

INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

STYCZEŃ 1939

NR 1

TREŚĆ: Dr T. Kluz — Warunki równowagi sprężystej ciała zginanego i ich zastosowanie. Inż. Cz. Gniewiński — Inwe-
stycje Warszawy w dziale dróg i mostów. Inż. arch. A. Charlampowicz — W sprawie wprowadzenia pojęcia masy ciała
uderzanego do wzorów na obliczenie wymiarów płyt przeciwbombowych. Inż. K. Kamocki — W sprawie oświetlenia budynków
światłem dziennym. Inż. T. Szamin — Przybliżony sposób obliczenia płyt prostokątnych. Dr Cz. Kłóś — W sprawie Instytutu
Geofizycznego. Inż. A. Hauke-Bosak — W sprawie błędów we wzorach Kleinlogla. Inż. E. OLSZEWSKI — Ramowe konstrukcje
lupinowe. Recenzje. Z prasy technicznej. Przegląd prasy. Kronika. Komunikaty Z. P. I. B.

Inż. Dr TOMASZ KLUZ (Warszawa)

WARUNKI RÓWNOWAGI SPRĘŻYSTEJ CIAŁA ZGI- NANEGO I ICH ZASTOSOWANIE DO BELKI CIĄGŁEJ I USTROJÓW RAMOWYCH

1. Wstęp i założenia

Tematem niniejszej pracy jest wyprowadzenie i zastosowanie do zagadnień praktycznych tzw. warunków równowagi sprężystej ciała zginanego. Nowo ustawione warunki równowagi sprężystej obejmują:

1) równanie tzw. *sumy wtórnych sił*, analogiczne do równania sumy składowych pionowych sił belki wolnopodpartej,

2) równanie tzw. *sumy wtórnych momentów*, analogiczne do równania sumy momentów belki wolnopodpartej, jako warunku równowagi ciała sztywnego.

Ponadto przy pomocy powyższych warunków równowagi sprężystej ciała zginanego wyprowadzono i omówiono znaczenie tzw. *wtórnych reakcyj* (oddziaływań), analogicznych do oddziaływań belki wolnopodpartej.

Przy pomocy wyprowadzonych warunków *wtórnych sił*, *wtórnych momentów* i *wtórnych reakcyj* rozwiązuje się ustroje statycznie niewyznaczalne, jak belki ciągłe i ramy, w sposób bardzo prosty i zupełnie analogiczny, jak przy pomocy warunków sił i momentów obliczamy ustroje statycznie wyznaczalne.

W prowadzonym przeze mnie w rb. na Politechnice Lwowskiej wykładzie (zleconym) p. t. *Praktyczne metody obliczenia ustrojów ramowych w budownictwie* zastosowałem powyższe warunki równowagi sprężystej do zagadnień praktycznych. Ponieważ artykuł niniejszy oparty jest na moich

wykładach i ma na celu przede wszystkim względy dydaktyczne, następnie względy praktyczne, więc ograniczam się w treści i w zastosowaniu wyprowadzonych warunków — do przykładów prostszych, najczęściej spotykanych w praktyce, a posiadających poza tym ważniejsze znaczenie pod względem dydaktycznym.

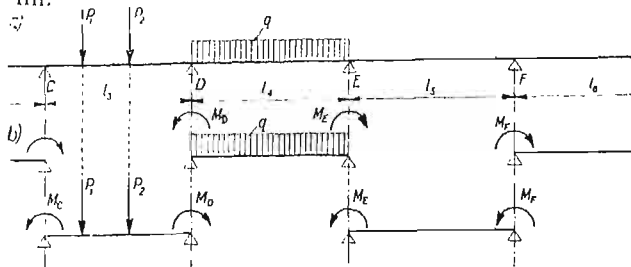
Poniższe rozważania i wyprowadzone warunki równowagi sprężystej w naszym ujęciu odnoszą się do dowolnej belki ciągłej i dowolnego ustroju ramowego doskonale sprężystego o prostych lub krzywoliniowych elementach, poddanych działaniu sił pionowych, leżących w jednej i tej samej płaszczyźnie. Płaszczyzna sił zewnętrznych, a więc obciążeń i oddziaływań jest płaszczyzną symetrii belki lub danego ustroju ramowego. Pod obciążeniem pierwotnie prosta oś belki czy ramy przyjmuje wskutek zginania kształt linii krzywej, zwanej linią ugięcia przy równoczesnym — w przypadku zupełnie ogólnym — przesunięciu ich podópór względnie naroży.

Przy odkształceniu belki czy ramy uwzględniono w danej pracy siły wewnętrznych tylko siły normalne pochodzące od zginania i siły osiowych, nie uwzględniono natomiast sił ścinających, jako w bardzo małym stopniu wpływających na zmianę linii ugięcia przy zginaniu.

Przyjęto więc, że materiał belki czy ramy podlega prawu *Hooke'a* oraz hipotezie płaskich przekrojów. Następnie założono, że układ podlega zasadzie superpozycji.

2. Warunki wtórnych sił

Rozpatrzmy dowolny układ belki ciągłej o stałych podporach (rys. 1). Dany układ belki ciągłej hyperstatycznej o n przęsłach (rys. 1a) zamieniamy na tzw. *układ podstawowy n belek wolno podpartych* izostaticznych (rys. 1b) powstały przez pomyślane przecięcie belki ciągłej nad podporami i zastąpienie sił wewnętrznych i przerwanej ciągłości nad podporami momentami podporowymi, jako siłami (uogólnionymi) zewnętrznymi.



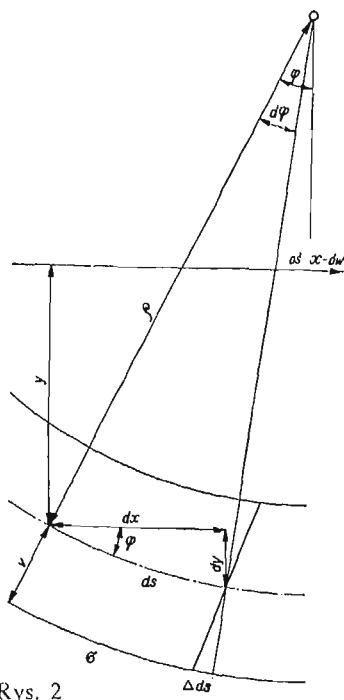
Rys. 1

W ten sposób powstałe belki wolnopodparte, uważane za ciała sztywne, rozwiązujemy, a więc wyznaczamy oddziaływania i momenty przy pomocy znanych warunków równowagi ciała sztywnego w postaci dwóch równań rzutów i jednego równania momentów (płaskiego układu sił):

$$\sum X=0 \text{ (suma składowych poziomych równa zero)} \quad (1)$$

$$\sum Y=0 \text{ (suma składowych pionowych równa zero)} \quad (2)$$

$$\sum (X \cdot y - Y \cdot x) \text{ (suma momentów równa zero)} \quad (3)$$



Rys. 2

Powyzsze znane ogólnie warunki równowagi, konieczne i wystarczające dla belki wolnopodpartej, jako ciała sztywnego, stosujemy do poszczególnych belek wolnopodpartych wtedy, gdy znane nam są momenty M_C, M_D, M_E zastępujące siły wewnętrzne w miejscach przecięć na podporach.

Warunki równowagi ciała sztywnego nie dają nam możliwości wyznaczenia wartości tych momentów na podporach *podstawowych* belek wolno podpartych, momentów równoznacznych z momentami podporowymi belki ciągłej. Dla ich wyznaczenia sięgnąć musimy do *zmiany postaci* belki ciągłej, jako ciała sprężystego. W rozpatrywanym przypadku belki ciągłej na stałych podporach jedyną zmianą postaci ciała przy poczynionych uprzednio założeniach będą ugięcia wywołane momentami zginającymi.

Przy zginaniu powstaje w włóknach skrajnych, oddalonych o v od osi, naprężenie σ (rys. 2). Powstałe odkształcenie włókna na długości ds ma wartość Δds , przy czym

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{\sigma}{E} = \frac{M v}{EI}$$

Z podobieństwa trójkątnych powierzchni wynika również

$$\frac{\Delta ds}{v} = \frac{ds}{\rho}$$

Z obydwu powyższych równań otrzymujemy równanie na krzywiznę linii ugięcia

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

Jeżeli przez $d\varphi$ oznaczymy kąt nachylenia obu przekrojów oddalonych od siebie o ds i ten ostatni odcinek wyrazimy przy pomocy promienia krzywizny ρ i kąta $d\varphi$, otrzymamy

$$ds = \rho d\varphi$$

skąd

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\varphi}{ds} = \frac{M}{EI} \quad (4)$$

Przy prostym zgięciu jest M stałe, a więc i ρ jest stałe. Linia ugięcia jest więc łukiem koła. Ponieważ M zmienia się od przekroju do przekroju, więc i krzywizna $\frac{1}{\rho}$ jest zmienna. Jeśli linię ugięcia odniesiemy do pierwotnej osi belki, jako osi x i do osi y , leżącej w płaszczyźnie zgięcia, otrzymamy równanie

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} = \frac{M}{EI} \quad (4a)$$

Jest to równanie różniczkowe linii ugięcia. Praktyczną, uproszczoną formę tego równania dostaniemy, jeśli $\left(\frac{dy}{dx}\right)^2$ opuścimy, jako w przeważającej liczbie przypadków w praktyce znikomo małe wobec 1. Uproszczenie to jest równoznaczne z przyjęciem, że $ds = dx$ w równaniu 4, co ze względu na małe ugięcia elementów belek ciągłych i ram jest w praktyce zawsze dopuszczalne. Równanie różniczkowe linii ugięcia przybierze więc po tym uproszczeniu prostą postać

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = \frac{d\varphi}{dx} \quad (5)$$

Z równania (5) linii ugięcia otrzymujemy po scałkowaniu (por. rys. 2 i 3)

$$\frac{dy}{dx} = \varphi \int_1^2 = \int_1^2 \frac{M dx}{EI} = \int_1^2 \frac{dF}{EI} \quad (6)$$

skąd

$$\varphi_1 - \varphi_2 = \varphi_{12} = \sum \frac{F}{EI} \quad (7)$$

jeśli przez ΣF oznaczymy sumę powierzchni momentów zginających (dodatnich i ujemnych) zawartą między punktami 1 i 2, to jest między punktami stycznymi do linii ugięcia w dowolnych punktach D_1 i D_2 dwu przęseł przyległych l_3 i l_4 (rys. 3).

Równanie 6 jest równaniem ogólnym zmiany nachylenia linii ugięcia między dwoma dowolnymi punktami 1 i 2 tej linii odkształconej. Równanie 6 podaje nam bardzo ważny związek między momentami a ugięciem, a mianowicie:

Zmiana nachylenia stycznych do linii ugięcia — a więc kąt zawarty między tymi stycznymi φ_{12} — w dwóch dowolnych punktach 1 i 2 jest równa powierzchni momentów zginających między tymi punktami, o rzędnych podzielonych przez EI (sztywność zginania).

Powyżej wyprowadzony związek między kątem nachylenia stycznych do linii ugięcia a zredukowanymi przez EI momentami między punktami stycznymi, pozwala nam na wyznaczenie wartości szukanych momentów podporowych.

W równaniach 6 i 7 mamy po 2 niewiadome, a mianowicie: kąt stycznych do linii ugięcia φ_{12} oraz moment podporowy M_D zawarty w sumarycznej powierzchni momentów F_{12} . Kąt φ_1 , zawarty między stycznymi możemy łatwo z tych równań wyeliminować — przez odpowiedni wybór punktów stycznych do linii ugięcia.

