

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Konstrukcje żelazne.

— O projektowaniu wielkich mostów ze szczególnem uwzględnieniem mostu Quebeckiego ogłosił pracę inżynier Ralf Modrzejewski (Modjeski). Podaje w niej zestawienie zasad, wedle których należy dziś projektować większe mosty, omawiając tak konstrukcję samych mostów, jakoteż filarów mostowych.

Otóż znana jest zdawna reguła, oczywiście dająca tylko przybliżone i to z grubsza wyniki, że racjonalnie należy projektować most o takich rozpiętościach, aby koszta samej konstrukcji równe były kosztom konstrukcji podpór. Jednakowoż tak względ na żeglugę, jakoteż inne względy, mogą wymagać rozpiętości większych. Wzięto to pod uwagę także i przy projekcie mostu Quebeckiego. Jednakowoż tak ogromną rozpiętość (549 m), jaką tam zastosowano, spowodowała tylko ambicja firmy pragnącej przewyższyć most na zatoce rzeki Forth (521 m) i w ten sposób zdobyć rekord światowy.

Jeśli chodzi o podpory, to Modrzejewski uważa, że mur ciosowy użyty na filary czy przyczółki ma wartość większą niż beton. Co do materiału belek, to oczywiście pod uwagę brać można wyłącznie żelazo wzgl. stal. Co do systemu belek, to belki łukowe nadają się przy większych rozpiętościach tam tylko, gdzie na to pozwala grunt skalisty i znaczna wysokość. Z innych belek można stosować:

do rozpiętości 230 m belki proste,  
dla rozp. 200—600 m belki przegubowe, wreszcie  
dla rozp. 450—1200 m mosty wiszące kablone lub  
łańcuchowe<sup>1)</sup>.

1. Belki proste znajdują w ostatnich czasach coraz większe zastosowanie dla wielkich rozpiętości. W St. Louis wykonano most o rozp. 204 m, a projektowany jest most o rozp. 220 m na Ohio. Jak wyżej zaznaczono dla najlepszych materiałów, jak stal niklowa itp. dojszyby można do rozpiętości około 230 m, dla żelaza zlewnego do 200 m. Modrzejewski zaznacza, że ciężar belki wzrasta w stosunku mniej więcej kwadratowym do rozpiętości jej wyłącznie dla mniejszych belek niż 90 m; powyżej tej rozpiętości rośnie ciężar szybciej, tak, że przy 370 m zależny jest od rozpiętości sześcienniej, a przy 600 m mogłaby belka udźwignąć tylko własny ciężar. Żąda też, aby szerokość mostu wynosiła min.  $\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{18}$  rozpiętości.

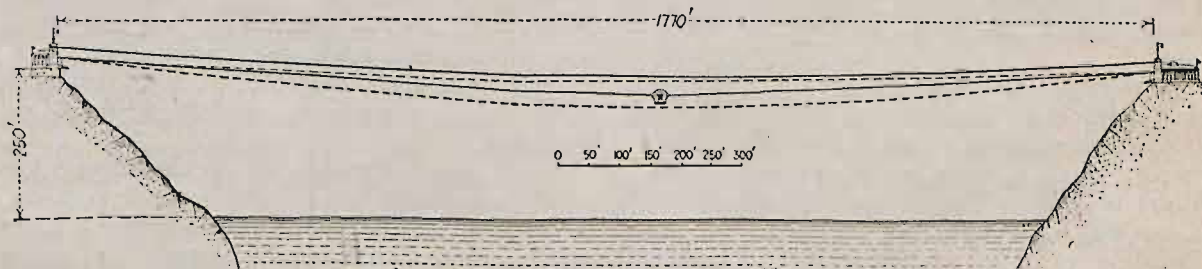
Zaletą belek prostych jest statyczna wyznaczalność, sztywność i większa pewność obliczonych nateżeń — największą wadą niemal konieczność montowania na rusztowaniach (metoda wpływania niezaawsze da się zastosować, a zawsze jest niebezpieczna, metoda wspornikowa nieekonomiczna ze względu na materiał).

2. Mosty wspornikowe można wykonać z belkami wiszącymi (np. most na Forth) lub bez nich (np. most Blackwell-Islandzki). Modrzejewski sądzi, że nie jest to system racjonalny, albowiem łączy wady mostów ciągłych z trudnością odpowiedniego wykonania przegubu; zastosowano go przy moście Quebeckim, dając przy rozpiętości 549 m belkę wiszącą o długości 195 m. Teoretycznie korzystniejsza byłaby długość 300 m, jednakowoż przeważały tu trudności wykonania. Wsporniki tego mostu wykonano o pasach równoległych, przyjmując — jak w całym moście, wypełnienie kratą systemu K (pół-przekątniową) dającą większą sztywność całości, a mniejszą długość wolną prętów wypełnienia na wyboczenie; również nateżenia drugorzędne przybierają przy tym systemie wartości znacznie mniejsze, tężniki poziome zastosowano tylko w wysokości pasa dolnego.

