również konieczność przewidywania ze względów konstrukcyjnych zupełnie niewyżytkowanych elementów, przekroje poszczególnych prętów daleko odbiegają od ideału. Przekroje te uzależnione są od naprężeń, które powstają z sił od obciążenia stałego i ruchomego. Siły od obciążenia ruchomego oblicza się zupełnie ściśle na podstawie schematów obciążeń. Część obciążenia stałego, a mianowicie ciężar własny nawierzchni i jezdni, daje się obliczyć dość ściśle. Aby otrzymać siły od obciążenia stałego, należy pozostawić część obciążenia stałego, t. zn. ciężar własny dźwigarów głównych z wiatrownicami i stężeniami poprzecznymi, założyć przed przystąpieniem do wykonania szczegółowych obliczeń.

Przyjmując, że ciężar dźwigarów głównych z wiatrownicami i stężeniami poprzecznymi stanowi 60% całkowitego obciążenia stałego, siły zaś w prętach od obciążenia stałego 40% wartości sił od całego obciążenia wogóle, wynika, że wpływ założonej a priori części obciążenia stałego stanowi zaledwie 24% całkowitych naprężeń, występujących w pręcie. Praktycznie przyjęta tolerancja wytrzymałościowego wyzyskania elementów zawarta jest w granicach od  $-1\%$  do  $+2\%$ . Jeżeli wszystkie przekroje dobrane zostały ściśle podług sił w nich występujących, tolerancja zaś skompensowana zostanie niezupełnie ściśle założeniem ciężaru dźwigarów z wiatrownicami i stężeniami poprzecznymi, to na podstawie prostych rozważań wynika, że tolerancja w przyjęciu ciężaru własnego dźwigarów winna wynosić od  $-8\%$  do  $+4\%$ . W stosunku do całkowitego obciążenia stałego daje to odpowiednio wartości od  $-5\%$  do  $+2,5\%$ , co znaczy, że całkowity ciężar stały, przyjęty do obliczeń, może być mniejszy od teoretycznie otrzymanego o 2,5% i większy o 5%.

Praktyczne granice przyjętego obciążenia stałego wynoszą od  $-5\%$  do  $+10\%$ . Należy jednak możliwie jak najściślej ustalić ciężar stały, kierując się zasadą, że im bliższy jest przyjęty ciężar stały do rzeczywistego, przy ścisłym doborze przekrojów, tem ekonomiczniejsza jest w ostatecznym rezultacie konstrukcja.

Określenie ciężaru stałego mostu przeprowadzić można drogą teoretycznych rozważań, jak również korzystając z wyników praktycznych. W pierwszym wypadku otrzymuje się skomplikowane wzory, posiadające jednak pewne współczynniki, uzależnione od doświadczeń praktycznych, w drugim — otrzymuje się dość proste i łatwe w użyciu wzory. Bogaty materiał porównawczy z projektów wykonanych w ostatnich czasach pozwala

ustalić wzory empiryczne, dające możność wyznaczania ciężarów własnych przeseł mostowych z bardzo bliską dokładnością. W poniższych rozważaniach będą wzięte pod uwagę jedynie mosty jednotorowego układu belkowego, statycznie wyznaczalnego, na obciążenie według normy A z 1923 r. Mosty tego rodzaju są najbardziej rozpowszechnione i przy wszelkich porównaniach bardziej skomplikowanych ustrojów posiadają podstawowe znaczenie.

Ciężar stały mostu składa się z ciężaru nawierzchni i ciężaru ustroju niosącego. Ciężar nawierzchni na 1 mb jednotorowego mostu kolejowego o rozpiętości do 100 m jest wielkością prawie że stałą, uzależnioną jedynie od rozstawu i rodzaju mostowni oraz dyliny chodnikowej i składa się z:

- |   |           |       |
|---|-----------|-------|
| 1. ciężaru szyn i odbojnic ze złączami,<br>podkładkami i hakami . . . . . | — 200     | kg/mb |
| 2. ciężaru blachy żeberkowej . . . . .                                    | — 80      | „     |
| 3. „ mostowni ze śrubami . . . . .  | — 210—250 | „     |
| 4. „ dyliny chodnikowej . . . . .   | — 110—130 | „     |

R a z e m 600—660 kg/mb

W każdym poszczególnym wypadku łatwo daje się określić właściwą wielkość ciężaru nawierzchni. Koszt wykonania nawierzchni, niezależnie od rozwiązania samego układu mostu, jest wielkością stałą, którą można pominąć w dalszych rozważaniach, gdyż decydujące znaczenie posiada konstrukcja nośna, wyłącznie stalowa, której koszt jest wielkością zmienną, uzależnioną od rodzaju ustroju i wzajemnego ustosunkowania wymiarów geometrycznych przy danej rozpiętości teoretycznej.