Jeśli np. w rysunku 3a zamiast punktów D_1 i D_2 weźmiemy pod uwagę punkty D_1' oraz E_1 , a więc punkty maksymalnego ugięcia w obydwu przyległych przęsłach, wtedy styczne przeprowadzone do tych punktów, jako linie poziome zawierają między sobą kąt równy zeru, jak to zaznaczono w rys. 3a dla punktów $E_1 E_2$ przęseł schodzących się na podporze E . Równania 6 i 7 zastosowane do punktów maksymalnego ugięcia przybiorą wtedy uproszczoną postać

$$\int \frac{M dx}{EI} = \sum \frac{F}{EI} = 0. \quad (8)$$

Równanie 8 odnoszące się do ogólnego przypadku belki ciągłej o zmiennym przekroju umożliwia nam wyznaczenie wartości szukanego momentu podporowego. Równanie przedstawia bowiem sumę zredukowanych przez EI powierzchni momentów dodatnich i ujemnych zawartych między punktami maksymalnego ugięcia, z których znamy powierzchnie dodatnie. Jeśli powierzchnie momentów, zawarte między punktami 1' (maksymalnego ugięcia w l_4) i 2' (maksymalnego ugięcia w l_5 o rzędnych zredukowanych przez EI) oznaczmy (por. rys. 3b): przez \bar{F}_0 dodatnią powierzchnię momentów o rzędnych podzielonych przez EI , przez \bar{F} ujemną powierzchnię momentów o rzęd-

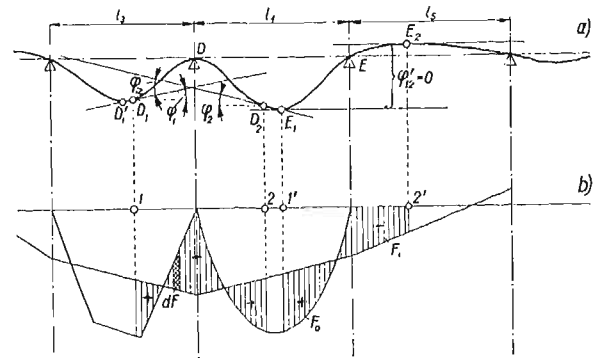
nych podzielonych przez EI , wtedy równanie (8) przedstawić możemy w zastosowaniu do przęseł l_4 i l_5 (podpora E) w postaci

$$\Sigma \bar{F} = \bar{F}_0 + \bar{F}_1 = 0 \quad (9)$$

Dla belki ciągłej o stałym współczynniku sprężystości E oraz stałym momencie bezwładności równanie ostatnie otrzyma postać (rys. 36)

$$\Sigma F = F_0 + F_1 = 0 \quad (10)$$

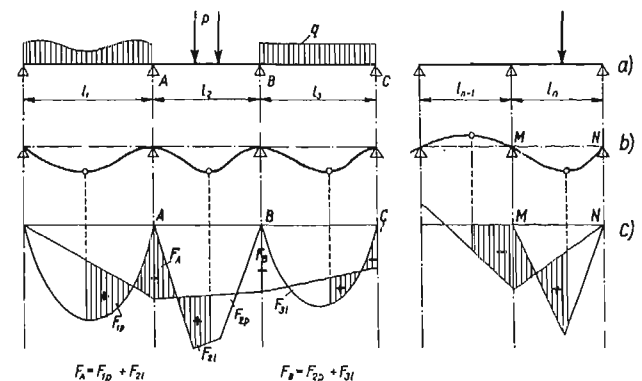
Ostatnie równania podają nam bardzo ważny związek, jaki zachodzi między dodatnimi i ujem-



Rys. 3

nymi momentami belki ciągłej, zawartymi między punktami maksymalnego ugięcia, a mianowicie: że powierzchnie ujemne równe są powierzchniom dodatnim w przypadku belki o stałym przekroju. Równość ta zachodzi również i przy belce o zmiennym przekroju, jeśli rzędne momentów zredukujemy przez przynależny moment bezwładności przekroju (w przypadku stałego E).

Jeśli w równaniu 8 czy 9 poszczególne powierzchnie momentów uważać będziemy za powierzchnie pomyślanych obciążeń i nazwiemy je powierzchniami wtórnych obciążeń¹⁾, wtedy równanie to przez analogię do warunku równowagi ciała sztywnego (suma sił równa zero) nazwać możemy równaniem wtórnych sił (lub wtórnych obciążeń), jako pierwszego (i najważniejszego) warunku równowagi sprężystej belki zginanej w nowym ujęciu.



Rys. 4

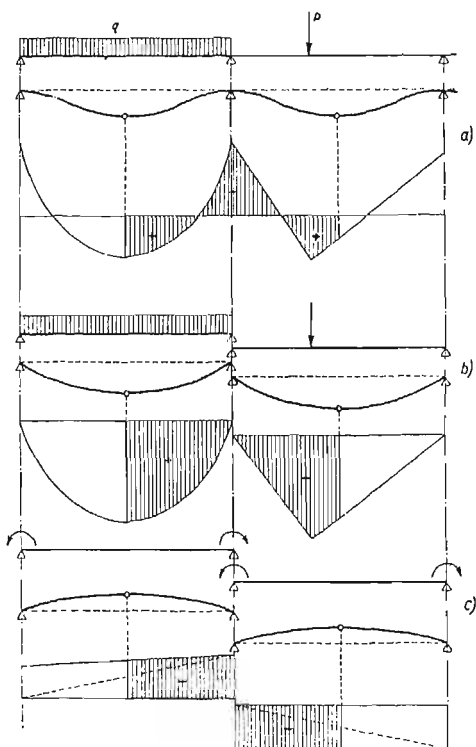
¹⁾ Nazwa analogiczna do wtórnych momentów i sił poprzecznych wprowadzona do naszej literatury technicznej przez Prof. Wierzbickiego (vid. Mechanika Budowli 1929).

Równanie wtórnych sił, jako jeden z zasadniczych warunków równowagi sprężystej, wyrażone w postaci równania 8, mówi nam, że suma wtórnych obciążeń (w postaci powierzchni momentów zginających pomyślanych jako obciążenie) o rzędnych podzielonych przez sztywność zginania EI , obciążeń zawartych między punktami maksymalnych ugięć belki ciągłej o stałych podporach, równa jest zeru.

W przypadku belki ciągłej o stałej sztywności zginania warunek wtórnych sił, wyrażony równ. 10, sprowadza się do sumy wtórnych sił równych wartości zerowej.

Ponieważ powyższy warunek wtórnych sił zastosować możemy kolejno do wszystkich sąsiednich przęseł między punktami maksymalnych ugięć belki ciągłej o dowolnej liczbie przęseł, mamy więc dostateczną ilość równań, wyprowadzonych z odkształceń, dla określenia szukanych wartości momentów podporowych. Np. dla belki ciągłej n — przęsłowej (rys. 4) mamy $n - 1$ nieznanych momentów podporowych, dla których obliczenia ustawiamy $(n - 1)$ równań sumy wtórnych sił. Jak to z wyprowadzonego warunku wynika, powierzchnie dodatnie i ujemne wtórnych obciążeń, zakreskowane w rys. 4 c, zawarte między punktami maksymalnych ugięć (rys. 4 b) przęseł sąsiednich muszą się równoważyć w przypadku belki o stałym przekroju, jak to zaznaczono w rysunku.

Wykres momentów wraz ze znajomością położenia maksymalnych ugięć, pozwala nam przy użyciu warunku wtórnych sił również na sprawdzenie, czy momenty podporowe zostały dobrze wyznaczone²⁾.



Rys. 5

²⁾ Np. w rys. 4 poszczególne powierzchnie momentów nie są zrównoważone, co wskazuje na błędne momenty podporowe.

3. Warunek wtórnych momentów i wtórnych reakcji

Dla ustawienia warunku wtórnych sił, konieczna jest jednak znajomość położenia maksymalnych ugięć. Zdawaloby się więc, że dla ich wyznaczenia znać musimy uprzednio — wielkość momentów podporowych. Trudność tę omijamy sięgając do zasady superpozycji tj. niezależności działania sił.

Dzięki zasadzie niezależności działania sił zamiast ostatecznych powierzchni dodatnich i ujemnych zawartych między punktami rzeczywistych maksymalnych ugięć (rys. 5 a), bierzemy pod uwagę dwie belki wolnopodparte, powstałe z pomyslanego przecięcia belki ciągłej na podporach (rys. 5 b i c), oraz powierzchnie dodatnie momentów powstałe pod rzeczywistym obciążeniem między znanymi już punktami maksymalnych ugięć, jak również powierzchnie ujemne momentów zginających tych belek wolnopodpartych, wywołane działaniem szukanych momentów na podporach (rys. 5 c), również między punktami maksymalnych ugięć (innych już, niż w przypadku sił pionowych).

Dla obliczenia powierzchni momentów zginających zawartych między punktem maksymalnego ugięcia a podporą belki wolnopodpartej nie jest konieczna znajomość położenia maksymalnego ugięcia tej belki wolnopodpartej. Od czasu pojawienia się prac Mohra³⁾, wiemy, że ugięcie belki wolnopodpartej równe jest momentowi zginającemu w badanym punkcie ugięcia, występującemu pod obciążeniem równym powierzchni (wtórne obciążenie) zwykłych momentów zginających o rzędnych podzielonych przez EI . Podobnie jak i w zwykłym obciążeniu siła poprzeczna w miejscu maksimum momentu pod wtórnym obciążeniem (tj. w miejscu maksimum ugięcia) ma wartość zerową. Na przykład dla obciążenia wtórnego trójkątnego (rys. 6), występującego pod działaniem momentu M na podporze B , maksimum momentu zginającego obciążenia wtórnego (czyli maksymalne ugięcie pomnożone przez EI) jak również punkt zerowy wtórnych sił poprzecznych znajduje się w odległości x od podpory A , równej

$$x = \frac{l}{\sqrt{3}}$$

Reakcja R_B (rys. 6 c) na podporze B tego rodzaju obciążenia (reakcja wtórna) równa jest powierzchni obciążenia wtórnego BB_1C_1C (rys. 6a), zawartego między maksimum ugięcia (oraz minimum sił poprzecznych) C a podporą B , co wynika z pojęcia sił poprzecznych.

Reakcję wtórną R_B obliczyć jednak możemy przy pomocy warunku równowagi sprężystej: momentów wtórnych obciążeń powierzchni ABB_1 , ustawionego ze względu na punkt A . Równanie równowagi momentów obciążeń wtórnych dla podpory A ma postać.

³⁾ Por. Mohr: *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, 1914, str. 311.

$$\frac{1}{2} Ml \cdot \frac{2}{3} l - R_B \cdot l = 0 \quad (11)$$

skąd

$$R_B = \frac{1}{3} M \cdot l \quad (12)$$

Jak z powyżej przeprowadzonego rozważania wynika powierzchnia momentów F , zawarta między maksymalnym ugięciem a podporą (CC_1B_1B), ma tę samą wartość, jak w równaniu 12. Z podobieństwa trójkątów CC_1A oraz BB_1A wynika

$$CC_1 : x = M : l$$

skąd

$$CC_1 = y = M \cdot \frac{x}{l} = \frac{M}{\sqrt{3}}$$

Powierzchnia F ma więc wartość

$$F = \frac{1}{2} (M + y) (l - x) = \frac{1}{2} \left(M + \frac{M}{\sqrt{3}} \right) \left(l - \frac{l}{\sqrt{3}} \right)$$

czyli

$$F = \frac{1}{2} Ml \left(1 + \frac{1}{\sqrt{3}} \right) \left(1 - \frac{1}{\sqrt{3}} \right) = \frac{1}{2} Ml \left(1 - \frac{1}{3} \right) = \frac{1}{3} Ml = R_B$$

a więc zgodnie z równaniem 12.

Dla wyznaczenia powierzchni wtórnych obciążeń, zawartych między punktami maksymalnych ugięć dwu sąsiednich przęseł belki ciągłej, nie jest nam potrzebne położenie tych punktów. Stosując zasadę superpozycji oraz warunek równowagi momentów wtórnych obciążeń otrzymujemy w prosty sposób powierzchnie wtórnych obciążeń, zawarte między punktami największych ugięć, jako tzw. sumę wtórnych reakcyj (równą sumie wtórnych sił naszego warunku równowagi sprężystej belki zginanej, wyrażonej równaniem 10).

Wyprowadzone warunki równowagi sprężystej belki ciągłej zginanej o stałych podporach w postaci:

1) równania wtórnych sił

$$\int \frac{M dx}{EI} = \sum \frac{F}{EI} = \Sigma \bar{F} = 0$$

oraz

2) równania wtórnych momentów w postaci

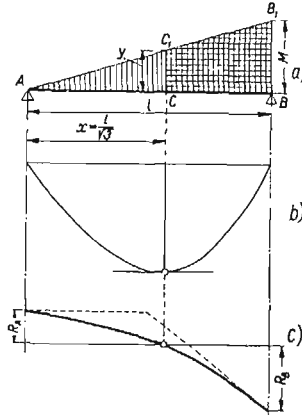
$$\Sigma (\bar{F} \cdot x - R \cdot l) = 0$$

umożliwia nam uzyskanie prostych i łatwych rozwiązań nie tylko wszystkich możliwych przypadków belki ciągłej lecz również przy odpowiednim zastosowaniu wszystkich możliwych ustrojów ramowych.

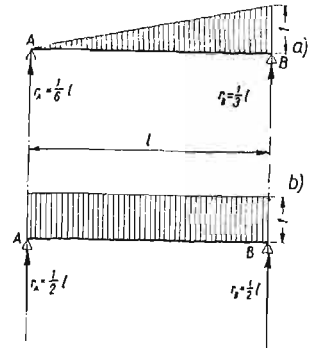
Sz szczególnie proste i łatwe do zapamiętania wzory na momenty podporowe otrzymamy przy pomocy powyższych warunków dla belki ciągłej dwuprzęsłowej dowolnie obciążonej, belek ciągłych o jednym, dwu i więcej równych przęsłach zupełnie zamocowanych na podporach skrajnych i obciążonych symetrycznie i jednakowo w każdym przęsle, dla przęseł środkowych belki ciągłej równoprzęsłowej o nieskończonej ilości przęseł symetrycznie i jednakowo obciążonych, wreszcie dla symetrycznych ram zamkniętych czworosześcienne i ośmiobocznych dla niektórych obciążeń, spotykanych często w praktyce.