Zastrzały wykonano ze szczególną starannością, choćby z uwagi na to, że wykonanie jednego z nich sprawiło katastrofę pierwszego mostu Quebeckiego.

3. Mosty wiszące opłacają się właściwie już dla rozpiętości od 450 lub 500 m; przy moście Quebeckim rozpiętość ta została właściwie przekoczona, jednakowoż większa sztywność mostów wspornikowych zadecydowała o wyborze. Ugięcie mostu wiszącego kablonego, obciążonego pociągami wyniosłoby ok. 600 mm, dwukrotnie więcej niż mostu wspornikowego, a do tego należałoby dołączyć jeszcze większy wpływ zmian ciepłoty. Obecne materiały pozwoliłyby dla mostów wiszących na rozpiętości do 1200, a conajwyżej 1300 m. (*Engineering Record*, 1913, t. 61, Nr. 12, 13, 14).

— Ruchome platformy na linach poniżej Niagary. W celu ułatwienia oglądania wspaniałych wirów poniżej niagarskiego wodospadu, udzielił rząd kanadyjski koncesji towarzystwu hiszpańskiemu „Estudios y Obres de Ingenierio“ z Bilbao na wzniesienie bardzo oryginalnej konstrukcji. Nad rzeką, mającą w tem miejscu prawie czterysta metrów szerokości, przerzuci się liny stalowe (rys. 1) o długości 540 m (1770'), po których poruszać się będzie wóz żelazny z platformą mogącą pomieścić 50 osób (rys. 2). Podobne konstrukcje istnieją już w Europie (obok San Sebastian w Hiszpanii i w Wetter-



Ryc. 1.

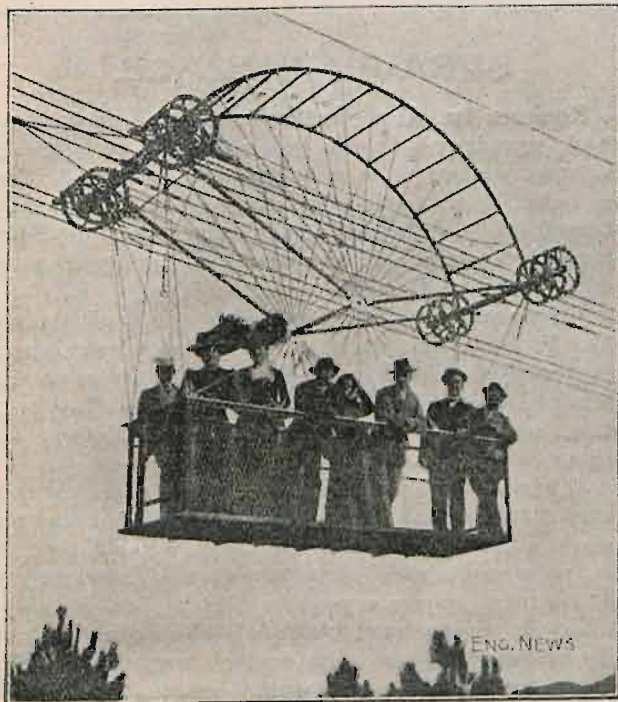
Przy pasie górnym, prawie zawsze wielobocznym, wysokość w środku wynosić powinna  $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{7}$  rozpiętości.

<sup>1)</sup> Por. Dr. St. Bryła: O przekroczeniach większych dróg wodnych. *Czasop. techn.* 1913.

horn w Szwajcaryi), ta jednakowoż przewyższy dotychczasowe pod każdym względem. Lin ma być 6 o średnicy 30 mm, tak że w razie zerwania się jednej, dźwigać wóz będzie jeszcze 5 lin, każda z nich zakotwiona ma być osobno w końcowych stacjach. Wóz będzie się poruszał



w wysokości 80—100 m ponad wirami; ma się wspierać na 12 kołach, (każda oś na sześciu); wóz ma mieć wymiary  $5.50 \times 2.70$  m ( $18 \times 8.8$  stóp) w rzucie poziomym.



Ryc. 2.

Projektodawcą jest inż. Leonard Torres y Querredo z Bilbao. (*Eng. News* 1914, Nr. 5).

