

## PALE ŻELAZOBETONOWE JAKO PODPORY MAŁYCH MOSTÓW

Inż. dr. Zbigniew Wasinowski, Warszawa

Mosty o podporach utworzonych z pali żelazobetonowych nie są bynajmniej nowością. Budowano je jeszcze przed wielką wojną. Fig. 1 poka-

zuje most pod Aleksandrówką, zbudowany w Rosji w 1909 r. Most ten wykonany przez francuskie przedsiębior-

stwo „Soc. Hennebique” wyróżnia się lekkością izbic, niewątpliwie zbyt słabych. Na szerszą skalę zaczęto budować podpory mostów z pali żelazobetonowych po wojnie. W r. 1927 zbudowano w Stanach Zjednoczonych most przez jezioro

Pontchartrain pod Nowym Orleanem (rys. 2) o długości  $7\frac{1}{2}$  km. Dużą ilość małych mostów drogowych o podporach z pali żelazobetonowych zbudowano we Włoszech na nizinie Lombardzkiej.

Przedsiębiorstwo G. Pasquali wykonało do 1929 roku 106 takich mostów. Fotografje 3, 4 i 5, wskazują, że pale tych mostów są ujęte oczepem na poziomie niskiej wody, a następnie przedłużone nad oczep w postaci słupów, aż do spodu dźwigarów. W naszym klimacie takie podpory z nieokrytych pali, łatwo mogłyby ulec zniszczeniu.

Część nadziemna konstrukcji mostów o podporach z pali żelazobetonowych jest bardzo zbliżona bądź do

konstrukcji mostów o belkach ciągłych lub jedno-przęsłowych, bądź do konstrukcji mostów ramowych o wiotkich stójkach, nie przejmujących nie-

mal żadnych momentów gnących z przęseł, ze względu na znikomą wartość stosunku sztywności pali do sztywności przęseł. Jasne jest jednak,

że na palach można też ustawiać mosty ramowe o stójkach, czy też o ścianach, w y r a ż n i e współdziałających w przejmowaniu m o m e n t ó w

gnących przęseł. Różnice między temi dwoma rodzajami mostów ramowych są dobrze znane i przemawiają zawsze na korzyść mostów o wiotkich podporach, o ile tylko nie zachodzi konieczność

zmniejszenia wysokości ustrojowej przęseł, przez przeniesienie części momentów przęsłowych na podpory.

We Włoszech, opierano zazwyczaj przęsla mostów na palach żelazobetonowych, za pośred-

nictwem łożysk z blach stalowych, przyczem często stosowano belki wolnopodparte. Ten sposób budowy nie pozwala na wykorzystanie dwóch zalet podpór z pali żelazobetonowych, a mianowicie: niepoddawania się naciskom pionowym i łatwego ulegania wierzchołków pali działaniu sił p o z i o m y c h. Dzięki t y m zaletom można opierać na palach żelazobetonowych belki ciągle,

podlegające działaniu mniejszych momentów gnących, od przęseł rozciętych, oraz łączyć te przęsla bezpośrednio z podporami, odrzucając łożyska. Otrzymana konstrukcja jest prostsza, trwalsza i tańsza.

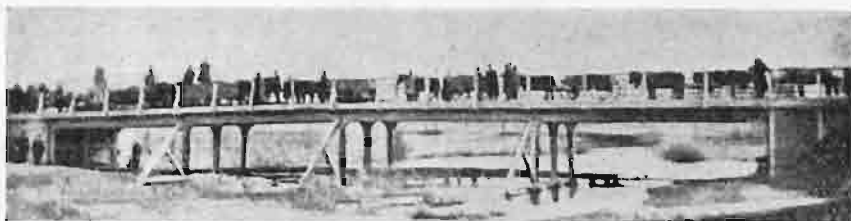
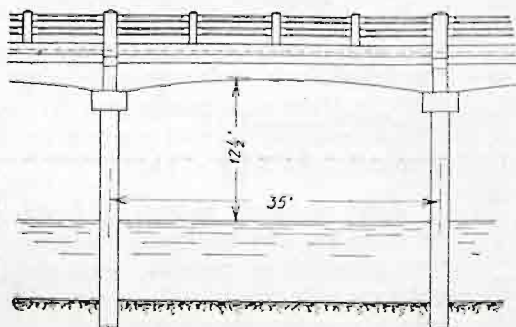


Fig. 1. Most pod Aleksandrówką, zbudowany w 1909 r.



Rys. 2. Przęsło mostu przez jezioro Pontchartrain pod Nowym Orleanem.

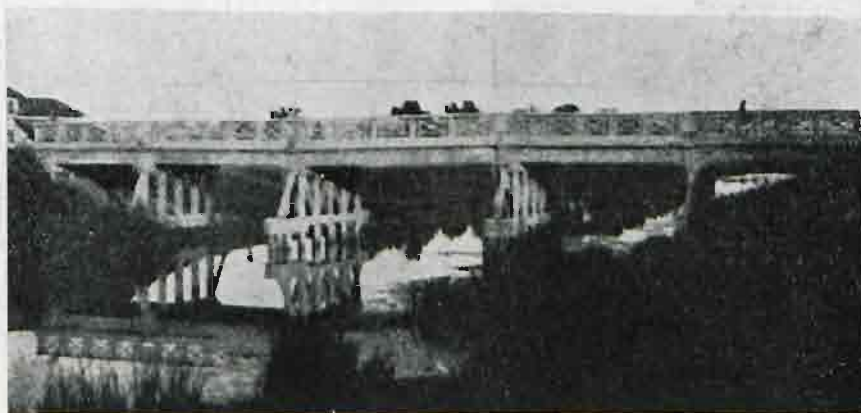
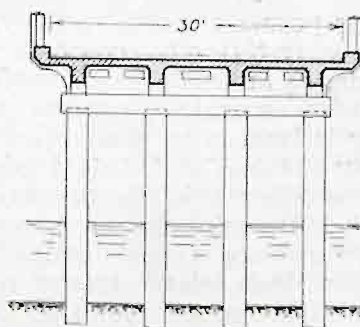


Fig. 3. Most przez kanał Grassaga pod Wenecją.



## A. Opis systemu mostów budowanych w Polsce na podporach z pali żelazobetonowych

### a. Z betonowanie pali podpor z belkami przęsł

W mostach o podporach z pali żelazobetonowych, zbudowanych w Polsce, łączono pale z przęsłami w jeden monolit. Możliwość takiego połącze-

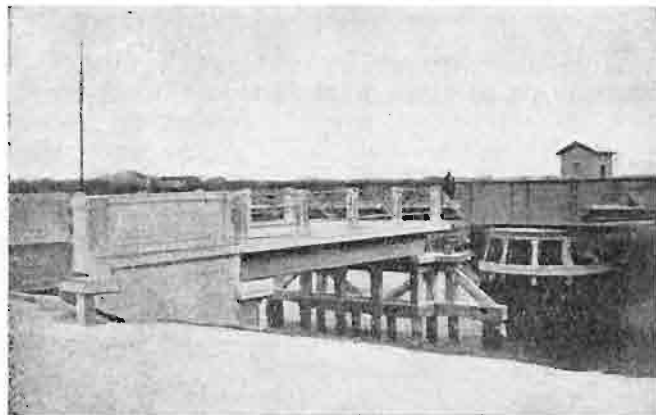


Fig. 5. Most obrotowy przez kanał Bianco pod Wenecją.

nia uzasadniają obliczenia odkształceń pali, wykazując, że pale żelbetowe mogą zastępować przeguby i łożyska ruchome pod belkami na nich opartymi. Bezpośrednie zbetonowanie pali z przęsłami stwarza więc tylko pozornie ustroj ramowy, gdyż w rzeczywistości wszystkie siły, powstałe wskutek tego połączenia, są tak małe, że nie zmieniają rozkładu naprężeń w ustroju niosącym mostu. Jasne jest, że siły te będą tylko wtedy niewielkie, gdy długość mostu nie jest zbyt duża i gdy pale nie są zbyt sztywne. Wszystkie siły powstające w palach wskutek zbetonowania ich z przęsłami dają się łatwo obliczyć zapomocą wzorów, zestawionych na końcu tego opisu. Pale żelazobetonowe nie wymagają naogół dodatkowego uzbrojenia na siły wywołane zmianami długości przęsła, a to dlatego,

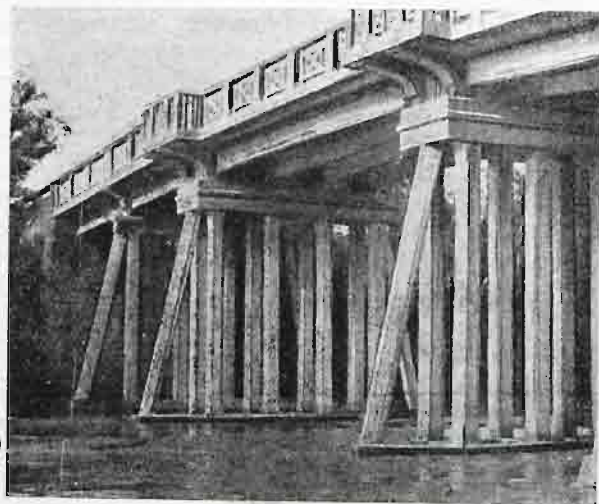


Fig. 4. Most przez Livenzję.

że naprężenia, wywołane w przekrojach pala przez obciążenie pionowe, ograniczone jego nośnością, są zwykle mniejsze od naprężeń granicznych, dozwolonych przez przepisy. Jeżeli więc po-

most nie jest zbyt długi, a pale nie są zbyt sztywne, to ilość pali, potrzebna ze względu na ich nośność może być też wystarczająca ze względu na wytrzymałość tworzywa. W normalnych warunkach w mostach długości do 30 m można łączyć pale bezprzegubowo z przęsłami, przez wbetonowanie ich w belki przęsła, o ile grubość pala nie przekracza 30 cm. Przytem jeśli długość mostu nie

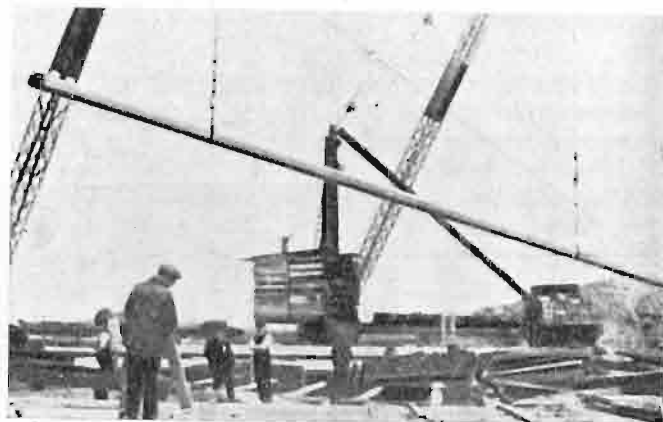


Fig. 6. Ośmiokątny pal żelazobetonowy o długości 26 mtr.

jest większa od 20 m, to ilość pali, potrzebnych ze względu na nośność, wystarcza też ze względu na wytrzymałość przekrojów.

Jeśli podpory mostu wystają nad podłoże, to bezprzegubowe połączenie pali z ustrojem niosącym jest możliwe nawet przy znacznie większych rozpiętościach, gdyż momenty gnące pali, a także reakcje stawiane poziomym przesunięciom wierzchołka, maleją szybko wraz z wysokością wystającego odcinka (fig. 11).

Jeśli podpory mostu są niskie, a długość przęsła duża to, aby uniknąć wielkich wartości momentów gnących w palach, wskazane jest bądź przegubowe połączenie pali z ustrojem niosącym, bądź zmniejszenie sztywności pali. Ustawianie między



Fig. 7. Most przez Tarczynkę w Tarczynie.

palami i przęsłami łożysk z płyt żelaznych jest niecelowe, gdyż tarcie, występujące między płytami, jest zwykle większe od poziomej reakcji pali. Odkształcenia termiczne przęsła wywołują mniejsze



momenty gnące i mniejsze naprężenia w palach o przekroju kołowym lub wielobocznym, niż w palach o przekroju kwadratowym, lub prostokątnym.

Im podłoże stawia większy opór poziomemu odkształceniu pala, tem większe siły działają na jego wierzchołek i tem prędzej siły te zanikają w podłożu. Obliczenie wartości sił działających na wierzchołek pala i wywołanych wygięciem, lub poziomym przesunięciem tego wierzchołka, jest ogromnie uproszczone przez możliwość wyrażenia tych sił z dostateczną dokładnością, niezależnie od głębokości wbicia pala, o ile tylko głębokość ta jest większa od kilku metrów.

#### b. Przyczółki

Zbetonowanie pali skrajnych podpór z urządzeniem niosącym mostu, sprowadza przyczółki do ścian, stanowiących jednocześnie oczepy pali, oraz skrajne poprzecznice, silnie stężające pomost (rys. 8, 10, 12, 13 i 14).

Ściany przyczółków można podzielić na dwa rodzaje:

1) gdy ściana przyczółka jest niska, zatem ulega tylko niewielkiemu parciu zasympki, schodzącej pochyłą skarpą do dna koryta i nadającej korytu pod mostem przekrój trapezowy (rys. 8);

2) gdy ściana przyczółka jest dość wysoka, aby mogła podtrzymać nasyp dojazdu na całej wysokości; w tym przypadku koryto pod mostem ma przekrój prostokątny (rys. 10).

Ściana przyczółka już przy trzech metrach wysokości podlega dość dużemu parciu ziemi, sumującemu się podczas wydłużeń termicznych mostu, ze sprężystym odporem zasympki. Wielkość tego oporu przy za-

sypce piaszczystej wynosi około 1000 kg na m<sup>2</sup> pola ściany i na każdy mm jej poziomego przesunięcia (patrz „Die Bautechnik” 1932 r. str. 391). Dlatego też nie należy budować zbyt wysokich ścian

przyczółków, wypuszczając raczej skarpy zasympki pod most (rys. 7, 13, fig. 15 i 16).

W obu przypadkach ściany przyczółków mają skrzydła obejmujące zasympkę. Są to bądź skrzydła wysunięte ze skrajnych podłużnic wzdłuż mostu (rys. 13), bądź też wysunięte ze ścian przyczółków w poprzek mostu (rys. 12).

Jeżeli różnica poziomu drogi i poziomu dna wynosi kilka metrów to, aby uniknąć zbyt wielkich skrzydeł przyczółków, wskazane jest utworzenie oddzielnych przesł nad skarpami nasypów lub nad brzegami koryta (rys. 13, fig. 15 i 16).

#### c) Filary

Odcinki pali podpór pośrednich (filarów), wystające nad poziom największego rozmycia dna, ujmowano zawsze w otoki żelazobetonowe, zabezpieczające pale od uszkodzeń, czy to mechanicznych, czy też chemicznych. Zniszczony beton otoki można skuć, nie osłabiając konstrukcji mostu, poczem

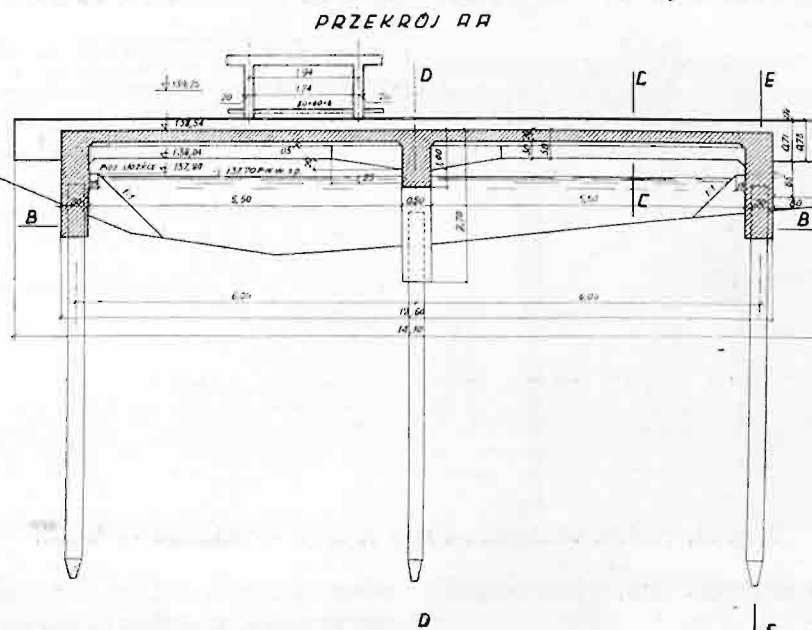
zastąpić nowym.

#### d) Pale żelazobetonowe

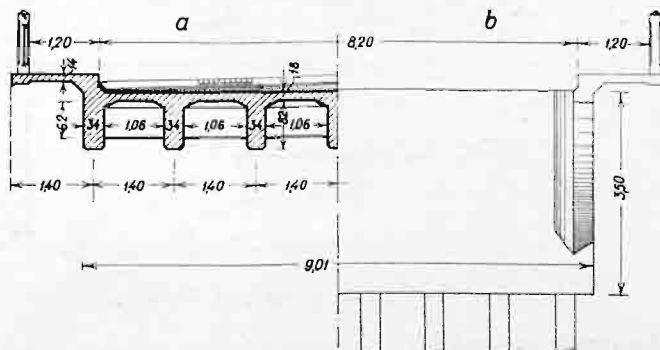
Do budowy opisanych mostów stosowano dwa rodzaje pali: 1)

1) pale betonowane w ziemi, w blaszanych powłokach, wbijanych na trzpieniu drewnianym i 2) pale betonowane na ziemi, przed wbiciem, w poziomych deskowaniach (fig. 6).

