# 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 nietylko jego trwałości, lecz również i wytrzymałości, szczególniej podczas spływania lodów na Wiśle. Ciągle 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 wykończona linja kolejowa Kutno — Radziwie i odnoga kolejowa Sierpc — Płock. Obie te linje czekają na swoje połączenie. Stąd powstała kwestja budowy mostu drogowego-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 dużemi kosztami, albo też przejścia bardzo głębokiemi wykopami na prawym brzegu, co oczywiście wymaga znowu nietylko wywłaszczenia znacznych obszarów gruntów miejskich, lecz utrudnia nadto tak podejście do stacji Płock linji kolejowej Płock — Sierpce, jak również i dojazd do miasta, gdyż trzeba podchodzić wzniesieniami koło 6% na znacznej długości.

Ponieważ długość mostu wynosi łącznie z wiaduktami na obu brzegach koło 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 studja, 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 koło 18 m. Najwyższe wody mogą się wznieść nad poziom normalnych wód na przeszło 5 m. Jeżeli zatem przyjąć, że ponad najwyższemi wodami części budowy wierzchniej winny się wznosić koło 1,50 m, to otrzymamy wysokość ustrojową nad podporami od 11,50 m do 21,50 m. Względy 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/cm². 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.

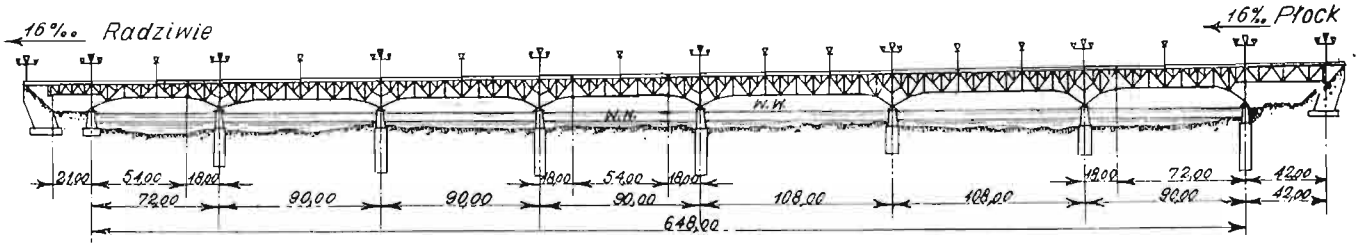
Ponad kotą + 61,600 m wznosi się konstrukcja stalowa. Wysokość ustroju nad filarami otrzymuje się większą niż pomiędzy filarami. Okoliczność ta wskazuje że, stosując do budowy wierzchniej układ belkowy, należy stosować takie belki, które otrzymują momenty gnące większe na podporach, niż pomiędzy podporami. 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 zawieszonej 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-