Ciężar ustroju niosącego składa się z ciężaru następujących zasadniczych części:

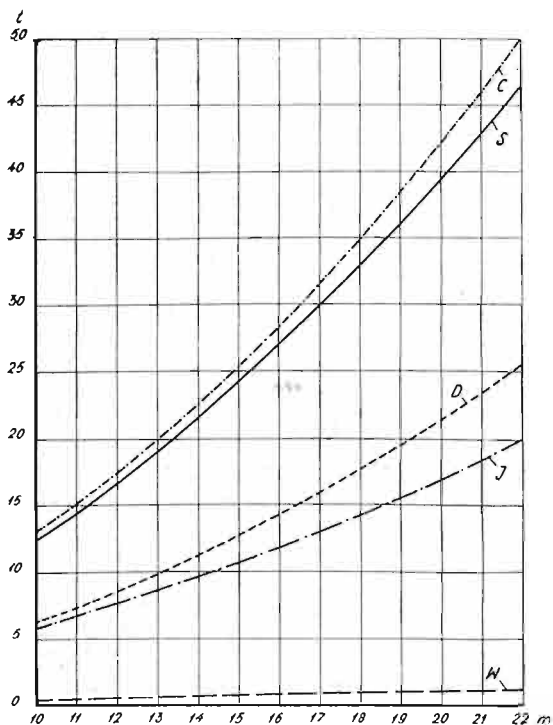
1. jezdni, składającej się z poprzecznic, podłużnic, belek chodnikowych i poręczy;
2. dźwigarów głównych;
3. wiatrowic oraz stężeń poprzecznych i tężników hamownych i
4. łóżyk.

Poszczególne zasadnicze części składowe ustroju niosącego ulegają zmianom w zależności od układu. W zależności od położenia jezdni stosowane są najczęściej układy z jazdą dołem i górą. Tak jedno, jak i drugie, w zależności od rozpiętości dzieli się na blachownice i kratownice.

## A. Blachownice z jazdą dołem

Przy rozpiętościach małych, do 10 m stosowane są przeważnie mosty żelbetowe, względnie belki walcowane obetonowane, przy większych rozpiętościach do 22 m — blachownice. Belki jezdni jak i dźwigary główne są blachownicami. Rozstaw poprzecznic można skutecznie dowolnie i tak, że za-

równy poprzecznicę jak i podłużnicę na podstawie ogólnie znanych wzorów mogą być zaprojektowane na najdogodniejszą pod względem wagi wysokość. Całkowity ciężar jezdni, obejmujący poprzecznicę, podłużnicę i części chodnikowe, stanowi 44% do 40% całkowitego ciężaru metalu, co w przeliczeniu na 1 mb mostu daje 580 do 850 kg, przyczem ciężar ze wzrostem rozpiętości procentowo maleje, zaś jednostkowo wzrasta (rys. 1).



Rys. 1. Wykres ciężaru metalu jednorowowych blachownic z jazdą dołem na obciążenie wg. normy A z 1923 r.

C — całkowity ciężar metalu.  
S — ciężar stali bez uwzględnienia ciężaru łożysk.  
D — ciężar dźwigarów głównych.  
S' — ciężar jezdni.  
W — ciężar wiatrownic i stężeń poprzecznych.

Rozstaw dźwigarów głównych zależy jest od ich wysokości i w mniejszych rozpiętościach wynosi około 3,50 m, w większych zaś dochodzi do 4,80 a nawet i 5,00 m. Wysokość blachowicy  $h$  zależy od rozpiętości  $L$ , a stosunek  $h : L$  wynosi normalnie  $\frac{1}{6}$  do  $\frac{1}{12}$ . W najdogodniejszej pod względem wagi wysokości stosunek ten dla dźwigarów jest  $\frac{1}{8}$  do  $\frac{1}{9}$ . Przy rozpiętościach 14 do 15 m blachowice są o pasach równoległych, przy większych rozpiętościach ekonomiczniejsze są o pasie górnym łamanym lub krzywym, gdy w grę wchodzi estetyczne. Ciężar dźwigarów głównych łącznie ze wszystkimi usztywnieniami wynosi średnio 52 do 53% całkowitego ciężaru metalu, co daje 700 do 1200 kg/mb mostu.

Wiatrownice umieszczone są w płaszczyźnie dolnych pasów dźwigarów. Najekonomiczniejsze są w układzie półkrzyżulcowym „K”, gdyż mogą być wykorzystane wytrzymałościowo. Stężeń poprzecznych specjalnych nie ma potrzeby dawać, gdyż rolę tę spełniają poprzecznicę. Ciężar wiatrownic jest nieznaczny i stanowi zaledwie około 3% całkowitego ciężaru metalu, czyli 40 do 60 kg/mb mostu. Ciężar stały, który należy przyjąć do obliczeń, bez uwzględnienia ciężaru łożysk, lecz z do-

daniem ciężaru nawierzchni, wynosi 1800 do 2700 kg/mb przęsła.

Do blachowic mniejszych rozpiętości stosuje się łożyska jako odlewy stalowe o górnej powierzchni cylindrycznej, przy większych zaś rozpiętościach normalne łożyska mostowe. Ciężar ich wynosi 5 do 7% całkowitego ciężaru metalu, lub 60 do 160 kg/mb mostu. Całkowity zatem ciężar metalu wynosi okragło 1300 do 2300 kg/mb i określa się następującym wzorem:

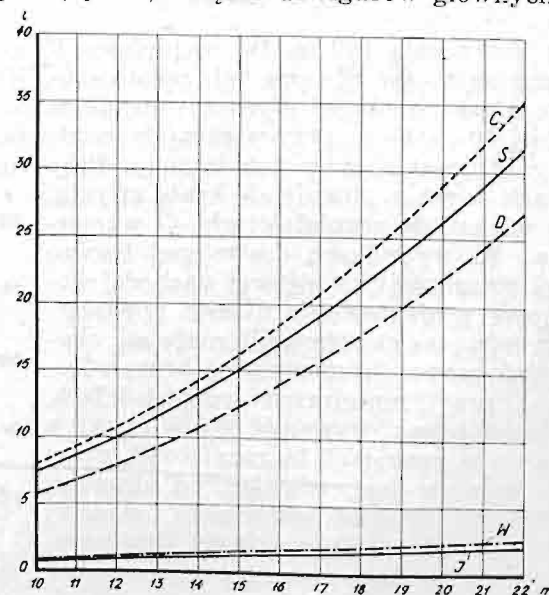
$$C = 0,09 L^2 + 0,2 L + 2$$

gdzie  $C$  w tonnach, zaś  $L$  — rozpiętość teoretyczna mostu w metrach.

