

GRUNTY BUDOWLANE W ŚWIELE NOWYCH BADAŃ

Inż. Radzimir Piętkowski, Warszawa

Trafnie ujmuje prof. Emperger sprawę stosunku inżynierów do wytrzymałości gruntów w pracy swej, ogłoszonej w 1926 r.¹⁾. Znam dwa zasadnicze wypadki — mówi on — przy oznaczaniu tej wytrzymałości: w pierwszym z nich, po wykopaniu dołu fundamentowego kierownik budowy oraz przedsiębiorca schodzą na jego dno, oglądają grunt i wypowiadają swe zdanie. „Tu można dopuścić 4 kg/cm²“, mówi przedsiębiorca i tupie jednocześnie energicznie nogą, kierownik budowy za to jest zdania, że „grunt wytrzyma nie więcej niż 2 kg/cm²“. Taka rozmowa powstaje w tym zasadniczym wypadku, kiedy robota oddana jest przedsiębiorcy za cenę ryczałtową i kończy się, po wzajemnych targach, na kompromisowej decyzji 3 kg/cm². Drugi wypadek zachodzi wtedy, jeżeli robota opłacana jest według rzeczywistych wykonywanych ilości i cen jednostkowych; tu przedsiębiorca zaleca ostrożność (2 kg/cm²), a inżynier kierownik budowy wypowiada się śmiało za obciążeniem 4 kg/cm² i znów w drodze wzajemnych ustępstw zgadzają się na 3 kg/cm². Wszystko to przypomina stosunki na targu bydła — konkluduje prof. Emperger.

Przytoczyliśmy te dowcipne uwagi zasłużonego profesora, żeby jaskrawiej podkreślić, że dotychczas stosunek do wytrzymałości gruntów budowlanych oparty był raczej na intuicji, lub nieraz wprost na fantazji. Spotykamy się często z wypowiedzianym spostrzeżeniem, że nauka o gruntach budowlanych opóźniła się przeszło o 100 lat w stosunku do innych działów wiedzy technicznej i że doniedawna znajdowaliśmy się w tej samej sytuacji, co budownictwo konstrukcyjne przed opracowaniem mechaniki budowlanej. Mamy co prawda w podręcznikach, a nawet w urzędowych zaleceniach normy wytrzymałości, dopuszczalne dla różnych kategorii gruntów, opracowane w rezultacie wieloletniego, a raczej wielowiekowego doświadczenia, są one jednak dostosowane głównie do składu mineralogicznego gruntów, bez uwzględnienia innych specyficznych ich własności. Weźmy dla przykładu glinę, dla której dopuszcza się obciążenie do 2,5 kg/cm²; może być ona luźna i zbita, może być nasycona wodą lub sucha, może posiadać różne indywidualne własności fizyczne, a w tych wypadkach wytrzymałość jej jest inna i może wahać się od poniżej 0,5 kg/cm² do 6 kg/cm². W rezultacie na słabych glinach inżynier — wykonawca budowy może wybierać obciążenia według swej intuicji od nieokreślenia małych do 2,5 kg/cm², a glin o układach większej nośności nie może wykorzystać na-

leżycie. Poza tem nomenklatura glin, ilów i t. p. jest u nas zupełnie nieustalona i takie czy inne zaszeregowanie gruntu zależy często całkowicie od majstra wiertniczego, wykonywającego otwory badawcze. Zasuszone próbki gruntów zwykle są starannie zachowywane, ale mogą dać one doskonale pojęcie o mineralogicznym ich składzie, lecz dla określenia nośności dają zupełnie skąpy, a nieraz błędny obraz.

Brak należytego naukowego opracowania układu naprężeń i rozprzestrzeniania się ich pod fundamentami już dawno pociągał uczonych do pracy. Dla teoretycznych rozważań na ten temat znaleziono punkt wyjścia w pracach Boussinesq'a, powstały tu prace Föppla (1897), Melana i Strohschneidera (1912). Poza tem wykonano szereg prac laboratoryjnych: Steiner - Kick (Praga 1879), Kurdjumow (Petersburg 1892), Strohschneider (Graz, 1909, — 1911), Uniwersytet Illinois, Urbana Ill. (1910 — 13), Pensylvania State College (1913 — 14), Goldbeck (Waszyngton 1917) i t. d.; wszystkie te jednak prace były wykonane prawie wyłącznie w piasku i, za wyjątkiem prac Pensylwańskich i Goldbecka, z obciążeniami o bardzo małym polu nacisku. W rezultacie otrzymany został dla pojedynczych wypadków obciążeń mniej lub więcej dokładny obraz rozdziału naprężeń (na szczególną uwagę zasługują tu doświadczenia Strohschneidera, przeprowadzone z wielką skrupulatnością dla wyjątkowo drobnych obciążeń, oraz jego teoretyczne prace).

W tej sytuacji nowy bodziec do prac został dany przez stworzenie przez Amer. Society of Civil Engineers w 1913 r. Amer. Foundation Committee (nazwanego tak potem w skrócie) w celu badania gruntów, przyczem zostało uznane, że jest to zagadnienie o państwowej doniosłości (problem of national importance) oraz prawie jednocześnie utworzenie przez Dyрекcję kolei w Sztokholmie w 1913 r. komisji badania urwisk i spęłzania ziemi. Nie będąc w kontakcie z żadną z tych instytucyj, rozpoczął w 1917 r. prof. K. von Terzaghi swe prace w amerykańskim Robert College w Konstantynopolu. Po szeregu drobnych prac naukowych, wydanych na podstawie swoich badań, wydał w 1925 r. prof. Terzaghi „Erdbaumechanik auf der bodenphysikalischer Grundlage“, czyli „Mechanikę gruntów, opartą na własnościach fizycznych ziemi“. Dzieło to skierowało wszystkie dalsze badania już na nowe tory — obecnie mamy już kilkadziesiąt prac przeważnie niemieckich lub amerykańskich (Niemcy przodują w tej dziedzinie nauki), rozwijających dalej poruszone przez Terzaghi'ego tematy, szereg laboratorjów²⁾ i uczo-

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 16 i 27. Praca ta opisuje interesujące metody badania gruntów i ich rezultaty; przestrzegamy tu jednak Czytelnika przed niektórymi, powziętymi tam, błędnymi wnioskami.

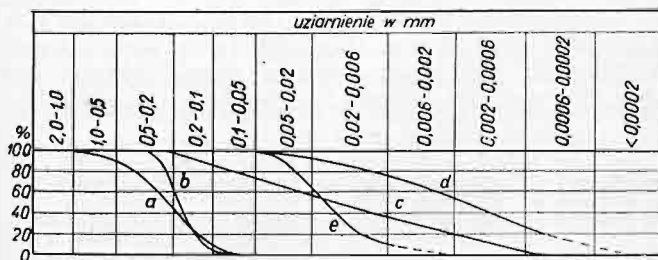
²⁾ Bliższe szczegóły p. „Bauingenieur“, 1935, Heft 5/4 — artykuł prof. Terzaghi.

nych, którzy specjalnie poświęcili się nowej nauce; nauka obecnie rozwinęła się o tyle, że w czerwcu r. b. odbędzie się w Uniwersytecie Harvarda w Cambridge (Mass., U. S. A.) Międzynarodowa Konferencja, zwołana specjalnie do spraw mechaniki gruntów i fundamentowania.

Znajomość gruntów potrzebna jest zasadniczo przy następujących zadaniach inżynierskich: 1) przy robotach fundamentowych (posadowienia na gruncie lub na pałach), 2) przy wykorzystaniu gruntów, jako podłoża pod nawierzchnie drogowe, 3) przy obliczeniu parcia ziemi na budowle, 4) przy zakładaniu skarp wykopów i nasypów i 5) w hydrotechnice przy groblach i obwałowaniach.

W dalszych rozważaniach pominiemy zupełnie dział gruntów skalistych o właściwościach zupełnie specjalnych i będziemy zajmowali się gruntami o układzie ziarnistym. Badania Terzaghi'ego (koło jego nazwiska i osoby koncentruje się dotychczas cała nowa nauka) poszły przedewszystkiem w kierunku badań fizycznych właściwości gruntów. W pokrewnej gałęzi wiedzy u inżynierów melioracji spotkał się on z posuniętymi dość wysoko badaniami gleby. Badając grunty pod względem ich składu granulometrycznego podkreślił i utrwalił w nauce podział zasadniczy na grunty piaszczyste, niespoiste, i na grunty gliniaste, spoiste; każdy z tych rodzajów reaguje na obciążenie zupełnie swoiście i wykazuje zupełnie odrębne cechy.

A więc grunty piaszczyste mają uziarnienie względnie znacznie grubsze (zazwyczaj nieznaczna ilość ziarn o średnicy $d < 0,1$ mm, w kurzawkach $d = 0,01 - 0,2$ mm, rys. 1), forma ziarn



Rys. 1. a, b — piaski; c, d — gliny; e — łöss.
Podziałka pozioma logarytmiczna.

bryłowata, współczynniki filtracji duże, plastyczności nie posiadają zupełnie, przy obciążeniach poddają się deformacji zarówno sprężystej tak i plastycznej szybko, spotykają się w naturze w układach zarówno luźnych jak i mocno zbitych (nawet o ścisłości nieosiągalnej drogą sztuczną), przy obciążeniach nawet znacznych mało zmieniają swój układ, prawie nie poddając się zgęszczeniu (t. zw. konserwatywność układu piasków) zarówno w suchym stanie jak i przy nasyceniu wodą, ale zato przy wstrząsach ubijają się poważnie (np. piaski o małej zwartości przy zabijaniu pali).

Właściwości gruntów gliniastych zostały przez prof. Terzaghi opracowane ze specjalną starannością i ujęte w harmonijną całość. Grunty te posiadają uziarnienie znacznie drobniejsze, wymiary ziarn rozpoczynają się przeważnie od $d = 0,2$ mm i w granicach 50% do 80% objętości spadają do $d = 0,002$ mm, a pozostałość stanowią cząsteczki

o średnicy od 0,002 do 0,000002 mm (rys. 1), ale przedewszystkiem cechuje gliny zjawisko, że ziarna mają tu zasadniczo płaską łuskowatą formę. Drobne cząsteczki (poniżej 0,002 mm) przy zetknięciu z wodą poddają się bezpośredniemu działaniu sił molekularnych, co stwarza t. zw. koloidalność ujawniającą się w glinach. Często pociągają do siebie i zwierają się z molekułami Na, Al_2O_3 , H i t. p., co uzewnętrznia się przez większą lub mniejszą nasiąkliwość glin przy prawie jednakowym fizycznym układzie. Wobec nadzwyczaj ściśnionych dróg filtracji (wg. niektórych pomiarów odległości między łuskami wynoszą ok. 0,00001 mm) współczynniki przepuszczalności są tu bardzo małe (np. dla wzoru Darcy dla piasku mamy $k = 0,01 - 0,06$ cm/sek, dla glin $k = 7 \cdot 10^{-7}$ cm/sek, a nawet $k = 1,65 \cdot 10^{-7}$ cm/min $= 0,09$ cm/rok³⁾). Ruch wody w przewodach kapilarnych, nie mający w piaskach poważniejszego znaczenia, w gruntach gliniastych odgrywa rolę przodującą; powierzchniowe nateżenie wody w przewodach włoskowatych osiąga niezwykle duże wielkości (nieraz kilkadziesiąt kg/cm²), siły te ściskają całą masę gliny, wywołując wielką t. zw. pozorną szczepność ($=$ ciśnieniu kapilarnemu \times współczynnik wewn. tarcia), gdy spoistość właściwa wynosi dla glin tylko ok. 0,02 kg/cm². Ciśnienie kapilarne w miarę wysychania gruntu gliniastego powoduje jego kurczenie się; kurczenie to kończy się, kiedy grunt dojdzie do największego stopnia zgęszczenia, do jakiego może doprowadzić ciśnienie kapilarne; jest to t. zw. granica skurczu (w stopniowaniu konsystencji wg. Atterberga) i zwykle przy wysychaniu osiągnięcie tego stanu fizycznego łączy się ze zmianą koloru gliny z ciemnego na odcień jasny.

