

# PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

## TREŚĆ:

Most wiszący na rz. Delaware w Filadelfji w porównaniu z innymi mostami o dużych rozpiętościach, (c. d.) nap. Dr. Inż. St. Kunicki, Profesor Politechniki Warszawskiej.  
 Kilka uwag w sprawie prognozy zjawisk hydrologicznych, podał Inż. Władysław Kollis.  
 Wytrzymałość połączenia kielichowego rur żeliwnych, nap. Inż. L. Gembarzewski.  
 Ochrona praw autorskich na wynalazki w Polsce (dok.), nap. Inż. K. Czempiński.  
 Przegląd pism technicznych.  
 Bibliografia.  
 Wiadomości Polskiego Komitetu Normalizacyjnego.

## SOMMAIRE:

Le pont suspendu sur la Delaware à Philadelphie, en comparaison avec les autres ponts aux grandes ouvertures (suite), par M. St. Kunicki, Dr., Professeur à l'École Polytechnique de Varsovie.  
 Quelques considérations à propos des prévisions hydrologiques, par M. W. Kollis, Ingénieur.  
 Sur la résistance des assemblages à manchons de tubes en fonte, par M. L. Gembarzewski, Ingénieur.  
 Protection des droits d'auteur des inventions en Pologne (suite et fin), par M. K. Czempiński, Ingénieur.  
 Revue documentaire.  
 Bibliographie.  
 Bulletin du Comité Polonais de Standardisation.

## Most wiszący na rz. Delaware w Filadelfji w porównaniu z innymi mostami o dużych rozpiętościach.\*)

Opracował Dr. inż. St. Kunicki, Profesor Politechniki Warszawskiej.

### Zasady obliczeń.

1) Obciążenia. Ciężar własny mostu był przyjęty: dla przęsła środkowego 38,7 t/m; dla przęseł skrajnych 40,2 t/m. Obciążenia ruchome na metr bieżący mostu przyjęte były następujące:

miejskiej kolei elektrycznej (metro)	5,9 t/m
tramwajów	4,5 „
wozów i samochodów	5,9 „
(t. j. 342 kg/m <sup>2</sup> jezdni)	
pieszych	1,5 „
(t. j. 244 kg/m <sup>2</sup> )	

co stanowi razem . . . 17,8 t/m.

czyli obciążenie ruchome stanowi 0,46 obciążenia stałego, t. j. mniej niż połowę.

Jeśli przyjąć szerokość użyteczną przejazdu dla wszelkiego rodzaju ruchu 33 m, to ciężar własny na 1 m<sup>2</sup> jezdni wyniesie:

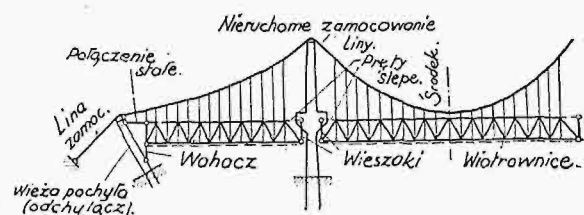
dla przęsła środkowego ok.	1,17 t/m <sup>2</sup>
t. j. około 1170 kg/m <sup>2</sup> ;	
dla przęsła skrajnego około	1,22 t/m <sup>2</sup> ,
t. j. około 1220 kg/m <sup>2</sup> .	

Średnie obciążenie 1 m<sup>2</sup> jezdni ciężarem ruchomym stanowi około 0,54 t/m<sup>2</sup>, t. j. około 540 kg/m<sup>2</sup>.

2) Parcie wiatru. Parcie wiatru przyjęto 147 kg/m<sup>2</sup> dla dźwigara przedniego, zaś dla tylnego — połowę tej wartości, co daje razem na jeden metr bieżący przęsła środkowego 2010 kg/m, z czego 520 kg/m przypada na liny stalowe i 1490 kg/m na jezdnię. Parcie wiatru, przypada-

jące na jezdnię, przenosi się na wieże metalowe przez wiatrownice, zapomocą specjalnego połączenia węzłowego I (rys. 27, 28 i 29). Połączenie to daje możliwość ruchu obrotowego koło osi sworznia pionowego oraz ruchu wzdłużnego, przy wydłużaniu się dźwigarów pod wpływem zmian temperatury, wskutek zastosowania otworu owalnego w blaszce.

W skrajnych przęsłach parcie wiatru rozdziela się w ten sposób, że 1940 kg/m przenosi się na jezdnię i tylko 70 kg/m — na liny stalowe.



Rys. 34. Schemat zawieszenia belek sztywności.