### B. Blachowice z jazdą górą

Mosty blaszane z jazdą górą są lżejsze od mostów z jazdą dołem i, gdzie warunki miejscowe pozwalają, należy tylko je stosować. Różnica w ciężarze polega na tym, że jezdni jest zbędna, mostownice zaś układa się bezpośrednio na pasach górnych, które są z tych względów zawsze poziome. Rozstaw dźwigarów głównych jest nieduży i wynosi 1,80 do 2,40 m w zależności od wysokości podporowej i współczynnika pewności na wywracanie, który nie może być mniejszy od 1,5.

Ciężar wiatrownic i stężeń jest znacznie większy, wskutek obecności stężeń poprzecznych, które w blachownicach z jazdą dołem były poprzecznicę. Dotyczy to także i chodników, ciężar których wskutek konieczności wykonywania wsporników i poręczy jest większy. Ciężar jezdni, obejmujący wyłącznie chodniki, wynosi około 10% do 6% całkowitego ciężaru metalu, czyli 80—100 kg/mb przęsła (rys. 2). Ciężar dźwigarów głównych sta-



Rys. 2. Wykres ciężaru metalu jednorowowych blachownic z jazdą górą na obciążenie wg. normy A z 1923 r. Oznaczenie liter C do W jak na rys. 1.

nowi 72 do 76% ogólnego ciężaru metalu co daje 580 do 1200 kg/mb przęsła. Ciężar wiatrownic i stężeń poprzecznych wynosi 80 do 120 kg/mb, procentowo zaś 10 do 8,0% całkowitego ciężaru metalu.

Ciężar metalu, który przyjmujemy do ustalenia obciążenia stałego, wynosi 740 — 1420 kg/mb,

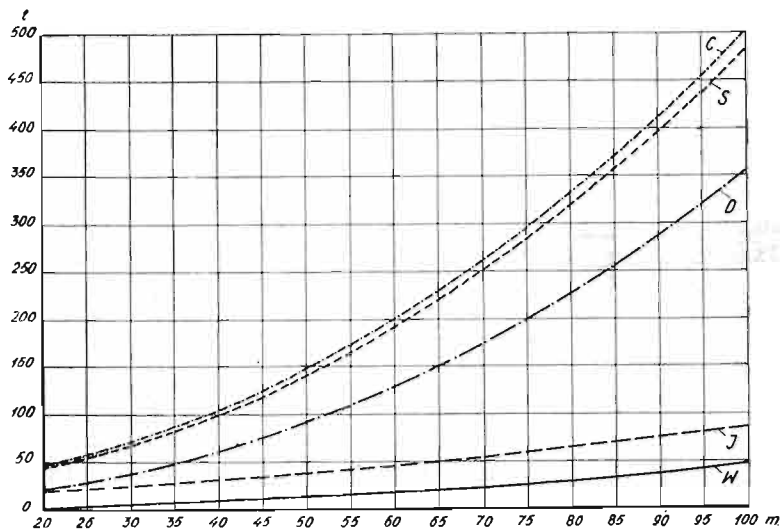


łącznie zaś z ciężarem nawierzchni 1350 — 2050 kg/mb mostu. Ciężar łożysk wyraża się jednostkowo wielkościami 60 do 160 kg/mb mostu, procentowo zaś 8 do 10% całkowitego ciężaru metalu. Zachowując poprzednie oznaczenia całkowity ciężar metalu określa się wzorem:

$$C = 0,09 L^2 - 0,6 L + 5.$$

#### C. Mosty kratowe z jazdą dołem

Mosty kratowe z jazdą dołem stosowane są od rozpiętości 20 m. W naszych warunkach terenowych, za wyjątkiem bardzo nielicznych wypadków,



Rys. 3. Wykres ciężaru metalu jednoosobowych mostów kratowych z jazdą dołem na obciążenie wg. normy A z 1935 r. Oznaczenie liter C do W jak na rys. 1.

nie przekraczają 100 m. Do rozpiętości 35 m stosowane są mosty otwarte lub półotwarte. Kratownice o pasach równoległych stosowane są do rozpiętości 40 — 45 m, przy większych rozpiętościach pas górny jest krzywy lub łamany. Przy rozpiętościach do 60 m stosuje się kratę zwykłą, przy większych rozpiętościach — wzmocnioną. W wypadkach dozwolonej bardzo małej wysokości ustrojowej zachodzi konieczność projektowania niskich poprzecznic, a wówczas ekonomiczne może się okazać zastosowanie wzmocnionej kraty również i przy mniejszych rozpiętościach. Najdogodniejsza wysokość dźwigara waha się w granicach  $\frac{1}{5}$  rozpiętości, przy czym zależna jest również od długości przedziału. Długość przedziału stanowi około 0,60 do 0,70 wysokości dźwigara. W tych granicach należy przeprowadzić badania celem dobrania najkorzystniejszego ustroju.