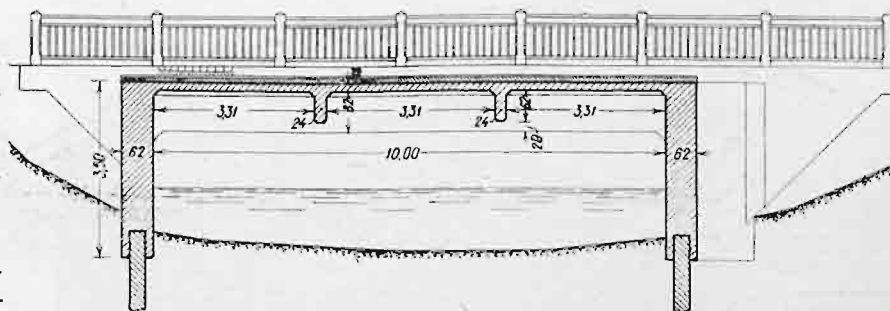
Pomijając dyskusję porównawczą wykonania, wbijania i kosztów pali obu tych rodzajów, zaznaczymy tu tylko w jakich warunkach lepiej jest stosować każdy z nich do budowy podpór mostów.



Rys. 8. Przekrój mostu przez Tarczynkę w Tarczynie.



Rys. 9. Most przez Srebrną w Mińsku Mazowieckim; a) przekrój poprzeczny, b) widok od strony nasypu.



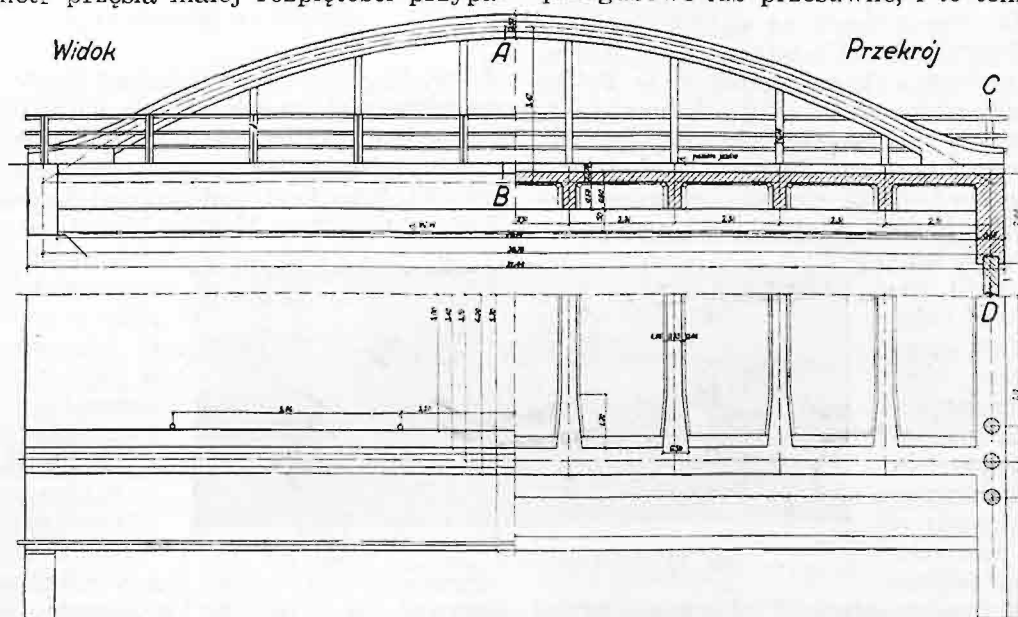
Rys. 10. Przekrój mostu przez Srebrną w Mińsku Mazowieckim.





i oczepów pali kosztuje drugie tyle co pale, obliczamy średnio koszt jednej podpory na 3600 zł. Ponieważ na metr przeszła małej rozpiętości przypa-

łatwo poddają się działaniu sił poziomych i momentów gnących. Dobrze więc zastępują łożyska przegubowe lub przesuwne, i to tem lepiej, że nie



da około 4 m<sup>3</sup> konstrukcji żelazobetonowej po cenie 200 zł, więc koszt podpory z pali jest mniejszy od kosztu konstrukcji przeszły nawet przy najmniejszych rozpiętościach. Taki stosunek kosztu podpór do kosztu przeszły pozwala na stosowanie małych rozpiętości, a więc na zmniejszenie kosztu przeszły.

c) Możliwość zastosowania belek ciągłych

Podpory z pali żelazobetonowych nie osiadają nigdy, a ich sprężyste odkształcenia pod naciskiem przeszły są zawsze bardzo niewielkie. Dlatego to podpory z pali żelazobetonowych mogą nieść pewnie belki ciągłe, mające dużą przewagę konstrukcyjną i ekonomiczną nad belkami jednoprzęsłowymi.

d) Możliwość usunięcia łożysk

Jak to już opisano, wierzchołki pali żelazobetonowych

występują w nich tarcie, stawiające zawsze pod znakiem zapytania działanie wszelkich łożysk. Usunięcie łożysk zmniejsza koszty mostów.

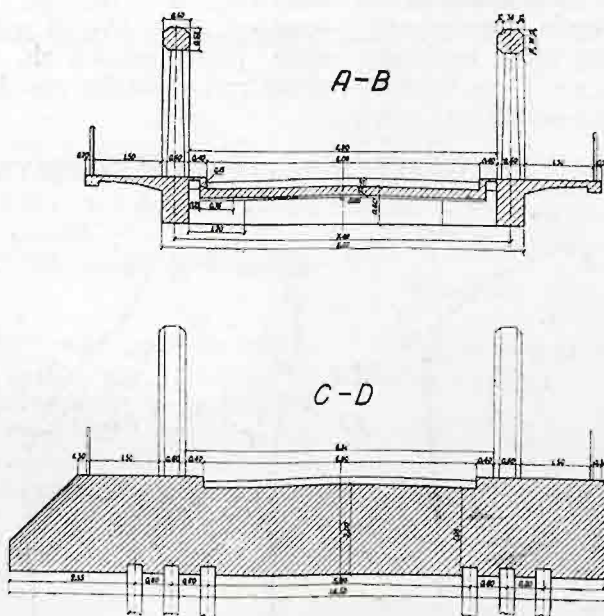
e) Obniżenie poziomu drogi

Każda z trzech ostatnio wymienionych zalet: możliwość zmniejszenia rozpiętości przeszły, zastosowania belek ciągłych i usunięcia łożysk, wpływa na obniżenie poziomu drogi. Jest to zaleta bardzo cenna w budowie mostów przez rzeki o płaskich korytach, tak częste w Polsce, przez które trzeba prowadzić drogi z sil-

nie wznoszącymi się dojazdami.

Zmniejszenie wysokości ustrojowej pozwala na złagodzenie pochyłości dojazdów i na ich skrócenie a więc na zmniejszenie kosztów robót ziemnych, oraz na wyrównanie niwelety drogi.

f) Zmniejszenie objętości betonu podpora



Rys. 12. Most łukowy o rozpiętości w świetle 20 m, oparty na palach żelazobetonowych.



Fig. 16. Most przez Vizelje pod Borce

Ważną zaletą mostów fundamentowanych na palach żelazobetonowych jest wielokrotne zmniejszenie objętości betonu podpór, w porównaniu z podporami ustawionymi bądź na palach drewnianych, bądź bezpośrednio na dostatecznie wytrzymałej warstwie podłoża. W najczęstszym w Polsce przypadku płaskiego koryta i nisko położonej jezdni, mosty ustawione na palach nie wymagają właściwie ani przyczółków, ani filarów, gdyż ściany podporowe mogą być uważane za poprzecznice, stanowiące część konstrukcji przęsła. Przyjmując taki podział części konstrukcyjnych mostu, widzimy, że objętość betonu podpór została sprowadzona do zera. Jest to ta zaleta fundamentowania mostów na palach, która najwydatniej obniża koszty budowy tych mostów w porównaniu z mostami, ustawionymi na jakichkolwiek innych fundamentach. Pozbycie się przyczółków i filarów daje w budowie oszczędność, która wynosi mniej więcej jedną piątą ogólnego kosztorysu budowy.



Fig. 15. Most przez Vizelje pod Borcie.

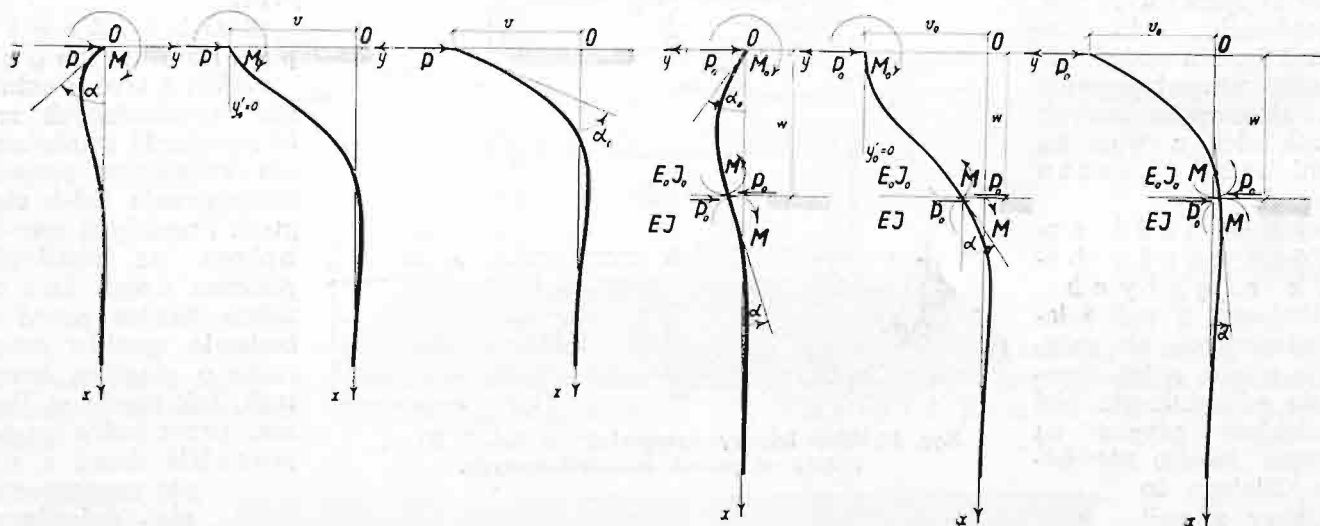
### C. Mosty zbudowane na podporach z pali żelazobetonowych, zbetonowanych z przęsłami

Według opisanych tu zasad zbudowano w Polsce kilkanaście mostów, a w roku bieżącym buduje się kilka takich mostów, z których największy przez Brdę pod Tucholą o długości 41 m. (rys. 13). W Jugosławii inż. Nenad Lancoš, naczelnik Wydziału Budowy Mostów Ministerstwa w Belgradzie zbudował w latach

poprzednich kilka mostów o podporach z pali żelazobetonowych, a w ostatnim roku wykończył ich 12. Podpory z pali żelazobetonowych bez łóżysk zyskały w tym kraju duże zainteresowanie w sferach technicznych; przyjęto tam

nazywać je „polskim systemem posadowienia mostów”. Fig. 15 i 16 pokazuje jeden z takich mostów jugosłowiańskich, zbudowanych w 1935 r. przez rzekę Vizelje pod Borcie.

### STATYKA PALI WBITYCH W PODŁOŻE SPRĘŻYSTE



Zależności między siłami poziomymi i momentami gnącymi, działającymi na wierzchołek pala, a odkształceniami i siłami wewnętrznymi pala, łatwo znajdujemy według teorii belek na podłożu sprężystym, rozwiniętej przez Zimmermann'a i Timoszenkę. Poniżej zestawiono wzory, pozwalające na sprawdzenie wytrzymałości pali w podporach mostów, nie podając rozwlekłych wyprowadzeń.

Oznaczmy przez :

- $x$  — odciętą osi pala,
- $y$  — wygięcie osi pala,
- $M$  — momenty gnące w przekrojach pala,
- $Q$  — siły tnące w przekrojach pala,
- $E$  — współczynnik sprężystości tworzywa pala,
- $J$  — moment bezwładności przekroju pala,
- $C$  — współczynnik podłoża,

$2a$  — średnicę przekroju pala, lub krawędź kwadratowego przekroju pala,

$\beta$  — współczynnik, którego wartość przy przekroju kwadratowym pala wynosi

$$\sqrt[4]{\frac{3C}{8a^3E}},$$

a przy przekroju kołowym

$$\sqrt[4]{\frac{\pi C}{4a^3E}}.$$

1. Pal całkowicie wbity w podłoże



Obrót wierzchołka pala o kąt  $\alpha$  wywołuje w skrajnym górnym przekroju pala:

$$\begin{aligned} \text{siłę poziomą} & P = -2EJ\alpha\beta^2, \\ \text{moment gnący} & M = 2EJ\alpha\beta. \end{aligned}$$

2. Pal całkowicie wbity w podłoże i osadzony bezprzegubowo w przeszle

Poziome przesunięcie  $v$ , wywołane termicznym odkształceniem przęsła, daje w skrajnym górnym przekroju pala

$$\begin{aligned} \text{siłę poziomą} & P = -4EJv\beta^2, \\ \text{i moment} & M = 2EJv\beta^3. \end{aligned}$$

3. Pal wbity całkowicie w podłoże i przegubowo połączony z przeszłem

Poziome przesunięcie wierzchołka pala  $v$ , wywołane termicznym odkształceniem przęsła, daje w skrajnym górnym przekroju pala

$$\text{siłę poziomą} \quad P = -2EJv\beta^2;$$

kąt obrotu stycznej do osi pala w tym przekroju  $\alpha = -v\beta$ ,

największy moment gnący występuje na głębokości

$x = \frac{\pi}{2\beta}$  i wynosi:

$$M_{\max} = \sqrt{2} EJv\beta^2 e^{-\pi/4} \approx 0,645 EJv\beta^2;$$

4. Pal przedłużony nad podłoże. Oznaczając dodatkowo przez:

$E_0 J_0$  sztywność odcinka pala wystającego nad podłoże,

$$\frac{EJ}{E_0 J_0} = h - \text{stosunek sztywności pala do sztyw-}$$

ności jego przedłużenia nad podłoże,  $w$  — długość odcinka wystającego nad podłożem, znajdujemy, że obrót wierzchołka pala o kąt  $\alpha_0$  wywołuje w skrajnym górnym przekroju pala siłę poziomą

$$P_0 = -6\alpha_0\beta^2 EJ \frac{1 + 2w\beta + hw^2\beta^2}{3 + 6wh\beta + 6w^2h\beta^2 + 4w^3h\beta^3 + w^4h\beta^4}$$

i moment gnący

$$M_0 = 2\alpha_0\beta EJ \frac{3 + 3w\beta - hw^3\beta^3}{3 + 6wh\beta + 6w^2h\beta^2 + 4w^3h\beta^3 + w^4h\beta^4}.$$

5. Pal przedłużony nad podłoże i osadzony bezprzegubowo w przeszle

Poziome przesunięcie wierzchołka pala o odcinek  $v_0$  wywołuje w skrajnym górnym przekroju pala:

siłę poziomą

$$P_0 = -4v_0 EJ\beta^3.$$

$$1 + hw\beta$$

$$1 + 2h\beta w + 2h\beta^2 w^2 + \frac{1}{3}h\beta^3 w^3 + \frac{1}{4}h\beta^4 w^4$$

i moment gnący

$$M_0 = 2v_0 EJ\beta^2.$$

$$1 + 2\beta w + h\beta^2 w^2$$

$$1 + 2h\beta w + 2h\beta^2 w^2 + \frac{1}{3}h\beta^3 w^3 + \frac{1}{4}h\beta^4 w^4;$$

moment gnący na poziomie ziemi

$$M = P_0 w + M_0.$$

6. Pal przedłużony nad podłoże i połączony przegubem z przeszłem

Poziome przesunięcie wierzchołka pala o odcinek  $v_0$  wywołuje w skrajnym górnym przekroju pala siłę poziomą:

$$P_0 = - \frac{2EJ\beta^3 v_0}{1 + 2\beta w + 2\beta^2 w^2 + \frac{1}{3}h\beta^3 w^3}$$

Kąt obrotu stycznej do osi pala w jego wierzchołku wynosi:

$$\alpha_0 = -v_0\beta \frac{1 + 2\beta w + h\beta^2 w^2}{1 + 2\beta w + 2\beta^2 w^2 + \frac{1}{3}h\beta^3 w^3}.$$

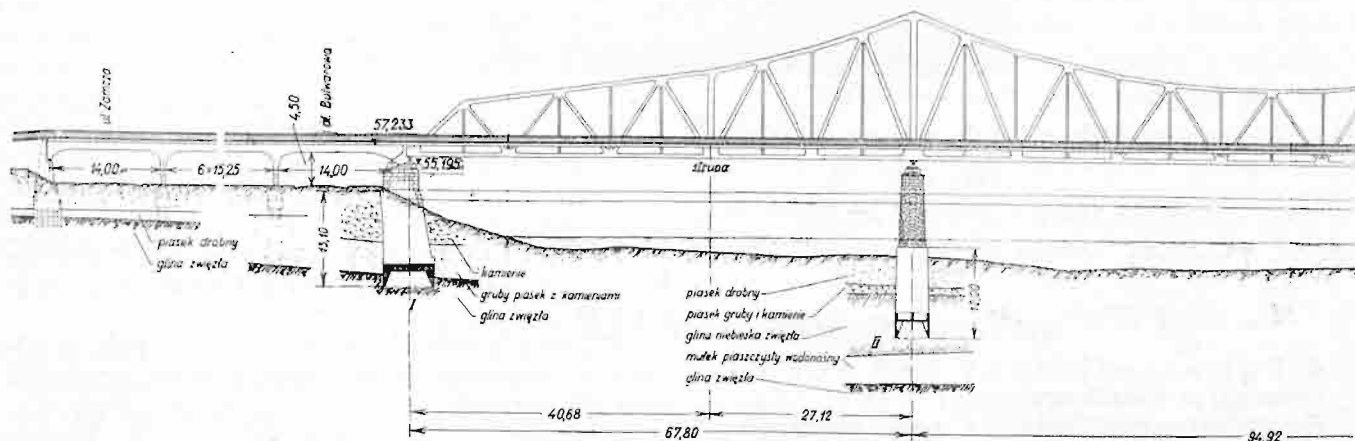
Moment gnący na poziomie ziemi  $M = P_0 w$ .