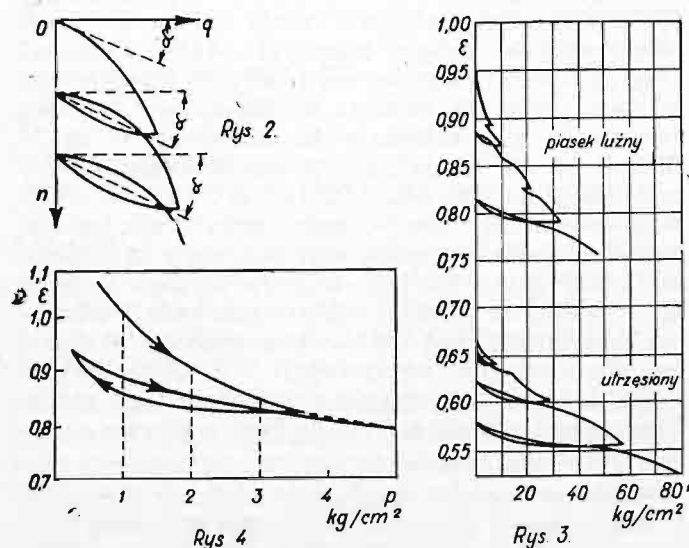
Objętość próżni, względnie wody, w stosunku do masy ziarn w gruntach gliniastych może wahać się w bardzo dużych granicach, lecz konsolidacja gruntów, mniej lub więcej zawilgoconych, postępuje tu bardzo powoli; wobec nadzwyczaj słabej filtracji woda pod dodatkowym ciśnieniem, wywołanem budowlą, ustępuje bardzo powoli, — nie tylko lat, ale dziesiątków lat często potrzeba, żeby hydrodynamiczne procesy w gruncie przeszły i zakończyły się i żeby nastąpiła statyczna równowaga. O ile woda z gruntów gliniastych pod naciskiem stopniowo ulega wytłoczeniu, to w razie zdjęcia ciśnienia dużo gatunków gliny zpowrotem wciąga w siebie wodę i przytem pęcznieje. Proces ten również odbywa się bardzo powoli, n. p. dno glinianki zalanej wodą może nasiąknąć w ciągu dnia, miesiąca i roku na 0,16, 0,83 i 3,15 m i jednocześnie dno może podnieść się o 0,33, 1,66 i 6,3 cm. Gliny posiadają mniejszą lub większą plastyczność i zachowują ją przy zmianach wilgotności w szerokich granicach; im mniej glina ma ziarn piasku i drobniejsze uziarnienie, tem jednocześnie potrzebuje nieco więcej wody dla naby-

³⁾ Ostatnia cyfra stanowi najmniejszą wielkość, ustaloną eksperymentalnie przez Terzaghi. Zasadniczo tu jak i dalej podajemy i podawać będziemy cyfry tylko charakterystyczne, wielokrotnie spotykane, żeby zilustrować kategorie niektórych wielkości.

cia plastyczności, ale zato potem chłonie znacznie większe ilości wody, nie rozpylając się.

Po tej charakterystyce glin i piasków zaznaczymy, że mieszaniny ich zajmują stanowisko pośrednie o cechach obydwóch omówionych typów, lecz mniej jaskrawo wyrażonych. Osobny typ stanowią lössy, grunty pochodzenia eolicznego, o uziarnieniu bardzo drobnym i dość jednostajnym (rys. 1), oszlifowanem w drodze przez wiatr i o charakterystycznej strukturze (pionowe pory). Cechy tych gruntów są ogólnie znane dobrze, lecz ścisłych badań naukowo-technicznych dla nich prawie nie posiadamy¹⁾.

Podajemy tu parę rysunków, ilustrujących mechaniczne właściwości gruntów. Przy zgniataniu próbek z dopuszczeniem bocznego rozszerzania się ich i z odciażaniem ich chwilowo od zgniatającego nacisku, otrzymujemy deformacje, pokazane na rys. 2. Charakter krzywej jest jednakowy, zarówno



no przy gruntach piaszczystych, jak i gliniastych; w przybliżeniu Terzaghi określa ją wzorem $n = \frac{q}{E} + c \left(\frac{q}{E} \right)^3$, gdzie E — moduł sprężystości

$= ctg a = \frac{q}{n}$. Moduł ten w miarę wzrostu obciążenia nieco zmniejsza się (w granicach 10 % — 30 %).

Przy ściskaniu próbek gruntów spoistych lub piaszczystych, bez możliwości bocznego rozszerzania się ich, czyli w warunkach zbliżonych do pracy gruntów przy obciążeniach w naturze, otrzymuje się (Druck-Porenzifferdiagramm wg. terminologii Terzaghi'ego) krzywe typu (rys. 3) dla piasków²⁾ i typu (rys. 4) dla glin (porowatość ϵ na tych rysunkach oznacza stosunek objętościowy porów do masy gruntu). Ostatnie krzywe określa Terzaghi jako krzywe logarytmiczne i daje wzór równania, gdzie trzy lub cztery charakterystyczne dla każdego danego gruntu stałe określa się każdorazowo przez proste obliczenie. Powrotna krzywa przy od-

ciążeniu próbek również może być ujęta w logarytmiczne równanie i może służyć do określenia modułu sprężystości na ściskanie przy uniemożliwionem bocznym rozszerzaniu się; naturalnie moduł tu wzrasta przy zwiększającym się ciśnieniu, wzrasta przytem w stosunku prostym do tego ciśnienia $E = Ap$, gdzie A — liczba charakteryzująca dany grunt. Liczba odwrócona $\frac{1}{A}$ nazwana

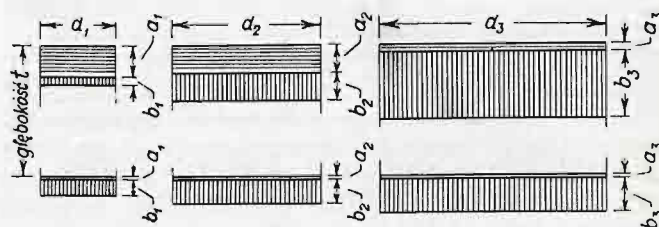
została przez Terzaghi'ego wskaźnikiem pęcznienia.

Po takim lekkim rzucie oka na główne właściwości gruntów i uchwyceniu niektórych nowych pojęć pojmujemy, że Terzaghi dla zaklasyfikowania gruntu wymaga ustalenia następujących danych: 1) zawartości wody w stanie rodzimym, 2) określania wilgotności w % dla konsystencji, ustalonych przez Atterberga, a mianowicie: a) dolnej granicy płynności, b) granicy kleistości, c) dolnej granicy plastyczności i d) granicy skurczu, 3) ciężaru gatunkowego, 4) sporządzenie wykresu zgęszczenia przy ciśnieniu z uniemożliwieniem bocznego rozszerzenia się, 5) współczynnika przepuszczalności wody i 6) wskaźnika pęcznienia.

Jak widzimy z nowszych prac L. Casagrande, wykorzystującego wiedzę, osiągniętą przez ceramików, przypuszczalnie wypadnie dodać tu w niektórych wypadkach jeszcze badania chemiczne.

Posiadając te dane i opierając się na wzorach, otrzymanych na podstawie obszernych teoretycznych rozważań, można w każdym wypadku przeprowadzić obliczenie wielkości przypuszczalnego osiadania budowli oraz przebiegu tego osiadania w czasie.

Przechodząc obecnie do zjawisk, zachodzących w złożach gruntu pod fundamentami, znajdujemy w pracach Scheidiga zręczne ujęcie rysunkowe (rys. 5), jak wzajemnie ustosunkowują się dwie



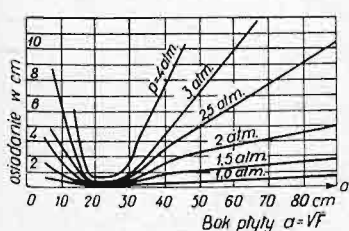
Rys. 5. a — wpływ wypierania w bok (kreski poziome), b — wpływ zagęszczenia gruntu (kreski pionowe).

zasadnicze przyczyny osiadania gruntów: wypieranie ziemi w bok i zagęszczenie (kompresja) gruntu i jak wzrasta lub zmniejsza się znaczenie każdej z nich w zależności od wymiarów obciążającej płaszczyzny i od pomieszczenia obciążenia bądźto na powierzchni ziemi, bądźto na pewnej głębokości poniżej terenu. Przy obciążeniach obserwuje się ciekawe zjawisko, a mianowicie, że duże płaszczyzny (budowle) osiadają „niestety” (jak

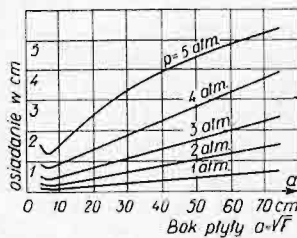
¹⁾ W Wiedniu zauważono m. in., że wstrząśnienia od ruchu ulicznego najwięcej dają się we znaki na gruntach lössowych i słabych ilowatych.

²⁾ Mamy tu charakterystyczne w piaskach zjawisko, że obciążenie powyżej 40 kg/cm² nie potrafiło zagaęścić piasku do stanu, do jakiego doprowadziło proste utrzęsienie go.

pisze prof. Kögler) znacznie silniej, niż małe płaszczyzny, stosowane przy próbach, ale za to „na szczęście” (według tegoż autora) krytyczna nośność gruntu, przy której następuje początek gwałtownego wgniatania się w grunt, leży w dużych budynkach znacznie wyżej. O wpływie wielkości płaszczyzny próbnego obciążenia na głębokość osiadania dają należyte pojęcie próby Press'a („Bautechnik” 1930 Heft 42, rys. 6 — grunty piaszczyste i rys. 7 grunty gliniaste, rysunki po-



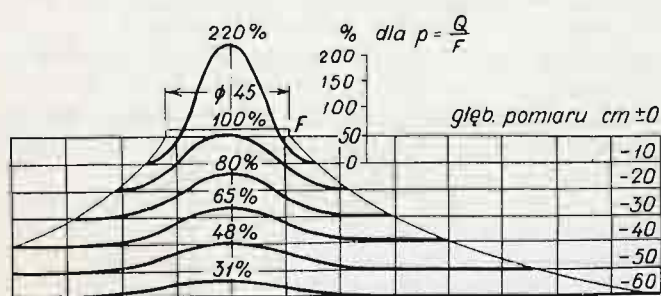
Rys. 6.



Rys. 7.

dane w opracowaniu Köglera — „Bautechnik” 1931 H. 24).

Forma płyty, cisnącej na grunt, odgrywa rolę przy obciążeniach. Badania Köglera („Bautechnik” 1930 H. 42), przeprowadzone dla powierzchni $F = 285 \text{ cm}^2$, wykazały, że krytyczna nośność gruntu przy poszczególnych płytach jest wprost proporcjonalna dla ilorazu $F : U$, gdzie U — obwód płyty. Przyjmowane dawniej zasadnicze założenie równomiernego rozkładu natężeń w gruncie przy obciążeniu n. p. płytą okrągłą czy prostokątną nie utrzymało się w świetle nowych badań (zresztą założenie to, jak zostało to spostrzeżone, posiada sprzeczność logiczną samo w sobie). Badania piasków Hugli i Gerbera w Zurychu, Köglera w Freibergu, oraz w Pensylwanii gliniastych gruntów doprowadziły obecnie do zupełnie dokładnego zrozumienia układu natężeń pod fundamentami. Podajemy (rys. 8) obraz natężeń wg. Kögle-



Rys. 8.

ra w piasku na różnych głębokościach w procentach średniej wielkości $p = Q : F$ przy obciążeniu płytą $\phi 45 \text{ cm}$.

Ponieważ stosowane dotychczas metody wymagają dużo pracy na terenie, następnie laboratoryjnej i obliczeniowej — powstały dążenia do określania wartości budowlanej gruntów w stosunku do ich przewodnictwa elektrycznego lub do rozbiegania się fal przy niewielkich wybuchach (dr. Ambronn, Emperger str. 182 — 5), następnie przy pomocy maszyn, wywołujących drgania w badanym gruncie („Geodyn” dr. Paul Mullera i ma-

szyna Hertwiga — maszyny te są bardzo kosztowne); o pracach Hertwiga są wydane szczegółowe publikacje i jak twierdził on w 1933 r. na jednym specjalnym posiedzeniu („Bautechnik” 1933 Heft 10) przy gruntach piaszczystych otrzymuje się już zupełnie dobre rezultaty. Badania przy pomocy maszyn, wywołujących sztuczne wstrząsy i falowanie gruntu, stają się tem bardziej ciekawe, że coraz większego znaczenia, szczególnie w miastach, nabiera sprawa wytrzymałości gruntów wobec ciężkiego ruchu ulicznego. Wiemy co prawda w tej sprawie, że zwięźłość gruntów ułatwia rozpowszechnianie się fal na dalsze przestrzenie⁶⁾, a grunty słabe wywołują znacznie większą częstotliwość drgań, poza tem że drgania idą głębiej gruntu na niewielką głębokość, stopniowo znikając; ale są to wogóle sprawy dotychczas trudne do opracowywania i mało zbadane.

Ostatnio L. Casagrande zabrał się do prób zmiany własności fizycznych glin przez elektrolytyczno-chemiczne procesy (artykuł Endella „Bautechnik” 1935, Heft 18), opatentowując swoją metodę. Jeżeli ta metoda przy dalszych i większych próbach okazałaby się skuteczna, mogłaby mieć poważne zastosowanie przy budowie hydrotechnicznych obwałowań, przy wzmacnianiu gruntu pod istniejącymi fundamentami lub przy wzmocnieniu słabych odcinków gruntu przy wznoszeniu nowych budowli.

Po omówieniu prac nad gruntami, poświęconych przede wszystkim zagadnieniom, powstającym przy fundamentowaniu, zaznaczmy tu pokrótce, że do celów drogowych wypracowane zostały metody badań w Stan. Zjedn. Am. Półn. i w Z. S. S. R. Budownictwo drogowe ma do czynienia głównie z górną warstwą ziemi, poddaną ciągłemu działaniu wpływów atmosferycznych i w związku z tem zmienną w swych właściwościach; budownictwo to wprowadza inny charakter obciążeń i z tych racji powstają tu odmienne swoiste zagadnienia⁷⁾.

