

*Janie Wielmożny Pan
Prof. Dr. Stanisław Fryze*

raczy przyjąć od autora

INŻ. DR ALFONS CHMIELOWIEC, Lwów.

ŻELBETOWE MOSTY O WIELKICH ROZPIĘTOŚCIACH NA KONGRESIE BERLIŃSKIM

Kongres berliński Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcji, październik 1936, poświęcił IV posiedzenie nowym kierunkom w budowie mostów i konstrukcyj żelbetowych. Podzielono ten temat na:

- a) powierzchnie samonośne,
- b) mosty o wielkich rozpiętościach.

Ten ostatni temat omawiało 6 referatów:

IV. b. 1. Boussiron, Paryż: Współczesne dążenia w wielkich budowlach żelbetowych.

IV b. 2. Dr Ing. Fr. Dischinger, profesor politechniki, Berlin: Skompensowanie ciągnięć przy zginaniu.

IV b. 3. Dr Ing. A. Hawranek, prof. politechniki niemieckiej w Brünn: Mosty łukowe o wielkich rozpiętościach.

IV b. 4. Inż. S. Kasarnowsky, Sztokholm: Sklepienie mostu Traneberg w Sztokholmie.

IV b. 5. Dr Ing. Mörsch, profesor politechniki, Stuttgart: Wpływ hamowania na mosty masywne.

IV b. 6. Dr Ing. Parvopassu, profesor Królewskiej Szkoły Inżynierskiej, Padwa: Nowe kierunki w budowie wielkich konstrukcyj żelbetowych.

Pominiemy referat Mörscha, który odbiegał od innych i omawiał zagadnienie specjalne. Zato należy wciągnąć do naszych rozważań, a przynajmniej wspomnieć artykuł Freudenthala, Warszawa: Teoria wielkich sklepień betonowych i żelbetowych w IV tomie Publikacyj (Mémoires) 1936, Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcyj, gdzie pomieszczono niektóre referaty kongresowe, z braku miejsca w publikacji głównej.

Nie będziemy streszczać każdego referatu z osobna po kolei, bo byśmy musieli się często powtarzać. Niektóre bowiem fakty, zasady i wnioski traktowane są przez kilku autorów. Przedstawimy więc całość zagadnienia, wymieniając autorów tylko tam, gdzie mowa o ich własnych metodach i projektach. Będzie to przejrzysiej i zwięźlej.

Parvopassu omówił niektóre mosty włoskie na tle współczesnych tendencji. Boussiron ilustruje swoje ogólne uwagi mostem przez siebie wykonanym (1934) na Sekwanie pod Roche-Guyon, $l = 161$ m, Kasarnowsky mostem na Traneberg w Sztokholmie, $l = 181$ m, Hawranek zaś pro-

jektem mostu o rozpiętości 400 m. Dischinger wprowadza w beton wstępne ściskanie przy pomocy obmyślonych przez siebie i patentowanych ściągów, które ilustruje projektami mostów o belkach ciągłych, przegubowych, lub nie i projektami mostu wiszącego i mostu łukowego gibkiego. Wszyscy wymieniają nazwisko Freyssineta. On bowiem wykonał szereg potężnych mostów, w tym słynny most na rzece Elorn pod Plougastel i wystąpił z projektem mostu na 1000 m, zastosował w nich beton wstrząsany, własną metodę zdejmowania krążyn i regulowania naprężeń, pomysłowe rusztowania. On zwrócił uwagę inżynierów na pęczanie betonu, on wprowadził sztuczne ściskanie w belki, zamieniając je na poziome słupy, przy pomocy wstępnego naciągnięcia wkładek ze stali wyborowej¹⁾. Prócz wymienionych mostów wybija się w referatach także most betonowy de la Caille, przerzucony śmiało nad przepaścią 150 m głęboką i 140 m szeroką.

Wielki most, to nie jest to samo, co mały most w powiększeniu. Różnica jest nie tylko ilościowa, ale i jakościowa. Przy budowie wielkiego mostu żelbetowego nie tylko zwiększają się wymiary poszczególne w porównaniu z mostem małym, ale pojawiają się nowe trudności, nowe problemy. Wielki most wymaga wielkich naprężeń dopuszczalnych, a więc materiałów wyborowych: cementu i stali i ścisłego zastosowania współczesnych metod technologii betonu. Wielkie naprężenie dopuszczalne pociąga za sobą różne skutki, które trzeba rozważyć. Łuki muszą mieć dokładnie kształt linii ciśnienia. Ale sprężyste skrócenie, skurcz i pęczanie betonu, poddanie się rusztowań, przyczółków i gruntu powodują mimo to momenty zgięcia. Trzeba odpowiednich poprawek dla kształtu osi i odpowiednich sposobów wykonania dla usunięcia nierówności naprężeń. Ciężar własny należy zmniejszyć do ostatnich granic możliwości. W tym celu na przykład na Traneberg zastosowano pomost stalowy. W tym samym celu stosuje się przekroje wydrążone (skrzynkowe), aby nie zwiększając ciężaru osiągnąć jednak potrzebny moment bezwładności przeciw wyboczeniu i odpowiedni moment oporu na możliwe momenty. Przekroje dobieramy tak, aby naprężenia

¹⁾ Dr C. Kłóś: Freyssinet i jego rewolucje stalbetonowe. Przegląd Budowlany 1937, str. 66.

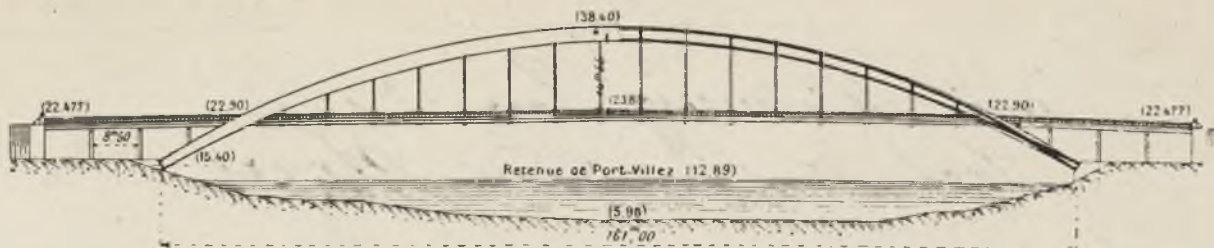
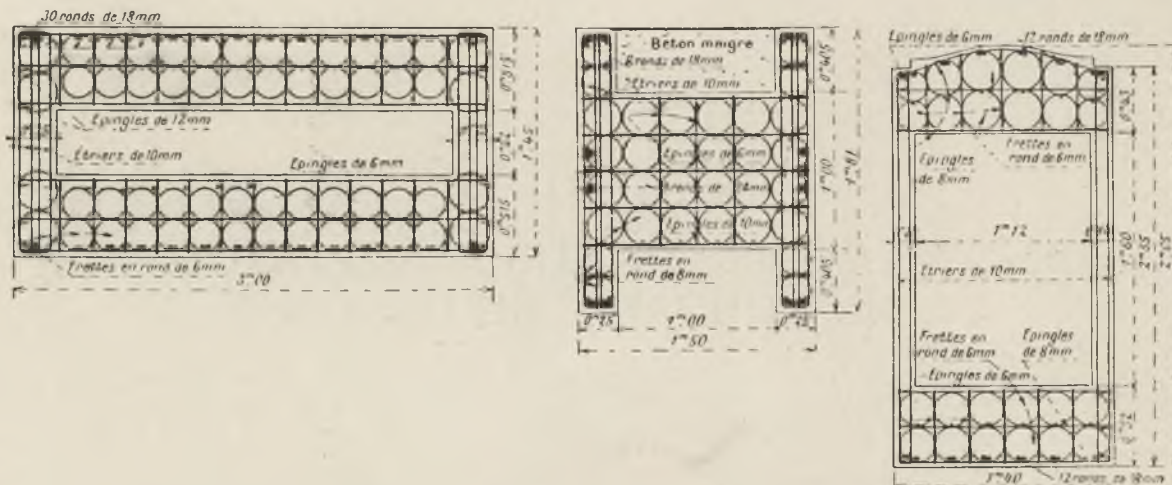


Fig. 1. Widok i przekrój podłużny mostu na Sekwanie w Roche Guyon. W nawiasach echy wysokości.



Rys. 2. Przekroje poprzeczne łuku w Roche Guyon. Z lewej strony — w wezłowaniu, z prawej w kluczu. Oznaczenia francuskie: rond = żelazo okrągłe, etriers = strzemiona, frettes = zwoje, epingle = szpilka, krótki drut, maigre = chudy.

były ile możliwości równe w obu skrajnych warstwach na całej długości łuku. Uzyskać to można przez odpowiedni wybór zmienności momentów bezwładności i powierzchni przekrojów i osi łuku i wreszcie odpowiedni sposób zdejmowania krążyn. Wielkie kubatury betonu wymagają dłuższego czasu betonowania, a że z wiekiem betonu rośnie nie tylko wytrzymałość, ale i moduł sprężystości E , więc należałoby do teorii łuków wprowadzić zmienność E , nie tylko od przekroju do przekroju, ale i w obrębie tego samego przekroju, z uwagi na betonowanie pierścieniami. Betonowanie pierścieniami narzuca się jako konieczność, aby ulżyć krążynom. Rusztowanie mimo to wybija się na czoło zagadnienia i decyduje o projekcie i ustroju samego mostu.