W założeniu, że belki jezdni zaprojektowane są na ich najdogodniejszą pod względem wagi wysokość, ciężar jezdni stanowi 34 do 17% całkowitego ciężaru metalu, co wynosi 750 do 850 kg/mb przęsła (rys. 3). Ciężar dźwigarów procentowo wynosi 55 do 72% całkowitego ciężaru metalu lub 1200 do 3500 kg/mb mostu. Ciężar wiatrownic, stężeń poprzecznych i ram oporowych w mostach

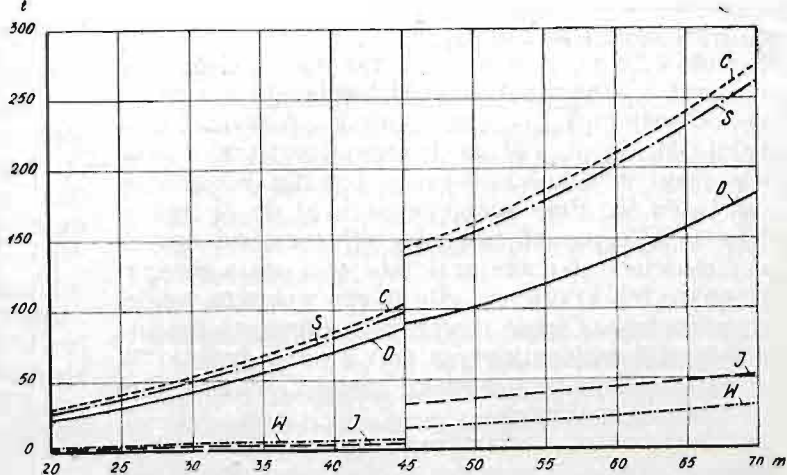
otwartych jest nieznaczny i wynosi ok. 3% przy mostach zaś znacznych rozpiętości dochodzi do 9% całkowitego ciężaru metalu. Na 1 mb mostu daje to od 50 do 450 kg. Całkowity zatem ciężar stały, który należy przyjąć do obliczeń łącznie z ciężarem nawierzchni, wynosi 2600 — 5500 kg/mb mostu. Ciężar łożysk wynosi około 7 — 3%. Całkowity ciężar metalu wyznacza się dość ściśle ze wzoru:

$$C = 0,042 L^2 + 0,6 L + 15.$$

#### D. Mosty kratowe z jazdą górą

Mosty kratowe z jazdą górą dzielą się na dwie grupy: 1) do rozpiętości 45 m, gdy mostownice mogą być ułożone bezpośrednio na pasach dźwigarów głównych i 2) od rozpiętości 45 m do 70 m gdy mostownice ułożone są na belkach podłużnych (rys. 4). Ciężar mostów pierwszej grupy jest znacznie mniejszy od ciężaru odpowiednich mostów z jazdą dołem, drugiej zaś nieco większy, jednakże ze względu na oszczędność na kosztach podpór i na możliwość lepszego stężenia poprzecznego, można je stosować. Rozstaw dźwigarów głównych zależy od współczynnika pewności na wywracanie, który nie może być mniejszy od 1,50 do 1,35, przyczem mniejsza wartość tego współczynnika odpowiada większym rozpiętościom.

Przy mostach bez jezdni rozstaw dźwigarów wynosi 1,80 do 2,40 m, gdyż jeszcze przy tym rozstawie można zastosować mostownice o większych przekrojach. Długość przedziałów, ze względu na konieczność uwzględnienia oprócz sił osiowych również i zginania miejscowego, nie powinna przekraczać 2,50 m, a zatem zachodzi konieczność stosowania krat wzmocnionych nawet i przy mniejszych rozpiętościach. Na ciężar jezdni składa się ciężar wsporników chodnikowych i poręczy; jest on zatem nieznaczny i wynosi ok. 100 kg/mb



Rys. 4. Wykres ciężaru metalu, jednoosobowych mostów kratowych z jazdą górą na obciążenie wg. normy A z 1923 r. Oznaczenie liter C do W jak na rys. 1.

mostu, względnie 7 do 4% całkowitego ciężaru metalu. Ciężar dźwigarów głównych wynosi 73 do 84% całkowitego ciężaru metalu lub 1100 do 1950 kg/mb mostu. Ciężar wiatrownic i stężeń poprzecznych wynosi około 180 kg/mb przęsła, co stanowi

12 do 7% całkowitego ciężaru metalu. Całkowity zatem ciężar stali, który należy przyjmować do obciążenia stałego, wynosi okragło 1400 do 2250 kg/mb, łącznie zaś z ciężarem nawierzchni 2000 — 2900 kg/mb przęsła. Ciężar łożysk stanowi 8 do 5% całkowitego ciężaru metalu, który wyznacza się ze wzoru:

$$C = 0,03 L^2 + L - 2.$$

Co się tyczy mostów kratowych z normalną jezdnią, to rozstaw dźwigarów głównych, ze względu na współczynnik pewności na wywracanie, zależy od wysokości podporowej i wzrasta dość szybko. Długość przedziałów może być dowolna, gdyż na pasy działają tylko siły osiowe, jednakże długość ta winna być obrana w myśl zasad ustalonych dla mostów z jazdą dołem. Ciężar jezdni wynosi około 750 kg/mb mostu, procentowo zaś 22 do 19% całkowitego ciężaru metalu. Ciężar dźwigarów głównych wynosi 2000 do 2600 kg/mb przęsła, lub 63 do 66% całkowitego ciężaru metalu. Ciężar wiatrownic i stężeń poprzecznych stanowi około 11% całkowitego ciężaru metalu lub 350 do 430 kg/mb przęsła. Całkowity ciężar stali, który wlicza się do obciążenia stałego, wynosi okragło 3100 do 3900 kg/mb łącznie zaś z ciężarem nawierzchni 3700 — 4550 kg/mb mostu. Ciężar łożysk wynosi

6 — 4% całkowitego ciężaru metalu, który określa się ze wzoru:

$$C = 0,08 L^2 - 4 L + 162$$

Wzory i odpowiadające im wykresy wyprowadzone zostały w założeniu najdogodniejszego pod względem wagi układu. Gdyby zatem, z pewnych względów, co w pierwszym rzędzie dotyczy jezdni, nie było możliwości zaprojektowania jej najekonomicznej, wówczas, wychodząc z procentowej zależności poszczególnych składowych części ciężaru stałego, można określić dość ściśle wpływ zwiększonej wagi na dźwigary główne i odpowiedni ciężar stały przyjąć do obliczeń.