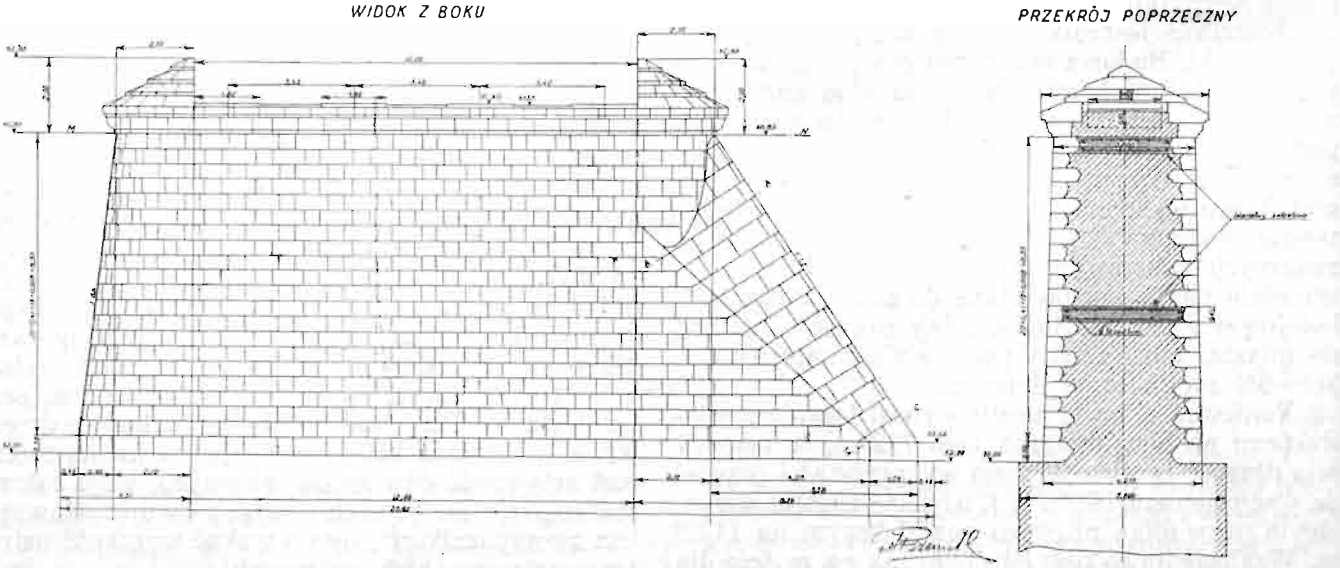
szona o rozpiętości 54,00 m; następne przęsła należą do belek ciągłych dwuprzęsłowych o rozpiętościach 108,00 m i wreszcie przęsło prawe o rozpiętości 90,00 m tworzy znowu belka zawieszona o rozpiętości 72,00 m i wspornik belki ciągłej o długości 18,00 m. Na słupach belek skrajnych zawieszonych wspierają 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 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 naszem było możliwe ich zmniejszenie. Wybór systemu przęseł, wymagający na filarach tylko pojedyńczych podpór, dał nam możność nadania niewielkiej grubości filarom (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 poprzecznemi, umieszczonemi w izbach roboczych. Belki podłużne i drugorzędne belki poprzeczne znajdują się na sufitach izby roboczej. Oszalowanie z blachy dane jest podwójne. Blacha sufitowa spoczywa na belkach poprzecznych głównych i usztywniona jest belkami podłużnemi i drugorzędnemi poprzecznemi położonemi nad blachą sufitową, Pomiędzy oszalowaniem zewnętrznem i wewnętrznem dane są wsporniki usztywniające i przestrzeń pomiędzy temi 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 sztywnem, zabezpieczone jednak tak wewnątrz jak i nazewnątrz izby roboczej od możliwych pęknięć podczas opuszczania, a w szczególności przy skręcaniach kesonów, co często ma miejsce przy różnorodności gruntów pod nożami kesonów. Ciężar stali tego rodzaju kesonów wynosi około 400 do 425 kg/m² podstawy kesonu.




Rys. 1.

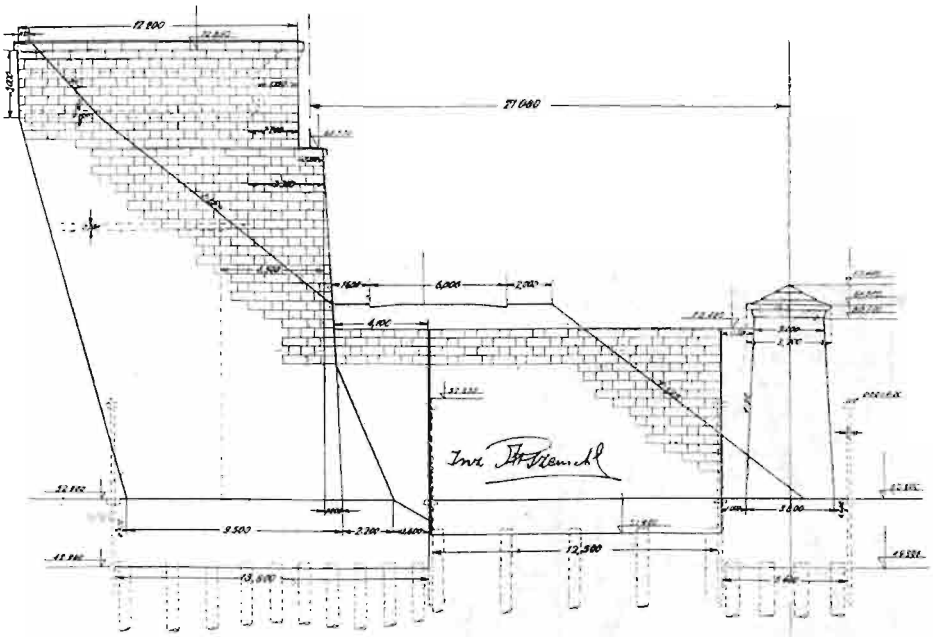
Ponieważ most jest ze spadkiem 16% zatem hamowanie zawsze może mieć miejsce na moście i siła hamowania przenosić się będzie na filary z łożyskami nieruchomemi, więc grubość fundamentów filarów tych w podstawie przyjęta została 6,50 m dla przęseł o rozpiętości 108,00 m i 6,00 m dla przęseł o rozpiętości 90,00 m; wszystkie inne filary rzeczne mają grubość podstaw fundamentów 5,60 m, zaś na wysokości odsadzki fundamentowej 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/cm².