4. Reakcje wtórne jednostkowe

W belkach ciągłych i ramach o stałym przekroju w każdym z poszczególnych przęseł, rozpor czy słupów mamy do czynienia zasadniczo z trapezowymi powierzchniami wtórnych obciążeń, wywołanymi ciągłością ustroju na podporach czy w narożach. Posługując się zasadą superpozycji powierzchnie trapezowe (por. rys. 5 c), zamieniamy na dwie powierzchnie trójkątne i dla każdej z nich obliczamy powierzchnie (równoznaczne z wypad-



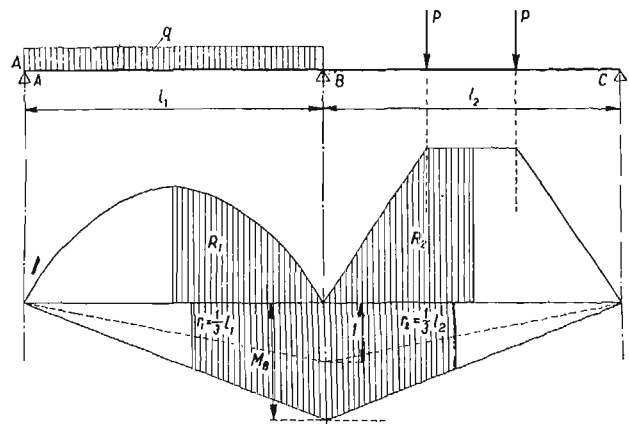
Rys. 6



Rys. 7

kową obciążeń) zawarte między podporą a punktem maksymalnego ugięcia a to przy pomocy warunku wtórnych momentów (równ. 11). Wypadkowa wtórnych obciążeń równoznaczna jest z wtórną reakcją R , jak to wyprowadziliśmy powyżej.

Zamiast powierzchni trójkątnej tego wtórnego obciążenia o wysokości M wprowadzimy tzw. trójkątną jednostkową powierzchnię, a więc powierzchnię trójkątną o wysokości równej jednostce na podporze (rys. 7 a). Wtedy równanie 12 wtórnej reakcji powierzchni trójkątnej przedstawić możemy w postaci



Rys. 8

$$R_B = \frac{1}{3} l \cdot M = r_B \cdot M \quad (13)$$

jeśli przez r_B oznaczymy wtórną reakcję jednostkową

$$r_B = \frac{1}{3} l \quad (14)$$

Dla drugiej podpory otrzymamy w analogiczny sposób

$$R_A = \frac{1}{6} l \cdot M = r_A \cdot M \quad (15)$$

gdzie

$$r_A = \frac{1}{6} l \quad (16)$$

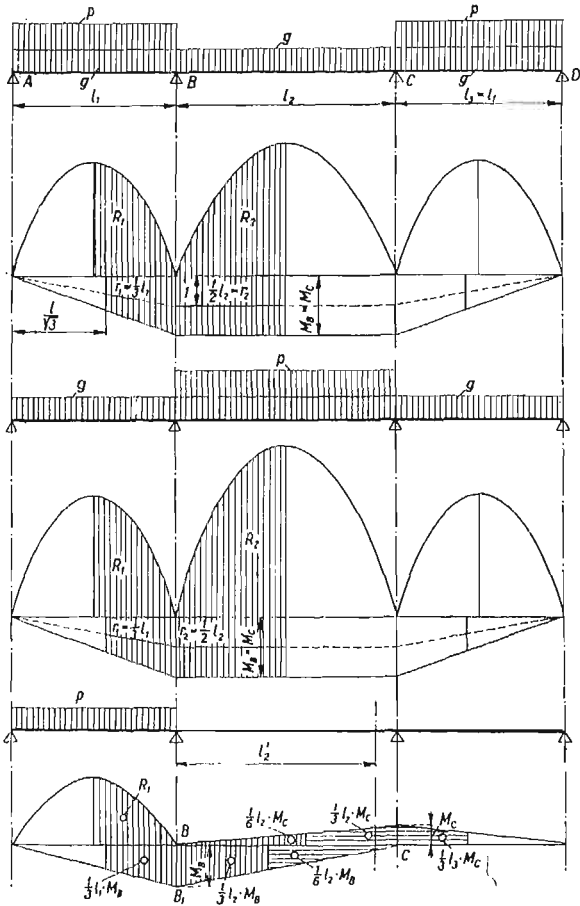
W specjalnym przypadku obciążeń symetrycznych mamy często do czynienia z jednostkową powierzchnią prostokątną (rys. 7 b). Wtedy otrzymujemy na reakcje wtórne wartość

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} M l = r \cdot M \quad (17)$$

gdzie r jest reakcją wtórną jednostkową dla danego wtórnego obciążenia

$$r = \frac{1}{2} l \quad (18)$$

Przy zastosowaniu poznanych warunków równowagi sprężystej ciała zginanego i przy użyciu wtórnych reakcyj jednostkowych, obliczymy wartości momentów podporowych kilku przypadków belek ciągłych i ram spotykanych często w praktyce.



Rys. 9

5. Belka ciągła dwuprzęsłowa

W przypadku belki o stałym przekroju w l_1 i l_2 ($I_1 = I_2$) równanie sumy wtórnych sił przybiera przy zastosowaniu reakcyj jednostkowych postać

$$\Sigma F = R_1 + R_2 + (r_1 + r_2) \cdot M_B = 0$$

jeśli przez R_1 i R_2 oznaczymy powierzchnie zwykłych momentów zginających (jako powierzchnie wtórnych obciążeń) zawarte między maksimum ugięcia w l_1 i l_2 a podporą B o wartościach równoznacznych z wtórnymi reakcjami zwykłych powierzchni momentów na teże podporze środkowej (rys. 8).

Z równania wtórnych sił tak przedstawionego otrzymujemy od razu wartość na M_B

$$M_B = - \frac{R_1 + R_2}{r_1 + r_2} = - \frac{\Sigma R}{\Sigma r} \quad (19)$$

czyli

$$M_B = - \frac{\text{suma wtórnych reakcyj zwykł. pow. mom.}}{\text{suma wtórnych reakcyj jednostkowych}}$$

A więc moment podporowy belki dwuprzęsłowej równa się iloczynowi z sumy wtórnych reakcyj zwykłych powierzchni momentów przez sumę tzw. wtórnych reakcyj jednostkowych (pow. zakresowane na rys. 8 b).

Ponieważ $r_1 = \frac{1}{3} l_1$ i $r_2 = \frac{1}{3} l_2$ (por. równ. 14)

więc równanie (19) przybiera postać

$$M_B = - \frac{R_1 + R_2}{\frac{1}{3} (l_1 + l_2)} \quad (20)$$

Dla obciążeń symetrycznych R_1 i R_2 równe są połowie powierzchni momentów zginających w przęsłach l_1 i l_2 .

Dla obciążenia jednostajnego q_1 w l_1 oraz q_2 w l_2 mamy

$$M_B = - \frac{\frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} (q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{\frac{1}{3} (l_1 + l_2)} = - \frac{\frac{1}{24} (q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{\frac{1}{3} (l_1 + l_2)} \quad (21)$$

czyli

$$M_B = - \frac{q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3}{8 (l_1 + l_2)}$$

W przypadku obciążenia q w l_1 i l_2 oraz przy równych przęsłach $l_1 = l_2 = l$ otrzymujemy na M_B wartość

$$M_B = - \frac{2 q l^3}{16 l} = - \frac{1}{8} q l^2$$

a dla obciążenia q tylko w jednym przęsle

$$M_B = - \frac{R_1}{\frac{1}{3} (l_1 + l_2)} = - \frac{\frac{1}{24} q l^3}{\frac{1}{3} \cdot 2 l} = - \frac{1}{16} q l^2$$

W przypadku, gdy stałe momenty bezwładności w l_1 i w l_2 różnią się między sobą, a więc $I_1 \neq I_2$ równania 19 i 20, wyprowadzone z ogólnego warunku wtórnych sił przybiorą postać

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_1} R_1 + \frac{1}{I_2} R_2}{\frac{1}{I_1} r_1 + \frac{1}{I_2} r_2} = - \frac{\frac{1}{I_1} R_1 + \frac{1}{I_2} R_2}{\frac{1}{3} \left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right)} \quad (20a)$$

lub po pomnożeniu licznika i mianownika przez I_1 (lub I_2)

$$M_B = - \frac{R_1 + \frac{I_1}{I_2} \cdot R_2}{r_1 + \frac{I_1}{I_2} \cdot r_2} = - \frac{R_1 + \frac{I_1}{I_2} \cdot R_2}{\frac{1}{3} \left(l_1 + \frac{I_1}{I_2} \cdot l_2 \right)} \quad (20b)$$

Dla obciążenia jednostajnego q w belce dwuprzęsłowej o równych przęsłach, przy obc. obu przęsł

$$M_B = - \frac{\frac{1}{24} q l^3 \left(1 + \frac{I_1}{I_2} \right)}{\frac{1}{3} l \left(1 + \frac{I_1}{I_2} \right)} = - \frac{1}{8} q l^2$$

a więc wartość, jak dla stałego przekroju.

6. Belka ciągła trójprzęsłowa symetryczna

W przypadku belki trójprzęsłowej o stałym przekroju i nierównych przęsłach, ale symetrycznej ($l_1 = l_3$, rys. 9) możemy obliczyć wszystkie momenty wprost przy użyciu równania 19, jak w belce dwuprzęsłowej i to tak przy obciążeniach stałych, jak i ruchomych. Jest to przykład belki ciągłej może najczęściej (poza belką dwuprzęsłową) spotykany w praktyce.

W tego rodzaju belce trójprzęsłowej symetrycznej, maksymalne momenty w przęsłach otrzymujemy:

- w przęsłach skrajnych — dla obciążenia stałego we wszystkich przęsłach i dla obciążenia ruchomego w przęsłach skrajnych (rys. 9 a),
- w przęśle środkowym — dla obciążenia stałego na całej belce i obciążenia ruchomego w przęśle środkowym (rys. 9 b).

W obydwu powyższych przypadkach obciążenie dzięki symetrii obciążenia (symetria ze względu na pionową w środku przęsła l_2) i symetrii ustroju momenty na podporach środkowych będą miały tę samą wartość (rys. 9 a i b).

Uwzględniając, że $r_2 = \frac{1}{2} l_2$ (por. równ. 18 oraz rys. 9 a) otrzymamy wartość na $M_B = M_C$ przez podzielenie zwykłej powierzchni momentów, zawartej między środkiem przęsła l_2 a środkiem powierzchni momentów w l_1 (zakreskowana powierzchnia ponad osią w rys. 9 a) przez reakcje jednostkowe $\frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{2} l_2$ (zaznaczona powierzchnia pod osią w rys. 9 a)

$$M_B = - \frac{R_1 + R_2}{r_1 + r_2} = - \frac{R_1 + R_2}{\frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{2} l_2} \quad (21)$$

W pierwszym przypadku, tj. przy wyznaczaniu maksymalnego momentu w przęśle skrajnym R_1 przedstawia wtórną reakcję zwykłej powierzchni momentów od ciężaru stałego i ruchomego w l_1 a R_2 — wtórną reakcję tylko od ciężaru stałego w l_2 (por. rys. 9 a), w drugim przypadku, tj. przy wyznaczaniu maksymalnego momentu w przęśle środkowym odwrotnie — R_1 we wzorze 21 jest wtórną reakcją tylko ciężaru stałego, R_2 zaś ciężaru stałego i ruchomego razem.