Przy innego rodzaju obciążeniach, w założeniu, że ciężar nawierzchni jest wielkością stałą, można ustalić właściwy ciężar stały, z wzajemnej zależności ciężaru jezdni i dźwigarów, wychodząc z ciężaru jezdni, który należy prowizorycznie obliczyć.

Wzory powyższe dotyczą konstrukcyj nitowanych, a zatem przy sprawnych ciężary odpowiednie należy zmniejszyć proporcjonalnie do przewidzianych osłabień przekrojów zasadniczych. W zastosowaniu do mostów dwutorowych przy dwóch dźwigarach głównych ciężar stały, który należy przyjąć do obliczeń, zwiększy się o 85%.



# O WIBRACJI BETONÓW I WYROBÓW BETONOWYCH

*Inż. Leon Gradowski, Sosnowiec*

Beton wibrowany nie jest bynajmniej nowością, w Polsce jednak naogół jest mało znany. Wibracja jest mechanicznym sposobem osiągnięcia całkowitej zwartości mieszanki betonowej, przez poddanie tej mieszanki drganiom o bardzo małej amplitudzie (0,5 — 0,6 mm) i bardzo dużej częstotliwości (do 3500 drgań na minutę). Ukończenie procesu poznaje się przez wystąpienie na powierzchni wibrowanej mieszanki mleczka betonowego.

Teoretycznie tłumaczymy ten proces mniej więcej w ten sposób: wibracja burzy równowagę sił ciężkości i reakcję sił tarcia, a nowa równowaga zostaje osiągnięta, gdy potencjał tych sił zmaleje do minimum. Można bardzo łatwo przekonać się o tem, jeżeli przesuwamy się formę, napełnioną betonem po stole wibracyjnym. Przesunięcie to wymaga tylko minimalnego wysiłku o ile stół wibruje. Fenomen ten można również zaobserwować przy umieszczaniu t. zw. słupów „Vibro”. Beton umieszczony jest w rurze stalowej, która następnie da się wysunąć jedynie, o ile poddana jest wibracji, przyczem jednocześnie ubija się beton.

Szybkość, z jaką można osiągnąć pożądany rezultat, zależy od częstotliwości, oraz od amplitudy drgań, — wibracja transmituje się trudniej w ciałach różnorodnych, jak np. świeża mieszanka betonowa, jednak właśnie wskutek wibracji, beton staje się stopniowo masą bardziej jednorodną i wtedy proces ten odbywa się już znacznie szybciej. Moglibyśmy więc przypuścić, że należy dla ułatwienia pracować z materiałem wymieszanym z dużą ilością wody, — otóż jest to niekorzystne, zbyt wysoki bowiem procent wody wpływa zawsze ujemnie na wytrzymałość fabrykatów. Odpowiednią plastyczność uzyskać można jedynie przez odpowiedni dobór mieszanki, t. zn. proporcji użytych materiałów kamiennych, piasku, cementu i wody (około 6%).

Pierwszy prototyp wibratora zaczął stosować we Francji w roku 1917 inż. Freyssinet, — był to raczej młotek pneumatyczny, dający wstrząsy o dużej amplitudzie i stosunkowo małej częstotliwości, był to więc raczej sposób wstrząsania. Ciekawy jest dość sposób, w jaki inżynier Freyssinet wpadł na pomysł utrząsania mieszanki betonowej. Mianowicie robotnicy, zajęci pod jego kierunkiem przy budowie mostu w Elores, zauważyli, że ilekroć uderzali młotami przy nitowaniu uzbrojeń, tylekroć mieszanka betonowa osiadała coraz niżej i nie wymagała już prawie ręcznego ubijania. Zaczęli więc, by ułatwić sobie pracę, uderzać młotami po deskowaniu. Na fakt ten zwrócił uwagę inżynier Freyssinet i postanowił użyć do tego celu wyżej wspomnianego młota pneumatycznego. Wyniki tego, dość zresztą prymitywnego sposobu, przeszły wszelkie oczekiwa-

nia Freyssineta, zastosował więc ten system przy budowie takich obiektów, jak olbrzymie hangary lotniska w Orly pod Paryżem, wiadukt Saint-Pierre-de-Vouvray i t. p.

Następnie zaczęto fabrykować we Francji wibratory pneumatyczne już bardziej udoskonalone, lecz jeszcze niezmiernie kosztowne w użyciu; dopiero ukazanie się w ciągu ostatnich paru lat wibratorów elektrycznych znacznie ułatwiło kwestję. We Francji, Anglii i Belgii wibracja wyparła niemal zupełnie wszelkie inne sposoby ubijania betonów; po pierwsze, ponieważ pozwala na otrzymanie tych samych wytrzymałości przy zmniejszeniu dawki cementu, lub też w celu osiągnięcia znacznie większej wytrzymałości przy zachowaniu tej samej proporcji cementu; po drugie, ponieważ daje się z łatwością zastosować do wszystkich robót konstrukcyjnych betonowych, a przytem jest sposobem najtańszym, wymaga bowiem bardzo ograniczonej ilości robocizny, oraz prostego, ekonomicznego i mało kosztownego urządzenia.