Projekt.

Postępy w produkcji wyborowych cementów i postępy technologii betonu stworzyły ambicje i ośmieliły konstruktorów do wykonania projektów o gigantycznych rozpiętościach. Wytrzymałość $400 - 500 \text{ kg/cm}^2$ otrzymać można łatwo na budowie. A więc naprężenie dopuszczalne 100 kg/cm^2 . We Francji, w betonie uzwojonym na $1,1\%$, naprężenie dopuszczalne $= 150$, zaś przy $3,6\%$ nawet $0,6 \times W = 240 \text{ kg/cm}^2$. Nad Traneberg przyjęto dla obciążenia normalnego, t. j. ciężar własny i skurcz -10° i zmiany temperatury $\pm 8^\circ \text{ C}$, naprężenie dopuszczalne $= 100 \text{ kg/cm}^2$. Dla obc. wyjątkowego j. w. + wiatr + dalsze $\pm 8^\circ \text{ C}$, naprężenie dopuszczalne $= 120 \text{ kg/cm}^2$. Dla łuków wielkich ciągnięcie dopuszczalne betonu nas nie obchodzi bo dobieramy tak kształt osi i przekroje, aby było tylko ściskanie. Hawranek przyjmuje dla swojego projektu naprężenie dopuszczalne 200 kg/cm^2 . W moście Roche Guyon przyjęto 125 kg/cm^2 .

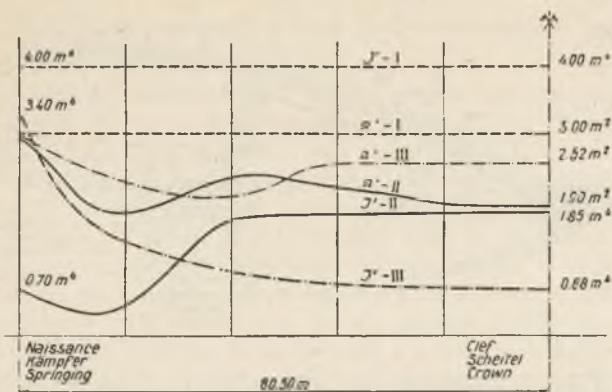
Roś znalazł w moście Baden - Wettingen w kluczu

(zwozniku) $E = 284000$, w wezłowaniu zaś 343000 kg/cm^2 . Przyjmując w swoim projekcie w wezłowaniu większy moduł sprężystości niż w kluczu, Hawranek otrzymał według wzorów przez siebie wyprowadzonych momenty w wezłowaniu o $1,8\%$ większe, zaś w kluczu o $11,2\%$ mniejsze, niż gdy się przyjmie $E = \text{const}$.

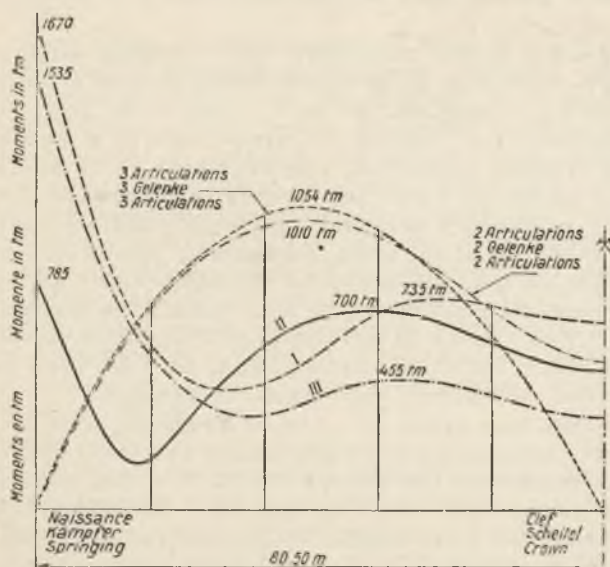
Most w Roche Guyon na Sekwanie, $l = 161 \text{ m}$, rys. 1, jest interesujący, dzięki zastosowaniu tutaj, podobnie, jak w moście Conflans Fin - d'Oise, niezwykle prawa zmienności przekrojów. Przekroje te, fig. 2, rosną oczywiście od klucza ku wezłowaniu, jak tego wymaga siła osiowa dla ciężaru własnego. Dla zmniejszenia rozpiętości poprzecznic szerokość łuku na całej długości ponad pomostem jest stosunkowo mała, $1,46 \text{ m}$. Poniżej pomostu rozszerza się aż do $3,0 \text{ m}$. Momenty bezwładności I' maleją, fig. 3. Bousssiron chciał w ten sposób uzyskać korzystniejszy rozkład najw. momentów i oszczędność na materiale. Dla wybranego stosunku $l : f = 7$, porównuje on 3 łuki: $I' I' = \text{const}$, $\sigma' = 3 \text{ m}^2$, $II' I' = \text{const}$. na długości $\frac{2}{3} l$, zaś w pobliżu wezłowania I' zmienne znacznie mniejsze, $III' I'$ rośnie od klucza ku wezłowaniu według wzoru Chalois'a $I' \cos \alpha =$

$$= I_0 : \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right], \text{ przy czym } l = 2a. \text{ Na fig. 4}$$

widzimy odpowiednie wykresy największych momentów na lewej połowie łuku. Dla porównania jest tam również linia o najw. rzędnej 1054 tm dla łuku 3-przegubowego i linia o najw. rzędnej 1010 tm dla łuku dwuprzegubowego. Typ II daje rzeczywiście najmniejsze przekroje (typ I zaś największe), a więc oszczędność na kubaturze łuku, a także najmniejszy moment przy wezłowaniu (nie licząc łuków z przegubami), co daje oszczędność na kubaturze przyczółków i mniejsze odkształcenie gruntu, zwłaszcza, że



Rys. 3. Wykres momentów bezwładności I i przekrojów Ω lewej połowy łuku. Naissance = wezglowie, Clef = klucz.



Rys. 4. Wykres momentów. Articulation = przegub.

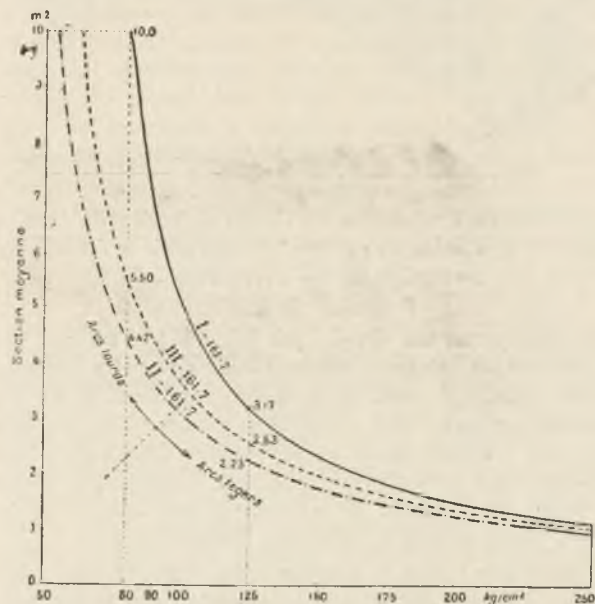
i siła osiowa N jest w typie II najmniejsza. Widać to z tabeli.

typ	M tm	N ton
I	1670	2200
II	785	1850
III	1535	2060

Niejasne jest jednak, co autor rozumie przez „przekroje zredukowane” Ω' . Jest mianowicie sprzeczność między fig. 2 i 3. Przekrój w kluczu wg rys. 2 wynosi 1,36 m² a nie 1,90, zaś w wezglowiu 4,51 m², a według rys. 3 niecałe 3 m². Łuki z przegubami dałyby jeszcze większą oszczędność na przyczółkach, ale wykonanie przegubów przy takich ogromnych siłach N, byłoby kosztowne, musiałyby to być przeguby stalowe, aby możliwie dokładnie określały matematyczny punkt zaczepienia reakcji. Dla przegubów żelbetowych wynika z wzorów Hertza zbyt wielki promień krzywizny, czyli duża powierzchnia styku.

Obliczono kubaturę łuku dla różnych strzałek f. Na tej podstawie wybrano stosunek 1 : f = 7. Dla tego stosunku średni przekrój wynosi 2,23 m², zaś dla 1 : f = 5 wynosiłby nie wiele mniej bo 1,95 m².