Rys. 2.

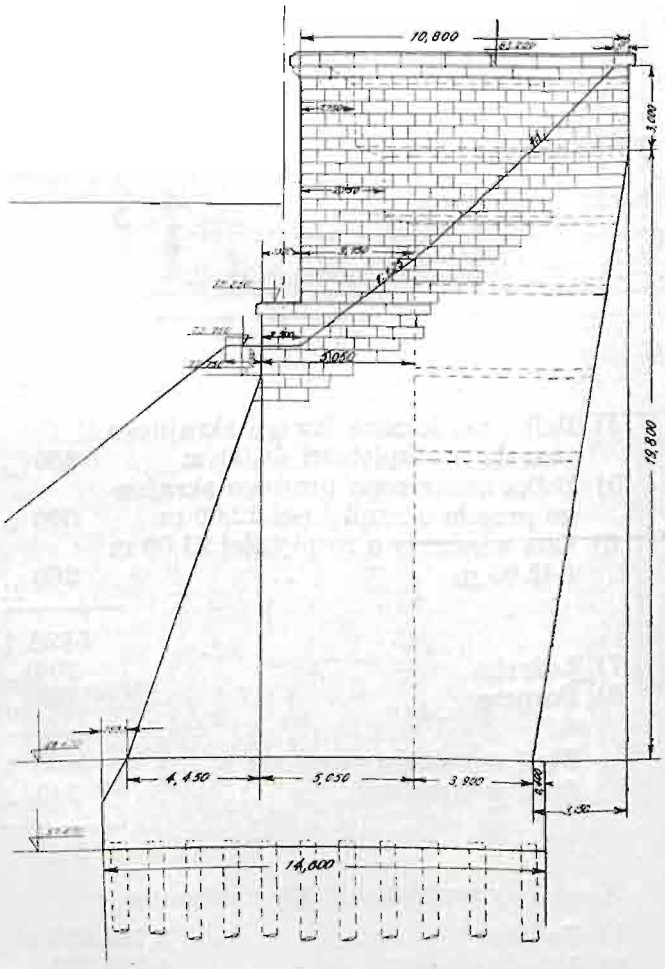
Z obliczeń kosztorysowych okazało się, że średni koszt filara rzecznego równał się prawie średniemu kosztowi dźwigarów jednego przęsła (różnica kilka tysięcy zł.). Ten rezultat wskazywał na prawidłowy wybór wielkości przęseł, co zostało potwierdzone przez obliczenie kosztów warjantów

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.



Rys. 3 i 4.

Jak widać z ogólnego widoku mostu, krata dźwigarów została przyjęta zastrzałowa z dodatkowemi słupkami i ze wzmocnieniem górnem. Pas dolny 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 odległości 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).



Rys. 5.

Wysokość dźwigarów głównych pośrodku przęseł, 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.