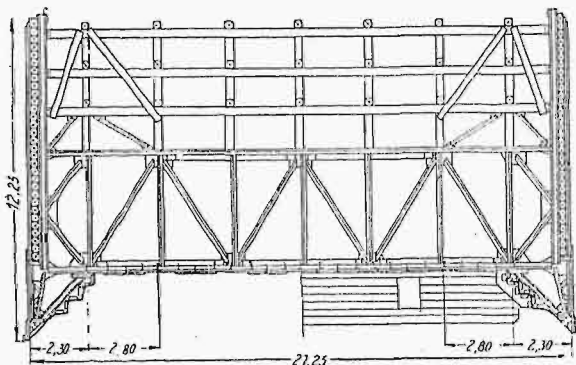
Oprócz powyższego wpływu parcia wiatru, wieże metalowe są obliczone na parcie wiatru na ich własną powierzchnię; to ostatnie parcie przyjęte jest w wysokości 475 kg/m<sup>2</sup> w kierunku poprzecznym do podłużnej osi mostu i 245 kg/m<sup>2</sup> w kierunku osi mostu.

Poza tem wieża została obliczona jeszcze na parcie poziome 454 t, przyłożone do wierzchołka wieży w kierunku poprzecznym do podłużnej osi mostu w przypuszczeniu możliwego uderzenia w wierzchołek wieży samolotu, pędzącego z wielką szybkością. W tem samym przypuszczeniu pochyłe wieże (B) słupków odchylaczy lin na przyczół-

\* ) Ciąg dalszy do str. 647 w Nr 32 — 33 r. b.

kach obliczone są na poziomą siłę 114 t, przyłożoną do wierzchołka wieży.

Są to uzupełnienia warunków technicznych, które w poprzednich mostach nie były uwzględniane.



Rys. 35. Wiązania belek poprzecznych kesonu filaru.

### Obliczenie lin stalowych i belek sztywności.

Jak już wzmiankowano powyżej, wiszący system lin stalowych jest wyregulowany w ten sposób, żeby w wypadku, kiedy na moście niema obciążenia ruchomego i średnia temperatura wynosi (+13°C), oś liny miała postać paraboliczną. W tym wypadku, cały ciężar przenosi się na liny i belki sztywności (kratownice) nie pracują. Ponieważ kratownice są rozcięte na podporach i mają końce swobodne, przeto każde obciążenie którekolwiek przeszła wywołuje w kratownicy tegoż przeszła momenty dodatnie.

W obliczeniu mostu uwzględniono bardzo ważny czynnik, mianowicie wpływ odkształceń wogóle, a w szczególności wpływ odkształcenia (ugięcia) wież metalowych.

Ponieważ wieże metalowe są połączone sztywnie z linami stalowymi (łożyska nieruchome i zamocowane u podstaw), więc pod wpływem różnicy nateżeń lin stalowych z obu stron wieży, te ostatnie uginają się, co też uwzględniono zarówno w obliczeniu, jak i przy montażu mostu.

Obliczenia do projektu mostu były wykonane według najnowszych metod, z całkowitem uwzględnieniem odkształceń wszelkich części ustroju, jako to: wież, lin i belek sztywności.

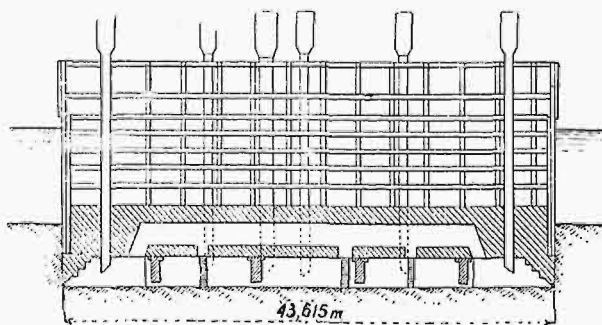
### Rozwój podstaw teoretycznych budowy.

Pierwotne mosty wiszące stanowiły konstrukcje sprężyste nieusztynione, zmieniające swój kształt przy każdej zmianie obciążenia. Znaczne uginanie się ich oraz brak stateczności podczas burz były wadami tych mostów pierwotnych. Naprężenia w takich mostach wiszących były dobrze znane inżynierom, którzy je projektowali i budowali, jak to wskazuje Navier w swym referacie z roku 1823.

Kiedy z biegiem czasu do konstrukcji mostów wiszących zostały wprowadzone belki usztyniające (t. zw. belki albo kratownice sztywności), to Rankin w Anglii, a Ritter w Szwajcarii, około połowy ubiegłego stulecia, rozwinęli teorię absolutnie niezmienną belki sztywno-

ści. Stosownie do założeń tej teorii, belka ta pozostaje absolutnie sztywną pod działaniem obciążenia ruchomego i pierwotna krzywa postać liny wiszącego mostu pozostaje niezmienną. To przypuszczenie milcząco wyklucza wpływ ciężaru własnego na most. Błąd popełniany w ten sposób, choć był zasadniczy, jednakże przy małych rozpiętościach i przy możliwości nadawania belkom dużej sztywności, nie miał w praktyce wielkiego znaczenia. Atoli przy olbrzymich rozpiętościach nowoczesnych mostów wiszących już nie można było nie uwzględnić powyższego błędu.