Wtedy jednak i wpływ wiatru byłby większy i wysokość rusztowań, a więc i ich koszt. Wykres rys. 5 skonstruowano dla zorientowania się co do wyboru naprężenia dopuszczalnego. Przy naprężeniu 80, przekrój wynosiłby 4,42 m² zamiast 2,23. Byłby to już łuk bardzo ciężki. Dlatego zdecydowano się na 125 kg/cm², chociaż to wymagało uzwojenia. Ostatecznie Boussiron dochodzi do wniosku, że przez



Rys. 5. Średnia wartość pola przekroju w zależności od naprężenia dopuszczalnego.

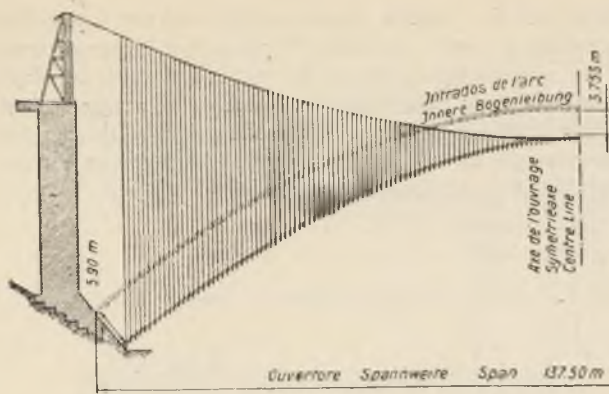
odpowiedni wybór powierzchni i kształtu przekrojów można dla dowolnego prawa zmienności I' otrzymać żądane naprężenie dopuszczalne. Ale minimum objętości otrzymamy dla typu II lub III. Wybór między II i III zależy od okoliczności. Wybieramy III, gdy pomost góra, gdzie mała grubość w kluczu idzie w parze z estetyką, przypominając mosty kamienne i gdzie grunt jest dość silny na przyjęcie momentów utwardzenia. Należy jednak rozważyć, czy pewność na wyboczenie w płaszczyźnie łuku jest dostateczna.

Rusztowanie.

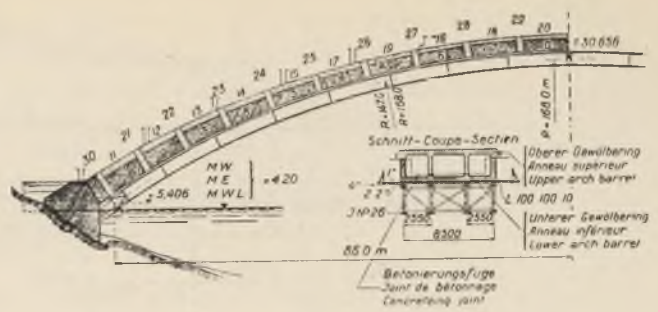
Budowa wielkich mostów łukowych zwraca się głównie ku metodom wykonania, przy czym rusztowanie staje się główną pozycją kosztorysu i decyduje o tym, czy most żelbetowy może stanąć do konkursu z mostami stalowymi.

Most na rzece Elorn pod Plougastel o trzech łukach po 180 m zwyciężył w konkursie tylko dzięki temu, że rusztowanie, t. j. łuk kratowy drewniany, zostało trzykrotnie zastosowane. Rusztowanie mostu na Tranenberg użyto dwa razy, osobno dla każdego z łuków bliźniaczych. Hawranek tworzy swój łuk z dwóch identycznych łuków, jednego na drugim, z których tylko jeden potrzebuje rusztowania.

Rusztowanie na rzece Elorn przewieziono korzystając z wielkich przypływów i odpływów morza. Trzeba było wielkiej precyzji, aby w czasie przypływu zdjąć, w czasie odpływu ułożyć rusztowanie o rozpiętości 150 m na odpowiednich podporach. Rusztowanie mostu de la Caille (wykonał Inż. Caquot) o rozp. 140 m nad przepaścią 150 m głębokości, stanowił łuk kratowy drewniany o wysokości 3,75 m w kluczu, 5,90 w wezglowiu. Został on wykonany przy pomocy 8 kabli \varnothing 30 mm. Na wieszakach \varnothing 8 mm gęsto na kablach rozwieszonych i sięgających w dół do podniebienia łuku drewnianego zawieszono najpierw be-



Rys. 6. Budowa mostu de la Caille. Intrados de l'arc = podniebienie łuku. Ouverture = rozpiętość w świetle. Symetrieachse — oś symetrii.



Rys. 8. Budowa mostu na Traneberg. Anneau = pierścień.

łeczki poprzeczne tak długie, jak łuk ma być szeroki, rys. 6. Belezki te, stężone odpowiednio, stanowiły pierwszy pomost roboczy do wykonania całego rusztowania. Na tym pomoście rozłożono cały materiał na budowę łuku drewnianego, aby automatycznie się wytworzył taki kształt podniebienia łuku drewnianego, jaki był w projekcie. Dopiero wtedy przystąpiono do wykonania tego łuku. Oba powyższe mosty znamy z opisu inż. Balickiego²⁾.

Rusztowanie mostu na Sekwanie pod Roche Guyon, rys. 7. Rozpiętość mostu 161 m, jest największa, jaką zastosowano w łukach o pomoście zawieszonym. Typowy to dla nas przykład, gdyż rzadko mamy wielką wysokość wolną pod mostem. Na dnie Sekwany ufundowano 3 jarzma co 43 m. Miały one dźwigać ciężar własny pomostu, rusztowania i krążyn. Te zaś miały po zmontowaniu same dźwigać beton łuku. Dla ostrożności obliczono na wszelki wypadek rusztowanie na całość obciążenia. Porządek robót: 1) Montowanie jarzm, 2) Zawieszenie na ukośnych linach pomostu drewnianego pod przyszły pomost żelbetowy, przy czym posuwano się od jarzma na obie strony, 3) Montaż krążyn pod łuki. Poprzednio jeszcze wykonano zwykle gęste rusztowanie dla części łuku poniżej pomostu, na brzegach. Aby utrzymać oś krążyn na swoim, obliczonym miejscu i uniknąć ich obniżenia wstawiono w kluczu krążyny prasę hydrauliczną. Krążyny można liczyć jako belki o rozp. 130, t. j. tyle, ile wynosi odległość punktów przecięcia pomostu i podniebienia. Podczas betonowania największe ugięcie wynosiło 8 mm. Betonowano od węzłowania ku kluczowi. Zdjęcia krążyn dokonano przez zwolnienie pras w ich kluczu.

Most przez Tranebergssund w Sztokholmie jest w obec-

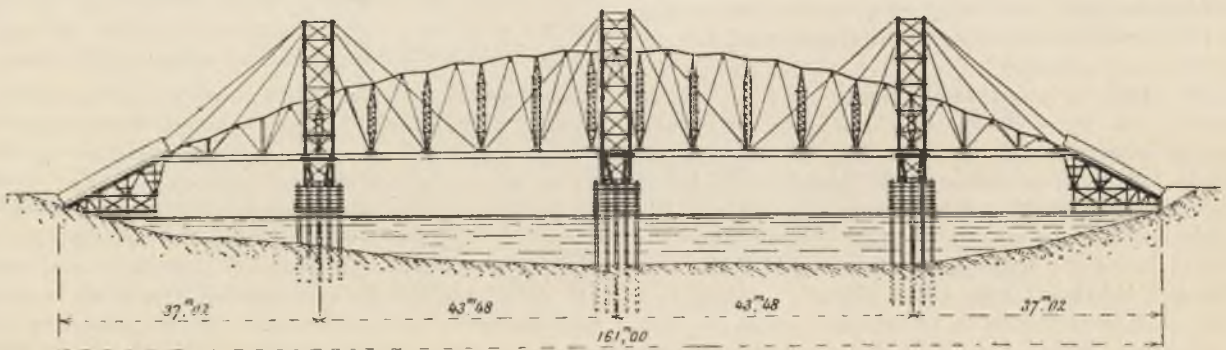
nej chwili mostem rekordowym pod względem rozpiętości³⁾. Przekracza on przeszkodę wodną jednym przęsłem łukowym o rozpiętości 181 m, $f = 26,2$ m. Są to 2 łuki bliźniacze, 9 m szerokie, w odstępie 6,20 m w świetle. Na ścianach żelbetowych, rozmieszczonych co 13 m, tak nad łukiem, jak i poza jego obrębem, przebiega lekki pomost ze stalowych blachownic spawanych, przykrytych płytą żelbetową, 22 cm grubą. Na szerokość pomostu 27,5 m składa się kolej dwutorowa 8,5 m (odstęp torów 3,5 m), chodniki dla pieszych 2 i 2,5 m, 2 chodniki dla cyklistów po 1,25 m i jezdnia 12 m. Przekrój łuku, oczywiście skrzynkowy, por. rys. 8. Oba łuki wykonano po kolei, jeden po drugim, przy pomocy tego samego rusztowania.