W dziale prac nad ciśnieniem gruntów (ścianki oporowe) zasługują na uwagę prace Terzaghi'ego⁸⁾, gdzie wykazuje on, że minimalne odchylenia (elastyczne lub trwałe) obciążonej powierzchni wywołują poważne zmiany w sile parcia gruntu; teoria Coulomb'a i jego metoda obliczania (z zastrzeżeniem odpowiedniego doboru zasadniczych danych) uznawana jest dotychczas za najłatwiejszą i najlepszą w rezultatach, jak to wykazały badania Müller-Breslaua i Krey'a⁹⁾.

Badania usuwisk i odpowiednie wnioski zostały najszerzej opracowane przez szwedzką komisję kolei żelaznych.

Przy badaniach zachowywania się gruntów pod obciążeniem stosuje się cały szereg specjalnie opracowanych przyrządów. Ważniejsze z nich: 1) puszki pomiarowe, umieszczane na spodzie muru fundamentowego, lub w badanych gruntach i połączo-

⁶⁾ David „Bauingenieur”, 1932, Heft 25/26.

⁷⁾ Prof. Bratro — „Znaczenie podłoża dla nawierzchni drogowej”, Wiad. Drogowe 1935 r. Nr. 95.

⁸⁾ Eng. News Record 1934 Febr.-May.

⁹⁾ Emperger, str. 33.

ne rurkami z ciśnieniem, mierzonem manometrycznie przy ruchach denka, 2) pręty zainstalowane dołem w tych czy innych warstwach gruntu, których ruchy są badane; pręty umieszcza się dla uniknięcia tarcia luźno w rurach, 3) próbne obciążenia przebijanych przy wierceniu warstw gruntu: przy pomocy płaszczyzny umieszczonej na spodzie otworu wiertniczego (metoda Wolfscholz'a), przy pomocy gumowego cylindra ciskającego na ścianki otworu (metoda Köglera) i przy pomocy sondy hydraulicznej (sposób Terzaghi). Należy tu zaznaczyć, że wobec bardzo powolnego deformowania się gruntów gliniastych próbne obciążenia mogą właściwie mieć znaczenie tylko orjentacyjne.

Ogromną wagę przy studjach nad fundamentowaniem posiada branie próbek gruntu w naturalnym stanie zawilgocenia i struktury; przy gruntach piaszczystych jest to zadanie prawie niewykonalne przy robotach wiertniczych, przy gruntach gliniastych nadaje się najlepiej do tego celu blaszany cylinder, pobierający próbkę z dna otworu wiertniczego, albo zawierana wewnątrz rury osadowej krótka rura z tłokiem, zabezpieczającym próbkę od wypadania (szwedzka metoda inż. Olssena), albo przyrząd Burkhardt'a (rura o podwójnych ściankach, zabijana w grunt kafarem, wewnętrzna rura jest składana i po wyjęciu i rozłożeniu daje dokładny przekrój wszystkich pokładów). Poza tem nadzwyczaj ważne znaczenie posiada obserwacja osiadania istniejących budowli, a przede wszystkim nowobudowanych. Tylko drogą licznych obserwacji można otrzymać należyte spójniki do przejścia z laboratoryjnych doświadczeń do warunków, spotykanych na budowie, a w braku tych danych staje się konieczna ostrożność, nieraz może przesadna i kosztowna. A przecież koszty badań nad osiadaniem, oraz wykonanie wstępnych wierceń przed budową, są zupełnie drobne w stosunku do całości budowy.

W Z. S. S. R., jak pisze Scheidig, opracowano normy szczegółowe badań gruntów, klasyfikacji i obciążeń, lecz jak tenże autor zauważa po półtorarocznym pobycie na terenie rosyjskim, nie ma z tych przepisów żadnego pożytku, gdyż inżynierowie nie są należycie przygotowani pod względem wiedzy swej o gruntach i nie umieją z prze-

pisów korzystać; Scheidig uważa, że przy obecnym stanie wiedzy należy uciekać się do opinii fachowych rzeczoznawców. Terzaghi pisze (1935 r.), że dotychczasowe badania muszą rozwiązać złudzenia, żeby kiedykolwiek udało się rozstrzygnąć zadania, powstające przy fundamentowaniu, przy pomocy prostych formułek. Rzeczywiście zadania, powstające przy fundamentowaniu, wymagają często dużej wiedzy i wnikliwości, każde poważniejsze fundamentowanie wymaga zbadania terenu pod względem geologicznym i hydrologicznym. Znajomość t. zw. inżynierskiej geologii, zajmującej się dokładniej młodszymi formacjami (diluvium i alluvium), jest dla inżynierów konieczna i coraz więcej rozumiana; w poważniejszych wypadkach pożądana jest współpraca z geologami. Pod względem jakościowym wiedza o gruntach daje nam obecnie bogate wiadomości. Co się tyczy obliczeń możliwych osiadań, to jak pisze Terzaghi, muszą one być dotychczas uważane tylko jako przybliżone.

Niema dotychczas podręcznika, który obejmowałby systematycznie naukę o gruntach; próbę takiej pracy stanowi wyd. IV, tom IV (1934—1936) „Handbuch für Eisenbetonbau” dr. F. Empergera (powoływaliśmy się wyżej na tę pracę niejednokrotnie, bez zaznaczenia dokładnego tytułu), prace inż. O. Munda („Die Entstehung und die physik. Eigenschaften der Böden”) i O. Colberga („Grundbau”). Praca niniejsza jednak w wielu wypadkach zbyt skąpo ujmuję temat i wobec tego podajemy tu parę źródeł, gdzie czytelnik znajdzie więcej gruntownego materiału naukowego, jak również odpowiednią bibliografię, są to:

- Terzaghi* — „Erdbaumechanik” 1925.
Redlich — *Terzaghi* — *Kampe* — „Ingenieurgeologie”, 1929.
Kögler — „Über Baugrund - Probebelastungen”, Bautechnik 1931, H. 24.
Scheidig — „Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Baugrundsetzungen”, Bautechnik, 1933, H. 12 i 15.
O. K. Fröhlich — „Druckverteilung im Baugrunde”. Wien 1934.
Hertwig, Früh und Lorenz — „Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen”, 1933.

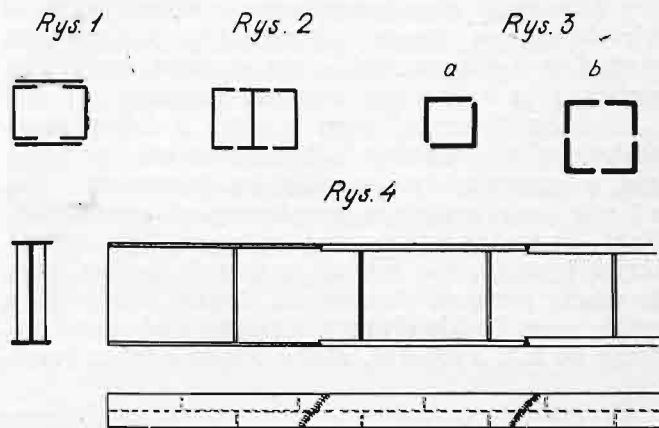
RACJONALNY DOBÓR PRZEKROJÓW KONSTRUKCYJ STALOWYCH Z UWAGI NA KOROZJĘ

Inż. Bolesław Orczykowski, Nowy Bytom

Sprawa ochrony konstrukcji stalowych przed rdzewieniem w stadium obecnego jej rozwoju i rozpowszechnienia, t. j. sprawa powłok rdzochronnych, jest tematem innego referatu. Wypada tu jednak poruszyć sprawę produkcji stali nierdzewnej, jako materiału konstrukcyjnego dla specjalnych celów budowlanych, a także podjęcia prób z metalizowaniem konstrukcji, które u sąsiadów rozpowszechnia się coraz więcej, zwłaszcza, że koszt metalizowania stosunkowo niewielki przewyższa koszt jednorazowego malowania konstrukcji, a jest bezsprzecznie trwalszy i odporniejszy od malowania. Ten ostatni dział ulepszeń w konstrukcjach stalowych w związku z postępującym rozpowszechnieniem i udoskonaleniem spawalnictwa daje dużą korzyść w porównaniu do dotychczasowych systemów konstrukcji nitowanych.

Co do udziału samych konstruktorów w walce z korozją, to uważam, że mają tu wiele do zrobienia z uwagi na odpowiedni dobór kształtowników oraz sposobów łączenia elementów konstrukcji ze sobą, tak, ażeby korozja mogła poczynić najmniej szkody. Wiadomo, że możliwość skutecznej walki z rdzą mamy tylko na powierzchni elementów konstrukcji, nie mamy natomiast tej możliwości tam, gdzie różne nakładki, łączniki i t. p. pokrywają istotne elementy konstrukcji, często na dużej powierzchni, a spoiny obwodowe są przerywane i nie zamykają dostępu wilgoci do szpar między nakładką, a elementem. Należy tu z tego powodu podkreślić szkodliwość tworzenia elementów konstrukcji, t. j. słupów, krzyżuleców i dźwigarów złożonych z dwóch lub więcej składników, tworzących dany element i stykających się ze sobą dużymi płaszczyznami na całej ich długości. Szkodliwość istnienia wytworzonych w ten sposób szpar otwartych między składnikami, t. j. szpar niezamkniętych spoinami obwodowymi, uniemożliwiających ochronę od rdzewienia zamkniętych w tej szparze powierzchni, powiększa fakt, że szpary te po nałożeniu i ostygnięciu spoin doznają powiększenia przez to, że składniki płaskie ulegają pewnym, często dość dużym deformacjom wskutek nierównomiernego kurczenia się podczas stygnięcia warstw spoin, łączących te składniki. W konstrukcjach mostowych ułatwia to zaciekanie wody do tych szpar, zamrażanie jej i t. p. Bardzo często spotyka się w konstrukcjach stalowych elementy pracujące na ściskanie, a więc najczęściej słupy w szkieletach budowlanych, złożone z kształtowników, tworzących w przekroju zamknięty prostokąt i złożonych zazwyczaj z dwóch ceowników, ustawionych żeberkami do siebie i dwóch płaskowników, zamykających dwa pozostałe boki prostokąta niedomkniętego żeberkami ceowników wskutek konieczności przyjęcia większego ich rozstawienia aniżeli dwukrotna

szerokość żeberek (rys. 1). Taki ustrój słupów jest u naszych konstruktorów prawie że regułą, opartą wprawdzie na słusznej zasadzie najmniejszej powierzchni zewnętrznej elementu wystawionej na działanie rdzy, ale błędnie rozwiązanej z uwagi na trudności w wykonaniu warsztatowym i szkodliwe szpary, powstałe między stykającymi się płaszczyznami składników. Trudności wykonania w warsztacie są tu zrozumiałe, mianowicie niemożność należytego połączenia spoinami wewnętrznych krawędzi ceowników z jednym płaskownikiem, a przez to konieczność stosowania szwów szczelinowych do wykonania tego. Styk płaskow-



ników z żeberkami ceowników daje w tem rozwiązaniu aż cztery szpary stykowe na całej długości elementu i każda o szerokości żeberka ceownika. Szkodliwość tych szpar omówiłem wyżej.

O wiele korzystniejsze rozwiązanie przedstawia przekrój przedstawiony na rys. 2, złożony z dwóch ceowników i dwuteownika, rozstawionych tak, że między krawędziami ceowników i dwuteownika pozostają szparki szerokości 2 do 4 mm bez żadnych nakładek. Tak złożony słup jest wielokrotnie łatwiejszy i prostszy w wykonaniu od powyżej opisanego, a nie ma tych wad, które ma tamten. Szparki 2 do 4 mm między stykającymi się krawędziami ceowników z dwuteownikiem mają na celu lepsze wtopienie w krawędzie spoiny łączącej, tak, ażeby nie wystawała poza lico płaszczyzny bocznej. To rozwiązanie daje słup o przekroju prostokąta, ale wytrzymałość jego będzie w obu osiach symetrii przekroju słupa, odpowiadający powyższemu warunkowi, t. j. zamknięty i bez nakładek można uzyskać z dwóch lub czterech kątowników według rys. 3a i b, rozstawionych (zwłaszcza na rys. 3b) tak, ażeby między krawędziami stykającymi się były szparki 2 do 4 mm dla lepszego wtopienia spoin łączących. Sztywność tak złożonych przekrojów jest

niewątpliwa, a daje dużą korzyść przez to, że oprócz samych tylko kształtowników i dwóch względnie czterech spoin podłużnych nie wymaga żadnych dodatkowych łączników, nakładek i t. p., obciążających wagę całości i utrudniających wykonanie w warsztacie.