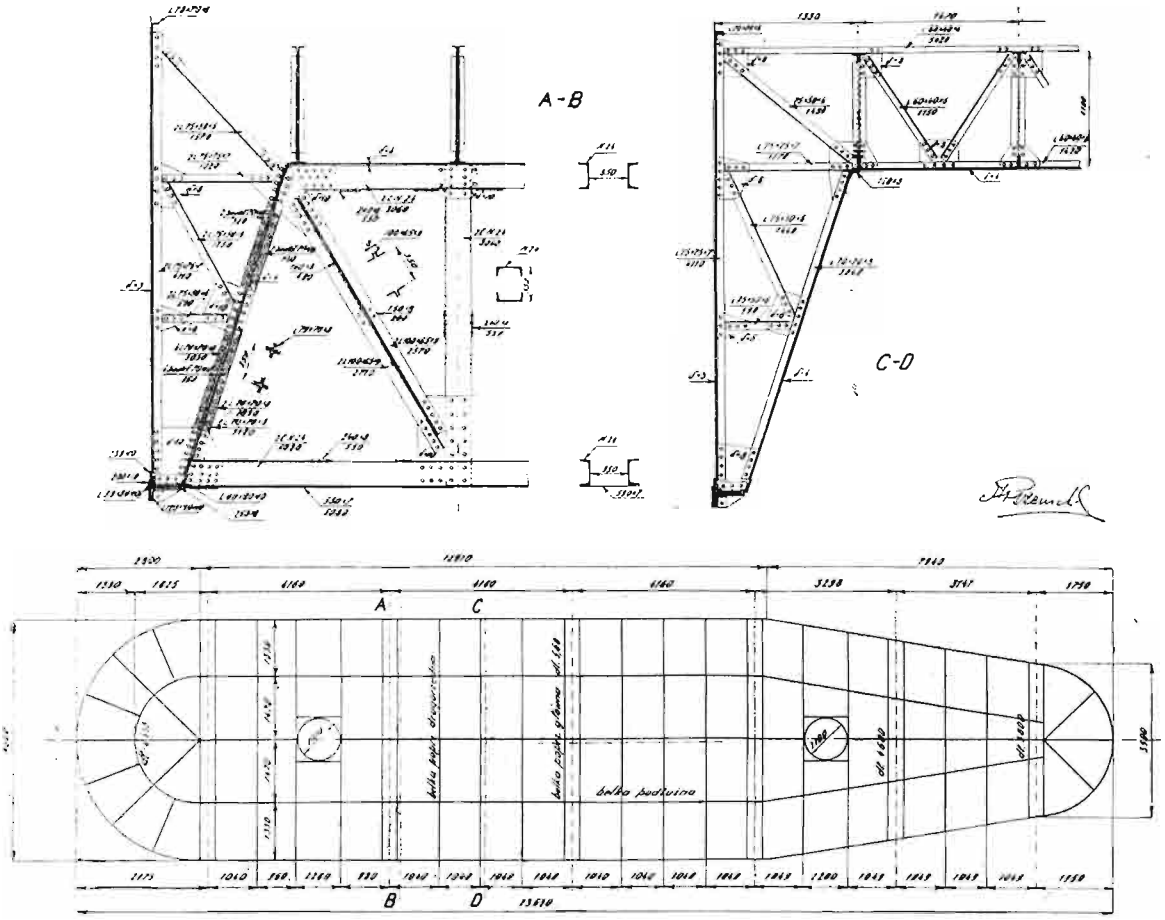
Tężników podłużnych pomiędzy dźwigarami w poziomie pasa górnego nie przewiduje się, gdyż tutaj blachy nieckowe, połączone bezpośrednio z dźwigarami głównemi i żebrami pomostu, znakomicie trzymają pasy górne dźwigarów.

Z czterech dźwigarów na szerokości mostu będą połączone blachami nieckowemi trzy dźwigary, czwarty zaś skrajny, podtrzymujący tylko tor kolejowy, będzie miał połączenie z trzema dźwigarami, stężonemi nieckami, zapomocą belek poprzecznych 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 wszystkiemi 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 stałemi na filarach 3 i 6 wyniosą: $(2 \times 90 + 108) = 0,0000125 \times 40 = \pm 0,144$ m. Na te przesunięcia muszą być przewidziane przyrządy 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 zawieszone łączące wsporniki o rozpiętości 54,00 m 248 „




Rys. 6.