Rusztowanie składa się z 4 łuków blaszanych, utwierdzonych, usytuowanych pod każdą ścianką sklepienia. Rozpiętość rusztowania 172, strzałka $f = 25,25$ m, Przekrój stały: ścianka 2400 . 18, 4 kątowniki 100 . 200 . 18 i dwie nakładki 800 . 24. Ścianka wzmocniona dwoma korytkami N P 26. Stal σ o granicy plastyczności 3600 kg/cm² i wydłużeniu 20%. Naprężenie 2210 kg/cm², a więc większe od dopuszczalnego 1800, a to z uwagi na prowizoryczność budowy. Ciężar rusztowania :

stal 52, łuki	660 ton
„ 44, stężenia	195 „
„ 37, tor przesuwowy	66 „
„ lana i wałki	27 „

Razem 918 ton

³⁾ Prof. A. Kuryłło: Budowa żelbetowego mostu łukowego przez Tranebergssund w Sztokholmie. Czasopismo Techniczne, 1933.



Rys. 7. Schemat rusztowania mostu w Roche Guyon.

Montowania rusztowań dokonano na rusztowaniach pływających.

Zdjęcie rusztowań. Po zabetonowaniu umieszczono w kluczu 18 pras hydraulicznych o sile 330 t i ciśnieniu 450 atm., które oddzieliły obie połowy łuku o 11 cm na górze, a o 10 cm na dole. Klucz (zwornik) podniósł się o 17 cm i na długości 20 m oddzielił się od rusztowań. W tym momencie parcie wynosiło 6000 t, czyli o 577 t więcej niż potrzeba, żeby linia ciśnienia wpadła w oś łuku. Teraz wprowadzono do wezłowania rusztowania 16 pras i obniżono rusztowanie tak, że się zupełnie oddzieliło od sklepienia. Ułożono je na wałkach i przetoczono poprzecznie na miejsce drugiego sklepienia bliźniaczego. Regulowanie naprężeń sposobem Freyssineta przy pomocy 22 pras. Wprowadzono w klucz moment ujemny 1590 tm i dodatkowe parcie 375 t. W ten sposób pozostała jeszcze szczelina jednostajnej grubości 4 cm. Zabetonowano ją zaprawą cementową 570 kg, wyjęto prasy i zabetonowano komory.

Przy próbnym obciążeniu ciężarem 8,45 t/m, t. j. o 13% większym od przyjętego w obliczeniu, znaleziono ugięcie w kluczu 28,7 mm, w tym 10 mm trwałe, w $\frac{1}{4}$ rozpiętości 29,7 mm, w tym 7 trwałe. Naprężenie mierzono Huggenbergerem. W wezłowaniu 17,7 kg/cm², czemu odpowiada $E = 300.000$ kg/cm². Naprężenie dynamiczne mierzono oscylografem Stoppani'ego. Dwa wozy 33,5 tonowe jeździły z szybkością 15,9 — 43,8 km na godzinę i wywołały największe ugięcie 1,7 mm, niezależnie od szybkości. Odpowiadałyby to wartości $E = 570.000$ kg/cm². Zmierzono drgania własne mostu: pionowe przy pomocy wahadła astatycznego o drganiach 4 sek. Pionowe, wywołano miarowym skakaniem 4 chłopów na miejscu. Powstały drgania 2 Hertz.

Mierzono temperaturę termometrem elektryczno - oporowym w kluczu i wezłowaniu, a mianowicie temperaturę betonu, powietrza w otworach, powietrza zewnętrznego i znaleziono, że zgodnie z obliczeniem dla $\alpha = 10^{-6}$ na każdy stopień C przesunięcie klucza wynosiło 3,4 mm. Próby będą powtarzane periodycznie przez szereg lat dla zmierzenia skurczu. W latach 1934 — 35 skurcz wynosił w sklepieniu południowym -5° , w północnym -3° .

Koszt w koronach szwedzkich.

4 przyczółki	1858 m ³ betonu,	255000 Kr. = %	15,6
2 łuki	5480 m ³ „	634000 Kr. = %	38,9
rusztowanie		744000 Kr. = %	45,5
Razem		1633000 Kr. = %	100,0

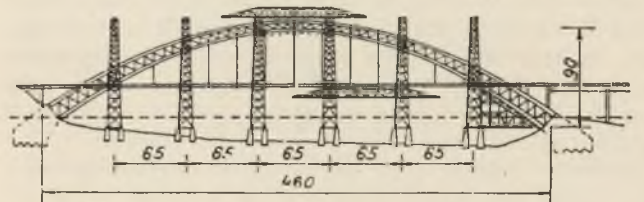
Łuk stalowy kosztowałby:

przyczółki	145000 Kr.
łuk i tężniki	1785000 Kr.
Razem	1930000 Kr.

W obu wypadkach pomost prawie ten sam, więc łuk żelbetowy znacznie tańszy. Ale samo rusztowanie kosztuje prawie tyle, ile łuki żelbetowe z przyczółkami. Pomijając niektóre niewielkie mosty w Ameryce, most w Sztokholmie jest pierwszym, gdzie na wielką skalę w sposób racjonalny zastosowano do rusztowań stal.

Drzewo nadaje się do rusztowań tylko do pewnej rozpiętości, może nie większej jak 250 m. O ile strzałka, w głąd-

nie głębokość wody niezbyt wielka i gdy teren wytrzymały. Gdy silny prąd wody, drzewo wymaga kosztownej fundacji filarów, które są potem nieużyteczne, por. rusztowania w Roche Guyon. Wiatr silny także ogranicza możliwość stosowania drzewa przy wielkich strzałkach, które wymagają rozbudowy wszcz. Powyżej więc pewnej granicy materiałem odpowiednim dla rusztowań jest tylko stal i to wyborowa, dla której z uwagi na prowizoryczność można dopuścić naprężenie znacznie większe od dopuszczalnego np. 2500 kg/cm², dla stali 52 i 7000 dla kabli. Dla rozpiętości ponad 200 m łuki stalowe wypadną za ciężkie i za kosztowne z uwagi na trudne wykonanie i przesuwanie, na możliwość wybożenia w obu kierunkach i na wiatr. Wówczas należy się uciec do kabli, jak przy mostach wiszących. Melan zawieszca rusztowanie, które jest zarazem uzbrojeniem betonu w jego systemie, na kablach przy pomocy wieszaków. Sposób ten może być odpowiedni aż do pewnej rozpiętości. Dla $l = 400$ m $f = 100$, most wiszący jako rusztowanie okazał się w projekcie Hawranka nie ekonomiczny. Zastosował on więc kombinację mostu wiszącego i podpór pośrednich. Podpory pośrednie zastosował w pobliżu wezłowi, gdzie rzędne łuku nie są zbyt wielkie, t. j. na długości 88 m od wezłowi, zaś na środkowej długości 24 m kabel (rys. 10). W tym wypadku przyczółki łuku naprzód wykonane służy do zakotwienia kabla. Aby zmniejszyć wysokość pylonów, oś kabla sięga poniżej klucza. Na długości środkowej pomiędzy punktami przecięcia się kabli z łukiem można kable stężyć albo je zastąpić konstrukcją sztywną, przez co uzyskamy mniejszą długość kabli. Deformacje kabli w czasie betonowania od zmiany temperatury itp. można dokładnie obliczyć i regulować przy pomocy nakrętek rękawowych na wieszakach lub pras hydraulicznych na pylonach.



Rys. 9. Budowa mostu systemu Lossier'a.

Lossier¹⁾ zaprojektował most żelbetowy z dwoma łukami identycznymi 460 m, z pomostem zawieszonym. Nie stosuje on betonowania pierścieniami, tylko odcinkami jednolitymi po 65 m. W tym celu buduje kratowe filary, rys. 9, ze stali krzemowej, na których ustawia 2 przęsła ruchome, każde w innym poziomie: pod pomostem i nad kluczem. Filary oparte na blokach betonowych i zakotwione w nich, z uwagi na wiatr. Przęsła ruchome z dziobami obustronnymi mogą się przesuwać z przęsła do przęsła. Najpierw oba mosty ustawiamy nad 1 i 2-gim filarem, celem zabetonowania pierwszych odcinków łuku i pomostu. Odcinki łuku, opatrzone stalowymi końcami opiera się na filarach. Gdy łuk stężeje, przesuujemy mosty ruchome na 2 i 3 filar. Więc każdy odcinek pracuje jako belka wolno podparta o rozpiętości 65 m. Gdy już wszystkie odcinki gotowe, łączymy je z sobą, mosty usuwamy, a wieże niszczymy. Projekt mostu Lossiera nie został wykonany z powodu zmiany trasy drogi. Rusztowanie patentowane.

¹⁾ Dr Ing. Hajnal - Konyi: Entwurf einer Eisenbeton-Bogenbrücke über die Ranze mit zweimal 460 m Spannweite. Beton u. Eisen, 1931.