# BUDOWA MOSTU DROGOWEGO NA WIŚLE WE WŁOCŁAWKU

Inż. Ludwik Tyłbor, Warszawa

Na I Polskim Zjeździe żelbetników, jaki odbył się w Warszawie w dniu 21 — 22 listopada 1931 roku, referowałem sprawę budowy mostu drogowego na Wiśle w Puławach. W referacie swym specjalną uwagę poświęciłem budowie podpór mostowych, bowiem był to bodaj że pierwszy wypadek stoczenia na szerszą skalę kesonów żelbetonowych przy budowie mostów drogowych w Polsce. Dzieli nas zaledwie czteroletni odcinek czasu

niosącego mostu wynosi  $57,22 - 1,58 = 55,64$  m. Dolna krawędź ustroju niosącego mostu wzniesiona jest o 5,50 m ponad poziom najwyższej wody żeglownej. Użyteczna szerokość jezdni mostu = 6 m, przyczem obustronne krawężniki, oddzielające jezdnię od dźwigarów, posiadają szerokość po 0,40 m. Obustronne chodniki po 1,50 m szerokości w świetle umieszczone zostały na wspornikach nazewnątrz dźwigarów. Konstrukcja wsporników



i znów przypada mi zaszczyt referowania sprawy nowego wielkiego mostu drogowego, a mianowicie mostu na Wiśle we Włocławku, który z uwagi na swą rozpiętość, zarówno i rozpiętość poszczególnych przęseł, oraz sposób fundamentowania podpór zaliczyć należy do imponujących inwestycji mostowych na terenach Rzeczypospolitej w okresie lat ostatnich.

Projekt szczegółowy mostu na Wiśle we Włocławku opracowany został przez Departament Dróg Kołowych Ministerstwa Komunikacji na podstawie projektu szkicowego, sporządzonego w kilku warjantach. Zestawienie porównawcze budowy mostu według różnych warjantów wykazało niewątpliwą oszczędność przy zastosowaniu belek wspornikowych zamiast rozciętych, co wpłynęło na zupełne wyeliminowanie z pod rozważań możliwości użycia tego rodzaju belek przy budowie mostu. Dwa warjanty mostu wspornikowego sześciopiętrowego i siedmioprzęsłowego wykazały bardzo nieznaczną różnicę w kosztach ogólnych, natomiast mosty pięcioletni i ośmioprzęsłowe wykazały znaczny wzrost kosztów i z tego względu zostały pominięte przy opracowaniu projektu szczegółowego.

Ministerstwo Komunikacji zatwierdziło do budowy warjant mostu wspornikowego siedmioprzęsłowego o łącznej rozpiętości teoretycznej  $l = 610,20$  m, złożonego z 3 stalowych belek dwuwspornikowych o rozpiętości teoretycznej  $(27,12 + 94,92 + 27,12)$  m oraz 4 stalowych belek zawieszonych o rozpiętości teoretycznej 40,68 m każda (rys. 1). Rzędna dolnej krawędzi ustroju

umożliwia przeprowadzenie pod chodnikami rur wodociągowych i gazowych.

Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 7,50 m, całkowita szerokość pomiędzy poręczami = 11,50 m. Żebra pomostu złożone są z belek poprzecznych i podłużnych, przyczem w jezdni otwory prostokątne przekryte są żelazem nieckowym. Niecki o strzałce 80 mm posiadać będą warstwę betonu, pokrywającą krawędzie niecek na grubość 5 cm. Na warstwie betonu ułożona będzie izolacja, zabezpieczona warstwą chudego betonu o grubości 3 cm, oraz warstwą asfaltu o grubości 8 cm. Chodniki mostu posiadać będą płytę żelazobetonową o grubości 8 cm, pokrytą warstwą asfaltu o grubości 3 cm. Ciężar całkowity konstrukcji stalowej mostu wynosi 3300 tonn.

Charakter uwarstwień gruntu w korycie rzeki i terenie zalewowym uwidoczono na przekroju geologicznym (rys. 1). Podłoże posiada w warstwach górnych przeważnie piasek droбноziarnisty żółty o grubości od 8 m na brzegu lewym do (2 — 3) m na brzegu prawym. Pod warstwą piasku znajdują się nieprzerwane złoża piasku gruboziarnistego oraz żwiru z kamieniami o grubości średnio około 2 m. Warstwy żwiru spoczywają na złożach zwięzłych glin o grubości około 1,60 m, przerywanych warstwami piaszczystych mułków wodonośnych oraz węgla brunatnego, nasyconego wodą. Pod złożami glin na głębokości około 30 m poniżej 0 wodowskazu zalegają warstwy drobnego białego piasku wodonośnego, w których wytrysk





brzeżny z betonu o składzie 1 : 3 : 6 posiada licówkę granitową tylko w narożach. Pod ciosami podporowemi ułożono na każdym filarze na całej jego powierzchni w poziomie gzymsu warstwę żelbetową o grubości 50 cm. Taką warstwę o grubości 45 cm wykonana została w połowie wysokości każdego filara (warstwa rozdzielcza).

Filary rzeczne Nr. II, III, IV, V, VI i VII od strony górnego biegu rzeki zaopatrzone zostały w izbice. Powierzchnie izbicy, tworzące nóż, złożone są z dwóch płaszczyzn, ustawionych pod kątem  $45^\circ$ , połączonych powierzchnią stożkową. Górna część izbicy wystaje o 0,80 m ponad najwyższy katastrofalny spiętrzony poziom wody, dziób izbicy opuszczono o 1 m niżej poziomu średniego zimowego stanu wód. Okładzinę granitową izbicy obrobiono czystym ciosem, boczne ściany filarów licówką boniowaną o grubości warstwy 22 cm, tylne i przednie zakola nad izbicą licówką boniowaną o grubości warstwy 45 cm. Dolna warstwa licówki

o grubości 50 cm obrobiona została ciosem półczystym.

Dojazd do mostu na prawym brzegu Wisły projektuje się w postaci nasypu o największej wysokości około 11,50 m i szerokości w koronie 12 m.

Szerokość jezdni w nasypie wynosić będzie 7 m. Spadek na dojeździe wynosi 2,2%, spadek na łukach 0,5%. Dojazd na lewym brzegu Wisły projektuje się częściowo w postaci nasypu o szerokości w koronie 11,60 m, częściowo w postaci estakady żelazobetonowej o rozpiętości teoretycznej  $l = 119,50$  m. Spadek podłużny nasypu wynosi 2%, niweleta estakady założona będzie w poziomie.

Budowa podpór mostu na Wiśle we Włocławku została ukończona w r. 1935. W roku 1936 przewiduje się wykonanie montażu stalowego ustroju niosącego oraz budowę wiaduktów i dojazdów do mostu. Ruch na moście otwarty zostanie w r. 1937 po przeprowadzeniu próbnego obciążenia. Koszt budowy mostu obliczono na kwotę 6,5 milj. zł.



# SZKIELET STALOWY NOWEJ HALI TARGOWEJ W KATOWICACH

Inż. Władysław Wachniewski, Chorzów

W ubiegłym sezonie budowlanym Magistrat m. Katowic wykonał budowę olbrzymiej hali targowej, która pod względem swych wymiarów, rozwiązania architektonicznego, urządzeń wewnętrznych i instalacji, oraz szybkości wykonania budowy przynosi prawdziwą chlubę stolicy Górnego Śląska. Hala ta może być śmiało zaliczona do największych i najbardziej nowoczesnych budowli tego rodzaju w Polsce. Rozwiązanie architektoniczne opracowane zostało przez Wydział Budownictwa Nadziemnego Magistratu m. Katowic pod kierownictwem inż. Sikorskiego (fig. 1). Cechuje je

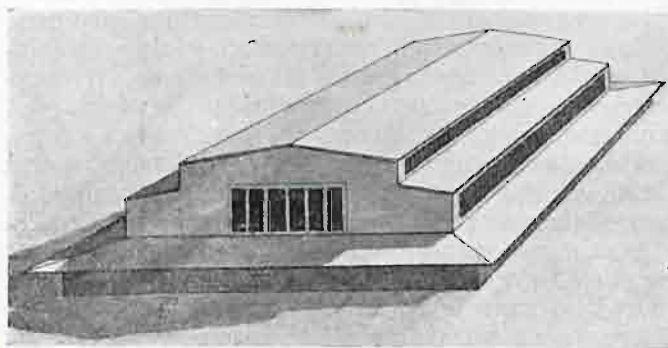


Fig. 1.

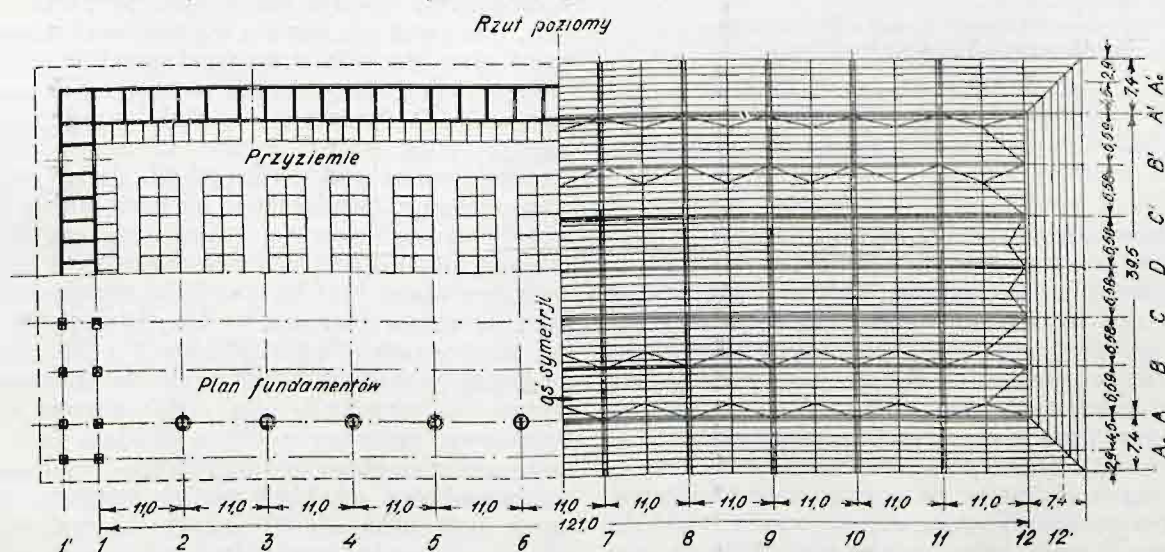
proste i śmiałe ukształtowanie bryły architektonicznej o olbrzymiej powierzchni otworów okiennych, zapewniających bardzo dobre oświetlenie wnętrza.

Wymiary hali są następujące: szerokość 39,5 m, długość 121 m, wysokość 16 m. Przy tak dużej

krycie dachowe projektowano początkowo wykonać z podwójnego eternitu falistego, lecz ostatecznie zastosowano blachę cynkową na deskowaniu z warstwą ocieplającą supremy.

Szkielet stalowy hali wykonano jako konstrukcję całkowicie spawaną w warsztacie, o połączeniach montażowych nitowanych lub łączonych na śruby. Takie rozwiązanie okazało się celowe ze względu na montaż, który został wykonany w bardzo krótkim czasie 4½ tygodni. Szkielet hali składa się z 10 poprzecznych dźwigarów głównych, umieszczonych w szeregach cyfrowych 2, 3, 4... 11 i rozstawionych co 11 m (rys. 2). Dźwigar główny jest lukiem trójprzegubowym ze wspornikami, o rozpiętości teoretycznej 39,5 m. Wysokość łuku w kluczu wynosi 15,2 m, długości wsporników 7,40 m. W kierunku podłużnym dźwigary główne powiązane są w szeregach literowych A<sub>0</sub>, A, B, C, D, C', B', A', A<sub>0</sub>' podłużnymi podciągami kratowymi, za wyjątkiem podciągów w szeregach A<sub>0</sub> i A<sub>0</sub>', które są belkami o ścianie pełnej. Na podciągach podłużnych oparte są bezpośrednio, lub zapomocą słupków ścian podłużnych, drugorzędne podciąg poprzeczne, umieszczone w połowie rozstawu dźwigarów głównych oraz w płaszczyznach dźwigarów głównych. Na drugorzędnych podciągach poprzecznych spoczywają krokwie dachowe, rozstawione co 1 m.

W ten sposób siły pionowe, składające się z ciężaru pokrycia dachowego, ciężaru własnego konstrukcji i obciążenia śniegiem, przeniesione są zapomocą krokwi na drugorzędne podciąg poprzeczne, które przenoszą te siły na podciąg podłużne,



Rys. 2.

rozpiętości najbardziej ekonomiczne i celowe było oczywiście zastosowanie szkieletu stalowego. Ściany szkieletu wypełniono murem w 1 cegłę. Po-

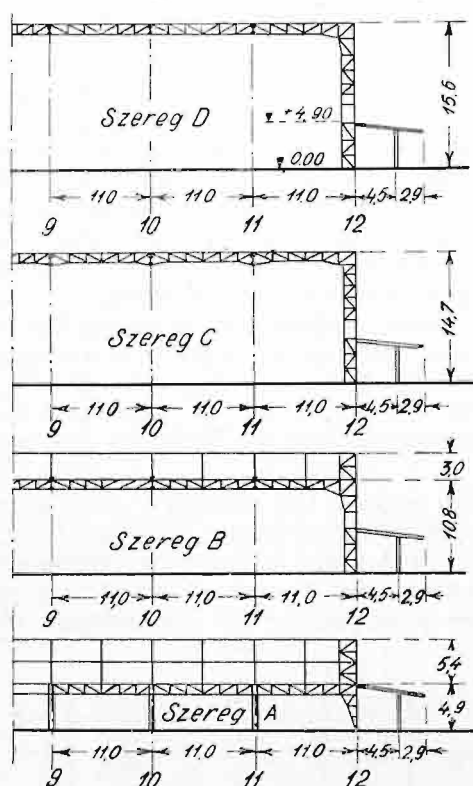
lub zapomocą słupów bezpośrednio na dźwigary główne. Podciąg podłużne przenoszą otrzymane od drugorzędnych podciągów poprzecznych obciążenie



na dźwigary główne, przyczem podciąg podłużny w szeregach A, B, B' i A' otrzymują jeszcze dodatkowe obciążenie od ścian podłużnych hali. Wreszcie dźwigary główne oddają całkowite obciążenie pionowe na fundamenty.

Celem przejścia sił poziomych bocznego parcia wiatru zastosowano stężenia wiatrowe, umieszczone w płaszczyznach dachowych. Stężenia te oddają przypadające na nie obciążenie zapomocą drugorzędnych podciągów poprzecznych, leżących w płaszczyznach dźwigarów głównych, na dźwigary główne, a te ostatnie przekazują siły poziome na fundamenty. W płaszczyznach dachowych, opartych na wspornikach, specjalnych stężeń wiatrowych niema; za stężenie wiatrowe służy chodnik dla dozoru w poziomie  $+4,9$  m. Pas ściskany chodnika jest jednocześnie pasem górnym podciażu podłużnego w szeregu A, lub A'.

Nieco odmiennie zostały rozwiązane ściany szczytowe w szeregach 1 i 12. Rozwiązanie tych



Rys. 3.

ścian nasuwało pewne trudności. Powierzchnia jednej ściany szczytowej jest dość duża, bo wynosi około  $530 \text{ m}^2$ , a więc parcie wiatru na tę ścianę przy wietrze  $100 \text{ kg/m}^2$  wynosi ok.  $53 \text{ t}$ . Siły tej nie można było przenieść zapomocą tężników poziomych na ściany podłużne, a następnie zapomocą stężeń pionowych w tych ścianach oddać na fundamenty. Przedewszystkiem ściany podłużne w szeregu A i A' są powyżej poziomu  $+4,90$  m prawie całkowicie oszklone, za wyjątkiem wąskich pasów przy narożach. Następnie powstawała trudność z umieszczeniem tężnika poziomego, którego nie można było umieścić, ani w płaszczyznach dachowych ze względu na ich załamania i uskoki, ani pomiędzy dwoma sąsiednimi łukami, ze względu na ich duży rozstaw ( $11 \text{ m}$ ), na zastosowanie zaś tężnika poziomego nad oknami ściany szczytowej

nie pozwalały względy architektoniczne wnętrza hali. Trudności konstrukcyjne przy rozwiązaniu ściany szczytowej polegały jeszcze na tem, że szkielec ściany musiał ująć wypełnienie ściany murem w 1 cegłę, przyczem, ze względów architektonicznych, trzeba było schować szkielec w połowie grubości muru, czyli w grubości  $\frac{1}{2}$  cegły od strony wnętrza hali.