Bardzo wymownie o powyższym świadczy następujący przykład: zapewne wiele osób miało sposobność podziwiać na zeszłorocznej wystawie Brukselskiej olbrzymi gmach „Grand Hall” o stropie z łuków żelbetowych imponującej rozpiętości. Wszystkie te roboty żelbetowe (nie wyłączając ram okiennych) zostały wykonane sposobem wibracyjnym, przyczem firma, która prowadziła roboty budowlane, posługiwała się dziesięciu wibratorami elektrycznymi o sile 0,35 kV i wagi 25 kg każdy. Świadczy to chyba dość wymownie o tanioci praktycznego zastosowania wibracji.

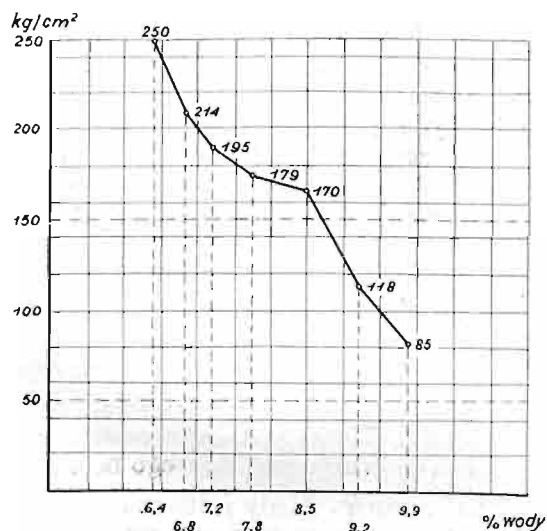
By dobrze zrozumieć, na czym polega działanie wibracji, należy sobie uprzytomnić, że materiały sypkie, poddane drganiom o małej amplitudzie (0,5 — 0,6 mm) i dużej częstotliwości (do 3.500 drgań na minutę) przyjmują w czasie wibrowania właściwości płynów, wskutek czego wzrasta zawartość betonu, a siła hydrostatyczna wypycha powietrze i nadmiar wody. I tak na przykład, jeżeli 1 m<sup>3</sup> betonu świeżego, starannie ubijanego waży 2.300 kg, ten sam 1 m<sup>3</sup> betonu wibrowanego waży 2.600 kg; rura z betonu prasowanego ważąca 250 kg przy identycznych wymiarach z betonu wibrowanego wykazuje wagę 278 kg. Beton wibrowany posiada większą wytrzymałość z dwóch względów:

- 1) wskutek użycia mniejszej ilości wody i
- 2) wskutek ułożenia się składników w sposób dający maksymalną zwartość.

Wibracja pozwala nam bowiem na użycie najmniej wilgotnej mieszanki, a zatem najbardziej zbliżonej do idealnego minimum wody w betonie. Przy jednakowym składzie mieszanki betonowej otrzymuje się znacznie większe wytrzymałości przez zastosowanie wibracji. I tak np. przy próbach na ciśnienie (kostki 30 x 30) beton ubijany

ręcznie po 7 dniach wytrzymawał 222 kg/cm<sup>2</sup>, ten sam beton wibrowany 350 kg/cm<sup>2</sup>. Ciekawy wypadek udało się zaobserwować inżynierom w pewnej elektrowni w Z. S. S. R., kiedy stawiano nowy fundament pod turbogenerator w bezpośrednim sąsiedztwie już czynnego turbogeneratora, nowy fundament okazał się o przeszło 100 kg/cm<sup>2</sup> wytrzymalszy od dawnego fundamentu. Objaw ten przypisać należy wibracjom, spowodowanym przez turbogenerator w ruchu. Wytrzymałości na rozciąganie są również znacznie wyższe dla betonów wibrowanych (27 dni: 12,9 kg/cm<sup>2</sup> ubijany, 14,2 kg/cm<sup>2</sup> wibrowany, — 56 dni: 18 kg/cm<sup>2</sup> wibrowany, 13 kg/cm<sup>2</sup> ubijany; próbki 30 x 30 x 150 cm nieuzbrojone).

Wzmoczona wytrzymałość betonu wibrowanego tłumaczy się przede wszystkim większą zawartością mieszanki betonowej i mniejszym procentem wody, oraz także specjalnym zjawiskiem, zaobserwowanym przy wibrowaniu. Mianowicie każdy fabrykat wibrowany jest otoczony jakby pancerzem niemal czystego cementu, który w czasie wibrowania ma tendencję do osadzania się wzdłuż ścian formy lub deskowania.



Wykres powyższy przedstawia zmiany wytrzymałości na ściskanie w zależności od procentu wody dla betonu o składzie następującym:

950 litrów porfiru 10/25 mm,  
325 litrów grysiku porfirowego 2/5 mm,  
300 litrów piasku reńskiego i  
300 kg cementu portlandzkiego.

Próby przeprowadzono po siedmiu dniach, % wody obliczono na wagę wszystkich materiałów suchych t. z. cement + piasek + kamień. Wykres powyższy wykonano według wykresów publikacji Nr. 5 „Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique”.

W dalszym ciągu podajemy wynik doświadczeń badania wytrzymałości na ciśnienie na kostkach 10 x 10 x 10 cm dla betonu o następującym składzie:

950 litrów porfiru 10/25 mm,  
325 litrów grysiku porfirowego 2/5 mm,  
300 litrów piasku reńskiego i  
350 kg cementu portlandzkiego.