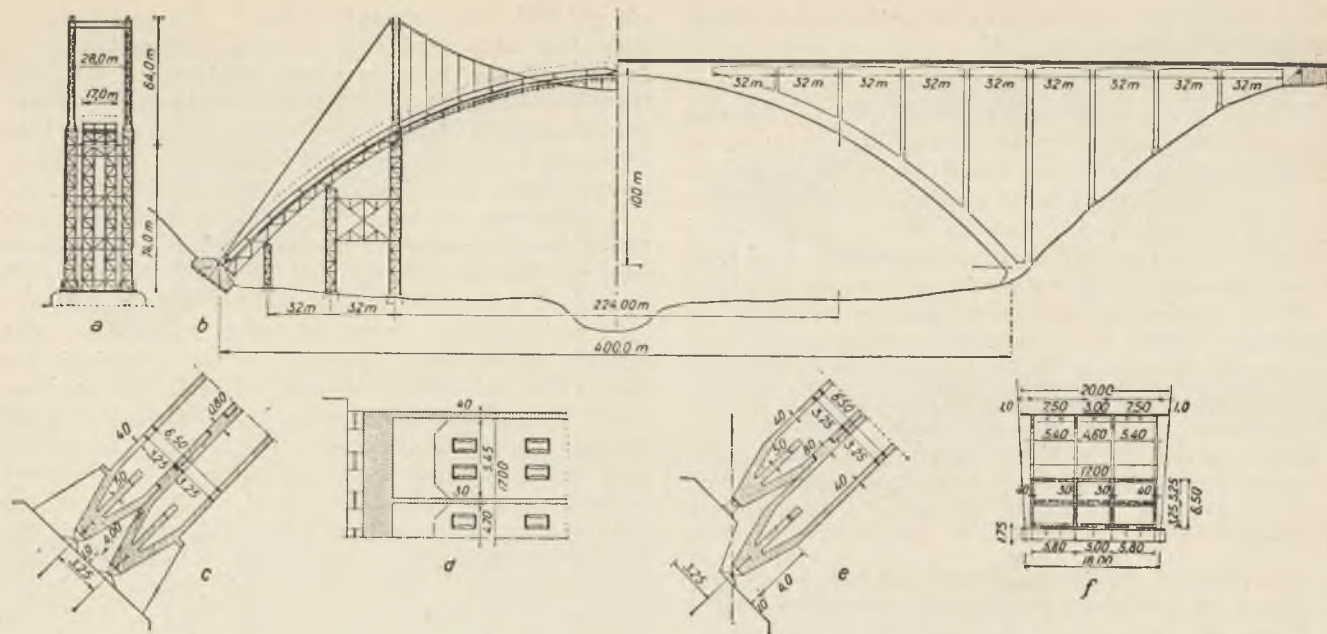


Fig. 10. Projekt Hawranka.

Wykonanie sklepienia.

Betonowanie pierścieniami stosuje się przy wielkich mostach z reguły, chociaż to powoduje trudności w równomiernym rozkładzie naprężeń. To tak, jakbyśmy np. mur 45 cm wykonywali z trzech warstw pionowych po 15 cm. Jednak względnie na odciążenie rusztowania decyduje, inaczej w ogóle żelbetowe łuki nie byłyby ekonomiczne. W moście de la Caille dolny pierścień powodował już obciążenie 13 t/m. Zarówno tu, jak i w moście pod Pougastel pierwszy pierścień stanowi dolna pozioma płyta, drugi pierścień — to ściany pionowe, trzeci — górna płyta. W moście na Traneberg były 2 pierścienie: pierwszy — dolna płyta i ściany zewnętrzne, drugi — ściany wewnętrzne i górna płyta (rys. 8).

Dischinger ogłosił⁵⁾ projekt mostu żelbetowego łukowego $l = 400$ m, $f = 100$ m. Przyjął on rozstęp słupów dość wielki, 32 m, aby możliwie zrównoważyć kubaturę słupów i belek pomostowych z uwagi na minimum kosztów. Mimo to kubatura słupów wypadła większa. Tańsze, ale nie estetyczne byłoby rusztowanie z gęstych słupów stężonych przeciw wyboczeniu gęsto rozporami. Hawranek podejmuje kontraprojekt do projektu Dischingera. Przyjmuje więc te same wymiary l i f łuku, ten sam pomost i słupy (rys. 10). Obmyślił on swój most a priori z myślą o ulżeniu rusztowaniom. Jego łuk składa się z dwóch łuków równoległych jeden nad drugim. Najpierw będzie jeden wykonany na rusztowaniu. Po rozdeskowaniu będzie on służył jako rusztowanie dla wykonania drugiego łuku. W końcu oba łuki będą zamienione na jeden łuk utwierdzony. Każdy z osobna wykonany jako 3-przegubowy będzie wolny od wpływów skurczu i pęcznienia. Łuki o stałym przekroju. Przeguby stalowe w węzłowie mogą być albo na jednym szwie prostopadłym do osi łuku (rys. 10) albo na prostej pionowej (rys. 10). W kluczu miejsce przewidziane na prasy hydrauliczne. Ruszto-

wanie podniesione jest z uwagi na: 1) odkształcenie sprężyste własne, 2) na odkształcenie sprężyste łukowe, 3) skurcz, 4) pęcznienie. Po wykonaniu łuk będzie podniesiony prasami aby powstały w nim skrócenia sprężyste, odpowiadające ciężarowi własnemu. Zdjęcie rusztowań przez rękawowe nakrętki na wieszakach, zaś tam, gdzie są podpory — prasami. Podczas betonowania należy obserwować temperaturę i odpowiednio do różnicy między średnią temperaturą betonowania a temperaturą rozdeskowania podnieść lub niżyc klucze. W tym celu trzeba utrzymać trójprzegubowość aż do czasu, gdy się utworzy temperatura równa średniej, dopiero wtedy zabetonować przeguby. Łuk górny betonuje się w ten sam sposób. Przy późniejszym regulowaniu osi należy mieć na uwadze wick obu łuków. Jeżeli oś górnego łuku nie jest dokładnie równoległa do osi dolnego, to przez odpowiednie regulowanie sił ściskających w obu łukach przy pomocy pras można równoległość przywrócić i uzyskać dokładne przystawanie obu powierzchni kontaktu. Wspólny łuk podwójny ma podwójne przeguby, które tyle znaczą co utwierdzenie. Zamiast przegubów można w górnym łuku w węzłowniach umieścić prasy do regulowania linii ciśnienia. Dysponując dwoma lub więcej rzędami pras w kluczu, możemy regulować ciśnienie. W końcu należy zabetonować fugi w kluczu, węzłowniach i pomoście i usunąć prasy. W tym celu trzeba zawnazas zabetonować w fugach odpowiednie uzbrojenie. Aby uniemożliwić przesunięcie jednego łuku po drugim, przewidziane są na dolnym łuku występy (rys. 10, szczególnie 5 c i d), w górnym zaś odpowiednie wydrążenia i dostępny dla robotnika wiaz między wydrążeniem a występem, który razem ze wszystkimi szczelinami ma być w końcu zabetonowany.

Regulowanie naprężeń przy pomocy pras hydraulicznych w kluczu i kompensowanie skurczu, pęcznienia betonu, sprężystego skrócenia osi łuku i osiadania rusztowań, przyczółków i gruntu jest to sposób Freyssineta, najczęściej stosowany. Innego sposobu użył Inż. Caquot w moście de la Caille. Zastosował on mianowicie zasadę inż. Baticle, przedstawioną przez prof. Mesnagera Akademii

⁵⁾ Dischinger: Untersuchungen über weitgespannte Massiv - Bogenbrücken bei vollständigem Ausgleich der beiderseitigen Randdruckspannungen. Der Bauingenieur, 1935.

Nauk w Paryżu⁶⁾). Na cztery do pięciu miesięcy przed przystąpieniem do betonowania łuku wykonano beleczki żelbetowe o przekroju trapezowym, grube na 15 — 18 cm, a tak długie jak szerokość łuku, względnie danego pierścienia. Było ich tyle, że zajmowały trzecią część kubatury całego łuku. Przed przystąpieniem do betonowania i w czasie betonowania łuku ułożono beleczki na rusztowaniu, względnie betonie świeżym w taki sposób, aby wywołać w kluczu i wezłowiach łuku momenty odwrotne od tych, jakie wywołałyby skurcz. Wiadomo, że skurcz powoduje obniżenie klucza, a więc w kluczu moment dodatni, t. j. ciągnięcie u podniebienia, zaś w wezłowiach ciągnięcie u góry, t. j. na grzbiecie. Jest więc w kluczu tendencja pęknięcia na podniebieniu, zaś w wezłowiach na grzbiecie łuku. Przez ustawienie beleczek w kluczu szerszą podstawą ku dołowi, względnie gęściej w dolnej warstwie niż w górnej, zmniejszamy wielkość skurczu dolnej warstwy w stosunku do górnej, czyli usuwamy tendencję pęknięcia. Beleczki bowiem swój skurcz już przedtem odbyły i w sklepieniu, praktycznie biorąc, już się nie kurczą. Podobna zasada była w Polsce stosowana w budowie mostu na Sole koło Tresny i Porąbki⁷⁾). Rozpiętość w świetle 75 m tego mostu jest największa w Polsce spośród mostów masywnych. Zdaje się, że i fugi skurczowe 1,20 m szerokie w moście Sztokholmskim, rys. 8, miały ten sam cel. Zabetonowano je po 8 dniach od skończenia ostatniego odcinka. Odcinki betonowano w kolejności jak wskazuje fig. 8.