Z postępem wiedzy o ustrojach sprężystych, zaczęto rozpatrywać belkę sztywności, jak to w rzeczywistości się należało, jako element sprężysty. Müller-Breslau i Melan rozwinęli znacznie teorię mostów wiszących, jako konstrukcji sprężystych. Jednakże i ta teoria, uwzględniająca sprężystość konstrukcji, nie zmieniła pierwotnego założenia, zawartego w teorii Rankin'a, że krzywa liny wiszącej nie zmienia swego kształtu, wskutek czego naprężenia w linie obliczono stosownie do jej kształtu przed obciążeniem jej ciężarami ruchomymi. W końcu XIX-go stulecia ukazała się nowa praca Melan'a o mostach wiszących, która wskazała drogę do ściślejszej teorii. Ta ostatnia teoria, nazwana teorią ugięcia, ponieważ uwzględnia wpływ ugięcia na zmianę naprężeń w mostach wiszących, była w następstwie rozwinięta do postaci obecnej przez inżyniera Leona S. Moisseiff'a, podczas obliczania przez niego mostu wiszącego Manhattan bridge. Teorię tę, wyłożoną w Journal of the Franklin Institute, (październik, 1925), zastosowano do mostów Manhattan, Delaware (Filadelfijski) i Poughkeepsie. Ugięcia mostów wiszących o dużej rozpiętości osiągają znaczne wartości i mierzone są w stopach, zamiast w calach, jak w zwykłych mostach o małej rozpiętości. Z powodu dużych ugięć, zało-



Rys. 36. Przekrój pionowy kesonu filaru.

żenie, które zawsze się robi przy obliczaniu zwykłych mostów o małej rozpiętości, że ramiona sił nie zmieniają się pod działaniem obciążenia, staje się dla mostów o dużej rozpiętości zupełnie błędne.

Nieuwzględnienie (w zwykłej teorii<sup>1)</sup> konstrukcji wiszącej) zmiany kształtu krzywej liny

<sup>1)</sup> Która nie uwzględnia zmiany kształtu liny wiszącej pod obciążeniem, ale poza tem rozpatruje układ jako sprężysty.

wiszącej pod obciążeniem ma ten skutek, że belki sztywności projektuje się z większym zapasem, t.j. mniej ekonomicznie, niż to wypada z nowszej, ściślej teorii.

Procent nieekonomiczności może się zmieniać od nieznacznych wartości aż do 40%, w zależności od tego, czy belki są dość sztywne, żeby ograniczyć zmianę postaci wieloboku sznurowego liny wiszącej do małych wielkości.

Dla porównania wyników nowszej teorii ugięcia z poprzednią teorią, tak zwaną teorią konstrukcji sprężystej, w zastosowaniu do mostu Filadelfijskiego, wykonano wykresy momentów zginających i sił tnących (rys. 37, 38, 39 i 40), które ilustrują teoretyczną oszczędność materiału, osiągniętą w belkach sztywności wskutek zastosowania nowej teorii. Na rysunkach tych pokazane są odnośne wykresy przy uwzględnieniu odkształceń i bez ich uwzględnienia.

Pola zawarte między dwiema krzywymi dają w każdym wypadku miarę osiągniętej oszczędności wskutek uwzględnienia nowej teorii, t. j. wzięcia pod uwagę odkształceń.

Jak wynika z obliczeń porównawczych, zastosowanie poprzedniej teorii zamiast nowszej wymagałoby (zasadniczo) o 55% więcej materiału, na pasy belek sztywności w przęśle środkowym mostu, a o 43% więcej w prętach kraty. Dla przęsła bocznych powiększenie ilości materiału stanowiłoby 40% dla pasów i 26% dla prętów kraty. Ponieważ jednak przy wykonaniu projektu, ze względów praktycznych, należało zastosować pewne minimalne przekroje, więc w rzeczywistości oszczędność na materiale belek sztywności, osiągnięta wskutek zastosowania nowej, ściślej teorii ugięcia, zredukowała się do 51% dla pasów przęsła środkowego i do 43% dla jego kraty. Rzeczywista oszczędność dla pasów belek sztywności przęsła bocznych stanowiła 38%, a dla prętów kraty 24%. Całkowita oszczędność stali w belkach sztywności, wskutek powyższej przyczyny, stanowiła pokątną cyfrę 3211 t, t. j. 42% całkowitego ciężaru tych belek.