Moment maksymalny na podporze B i C wystąpi pod obciążeniem stałym we wszystkich przęsłach i obciążeniem ruchomym w l_1 i l_2 (lub l_3 i l_2 dla maks. M_C). Do momentu M_B pod obciążeniem stałym i ruchomym w l_2 , otrzymanym dla maksymalnego momentu w l_2 (rys. 9 b) należy więc dodać moment podporowy w B pod obciążeniem ruchomym w przęśle l_1 (rys. 9 c). Moment M_B pod obciążeniem ruchomym w l_1 otrzymamy również przy użyciu równania 19, jeśli daną belkę trójprzęsłową zamienimy na belkę dwuprzęsłową stosując we wzorze zamiast przęsła rzeczywistego l_2 przęsło zastępcze l_2' (por. rys. 9 c). Wtedy mamy

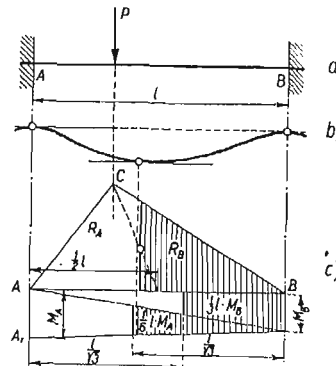
$$M_B = - \frac{R_1}{r_1 + r_2} = - \frac{R_1}{\frac{1}{3}(l + l_2')} \quad (22)$$

Wartość l_2' przęsła zastępczego otrzymamy z równania (stały przekrój belki)⁴⁾

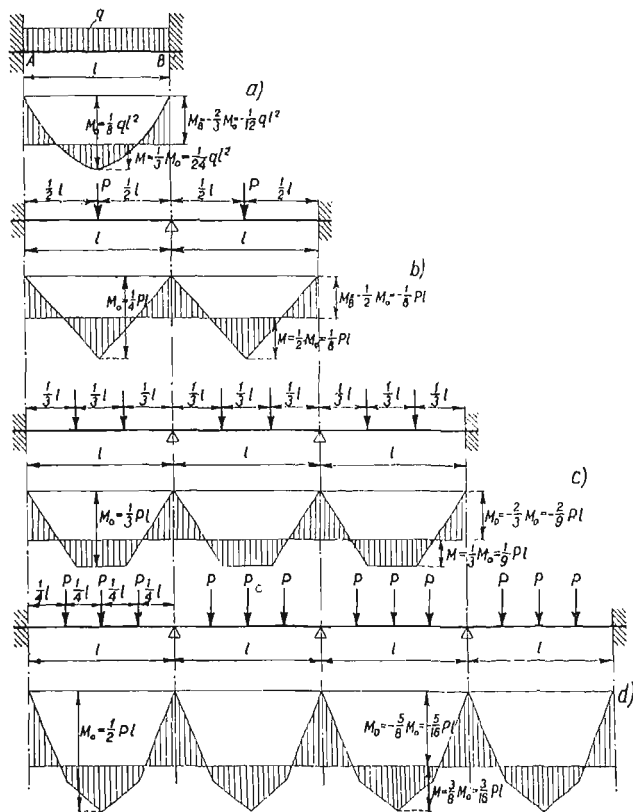
$$l_2' = l_2 \left[1 - \frac{l_2}{4(l_2 + l_3)} \right] \quad (23)$$

Równanie 22 możemy więc napisać

$$M_B = - \frac{R_1}{\frac{1}{3} \left[l_1 + l_2 \left(1 - \frac{l_2}{4(l_2 + l_3)} \right) \right]} \quad (22a)$$



Rys. 10



Rys. 11

Wartość na M_C wyrażoną równaniem 22 a otrzymać też możemy wprost z warunku wtórnych sił. Z warunku tego wynika, że powierzchnie dodatnich momentów zawarte między maksymalnymi punktami ugięć w l_2 i l_3 (powierzchnie zakreślo-

⁴⁾ Dr. Kluz: *Ustroje hyperstatyczne o elementach prostych*, Lwów 1928, str. 12 oraz *Calcul graphique des poutres continues à section constante*, Paryż, str. 14.

ne poziomo ponad osią w rys. 9 c) są równe powierzchni ujemnej od M_B z obciążenia w l_1 zawartej między maksimum ugięć w l_2 a podporą C (powierzchnia zakreskowana poziomo pod osią belki w rys. 9 c), a więc (por. rys. 9 c):

$$\frac{1}{3} l_2 \cdot M_C + \frac{1}{3} l_3 \cdot M_C = -\frac{1}{6} l_2 \cdot M_B \quad (24)$$

skąd

$$M_C = -\frac{\frac{1}{6} M_B l_2}{\frac{1}{3}(l_2+l_3)} = -\frac{M_B l_2}{2(l_2+l_3)} \quad (25)$$

Wartość na M_C otrzymać również możemy przy pomocy jednostkowych reakcyj, a więc przy pomocy równania 19, jeśli za zwykłą powierzchnię obciążenia belki BCD (dwuprzęsłowej) uważać będziemy powierzchnię trójkątną obciążeń wtórnych BB_1C , wtedy mamy

$$M_C = -\frac{R_2}{r_2+r_3} = -\frac{\frac{1}{6} M_B l_2}{\frac{1}{3}(l_2+l_3)} = -\frac{M_B l_2}{2(l_2+l_3)} \quad (26)$$

zgodnie z równaniem 25.

Wartość na M_B otrzymamy więc przy użyciu równania 19, jeśli zwykłą powierzchnię momentów między maksimum ugięcia w l_1 a podporą B (równą wtórnej reakcji) podzielimy przez sumę reakcji jednostkowych na podporze B (dla $M_B = 1$ otrzymamy w równ. 25 wartość reakcji jednostkowej na podp. C równą $-\frac{l_2}{2(l_2+l_3)}$)

$$M_B = -\frac{R_1}{r_1+r_2} = -\frac{R_1}{\frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{3}l_2 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_2}{2(l_2+l_3)}} = -\frac{R_1}{\frac{1}{3} \left[l_1 + l_2 \left(1 - \frac{l_2}{4(l_2+l_3)} \right) \right]} \quad (27)$$

zgodnie z równaniem 22 a.

Równania 21 i 22 a dają nam możliwość wyznaczenia od razu szukanych momentów podporowych dla najniekorzystniejszych obciążeń poszczególnych przęseł i podpór belki trójpłaszczykowej ($l_1 = l_3$) o stałym przekroju i symetrycznym ze względu na środek belki układzie obciążeń.

Rozwiązania te są więc ważne i dla obciążeń niesymetrycznych w przęsełach skrajnych o ile tylko układ obciążeń jest symetryczny ze względu na środek belki.

Dla specjalnego przypadku belki trójpłaszczykowej o równych przęsełach i dla obciążenia jednostajnego stałego g oraz ruchomego p otrzymamy wartości:

1) Moment podporowy dla maksymalnego momentu w przęsełach skrajnych

$$M_B = \frac{R_1 + R_2}{\frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{2}l_2} = \frac{R_1 + R_2}{\frac{5}{6}l} = \frac{\frac{1}{12}gl^3 + \frac{1}{24}pl^3}{\frac{5}{6}l}$$

$$M_B = -\left(\frac{1}{10}gl^2 + \frac{1}{20}pl^2\right) = -(0,100g + 0,050 \cdot p) \cdot l^2$$

2) Moment podporowy dla maksymalnego momentu w przęśle środkowym

$$= M_B = -\frac{\frac{1}{12}gl^3 + \frac{1}{24}pl^3}{\frac{5}{6}l} = -\left(\frac{1}{10}gl^2 + \frac{1}{20}pl^2\right)$$

W danym przypadku obydwie momenty podporowe dla momentu maksymalnego w l_1 i l_2 są sobie równe, co wynika jasno z warunku wtórnego sil. Maksymalny moment w l_2 wynosi więc

$$M_{2m} = \frac{1}{8}(g+p) \cdot l^2 - \left(\frac{1}{10}g + \frac{1}{20}p\right) \cdot l^2 = \left(\frac{1}{40}g + \frac{3}{40}p\right) l^2$$

$$M_{2m} = +(0,025g + 0,075p) l^2$$

Oddziaływanie na podporach skrajnych dla maks. M_1

$$A = \frac{1}{2}(g+p)l - \left(\frac{1}{10}g + \frac{1}{20}p\right) \cdot l = \frac{2}{5}gl + \frac{9}{20}pl$$

Maks. moment w przęsełach skrajnych

$$M_{1m} = \frac{A^2}{2(g+p)}$$

Przyjmując (w przybliżeniu), że maksimum momentu w l_1 od obciążenia ruchomego występuje w miejscu maksimum momentu od obc. stałego, otrzymamy

$$M_{1m} = \frac{A_g^2}{2g} + \frac{A_p^2}{2p} = \frac{4}{25}g^2l^2 + \frac{81}{400}p^2l^2 = \frac{2}{25}gl^2 + \frac{81}{400}pl^2$$

czyli (w przybliżeniu)

$$M_{1m} = (0,08g + 0,100p) l^2$$

Otrzymano wartości zgodne z tablicami Winklera.

Maksymalny moment na podporach wynosi dla obciążenia stałego i obc. ruchomego w l_2

$$M_{B2} = -\left(\frac{1}{10}g + \frac{1}{20}p\right) l^2$$

Dla obc. ruchomego w l_1 (wg równ. 22 a)

$$M_{B1} = -\frac{R_1}{\frac{1}{3} \left[l_1 + l_2 \left(1 - \frac{l_2}{4(l_2+l_3)} \right) \right]} = -\frac{R_1}{\frac{1}{3} \left[l + l \left(1 - \frac{1}{8} \right) \right]} = -\frac{R_1}{\frac{5}{8}l}$$

czyli

$$M_{B1} = -\frac{\frac{1}{24}pl^3}{\frac{5}{8}l} = -\frac{1}{15}pl^2$$

a więc maks. M_B

$$M_B = -\left(\frac{1}{10}g + \frac{1}{20}p + \frac{1}{15}p\right) l^2 = -\left(\frac{1}{10}g + \frac{7}{60}p\right) l^2$$

$$M_B = -(0,10g + 0,1167p) l^2$$

W przypadku belki trójpłaszczykowej symetrycznej ($l_1 = l_3$) jak wyżej, lecz o przekroju zmiennym tj. w l_2 (I_2), różnym od przekroju w przęsełach skrajnych (I_1), należy w równaniach 21 i 22 a poszczególne wtórne reakcje zwykłych mo-

mentów oraz reakcje jednostkowe podzielić przez odpowiednie momenty bezwładności przęsła l_1 lub l_2 . Otrzymamy:

a) na momenty podporowe dla wyznaczenia maksimum momentów w przęsłach równanie:

$$M_B = -\frac{\frac{1}{I_1} R_1 + \frac{1}{I_2} R_2}{\frac{1}{I_1} r_1 + \frac{1}{I_2} r_2} = -\frac{R_1 + \frac{I_1}{I_2} R_2}{\frac{1}{3} l_1 + \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{1}{2} l_2} \quad (28)$$

b) na maksymalne momenty podporowe (por. równ. 26):

$$M_C = -\frac{\frac{1}{I_2} R_2}{\frac{1}{I_2} r_2 + \frac{1}{I_1} r_3} = -\frac{\frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{6} M_B \cdot l_2}{\frac{1}{3} \left(\frac{1}{I_2} l_2 + \frac{1}{I_1} l_3 \right)} = -M_B \frac{l_2}{2 \left(l_2 + \frac{I_2}{I_1} l_3 \right)}$$

$$M_B = -\frac{\frac{1}{I_1} R_1}{\frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} l_2 - \frac{1}{I_2} \cdot \frac{l_2}{12 \left(l_2 + \frac{I_2}{I_1} l_3 \right)}} = -\frac{R_1}{\frac{1}{3} \left[l_1 + l_2 \cdot \frac{I_1}{I_2} \left(1 - \frac{l_2}{4 \left(l_2 + \frac{I_2}{I_1} l_3 \right)} \right) \right]} \quad (29)$$

7. Belka jednoprzęsłowa obustronnie utwierdzona

W belce tej obustronnie sztywnie utwierdzonej styczne do linii ugięcia w punktach zupełnego zamocowania są poziome (rys. 10). Punkty te uważać więc możemy za jakby maksimum ugięcia przęseł skrajnych o rozpiętości $l_0 = 0$.

Z warunku wtórnych sił (wtórnych reakcji) wynika więc, że nie tylko powierzchnie momentów dodatnich między maksimum ugięcia w przęsle a podporami są równe powierzchniom momentów ujemnych lecz również, że wyrównanie momentów dodatnich i ujemnych musi mieć miejsce na całej rozpiętości belki obustronnie utwierdzonej.

Jeśli więc pod obciążeniem dowolnym np. siłą skupioną P (rys. 10 a) powierzchnia ABC (rys. 10 c) przedstawia zwykłą dodatnią pow. momentów, to ujemna powierzchnia momentów AA_1B_1B musi być równa powierzchni dodatniej. Dla obciążeń symetrycznych jest $M_A = M_B$ warunek równości powierzchni momentów w całym przęsle wystarczy do wyznaczenia momentów ujemnych.

Dla obciążeń asymetrycznych ustawić musimy obydwa równania wtórnych sił a więc

$$R_B + \frac{1}{3} l M_B + \frac{1}{6} l \cdot M_A = 0$$

oraz

$$R_A + \frac{1}{3} l M_A + \frac{1}{6} l M_B = 0$$

Z powyższych równań otrzymujemy szukane wartości momentów utwierdzenia

$$M_A = -\frac{2R_A - R_B}{\frac{1}{2} l} \quad (30)$$

$$M_B = -\frac{2R_B - R_A}{\frac{1}{2} l} \quad (31)$$

Dla dowolnych obciążeń symetrycznych $R_B = R_A$ wtedy mamy

$$M_A = M_B = -\frac{R_A}{\frac{1}{2} l} = \frac{\text{wtórna reakcja zwykł. pow. mom.}}{\text{wtórna reakcja jednostkowa}} \quad (32)$$

Naprzykład dla obc. jedn. q

$$M_A = M_B = -\frac{\frac{1}{24} ql^3}{\frac{1}{2} l} = -\frac{1}{12} ql^2 \quad (33)$$

Dla jednej siły skupionej P w środku

$$M_A = M_B = -\frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot Pl \cdot \frac{1}{2} l}{\frac{1}{2} l} = -\frac{1}{8} Pl \quad (34)$$

(połowa momentu belki wolnopodparzej).

8. Belka ciągła równoprzęsłowa utwierdzona

Tego rodzaju wyrównanie powierzchni momentów ujemnych i dodatnich w całym przęsle (a nie tylko między punktami maksymalnych ugięć w przęsłach sąsiednich), wynikające z warunku wtórnych sił, ma miejsce nie tylko w belce jednoprzęsłowej obustronnie utwierdzonej i symetrycznie obciążonej, jak to powyżej wskazano, lecz również w belce ciągłej równoprzęsłowej o dowolnej ilości przęseł, stałym przekroju i obydwu końcach zupełnie utwierdzonych ale tylko dla dowolnego obciążenia stałego, symetrycznego o tej samej wartości w każdym przęsle.