Pełzanie betonu.

W opisach budowy mostów istniejących nie spotyka się wzmianki o pełzaniu. Natomiast dużo miejsca temu zjawisku poświęcono w projektach gigantycznych mostów Hawranka i Dischingera. Znamy pełzanie u metali. U niektórych np. cynk występuje ono w temperaturze zwykłej, u stali w temperaturze wyższej, np. w temperaturze pary wysokoprężnej. Pręt stalowy, obciążony przez czas dłuższy w temperaturze powyżej 250° wydłuża się najpierw prędko do pewnej wartości sprężystości, a następnie przez długi jeszcze czas odkształca się bardzo powoli w sposób trwały.

„Ten nader powolny wzrost odkształceń trwałych bez zmiany obciążenia nazwano pełzaniem w odróżnieniu od stosunkowo szybkiego płynięcia przy doraźnej próbie, gdy materiał osiągnie granicę plastyczności” pisze prof. Huber⁸⁾).

Niedawno zauważono, że ugięcia belek żelbetowych pod znacznym obciążeniem stałym rosą powoli przez dłuższy czas aż do kilkakrotnej wartości początkowej. W słupach, obciążonych stale, stwierdzono po dłuższym czasie znaczny wzrost naprężeń w uzbrojeniu, tak, że stosunek $n = E_z : E_b$ zamiast 15, dochodzi do wartości 40. Tłumaczono to zjawisko skurczem betonu. Freyssinet na budowie mostu na rzece Elorn badał beleczki obciążone i nieobciążone i ustalił istnienie w betonie, niezależnie od skurczu, odkształceń powolnych, wskutek obciążenia trwałego. Nazwano je odkształceniami plastycznymi (déformation plastique, plastische Verformung), powolnymi (lente), trwałymi, wreszcie pełzaniem (Kriechen). Tę ostatnią nazwę zatrzymamy, bo jest krótka i nie prowadzi do nie-

porozumień. Francuzi używają nazwy p l y n i ę c i e z p o w o d u l e p k o ś c i (écoulement par viscosité). Fizycy skłaniają się do twierdzenia, że ciałami stałymi są tylko kryształy, zaś ciała bezpostaciowe są płynami bardzo lepkiemi. Freyssinet określił beton jako ciało pozornie stałe (pseudo - solide), o strukturze porowatej, w którym próżnie mikroskopijne wypełnione są powietrzem i wodą. Przez ściskanie woda zostaje wyparta i próżnie się kurczą. Wskutek lepkości proces ten trwa bardzo długo. I to jest właśnie owo pełzanie. Zjawisko włoskowatości sprawia, że pod obciążeniem chwilowym beton zachowuje się tak jak ciało sprężyste o dość wielkim module, który jednak pod obciążeniem trwałym maleje. Pełzaniu poświęcił swój referat na II Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Katowicach, luty 1936 r., Dr A. Freudenthal⁹⁾). Tenże autor, jak wspomnieliśmy na wstępie, ustawia w IV tomie Publikacji Międzyn. Zw. Mostów i Konstr. teorię wielkich sklepień betonowych i żelbetowych z uwagi na pełzanie betonu. W tym samym tomie R. Hermite, Paryż, usiłuje sprężystość i plastyczność ująć w jedną teorię wprowadzając czas t do teorii żelbetu¹⁰⁾). Jasną jest rzeczą, że w małych sklepieniach i w zwykłych belkach żelbetowych pełzanie nie gra roli, owszem działa korzystnie (por. artykuł Dr Inż. Bukowskiego w niniejszym zeszycie). Ugięcia belek żelbetowych są znikome, więc i zwiększenie ich choćby o 100% nie gra żadnej roli. Ciężar ruchomy, który w małych mostach przeważa nad stałym, nie ma na pełzanie wpływu, jakieśmy to widzieli. W wielkich mostach ciężar ruchomy idzie w cień przed ciężarem stałym. Ze wzrostem rozpiętości łuków rosą naprężenia wywołane sprężystym skróceniem osi i skurczem. Otóż pełzanie przeważa nad skurczem, zwłaszcza przy wielkim naprężeniu. Gehler i Amos znaleźli, że naprężeniu 40 kg/cm² odpowiada pełzanie po 3 miesiącach 142%, zaś naprężeniu 120 kg/cm² 408% wartości skurczu. Skurcz i pełzanie w belkach zwyczajnych nie nie szkodzą. Inaczej w belkach sztucznie ścisanych.

Naprężenia sztuczne.

Naprężenia sztuczne (wstępne) w uzbrojeniu stosował Koenen w belkach swojego systemu. Kiedy zauważono, że naprężenia wstępne miały bardzo wskutek skurczu betonu, pomysł Koenena został zarzucony. Wznowiono go w łukach ze ściąganiem. Freyssinet powrócił do idei Koenena ale stosował stal wyborową, uwzględniając przy naciągu drutów kurczenie się i pełzanie betonu. Naciąga więc druty do takiej wartości naprężenia, że kiedy nawet belka się skurczy i naprężenie w uzbrojeniu i w betonie zmaleje, to jednak wciąż jeszcze pozostanie dostateczna wartość rozciągania w drutach i ściskania w betonie. Prof. Dischinger uprościł i udoskonalił zasadę wstępnego naprężenia przez zastosowanie do belek żelbetowych systemu wieszarowego, jaki się stosuje w belkach drewnianych ze stalowym podwieszeniem. Stwarza on poprostu belkę mieszaną, w której pas ścisany stanowi beton, a pas rozciągany stal wyborowa. Ściąg są zakotwione na końcach belki żelbetowej na wysokości górnej płyty i przebiegają linią łamaną, przypominającą wykres momentów dla ciężaru własnego. Ściąg załamuje się w miejscach, gdzie są poprzecznice. Belka spoczywa na ściągach za pośrednictwem łożysk stalowych wałkowych lub wahaczy. W ten sposób belka wolno podparta o rozpiętości np. 70 m, zamieniona jest na belkę

⁶⁾ E. Baticle: Sur un mode de compensation du retrait dans les voûtes en béton Note présentée par M. Mesnager. Compte rendu de l'Academie de Sciences. Séance du 19 November 1923.

⁷⁾ Dr W. Burzyński: Nowa metoda obliczenia i wykonania łuków betonowego i żelbetowego. II Zjazd Inżynierów Budowlanych w Katowicach 1936. Str. 29.

⁸⁾ Prof. M. T. Huber: W sprawie ustalenia nazw dla własności wytrzymałościowych. Wiadomości P. K. N. 1931.

⁹⁾ Dr A. Freudenthal, Bielsko: Wpływ plastyczności betonu na naprężenia w konstrukcjach żelbetowych.

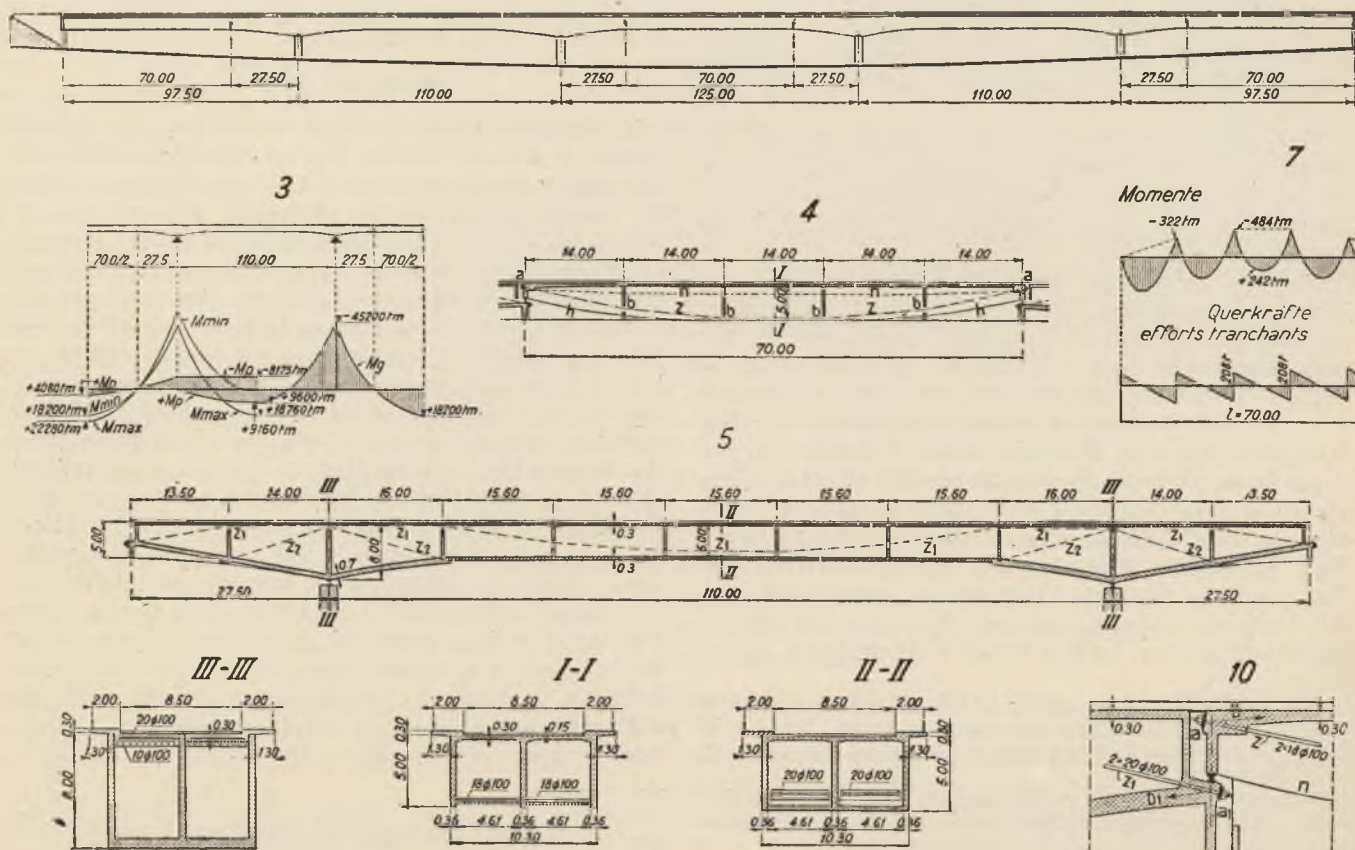
¹⁰⁾ R. Hermite, Paris: Metody obliczenia wytrzymałości materiałów a teoria sprężystości.