— **Największy most łukowy żelazny na świecie** jest to t. zw. „Hell Gate Bridge“ w Nowym Yorku (rys. 3). Główne przęsło, projektowane jako łuk dwuprzegubowy, otrzyma rozpiętość 311 m (1017') między wieżowymi przyczółkami, 298 m (977½') między przegubami, zaś strzałkę 67 m (220') od linii przegubów do punktu szczytowego pasa dolnego. Wysokość w świetle ponad w. w. wynosi wedle projektu 41 m (135'), zaś wzniesienie najwyższe łuku żelaznego ponad drogę 45 m (150'). Łuk zostanie wykonany jako trójprzegubowy, pasy górne połączy się



Ryc. 3.

dopiero po zmontowaniu, eliminując tem samym tymczasowy przegub kluczowy. Pas dolny jest paraboliczny i przecina się z linią pokładu w trzecim polu od przyczółków. Pas górny jest w całości ponad pomostem o krzywiznie nieco mniejszej, u końców zwróconej w dół. Odstęp belek głównych wynosi 18 m (60'), szerokość pomostu (a zarazem wysokość tężników poziomych pomostowych) 47 m (93'). Kratę w łukach zastosowano pojejdynczą o stosunkowo małym odstępie węzłów 12.8 m (42½').

Tężniki zastosowano na pasie górnym i dolnym, schodzą się one ponad pomostem tężnikiem pionowym.

W podpomostowej części pasa dolnego jest też tężnik, schodzący aż do podpór, które łączą się dość słabym prętem. Tężniki poziome pomostowe wykonano jako belkę ciągłą wspornikową, podpartą na łukach głównych i przyczółkach.

Łuk ma pasy wyłącznie ciśnione, połączenie pasa górnego jednak, oraz krzyżulców wykonano o nośności 100%; w pasie dolnym zeszło się nieco poniżej tej cyfry. Siły występujące w pasach wymagały oczywiście ogromnych przekrojów, których powierzchnia dochodzi do 7000 cm<sup>2</sup>. Do połączeń użyto prawie wyłącznie nitów o średnicy 32 mm, oczywiście przy wyłącznym zastosowaniu nitarek maszynowych.

Montowanie odbywa się od przyczółków metodą wsporników. Pierwsze kotwy dochodzące do wieży rusztowaniowej chwytać będą konstrukcją żelazną w wysokości pasa górnego przy przyczółku; gdy jednak konstrukcja posunie się dalej, zastosowane zostaną kotwy inne wstrzymujące łuki żelazne mniej więcej w jednej czwartej pasa górnego. Dla zupełnego dostosowania wszystkich części mostu mają być one ułożone w warsztacie we właściwej pozycji i wtedy dopiero wywierci się otwory na nity. O trudnościach montowania świadczy fakt, że poszczególne części konstrukcyjne dochodzą do ciężaru prawie 200 ton (dokładnie 182 ton); poprzecznicę waży po 86 ton.

Przyczółki będą wykonane z betonu z wkładkami żelaznymi. Dalsza część ich będzie wykonana jeszcze przed zmontowaniem; na niej oparte będą rusztowanie kotwiczne. Część górną doda się dopiero po ustawieniu konstrukcji żelaznej.

Most projektował znany inżynier amerykański Gustaw Lindenthal. (*Engineering News* 1914, Nr. 2). *St. B.*

— **Prof. Dr. M. T. Huber**, który w d. 22 marca 1915 dostał się w Przemysłu do niewoli rosyjskiej, oddaje się skutecznie pracy naukowej. W końcu marca b. r. otrzymaliśmy od p. Z. Fuchsa, asystenta Politechniki o tem wiadomość w następującem piśmie, które dopiero dziś możemy ogłosić:

„Otrzymałszy od p. prof. dr. M. Hubera dwie kartki z d. 9 i 13 lutego b. r. pragnę podzielić się wiadomościami z czytelnikami *Czasopisma*, zwłaszcza że chciałbym zarazem zabezpieczyć pierwszeństwo pracy prof. Hubera, który z powodu zakazu rosyjskiej cenzury nie może obecnie ogłosić drukiem swych „Studyów nad teorią i obliczeniem belek nitowanych o przekroju I“.

Otóż podaję, że pomiędzy innemi powiodło się prof. Huberowi rozwiązać problem wybożenia cienkiej ścianki blaszanych belek nitowanych o przekroju I wskutek sił poprzecznych przy praktycznie dowolnym odstępie żeber usztywniających. Dotychczas istniało tylko rozwiązanie Timoszenki dla skrajnego przypadku bardzo wielkiej odległości żeber, przy którym krytyczna wartość (wybaczająca) natężenia ścinającego wynosi (w kg/cm<sup>2</sup>):

$$v_{kz} = 1022 \left( \frac{100 \delta}{b} \right)^2,$$

jeżeli ( $\delta$ ) i ( $b$ ) oznaczają grubość i wysokość ścianki z żelaza kowalnego. Nowe wzory, aczkolwiek bardzo zawile, sprowadzają się jednak przy pomocy specjalnie zestawionych tablic do prostej postaci:

$$v_{kz} = \Omega \left( \frac{100 \delta}{b} \right)^2.$$

Tak np. przy odstępnie żeber dzielącym ściankę na kwadraty, znajdujemy  $\Omega = 2168$  kg/cm<sup>2</sup>. Na specjalną uwagę zasługuje kształt powierzchni wybożenia, zmieniającej swój charakter zależnie od odstepu żeber.