W budownictwie szkieletowym sprawy te mają mniejszą ważność z tego powodu, że konstrukcja stalowa i tak zostaje obmurowana i zasłonięta od bezpośredniego oddziaływania atmosfery na nią i mury pozostają zawsze suche, konstrukcja jest więc zabezpieczona od rdzewienia. Inaczej zaś jest w mostownictwie, gdzie konstrukcja jest stale odkryta i narażona na wszystkie niszczące wpływy atmosfery. Tu zatem wszelkie nakładki i szpary między stykającymi się płaszczyznami dwóch elementów powinny być zupełnie zaniechane jako szkodliwe, nawet w wypadku kiedy w projekcie przewiduje się zupełnie zamknięcie szpary spoinami obwodowymi, — a to z tego powodu, że w czasie transportu czy montażu, czy wreszcie wskutek nagłych silnych mrozów lub t. p. spoina może niepostrzeżenie pęknąć. Sprawa ta jest tem bardziej ważna w mostownictwie, że w miarę postępu wiedzy i techniki stosujemy coraz trwalsze powłoki rdzochronne, a szpara w konstrukcji jest przecież niedostępna dla powłoki, a raz otwarta, powiększa się coraz to więcej pod wpływem korozji.

Zasada łączenia *n a n a k ł a d k ę*, nieunikniona w konstrukcjach nitowanych, powinna być w spawalnictwie zastąpiona łączeniem *n a s t y k*, szczególnie w konstrukcjach mostowych. Fakt, że spoina nie ma tej wytrzymałości co materiał łączony, nie ma tu znaczenia wobec tego, że mamy możliwość stosowania styków ukośnych, a wtedy szew będzie dłuższy, a zależnie od skosu możemy go tak wydłużyć, ażeby odpowiadał całowi-

cie wymaganiom przepisów i oszczędności materiału elementów łączonych. Ten sposób łączenia ułatwia nam w belkach mostowych przejście z profilu słabego na końcach belek do profili mocniejszych bliżej środka ich rozpiętości, co jest ważne zarówno w kratownicach mostowych jak i w blachownicach. W blachownicach daje nam ten sposób jeszcze i tę korzyść, że mamy możliwość wykonać blachownicę o jednakowej wysokości mimo zmienności przekroju (rys. 4).

W kratownicach mostowych zasada łączenia *n a s t y k* sprawia pewne trudności w rozwiązaniach węzłów, trudności te jednakże nie są niepokonalne, w każdym razie nie powinno tam być blach węzłowych, wzorowanych na rozwiązaniach konstrukcyj nitowanych, ani łączenia elementów na nakładkę, w których spoiny pracowałyby na ścinanie, co nie jest korzystne z przyczyn zresztą znanych.

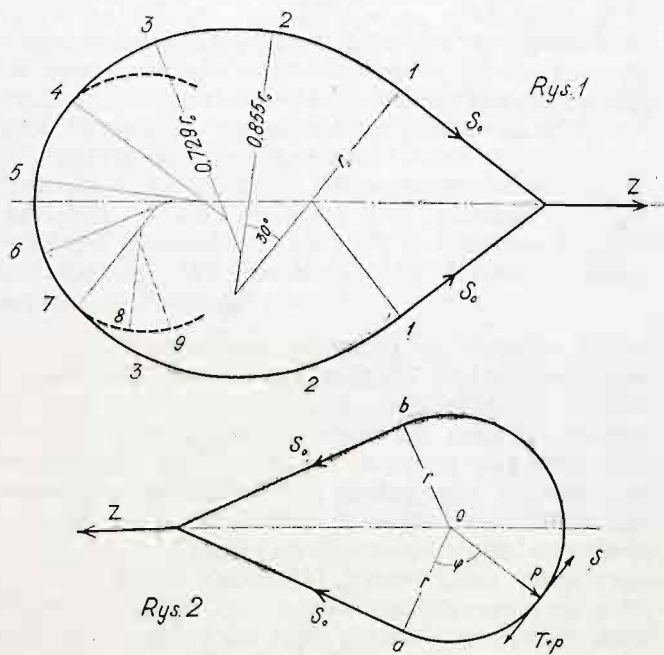
Tym samym warunkom powinny odpowiadać sposoby wzmacniania konstrukcyj mostów stalowych, z tym jednakże wyjątkiem, że jakkolwiek jest tam nieuniknione stosowanie nakładek, pasów i t. p. na istniejące elementy konstrukcji, to jednakże należy mieć na uwadze fakt, że ze względu na korozję, powinny być stosowane wyłącznie tylko takie sposoby wzmocnień, w których między składnikami dodanymi, t. j. wzmacniającymi, a elementami istniejącymi, nie zostaną wytworzone puste przestrzenie zamknięte i niedostępne. Takie przestrzenie są szkodliwe w konstrukcji z uwagi na dużą rozszerzalność powietrza wskutek zmian temperatury, co spowoduje zasysanie do wewnątrz powietrza wilgotnego, a wskutek tego wyższy stopień wilgotności wewnątrz tej przestrzeni i w rezultacie wzmogoną działalność korozji, — a przeciwdziałanie jej jest niemożliwe.

UMOCOWANIE LINY W GRUNCIE

Inż. dr. Stanisław Hempel, Warszawa

Rola liny polega na połączeniu dwóch punktów, należących do różnych elementów, których wzajemne oddziaływanie powoduje rozciąganie liny. Połączenia przy pomocy lin mogą być stałe lub czasowe. Jako przykłady zastosowania połączeń linowych stałych mogą służyć następujące konstrukcje: mosty wiszące, wieże radiowe, słupy przewodów elektrycznych, kominy żelazne, niektóre ściany oporowe nadbrzeżny morskich i t. p. W wymienionych konstrukcjach jeden koniec liny zawsze będzie umocowany (zakotwiony) w odpowiedni sposób w gruncie.

Zastosowanie lin do czasowych połączeń przy umocowaniu jednego końca liny w gruncie może znaleźć zastosowanie w następujących wypadkach: kotwienie lin dużych namiotów, hangarów przenośnych, dźwigarek przy montażu konstrukcji budowlanych, lub utrzymujących statek na pochylni



Rys. 1 i 2.

przed jego spuszczeniem na wodę, kotwienie specjalnych pojazdów, niosących dźwigarki lub inne urządzenia, wywołujące przez swoje działanie niepożądany ruch, który dzięki zakotwieniu pojazdu może być częściowo lub całkowicie zniesiony, i t. p.

Wyżej wymienione możliwości zastosowania połączeń linowych, a w konsekwencji konieczność umocowania liny w gruncie, nasuwa myśl rozwiązania tego połączenia w sposób bezpośredni, t. j. bez użycia betonowych bloków lub pali, jak się to dotychczas stosuje. Na jednym z końców liny wykonajmy pętlę, którą założymy na pień ściętego drzewa. Przy stałym naciągu liny ciśnienie liny na pień, przedewszystkiem będzie zależeć od śred-

nicy pnia. Im większa będzie ta średnica, tem mniejsze ciśnienie będzie wywierać lina na wspomniany pień.

W gruncie możemy wykopać rowek, biegnący np. po obwodzie koła o promieniu r ; w rowku ułożymy linę. W zależności od rodzaju gruntu, naciągu liny i jej średnicy, możemy tak dobrać promień r i wymiary pętli, aby ciśnienia liny na grunt nie przekroczyły dopuszczalnych. W powyższy sposób wiążemy linę do „pnia ziemnego”. Tak pomyślana kotwa ziemna może być wykonana z kilku lin, z prętów stalowych lub blach, ewentualnie z siatki metalowej, z wstęgi (ścianki) żelbetowej, a wreszcie z desek drewnianych. W celu rozłożenia ciśnienia liny na większą powierzchnię gruntu, między liną i gruntem można umieścić podkładki.

Rysunek 2 przedstawia pętlę o promieniu r . Naciąg liny w dowolnym punkcie, określonym przez kąt φ , oznaczamy przez S . Ciśnienie jednostki długości liny na grunt, wywołane napięciem liny, niech wynosi p ; siłę tarcia liny o grunt przyjmujemy $T + pf$ na jednostkę długości liny, gdzie f współczynnik tarcia, a T siła tarcia gdy $p = 0$.

Równania równowagi elementu liny prowadzą do następujących wyrażeń:

$$\frac{dS}{d\varphi} + rfp + rT = 0 \quad (1)$$

$$S = pr \quad (2)$$

Całkując równanie pierwsze i uwzględniając drugie, otrzymamy

$$p = \left[\frac{S_0}{r} + \frac{T}{f} \right] e^{-f\varphi} - \frac{T}{f} \quad (3)$$

$$S = \left[S_0 + \frac{rT}{f} \right] e^{-f\varphi} - \frac{rT}{f} \quad (4)$$

Ciśnienie liny na grunt (wzór 3) wypada największe dla $\varphi = 0$ i maleje w miarę wzrastania kąta φ . Niejednakowe ciśnienie liny na grunt niepozwala jednak wyzyskać naprężeń dopuszczalnych gruntu na całej długości pętli, t. j. między punktami styczności a i b (rys. 2). Nierównomierność ciśnienia liny na grunt wynika bowiem z założenia kształtu pętli jako łuku koła. Chcąc uzyskać równomierne ciśnienie liny na grunt, musimy nadać pętli odpowiedni kształt. Przyjmując w wyrażeniach (1) i (2) promień krzywizny r jako wielkość zmienną oraz $p = \text{const.}$, otrzymamy po całkowaniu równania (1)

$$r = \frac{S_0}{p} e^{-\left(f + \frac{T}{p}\right)\varphi} \quad (5)$$

albo

$$r = \frac{S_0}{p} e^{-a\varphi} \quad (6)$$

Dokładne równanie krzywej o współrzędnych biegunowych otrzymaliśmy przez całkowanie równania różniczkowego

$$r = \frac{(\rho^2 + \rho'^2)^{1/2}}{\rho^2 + 2\rho'^2 - \rho\rho''} \quad . \quad . \quad (7)$$

gdzie ρ — promień wodzący. Dla celów praktycznego stosowania korzystamy z wyrażenia (5) lub (6). Rys. 1 przedstawia przybliżoną krzywą równania (7), której poszczególne promienie krzywizny obliczono, przyjmując dla przykładu liczbowego

$$z = f + \frac{T}{p} = 0,3 \text{ (tabela I).}$$

Tabl. 1.

1	$\varphi = 0$	$r_1 = \frac{S_o}{p} = r_o$
2	$\varphi = 30^\circ$	$r_2 = 0,855 r_o$
3	$\varphi = 60^\circ$	$r_3 = 0,729 r_o$
4	$\varphi = 90^\circ$	$r_4 = 0,628 r_o$
5	$\varphi = 120^\circ$	$r_5 = 0,535 r_o$
6	$\varphi = 150^\circ$	$r_6 = 0,456 r_o$
7	$\varphi = 180^\circ$	$r_7 = 0,390 r_o$
8	$\varphi = 210^\circ$	$r_8 = 0,333 r_o$

WPLYW UZWOJENIA NA NOŚNOŚĆ SŁUPÓW ŻELBETOWYCH

Inż. dr. Stanisław Hempel, Warszawa

Praca stali tworzącej uzwojenie polega na rozciąganiu. Wyzyskanie wytrzymałości żelaza na rozciąganie w celu zwiększenia odporności betonu na ściskanie, a zatem nośności słupa, należy do ciekawych rodzajów współpracy obu materiałów konstrukcyjnych, — współpracy tem pożyteczniejszej, iż każdy z wymienionych materiałów przyjmuje rolę najwłaściwszą w świetle cech wytrzymałościowych, charakteryzujących oba materiały: ściskany beton, rozciągnięta stal.

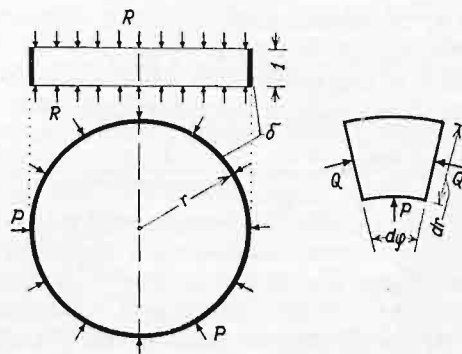
Z teoretycznego punktu widzenia można by nośność słupa uzasadniać wyłącznie wytrzymałością stali na rozciąganie. Przyjmując, zamiast uzwojenia rurę, a zamiast betonu ciecz, np. wodę, lub ciało sypkie, jak piasek, otrzymamy element konstrukcyjny zdolny do przyjęcia osiowego obciążenia ściskającego, który będzie posiadał nośność proporcjonalną do przekroju ścianek rury, oraz wytrzymałości na rozciąganie jej materiału. Wypełnienie rury materiałem płynnym nie może znaleźć praktycznego zastosowania w odniesieniu do słupów, natomiast doświadczenia wykonane ze słupami rurowymi, wypełnionymi piaskiem, potwierdziły całkowicie przypuszczenia o ich znacznej wytrzymałości na ściskanie. Wspomniane doświadczenia opisuje W. J. Walker i S. F. Gimhey w „The Colliery Guardian” z 31.8.1929 r. (patrz „Technische Blätter, Wochenschrift zur Deutschen Bergwerks — Zeitung”).