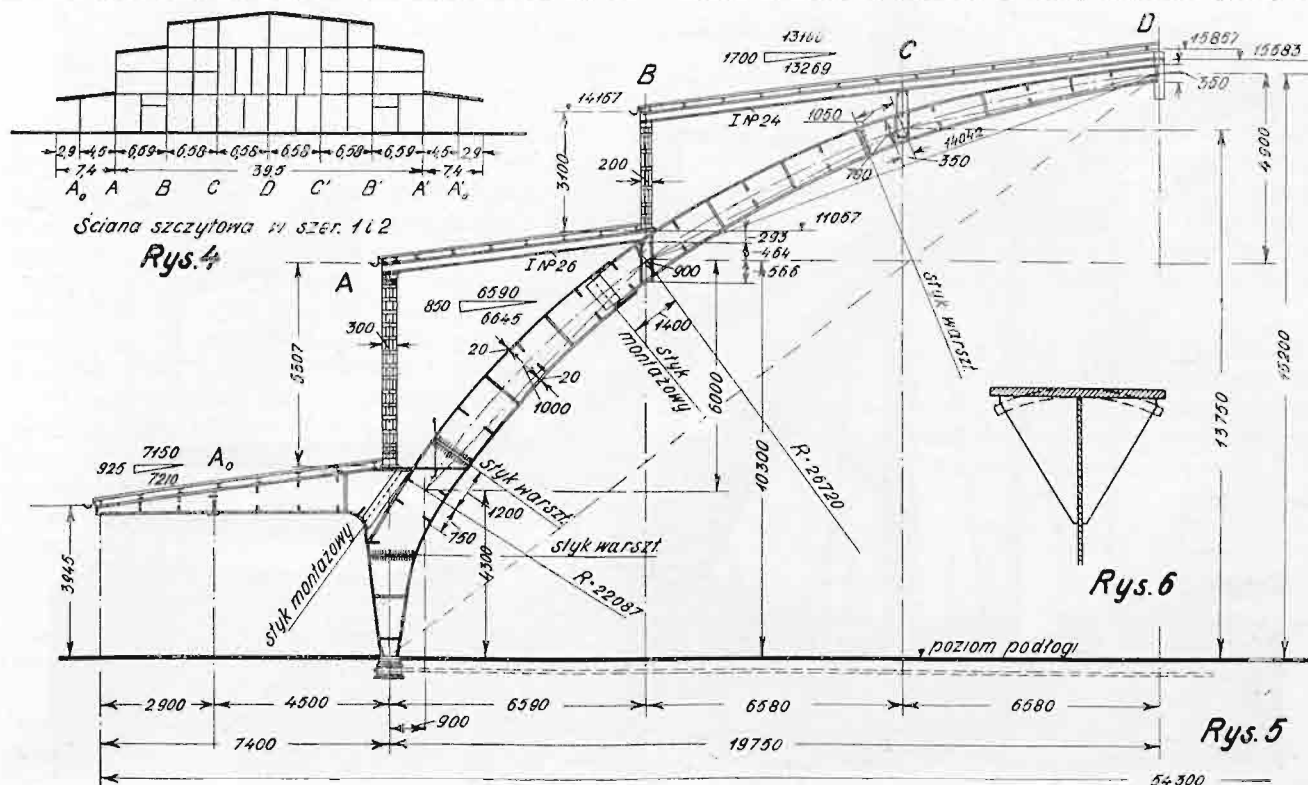
Celem przyjęcia parcia wiatru na ściany szczytowe w podłużnych szeregach literowych A, B, C, D, C', B' i A' zastosowano kratowe ramy trójprzegubowe, w których słupem wahadłowym jest poprzeczny dźwigar główny szeregu 2 lub 11 (rys. 3). Praca takiego układu statycznego przy obciążeniu siłami poziomymi parcia wiatru jest sama przez się zrozumiała. Kratowe ramy trójprzegubowe umieszczone są w przedłużeniu podłużnych podciągów kratowych, tworząc w ten sposób pewną logiczną całość konstrukcyjną i stężając cały szkielec hali w kierunku podłużnym. Ramy trójprzegubowe w szeregach A i A', oraz B i B' posiadają pionowe wsporniki kratowe, stężające podłużne ściany szklane w tych szeregach. Wypełnienie ściany ujęto zapomocą rygli i słupów (rys. 4), przyczem słupy w szeregach podłużnych, w których umieszczono kratowe ramy trójprzegubowe, są pasami zewnętrznymi tych krat. Ponieważ wzdłuż ścian szczytowych wewnątrz hali, podobnie jak przy ścianach podłużnych w szeregu A i A', umieszczony jest w poziomie  $+4,90$  m chodnik, więc w kratowych ramach trójprzegubowych jeden przedział zaprojektowany jest ramowo, bez krzyżulca, aby stworzyć przejście dla dozoru.

Tak się przedstawia w ogólnych zarysach rozwiązanie szkieletu stalowego. Pozostaje jeszcze omówić ważniejsze szczegóły konstrukcyjne poszczególnych części szkieletu. Dźwigary główne zaprojektowane zostały w postaci łuków trójprzegubowych ze wspornikami (rys. 5). Układ taki obrany został dlatego, że teren posiada grunt nasypany, a więc słaby i niepewny. Układ statycznie wyznaczalny nadaje się w tym przypadku najlepiej, ponieważ nie obawia się tak bardzo mogącego zajść zjawiska osiadania fundamentów, które jest niebezpieczne dla układów przeszywnionych. Ponieważ łuk trójprzegubowy daje rozpór na fundamenty, więc stopy łuków związane ściągami, umieszczonemi pod podłogą hali. Ściągą zabetonowano celem zabezpieczenia od rdzy. Jak wiadomo, układ łukowy pracuje przeważnie na momenty gnące i siły osiowe, zaś siły tnące są w łuku stosunkowo małe, tem bardziej, że stosunek strzałki łuku do rozpiętości jest w danym wypadku b. duży, gdyż wynosi  $15,2 : 39,5 = 1 : 2,6$ . Ponieważ momenty w danym przypadku mają największy wpływ na przekrój łuku, więc obrano przekrój dwuteowy, spawany z blach. Środek łuku wykonano z blachy pionowej o grubości  $10 \text{ mm}$  i zmiennej wysokości, od  $1100 \text{ mm}$  w miejscu największych momentów, do  $350 \text{ mm}$  w kluczu. Pasy wykonano z pojedynczych blach poziomych dość szerokich, celem otrzymania dostatecznej sztywności na wyboczenie z płaszczyzny łuku. Wymiary blach poziomych są stopniowane co do grubości i szerokości, odpowiednio do zmiany momentów i sił osiowych. Rozmieszczenie styków warsztato-



wych i montażowych widoczne jest z rys. 5. Żebra prostopadłe do osi łuku, wykonane z przyspawanych kawałków blachy, usztywniają stosunkowo cienki i wiotki środnik łuku na wyboczenie i zwichrzenie. Ponieważ krzywizna łuku i nierównomierny rozkład naprężeń normalnych w pasach łuku wywo-

ku w kierunku podłużnym, oraz stężenia dźwigarów głównych, zabezpieczając przekrój łuku od skręcenia i ustalając długość wyboczeniową łuku z jego płaszczyzny. Dlatego też podłużne podciągry zaprojektowano w postaci lekkich kratownic o wysokości konstrukcyjnej 1 m. Ponieważ górny ści-



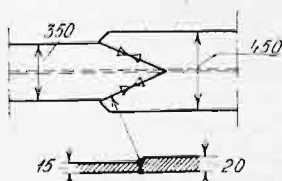
Rys. 4, 5 i 6.

łują tendencję do odkształcenia się szerokich blach poziomych w ten sposób, jak to jest pokazane na rys. 6, więc pomiędzy żebrawami dodano jeszcze przyspawane trójkąty z blachy, które mają na celu wyłącznie usztywnienie pasów łuku. Na rys. 7

skany pas podciągu posiada znaczną wolną długość na wyboczenie z płaszczyzny kraty, równą rozstawieniu drugorzędnych belek poprzecznych, t. j. 5,50 m, zatem krata podciągu jest dwuścienna. Przekroje prętów kraty wykonano z dwóch lek-

kich kątowników, rozstawionych na 200 mm z płaszczyzny kraty i połączonych przewiązkami. Pas górny wykonano z L 60 x 60 x 6, pas dolny z L 45 x 45 x 5, krzyżulec L 30 x 30 x 4, a słupki z L 30 x 30 x 4 i L 40 x 40 x 4. Otrzymano w ten sposób bardzo sztywne i lekkie podciągry podłużne. Jak już powyżej zaznaczono, odmiennie wykonane są podciągry podłużne w szeregu A<sub>0</sub> i A'<sub>0</sub>, gdzie zastosowano blachownice spawane, zamykające ściany podłużne przybudówki. Przekrój tych podciągrów składa się z blachy pionowej 450 x 6 mm i blach poziomych 120 x 8 mm. Wszystkie podciągry obliczono i zaprojektowano jako belki częściowo zamocowane na podporach.

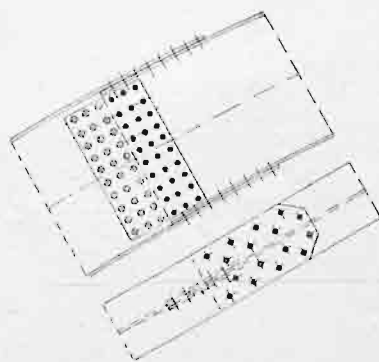
Drugorzędne belki poprzeczne wykonane są z profili walcowanych, a mianowicie z I NP. 22 i I NP. 24, za wyjątkiem belek poprzecznych w dachu nad przybudówkami, gdzie belki te są spawane z blachy pionowej 350 x 6 i blach poziomych 120 x 8. Krokwie dachowe posiadają znaczną rozpiętość, wynoszącą 5,50 m i wykonane zostały z I NP. 10. Ponieważ, przy znacznej rozpiętości i małej sztywności przekroju, o wymiarach krok-



Styk warsztatowy pasów Rys. 7



Styk warsztatowy środnika Rys. 8



Styk montażowy Rys. 9

Rys. 7, 8 i 9.

pokazany jest szczegół styku warsztatowego pasów, na rys. 8 środnika, a na rys. 9 szczegół styku montażowego. Na fig. 10 pokazany jest szczegół stopy łuku, którą rozwiązano w sposób bardzo prosty i nie wymagający odlewu łożysk.

Podłużne podciągry o rozpiętości teoretycznej 11 m mają, poza swym głównym przeznaczeniem przejścia obciążenia pionowego, jeszcze bardzo ważne zadanie należyte usztywnienia całego budyn-

wi decydowało ugięcie, więc zastosowano układ belek dwuwspornikowych z belkami podwieszonymi i umieszczono przeguby w odległości 0,2113 l od podpór. Takie umieszczenie przegubów daje w

prof. St. Bryła. Projekt szczegółowy szkieletu, obliczenie statyczne i rysunki warsztatowe opracowało biuro mostowe Zakładów Przetwórczych Zjednoczonych Górnośląskich Hut „Królewska i Lau-

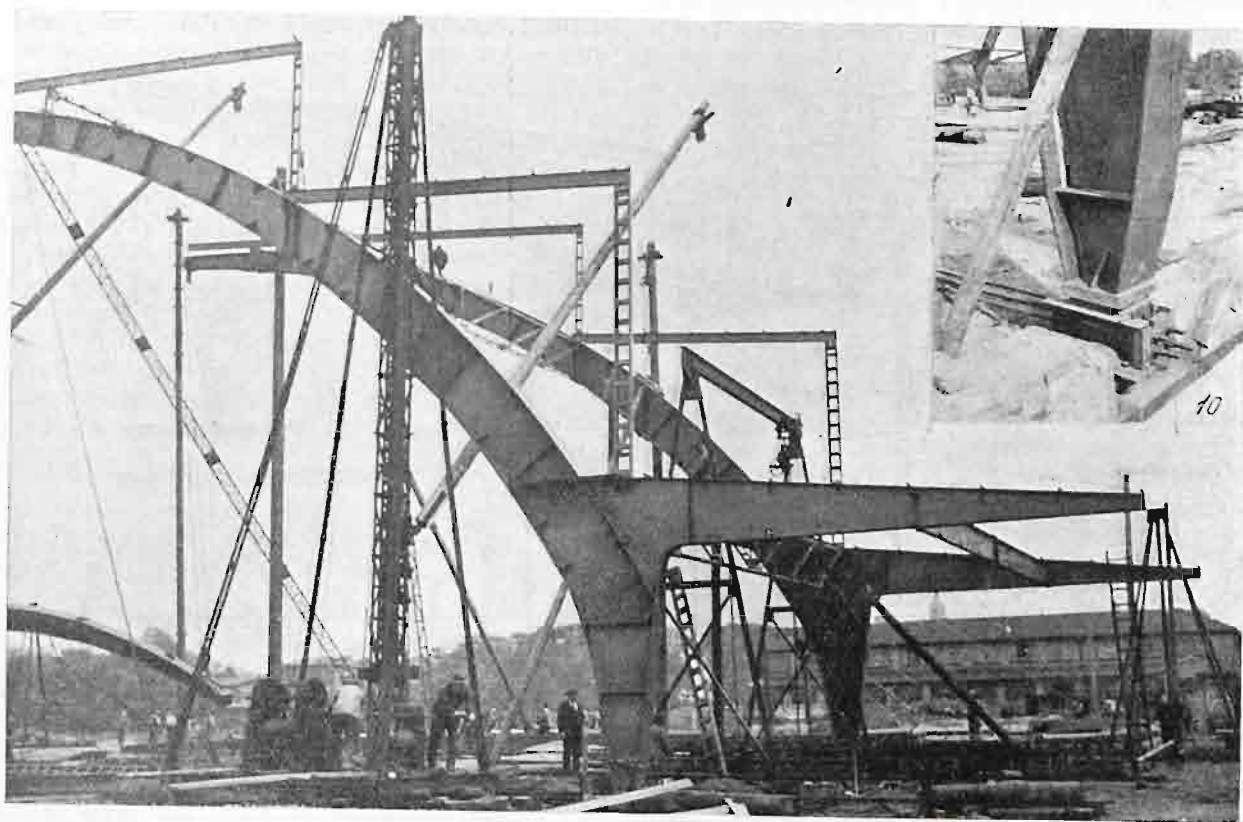


Fig. 10 i 11.

przypadku równomiernego obciążenia najmniejsze ugięcie belki.

Wobec znacznej długości hali, przy szeregu 6, t. zn. mniej więcej w połowie długości, zastosowa-

ra". Jedną połowę konstrukcji szkieletu wraz z montażem wykonała wyżej wymieniona firma, drugą połowę huta „Pokój”.

Projekt fundamentów hali opracował inż. Wol-



Fig. 12.

no w konstrukcji szkieletu dylatację poprzeczną. Ciężar konstrukcji stalowej na 1 m<sup>2</sup> rzutu poziomego hali wynosi 59,5 kg/m<sup>2</sup>. Projekt założenia ogólnego i zastosowania więzów łukowych podał

niewicz z Wydziału Budownictwa Nadziemnego Magistratu m. Katowic. Fig. 11 przedstawia początek montażu, zaś fig. 12 ogólny widok gotowego szkieletu.



# KOSZTOWNE SZCZEGÓŁY W KONSTRUKCJACH STALOWYCH

Inż. technolog Henryk Jasiński, Mińsk Mazowiecki

Tematem niniejszego referatu są tak zwane „luzy” („odchylenia”) w zastosowaniu do konstrukcji stalowych, czyli pewne celowe odchylenia od wymiarów teoretycznych, przeważnie skrócenia elementów zespołu konstrukcyjnego, i wogóle uproszczenia, zmierzające do ułatwienia obróbki i montowania. Pozornie są to nudne drobiazgi bez znaczenia, w rzeczywistości jednak szczegóły te zaważają bardzo na ilości robocizny w warsztatach i są poważną pozycją w kosztach wykonania.

Temat ten był już poruszony parę lat temu<sup>1)</sup>, obecnie zaś z okazji Zjazdu poruszony winien być ponownie, wart jest bowiem większego zainteresowania się konstruktorów, z tego względu, iż racjonalne traktowanie w projektach wspomnianych szczegółów pozwoliłoby na zaoszczędzenie wielu zbytecznych kosztów wykonania. Ponieważ koszty te są zbyteczne, a łatwe do uniknięcia, należy je zaliczyć do tak zwanego „marnotrawstwa w wytwarzaniu”.

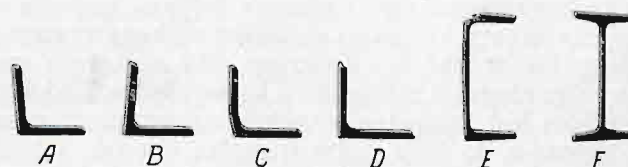
Przy projektowaniu konstrukcji stalowych te, jak je nazwaliśmy „luzy” („odchylenia”), traktowane są naogół nietylko jako mało znaczące i zbyteczne szczegóły, lecz nawet jako szkodliwe i szpecące. Jednakże przy wykonywaniu każda konstrukcja musi mieć luzy i ma je zawsze, są one bowiem nieuniknione ze względu na sam charakter wyrobu, rodzaj materiału, typ obrabiarek i metody wykonania. Te nieuniknione w praktyce luzy, zgóry nie przewidziane, dowolne, złe do konstrukcji przystosowane, są bezspornie szkodliwe i szpecące.

Pomiędzy rysunkiem nie uwzględniającym luzów, a wykonanym zespołem stalowym są zawsze różnice w drobnych szczegółach, mających swój wyraz w omawianych luzach. Niemożliwe jest bowiem wykonanie zespołu bez luzów. Wykonawca musi być nieściśle w stosunku do projektu bez luzów, a tem samem poniekąd i nieojojalny w stosunku do odbiorcy. Praktyka wyłamuje się z pod wskazań rysunku, który się z nią nie liczy, a w chwili, kiedy rysunek taki trafia do traserni, a materiał do warsztatu, lekceważenie luzów mści się na wykonawcach i każe drogo przepłacać za przeróżne piłowania, heblowania, pasowania i inne zabiegi, najzupełniej zbyteczne przy odpowiednim wprowadzeniu luzów.

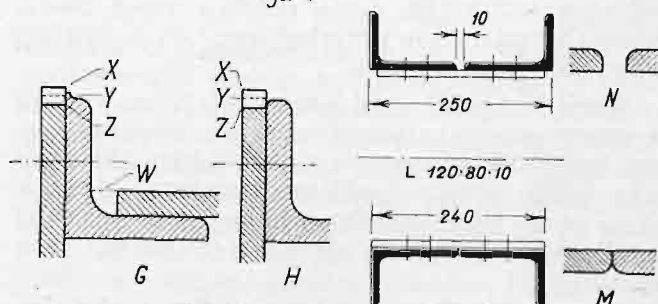
Sprawa luzów jest bardzo poważnie traktowana w budowie maszyn, gdzie tendencja ułatwienia montażu jest należycie doceniana. Niestety podobna tendencja zbyt słabo się ujawnia w budowie konstrukcji stalowych, pomimo, iż wszelkie uproszczenia w wyrobie o wiele mniej precyzyjnym, jakim jest zespół stalowy, tem bardziej są wskazane.