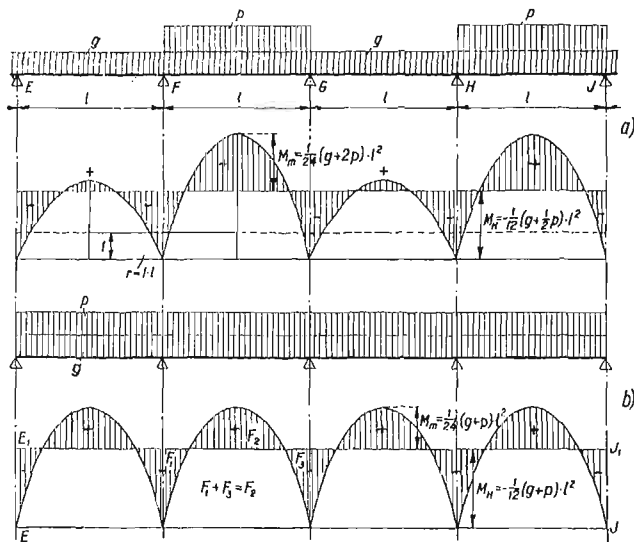
Wtedy bowiem suma wtórnych reakcji zwykłych pow.mom. na każdej z podpór pośrednich równa jest podwójnej wartości wtórnej reakcji zwykłej pow. mom. na skrajnej utwierdzonej podporze. Tym samym suma wtórnych reakcji powierzchni momentów ujemnych na każdej podporze pośredniej musi być równa również podwójnej wartości wtórnej reakcji na skrajnej zamocowanej podporze; tego rodzaju zależność może mieć miejsce jedynie wtedy, gdy ujemna powierzchnia momentów w każdym przęsle jest symetryczna, a więc prostokątna, skąd wynika jednakowa wartość momentów utwierdzenia i momentów podporowych na całej belce.

W belce takiej równoprzęsłowej utwierdzonej linia momentów dodatnich i ujemnych odgraniczona jest jedną prostą poziomą, połowiącą zwykle powierzchnie momentów (rys. 11). Wykres momentów dla tego rodzaju belki i obciążenia jest niezwykle prosty. Każde przęsło takiej belki uważa

zać możemy za belkę jednoprzęsłową obustronnie sztywnie zamocowaną na podporach.

Z powyższego wynika, że styczne do linii ugięcia na każdej podporze są prostymi poziomymi.

W rysunku 11 przedstawiono od razu wykresy momentów dla belki utwierdzonej jedno-, dwu-, trój- i czteroprzęsłowej obciążonej ciężarami symetrycznymi: jednostajnym zupełnym i jedną, dwiema i trzema siłami skupionymi w każdym przęśle.



Rys. 12

Z kształtu powierzchni zwykłych momentów dla obciążenia jednostajnego (rys. 11 a) i obciążen siłami skupionymi P o liczbie parzystej 2, 4, 6 (rys. 11 c) (rozmeszczonymi w równej od siebie i podpor odległościach) wynika, że prosta pozioma połowiąca zwykle powierzchnie momentów o wartości maks. M_0 odcina: dla momentów ujemnych wartość równą dwóm trzecim maksimum M_0 , a dla momentów dodatnich jednej trzeciej M_0 , czyli

$$M_1 = M_B = M_C = \dots = -\frac{2}{3} M_0 \quad (35)$$

$$M_1 = M_2 = M = \dots = \frac{1}{3} M_0 \quad (36)$$

Dla sił skupionych o liczbie nieparzystej 1 (rys. 11 b), 3 (rys. 11 d), 5... połowiąca zwykle powierzchnie momentów leży w odległości od $\frac{1}{2} M_0$ (dla jednej siły P) do $\frac{2}{3} M_0$ (np. dla 7 sił skup. $M_B = -\frac{21}{32} M_0 = -\frac{1,94}{3} M_0$).

Dla innego rodzaju obciążeń symetrycznych posługiwać się możemy do wyznaczenia momentów w belkach utwierdzonych tzw. wysokościami sprówadzonymi, zestawionymi dla najczęstszych obciążeń przychodzących w praktyce w książce autora pt.: „Nouvelle méthode de calcul des poutres drotes continues”. (Paryż 1932, str. 45 i dalsze). Przy użyciu tych wysokości sprowadzonych, wy-

znaczmy momenty w belce utwierdzonej równoprzęsłowej przy pomocy wzorów (ważnych dla wszystkich możliwych obc. symetrycznych⁵⁾).

$$\left. \begin{aligned} M_B &= -\frac{2}{3} h \\ M &= \frac{1}{3} h \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

9. Belka o nieskończonej ilości przęseł

W przypadku belki ciąglej równoprzęsłowej o nieskończonej ilości przęseł i stałym przekroju warunek wtórnych sił daje natychmiastowe rozwiązanie momentów podporowych w przęsłach pośrednich, dostatecznie oddalonych od podpor skrajnych (wolnopodpartych lub utwierdzonych).

Tak dla symetrycznych (w przęsłach) obciążeń stałych, jak i dla obciążeń ruchomych (każde co drugie przęsło obciążone, rys. 12 a), momenty na podporach pośrednich mają stałe wartości. Możemy więc dla wyznaczenia momentów podporowych zastosować, jak w belce dwuprzęsłowej i symetrycznej belce trójprzędłowej oraz w równoprzęsłowej belce obustronnie utwierdzonej dla obciążeń stałych (symetrycznych), ogólne równanie 10 wynikające z warunku wtórnych sił (wtórnych reakcyj)

$$M_E = M_F = M_G = \dots = -\frac{\sum R}{\sum r}$$

Dla maksymalnych momentów w przęsłach należy obciążyć każde drugie przęsło ciężarami ruchomymi (rys. 12 a). Wtedy jako suma zwykłej powierzchni momentów wchodzi połowa powierzchni momentów od obciążenia ruchomego i połowa powierzchni od obciążenia stałego i ruchomego. Wartość sumy powierzchni momentów jednostkowych wynosi wtedy (por. rys. 12 a)

$$\sum r = 1 \cdot l = l$$

Na przykład dla obc. stałego g i ruchomego p (rys. 12 a) otrzymujemy

$$M_E = M_G = \dots = -\frac{\frac{1}{12} g l^3 + \frac{1}{24} p l^3}{l} = -\left(\frac{1}{12} g l^2 + \frac{1}{24} p l^2\right)$$

Maksymalny moment w przęsłach ma więc wartość

$$M_m = \frac{1}{8} (g + p) l^2 - \left(\frac{1}{12} g + \frac{1}{24} p\right) l^2 = -\left(\frac{1}{24} g + \frac{1}{12} p\right) l^2.$$

Dla maksymalnych momentów na podporach występujących pod całkowitym obciążeniem wszystkich przęseł ciężarem ruchomym (rys. 12b) należy jako sumę powierzchni zwykłych momentów w równ. 19 wstawić całkowitą powierzchnię momentów od obc. stałego i ruchomego w jednym

⁵⁾ Ponieważ z belkami równoprzęsłowymi o obciążeniu stałym, symetrycznym w każdym przęśle, mały często do czynienia (np. w konstrukcjach dachowych, stropach itp.), nasuwa się więc myśl uproszczenia obliczenia takich belek przez zapewnienie ich utwierdzenia na podporach skrajnych. Temu zagadnieniu poświęcony zostanie specjalny artykuł autora w jednym z najbliższych numerów *Inżynierii i Budownictwa*.

przęśle. Jako wartość momentów podporowych mamy dla obc. g i p

$$M_E = M_G = \dots = -\frac{1}{12}(g+p)l^3 = -\frac{1}{12}(g+p)l^2$$

a więc analogiczną wartość, jak w belkach równo-przęsłowych utwierdzonych.

Dla dowolnych symetrycznych obciążeń w przęsłach mamy jako maksymalne momenty podporowe, analogicznie jak w belkach utwierdzonych

$$M_G = -\frac{2}{3}h$$

gdzie h jest wysokością sprowadzoną w przęśle od obc. stałego i ruchomego razem.

Natomiast dla otrzymania momentów podporowych przy wyznaczeniu maksymalnych momentów przęsłowych należy w powyższe równanie wprowadzić h od obciążenia stałego i połowy obc. ruchomego.

Podobnie jak w w belce obustronnie utwierdzonej, tak i w przęsłach środkowych belki równoprzęsłowej o nieskończonej ilości przęseł, prosta pozioma np. E_1I_1 w rys. 12 dzieli powierzchnie zwykłych momentów tak, by powstałe powierzchnie momentów ujemnych były w każdym przęśle równe powierzchni momentów dodatnich (np. $F_1 + F_3 = F_2$ w rys 12 b).

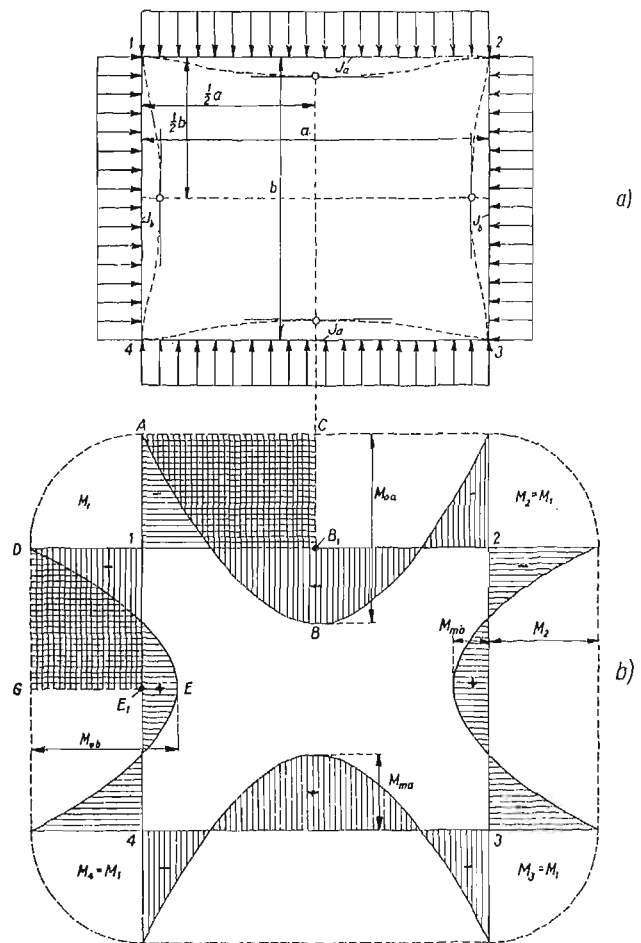
10. Rama prostokątna zamknięta

Podane warunki równowagi sprężystej, to jest *warunek wtórnych sił* oraz *warunek wtórnych momentów* oraz wypływający z ostatniego warunek *wtórnych reakcyj* pozwalają nam na rozwiązanie ustrojów ramowych o stałych, nieprzesuwnych narożach w sposób nieraz prostszy, niż to ma miejsce w belce ciąglej.

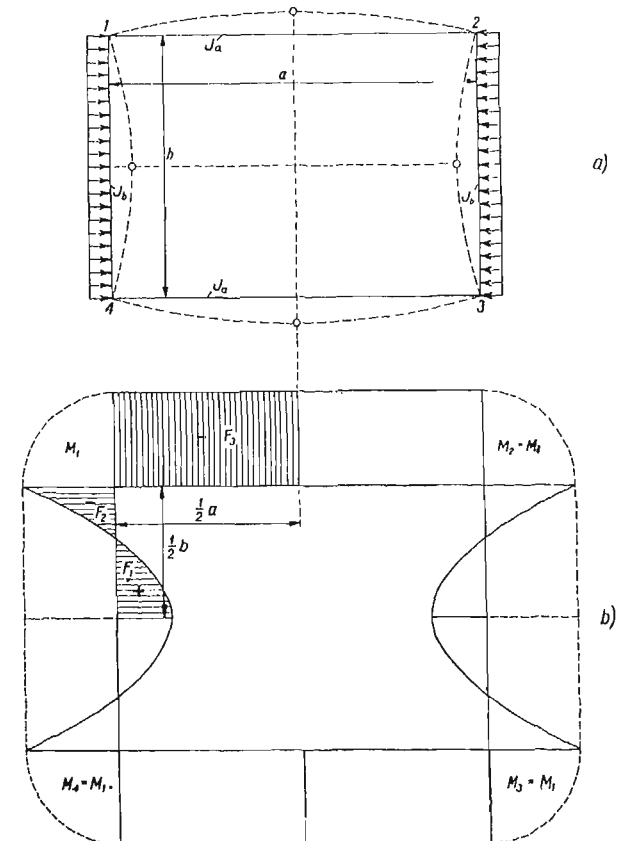
Niezwykle prosto wyznacza się przy pomocy podanych warunków momenty w ramie prostokątnej zamkniętej, symetrycznej (przekroje w prętach równoległych o mom. bezwł. I_a i I_b , rys. 13) obciążonej w ten sposób, by nie nastąpiło przesunięcie naroży. Do takich obciążeń należy np. każdy rodzaj obciążeń symetrycznych ze względu na pionową przechodzącą przez środek rozpór (por. rys. 13 i 14), a więc np. obciążenie jednostajne zupełne na wszystkich przęsłach (rys. 13), obciążenie jednostajne rozpory górnej lub rozpory dolnej, obciążenie równoczesne słupów tym samym ciężarem jednostajnym (rys. 14) itp.