Z teorii ugięcia wypływa, że naprężenia w belce sztywności zależą nie tylko od obciążenia ruchomego i od wpływu zmiany temperatury, lecz również od ciężaru własnego, a także od sztywności wież, lin i belek, oraz od ich jednoczesnych odkształceń.

Przy powiększeniu obciążenia ruchomego, naprężenia w konstrukcji wiszącej nie powiększają się proporcjonalnie do tego obciążenia, wskutek znacznej giętkości konstrukcji. Ten brak proporcjonalności wyklucza możliwość zastosowania do obliczeń zwyczajnych linii wpływowych, które są, jak wiadomo, oparte na prawie superpozycji, czyli niezależności działania sił. Wobec tego, obliczenia konstrukcyj wiszących o dużych rozpiętościach z konieczności stają się bardziej skomplikowane i obszerne.

### Odształcenia mostu.

Jak wiadomo, zmiana obciążenia wywołuje zmianę kształtu i długości ustroju wiszącego, jako ustroju giętkiego, geometrycznie zmiennego i sprę-

żystego. Oś liny przybiera, w zależności od położenia i wielkości obciążenia, kształty rozmaitych linii łańcuchowych (katenuoid). W obliczeniu statycznym mostu Filadelfijskiego przyjęto, że zasadniczą postawą liny wiszącej przy całkowitem obciążeniu ciężarem własnym mostu (ciężar własny lin, wieszaków, kratownic (belek) sztywności, jezdni i wiatrownic) i przy normalnej temperaturze (+13° C) jest parabola ze strzałką  $f = \frac{1}{8,25} l$ ,

przyczem belka (kratownica) sztywności nie będzie naprężona, t. j. nie będzie przejmowała od mostu żadnego obciążenia, a będzie swobodnie wisała na linie, oddając jej cały swój ciężar. Taka jednak postać liny wiszącej będzie miała miejsce dopiero po ukończeniu montażu mostu. W czasie zaś montażu, w różnych jego stadjach, kształt liny wiszącej będzie się zmieniać stosownie do stopniowych zmian obciążenia. Tak więc obciążenia wykazały, że oś samej tylko liny nieobciążonej, przy normalnej temperaturze, w średnim przęśle ma strzałkę o 2,13 m mniejszą od strzałki wspomnianej wyżej paraboli.

Wskutek tego, przy przedzeniu lin wiszących i wogóle przy montażu mostu należało się stosować do linii łańcuchowej, położonej odpowiednio wyżej od paraboli zasadniczej, uwzględniając wzrastanie wagi liny i jej długości, odchylenie wież i ujemne ich wydłużenie oraz zmiany temperatury.

Wyniki odnośnych obliczeń pokazane są na rysunku 41.

Wszystkie ugięcia liczone są od normalnego położenia ustroju (t. j. od położenia odpowiadającego zupełnemu obciążeniu tylko ciężarem własnym mostu przy normalnej temperaturze), czemu odpowiada punkt zerowy ugięcia środka lin wiszących. Temu zerowemu punktowi odpowiada ugięcie wierzchołka wieży o 12,7 cm w stronę brzegu; to ugięcie wieży jest, jak widzieliśmy poprzednio, odpowiednikiem najkorzystniejszego naprężenia materiału w przekroju poprzecznym wieży. Z rys. 41 widać dalej, że ugięcie wieży wywołane ciężarem własnym samej tylko liny (bez wszelkiego jej obciążenia) stanowi 45,7 cm w stronę brzegu, czyli że w ciągu montażu mostu, ugięcie wierzchołka wieży musiałoby się zmieniać od 45,7 cm do 12,7 cm, co odpowiadałoby rozmaitym katenuoidom. Dlatego też, żeby ciągle nie zmieniać formy przewizorycznego pomostu (chodnika) i dopasowywania go do odpowiednich zmieniających się katenuoid, wierzchołki wież zostały przesunięte o 28 cm w stronę brzegu zapomocą specjalnych lin i dźwigarów.

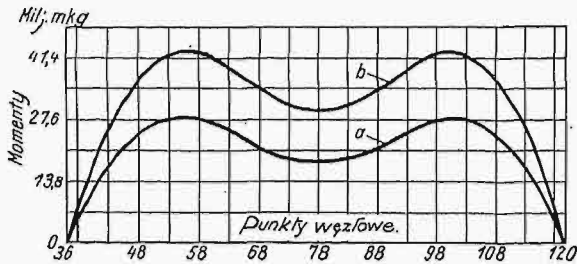
Z rys. 41 widać także, że największe ugięcie środka liny wiszącej w przęśle środkowym przy największym obciążeniu ruchomym (17,8 t/m) stanowi około 1,25 m (t. j. około 4,1 stóp), a przy obciążeniu zwykłym ruchomym (8,9 t/m) — około 0,6 m (t. j. około 2 stóp). Ugięcie wierzchołka wieży pod działaniem tylko największego obciążenia ruchomego stanowi około 0,2 m. Tak wielkie ugięcia nie mogły pozostać bez uwzględnienia w obliczeniu konstrukcji, o czym już wskazano wyżej w rozdziale rozwoju podstaw teoretycznych obli-



czenia mostów wiszących. Wszystkie te odkształcenia mają znaczny wpływ na montaż ustroju, co pokazano na rys. 50 i 51, dotyczących się montażu.