Z kilku niżej podanych przykładów widać, w jakim znaczeniu ujęte jest pojęcie luzu w niniejszym artykule. Przykłady te nie wyczerpują naturalnie całokształtu sprawy. Można się jednak zeń przekonać, iż wprowadzenie luzów nie przynosi żadnego uszczerbku konstrukcji stalowej z punktu widzenia wytrzymałości, konserwacji lub estetyki.

Jedną z głównych przyczyn konieczności stosowania luzów są różne niedokładności żelaza kształtowego, nawet w tych wypadkach, gdy nie przekraczają granic dozwolonych. Najczęściej spotykane niedokładności podane są na rys. 1 — 2.



Rys. 1.



Rys. 2.

Rys. 3.

Są to: odchylenia ramion od kąta prostego (A, B); wykrzywienia ramion (C); wystające rąbki (D), lub zaokrąglenia krawędzi (rys. 2, G, H); różne zniekształcenia przekroju belek (E, F) i t. p. Walcownie są w stanie tylko do pewnego stopnia zmniejszyć takie niedokładności. Warsztaty kotlarskie z dużym nakładem kosztów prostują zwykle żelazo kształtowe. Pomimo to jednak niedokładności zawsze pozostają. Ponadto są jeszcze niedokładności w wymiarach. Dopuszczalne odchylenia w wymiarach, które nas w omawianej sprawie interesują, wahają się w następujących granicach:

- 1) w grubości płaskowników i uniwersali od  $\pm 0,5$  mm w węższych i do  $\pm 4\%$  w szerszych;  
w grubości kątowników od  $\pm 0,5$  mm w mniejszych i do  $\pm 5\%$  w większych;
- 2) w szerokości uniwersali od  $\pm 3$  mm w węższych i do  $\pm 5$  mm w szerszych;  
w szerokości ramion kątowników od  $\pm 1$  mm w mniejszych i do  $\pm 3$  mm w większych;  
w szerokości ramion cewników i dwuteown.

<sup>1)</sup> „Przegląd Techniczny” r. 1930.



od  $\pm 2$  mm w mniejszych i do  $\pm 3$  mm w większych;

- 3) w wysokości dwuteowników i ceowników od  $\pm 1,5$  mm w mniejszych i do  $\pm 1\%$  w większych.

Rozpatrzmy na kilku przykładach, jakie komplikacje powstają przy wykonywaniu konstrukcji stalowych, jeżeli przy projektowaniu luzu nie są przewidziane. Przypuśćmy, że przekrój pręta złożony jest z dwóch (lub czterech) kątowników  $120 \times 80 \times 10$  mm, obróconych do siebie, jak na rys. 3. Taki przekrój zdarza się często w krzyżulcach kratownic mostowych małej rozpiętości. Jeżeli pręt będzie miał szerokość tylko 240 mm (rys. 3 u dołu), czyli kątowniki będą przylegały do siebie, to przy wykonaniu takiego pręta wypadnie stosować specjalne dodatkowe kosztowne zabiegi, które byłyby zbyt trudne, jeżeliby pomiędzy kątownikami był prześwit ok. 10 mm przy szerok. pręta 250 mm (rys. 3 u góry). Trzeba bowiem wyjątkowego wypadku, żeby ramię kątownika miało szerokość równo 120 mm. Legalnie może ono mieć do 122 mm, w rzeczywistości zaś, naskutek rąbków może mieć jeszcze więcej. W takim wypadku wykonawca zmuszony jest ścinać lub heblować dwa do trzech mm na całej długości wszystkich kątowników. Podobna obróbka jest zabiegiem zupełnie anormalnym w zastosowaniu do tego rodzaju materiału jak kątownik. Jest to mniej więcej to samo, czem byłoby np. zwężenie wszystkich cegieł do wykonania muru, którego wymiary nie przystosowano do normalnej cegły, jaka jest na rynku.

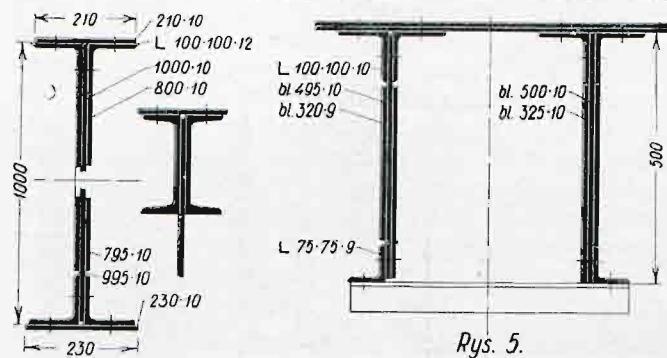
Względy konserwacji przemawiają tu również za rozsunieniem kątowników, woda bowiem prędzej będzie się zatrzymywać w wąskiej kliniastej (rys. 3 M) szczelinie, niż w rozszerzonej (rys. 3 N), a prócz tego dokładne pomalowanie szerokiej szczeliny jest łatwiejsze niż wąskiej (nie potrzeba kitu).

Wypadki, analogiczne do opisanego wyżej, będą zachodziły wszędzie tam, gdzie do krawędzi kątownika będzie przylegał bezpośrednio jakiś inny element konstrukcji, kształtówka lub blacha. Np.

rokość nakładki łącznikowej podana jest w projekcie bez uwzględnienia żadnych odstępów pomiędzy nakładką i kątownikami (rys. 4 u góry i rys. 5 z prawej strony), to wykonawca po ścisłym wykonaniu nakładki według wymiarów na rysunku, nie będzie mógł jej włożyć pomiędzy kątowniki, ponieważ w rzeczywistości ramiona tych kątowników napewno będą szersze od teoretycznych o 1 — 3 mm, czyli nakładka powinna być co najmniej o 2 — 6 mm węższa. Zmniejszyć szerokości nakładki wykonawca nie może, bo taka szerokość była przyjęta w obliczeniu wytrzymałości, zresztą nie ma prawa tego uczynić, jeżeli rysunki były zatwierdzone przez władze. Pozostaje mu więc albo heblować kątowniki, co nie wytrzyma krytyki, albo zdecydować się na nielojalność w stosunku do odbiorcy i zwięźć nakładkę samowolnie.

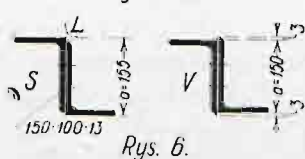
Aby zapewnić wygodny montaż i malowanie należałoby dawać prześwit z każdej strony nakładki, przy mniejszych profilach po  $2\frac{1}{2}$  mm, przy większych — po 5 mm (rys. 4 u dołu i 5 z lewej strony). Nakładka byłaby węższa o 5 — 10 mm. Dotyczy to także przekładek, jak np. na rys. 17C.

W połączeniach kątowników jak na rys. 6 i 7 należałoby również uwzględniać luzu w miejscach wskazanych literą *L* na rys. 6. Jeżeli np. w wypadku wskazanym na rys. 6, będziemy mieli dwa kątowniki  $150 \times 100 \times 13$  mm i damy szerokość  $a = 150$  mm, to może się stać, że krawędzie kątowników będą wystawać do 3 mm, jak na rysunku dolnym, wskutek niedokładności w szerokości ramion kątowników, mianowicie 153 mm, zamiast 150 mm. Gdyby nawet nie było potrzeby zheblowania wystających krawędzi ze względów estetycznych, warto się jednak zabezpieczyć, dając  $a = 153 - 155$  mm, czyli z odstępem 3 — 5 mm (jak na rys. 6 S). W wypadku, wskazanym na rys. 7, odstęp *P* jest niezbędny nie tylko z powodu możliwych odchył w szerokości ramion kątowników, lecz też wskutek różnicy promieni zaokrąglenia krawędzi jednego kątownika i kąta drugiego kątownika (rys. 7 P). Bez odpowiedniego odstępu w *L* (rys. 7 T) wypadłoby heblować zaokrąglenie krawędzi podług promienia zaokrąglenia w kącie, w przeciwnym bowiem razie ramiona kątownika nie przylegałyby do siebie.

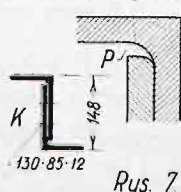


Rys. 5.

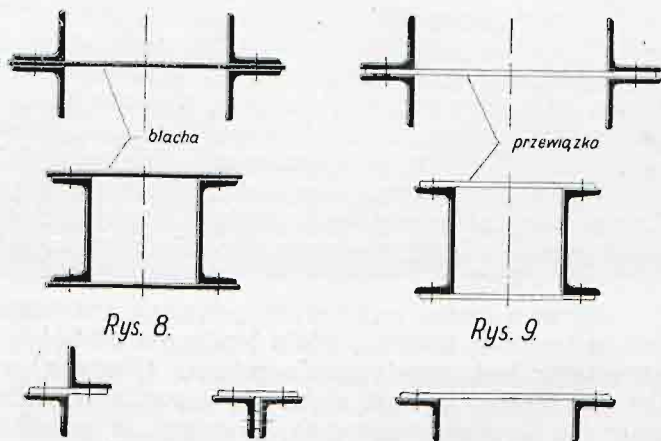
Rys. 4.



Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8.

Rys. 9.

Rys. 10.

nakładki łącznikowe styków blach w różnych belkach nitowanych (blachownicach), pasach kratownic mostowych i t. d., jak na rys. 4, 5. Jeżeli sze-

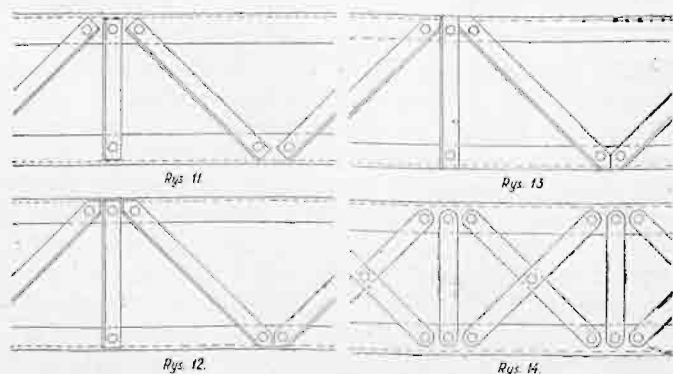
Na kilku następnych szkicach (rys. 8 — 10) podane są połączenia blach z kształtówkami (przeważnie kątownikami), w których blacha leży na



kształtówce, przytem krawędzie blachy i kształtówki przebiegają równolegle blisko siebie. Rozpatrzmy, jakie obcięcie blachy będzie w podobnych wypadkach estetyczniejsze i praktyczniejsze (rys. 2). Blacha może być obcięta narówni z krawędzią kątownika (jak wskazuje lit. Y), może wystawać poza krawędź (jak oznacza lit. X), lub odwrotnie nie dochodzić do krawędzi kątownika (jak w Z). Przypuśćmy, że zaprojektowano obcięcie blachy narówni z krawędzią kątownika (Y na rys. 2), np. do jakiegokolwiek belki, jak na rys. 4 i że zastosowano tu blachę o szerokości 210 mm ( $2 \times 100 + 10$ ). Zgóry można być pewnym, że w rzeczywistości w wykonaniu krawędź kątownika będzie wystawać poza krawędź blachy (rys. 4 u góry). Przyczynia się do tego niedokładności i odchylenia w wymiarach kątowników, pewna nieunikniona niedokładność przylegania przy dostosowywaniu kątowników do średnika belki, trochę większa grubość średnika, warstwy farby i t.p. W wyniku, jeżeli nie będzie przewidziane pewne zapasowe poszerzenie blachy, otrzymamy wypadek wskazany pod Z na rys. 2. Gdyby wyjątkowo krawędź blachy wypadła na krawędzi kątownika (jak w Y), to te dwie krawędzie (heblowana i walcowana) nie stanowiłyby nigdy jednej, przyjemnej dla oka linii. Krawędź heblowana jest prosta, walcowana zaś zawsze ma pewne wahania, dlatego w bliskim zestawieniu te dwie krawędzie czynią zawsze nie mile wrażenie pewnej niedokładności. Zespół wygląda w tych wypadkach najlepiej, jeżeli krawędź blachy wysunięta jest poza krawędź kątownika co najmniej na swoją grubość (poszerzenie na rys. 4 u dołu i rys. 8). Jednocześnie jest to obcięcie najpraktyczniejsze, bo nie wymaga żadnego dostosowywania krawędzi blachy i kątownika.

Powyższe dotyczy tych zespołów, w których blacha jest częścią przekroju użytecznego (jak np. belki, skosy, słupki), lub jest stosunkowo dostatecznie długa (rys. 4, 8). Jeżeli blacha jest tylko drugorzędnym elementem zespołu, jest krótka, przerywana, jak np. różne przewiązki, przekładki i t. p. (rys. 9, 10), to ładniej wygląda i praktyczniejsze jest obcięcie krótsze, nie dochodzące do krawędzi kształtówki. Przy takim obcięciu blacha nie odstaje, co jest ważne nie tylko dla oka, ale i dla konserwacji (rys. 10).

Krótkie obcięcia wygodniejsze są wogóle we wszystkich drobnych elementach stężających, jak



np. w kątowniczkach i paskach różnego rodzaju kratki w słupkach, skosach i pasach kratownicy (rys. 11, 12, 14). Praktyczne są obcięcia kratki,

jak na rys. 11, obcięcia bowiem są tu nie tylko krótkie, ale i proste (nie skośne). Skośne obcięcia są o wiele trudniejsze do wykonania, należałoby je stosować tylko w ostateczności, przytem zawsze z prześwitami, jak na rys. 12, a nie jak na rys. 13. Obcięcia proste można wykonywać jednym cięciem noża, gdy do wykonania skośnego obcięcia potrzeba kilku cięć (operacyj) w różnych kierunkach. Przy wykonywaniu więc wielkich ilości pasków lub kątowników kratki, skośne obcięcia nigdy nie wychodzą z pod noża dokładne i dlatego przy montowaniu muszą być podcinane, piłowane i wogóle dopasowywane. W rezultacie obróbka tych drugorzędnych elementów konstrukcji kosztuje drożej, niż elementów głównych, co, oczywiście, jest nieracjonalne. Bardzo wygodna i praktyczna jest kratka z pasków obciętych okrągło, jak na rys. 14. Tego rodzaju zaokrąglone obcięcia można wykonywać jednym cięciem noża, przytem wszystkie końce wychodzą szablonowo identycznie, są przyjemne dla oka i nie wymagają żadnego pasowania przy montowaniu. Odstawanie końców, które zachodzą w obcięciach skośnych, jest tu wykluczone.

W poprzednich przykładach (rys. 4, 8, 9, 10) krawędź blachy wypadła zawsze narówni z zewnętrzną krawędzią ramienia kątownika lub ceówki. Krótkie obcięcia blach pożądane są również i w tych zespołach, w których krawędź blachy wypadła narówni z grzbietem kątownika lub ceówki (rys. 15).

Zwykle bywa dość trudno obrobić i zmontować blachę z kątownikiem tak precyzyjnie, żeby krawędź blachy i grzbiet kątownika stanowiły razem jedną idealną linię. Pewne niedokładności wykonawcze zawsze muszą być, nawet przy heblowanych krawędziach blach, a tem bardziej przy surowych, walcowanych. Usuwanie tych niedokładności kosztuje dużo pracy. Jeżeli krawędź blachy odsunięta jest o 2 — 5 mm od grzbietu kątownika, niedokładności te są mniej widoczne, nie rażą i nie wymagają dodatkowej obróbki. Trochę wysunięty walcowany grzbiet kątownika jest przyjemnym dla oka obramowaniem zespołu. Krócej obcięta krawędź blachy nie odstaje od kątownika i nie dostaje po znitowaniu pewnej falistości, jak zwykle bywa przy obcięciu dłuższem.

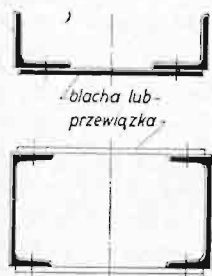
Podobne krótkie obcięcia blach są wygodne również we wszystkich zespołach kształtu skrzynkowego, w których kątowniki są narożnikami (rys. 16 A). Takie zaś obcięcia blach, jak na rys. 16 B i C, są niepraktyczne i nieestetyczne, szczególnie w konstrukcji oznaczonej lit. B, gdzie odstawanie blach jest bardzo rażące. Pewne luzy (2 — 3 mm) w obcięciach blach niezbędne są we wszystkich połączeniach blach pod prostym kątem, w których kątowniki są elementem łączącym, np. połączenie blach pionowych z poziomymi w belkach nitowanych (rys. 4 u dołu) lub pasach kratownicy (rys. 5 lewa strona), połączenie podłużnic z poprzecznicami w jezdni mostów i t. p.

Dokładne co do milimetra oheblowanie blachy jest dość trudne do wykonania. Tymczasem najmniejsze wystawanie krawędzi blachy poza grzbiety łączących kątowników jest przeszkodą przy łączeniu blach i wymaga dodatkowej obróbki — ścinania lub frezowania zespołu. Ponieważ żadne

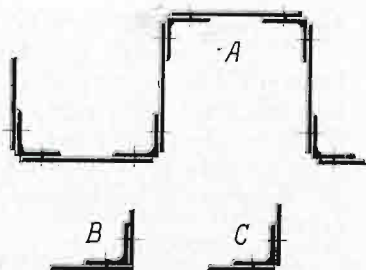


poważne względy wytrzymałości lub konserwacji nie wymagają w danym wypadku szczelnego przylegania jednej blachy do krawędzi blachy drugiej, wystarcza bowiem dokładne przyleganie kątowników do blach, wydawałoby się, że niema poważnych powodów do unikania podobnych luzów. Krótsze o parę milimetrów obcięcie krawędzi blachy uczyniłoby zbyteczną wszelką dodatkową obróbkę i uprościłoby znacznie montowanie. Przy obliczaniu wytrzymałości, tylko w niektórych wypadkach należałoby uwzględnić zmiany w wymiarach przekroju.