ciągią pięcioprzęsłową o rozpiętości 14,0. Wskutek tego siły poprzeczne w belce maleją około 5 razy, a momenty zgięcia ok. 40 razy. Naciąg pasa rozciąganego odbywa się za pomocą pras w miejscu zakotwienia ściągu albo też w miejscach załamania tego ściągu, t. j. na poprzecznicach. Jeżeli naciąg jest tak obliczony, że wieszadłowy system ma dźwigać całkowity ciężar własny, to oczywiście belka, pracująca jako słup ściśnany nie daje żadnego ugięcia. Wystarczy tedy obserwować ugięcia belki w ciągu dłuższego czasu po rozdeskowaniu, aby się zorientować co do skutków skurczu i pęcznienia betonu i sprężystego skrócenia belki a wydłużenia ściągu. Wystarczy przez ponowne naciągnięcie ściągu na jego końcach albo też w miejscach załamania tak uregulować położenie belki aby ugięcie znikło. Owszem, zastosujemy naciąg o tyle większy aby uzyskać strzałkę odwrotną od tej, jaką zaobserwowaliśmy, np. strzałkę ugięcia 1 cm zamienić na kontrstrzałkę 1 cm. W ten sposób osiągniemy rezerwę na dalsze kurczenie się i pęcznienie betonu bez szkody dla naprężeń.

Dotychczasowe rozpiętości mostów belkowych jako belek wolno podpartych osiągają ok. 30 m. Ze wzrostem rozpiętości rośnie ciężar własny bardzo prędko, z powodu wzrostu wysokości a także szerokości żebra, z uwagi na miejsce dla ułożenia wielkiej ilości wkładek. W belkach ciągłych moment zgięcia, jest znacznie mniejszy, to też największa rozpiętość przeszła wynosi 68 m (most na Rio De Peixe). Mörsch zaprojektował most o rozpiętości 56 + 106 + 56 m, zaś Dischinger most o rozpiętościach 64,5 + 103 + 102 + 103 + 64,5 m. Projekty te nie zostały jednak wykonane, gdyż mosty stalowe były tańsze. Zastosowanie naciągów wstępnych Dischingera pozwala na większe rozpiętości.

Dischinger przedstawił projekt mostu przegubowego o rozpiętości belki zawieszanej 70 m, belki wystającej 110 m, i wsporników 27,5 m. Więc rozpiętość największa między podporami wynosi $27,5 + 70 + 27,5 = 125$ m. Rys. 11. Wysokość stała 5 m, t. j. 1/22. Obciążenie stałe łącznie ze ściągiem dla belki wiszącej 29,65 t/m, dla belki wystającej 35,10 t/m, gdyż z uwagi na moment ujemny zastosowano także płytę dolną. Obciążenie ruchome stanowi wałek 24 t i dwa wozy po 12 t. W myśl przepisów niemieckich wypada stąd ciężar zastępczy skupiony 27,5 t dla belki wiszącej, 29,7 t dla belki wystającej, 30 t dla wsporników. Odpowiednie ciężary z powodu tłumienia wynoszą 5,87, 5,52, 5,40 t/m. Otrzymano stąd momenty przedstawione na rys. 11, rysunek 3 z lewej strony dla ciężaru ruchomego, z prawej dla ciężaru stałego. Rys. 4 przedstawia belkę wiszącą, rys. 5 belkę wystającą wraz ze ściągiem, które nie są zabetonowane. W belce wiszącej ściągi 36 \varnothing 100 mm = 2820 cm² zakotwione w a (rys. 4) w pogrubionej płycie pomostu. Momenty i siły poprzeczne przedstawia rys. 7.

Naciągnięcie ściągu następuje w chwili rozdeskowania. Aby ciężar własny belki został przeniesiony przez wieszar, należy naciągnąć go na 1900 kg/cm², co powoduje w belce ściskanie centryczne 5350 t. Ponieważ zakotwienie ściągu jest na wysokości płyty górnej, więc, aby oś ściskania nie odbiegła zbyt od osi ciężkości przekroju, dolne części żeber są wykluczone od współpracy statycznej przy pomocy szwów poprzecznych poniżej linii h na rys. 11 rys. 4. Belka ma więc kształt statyczny, odpowiedni do linii momentów. Na rys. 10 jest przegub. Za pośrednictwem ściągu Z ciężar własny belki wiszącej przenosi się na wspornik jako reakcja. Ta reakcja rozkłada się na siłę ścisającą D, która działa na płytę 60 cm wspornika i na



Rys. 11. Projekt Dischingera. Belka sztucznie ściśnana.