Odpowiednie doświadczenia ze słupami żelbetowymi uzwojonymi stwierdzają wpływ rozciąganej stali w uzwojeniu na nośność słupów. Wpływ uzbrojenia w formie zwojów na nośność słupów uznano jako dwukrotnie, a nawet trzykrotnie skuteczniejszy, od uzbrojenia podłużnego. Wniosek taki wypływa bezpośrednio z porównania ilości uzbrojenia podłużnego i na obwodzie, wchodzących do wzorów, które określają dopuszczalne obciążenia słupów uzwojonych. Budowa wspomnianych wzorów, w stosunku do ilości stali w uzwojeniu, nosi charakter empiryczny. Ciekawa w omawianym wypadku współpraca ściskanego betonu i rozciąganej stali, może być rozpatrywana ze stanowiska teorii sprężystości. Rezultaty otrzymane na tej drodze, nawet w wypadku znacznej ich przybliżoności, mogą rzucić trochę nowego światła na rozpatrywane zjawisko.

Rurę stalową o średnicy r , posiadającą ścianki grubości δ , wypełniamy betonem. Słup w ten sposób otrzymany poddajemy obciążeniu osiowemu. Sposób obciążenia słupa i jego oparcie niech będzie w ten sposób wykonane, aby płaszcz stalowy nie znajdował się pod bezpośrednim działaniem sił ściskających słup. Pomijamy ciężar własny słupa. W dowolnej jego wysokości wycinamy okrągłą tarczę o grubości równej jednostce; tarcza będzie w

równowadze przy działaniu naprężeń uwidoczni-
nych na rys. 1.

W celu zbadania wielkości i rozkładu naprężeń w tarczy, przedstawionej na rys. 1, korzystamy z odpowiednich wyrażeń teorii sprężystości, poda-



Rys. 1.

nych w dziele „Ibbetson — Perfectly Elastic Solids” (Str. 229, 238 i 239). Zależność między naprężeniami i odkształceniami wyrażają następujące równania:

$$\begin{aligned} P &= (m + n) e + (m - n) f \\ Q &= (m + n) f + (m - n) e \\ R &= (m - n) (e + f) = - \text{const} \end{aligned} \quad (1)$$

gdzie $e = \frac{du}{dr}$ — wydłużenie jednostkowe w kierunku promienia, $f = \frac{u}{r}$ — wydłużenie jednostkowe w kierunku prostym do promienia, $m - n = \lambda$ (Lame'), zaś $n = \mu$ (Lame'),

$$\lambda = \frac{\eta E}{(1 + \eta)(1 - 2\eta)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \eta)},$$

$\eta \dots$ liczba Poissona

Wstawiając wartości e i f do równania (1) otrzymamy następujące równanie różniczkowe:

$$\frac{du}{dr} + \frac{u}{r} = \frac{R}{m - n} = A \quad (2)$$

albo $\frac{d}{dr} (u \cdot r) = Ar$. Całkując to równanie otrzymamy

$$u = \frac{Ar}{2} + \frac{B}{r} \quad (3)$$

$$\text{skąd } \frac{u}{r} = \frac{A}{2} + \frac{B}{r^2} \quad (4)$$

$$\text{oraz } \frac{du}{dr} = \frac{A}{2} - \frac{B}{r^2} \quad (5)$$

Oznaczając w dalszym ciągu naprężenia w słupie żelbetowym przez σ_b ($R = \sigma_b$), oraz ciśnienie betonu na płaszcz (uzwojenie) przez $-p$ ($P = -p$), a poza tem, przyjmując $B = 0$ i oznaczając

jąc liczbę Poisson'a przez m , otrzymamy z wyrażeń (4) i (5)

$$\alpha = \frac{du}{dr} = \frac{u}{r} = -\frac{p}{E_b} \cdot \frac{m-1}{m} + \frac{\sigma_b}{m E_c}$$

$$\text{albo } p = \frac{\sigma_b}{m-1} - \frac{m}{m-1} \cdot \alpha \cdot E_b \quad (6)$$

Praca sił sprężystości działających w betonie wynosi

$$A_b = \frac{\pi r^2 p^2}{E_b} \cdot \frac{m-1}{m}$$

odpowiednio dla płaszcza stalowego (uzwojenia) o grubości δ będzie $A_s = \pi r^2 \alpha^2 E_s \delta$. Z warunku $A_b = A_s$, otrzymamy

$$p^2 = \frac{m}{m-1} \cdot E_c \cdot E_b \alpha^2 \frac{\delta}{r} \quad (7)$$

Rozwiązanie równań (6) i (7) daje

$$\alpha = \frac{\sigma_b}{E_b} \cdot \frac{1}{m + \sqrt{m(m-1)n \cdot \frac{\delta}{r}}}$$

gdzie $n = E_s : E_b$ oraz

$$p = \frac{\sigma_b}{m-1} \left[1 - \frac{m}{m + \sqrt{m(m-1)n \cdot \frac{\delta}{r}}} \right] \quad (8)$$

albo $p = k \sigma_b$. Wyrażenie (8) pozwala określić ciśnienie płaszcza stalowego (uzwojenia) na beton w zależności od grubości tego płaszcza δ , oraz od normalnych naprężeń w betonie σ_b . Naprężenia w płaszczu stalowym (uzwojeniu) obliczamy z wzoru

$$\sigma_b = p \frac{r}{\delta} \quad (9)$$

albo $\sigma_s = k_1 \sigma_b$.

Przyjmując $m = 3,5$, oraz $n = 10$, otrzymamy wielkości liczbowe współczynników k i k_1 , podane w tabeli 1.

Tabela 1

$F_u =$	1,2	2,0	2,8	3,6	4,4	5,2
$\frac{\delta}{r} =$	0,006	0,01	0,014	0,018	0,022	0,026
$k =$	0,0692	0,0840	0,0960	0,1055	0,1140	0,12 $\rightarrow \frac{1}{m-1}$
$k_1 =$	11,60	8,40	6,85	5,87	5,19	4,62 $\rightarrow \text{zero}$

Doświadczenia stwierdzają, iż słup obciążony osiowo, o stosunku wymiarów poprzecznych do długości, redukujących w dostatecznym stopniu możliwość wyboczenia, ulega zniszczeniu dzięki przekroczeniu naprężeń ścinających. Największe naprężenia ścinające w płaszczyznach nachylonych pod kątem 45° do osi słupa podaje wzór

$$T_{max} = \frac{\sigma_b - p}{2} \quad (10)^1$$

¹⁾ Na granicy wytrzymałości materiału słupa wzór ten nie będzie ścisły; używamy go do porównań, o których mowa dalej.

Porównamy dwa słupy. Jeden uzbrojony prętami tylko podłużnymi, a drugi wyłącznie uzwojony; w obu wypadkach niech ilość użytej stali na uzbrojenie będzie jednakowa. Przyjmujemy dla przykładu stopień uzbrojenia wynoszący 2,8%. W słupie o uzbrojeniu podłużnym naprężenia w beto-

nie wyniosą $\frac{\sigma_b}{1,042} = 0,96 \sigma_b$, przyczem σ_b oznacza

naprężenia w słupie nieuzbrojonym. Największe naprężenia ścinające według wzoru (10), przyjmując

$$p = 0, \text{ będą: } T_1 = \frac{0,96}{2} \sigma_b = 0,48 \sigma_b$$

W słupie uzwojonym przy $(F_u) = 2,8\%$ średnie ciśnienie uzwojenia na beton wynosi według tabeli 1: $p = 0,096 \sigma_b$, a naprężenia ścinające według

$$\text{wzoru (10)} \quad T_2 = \frac{\sigma_b - 0,096 \sigma_b}{2} = 0,452 \sigma_b$$

Porównanie T_1 i T_2 prowadzi do wniosku, iż uzwojenie skuteczniej wpływa na zmniejszenie naprężeń ściskających niż uzbrojenie podłużne. Stosunek T_1 i T_2 wyjaśnia, iż przewaga skuteczności uzwojenia nad uzbrojeniem podłużnym jest nieznaczna, a w wyżej podanym przykładzie wynosi $0,48 : 0,452 = 1,06$, czyli zaledwie kilka procent. Zważywszy skurcz betonu, który wywołuje naprężenia ściskające w uzwojeniu, przyjdziemy do wniosku, iż wpływ uzwojenia na nośność słupa²⁾ jest mniejszy niż obliczono wyżej.

W świetle wyżej podanych rozważań skuteczność uzwojenia w stosunku do uzbrojenia podłużnego jest znacznie przesadzona we wzorach dla słupów uzwojonych. Wzory te przypisują uzwojeniu skuteczność dwa razy większą niż uzbrojeniu podłużnemu. Uzwojone słupy kwadratowe z teoretycznego punktu widzenia nie wytrzymują krytyki. Ze stanowiska konstruktora, porównanie słupów uzbrojonych podłużnie i uzwojonych, nasuwa następujące uwagi: słup uzwojony nadaje się wyłącznie do obciążeń osiowych, czyli nie może być połączony sztywno z elementami, na których stoi i które niesie. Okazja racjonalnego zastosowania słupów uzwojonych, posiadających przeguby z obu końców, jest nadzwyczaj rzadka.

Przy tym samym przekroju betonu sztywność słupa uzwojonego nigdy nie osiągnie tej wielkości, jaką może uzyskać przy słupie o uzbrojeniu podłużnym. Betonowanie słupów uzwojonych jest utrudnione; betonowanie z boku jest praktycznie nie do wykonania, betonowanie od wierzchu słupa wogóle nie jest wskazane.

W n i o s e k: stopień bezpieczeństwa przy użyciu słupów o uzbrojeniu podłużnym jest większy niż przy słupach uzwojonych. Słupy kwadratowe nie powinny być obliczane jako uzwojone.

²⁾ Skuteczność uzwojenia możnaby podnieść przez obmyślenie sposobu nakładania uzwojenia na gorąco.

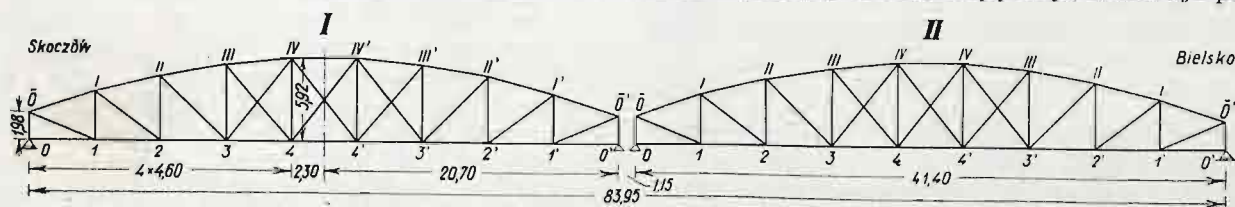
WZMOCNIENIE MOSTU STALOWEGO NAD WISŁĄ W SKOCZOWIE PRZY POMOCY SPAWANIA

Inż. dr. Stefan Kaufman, Katowice

Stale wzrastające obciążenie pojazdów, kursujących na drogach, skłoniły organa techniczne Śląskiego Urzędu Wojewódzkiego do zbadania nośności starych mostów stalowych, co do których zachodziła uzasadniona obawa, że nie odpowiadają one przepisanyemu dziś normom obciążeń. Między innymi poddano badaniom most stalowy nad Wisłą w Skoczowie, gdzie stwierdzono, że naprężenia obliczone dla norm I klasy przekraczały wartości dopuszczalne w niektórych elementach nawet o 70%. Z tego powodu dokonano w ub. roku (1935) wzmocnienia tego mostu. Sposób wzmocnienia podajemy poniżej.

I. Opis mostu (według stanu dawnego)

Most nad Wisłą w Skoczowie, w ciągu drogi państwowej Bielsko — Cieszyn, odcinka magistrali Warszawa — Kraków — Praga — Wiedeń, wybudowany został w roku 1888. Posiada on dwa przęsła o belkach głównych kratowych, wolnopodpartych, z żelaza zgrzewnego (spawalnego), rozpiętości teoretycznej po 41,40 m. Rozpiętość skrajnych podpór wynosi 83,95 m. Dźwigary główne posiadają kształt górnoparaboliczny niezbieżny, o kracie pojedynczej, z podwójnymi górnymi krzywulcami w trzech polach środkowych (rys. 1).



Rys. 1.

Konstrukcję mostową przęsła stanowi 10 poprzecznic oraz 9 x 7 podłużnic, wykształconych jako dźwigary pełnościenne nitowane, na których spoczywa pokład z zoresówek, spełniających rolę dolnego stężenia wiatrowego. Górna wiatrownica, kształtu kraty podwójnej, obejmuje trzy pola środkowe. Chodniki urządzone są zewnątrz na wspornikach.

II. Projekt wzmocnienia

Znane korzyści metody bezpośredniego wzmocnienia belek kratowych przy pomocy spawania sprawiły, że wybrany został ten system wzmocnienia. Do wzmocnienia użyto nowych kształtówek ze stali zlewnej A 36. Przy określeniu naprężeń dopuszczalnych spoin, kierowano się przepisami z roku 1932 dla konstrukcji stalowych w budownictwie, redukując odnośne wartości w sto-

sunku do zmniejszonego naprężenia dopuszczalnego w konstrukcji mostowej ($1000 + 4 L$); ponadto uwzględniono wpływ dynamiczny przez przyjęcie współczynnika $\varphi = 1,35$.