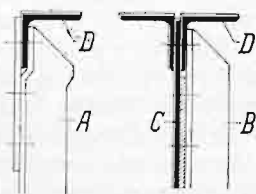
Na rys. 18 uwidocznione są luzy w połączeniach belek walcowanych. Belka obcięta jest o parę mm krócej, grzbiety kątowników łączących wysunięte są naprzód. Obróbka końców belki jest znacznie uproszczona, gdyż długość belki może być mniej dokładna, przytem skróconą belkę łatwiej jest założyć do konstrukcji, czyli montaż jest również uproszczony.



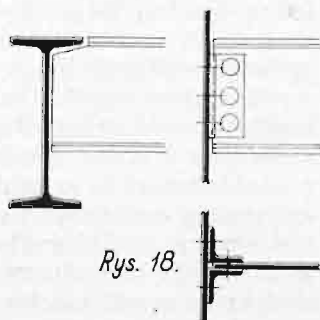
Rys. 15.



Rys. 16.



Rys. 17.



Rys. 18.

W zespołach konstrukcyjnych często się zdarza, iż blacha leży na kątowniku od wewnętrznej jego strony, dotykając krawędzią zaokrąglenia w prostym kącie pomiędzy ramionami kątownika (rys. 2 G), np. węzłówki tężników poziomych w mo-

stach, nakładki łącznikowe na stykach środniaka w belkach nitowanych, to samo na stykach blach pionowych w pasach mostowych i t. d. Jeżeli blacha jest przedłużona aż do zetknięcia z pionowym ramieniem kątownika, jak na rys. 2 W, to krawędź blachy musi być zaokrąglona. Takie zaokrąglenia krawędzi wykonywane jest na heblarce, a przy montowaniu zespołu nieraz dopasowywane jeszcze ścinakiem lub pilnikiem. Jest to drobny, ale kosztowny szczegół konstrukcji, przytem w większości wypadków najzupełniej zbyteczny. Wystarczyłoby obciąć blachę trochę krócej, tam mianowicie, gdzie zaczyna się zaokrąglenie w kątowniku, żeby uniknąć kosztownego zaokrąglenia krawędzi blachy.

Ten sam szczegół zdarza się nietylko w blachach, lecz również na końcach kątowników i ceowników, np. w usztywniających słupkach blachownic, lub w słupkach kratownic i t. p. Na rys. 17 mamy kątowniki A i B, które wchodzi na ramię kątownika D od wewnętrznej jego strony. Końce tych kątowników powinny być obcięte krócej, przed zaokrągleniem w kątowniku D, jak to widać na rys. 17. W niewielu tylko wypadkach podobne obcięcie blach lub kątowników może być niewskazane, np. na podporach, wszędzie tam, gdzie chodziłoby o podparcie poziomego ramienia kątownika, lub gdzie otwór nita wypadłby za blisko obcięcia. W większości wypadków takie krótkie obcięcie (z prześwitem) jest jednak możliwe i bardzo pożądane, wykonanie bowiem zaokrąglonego obcięcia jest znacznie trudniejsze i kosztowniejsze.

Powyższe przykłady dostatecznie wyjaśniają, jakie znaczenie mają luzy przy wykonywaniu konstrukcji i jak wiele pracy dałoby się zaoszczędzić przy racjonalnem uwzględnianiu ich w projektach.

Wszystkie podane szczegóły i wiele innych, o których tu nie wspomniano, są naogół dobrze znane, pomimo to jednak przeważnie lekceważone, prawdopodobnie dlatego, że spowodowane przez to straty zdala od warsztatu są mniej widoczne. Zwiedzając mostownie czeskie i niemieckie, piszący te słowa miał sposobność stwierdzić, iż zagranicą sprawa luzów jest traktowana o wiele poważniej niż u nas. Pokazywano tam rysunki mostów, na których wyraźnie narysowane były prześwity, nawet w stykach głównych blach i kątowników pasów. Jak ta sprawa traktowana jest na rysunkach amerykańskich, można się przekonać z książki: F. W. Dencer, Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt.



# OBLICZENIE WARTOŚCI HYPERSTATYCZNYCH PRZY RÓŻNYCH STOPNIACH PRZYBLIŻENIA A W SZCZEGÓLNOŚCI DLA PRAW ODKSZTAŁCENIA I NAPRĘŻENIA BACHA I SCHÜLEGO

Inż. Wojciech Pogány, Kraków

Wielkości statycznie niewyznaczalne można obliczyć różnymi metodami, które jednak w końcu sprowadzają się do obliczenia odkształceń, względnie przegięcia belki lub systemu statycznego. Na obliczeniach tych można polegać tylko wtenczas, jeżeli założenia fizyczne zgadzają się z rzeczywistością, oraz o ile błąd, popełniony przez uproszczenia matematyczne obliczeń, nie przekracza wielkości błędu, popełnionego przy odczytywaniu praktycznych spostrzeżeń. Zapomocą prostych doświadczeń zginania belek można skontrolować jak dalece prawdziwe są nasze założenia fizyczne i jak wielkie można dopuścić uproszczenia matematyczne, aby otrzymać zdatne do użytku rezultaty. Niestety doświadczenia wykazują wielką rozbieżność obliczonych wartości od przybliżonej teorii belek zginanych. Aby otrzymać dokładny obraz wielkości błędu, który związany jest z przybliżeniem obliczeniem wielkości hyperstatycznych, omówię krótko zasady teorii elastyczności i technicznego obliczania przybliżonego.

Na podstawie doświadczenia dopuszczalne są uproszczenia, polegające na opuszczeniu wyrazów wyższych rzędów. W ciałach anizotropowych stosujemy wg. Poisson'a tak zwane prawo Hooke'a. Prawo to nie wystarcza wogóle do wyznaczenia odkształcenia, nie wystarcza nawet przy płaskim rozkładzie naprężeń, a nie wystarcza dlatego, że samo odnosi się do płaskiego rozkładu naprężeń. Jako dalsze założenie musimy przyjąć zasadę superpozycji (A. Föppl: „Vorl. d. techn. Mech.”, Str. 441). Przyjmujemy, że odkształcenie aż do granicy sprężystości zależy tylko od obciążenia. Uzasadnienie tego założenia jest trudne do przeprowadzenia, można jedynie obliczone naprężenia porównać z doświadczeniem. Prawo Hooke'a jest właściwie specjalnym wypadkiem prawa superpozycji.

Teoria St. Venant'a upraszcza dalej równania teorii elastyczności dla belek i podobnych systemów i zasadza się na całkowaniu tych równań przy specjalnych warunkach na brzegu. Znaczenie teorii St. Venanta (i jej rozwinięcia) polega nie tylko na tem, że dzięki niej uzyskujemy małe poprawki we wzorach starej teorii, ale przede wszystkim na tem, że jest ona wygodniejsza w praktyce. Właściwie wszystkie jej założenia są nieścisłe, dostarcza ona jednak wyniki dość zbliżone do rzeczywistości. Błędy, które w praktycznych obliczeniach stąd powstają, że ciało nie jest jednorodne, że nie podlega prawu Hooke'a i że założone warunki na brzegu nie mają w rzeczywistości miejsca, są o wiele większe, aniżeli odchylenia elementarnej teorii od ścisłej. Dalsze uproszczenie te-

orii wytrzymałości w teorii belek otrzymuje się z następujących trzech założeń:

- 1) że przegięcia normalne pozostają płaskie i prostopadłe do osi centralnej także po zgięciu,
- 2)  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{yz}$  znikają równocześnie i 3)  $\tau_x = E\varepsilon_x$ .

Prawo Hooke'a zachowuje więc swoją słusność w układzie napięć. „ $E$ ” jest stałą elastyczności materiału. Pierwsze i drugie założenia są ze sobą sprzeczne, jak to wykazały badania E. H. Love („Lehrbuch der Elastizität”, deutsch v. A. Timpe Leipzig 1907. Str. 398). Jednak te odchylenia zmniejszają się dość znacznie w dostatecznej odległości od przekrojów końcowych, względnie od punktów przyczepienia sił. Założenie Bernoulliego o płaskości przekrojów badali Bach i E. Mayer na dosyć cienkich prostych prętach i skonstatowali, że przekroje po zgięciu mało odchylają się od płaskości, nawet przy dowolnem prawie odkształceniu dla ciśnienia i ciągnienia i nawet przy przekroczeniu granicy plastyczności. Oczywiście jest to założenie mało dokładne dla większych przekrojów belki. Zgodnie z warunkami na brzegu nie mogą być naprężenia ścinające jednostajnie rozłożone, a przy niejednostajnem rozłożeniu tychże nie mogą przekroje zostać płaskimi. Widzimy zatem, że ta uproszczona teoria nie może być ścisła, ponieważ założenia, z których ona wychodzi, z 2-ech powodów nie są słusne:

- 1) zaniedbaliśmy zwięźenie poprzeczne, towarzyszące osiowemu naprężeniu;

- 2) założenie Bernoulliego, jeżeli na belkę działają siły poprzeczne, jest w każdym wypadku nieprawdziwe, hipoteza Bernoulliego zakłada bowiem, że każda warstwa doznaje wydłużenia, odpowiadającego jej odległości od osi centralnej.

To założenie przynosi ze sobą w wypadku szerokostopowych dźwigarów poważne odchylenie, podobnie w wypadku krzywych dźwigarów nie można zaniedbać oddziaływania jednej warstwy na drugą. Jedynie wówczas, jeżeli zrezygnujemy z płaskości przekrojów po zgięciu, można to dodatkowe naprężenie przewidzieć. Dla dalszego uproszczenia obliczeń wielkości statycznie niewyznaczalnych przyjmuje się jeszcze, że wewnętrzne siły działają w płaszczyźnie głównych osi bezwładności.

Rozwinięcie teorii zginania dla nieliniowych odkształceń okazało się konieczne. Wykazały to doświadczenia z lanem żelazem i betonem. Te materiały nie podlegają prawu Hooke'a. Już Hodgkinson próbował dla lanego żelaza ustalić następują-

$$\sigma_x = \alpha \varepsilon_x - \beta \varepsilon_x^m$$



gdzie  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $m$  są stałymi. St. Venant próbował także opisać naprężenie zapomocą następującej funkcji

$$\tau_x = \alpha [1 - (1 - \beta \varepsilon_x)^m]$$

Bada on wpływ wykładnika  $m$ . W wypadku granicznym  $m = \infty$  otrzymuje się stąd stosunek naprężenia zginającego do naprężenia maksymalnego  $\frac{bh^2}{2}$  zamiast  $\frac{bh^2}{6}$ , do którego prowadzi założenie linjowej zależności między naprężeniem a odkształceniem. Zgodnie z tem okazują pręty z lanego żelaza wytrzymałość na zgięcie 2 — 3 razy większą od tej, która wynikała z założenia linjowości. Także inni autorzy, jak Homersham i Cox próbowali zbliżyć się do rzeczywistości, układając hyperboliczny związek między naprężeniem a odkształceniem:

$$\sigma = \frac{\alpha \varepsilon}{1 + b\varepsilon}$$

Pod koniec XIX wieku zaproponowali E. Bach i W. Schüle użycie prawa potęgowanego G. B. Bülffinger'a i Hodgkinson'a  $\varepsilon = \alpha \sigma^m$ , jako ogólnej formuły interpolacyjnej. Ta formuła dla małych  $\varepsilon$  względnie  $\sigma$  nie ma właściwego sensu; wynika z niej bowiem, że dla  $\frac{1}{m} < 1$  i  $\varepsilon = 0$ ,  $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$  staje się nieskończenie wielkie lub  $= 0$ . A tylko takie funkcje mają być użyte jako formuły interpolacyjne dla których  $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$  jest ciągła w punkcie  $\varepsilon = 0$ .

Grüneisen znalazł dla całego szeregu metali, linjowy związek

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0 - \alpha \sigma \quad \text{stąd} \quad \sigma = \frac{E_0}{\alpha} \left( 1 - C^{-\alpha \varepsilon} \right)$$

Ta formuła nie ma jednak pretensji do odgrywania roli ogólnego prawa wydłużenia elastycznego. Opierając się na tym empirycznym związku między naprężeniem i wydłużeniem R. Latowski, L. Gensser i W. Schüle obliczyli naprężenia przy zupełnie prostych obciążeniach. Graficzne całkowanie dla rozmaitych prostych postaci przekrojów przeprowadzili F. Engesser, A. Considère i E. Mayer. Wprawdzie W. Schüle twierdzi, że prawo potęgowe usuwa wszystkie niedociągnięcia dawniejszych teorii, to jednak Bach udowodnił, że to nie wystarcza do opisu całego przebiegu zginania aż do złamania. Formuła potęgowa Bacha i Schülego jest zresztą dymensjonalnie niejednorodna tak, że gdyby nawet okazała się zgodna z doświadczeniem, nie mogłaby wystarczyć do zupełnego opisu zachowania się ciała elastycznego. Konieczne są jeszcze wskazania co do poprzecznego wydłużenia ciała. Stosunku Poisson'a nie można tutaj uważać za stałą. Dalej trzeba wyjaśnić, czem należy zastąpić zasadę superpozycji. Co się dzieje, jeżeli równocześnie działa na ciało więcej naprężeń (2 lub 3 wzajemnie do siebie prostopadłe linjowe stany naprężeń)? Zasada superpozycji ma znaczenie jedynie w związku z prawem Hooke'a (jak to już wyjaśniłem), a traci zupełnie sens, jeżeli to prawo zastąpimy innym związkiem między naprężeniem i odkształceniem (D. A. Föppl „Vorl. Techn. Mech.” III Bd. S. 441).

O ile mi wiadomo, nigdzie dotychczas nie rozważano teorii statycznie niewyznaczalnych dźwigni, uogólnionej w stosunku do teorii klasycznej, przez zastąpienie prawa Hooke'a jakimś ogólniejszym prawem. Zanim pozwolę sobie przedstawić skromną próbę badania statycznie niewyznaczalnych wielkości przy pomocy tego ogólniejszego założenia, chciałbym jeszcze zwrócić uwagę na to, jakie uproszczenie względnie odchylenia od prawdy fizycznej będą użyte przy obliczaniu tych wielkości w statyce żelbetu. Założenie, że warstwy betonu przy uginaniu nie oddziałują na siebie i że współczynniki wydłużenia dla ciśnienia i ciągnięcia są takie same, powoduje poważne odchylenia od prawdy fizycznej dla betonu i żelbetu. O stałości modułu elastyczności nie może być mowy. Przy naprężeniach między 0 a 30 kg/cm<sup>2</sup> odchylenia są większe niż 50%.

Jeżeli teoria ma zdawać sprawę z tych zmian, musiałoby się przyjąć dla mniejszych naprężeń większe stałe elastyczności, zaś dla większych naprężeń mniejsze. Takie rachunki byłyby jednak bardzo kłopotliwe i praktycznie prawie nieużyteczne. Ażeby zmiany stałej elastyczności uwzględnić w praktycznych rachunkach, Ritter („Schw. Bauztg.” 1899, Nr. 5, 6 i 7) próbował scharakteryzować miarę elastyczności nie przez liczbę, lecz przez równanie względnie przez krzywą. Uproszczona metoda (Koenen) przyjmuje za podstawę obliczeń żelbetu II fazę, w której beton wykazuje już widoczne lub niewidoczne rysy bez obawy załamania się konstrukcji. Z punktu widzenia ścisłej matematyki jest rzeczą niejasną, w jaki sposób ująć matematycznie takie spękane, a więc nieciągłe ciało. Według ścisłej teorii powinny wskutek tych szpar i rys powstawać wielkie naprężenia. Dalsze uproszczenie dostaniemy nie tylko stąd, że żelazo i beton podlega uogólnionemu prawu Hooke'a, lecz także stąd, że przyjmujemy, iż stosunek modułów elastyczności żelaza i betonu  $\frac{E_s}{E_b} = n$  jest

stały i że stała Poisson'a dla żelaza i betonu jest taka sama  $m_s, m_b = m$ . Głównem zadaniem jest przedstawić  $\sigma$  jako funkcję wypadkowej sił i momentów zgięcia, działających na przekrój.

Wyznaczenie statycznie niewyznaczalnych wielkości sprowadza się zasadniczo do wyznaczenia elastycznej zmiany postaci. Przeważnie nie jest potrzebne pełne rozwiązanie, lecz wystarczy znalezienie przesunięcia w pewnym kierunku. Tem zadaniem zajmują się zasadniczo metody Maxwell'a, Mohra i Castigliano'a. Zupełne rozwiązanie problemu odkształcenia systemu sztywnego dają nam metody Williot'a i Müller-Breslau'a. Drugi problem rozwiązuje się zapomocą linii przegięcia. Do wyznaczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości w statyce budowlanej używa się wyrażonego przez Lamé'go prawa Clapeyron'a.

Dla kraty sztywnej wyraził dopiero Menabrea prawo najmniejszej pracy odkształcenia, zakładając słuszność prawa Hooke'a. Engesser wykazał, że prawo najmniejszej pracy dla izotermicznych odkształceń pozostaje prawdziwe także w tym wypadku, gdy prawo wiążące naprężenie z wydłużeniem jest przedstawione przez funkcję potęgową



(prawo Hooke'a jest wypadkiem szczególnym gdy wykładnik równa się 1).

Wszystkie metody obliczania wielkości statycznie niewyznaczalnych są zbudowane na szeregu silnie upraszczających założeń o płaskości przekrojów, o linijowości stanu naprężenia i uogólnionem prawie Hooke'a. Dla obliczenia wielkości statycznie niewyznaczalnych spróbuję uogólnić klasyczną teorię elastyczności, zakładając ogólniejsze prawo od prawa Hooke'a. Poniżej podaję próbę przybliżonego obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości dla sztywnej kraty na podstawie prawa Bacha — Schülego.