R o d z a j	po 7 dniach		po 28 dniach	
	kg/cm <sup>2</sup>	średnio kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	średnio kg/cm <sup>2</sup>
Beton wibrowany	420		582	
„ „	475	445	575	578,50
Beton ubijany ręcznie	374		448	
„ „	374	374	440	444,00

Wyniki powyższe pochodzą z doświadczeń, przeprowadzonych przez inż. Dutron, dyrektora „Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique”.

Dzięki większej gęstości i, jak już wyżej wspomniano, dzięki owemu pancerzowi cementowemu udaje się uzyskać nadzwyczajną szczelność. Na przykład wycięto w kostce 30 x 30 x 30 cm paski 25-cio mm. Próbki te poddano próbom na przep. wody i dopiero przy ciśnieniu 5 kg/cm<sup>2</sup> i po 24 godzinach woda zdołała się przedostać. Ponieważ warunki praktyczne są zwykle lepsze, szczelność betonu wibrowanego można uważać za całkowitą. Szczelność ta wpływa w znacznej mierze na dobrą konserwację robót, nie pozwalając na infiltrację wody, oraz ewentualnie i innych szkodliwych płynów. We Francji przeprowadzono niedawno na żądanie Ministerstwa Lotnictwa doświadczenia z betonowym zbiornikiem na mazut. Po kilku miesiącach i pod ciśnieniem 2 kg/cm<sup>2</sup> mazut przedostał się zaledwie na 0,1 mm. Z powodu znanej szczelności betonów wibrowanych stosuje się je powszechnie przy budowie wszelkiego rodzaju zbiorników, tam, mostów i tym podobnych konstrukcyj. W niektórych krajach, jak np. we Francji, wibracja w tych wypadkach jest urzędowo przepisana.

Krzywa twardnienia betonu wibrowanego jest znacznie bardziej stroma. Beton wibrowany bezpośrednio po wyjęciu z formy jest zupełnie plastyczny i przypomina nieco kauczuk, może być łatwo zgięty bez obawy złamania. Np. przy fabrykacji krawężników wibrowanych nie potrzeba już używać specjalnych form dla krawężników wygiętych na zakręty, wystarczy poprostu, bezpośrednio po wyjęciu z formy nadać mu kształt odpowiedni, za pomocą drewnianego szablonu o żądanym promieniu. Poza tem dzięki elastyczności i szybkiemu tężeniu większa część produktów betonowych wibrowanych może być wyjęta z formy bezpośrednio po sfabrykowaniu, stąd wielka oszczędność czasu, materiału, oraz uniezależnienie się od sumienności robotnika. Beton wibrowany pozwala nam otrzymać wyrób jednorodny i jednakowej wszędzie wytrzymałości. Jednym słowem, wibracja pozwala nam produkować prędkiej, taniej i w dużo lepszym gatunku.

Zastosowanie wibracji posiada specjalnie wielkie znaczenie przy konstrukcjach i wyrobach żelbetowych, gdzie często wskutek gęstości uzbrojeń ubijanie jest niezmiernie uciążliwe i zmusza ze znaczną szkodą dla wytrzymałości do używania betonu niemal płynnego, uniemożliwiając przytem szybkie zdjęcie deskowań. Wiadome jest ogólnie, że przy systemie ręcznego ubijania wyniki otrzymane w laboratorium są nieraz niezmiernie różne



od wyników praktycznych, różnice te dochodzą nie-raz do 50%, ponieważ jesteśmy zawsze uzależnieni od sumiennosci i wprawy wykonywającego pracę robotnika. Przy sposobie wibracyjnym różnice te dzięki mechanicznemu wykonaniu pracy nie przekraczają 5 — 10%.

Wibracja zależnie od okoliczności i potrzeby stosowana jest trzema sposobami:

- 1) wibracja zewnętrzna (szalunek lub formy),
- 2) wibracja powierzchniowa (drogowe belki wibrujące),
- 3) wibracja wewnętrzna (np. wibracja uzbrojenia, perwibracja).

Dzięki tym trzem sposobom wibracja da się zawsze zastosować do wszystkich konstrukcyj i wyrobów betonowych (z wyjątkiem niektórych wyrobów ozdobnych z betonu).

Na zachodzie, a szczególnie w Belgji, olbrzymie usługi oddała wibracja przy rozwiązywaniu kwestji dróg betonowych, a ze względu na palący problem drogowy w Polsce powinna się więc i u nas spotkać z odpowiednim zainteresowaniem. W dobie obecnej droga betonowa jest bezwzględnie najtańsza z dróg o szlachetnej nawierzchni. Niestety droga betonowa była dawniej niezawsze dość wytrzymała. W Belgji kwestję tę rozwiązano w pewnej mierze przez zastosowanie kostki betonowej. Kostka ta bowiem, w początkach fabrykowana ręcznie, dawała jednak lepsze rezultaty niż beton płaszczowy. Zczasem dla osiągnięcia wyższych jeszcze wytrzymałości zastosowano do fabrykacji kostek betonowych prasy hydrauliczne, gdzie kostki te są prasowane pod ciśnieniem ponad 300 atm. Wyniki osiągnięto bardzo dobre, bo wytrzymałość na ciśnienie do 750 kg/cm<sup>2</sup>.