Dla obciążenia jednostajnego zupełnego (jak to ma miejsce np. w kanałach pionowych) w *obu dwu rozpórach i słupach rami* (rys. 13), wszystkie momenty w narożach mają tę samą wartość. Dzięki symetrii ustroju i obciążenia największe ugięcia wystąpią w środku ich długości (rys. 13 a).

Z powyższego wynika, że dodatnie powierzchnie momentów, podzielone przez momenty bezwładności, a zawarte między środkami słupów i rozpór muszą być równe ujemnym powierzchniom (również podzielonym przez I) momentów, czyli wg oznaczeń w rys. 13 b



Rys. 13

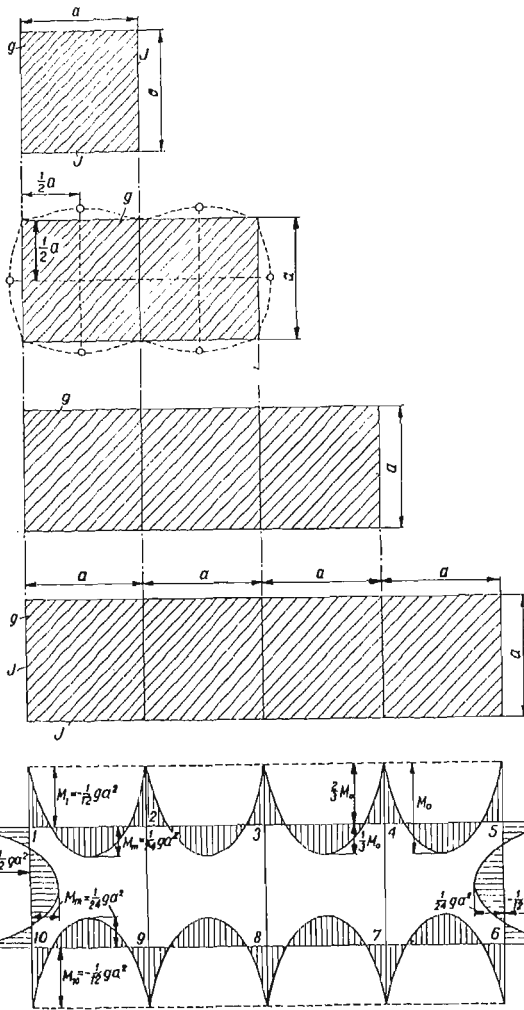


Rys. 14

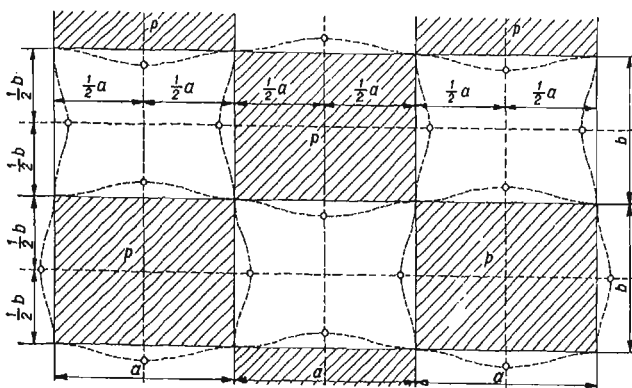
$$\frac{\text{pow. } ABC}{I_a} + \frac{\text{pow. } DEG}{I_b} =$$

$$= \frac{\text{pow. } ACB_1 1}{I_a} + \frac{\text{pow. } DGE_1 1}{I_b}.$$

Szukany moment M_1 w narożach otrzymamy wprost z podzielenia sumy zredukowanych po-



Rys. 15



Rys. 16

wierzchni zwykłych momentów przez sumę zredukowanych powierzchni jednostkowych, a więc z równania

$$M_1 = - \frac{\frac{1}{I_a} \cdot R_a + \frac{1}{I_b} \cdot R_b}{\frac{1}{I_a} r_a + \frac{1}{I_b} \cdot r_b} = - \frac{R_a + \frac{I_a}{I_b} \cdot R_b}{r_a + \frac{I_a}{I_b} \cdot r_b}$$

Ponieważ $r_a = \frac{1}{2} a$, $r_b = \frac{1}{2} b$, $R_a = \frac{1}{24} q a^3$, $R_b = \frac{1}{24} q b^3$ mamy więc

$$M_1 = - \frac{\frac{1}{24} q (a^3 + \frac{I_a}{I_b} \cdot b^3)}{\frac{1}{2} (a + \frac{I_a}{I_b} \cdot b)} = - \frac{1}{12} q \frac{a^3 + \frac{I_a}{I_b} \cdot b^3}{a + \frac{I_a}{I_b} \cdot b}$$

Gdy $I_a = I_b$ oraz $a = b$ mamy

$$M_1 = - \frac{1}{12} q a^2$$

jak dla belki obustronnie utwierdzonej. Momenty maksymalne w przęsłach

$$M_{ma} = \frac{1}{8} q a^2 - M_1$$

$$M_{mb} = \frac{1}{8} q b^2 - M_1$$

W przypadku obciążenia ciężarem jednostajnym q obydwu słupów (rys. 14a) mamy wg oznaczeń rys. 14 b

$$\frac{1}{I_b} (F_1 + F_2) + \frac{1}{I_a} \cdot F_3 = 0$$

a na M_1 wartość

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = - \frac{\frac{1}{24} q b^3}{\frac{1}{2} (a + \frac{I_a}{I_b} \cdot b)}$$

$$= - \frac{1}{12} q \frac{b^3}{a + \frac{I_a}{I_b} \cdot b}$$

Dla ramy kwadratowej o stałym przekroju i obciążeniu słupów q

$$M_1 = - \frac{1}{12} q \frac{a^3}{a + a} = - \frac{1}{24} q a^2$$

a więc wartość o połowę mniejszą, niż przy obciążeniu rozpór i słupów razem.

Również w przypadku ramy kwadratowej zamkniętej o stałym przekroju, o dowolnej ilości przęseł (rys. 15) i obciążeniu symetrycznym o tej samej wartości w każdym przęcie (ustrój spotykany w silosach, zbiornikach, kanałach itp.) występują w narożach i przęsłach momenty, jak w belkach równoprzęsłowych, utwierdzonych o stałym przekroju, a więc jak w rys. 11 (według równania 37). Każdy pręt tak obciążonej ramy uważać możemy za belkę jednoprzęsłową zupełnie utwierdzoną.

Powyższe wynika z tego, że maksymalne punkty ugięcia poszczególnych prętów znajdują się w połowie rozpiętości tych prętów (por. rys. 15 b) analogicznie, jak w belkach ciągłych utwierdzonych, według rys. 11.

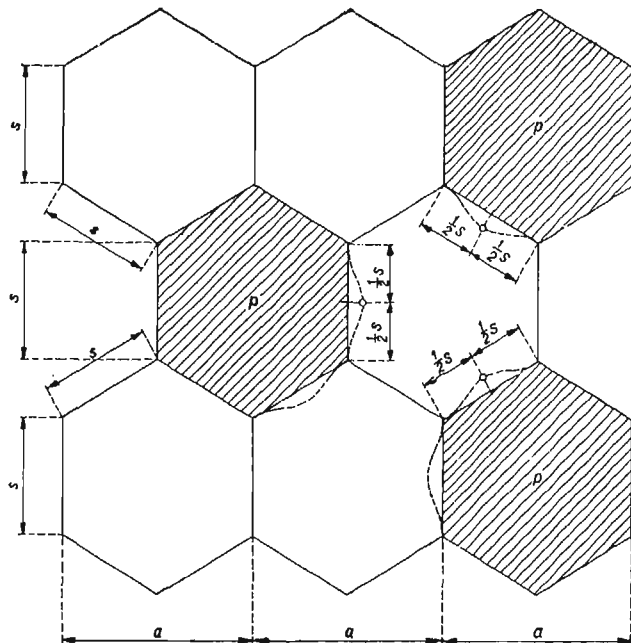
Analogiczne momenty występują również w ramach kwadratowych, jak w rys. 16 (przekrój stały) przy obciążeniu co drugiej komory. Tu również maksimum ugięcia każdego pręta leży w połowie jego rozpiętości. Momenty mamy więc analogiczne, jak w belce całkowicie utwierdzonej, a więc dla obciążenia p

$$M = -\frac{1}{12} p a^2 \text{ oraz } M = +\frac{1}{24} p a^2$$

Dla konstrukcji silosowej, jak w rys. 17 mamy również analogiczne do belki utwierdzonej momenty

$$M = -\frac{1}{12} p s^2 \text{ oraz } M = +\frac{1}{24} p s^2$$

(ciąg dalszy nastąpi)



Inż. CZESŁAW GNIEWIŃSKI (Warszawa)

INWESTYCJE m. st. WARSZAWY W DZIAŁE DRÓG I MOSTÓW

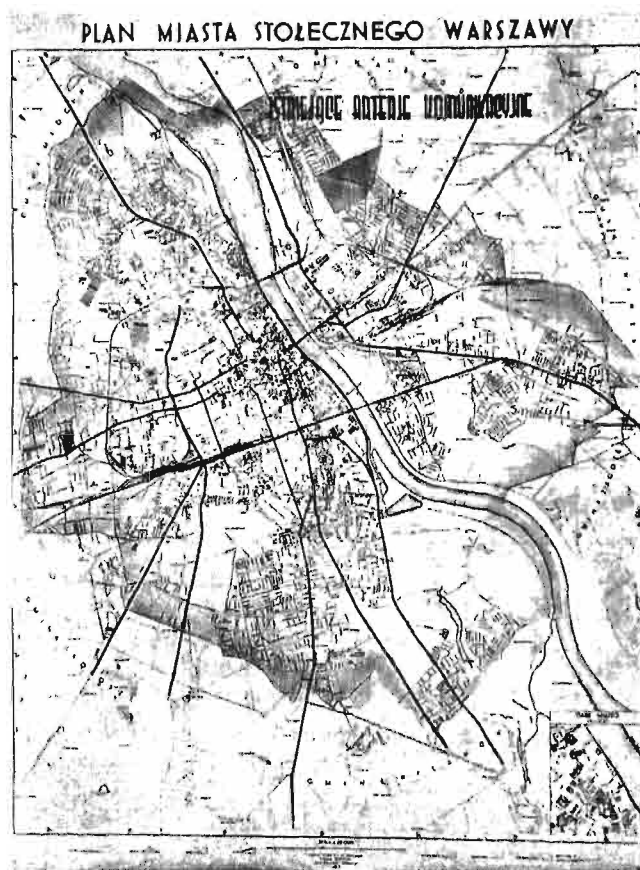
(ulice, bulwary, mosty, melioracje wodne)

Wstęp. Rozwój Warszawy, stolicy Rzeczypospolitej, ośrodka życia umysłowego, naukowego i kulturalnego oraz ośrodka dyspozycji życia politycznego, gospodarczego i finansowego, uzyskał ostatnio niebywałe tempo. Wystarczy przytoczyć, że w ciągu 20. lat ludność Warszawy wzrosła o 500.000. Atrakcyjność stolicy jako ośrodka dyspozycji życia kraju pociąga ruch ludności z prowincji do stolicy, następuje ruch osiedleńczy.

Rozszerzenie granic Warszawy w 1916 r. dało możliwość wyjścia z ciasnych ram miasta przedwojennego źle i niehigienicznie zabudowanego. Ekspansja budowlana na peryferiach powiększyła ruch komunikacyjny międzydzielnicowy od peryferii do city i pomiędzy poszczególnymi przedmieściami. Ruch okresowy do pracy i szkół oraz powrotny do miejsca zamieszkania, ruch przyjezdnych z prowincji spowodowany skoncentrowaniem w stolicy instytucji państwowych, przemysłu, handlu, kultury i sztuki, w miarę rozwoju zwłaszcza motoryzacji, jest coraz większy, przepływa ulicami burzliwie nieco chaotycznie, zatykając niektóre skrzyżowania ulic już dzisiaj na długie okresy czasu.

Co jest przyczyną niedostateczności naszych ulic? Aby na to pytanie odpowiedzieć trzeba pokrótce zdać sobie sprawę jak do niedawna wyglądała sieć komunikacyjna Warszawy.