### Rodzaj materiału w konstrukcji przęsłowej i dopuszczalne naprężenia.

Każdy element (pręt) kratownicy sztywności został obliczony na to obciążenie, które wywołuje w nim największą reakcję, ale obciążenia były przyjęte z dużym zapasem w tym celu, żeby prawdopodobność powstania największej reakcji była możliwie mała. Z tego powodu w kratownicach (belkach sztywności) dopuszczono naprężenia, wynoszące do  $\frac{3}{4}$  granicy sprężystości.

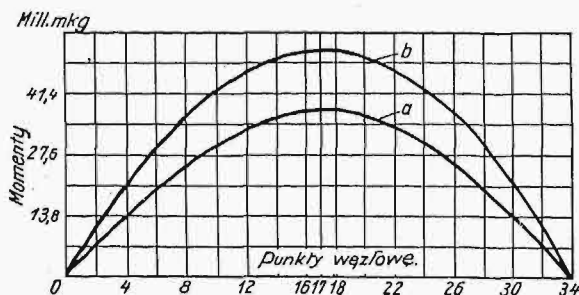


Rys. 37. Wykres momentów zginających belkę sztywności środkowego przęsła.

a — z uwzględnieniem odkształceń; b — bez uwzględnienia odkształceń.

Co zaś do lin stalowych i wież metalowych, to dla nich dopuszczalne naprężenia przyjęto do wysokości połowy granicy sprężystości.

Liny stalowe wykonane zostały z drutu stalowego ciągniętego na zimno, ze stali o składzie chemicznym  $C \leq 0,85\%$ ;  $P \leq 0,04\%$ ;  $S \leq 0,04\%$ . Stal ta posiada wytrzymałość doraźną  $150,5 \text{ kg/mm}^2$ , wydłużenie w chwili rozerwania 4% na długości 25,4 cm i granicę plastyczności  $100,8 \text{ kg/mm}^2$ . Wieże metalowe zbudowane zostały z wysokowartościowej stali krzemowej, zawierającej 0,4% C; 1,5% Mg i 0,2 do 0,45 Si, o wytrzymałości doraź-



Rys. 38. Wykres momentów zginających belkę sztywności skrajnego przęsła.

nej na rozciąganie od 54 do  $66,5 \text{ kg/mm}^2$  i najmniejszej granicy plastyczności  $31,5 \text{ kg/mm}^2$ . Belki (kratownice) sztywności mają pasy ze stali niklowej, a skosy i blachy węzłowe oraz wiatrownice ze stali krzemowej; słupki zaś ze zwykłej stali węglistej.

Stal niklowa zawierająca 3,2% niklu, ma wytrzymałość doraźną na rozciąganie  $63 \text{ kg/mm}^2$  i granicę plastyczności  $38,5 \text{ kg/mm}^2$ .

Zwykła stal węglista, użyta na słupki kratownicy sztywności, ma wytrzymałość doraźną na roz-

ciąganie od 43,4 do  $49 \text{ kg/mm}^2$  i granicę plastyczności  $25,9 \text{ kg/mm}^2$ .

Dopuszczalne naprężenia przyjęte dla tych materiałów podane są poniżej w tabeli:

Nazwa części konstrukcji	Rodzaj metalu	Dopuszczalne naprężenie	
		na rozciąganie w $\text{kg/mm}^2$	na ściskanie w $\text{kg/mm}^2$
Liny	Drut stalowy, ciągnięty na zimno . . .	50,75	"
Wieże	Stal krzemowa. Naprężenia główne (osiowe).	16,80	16,80
	Suma naprężeń głównych (osiowych) i dodatkowych od zgięcia .	18,90	18,90
Belki (kratownice) sztywności	Stal niklowa	28	24,5
Pasy dolne	" "	25,9	22,4
Pasy górne			
Krata (słupki i skosy)	Stal krzemowa . . . . .	22,4	$22,4 - 0,1 \frac{l}{r}$
Wiatrownice	Stal krzemowa . . . . .	22,4	$22,4 - 0,07 \frac{l}{r}$

### Wykaz wagi metalu w moście.

Nazwa części mostu	Rodzaj materiału	Waga w tonnach
Główne wieże na filarach	{ Stal krzemowa	5880
	{ " węglista .	2874
	{ " lana, . . .	146
		8900
Wieże pochyle (odchylacze) na przyczółkach	{ Stal krzemowa	888
	{ " węglista .	308
	{ " lana, . . .	379
		1575
Główne liny wiszące i wieszaki	Główne liny z drutu stalowego	6140
	Liny wieszaków	410
	Zakotwienia stalowe . . . . .	2150
	Ze stali lanej .	450
		9240
Blachy węzłowe i nity . . . . .		90
Belki sztywności i jezdnia	Stal specjalna .	5130
	" krzemowa .	4130
	" węglista, .	7580
Blachy węzłowe i nity . . . . .		80

Razem . . 36 635 t metalu.