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:

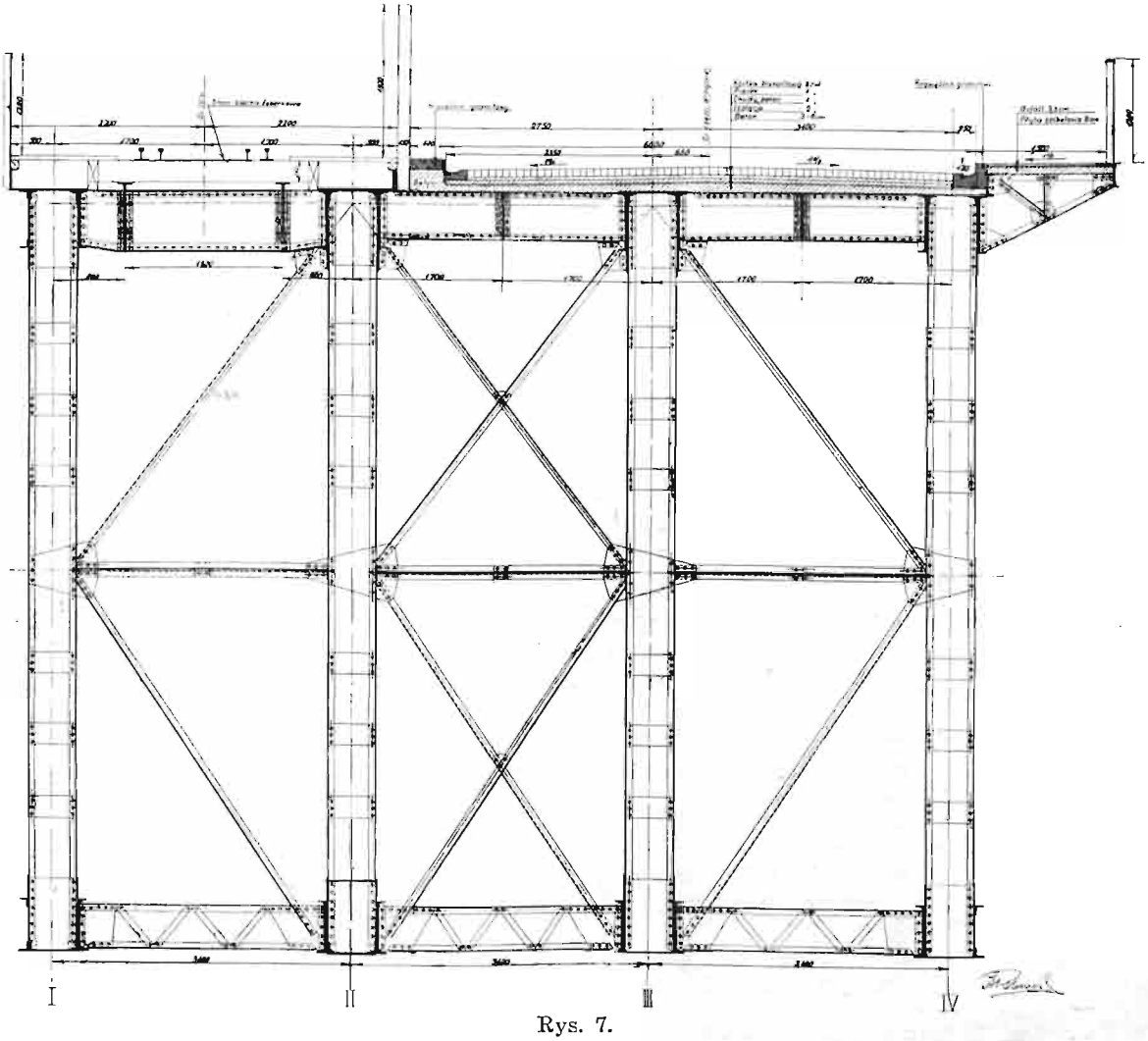
1) Podpory 3,734.635 zł.
2) Ustrój niosący 4,520.230 „
3) Nawierzchnia 305.100 „

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

Razem 9,179.465 zł.

czyli okrągło 9,200.000 zł.

Warjant niniejszy projektu mostu okazał się o 4 miljony 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.