Podstawą projektu było założenie, że dźwigary główne zostaną wzmocnione w stanie odciążonym, czyli, że elementom wzmacniającym belek głównych przeznaczy się współdziałanie w dźwiganiu również ciężaru stałego mostu. Inaczej wypadłyby przekroje wzmacniające tak duże, że, pomijając trudności w rozmieszczeniu nowych elementów dookoła starego przekroju, powodowałyby koszty, przekraczające wielokrotnie koszt rusztowania odciążającego. Poprzecznice i podłużnice natomiast wzmocniono w stanie obciążonym ciężarem stałym.

Przy projektowaniu wzmocnienia kierowano się wytycznymi, opracowanymi przez pioniera konstrukcji spawanych prof. Bryłę¹⁾, oraz uwzględniono w najszerzej mierze wyniki przeprowadzonych w latach ostatnich doświadczeń nad wytrzymałością na znużenie połączeń spawanych²⁾. Wszystkie elementy wzmacniające spawano wyłącznie spoinami ciągłymi, mimo, że z punktu widzenia statycznego wystarczające byłyby w zupełności spoiny przerywane. Niekorzystny bowiem przebieg naprężeń własnych w miejscach przerw spoin, będących, jak wiadomo, stale punktem wyjścia pierwszych pęknięć, nakazuje przerw

tych unikać. Sposób ten ma jeszcze tę dodatnią stronę, że uszczelnia przestrzeń zamkniętą nowymi elementami, wskutek czego odpada konieczność wypełnienia jej zaprawą cementową. Wystarczy wówczas przed montażem powlec powierzchnie wewnętrzne lakiem rdzochronnym.

Spoiny ciągłe otrzymały przekroje zmienne, większe w węzłach, obliczone na przeniesienie różnic sił osiowych (5×5 , wzgl. 6×6), mniejsze (4×4) między węzłami. Połączenie elementów wykonano na styk bezpośredni (bez przykładek) spawką V, a zakończenie elementów wykształcono w ten

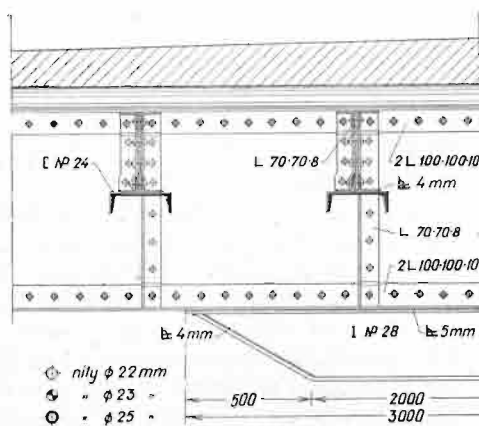
¹⁾ S. Bryła, „Wzmacnianie kratowych konstrukcji nitowanych przy pomocy spawania”. Księga Pamiątkowa ku czci Prof. Thulliego, Lwów 1932.

²⁾ V. D. I. „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen”, Berlin 1935.

sposób, by uzyskać łagodne przejście do starej konstrukcji.

W projekcie unikano spoin poprzecznych do kierunku działania sił, oddziaływujących, jak wiadomo, w wysokim stopniu niekorzystnie na wytrzymałość dynamiczną wzmocnionego elementu.

Wzmocnieniu podlegały niemal wszystkie pre-



Rys. 2.

ty belek kratowych, a więc cały pas górny, pas dolny, z wyjątkiem prętów przyporowych (zerowych), wszystkie krzyżulce, oraz część słupów; ponadto elementy konstrukcyjne pokładu, jak podłużnice i poprzecznice. Wzmocniono tylko przekroje; połączenia nitowane wzmocnienia nie wymagały. Bardziej charakterystyczne szczegóły wzmocnienia podajemy poniżej:

1. Poprzecznicze i podłużnicze

Sposób wzmocnienia podłużnie i poprzecznie przedstawiono na rys. 2. W grę wchodziło tylko dolne jednostronne wzmocnienie, pracujące na obciążenie ruchome, gdyż nie można było dopuścić do rozbierania nawierzchni. Same nakładki z blachy płaskiej byłyby niewystarczające.

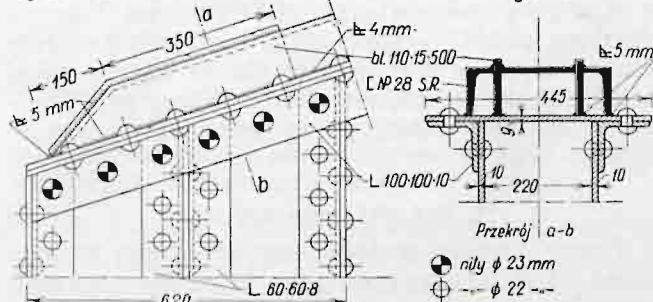
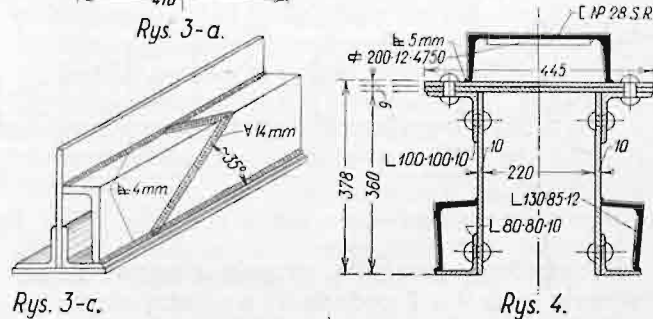
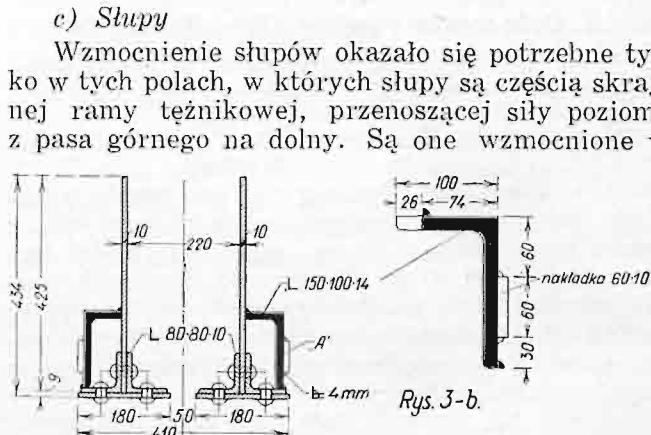
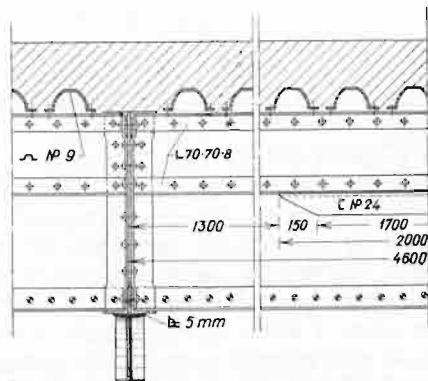
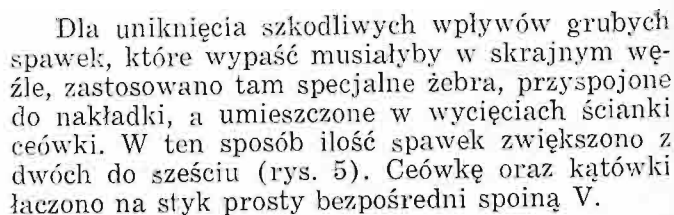
2. Belki główne kratowe

a) *Pas dolny*

Szczegół wzmocnienia przedstawiono na rys. 3b. Przez użycie kątowniki jako elementu wzmacniającego, przyspójonego do kątowników pasa dolnego, okazały się wprowadzić nieuniknione wycięcia w poprzecznicach i wspornikach chodnikowych, nie przedstawiało to jednak zbyt trudności, gdyż dało się łatwo wykonać palnikiem tlenowo-acetylenowym. Podkreślić jednak należy tę dodatnią stronę tego sposobu wzmocnienia, że nie przesuwają one prawie wcale środka ciężkości istniejącego przekroju oraz że spawki dadzą się wykonać w sposób prosty i pewny. Połączenie na ukośny styk bezpośredni przedstawia rys. 3c.

b) *Paș górnuy*

Wzmocnienie pasa górnego ilustruje rys. 4. Pas górny został wzmocniony parą katówek, przyspójonych do dolnych katówek profilu oraz ceówką, która mieści się wraz z spoinami pomiędzy rzędami pionowych nitów. Zmianę przekroju dospawanego uzyskano przez dodatkowe przyspojenie do ceówki nakładki wewnętrznej.



Rys. 3.

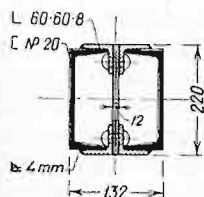
Rys. 4.

Rys. 5.

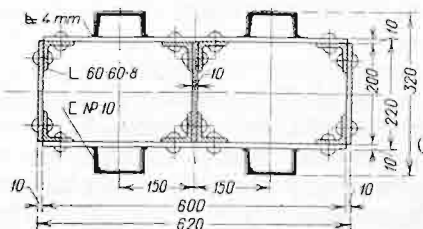
swjej dolnej części ceówką, wstawioną pomiędzy kątowniki słupa (rys. 6). Wzmocnienie słupa skrajnego przedstawiono na rys. 7.

d) Krzyżulce

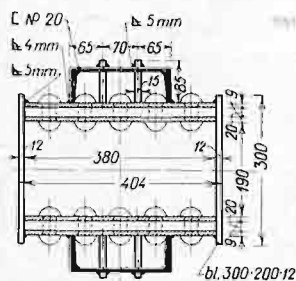
W polach skrajnych wzmocniono krzyżulce przez przyspojenie dwóch ceówek (rys. 8). Połączenie węzłowe wykształcono podobnie jak w paśmie głównym. W polach środkowych, gdzie krzyżulce były podwójne, zastosowano wzmocnienie przedstawione na rys. 9. Ten sposób wzmoc-



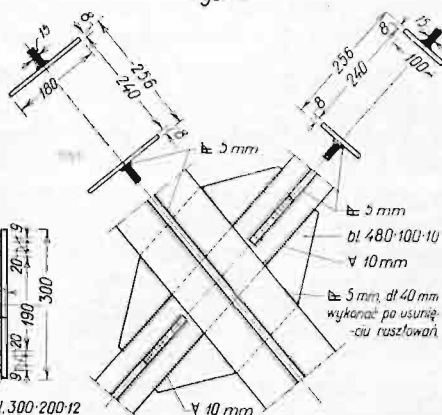
Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8.



Rys. 9.

Rys. 6.

Rys. 7.

Rys. 8.

Rys. 9.

nienia wynikał z chęci łagodnego przeprowadzenia siły w przerwanym, wskutek przenikania, elemencie wzmocniającym. Uzyskano to przez przyspojenie na styk do płaskowników czterech blach. Blachy te celowo nie przyspojono do drugiej przekątnej dla uniknięcia spoin, biegnących w poprzek kierunku siły ciągnącej, niekorzystnie oddziałujących na wytrzymałość dynamiczną starych elementów. Uwidocznione na rysunku krótkie spoiny boczne wykonano po wzmocnieniu konstrukcji; mają one zadanie głównie uszczelniające.

III. Wykonanie na budowie

Jak już wyżej wspomniano wykonanie wzmocnienia odbywało się na konstrukcji odciążonej rusztowaniem. Jedynie podłużnice i poprzecznicę wzmocniono bez uprzedniego odciążenia. Przed wykonaniem rusztowania poddano szczególnie starannemu badaniu te wszystkie części konstrukcji, jak blachy węzłowe i nity, które po wykonaniu wzmocnienia miały stać się niedostępne, przyczem stwierdzono ich stan zadawalający. Konstrukcję podniesiono przy pomocy lewarów blisko łożysk na poprzecznicach skrajnych, specjalnie w tym celu wzmocnionych. Pod każdym z węzłów umieszczono następnie podkładki z blach i klinów dębowych, zaniwelowanych według odwrotnej teoretycznej strzałki ugięcia z ciężaru stałego mostu.

Roboty wykonywano w każdym przęśle oddzielnie; rozpoczęto je w przęśle od strony Skoczowa. W czasie prac most był otwarty dla ruchu,

wskutek czego rusztowanie odciażające dźwigać musiało nie tylko ciężar stały, lecz również obciążenie ruchome (8 tonn). Równoległe z budową rusztowania, przystąpiono do urządzenia placu budowy; zainstalowano 5 transformatorów i oczyszczono dokładnie starą konstrukcję z farby i minji w miejscach przyszłych spoin.

Prace wzmocniające rozpoczęto od konstrukcji poprzecznej mostu. Zastosowane tam bowiem elementy wzmocniające, w zupełności przygotowane w warsztacie, nie wymagały do należytego przymocowania, żadnej dodatkowej obróbki (fig. 10).



Fig. 10. Wzmocnienie poprzecznic i podłużnic.