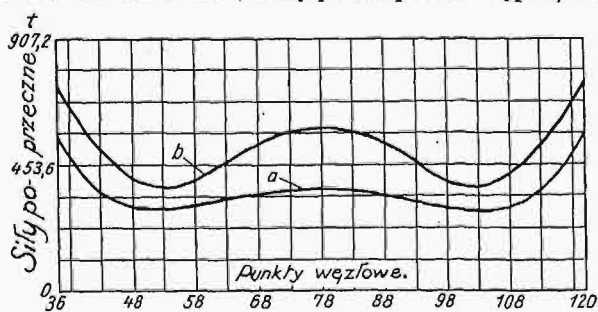
Średnia cena jednej tonny stali wynosiła ok. 222,22 dol.

**Wykaz kosztów budowy (w przybliżeniu<sup>2)</sup>).**

Nazwa pozycji	Miljony dolarów (cyfry zaokrąglone)
<b>Właściwy most:</b>	
Filary kamienne . . . . .	1,64
Główne wieże metalowe . . . . .	1,55
Przyczółki i wieże pochyłe (odchylacze) . . . . .	5,63
Główne liny i wieszaki . . . . .	3,06
Belki sztywności i jezdnia . . . . .	3,56
<b>Dojazdy do mostu:</b>	
Od strony Filadelfji . . . . .	4,25
" " Camden'u . . . . .	3,62
Koszta samej budowy. . . . .	23,31 dol.
<b>Koszta administracji:</b>	
(Wynagrodzenie inżynierów i kierownictwo budowy) . . . . .	1,52
Wywłaszczenie gruntów pod budowę	11,64
Całkowite koszty. . . . .	36,48 dol.,
t. j. około 36 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> milionów dolarów	

**Doświadczenia pomocnicze przed budową mostu.**

Praktyczny zmysł rasy anglo-saskiej przypisuje doświadczeniu decydującą rolę przy rozwiązywaniu kwestyj nowych lub spornych. Wobec tego, przy budowłach nadzwyczajnych, nie mających w technice żadnego precedensu, jak naprzykład most Britannia bridge<sup>3)</sup>, (r. 1848 — 1850), otwierający nową erę w budowie mostów żelaznych belkowych, lub olbrzymi most Forth bridge (r. 1889 — 1890), w swoim czasie (t. j. przed zbudowaniem mostu Quebec w Kanadzie) największy most wspornikowy na świecie, — projektodawcy, przed rozpoczęciem budowy, wykonywali cały szereg doświadczeń w wielkiej skali, dla zupełnego upewnienia się co do słuszności założeń, wziętych za podstawę projektu.



Rys. 39. Wykres sił poprzecznych w belce sztywności środkowego przęsła.

Przed budową mostu Filadelfijskiego poszedł dr. inż. Ralf Modrzejewski tą samą ostrożną drogą, co zresztą zupełnie naturalnie tłumaczy się olbrzymimi rozmiarami, kosztownością i ważnym przeznaczeniem omawianego mostu.

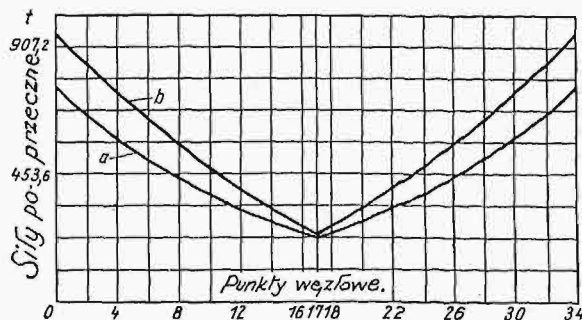
Wspomniane doświadczenia miały na celu wyjaśnienie różnych wątpliwych i spornych kwestyj dotyczących projektowania mostów wiszących o dużych rozpiętościach z lin stalowych z drutu.

<sup>2)</sup> Z powodu przeliczenia z marek niem. na dolary.

<sup>3)</sup> Patrz St. Kunicki: Krótki zarys rozwoju budowy mostów kolejowych w stuleciu 1825 — 1925. Przegląd Techniczny 1926 i 1927 r.