Dla zginania pręta wydłużenie jest dane przez wzór

$$\varepsilon = \frac{\eta}{\rho}$$

gdzie  $\eta$  jest odległością od osi obojętnej, a  $\rho$  jest promieniem krzywizny. Po stronie ciągnięcia jest

$$\varepsilon = \alpha_1 \sigma_1^{m_1} = \frac{\eta}{\rho} \quad \text{lub} \quad \sigma_1 = \left( \frac{\eta}{\alpha_1 \rho} \right)^{\frac{1}{m_1}}$$

po stronie ciśnienia

$$\varepsilon = \alpha_2 \sigma_2^{m_2} = \frac{\eta}{\rho} \quad \text{lub} \quad \sigma_2 = \left( \frac{\eta}{\alpha_2 \rho} \right)^{\frac{1}{m_2}}$$

(C. Bach w R. Baumann „Elastizität u. Festigkeit” strona 273). Dla maksymalnych odległości  $e$  i  $e_2$  naprężenia przyjmują wartości

$$a) \quad \sigma_1 = \left( \frac{e_1}{\alpha_1 \rho} \right)^{\frac{1}{m_1}} = \left( \frac{e_1 E_1}{\rho} \right)^{\frac{1}{m_1}}$$

$$b) \quad \sigma_2 = \left( \frac{e_2}{\alpha_2 \rho} \right)^{\frac{1}{m_2}} = \left( \frac{e_2 E_2}{\rho} \right)^{\frac{1}{m_2}}$$

Jeżeli opuścimy wpływ siły ścinającej, to z warunków równowagi otrzymamy następujące równania:

$$1) \quad \int_a^{e_1} \sigma_2 df - \int_0^{e_1} \sigma_1 df = 0$$

$$2) \quad M_b = \int_a^{e_1} \sigma_2 df \eta + \int_0^{e_2} \sigma_1 df \eta$$

Z pierwszego równania otrzymamy, uwzględniając równania:

$$a) \quad \int_a^{e_1} \left( \frac{\eta}{\alpha_2 \rho} \right)^{\frac{1}{m_2}} df - \int_0^{e_1} \left( \frac{\eta}{\alpha_1 \rho} \right)^{\frac{1}{m_1}} df = \left( \frac{1}{\alpha_1 \rho} \right)^{\frac{1}{m_1}}$$

$$b) \quad \int_a^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_2}} df - \left( \frac{1}{\alpha_2 \rho} \right)^{\frac{1}{m_2}} = \int_0^{e_2} \eta^{\frac{1}{m_1}} df = 0$$

$$\text{lub} \quad \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_a^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_2}} df - \frac{\sigma_2}{e_2^{\frac{1}{m_2}}} df = \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_1}} df -$$

$$- \left( \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{1}{\sigma_1} \right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_2} \eta^{\frac{1}{m_2}} df = \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_1}} df -$$

$$- \left( \frac{E_2}{E_1} \frac{1}{e_1} \right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_2}} df = 0$$

To równanie wyznacza oś zerową. Oś ta jest tutaj funkcją  $\sigma$ , a zatem moment i zgięcia (a nie jak

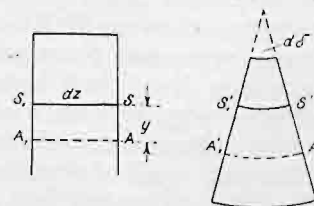
w prawie Hooke'a jedynie tylko funkcją geometrycznych własności przekroju, niezależnie od obciążenia). Ponieważ jednak moment zgięcia w różnych przekrojach jest rozmaity, a więc oś zerowa musi się zmieniać od przekroju do przekroju; oczywiście zachodzi to także przy obciążeniu jednostajnie rozłożonem. Z powyższego widać, że do obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości belek lub systemów sztywnych metoda linii wpływów podług Lamba nie może być bez zastrzeżeń stosowana, ponieważ dla obciążenia  $P = 1$  otrzymujemy zupełnie inną oś, aniżeli przy dowolnem obciążeniu  $P$ . Także nieuwzględnienie zmian odległości od osi obojętnej prowadzi do fałszywych wartości naprężeń. Drugie równanie przy uwzględnieniu równań  $a$  i  $b$  daje:

$$M_b = \left( \frac{1}{\alpha_1 \rho} \right)^{\frac{1}{m_1}} \int_0^{e_1} \eta^{1 + \frac{1}{m_1}} df + \\ + \left( \frac{1}{\alpha_2 \rho} \right)^{\frac{1}{m_2}} \int_a^{e_2} \eta^{1 + \frac{1}{m_2}} df = \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{1 + \frac{1}{m_1}} df + \\ + \frac{\sigma_2}{e_2^{\frac{1}{m_2}}} \int_a^{e_2} \eta^{1 + \frac{1}{m_2}} df = \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{1 + \frac{1}{m_1}} df + \\ + \left( \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \frac{1}{e_1} \right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_2} \eta^{1 + \frac{1}{m_2}} df$$

$$\text{jeżeli } m_1 = m_2 \quad M_b = \left[ \frac{1}{e} \int_0^{e_1} \eta^{1 + \frac{1}{m_1}} df + \right. \\ \left. + \left( \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \frac{1}{e} \right)^{\frac{1}{m_2}} \int_a^{e_2} \eta^{1 + \frac{1}{m_2}} df \right] \sigma$$

$$\text{jeżeli } \alpha_1 = \alpha_2 = \frac{1}{E} \quad M_b = \frac{\sigma}{e} \int_0^{e_1} \eta^{1 + \frac{1}{m}} df + \\ + \frac{1}{e^{m-1}} \int_a^{e_2} \eta^{1 + \frac{1}{m}} df$$

gdzie wartość całki odgrywa rolę momentu bezwładności, a więc można ją łatwo obliczyć dla prostego przekroju, zaś dla bardziej skomplikowanego łatwo otrzymać ją można graficznie. Dla prętów otrzymujemy zgięcia przy powyższych założeniach w sposób następujący: bierzemy dwa przekroje jak na rysunku. Jeżeli przyjmiemy, że przy odkształ-



ceniu oś obojętna przechodzi w łuk kołisty, wówczas  $\rho$  jest stałe

$$\widehat{S'S'_1} = \rho d \varphi \quad \text{więc zmiana długości} = \varepsilon_0 = \\ = \frac{\widehat{S'_1 S'} - S_1 S}{S_1 S} = \frac{\rho d \varphi - dz}{dz} = \rho \frac{d \varphi}{dz} - 1.$$



Ponieważ zaś  $\varepsilon_0$  w osi obojętnej równa się 0, więc

$$\varepsilon_0 = 0 = \rho \frac{d\delta}{dz} - 1$$

$$\text{albo } \rho \frac{d\delta}{dz} = 1 \quad \frac{d\delta}{dz} = \frac{1}{\rho}$$

Dla dowolnej warstwy przekrojów:

$$\varepsilon_1 = \frac{A' A_1' - A A_1}{A A_1} = (\rho + y) \cdot \frac{d\delta}{dz} - dz = \varepsilon_0 + y \frac{d\delta}{dz}$$

$$\text{ale ponieważ } \varepsilon_0 = 0 \quad \varepsilon = y \frac{d\delta}{dz} = y \frac{1}{\rho} = \frac{y}{\rho}$$

Uwzględniając następujące związki

$$\sigma^m = \varepsilon E \quad \text{ i } \quad \sigma = \int y^{1+\frac{1}{m}} df + y^{\frac{1}{m-1}} \int y^{1+\frac{1}{m}} df = \frac{M_{by}}{K}$$

$$\text{otrzymamy } \sigma = \varepsilon^{\frac{1}{m}} E = \left( \frac{y}{\rho} \right)^{\frac{1}{m}} E = \frac{M_{by}}{K}$$

$$\frac{1}{\rho^{\frac{1}{m}}} = \frac{M_{by}^{m+1}}{K}; \quad \frac{1}{\rho} = \left[ \frac{M_{by}^{m+1}}{K} \right]^m$$

Opierając się na geometrycznym związku między promieniem krzywizny a pochodną funkcji, możemy (dla niezbyt wielkich zgięć) przyjąć, że  $\frac{1}{\rho} =$

$\frac{d^2 y}{dx^2}$ . Z tego wzoru otrzymujemy równanie różniczkowe zgięcia pod założeniem prawa Bacha-Baumana w następującej postaci

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \left[ \frac{M_{by}^{m+1}}{K} \right]^m = \frac{M_b^m y^{m(m+1)}}{K^m}$$

gdzie jeżeli  $m$  jest stałą  $K^m$ , zależną jedynie od przekroju.

Całkowanie tego równania w praktyce można wykonać bez specjalnych matematycznych trudności. Także można użyć dla tego rozwiązania graficznej metody Mohra, jeżeli wzór Mohra uogólnimy w następującej postaci

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\delta}{dz}, \quad \text{ a stąd } d\delta = \left[ \frac{M_b^m y^{m(m+1)}}{K^m} \right] dz$$

Różnica między tem równaniem, a tak zw. „elastycznym ciężarem” (Elastisches Gewicht) Mohra polega na tem, że na miejscu  $y$  u Mohra występuje tutaj  $y^{m(m+1)}$ , zaś zamiast momentu bezwładności  $I$ ,  $K^m$ . Jeżeli rozwiniemy szereg potęgowy  $y^{m(m+1)}$  i  $K^m$ , opuszczając wyrazy wyższego rzędu otrzymamy stąd nowe równanie Mohra na odkształcenie.

Z równania różniczkowego linii elastycznej można, jak wiadomo, otrzymać przez pierwsze całkowanie styczną, przez drugie zaś opadnięcie (Einsenkung). Jesteśmy więc w stanie otrzymać obok trzech warunków równowagi dostateczną ilość równań na obliczenie wielkości statycznie niewyznaczalnych. Te ostatnie można też, jak wiadomo, obliczyć przy pomocy równań na pracę. Ponieważ między składowymi odkształcenia i naprężenia nie ma już związku, problem całkowania równania na pracę przy odkształceniu staje się zupełnie prosty. Jeżeli dla uproszczenia opuścimy naprężenia ścinające i przyjmujemy, że siły zewnętrzne zlewają się z główną osią bezwładności, i że prawo super-

pozycji także tutaj się stosuje (czemu oczywiście możnaby wiele zarzucić) otrzymamy

$$\tau_x = \frac{N_x}{F} + \frac{M_x}{K} \cdot e; \quad \text{opuszczając siły osiowe zostaje}$$

$$\frac{M_y}{K} e \quad \text{gdzie } K = \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m}} df + \frac{1}{e^{m-1}} \int_0^{e_2} \eta^{1+\frac{1}{m}} df$$

a więc praca przy odkształceniu,

$$\int n \sigma_x \varepsilon_x dv = \int n \frac{M_y}{K} y \cdot \frac{M_y^m}{K^m} \cdot \frac{y^m}{E} dv,$$

gdzie  $K$  przy prawie Hooke'a =  $1/2$ . Ponieważ jednak  $dv = dx \cdot dF$ , więc praca przy odkształceniu na element objętościowy będzie

$$\begin{aligned} dA &= \frac{1}{E} \int n \frac{M_y^{m+1}}{K^{m+1}} y^{m+1} dx \cdot dF = \\ &= \frac{n \cdot M^{m+1}}{E \cdot K^{m+1}} dx \int \frac{y^{m+1} dF}{\tau} \end{aligned}$$

stąd

$$dA_F = n \frac{M^{m+1} \tau}{K^{m+1} E} dx, \quad \text{ jeżeli } \int y^{m+1} dF = \tau.$$

$$\text{Praca całkowita } A = \frac{n}{E} \int \frac{M^{m+1} \tau}{K^{m+1}} dx$$

W wypadku gdy  $m = 1$  będzie

$$\frac{\tau}{K^{m+1}} = \frac{1}{J} a n \quad \text{ stąd } A = \int \frac{M^2}{J E} dx$$

Udowodniono zatem, że zasada minimum pracy przy odkształceniu pozostaje słuszną dla dowolnego prawa elastyczności. Przez to jesteśmy w stanie obliczyć pracę przy odkształceniu przez całkowanie poprzedniej funkcji, albo przez rozwinięcie w szereg, albo też zapomocą metody graficznej przy dowolnych przekrojach. Z pracy przy odkształceniu otrzymuje się wielkości statycznie niewyznaczalne zapomocą znanych metod, po zróżniczkowaniu pracy przy odkształceniu przez rozwinięcie algebraicznych równań. Oczywiście równania te nie są już linjowe. Takie znane równanie Clapeyrona można uogólnić dla tego założenia, a mianowicie przez wyrażenie, że kąt skręcenia stycznej przy podstawie, obliczonej z równania na ugięcie 2-ch sąsiednich przeseł, daje tę samą wartość. Kąt skręcenia można wyrazić albo zapomocą całkowania równania linii elastycznej, albo też zapomocą rachunkowej względnie graficznej metody, według uogólnionego twierdzenia Mohra. W tym wypadku otrzymuje się równania, z których w każdym występują po 3 statycznie niewyznaczalne momenty, oczywiście jednak już nie w linjowej zależności. Pozostaje jeszcze objaśnić na praktycznych przykładach poprzednie rozważanie. Są one jednak z matematycznego punktu widzenia mało interesujące. Byłoby jednak wskazane porównanie wyników rachunkowych z doświadczeniami na zgięcie, ażeby skontrolować jak dalece tutaj przedstawiona bliższa prawdzie fizycznej teoria zgadza się z rzeczywistością. Jeżeli tak jest w istocie, wówczas metoda ta dostarcza nam możliwości pewniejszego i lepszego obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości w konstrukcjach żelbetowych.



# PRZEJAZD STALOWY OBETONOWANY NAD DWOMA TORAMI

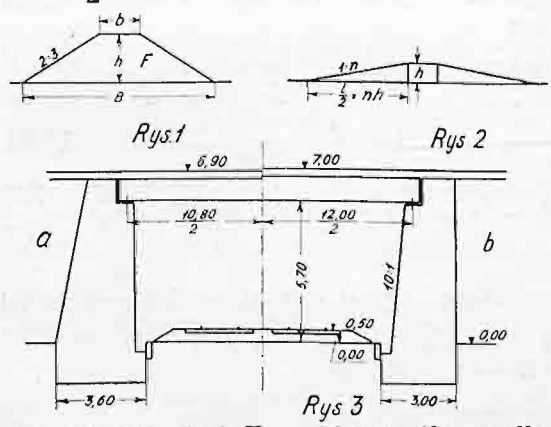
Inż. dr. Alfons Chmielowiec, Lwów

Częste katastrofy kolejowe i klęska bezrobocia czynią wciąż aktualną kwestję zamiany istniejących skrzyżowań w poziomie na skrzyżowania (przejazdy) swobodne przy pomocy mostu i ramp (nasypów) dojazdowych. Ponieważ zastąpienie to powinno być masowe, więc należałoby most taki znormalizować. Przejazdy nad koleją nadają się do normalizacji lepiej niż inne mosty, gdyż znormalizowana jest skrajnia i odstęp torów, a więc rozpiętość mostu i wysokość spodu konstrukcji; dalej szerokość jezdni i obciążenia według klasy mostu. Może być przejazd nad jednym torem lub nad 2-ma torami i przejazd I, II lub III klasy, razem więc  $2 \cdot 3 = 6$  typów. Opisałem już typ przejazdu I klasy nad jednym torem<sup>1)</sup>, poniżej opiszę typ przejazdu I klasy nad 2-ma torami.

Mamy linie 2-torowe o wielkiem nasileniu ruchu. Odstęp torów wynosi ok. 3,50 m, czyli jest mniejszy od szerokości skrajni normalnej (4 m), obie skrajnie na siebie zachodzą, a więc między torami niema miejsca na podporę. Rozpiętość przejazdu nad 2-ma torami będzie zatem znacznie większa od przejazdu nad jednym torem. Nie będzie to już przepust, ale średni most. W czasie budowy mostu normalny ruch kolejowy nie może być wstrzymany. Musimy budować bez rusztowań. Wobec tego odpada kamień, beton i żelbet. Drzewo nie nadaje się na przejazd z powodu niebezpieczeństwa pożaru od iskier lokomotywy. Pozostaje więc tylko stal.

Spód konstrukcji jest dany wysokością nasypu kolejowego, szyn, skrajni i wolnej gry nad skrajnią. Wysokość skrajni normalnej kolei 4,80 m powoduje, że nasypy ramp będą wysokie.

Dla nasypu (rys. 1 i 2)  $B = b + 3h$ ,  $F = bh + \frac{3}{2}h^2$ ,  $L = 2nh$ . Dla  $h = 6$  m,  $b = 6$  m



(zwykle więcej), jest  $F = 90$  m<sup>2</sup>; dla spadku 5%  $n = 20$ . Jeżeli więc wysokość niwelety mostu wzrośnie tylko o 1 cm, to objętość nasypów doja-

zdowych zwiększy się o  $\Delta F = 90 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 0,01 = 36$  m<sup>3</sup>, zaś powierzchnia podstawy stoków, którą trzeba wykupić, wzrośnie o  $\Delta A = 3h \cdot 2n \cdot 0,01 = 7,2$  m<sup>2</sup>. Dla spadku 3%  $n = 33$ ,  $\Delta F = 60$  m<sup>3</sup>,  $\Delta A = 12$  m<sup>2</sup>. A że wysokość niwelety zależy od wysokości konstrukcyjnej, więc będziemy się starać o jej zmniejszenie, chociażby most był droższy, żeby oszczędzić na rampach. Stal jest najdroższa, ale daje najmniejszą wysokość konstrukcyjną. Belka wolnopodparta jest najtańsza, ale ma największą wysokość.

Wysokie nasypy wymagają wysokich i grubych przyczółków (rys. 3), których koszt jest nieproporcjonalnie wielki w porównaniu z kosztem przęsła. Przyczółek może mieć ścianę przednią pionową, a tylną nachyloną 5 : 1 lub 4 : 1, (rys. 3a), korzystniejszy jednak statycznie, a więc tańszy jest przyczółek (rys. 3b), który zato wymaga większej rozpiętości przęsła. Rowy ziemne trapezowe przechodzą pod mostem na prostokątne, obetonowane, dla zmniejszenia rozpiętości.