W belkach głównych wzmocniano kolejno pas górny, następnie słupy i krzyżulce (fig. 11), w końcu pas dolny. Montaż elementów wzmocniających

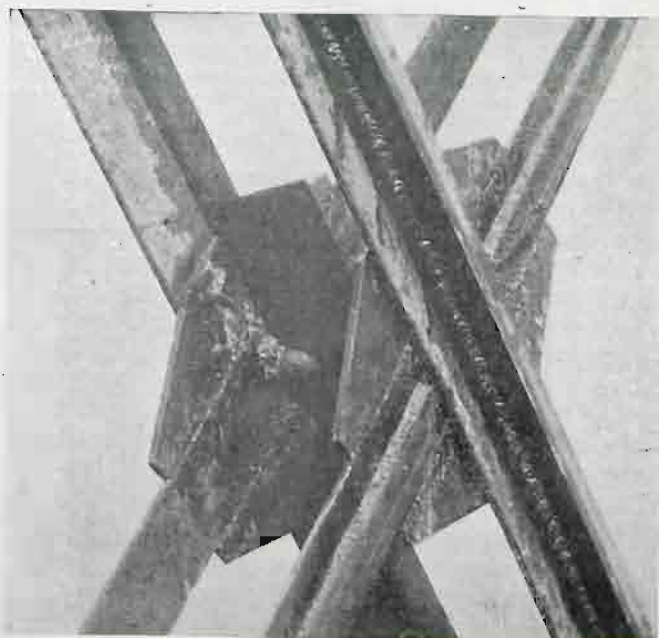


Fig. 11. Wzmocnienie krzyżulców środkowych.

nie nastęczał naogół żadnych trudności. Wygięcia kształtówek w węzłach pasa górnego wykonano przez uprzednie ich nagrzanie palnikiem tlenowo-acetylenowym, uzyskując w ten sposób łatwe i dokładne przyleganie do starej konstrukcji.



Fig. 12. Widok przęsła wzmocnionego.

W trakcie wykonania wzmocnienia słupów wystąpiły w kątówkach starych od strony jezdni pęknięcia podłużne. Pęknięcia te ukazały się w dolnych partjach, w miejscu gdzie zaczyna się zaokrąglenie kąta wewnętrznego kątówek. Przyczyny tego zjawiska nie da się z całą pewnością ustalić. Prof. Bryła, uproszony do wydania opinii o tem, określił

dano wytrzymałość spoiwa ręcznym przyrządem Brinella. Średnia wartość wytrzymałości wynosiła około 40 kg/mm².

IV. Obciążenie próbne; pomiary ugięć i naprężeń

W celu przekonania się o efekcie wzmocnienia, oraz o stopniu współdziałania elementów wzmacniających ze starą konstrukcją, przeprowadzono szereg pomiarów ugięć i naprężeń. Dzięki temu, że wzmocnienie wykonywano przy konstrukcji odciążonej, mieliśmy możliwość zbadania wpływu nietylko obciążenia ruchomego, ale również ciężaru stałego mostu. Ponieważ ruch na moście musiał być utrzymany w ciągłości, a przerwy ruchu można było zarządzić jedynie na bardzo krótkie okresy, użyć można było do obciążenia tylko walców.

1. Pomiary ugięć

Ugięcie mierzono w węźle środkowym pasa dolnego zegarami Michaelis'a. Wynik pomiarów oraz wartości rachunkowych zestawiono w poniższej tabeli 1. Z tabeli czytamy, że wartości ugięć rzeczywistych, tak przed, jak i po wzmocnieniu, wynoszą wszędzie, z minimalnem tylko odchyleniem, 75% wartości teoretycznych. Różnica ta odpowiada dotychczasowym doświadczeniom i tłumaczy się nieuwzględnieniem w rachunku wpływu sztywności węzłów.

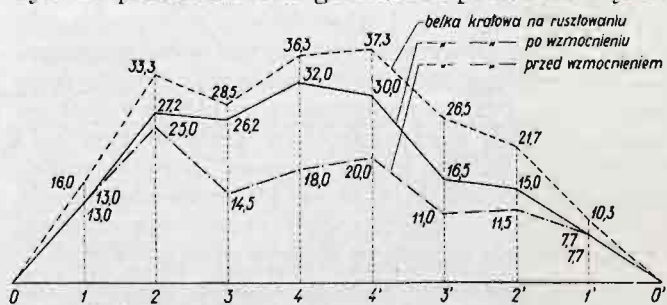
Tabela 1
Wynik pomiarów ugięć

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Przęsło	Dźwigar główny	Ugięcie węzła pasa dolnego Nr. 4										
		przed wzmocnieniem				po wzmocnieniu						
		przy obciążeniu								$\frac{\delta_l^w}{\delta_l}$	$\frac{\delta_p^w}{\delta_p}$	
		jednym walcem 14-tonnowym						2 walcami 14-tonnowymi				
		teoret. δ_l mm	pomierz. δ_p mm	$\frac{\delta_p}{\delta_l}$	teoret. δ_l^w mm	pomierz. δ_p^w mm	$\frac{\delta_p^w}{\delta_l^w}$	teoret. δ_l^{2w} mm	pomierz. δ_p^{2w} mm	$\frac{\delta_p^{2w}}{\delta_l^{2w}}$		
		—	—	—	2,86	2,15	0,75	4,25	3,20	0,75	—	—
II (Bielsko,	„	3,83	2,90	0,76	2,86	2,15	0,75	4,25	3,20	0,75	0,75	0,74

przyczynę pęknięć przede wszystkim predyspozycją, powstałą tak wskutek naprężeń walcowniczych, jak wskutek zmęczenia materiału pracującego przez blisko 50 lat. Uderzenia młotami przy wstawianiu wzmacniających ceówek mogły być tylko przyczyną bezpośrednią; nie powinny one być spowodować pęknięć, gdyby nie istniały sprzyjające ku temu warunki. Wykonano dodatkowo zalecone przez prof. Bryłę wzmocnienie tych słupów przez dospojenie płaskowników na uszkodzonych kątówkach. W drugim przęśle, gdzie pracowano ze szczególną ostrożnością, pęknięcia te nie wystąpiły.

Wykonanie spoin odbywało się pod stałym nadzorem organów kierownictwa budowy, to też badanie ich przy odbiorze ograniczało się naogół do kontroli wyglądu zewnętrznego. W miejscach wątpliwych badano wnętrze spoiny przez nawiercenie jej przenośną wiertarką elektryczną. Ponadto ba-

Ponadto wartości w tabeli uwypuklają nam efekt wzmocnienia. Z porównania odnośnych wartości (poz. 4 i 7) widzimy, że rzeczywista redukcja ugięcia wynosząca około 25%, zgodna jest z wartością, spodziewaną na podstawie obliczenia (poz. 12 i 13). Ugięć trwałych nie zaobserwowano. Na rys. 13 przedstawiono graficznie położenie węzłów



Rys. 13. Położenie węzłów pasa dolnego belki kratowej w odniesieniu do węzłów podporowych.

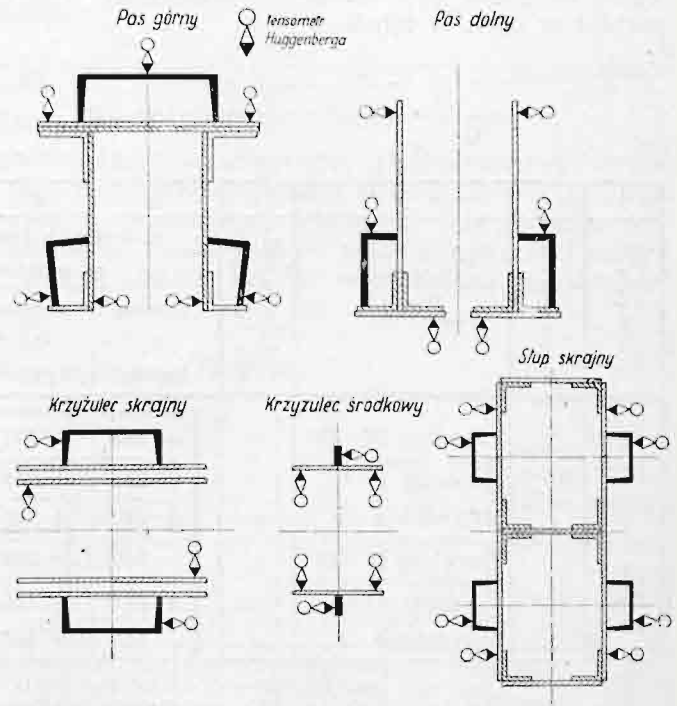
pasa dolnego w odniesieniu do węzłów podporowych konstrukcji a) niewzmocnionej, b) na rusztowaniu, c) wzmocnionej. Rysunek ten uwiarydla efekt wzmocnienia dla ciężaru stałego. Odnośne pomiary uzyskano drogą niwelacji.

2. P o m i a r n a p r ę ż e ń

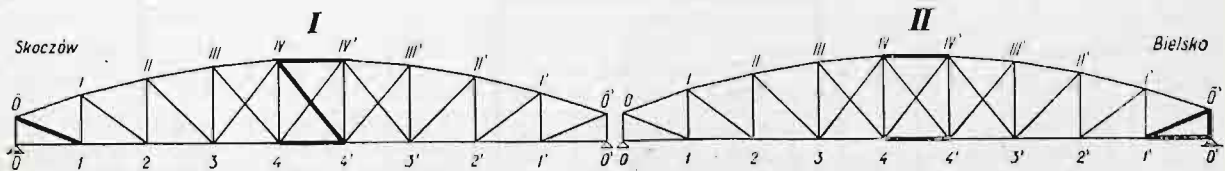
Do pomiaru naprężeń użyto tensometrów Huggenbergera. Plość aparatów, jaką rozporządzaliśmy wynosiła 14 sztuk, z czego 12 otrzymaliśmy z Ministerstwa Komunikacji, pozostałe 2 oddała do dyspozycji firma, wykonywająca roboty. Ponadto przeprowadzono pomiary dynamiczne aparatem Geigera, używanym przez Katedrę Budowy Mostów Politechniki Lwowskiej. Badaniom poddano zasadniczo trzy pręty jednego dźwigara kratowego w obu przęsłach, a mianowicie: środkowe pręty pasa górnego i dolnego oraz skrajną przekątnię. Ponieważ dla ciężaru stałego musiano badać wszystkie pręty równocześnie, przypadało na jeden pręt tylko 4 — 5 tensometrów; umieszczono je w jednym przekroju środkowym na elementach starych i nowych.

Dla obciążenia ruchomego badano dodatkowo każdy z tych prętów oddzielnie, ponadto poddano badaniom w przęśle skoczowskim przekątnię środkową, a w przęśle bielskim, gdzie badanie przeprowadzono w czasie późniejszym, rozszerzono zasięg badania na pręty przypodporowe z powodów, o których mowa będzie poniżej (badane pręty oznaczono na rys. 14 linjami grubymi). Tensometry rozmieszczono w ten sposób, by nietylko, jak dla ciężaru stałego, ustalić wartości oddzielnie dla

starej konstrukcji i oddzielnie dla elementów nowych, ale by ponadto przez wartości średnie z poszczególnych odczytów dążyć do eliminacji ewentualnych wpływów naprężeń podrzędnych. Umieszczono więc tensometry w dwu przekrojach pręta w pobliżu węzłów, symetrycznie względem osi przekroju (rys. 15 i fig. 16).



Rys. 15.



Rys. 14.

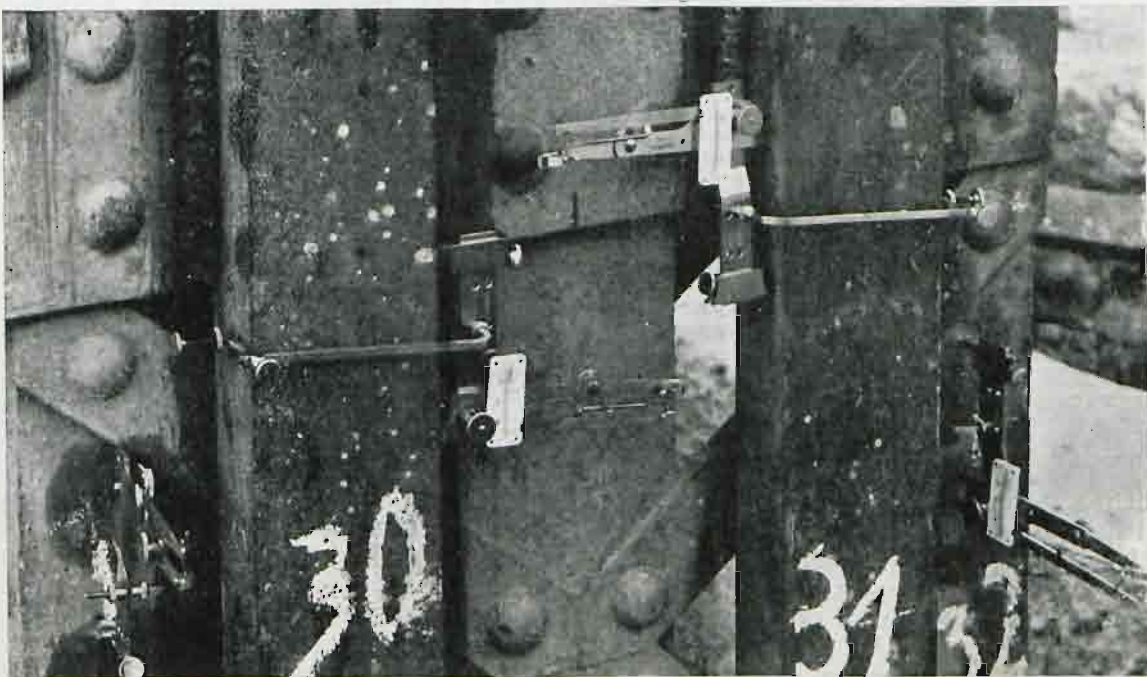


Fig. 16. Tensometry na słupie skrajnym.