Istniejąca sieć komunikacyjna. Arterie komunikacyjne przeważnie za wąskie w swym prze-



Rys. 1.

kroju poprzecznym, nie mające równoległego odciążenia, ślepo zakończone zazwyczaj w jednym końcu nie mogą stanowić racjonalnego układu komunikacyjnego milionowego miasta. W kierunku zasadniczym np. N—S. Kierunek: Sobieskiego, Belwederska, Al. Ujazdowskie, Nowy Świat, Krakowskie Przedmieście, ginie przy Zamku płacząc się dalej w uliczkach Starego Miasta, bądź dzielnicy północnej. Kierunek Puławska — Marszałkowska stanowiąc arterię w swej części południowej nawet po przebicciu ulicy przez Ogród Saski nie rozwiązuje kwestii komunikacyjnej na północ od pl. Bankowego. Ulica Żelazna nie ma ujścia na północy urywając się przy ul. Nowolipie, jak i na południu uderzając w stację filtrów miejskich. Kierunek Towarowa — Okopowa nie ma wylotu na północy kończąc się na torach kolei obwodowej, uzyskała niedawno połączenie na południe przez Raszyńską i Al. Żwirki i Wigury.

Arterie Wschód — Zachód nie są w lepszej sytuacji. Ulica Górczewska — Leszno wpada na ul. Bielańską, aby dalej na wschód płatać się krętymi ulicami.

Wolska — Chłodna odpowiednia arteria na zachodzie miasta przegrodzona Halami Mirowskimi nie ma ujścia na wschód, gdyż wąska ul. Elektoralna nie może być jej właściwym przedłużeniem. Wreszcie najlepsza arteria tego kierunku Al. Jerozolimskie, posiadająca racjonalne połączenie przez wiadukt i most Poniatowskiego z Pragą, do niedawna nie miała połączenia z Grochowem. Część miasta leżąca na prawym brzegu Wisły posiada jedną arterię północ — południe: Modlińska — Jagiellońska — Zamojskiego — Grochowska nie na całej swej długości urządzoną w sposób odpowiedni dla ulicy tego znaczenia. Gmatwanina to-

rów stacji kolejowych Wileńskiej i Wschodniej rozdziela na drobne części organizm Pragi i uniemożliwia — bez wkładu ogromnych sum na skrzyżowania — różnopoziomowe rozwiązanie komunikacji tej dzielnicy. Ul. Zygmuntowska, naturalny wylot mostu Kierbedzia, najbardziej używany kierunek kołowy przez Wisłę, kończy się ślepo przy Dworcu Wileńskim nie mając właściwego wylotu na wschód. Trakt wileński musi błąkać się Floriańską, Jagiellońską, Brukową, Żąbkowską i Radzywiłłowską, gdyż prosty kierunek zabarykadowany jest przez Dworzec Wileński.

Połączenia nowopowstałych dzielnic na przedmieściach z city śródmiejskim też wiele pozostawiają do życzenia. Wszak do niedawna jeszcze, aby się przedostać na Żoliborz, Marymont i Bielany trzeba było po przedarciu się przez dzielnicę o swoistym intensywnym ruchu handlowym, krążyć obok Dworca Gdańskiego i Cytadeli, aby wreszcie trafić na główną ulicę Żoliborza — Mickiewicza. Szereg innych dzielnic jak Mokotów, Grochów, Czerniaków połączone są jedną arterią, która łączy je ze śródmieściem. Arteria ta zazwyczaj wypadowa z miasta, dzięki temu jest przeciążona ruchem kołowym. Poszczególne przedmieścia nie posiadają zupełnie, albo mają bardzo niedostateczne połączenie międz dzielnicowe.

Ten pobieżny przegląd dzisiejszego, a w niektórych wypadkach wczorajszego stanu sieci dróg kołowych Warszawy wyraźnie wskazuje na jego niedostateczność. Niedostateczne rozwinięcie ulic w szerz oraz brak jasnych kierunków zasadniczych, powoduje gromadzenie się ruchu kołowego na pewnych ulicach, potrzebę objeżdżania na znacznej długości przy braku połączeń bezpośrednich itp. Są to zjawiska w rezultacie których powstaje przedładowanie ulic istniejących ruchem kołowym.



Rys. 2.

Projektowany układ. Projektowany układ komunikacyjny usuwa powyższe braki. Dwa zasadnicze kierunki Warszawy tworzą krzyż o ramionach północ — południe i wschód — zachód. Każde z ramion dzieli się jeszcze na trzy rozgałęzienia o innym przeznaczeniu każde. Więc wschodnia odnoga Mickiewicza, Bonifraterska, Krakowskie Przedmieście, Al. Ujazdowskie, Al. Szucha, Puławska, ma mieć charakter reprezentacyjny. Środkowy kierunek N—S albo Al. Niepodległości stanowi główny, najkrótszy kierunek tranzytowy. Wreszcie zachodnia odnoga istniejąca na odcinku Towarowa — Okopowa ma służyć przeważnie ruchowi gospodarczemu towarowemu.

Podobnie kierunek wschód — zachód dzieli się na trzy odnogi: północną — Wolska istniejąca do hal Mirowskich, dalej tunelem pod ogrodem Saskim i pl. Marszałka Piłsudskiego, przez most i wiadukty przy ul. Karowej, Brukową i Żąbkowską. Charakter arterii gospodarczy. Środkowa odnoga Al. Jerozolimskie ma być przedłużona na zachód w stronę Łodzi i ma znaczenie tranzytowe. Na południu projektuje się aleję, która oprócz znaczenia komunikacyjnego będzie służyła jako miejsce zbiórek Warszawy w czasie uroczystości, obchodów, defilad. Nosić ona będzie charakter wybitnie reprezentacyjny, zwłaszcza w części swej nazwanej Al. Marszałka Piłsudskiego.

Do zasadniczego zespołu należy dodać arterię północ — południe na Pradze, idącą przez Modlińską, Jagiellońską, Zamojskiego i Grochowską. Ruch międzydzielnicowy i okrężny będzie miał ujęcie trzema arteriami obwodowymi, z których pierwsza w części zachodniej, południowej i wschodniej stanowi główny układ komunikacyjny. Dla stworzenia obwodowej dodaje się na północy kierunek Stawki, Żoliborska, Międzyparkowa a na południowym wschodzie kieruje się komunikację Al. Zieleniecką i Francuską. Prócz centralnego tego obwodu, przewidziane są jeszcze dwa: drugi idący środkiem przedmieścia i wreszcie trzeci — po granicy miasta. Od głównego układu komunikacyjnego przewidziane są ulice wypadowe z Warszawy w różnych kierunkach kraju, a więc Grójska do Krakowa i Radomia, ul. Czerniakowska do Wilanowa, ul. Szczęśliwicka do Częstochowy itd.

Projektowany układ przewiduje także możliwości wyzyskania naturalnego piękna Warszawy. Więc po obydwu stronach Wisły projektuje się bulwary spacerowe, a wśród malowniczych ogrodów, zielonej skarpy nadwiślańskiej aleje pod i na Skarpie.

Stan ulic do r. 1934. Przechodząc do omówienia realizacji budowy ulic musimy stwierdzić, że przyłączenie przedmieść w 1916 r. powiększając powierzchnię miasta o 8430 ha, zwiększyło ogromnie potrzeby drogowe miasta. Przyłączone bowiem przedmieścia były w stanie kompletnego zaniedbania i prócz paru szlaków komunikacyjnych, lub dróg przyfortowych, żadnych ulic za rogatkami dawnymi nie było.

Nawierzchnie skoncentrowane były jedynie na terenie 3670 ha starej Warszawy. Stan ich w roku 1918 był bardzo zły, gdyż nieremontowane dostatecznie w czasie wojny, zużyte nadmiernie z racji częstych przemarszów wojsk, potrzebowały dużych wkładów konserwacyjnych. W pierwszym jednak okresie 1918 — 1924 r., jako w latach inflacji, chaosu gospodarczego, krystalizacji form życia publicznego, Gmina rozporządzając środkami, które nie przedstawiały żadnej stałej wartości, z konieczności musi ograniczyć się do utrzymania istniejących nawierzchni. Odczuwa się przy tym tak dotkliwie brak środków, że jako prawie jedyny materiał używa się kamienia polnego, którym łąta się nawierzchnie z kostki kamiennej lub drewnianej.

Dlatego nie biorę pod uwagę tego okresu i rozpatruję trzy charakterystyczne następne okresy gospodarki drogowej, które nazwę:

- a) okres dobrobytu — 1925 — 1928 r.
- b) okres kryzysu gospodarczego 1929 — 1933 r.
- c) okres planowej gospodarki urbanistycznej 1934 — 1938 r.

Unormowanie stosunków walutowych, ustalenie podstaw prawnych samorządu oraz zwiększenie podstaw finansowych w okresie 1925 — 28 stwarza duży ruch w inwestycjach drogowych. Pożyczka amerykańska zaciągnięta przez miasto powoduje wzrost inwestycji drogowych, których punktem kulminacyjnym jest rok 1928. Przeprowadza się w tym czasie szereg prób stosowania no-



Rys. 3.

wych nawierzchni niestosowanych dotychczas. Wprowadza się więc nawierzchnie z asfaltu naturalnego prasowanego. Dokonuje się próby stosowania nawierzchni z mieszanin asfaltowych asfaltobetonu, asfaltu piaskowego. Znika kostka drzewna jako nieekonomiczna i wymagająca ciągłej konserwacji. Przeprowadza się próbę z nawierzchnią stalobetonową. Szuka się taniego, bardziej gładkiego rozwiązania jezdni prowizorycznej, łatwo rozbiegalnej, a więc stosuje się kamień łamany zamiast polnego.

Nie wszystkie te próby dają wyniki dobre. Inwestycje ograniczają się przeważnie do śródmieścia, brakuje także ulic na przedmieściach, jednak nieśmiało i bez właściwego rozmachu urbanistycznego. Trzeba przyznać, że miasto usiłuje w tym okresie poprawić stan swoich nawierzchni, szuka możliwości ulepszenia stanu gospodarki drogowej, co też w części zostaje osiągnięte. Stosunek nawierzchni ulepszonych do nieulepszonych z 1:3 zmienia się na 1:2. Ten dodatni rezultat należy przede wszystkim przypisać szerokiemu stosowaniu nawierzchni asfaltowych, co do których po szeregu prób ustalono typy nawierzchni nadające się do ruchu mieszanego w naszym klimacie. Nawierzchni tych w okresie ostatnich dwóch lat czterolecia wykonano 143.000 m².

Drugi okres 1939 — 1933 przypada na czas powszechnego kryzysu ekonomicznego, którego wpływ wybitnie odczuwa się w gospodarce miejskiej. Zmniejszenie dochodów samorządu, przy rozszerzeniu zakresu jego działania, trudności finansowe w jakie popadł samorząd, dochodzące do

niemożliwości regularnej opłaty personelu oraz nie-
zawsze racjonalne posunięcia władz miejskich,
ujemnie odbijają się na zakresie robót drogowych.
Okres ten należy nazwać okresem wegetacyjnym.

Jeżeli robi się inwestycje na większą skalę,
to tylko w dziedzinie asfaltowania śródmieścia, na
terenie którego zmienia się kostkę drzewną na
asfalt twardy — lany, lub asfalt piaskowy na pod-
stawie umowy kredytowej niezbyt korzystnej dla
miasta. W poszukiwaniu taniej, względnie gład-
kiej, łatwo rozbieralnej nawierzchni, wobec nieko-
rzystnych rezultatów z kamieniem łamanym stosu-
je się klinkier. Próby z klinkierem dają rezultaty
różne, zależnie od pochodzenia i formatu klinkieru,
lecz raczej z wynikiem ujemnym. Na przedmie-
ściach urządza się ulice, lecz jeszcze bardziej nie-
śmiało, jak w okresie poprzednim.

Inwestycje drogowe w latach 1934 — 1938.
Dopiero w r. 1934 następuje zasadniczy przełom
w gospodarce drogowej miejskiej. Zasadniczo
zmieniają się zapatrywania na politykę drogową
miasta, którą rozwiązuje się pod kątem potrzeb ko-
munikacyjnych przyszłości. Miasto zdaje sobie
sprawę z niedostateczności istniejącej sieci komu-
nikacyjnej i konsekwentnie dąży do realizacji pro-
jektowanej według planu zabudowania. Nie ma
przeszkód do przewyciężenia, aby zrealizować po-
trzebny odcinek ulicy wykupuje się posesje, roz-
biera kamienice czynszowe i zakłady przemysło-
we, dzielnice przekształcają się niemal w oczach
mieszkańców. Gdzie była gęstwa domów handlo-
wych i gnieździły się setki lokatorów w ciągu jed-
nego sezonu powstają arterie o charakterze euro-
pejskim ze wszelkimi urządzeniami podziemnymi
i torami tramwajowymi.

Program inwestycyjnych prac Miasta cechuje
zdecydowanie, jasno zarysowany plan przyszłości,
konsekwencja w pokonywaniu trudności. W tym
dopiero okresie realizuje się zapomniane i skanda-
licznie zapuszczone ulice wypadowe z miasta łą-
czące stolicę z poszczególnymi prowincjami. W
tym okresie powstają zamierzenia, które przez wie-
le lat wydawały się nieziszczalne ze względu na
trudności jakie trzeba było pokonać. Wszystkie
te roboty wykonywa się w tempie nadzwyczaj
szybkim, z wyzyskaniem do maksimum czasu i
technicznej sprawności.