Doświadczenia te były wykonane po części przez amerykańskie Bureau of Standards, po części zaś przez znaną firmę, wyrabiającą drut stalowy, która wykonała już poprzednio część podobnych doświadczeń do budowy mostu Bear-Mountain, zbudowanego na rzece Hudson powyżej New-Yorku i wykończonego w roku 1924.

Doświadczenia te były wykonane z częścią całkowitej liny, z oddzielnymi pęczkami liny i wreszcie z oddzielnymi drutami. Pierwszą kwestją było zbadanie: o ile zmniejszy się wytrzymałość drutu na rozciąganie, wskutek koniecznego



Rys. 40. Wykres sił poprzecznych w belce sztywności skrajnego przęsła.

połączenia zbyt długich drutów między sobą, pokazanego na rys. 35. Doświadczenia wykazały, że dla poszczególnego drutu wytrzymałość ta zmniejsza się o 2% do 3% w porównaniu z wytrzymałością drutu całkowitego (nierozciątego). Wytrzymałość pęczka drutów (z odpowiednią ilością połączeń drutów) zmniejszyłaby się o 5% do 6% w porównaniu z teoretyczną wytrzymałością pęczka (obliczoną dla całych, niezłączonych, drutów).

Dla wyjaśnienia bardzo ważnej sprawy zabezpieczenia lin od rdzewienia wewnętrznego były szczegółowo zbadane poszczególne druty mostu Brooklińskiego, które już w ciągu 47 lat podlegały obciążeniu, oraz druty w linach innych mostów wiszących. Te druty nie wykazały śladów rdzy, chociaż druty mostu Williamsburskiego nie były galwanicznie ocynkowane.

Z powodu wygłoszonej przez niektórych inżynierów opinii, że w drutach jest głównie naprężona ich warstwa zewnętrzna, która jest z drugiej strony najbardziej narażona na rdzewienie, zbadano wytrzymałość drutów na rozciąganie, zaczynając od średnicy 4,8 mm aż do zmniejszonej przez obtoczenie średnicy 2,5 mm. Okazało się przytem, że wytrzymałość na rozciąganie tych drutów jest jednakowa, to jest, że wspomniana opinia jest niesłuszna. Następne doświadczenia polegały na sprasowaniu drutów liny w kierunku poprzecznym do długości liny siłą 76 t/m. Ciśnienie to odpowiada powiększonemu 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub>-krotnie ciśnieniu rzeczywistemu na linę w łożyskach nad wieżami metalowymi. Zmniejszanie wytrzymałości na rozciąganie wyniosło przy tem tylko 1% do 2%.

Próby na rozerwanie pęczków liny, wygiętych w łuk o promieniu 45,7 m, co odpowiada wygięciu lin nad wieżami pochyłymi (odchylaczami) na przyczółkach, — wykazały, że to wygięcie nie wywołuje zmniejszenia wytrzymałości na rozciąganie w porównaniu z pęczkami ułożonymi po linii prostej.

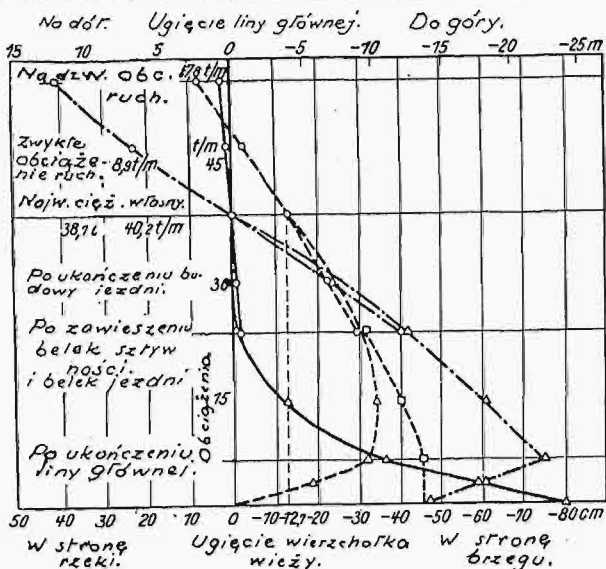
Nadzwyczaj pouczające były doświadczenia, dotyczące się zbadania, czy możliwe jest zeslizgiwanie się po linie mufek stalowych, łączących wieżaki z liną. Kwestja ta ma bardzo wielkie znacze-

nie ok. 0,6, t. j. cztery razy więcej niż współczynnik 0,15 przyjęty w obliczeniu. Ten dodatni wynik należy przypisać temu, że przy silnem naciśnięciu miejscowem mufek na linę tworzą się w pobliżu mufek rozszerzenia (wzdęcia) lin, które przeszkadzają przesuwaniu się mufek.