O wielkiem zainteresowaniu i zapotrzebowaniu w Belgji kostki betonowej, świadczy wymownie fakt, że cztery wielkie firmy, jak to: „Le Soliditit Belge” S. A. w Lembecq-lez-Hal, „Btons de la Dendre” S. A. w Ollignies, „Briqueteries Economiques” S. A. w Gilly-Haies i „La Routière” S. A. w Esemael wyrabiają stale duże ilości tej kostki, pod ścisłą kontrolą G. P. C. (Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique) nie licząc wielu innych przygodnych drobniejszych fabryczek.

Obecnie kostkę tę wyrabia się seryjnie sposobem wibrowanym, co pozwala na osiągnięcie jeszcze wyższych wytrzymałości, sięgających 1000 kg/cm<sup>2</sup>, oraz na znaczne obniżenie kosztów produkcji. Podobna wytrzymałość na ciśnienie daje drogom z kostek betonowych gwarancję zupełnej wytrzymałości i trwałości przy stosunkowo bardzo niskich cenach. Kostki z betonu wibrowanego są parokrotnie tańsze od kostki granitowej lub bazaltowej. W roku ubiegłym robiono w Belgji pierwsze próby wibrowania dróg z betonu płaszczowego. Wyniki osiągnięto bardzo dobre, wytrzymałość na ciśnienie dochodzi do 900 kg/cm<sup>2</sup>. Drogi takie zbudowano w Brukseli w parku Elisabeth, oraz od-cinek drogi między Antwerpią a Herenthals.

Kwestja budowy dróg betonowych w miastach żywo była dyskutowana na trzecim kongresie drogowym w Brukseli (wrzesień 1935 r.). Nawierzchnia betonowa dzięki swej nieprzepuszczalności

jest higieniczniejsza od nawierzchni z kamienia naturalnego, przytem po nawierzchni betonowej ruch kołowy odbywa się ciszej. W każdym razie tam gdzie przewidywane są możliwości późniejszych robót kanalizacyjnych, czy wszelkich innych wymagających rozkopania jezdni, poleca się bezwzględnie użycie kostki betonowej, a nie betonu płaszczowego. Nawierzchnia z kostki betonowej, w przeciwieństwie do nawierzchni z betonu płaszczowego, daje się stosunkowo łatwo rozkopać, a następnie naprawić bez wielkiego trudu, gwarantuje zaś zupełną nieprzepuszczalność, ponieważ kostki betonowe zalane są po ułożeniu zaprawą cementową, z którą się wiążą doskonale. Co się zaś tyczy kosztów instalacji do wibrowania betonów i samych wibratorów, są one tak nieznaczne, że w porównaniu z korzyściami jakie dają, mogą być zupełnie pominięte (wibrator elektryczny kosztuje w Polsce około 1000 zł. sztuka).

Rekapituluując w kilku punktach wszystko co dotychczas powiedziano, zastosowanie systemu wibracyjnego zapewnia nam następujące korzyści:

1. *Tańszość i wszechstronne zastosowanie.* Wibracja kosztuje najtańiej, wymaga minimum robocizny, zapewnia maximum kontroli i daje się zastosować do wszystkich robót konstrukcyjnych i wyrobów betonowych.

2. *Nieprzepuszczalność* jest wynikiem bezpośrednim zwiększenia zwartości, oraz nieodzownym warunkiem przy wszelkich konstrukcjach, jak to: tamy, mosty, fundamenty, zbiorniki, oraz wszędzie tam, gdzie beton ma być wystawiony na działanie czynników atmosferycznych.

3. *Znacznie zwiększona wytrzymałość* pozwala jużto na zmniejszenie dawki cementu przy tej samej wytrzymałości, jużto na znaczne powiększenie wytrzymałości przy tej samej dawce cementu.

4. *Jednorodność* absolutnie pewna, wibracja bowiem eliminuje powietrze oraz wodę niełączącą się, czyli dwa główne wrogi dobrego betonu.

5. *Standaryzacja.* Kiedy pobiera się próbki niewibrowanego betonu w różnych punktach tej samej konstrukcji, dla przeprowadzenia prób wytrzymałości na ciśnienie, zginanie, rozciąganie, nasiąkliwość i t. p. często rezultaty te są bardzo od siebie różne. Przy betonie wibrowanym są one, przeciwnie, zadziwiającej regularności. Przy wibracji wystarczy stwierdzić wystąpienie mleczka cementowego na powierzchnię betonu, by być zupełnie pewnym, iż jest on dostatecznie ubity (zauważamy, że sprawdzian ten jest o tyle tylko pewny, o ile ilość wody w mieszance nie przekracza 6% wagi wszystkich materiałów suchych; wilgotność materiałów należy brać pod uwagę).

6. *Zwartość* wzmacnia się również bardzo silnie; dla przykładu podajemy kilka cyfr objętościowych: 1 m<sup>3</sup> betonu zawiera 1200 litrów mieszanki niewibrowanej i 1400 — 1450 litrów mieszanki wibrowanej.

7. *Wycinanie z formy oraz zdejmowanie deskowania.* Dla niektórych produktów jak to: krawężniki, kostka drogowa, słupy i t. p. wyjęcie z formy następuje bezpośrednio po sfabrykowaniu. Co się zaś tyczy zdjecia deskowania z konstrukcji be-

tonowej lub żelbetowej, czas jest zawsze krótszy o jakie 60 — 80% niż normalnie, przyczem używać można zamiast drogiego gatunku cementu szybkotwardniejącego, zwyczajnego cementu portlandzkiego.

Wibracja w państwach zachodnich zdobyła so-

bie prawo obywatelstwa i stosowana jest wszechstronnie i niemal wyłącznie. Miejmy więc nadzieję, że i w Polsce, dla większego dobra naszej gospodarki, spotka się z odpowiednim zainteresowaniem.