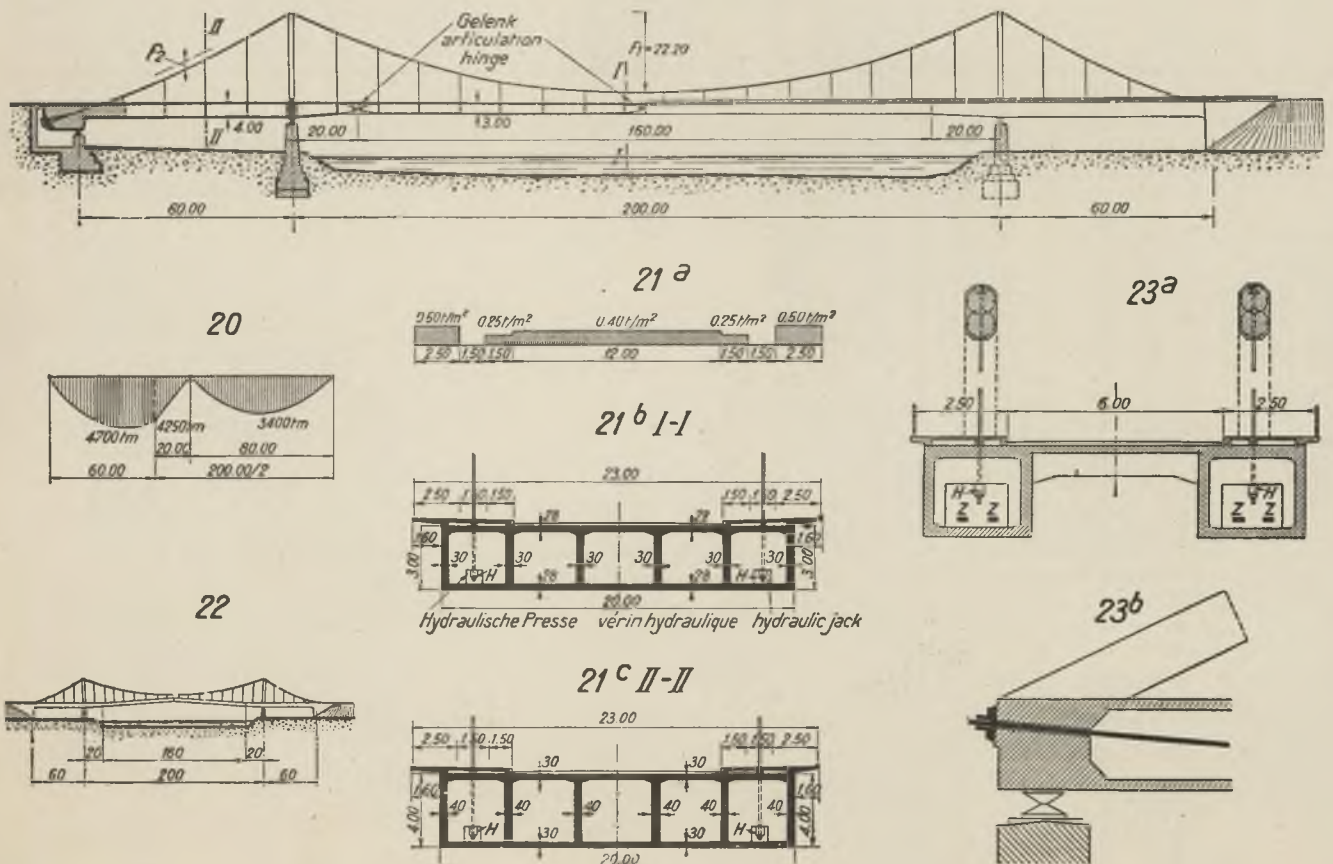
rozciąganie ściągu Z_1 . Ściąg ten stanowi $40 \cdot 100 \text{ mm} = 3140 \text{ cm}^2$ i rozciąga się na całą długość belki ze wspornikami, t. j. 165 m. Ściąg ten nie wystarcza na przeniesienie momentu 45200 tm. Więc na długości największych momentów ujemnych, 30 m, dodany jest ściągu Z_2 złożony z 20 drutów $100 \text{ mm} = 1570 \text{ cm}^2$. Ponieważ pas dodatkowy jest dwa razy słabszy od głównego, więc kierunek jego jest bardziej stromy, aby mógł przenieść składową pionową pasa Z_1 . Ciężar użytkowy powoduje moment 4080 tm, z czego tylko 1400 przenosi ściągu, reszta zaś, t. j. 65,5% przypada na żelbetową belkę. W belce wystającej część przypadająca na system wieszarowy jest jeszcze mniejsza. Więc ciężar użytkowy przenosi głównie belka sztucznie ściskana, ale ona jest w stanie moment ten przenieść bez wywołania ciągnięcia, przez samo tylko zmniejszenie ciśnień początkowych. W środku belki wystającej momenty dodatnie i ujemne są prawie równe, dlatego tu jest potrzebna płyta dolna tej samej grubości co górna. Z uwagi na małe siły poprzeczne zebra w tak pożątej belce są bardzo wąskie 30 — 40 cm. Największa bolączka żelbetowych belek, powstawanie rys, jest tutaj radykalnie usunięta. Różnica temperatury jaka może zaistnieć między belką żelbetową a ściągiem powoduje dodatkowe momenty. Ale ponieważ ściągu jest w obrębie belki, różnice te nie mogą być wielkie, —5°. Aby uchronić ściągu przed rdzą można stalowe ściągi obetonować, kiedy skurcz i pęcznienie zostaną zakończone.

Dischinger przedstawił także drugi projekt: belka ciągła bezprzegubowa o rozpiętościach 100 + 150 + 100 m. Pomimo większej rozpiętości środkowego przęsła ta sama wysokość 5 m wystarczyła. Za to zastosowano w przęsłach skrajnych wysokość 6,25 m. Stąd widać korzyść ciągl

ści w porównaniu z belką przegubową. Bardzo długie wypadają tutaj ściągi, czemu można zaradzić przez spawanie na miejscu budowy, albo przez nadanie wahaczom odpowiedniego kształtu, aby ściągi mogły tam być sztukowane.

Dalszy projekt Dischingera to most wiszący z belką stężającą żelbetową, rys. 12. Stalowy wieszak zakotwiony na czole belki wprowadza w nią siłę ściskającą, którą można regulować przez naciąg wieszaków. Środkowe przęsło ma rozpiętość 200 m, wysokość 3 m, czyli 1/64, skrajne przęsła mają rozpiętość 60 m, wysokość 6 m. W przęsle środkowym belka ma trzy przeguby, więc cały ciężar użytkowy dźwiga kabel. Przekroje, por. rys. 21. Ciężar 52,5 t/m w środkowym i 63,5 t/m w skrajnych przęsłach; ciężar użytkowy przyjęto 8,5 t. Przy stosunku $l : f = 9$, otrzymano składową poziomą w kablu a zarazem i w belce 11800 t od ciężaru własnego i 1900 t od ciężaru ruchomego. Naprężenie w kablu 4310 od ciężaru własnego, 690 od ruchomego, razem 5000 $\text{kg/cm}^2 =$ naprężenie dopuszczalne. W belce, w przęsle środkowym, naprężenie od ciężaru własnego 67,3, ruchomego 24,5, razem 91,8, w przęsłach skrajnych odpowiednio 64, 24,9 i 88,9 kg/cm^2 ściskania. Wpływ sprężystego wydłużenia kabla i skrócenia belki, skurczu i pęcznienia betonu na ugięcie wyceliminowano według rys. 22 przez zawieszenie belki powyżej pozycji definitywnej. Przez skrócenie wieszaków prasami (H), w miarę jak beton się kurczy i pęcznieje. Ciężar własny belki nie powoduje ugięcia. Więc prasy muszą pozostać na miejscu aż do ukończenia procesów skurczu i pęcznienia. Przegub środkowy można po pewnym czasie zabetonować, co zmniejszy ugięcie, zresztą i tak bardzo niewielkie.

Wreszcie projekt łuku gibkiego, rys. 12 rys. 23, t. j. zło-



Rys. 12. Projekt Dischingera. Most wiszący i most łukowy (rys. 23).

żonego z prętów ściskanych osiowo, stężony belką żelbetową zawczasu naprężoną według tej samej zasady. Belkę poddajemy sztucznemu ściskaniu tak, aby nie doznała ugięcia pod ciężarem własnym po rozdeskowaniu. Łuk uzwojony. Belka skrzynkowa, aby wytrzymała momenty od ciężaru użytkowego 6 t/m. Ciężar własny 24 t/m powoduje parcie 2380 t. Przekrój ściągu 2000 cm². Ponieważ łuk się skraca sprężyste, w belce zostawiamy szczylinę pionową. Po napęciu ściągu naprężenie 2400 kg/cm², zatem ściskająca siła w belce wynosi $2,4 \times 2000 - 2380 = 2420 \text{ t} = 38 \text{ kg/cm}^2$. Pełzanie obniża oś łuku i skraca długość belki, trzeba więc wieszaki napiąć przy pomocy pras hydraulicznych, tak samo ściągi.

Streszczenie i wnioski, sprecyzowane na posiedzeniu zamykającym Kongresu.

Powiększanie rozpiętości mostów łukowych wymaga trojskliwych rozważań nad kształtem osi łuku, zmiennością momentu bezwładności i nad dopuszczalnymi naprężeniami. Należy się starać o możliwie największe wyrównanie momentów i uniknięcie ciągnięć przy uwzględnieniu sprężystych i trwałych odkształceń łuku, przyczółków i gruntu. Do tego celu potrzebny jest moduł odkształcenia betonu jako funkcja czasu i warunków wykonania łuku. Baczna uwagę należy zwrócić na dwuosiowy stan napięcia w warstwach skrajnych skrzynkowych przekrojów łuku.

Postęp w budowie mostów zależy od możliwości stworzenia lekkich rusztowań, dokładnie dostosowanych do osi

sklepienia. Nader praktyczny sposób obciążenia rusztowania tylko częścią ciężaru łuku, stwarza w łuku stany odkształcenia, które należy jeszcze badać, aby móc ocenić i zagwarantować bezpieczeństwo.

Dla mostów belkowych nowe możliwości otwiera zastosowanie zawczasu naprężonego uzbrojenia, bo można uzyskać w ten sposób znacznie większe rozpiętości przy mocno zmniejszonym ciężarze własnym, a przede wszystkim uniknąć ciągnięć w betonie i przez to zabezpieczyć się przeciw rysom. Wolno podparte belki o ściance pełnej mogą osiągnąć w ten sposób rozpiętość 80 m, wolno podparte kratownice 100 m, a belki ciągłe 150 m rozpiętość.

Szczególnie korzystne jest zastosowanie ściągnięć zawczasu naprężonych w formie podwieszenia, gdyż można wówczas uzyskać w belce centryczne ściskanie. Pierwszy krok do urzeczywistnienia tej myśli jest uczyniony: znajduje się w budowie most tego rodzaju o rozpiętości ok. 70 m. Doświadczenia przy tym moście będą wyzyskane w budowie większych mostów.

Ważne jest poznanie modułu odkształcenia betonu, aby wpływ pełzania i skurczu wyeliminować.

Jeżeli wieszary tak urządzimy, że pod ciężarem własnym wystąpi tylko ściskanie osiowe, a ugięcie plastyczne zniknie, to naprężenia w kotwach można naregulować nawet bez znajomości modułu odkształcenia. W przeciwnym wypadku należy je oznaczyć w belce za pomocą tensometrów albo innymi sposobami.