Odczyty tensometrów notowano dla położenia walców nad każdym węzłem, otrzymując w ten sposób przebieg linii wpływowej naprężeń dla obciążenia walcem. Celem skontrolowania wyników pomiarów wykonywano każdy pomiar dwukrotnie, t. j. przy ruchu walców w kierunku Skoczowa oraz zpowrotem w kierunku Bielska, wobec czego przypadło na jeden pręt około 300 odczytów. Wynik pomiarów ujęto w tabeli 2.

miarów, wszędzie mniejsze są od wartości teoretycznych. Szczególnie jaskrawo występuje ta różnica przy obciążeniu stałym. Tłumaczy się ona tem, że, posługując się tylko jednym lewarem (inne zawiodły), nie można było opuścić konstrukcji jednocześnie na wszystkie łożyska; powodowało to silne drgania mostu, a w następstwie niepewność odczytu. Różnica ta, stosunkowo znaczna w pasie dolnym również dla obciążenia ruchomego, będzie

Tabela II
Wynik pomiarów naprężeń
a) z obciążenia stałego

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Przęsło	Belka główna	P r e t	Położenie walców Nr. węzła	naprężenia pomierzone			Siły w prętach		$\frac{S_p}{S_l}$	U w a g i
				w przekroju			z pomiaru $\sigma_c F^*)$ S_p t	z obliczenia S_l t		
				starym σ_s kg/cm ²	nowym σ_n kg/cm ²	w całkowit. σ_c kg/cm ²				
I (Sko- czów)	od dołu rzeki	Pas górny IV—IV'	—	— 152	— 171	— 161,5	— 52,4	— 98,0	0,54	*) F' = przekrój brutto przęsła wzmocnionego
		„ dolny 4—4'	—	+ 174	+ 218	+ 196,0	+ 50,0	+ 98,0	0,51	
		Krzyżulec 0—1	—	+ 215	+ 170	+ 192,5	+ 38,7	+ 74,5	0,52	
II (Biel- sko)	„	Pas górny IV—IV'	—	— 250	— 246	— 248,0	+ 80,5	— 98,0	0,82	
		„ dolny 4—4'	—	+ 210	+ 150	+ 180,0	+ 45,8	— 98,0	0,47	
		Krzyżulec 0—1	—	+ 175	+ 168	+ 171,5	+ 34,5	+ 74,5	0,47	

b) z obciążenia ruchomego (2 walce po 14 tonn)

I	O d o ł u r z e k i	Pas górny IV—IV'*)	3	— 44,6	— 38,2	— 41,4	— 15,1	— 18,5	0,82	*) Tensometry na nakładce stykowej $F_{br} = 364,84 \text{ cm}^2$
			4	— 53,2	— 55,0	— 54,1	— 19,7	— 24,2	0,82	
			4'	— 51,1	— 53,2	— 52,2	— 19,1	— 23,2	0,82	
			3'	— 40,6	— 41,4	— 41,0	— 15,0	— 17,3	0,87	
		Pas dolny 4—4'	3	+ 39,0	+ 40,0	+ 39,5	+ 10,0	+ 15,6	0,64	Walce ustawione w kierunku Bielska.
			4	+ 48,0	+ 39,5	+ 43,8	+ 11,1	+ 20,5	0,54	
			4'	+ 47,0	+ 42,5	+ 44,8	+ 11,4	+ 18,7	0,61	
			3'	+ 29,0	+ 35,9	+ 32,5	+ 8,3	+ 14,0	0,59	
		Krzyżulec 0'—1'	2'	+ 55,0	+ 58,0	+ 56,5	+ 11,4	+ 16,9	0,67	*) Tensometry przed nakładką stykową. $F_{br} = 324,84 \text{ cm}^2$
		Krzyżulec IV—4'	4'	+ 98,7	+ 98,5	+ 98,6	+ 3,1	+ 3,7	0,84	
II	„	Pas górny **) 1V—IV'	3'	— 48,5	— 51,3	— 49,9	— 16,2	— 18,5	0,88	Walce ustawione w kierunku Skoczowa.
			4'	— 64,0	— 59,3	— 61,7	— 20,5	— 24,2	0,85	
			4	— 58,1	— 59,7	— 58,9	— 19,1	— 23,2	0,82	
			3	— 49,0	— 48,0	— 48,5	— 15,8	— 17,3	0,91	
		Pas dolny 4—4'	3'	+ 32,0	+ 33,3	+ 32,7	+ 8,3	+ 15,6	0,53	
			4'	+ 46,0	+ 40,6	+ 43,3	+ 11,0	+ 20,5	0,54	
			4	+ 46,0	+ 40,0	+ 43,0	+ 11,0	+ 18,7	0,59	
			3	+ 34,0	+ 32,7	+ 33,4	+ 8,5	+ 14,0	0,61	
		Krzyżulec 0'—1'	2'	+ 58,2	+ 57,0	+ 57,6	+ 11,5	+ 16,9	0,68	
			3'	+ 46,5	+ 50,0	+ 48,3	+ 9,7	+ 13,2	0,73	
		Słup 0'—0'	2'	— 52,0	— 48,3	— 50,2	— 8,7	— 10,7	0,81	
			3'	— 48,8	— 46,6	— 47,7	— 8,3	— 9,1	0,91	
		Pas dolny 0—1	4	— 22,0	—	— 22,0	— 2,7	0	—	

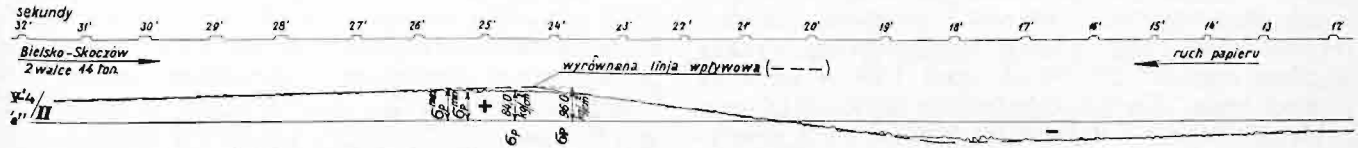
Z tabeli czytamy, że naprężenia w elementach starych i nowych nie odbiegają prawie wcale od siebie. Wysnuwamy stąd wniosek szczególnie doniosły, że w przenoszeniu obciążeń biorą w równej mierze udział: stara konstrukcja i elementy wzmocniające. Widzimy ponadto, że siły wewnętrzne w prętach, jakie uzyskaliśmy z po-

w rzeczywistości mniejsza. W rachunku bowiem nie uwzględniono wpływu tarcia łożysk ruchomych. Tarcie to, które jak wykazują najnowsze doświadczenia przeprowadzone w Niemczech na starych mostach³⁾ przybrać może dość znaczną

³⁾ Kayser i Kühl „Reibungswiderstände an den beweglichen Lagern von Eisenbahnbrücken“, Zeitschrift d. V. D. I. 1935.

wartość, a uwzględnienie tegoż w rachunku zbliży znacznie wartości teoretyczne do uzyskanych z pomiaru. Dla upewnienia się o słuszności naszych przypuszczeń, rozszerzono w przeszle bielskim zasięg pomiarów na pręty przypodporowe.

dolny) wartości uzyskanych z pomiaru. Uwzględniając powyższy wpływ naprężeń drugorzędnych, oraz wpływ tarcia na łożyskach, uzyskamy zadowalającą zgodność naprężeń pomierzonych z teoretycznymi.



Rys. 17. Fragment linii wpływowej krzyżulca IV — 4/II, nakreślonej przyrządem Geigera.

Istotnie w przecie 0—1, gdzie teoretyczna wartość siły (bez uwzględnienia tarcia) równa się zeru, stwierdzono ciśnienie wartości około 2,7 t, świadczące o wpływie tarcia w łożysku.

Dalszą różnicę wyjaśniają nam pomiary doko-

Pomiary tensometrami Huggenbergera wykazały pełne współdziałanie elementów wzmacniających w przenoszeniu obciążeń. Gdy ponadto wyświetlone zostały przy pomocy aparatu Geigera powody różnic między wartościami uzyskanymi

Tabela III
Wynik pomiaru naprężeń przyrządem Geigera

1	2	3	4	5	6	7						8		9		10		11		12	
Przęsło	Pręt	Obciążenie ilość walców 14 t	Kierunek jazdy	Prędkość przejazdu V km/godz.	ilość drgań n/sek	Największe naprężenia kg/cm ²						σ_p σ_t		σ_P σ_t		σ_p σ_t		Wahania najw. naprężeń σ_p max. σ_p min.		U w a g i	
						Średnie pomierzone σ_p		po wyrów. linji wpływ. σ_P		teoret. σ_t											
						+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-		+
II	Krzyżulec IV'—4	2	B-S*)	2,5	7	84,0	75,6	96,0	79,2	109,5	106,5	0,77	0,71	0,88	0,74	0,87	0,95	1,17	1,65	*) B-S Bielsko Skoczów S-B Skoczów-Bielsko (**) sp.-spokojny przebieg linji wpływowej	
		2	S-B	2,4	sp(**)	72,0	70,8	86,3	72,0	109,5	106,5	0,66	0,65	0,79	0,68	0,83	0,98	1,00	1,00		
		1	B-S	5,0	7	54,5	37,9	63,5	48,0	66,5	64,2	0,82	0,59	0,96	0,75	0,85	0,79	1,25	1,05		
		1	S-B	6,0	7	48,5	32,1	60,0	42,8	66,5	64,2	0,73	0,48	0,91	0,67	0,81	0,75	1,05	1,10		
	Krzyżulec I'—2'	1	B-S	5,2	7	42,6	7,1	48,5	11,8	54,4	26,8	0,78	0,27	0,89	0,44	0,88	0,60	1,15	1,00		
		1	B-S	7,1	6	26,4	—	26,4	—	44,0	—	0,60	—	0,60	—	1,00	—	+34 9 — 9,6	—		
	Pas dolny 4—4'	1	B-S	3 1	sp	20,4	—	29,4	—	34 3	—	0,59	—	0,86	—	0,70	—	1,00	1,00		
	Pas dolny 0'—1'	2	B-S	2,9	sp	—	14,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,00		

nane aparatem Geigera. Przyrząd ten kreśli wprost linję wpływową dla danego obciążenia ruchomego. Kształt tej linji (rys. 17) wykazuje, wyraźne złagodzenie wartości szczytowych linji te-

z pomiarów, a wartościami teoretycznymi, należy uważać wynik ogólny pomiarów za zadowalający. Ponadto uzyskano cenne wskazówki do przeprowadzenia w przyszłości podobnych zadań.



Fig. 18. Widok ogólny mostu wzmocnionego.

oretycznej. Należało się zresztą tego spodziewać, z uwagi na wpływ sztywności węzłów. Obniżka ta wynosi, jak to wynika z poniższej tabeli III, średnio około 15%, a dochodzi nawet do 30% (pas

V. Uwagi końcowe

Ilość użytej stali do wzmocnienia obu przęseł wynosi okr. 40 tonn. Spawek wykonano 5000 m.

Do sprawiania użyto elektrod otulonych „Jotem”. Ilość ich wynosiła około 1000 sztuk na 1 tonnę wzmocnienia, przy zużyciu prądu 120 KW. Rozporządzano prądem zmiennym, trójfazowym, o napięciu 380 V, zredukowanemu na 200 V. Natężenie prądu wynosiło 130 A do 200 A, zależnie od grubości stosowanych elektrod i położenia spoiny. Ogólny koszt robót wraz z rusztowaniem i malowaniem wyniósł 70.000 zł, czyli 1,75 zł za 1 kg wzmocnienia. Zastęp robotników wykwalifikowanych składał się z 9 ludzi, w tym czterech spawaczy; ponadto zatrudnionych było średnio 38 robotników niekwalifikowanych, rekrutujących się z miejscowej ludności. Kierownikiem robót z ramienia Urzędu Wojewódzkiego był inż. E. Polak, który w biurze konstrukcyjnym Wydziału Komu-

nikacyjno-Budowlanego opracował projekt wzmocnienia i któremu również poruczono przeprowadzenie badań wytrzymałościowych pod zwierzchnim nadzorem autora. Roboty wykonały w sposób fachowy „Zakłady Ostrowieckie”.

Wzmocnienie mostu ukończono w listopadzie 1935 r. po 2½ miesięcznym okresie budowy. Dzięki wzmocnieniu została nośność mostu wydatnie podwyższona, osiągając przepisaną normę kl. I-szej. Efekt dodatni wzmocnienia potwierdziły wyniki przeprowadzonych pomiarów ugięć i naprężeń. Można zatem słusznie oczekiwać, że jeszcze przez dziesiątki lat most ten sprosta w zupełności wymaganiom ruchu drogowego na tej, tak ważnej, arterji komunikacyjnej.