Co się tyczy jednolitości drutów, to próby wykonane z oddzielnymi drutami wykazały, że cyfry wytrzymałości różniły się nie więcej niż o 5%, co świadczy o jednakowej wartości materiału drutowego. W końcu stwierdzono zmniejszenie o 11% wytrzymałości na rozciąganie wieszaków ze skróconej liny stalowej, wygiętej na 180° około mufki, mającej średnicę zewnętrzną 81,28 cm. Doświadczenie to miało znaczenie dla projektowania połączenia wieszaków z liną główną.

Bardzo ważne znaczenie miały doświadczenia, charakteryzujące giętkość liny stalowej o dużym przekroju. Skonstatowano, że kawałek takiej liny, obciążony ciężarem 10 t, dał ugięcie 15-krotne w porównaniu z belką takiej samej długości, o takim samym przekroju kołowym. Zjawisko to objaśnia się w ten sposób, że poszczególne druty i pęczki liny mogą (pomimo ich owinięcia) ślizgać się do pewnego stopnia przy zgięciu względem sąsiednich drutów lub pęczków; wogóle mamy tu do czynienia z ugięciem zespołu poszczególnych drutów lub ich pęczków, a nie z ugięciem ciała jednolitego. Wskutek tego, przyjęte w obliczeniu dodatkowe naprężenia zginające w linie, wyznaczone na mocy rozważania ugięcia jednolitej belki, stanowiące około 10% naprężeń zasadniczych na rozciąganie liny, okazały się za wielkie, t. j. obliczone ze zbyt dużym zapasem.

Z liną użytą do doświadczeń wstępnych wykonano także próbę sprasowania hydraulicznego, w celu sprawdzenia, czy uda się doprowadzić przez sprasowanie linę o średnicy pierwotnej 90 cm do średnicy 76 cm, t. j. do wymiaru przewidzianego w projekcie. (d. n.)



Rys. 41. Ugięcie środka liny i wierzchołka wieży przy rozmaitych, równomiernie rozłożonych obciążeniach.

- ugięcie wierzchołka wieży,
- ugięcie środka liny w przeszle bocznem,
- ugięcie środka liny w przeszle środkowem,

○ — z uwzględnieniem działania belek sztywności i wież,

△ — z uwzględnieniem działania wież,

□ — bez uwzględnienia belek sztywności i wież.

(Wszystkie ugięcia liny liczone są od jej położenia krańcowego, przybranego pod wpływem ciężaru własnego).

nie, gdyż poprzednio w niektórych starszych mostach zauważono rzeczywiście zsuwanie się po linie mufek wieszaków w pobliżu wież. W danym wypadku, doświadczenia wykazały, że takie ślizganie się, czyli obsuwanie się, mufek mogłoby nastąpić dopiero przy obciążeniu 86 t.

Obliczony stąd współczynnik tarcia wyniósł

## Kilka uwag w sprawie prognozy zjawisk hydrologicznych.

Podał inż. Władysław Kollis.

Zjawiska zamarzania rzek, pochodu lodów, wiosennych i letnich powodzi oraz wyjątkowo niskich stanów wód podczas posuchy posiadają w życiu praktycznym tak wielkie znaczenie, że badanie tych zjawisk wyszło już dawno ze sfery dociekań teoretyczno-naukowych. Zarówno dla żeglugi śródlądowej (zwłaszcza przy rzekach nieuregulowanych), jak i dla rolnictwa niezmiernie ważnem byłoby w przybliżeniu przewidywać przebieg tych zjawisk na naszych rzekach. Powszechnie wiadomo, jaką rolę do niedawna jeszcze w gospodarstwie rolnem odgrywały najróżnorodniejsze spostrzeżenia, częstokroć zupełnie dowolne. Dziś rolnik może już korzystać z zapowiedzi o stanie pogody, opartych na naukowych obserwacjach i doświadczeniach meteorologów. Prognozy meteorologiczne rozszerzyły obecnie zakres swe-

go zastosowania, oddając olbrzymie usługi lotnictwu. Nic więc dziwnego, że biuletyny meteorologiczne zaczęto ogłaszać w prasie codziennej, a z rozwojem radjofonji łatwo mogą one być podawane najszerszemu ogółowi za pośrednictwem mikrofonu.

Niestety, stan sprawy prognozy zjawisk hydrologicznych w Polsce nie wszedł dotychczas na drogę chociażby tylko ogólnej planowej organizacji. Powstaje więc pytanie, czy możemy już przystąpić z zasobem naszych materiałów do przygotowania podstaw dla organizacji prognozy, względnie jak i kto ma to wykonać? By odpowiedzieć na to pytanie, należy zwrócić uwagę na tę niezmiernie ważną okoliczność, że prognoza tak zawiłych zjawisk nigdy, przy najbardziej nawet dokładnym materiale źródłowym, nie może rościć pretensji do