Aby uniknąć kosztownych przyczółków i zmniejszyć wysokość konstrukcyjną mostu, zastosujemy belki ciągle, oparte na 4 jarzmach stalowych, przyczem skrajne jarzma będą zanurzone w nasypach (rys. 4). Przerzucając rowy nazewną jarzm wewnętrznych uzyskamy korzystny stosunek rozpiętości i zmniejszamy moment w środku mostu. Stoki czołowe nasypów będą nachylone stromo 1 : 1 i obrukowane (rys. 5), aby most był krótszy. Zanurzone w nasypie jarzma stalowe muszą być obetonowane, zarówno jak i końce przęsła, w obawie przed rdzewieniem. Wobec tego i belki warto obetonować, przez co uchronimy je również od rdzy i gazów z komina lokomotywy, a poza tem zwiększymy sztywność i osiągniemy dużą oszczędność stali, bo beton otulający

1) rozdziela ciężary skupione z jezdni równomiernie na wszystkie belki,

2) współdziała z dźwigarami w niesieniu tych ciężarów dzięki przyczepności.

Dotychczas tego współdziałania nie uwzględniano z powodu małej stosunkowo powierzchni przyczepnej. Dzięki udoskonaleniu metod spawania można łatwo tę powierzchnię zwiększyć przez dospojenie do ścianki i do stopki górnej żeberek, zwojów, wásów, gwoździ, kabłąków i t. p. Dźwigary stalowe, obciążane w laboratorjach aż do zniszczenia, łamią się zwykle nie z powodu osiągnięcia granicy wytrzymałości wzgl. plastyczności na rozciąganie, tylko przez zmiażdżenie stopki górnej ściskanej, sfałdowanie ścianki, lub zwichrzenie. Wszystkiemu temu przeciwdziała beton otulający, zatem wytrzymałość dźwigarów obetonowanych jest większa od obliczonej, nawet z uwzględnieniem współdziałania stali i betonu jak

<sup>1)</sup> „Przejazdy stalowe nad koleją”, Wiadomości Drogowe 1935, Nr. 101 — 102.







$$F h''^2 = 86,7 \cdot 10,2^2 = 9040 \text{ cm}^4$$

$$\text{moment bezwładności I N 34 } I_o = 15670 \text{ „}$$

$$\frac{1}{3} \frac{b}{n} x^3 = \frac{75}{3 \cdot 1,5} \cdot 18,8^3 = 11100 \text{ „}$$

$$\text{moment bezwładności sprowadzony}$$

$$\text{na stal } J = 35810 \text{ cm}^4$$

$$h - x = 46 - 18,8 = 27,2 \text{ cm. Moduł prze-}$$

$$\text{kroju } W = \frac{I}{h - x} = \frac{35810}{27,2} = 1316 \text{ cm}^3. \text{ Żwirówkę}$$

(grubość średnia 20 cm) nakładamy dopiero po  
stężeniu betonu,  $g = 0,20 \cdot 1,9 \cdot 0,75 = 0,285 \text{ t/m}^2$ .

$$\text{Moment od żwirówki } 3,835 \cdot 0,285 = 1,090 \text{ tm}$$

$$\text{moment od ciężaru ruchomego}$$

$$0,75 \cdot 8,755 \cdot 1,5 = 9,855 \text{ „}$$

$$\text{razem } M_1 = 10,945 \text{ tm}$$

Spółczynnik dynamiczny = 1,5. Naprężenie w  
dźwigarze w fazie stalowej

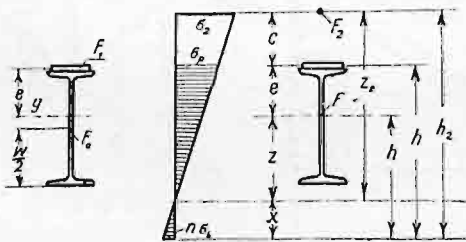
$$\sigma_g = \frac{M_g}{W_o} = \frac{344 \cdot 500}{922} = 374 \text{ kg/cm}^2$$

Naprężenie w fazie żelbetowej

$$\sigma_p = \frac{M_1}{W} = \frac{1094 \cdot 500}{1316} = 833 \text{ „}$$

$$\text{razem } \sigma = \sigma_g + \sigma_p = 1207 \text{ kg/cm}^2$$

Nad podporą moment jest ujemny. Beton nad  
dźwigarami jako rozciągany jest bezużyteczny. A  
że i warstwa ochronna jest przerwana (rys. 8),  
więc wysokość użyteczna płyty  $h$  redukuje się tu  
do wysokości dźwigara  $w$ . Wobec tego należy dźwi-  
gary wzmocnić nakładkami dospojonemi od góry  
(rys. 7). Przekrój nakładki niech będzie  $F_1$ , prze-



Rys. 7.

krój samego dźwigara  $F_o$ , więc  $F = F_o + F_1$ . Środek ciężkości odchyli się od środka dźwigarów o  
 $y = \frac{w F_1}{2 F}$ . Odległość krawędzi ciągnionej od środ-

ka  $e = \frac{w}{2} - y = \frac{w}{2} \frac{F_o}{F}$ . Moment bezwładności

dźwigara z nakładką  $I_g = I_o + I_1$ , przyczem

$$I_1 = \frac{w^2 F_o F_1}{4 F} = \frac{w^2}{4} \frac{F_1}{1 + \frac{F_1}{F_o}} \text{ zaś } \sigma_g = \frac{M_g}{I_g} \cdot e$$

Założyliśmy tu w przybliżeniu, że grubość na-  
kładki jest zero. Wg. równ. (1) i (2)  $M_g =$   
 $= 0,621 \frac{1}{8} g l^2 = g 0,621 \cdot \frac{1}{8} \cdot 9,0^2 = g 6,29 \text{ m}^2$ .

Powyżej znaleziono  $g = 0,900 \text{ t/bm}$ , więc  $M_g =$   
 $= 0,9 \cdot 6,29 = 5,66 \text{ tm}$ . I N 34,  $F_o = 86,7 \text{ cm}^2$ ,  
nakładka  $80 \times 10 F_1 = 8,0 \text{ „}$

$$\text{razem } F = 94,7 \text{ cm}^2$$

$$F_1 : F_o = 8 : 86,7 = 0,09225.$$

$$I_1 = \frac{17^2 \cdot 8}{1,09225} = 2120 \text{ cm}^4$$

$$I_o = 15670 \text{ „}$$

$$I_g = 17790 \text{ cm}^4$$

$$e = 17 \frac{86,7}{94,7} = 15,6 \text{ cm, } \sigma_g = \frac{566000}{17790} 15,6 =$$

$$= 497 \text{ kg/cm}^2.$$

Prócz nakładki  $F_1$ , która pracuje zarówno w  
fazie stalowej jak i żelbetowej, dospoimy jeszcze  
druty  $F_2$  w wysokości  $e$  nad podporą. Wg. rys. 7  
równanie sił wewnętrznych jest:  $\frac{1}{2} b x^2 =$   
 $= n F z + n F_2 z_2$ , przyczem  $z = h' - x$ ,  $z_2 =$   
 $= h_2 - x$ .

Jeżeli  $f = \frac{n}{b} (F + F_2)$ ,  $A = \frac{2 n}{b} (F h' +$   
 $+ F_2 h_2)$ , to  $x^2 + 2 f x = A$ , czyli  $x = -f +$   
 $+ \sqrt{A + f^2}$ . Moment bezwładności sprowadzony  
na stal  $I = \frac{b}{3 n} x^3 + F z^2 + F_2 z_2^2 + I_g$  albo  $I =$   
 $= \frac{2}{3} x (F z + F_2 z_2) + F z^2 + F_2 z_2^2 + I_g$ .

Naprężenie w drutach  $\sigma_2 = \frac{M_1}{I} z_2$ . Naprężenie  
w nakładce w fazie żelbetowej  $\sigma_p = \frac{M_1}{I} (e + z)$ .

Naprężenie w betonie  $\sigma_b = \frac{M_1}{n I} x$ .

U nas jest  $h' = h - e = 34 - 15,6 = 18,4$   
cm.

Mamy	$F = 94,7 \text{ cm}^2$	$h = 34,0 \text{ cm}$
	$F_2 = 4 \text{ } \phi 10 = 3,14 \text{ „}$	$e = 15,6 \text{ „}$
	razem 97,84 cm	$h' = 18,4 \text{ cm}$

$$f = \frac{97,84}{75} 15 = 19,57 \text{ cm, } h_2 = 34 + 10 = 44 \text{ cm.}$$

$$F h' = 94,7 \cdot 18,4 = 1742,5$$

$$F_2 h_2 = 3,14 \cdot 44 = 138,2$$

$$\text{razem } 1880,7$$

$$A = \frac{2 \cdot 15}{75} 1880,7 = 752 \text{ cm}^2$$

$$f^2 = 19,57^2 = 383 \text{ „}$$

$$\text{razem } 1135 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{1135} = 33,67 \text{ cm}$$

$$f = 19,57 \text{ „}$$

$$x = 14,10 \text{ cm}$$

$$h' = 18,4 \text{ „}$$

$$z = 4,3 \text{ cm}$$

$$x = 14,1 \text{ cm}$$

$$h_2 = 44,0 \text{ „}$$

$$z_2 = 29,9 \text{ cm}$$

$$F z = 94,7 \cdot 4,3 = 407,2 \text{ cm}^3. 4,3 = 1750 \text{ cm}^4$$

$$F_2 z_2 = 3,14 \cdot 29,9 = 93,9 \text{ „ } 29,9 = 2810 \text{ „}$$

$$S = 501,1 \text{ cm}^3 \quad I_g = 17790 \text{ „}$$

$$\frac{2x}{3} S = \frac{2}{3} \cdot 14,1 \cdot 501,1 = 4790 \text{ „}$$

$$I = 27140 \text{ cm}^4$$

Moment od żwirówki  $6,29 \times 0,285 = 1,79 \text{ tm}$   
moment od ciężaru ruchomego  $1,5 \cdot 0,75 \cdot 6,42 =$



= 7,22 tm. (6,42 jest to wartość z linii wpływo-  
wej).  $M_1 = 1,79 + 7,22 = 9,01$  tm.

$$\sigma_a = \frac{901000}{27140} \cdot 29,9 = 995 \text{ kg/cm}^2,$$

$$e + z = 15,6 + 4,3 = 19,9 \text{ cm},$$

$$\sigma_p = \frac{901000}{27130} \cdot 19,9 = 661 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_g = 497 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_p = 1158 \text{ cm}^2.$$

Moment ujemny, zwłaszcza od ciężaru stałego, maleje bardzo prędko z oddaleniem od matema-  
tycznego punktu podparcia. Dlatego nakładki  $F_1$   
i druty  $F_2$  mogą być dość krótkie, np. 1 m. Zwa-  
żywszy, że długość dźwigarów jest  $l + 2 l_1 +$   
 $+ 2 \cdot 0,5 = 9 + 13 + 1 = 23$  m,  $F_1 + F_2 =$   
 $= 8 + 3,14 = 11,14 \text{ cm}^2$ ,  $F_0 = 86,7 \text{ cm}^2$ .

Więc procent dodatkowego uzbrojenia wynosi

$$p = 100 \cdot \frac{2,0}{23} \cdot \frac{11,14}{86,7} = 1,12\%.$$

Druty  $F_2$  4  $\phi$  10 wy-

gięte w kabłąk spełniają równocześnie zadanie  
zwiększenia powierzchni przyczepnej stali do be-  
tonu. Z uwagi na moment są one tem skuteczniej-  
sze, im grubsza jest warstwa betonu pod dźwiga-  
rami. Licząc most jako stalowy, t. j. nie uwzględ-  
niając współdziałania betonu, a tylko rozdzielające  
działanie, możemy przyjąć  $k = 900 + 3 \cdot 9 =$   
 $= 927 \text{ kg/cm}^2$  i nie mnożyć obciążenia ruchomego  
przez 1,5. Wówczas otrzymamy I Nr 38,  $F = 107$   
 $\text{cm}^2$  zamiast I N 34 = 86,7  $\text{cm}^2$ , różnica 20,3  $\text{cm}^2$ .

Uzbrojenie będzie więc o  $\frac{20,3}{0,867} = 23,4\%$  więk-

sze. Coprawda grubość płyty wypada o 6 cm mniej-  
sza. Opłaci się jednak uwzględnić współdziałanie,  
uzbrajając na przyczepność, lecz korzyść uzbroje-  
nia na przyczepność nie uwydatnia się tu należy-  
cie, gdyż zmniejsza ją współczynnik dynamiczny  
1,5, który stosujemy w wypadku współdziałania.  
Dowodzi to, że porównanie jest niesprawiedliwe  
i że tem bardziej należałoby naprężenie dopuszczal-  
ne podnieść, jak to czyni prof. Bryła.

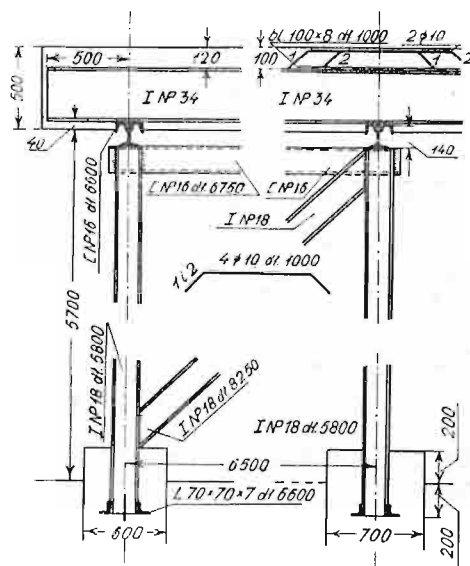
W belce ciągłej niedokładność w wysokości pod-  
pór powoduje dodatkowe naprężenia, które są pro-  
porcjonalne do wysokości belki. Otóż na szczęście  
u nas wysokość dźwigarów jest bardzo mała:

$$w = 34 \text{ cm} = \frac{1}{19} \text{ skrajnej, zaś } \frac{1}{26,5} \text{ części środ-}$$

kowej rozpiętości (9 m). Tak niskie dźwigary pod-  
dadzą się własnym ciężarem małym nierównościom  
bez wielkich naprężeń. Należytej sztywności nabie-  
ra konstrukcja dopiero po stężeniu betonu. Nato-  
miast powolne osiadanie fundamentów jest bar-  
dzo nieznaczne z powodu dość wielkiej podstawy  
fundamentu i jego sztywności. Ewentualnie mo-  
żna go oprzeć na palach.

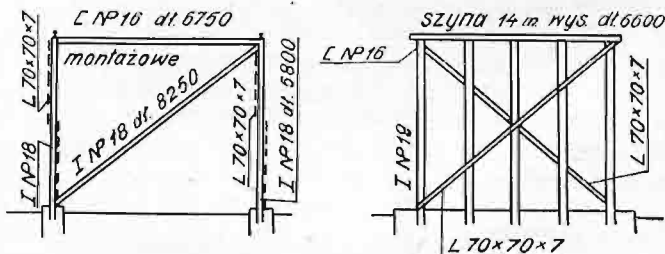
W belce ciągłej zwykle 1 tona stali więcej ko-  
sztuje niż, w belce wolnopodpartej; większe sto-  
sunkowo siły poprzeczne wymagają większego uz-  
brojenia na przyczepność. Ponieważ jednak w na-  
szym wypadku całkowita waga stali jest większa  
niż w belce wolnopodpartej na przyczółkach, więc  
huty chętnie zaofiarują niższą cenę jednostkową  
stali. Na obniżkę ceny jednostkowej wpływa rów-  
nież identyczność 4 jarzm.

W fazie stalowej (rys. 8) jarzma składają się  
ze słupów I PN 18, połączonych szyną jako oczep-

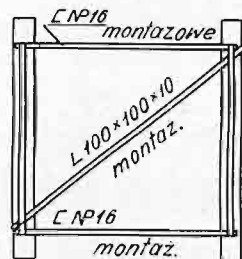


Rys. 8.

pem i usztywnionych zastrzałami L 70 . 70 . 7. Jar-  
zmo środkowe połączone jest ze skrajnym w płas-  
zczyźnie oczepów rozpórkami I Nr. 16 i przekąt-  
nią L 100 . 100 . 10, zaś w płaszczyznach piono-  
wych krzyżulcami I Nr. 18. Krzyżulec usztywnia  
prostokąt utworzony ze słupów rozpórki i terenu.  
W ten sposób z dwu jarzm powstaje sztywny filar  
przestrzenny o kształcie graniastoslupa (rys. 9).



Rys. 9



Rys. 10

Sztywność ta jest potrzebna na czas montażu i be-  
tonowania przęsła. Kiedy przęsło stalowo-betono-  
we stężeje, można wspomniane rozpórki i przekąt-  
nie w płaszczyźnie oczepów odjąć celem zwiększe-  
nia wolnej przestrzeni pod mostem. Krzyżulce mu-  
szą pozostać (rys. 4). Betonowanie odbywa się bez  
rusztowań. Deskowanie podtrzymują same dźwi-  
gary stalowe (rys. 6).

Łożyska są kołyskowo-przesuwowe (rys. 8).  
Łożysko stałe tem się różni od ruchomego, że w  
główce szyny, w pobliżu każdego jej końca, jest



wydrążone gniazdo, w które wchodzi czop (rys. 10).

W sumie otrzymaliśmy most bez kosztownych przyczółków, o małej wysokości ustrojowej i o prostej budowie z dźwigarów walcowanych, jednoczący w sobie zalety mostu stalowego i żelbetowe-

go, łatwy montaż, wielką sztywność i trwałość. Dla zwyczajnego przejazdu z przyczółkami (rys. 3) dźwigary walcowane jużby nie wystarczyły. Trzeba byłoby tu zastosować most stalowy o pomoście dołem, a więc już konstrukcję bardziej złożoną i droższą.

---