Jeżeli chodzi o ilość zbudowanych nawierzchni
to wypadnie ona korzystnie w porównaniu na-
wet z najlepszym rokiem okresu koniunktury i po-
życzki amerykańskiej, a więc rokiem 1928, a prze-
ciętne z okresów pierwszego i drugiego są znacznie
niższe:

Zbudowano:	Średnia roczna w czteroleciu 25 — 28	Średnia roczna w pięcioletniu 29 — 33	Średnia roczna w pięcioletniu 34 — 38
Jezdni ulep. m ²	64.107	68.556	131.095
„ nieulepsz. „	151.257	54.495	177.837
Razem jezd. m ²	215.364	123.051	308.932
Chodników m ²	82.774	46.292	193.990
Razem zbudowano	298.137	169.343	502.922

Jak widać z powyższego, w okresie ostatnim
zbudowano rocznie nawierzchni ulic dwukrotnie
więcej, niż w okresie koniunktury i trzykrotnie
więcej niż w okresie kryzysowym. Podobnie przed-
stawia się sprawa remontów istniejących na-
wierzchni:

Wyremontowano	Średnia roczna w okresie 25 — 28	Średnia roczna w okresie 26 — 33	Średnia roczna w okresie 34 — 38
Nawierzchni ulepsz. m ²	150.512	112.766	287.030
Nawierzchni nieulep. m ²	338.440	343.849	477.201
Razem	488.952	456.615	764.231

Ilość wyremontowanych nawierzchni średnio
rocznie w okresie trzecim jest 1,7 razy większa od
wyremontowanych rocznie nawierzchni w dwóch
okresach poprzednich. Odsetek wyremontowanych
nawierzchni stale wzrasta, bo gdy w okresie 25 —
28 r. wynosił około 10%, w okresie 29 — 33 r.
tylko 7,8%, to w okresie 34—38 przekroczył 11%.
Pomimo widocznego zwiększenia ilości budowa-
nych i przebudowanych nawierzchni nie widać
wybitnego zmniejszonego odsetka ulic niezabruko-
wanych, których w dalszym ciągu miasto posiada
około 285 km, przy 800 km ogólnej ilości ulic.
Tłumaczy się to tym, że rozbudowa miasta wyprze-
dza inwestycje drogowe i aby nadążyć za rozbudo-
waniem tempa inwestycji drogowych musiałoby się
jeszcze zwiększyć.

Stan nawierzchni m. st. Warszawy na 1 kwiet-
nia 1938 r. przedstawiał się następująco:

Całkowita nawierzchnia zabrukowana 7,375.000 m²

w tym jezdni 4,197.000 m², co stanowi 56%,
w tym chodników 3,178.000 m², co stanowi 44%.

Nawierzchnie jezdni z podziałem na rodzaj za-
brukowania:

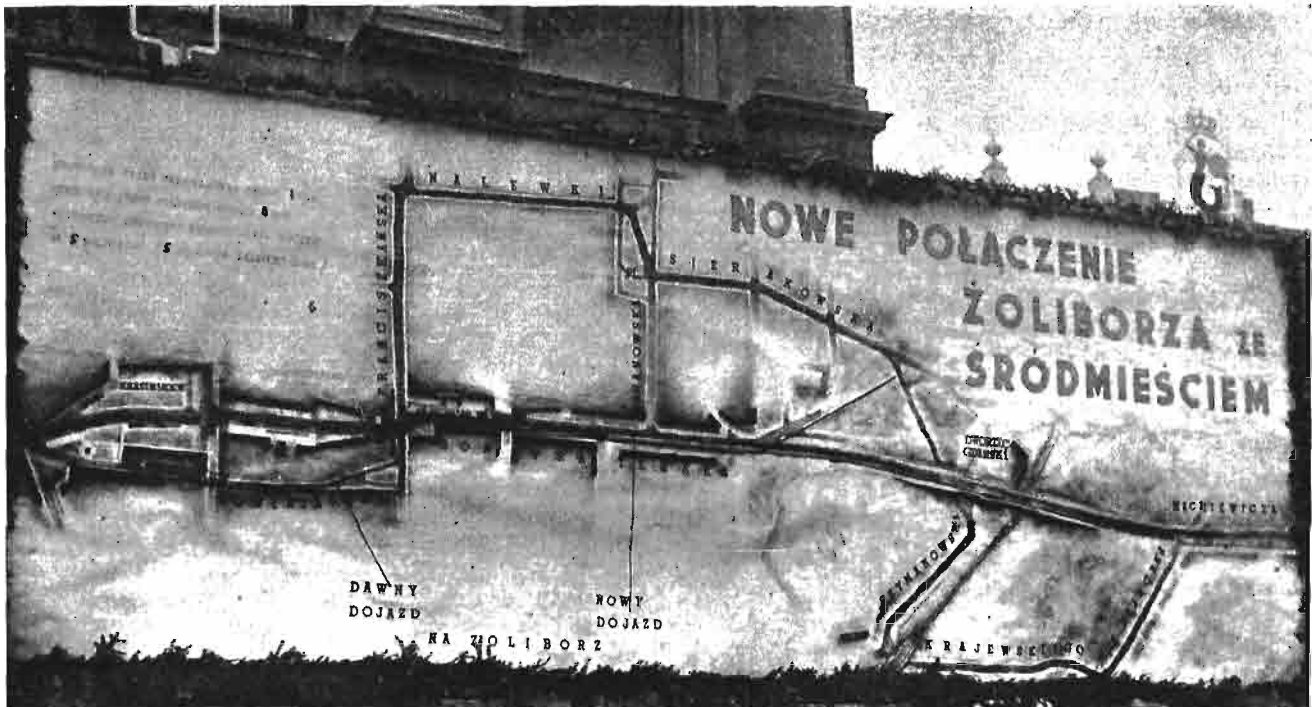
Kostka kamienna rzędowa (gr.) 557.000 m²—13%
Kostka kamienna drobna 416.000 m²—10%
Asfalty różnych rodzajów 508.000 m²—12%

Inne nawierzchnie gładkie jak:

kostka drzewna, klinkier,
beton i trylinki 77.000 m²— 2%
Nawierzchnie z kamienia
polnego 2,190.000 m²—52%
Inne nieulepszone (kam.
łamanym, gruz, lesz) 359.000 m²— 8%
Szosy 90.000 m²— 3%.

Jak widzimy nawierzchni ulepszonych posiadamy
zaledwie 37% — nieulepszonych 63%, stosunek
1 : 1,7.

Chodników ulepszonych
było 1,413.000 m²—45%,
Chodników z kam. polnego
i innych 1,765.000 m²—55%.



Rys. 4.

Przechodząc do jakości wykonanych robót, to należy stwierdzić, że w technice organizacji robót również nastąpił zwrot ku lepszemu. W pasie ulicznym, prócz urządzeń komunikacyjnych mieści się jeszcze szereg urządzeń użyteczności publicznej: wodociąg, kanały, gaz, kable elektrowni, tramwaju, telefonu międzymiastowego, PAST itp. Wszystkie te urządzenia mają swoje przeróbki, remonty, a wszystkie roboty z tym związane wymagają rozkopywania i mniejszych lub większych uszkodzeń nawierzchni. Ażeby tego uniknąć przynajmniej w najbliższych latach po budowie lub przebudowie ulicy jednocześnie z robotami drogowymi wykonywane są wszystkie roboty podziemne w pasie ulicznym: rewizje przewodów, ich wymiana lub remonty.

Realizacja układu zasadniczego. Dla realizacji zasadniczego układu komunikacyjnego stolicy wykonano już dużo. Jeżeli chodzi np. o wschodnią odnogę kierunku północ — południe jest ona prawie na ukończeniu. Po wyasfaltowaniu ul. Marymonckiej na północy oraz gruntownej przebudowie na południu Al. Puławskiej, która na znacznej swej długości posiada odrębne torowisko tramwajowe i dwie jezdnie z kostki kamiennej, nastąpił ostatni etap uporządkowania odcinka najbardziej uciążliwego w okolicach Dworzec Gdański — Miodowa. Kapitalna inwestycja jaka była wykonana w roku ubiegłym przez miasto przy współudziale Ministerstwa Komunikacji, a mianowicie pobudowanie wiaduktów nad torami Dworca Gdańskiego i ul. Szymanowską z dojazdami, przybliżyła Żoliborz i Bielany do miasta, jednak konieczność przedzierania się przez natłoczone ulice dzielnicy północnej handlowej uniemożliwiały zdanie sobie należytej sprawy z ważności tej inwestycji. Dopiero ostatni etap prac tegorocznych, prowadzonych

w tempie i zakresie niespotykanym dotąd na terenie Polski, a mianowicie związanych z przebicciem ul. Bonifraterskiej i przebudową pl. Krasieńskich po ukończeniu dała odczuć dobrodziejstwa tego połączenia. Pomiędzy ulicami Śto Jerską i Bonifraterską, gdzie znajdował się słynny bazar Orzechy, był szereg kamienic czynszowych z mnóstwem drobnych lokatorów i farbiarnia oraz na odcinku Franciszkańska — Konwiktorska, gdzie istniała dawniej ciemna, wąska uliczka obudowana szeregiem kamienic dochodzących do 5. kondygnacji pełnych lokatorów i małych sklepików, została przebita europejska ulica o 18 m szerokiej jezdni i dwóch chodnikach po 5 m każdy. Kamienice zostały wykupione, wyburzone, usunięto dawne przyłączenia podziemne, założono nowe, wykonano nawierzchnie, ułożono tory tramwajowe. Roboty są już ukończone i w dniu 14.XII 1938 nastąpiło otwarcie ruchu.

Przez pl. Krasieńskich na istniejącym skwerze ułożono jezdnię, która przechodzi przy zbiegu z ulicą Śto Jerską w parterze gmachu Sądu. W tym celu kosztem Miasta przebudowano gmach i założono konstrukcję odciążającą i amortyzującą budynku od wpływów ruchu kołowego. Po ukończeniu robót uzyskano duży efekt architektoniczny jaki powstał po odsłonięciu pięknych pałaców zabytkowych, całkowicie dotychczas zasłoniętych zielenią przed wzrokiem ludzkim.

Wobec ukończenia robót mam możliwość podać kilka cyfr orientacyjnych z tej roboty.

Burzenie pierwszych domów rozpoczęto 4.II.38 r. Zakupiono posesji prywatnych 9 szt. Zburzono budynków 48 sztuk o łącznej kubaturze 81.300 m³.

Burzenie zakończono w dniu 30.IX 1938.

Roboty drogowe rozpoczęto 21 maja 1938 r. — ukończono w terminie 10.XII 1938.

Wykonano odcinek długości 750 mb. Wybudowano jezdni 13.500 m², chodników 8.500 m².

Roboty były wykonane w bardzo trudnych warunkach, na stosunkowo bowiem małym odcinku skoncentrował się szereg instytucji miejskich, których roboty zazębiały się i uzależniały jedna od drugiej. Jak widać z dat burzenia budynków następowało ono w miarę postępu wykupu i wysiedlenia lokatorów, toteż roboty mogły być wykonywane nie w porządku normalnym, a odcinkami



Rys. 5.

mi gdzie to było możliwe. Nie potrzebuję dodawać, że taki sposób wykonania był uciążliwy bardzo i wymagał dużo sprężystości i dobrej woli personelu technicznego, wszystkich instytucji miejskich, których pracą zbiorową powstała ulica Bożenifraterska.

Drugim kapitalnym zagadnieniem jest arteria N—S, realizowana od paru lat. Ulica ta założona w skali i z rozmachem europejskim została zrealizowana całkowicie na odcinku Koszykowa—Odołańska. Ulica ta o szerokości 45 — 50 m ma pozbudowaną w kostce kamiennej lub asfalcie jezdnię 12 m szerokości, zieleńce i chodniki. W miarę zaś budowania ulicy i wzrostu ruchu kołowego przewiduje się wykonanie jeszcze dwu jezdni lokalnych dla ruchu powolnego z przeznaczeniem jezdni już wykonanej dla ruchu szybkiego tranzytowego. Pomimo, że odcinki już wykonane są właściwie fragmentem zasadniczego zagadnienia jakim jest cała arteria N — S, jednak doprowadzenie jej do Al. Jerozolimskich jednocześnie z oddaniem do



Rys. 6.

użytku publicznego centralnego dworca kolejowego będzie miało kapitalne znaczenie dla południowej dzielnicy miasta.

Z kierunku wschód — zachód uporządkowano na zachodzie ul. Wolską dając nawierzchnię z kostki kamiennej, chodniki i zieleńce oraz na wschodzie połączono ulicą Waszyngtona Grochów z Al. Poniatowskiego. Ta ostatnia inwestycja po rozszerzeniu i ułożeniu torów tramwajowych wybitnie przybliży Grochów do śródmieścia. Osobne zagadnienie stanowi budowa Al. Marszałka Piłsudskiego, tej na wskroś reprezentacyjnej ulicy, która będzie łączyła Mauzoleum Wielkiego Marszałka z dominującym nad okolicą kościołem Opatrzności. Aleja ta o szerokości 70 — 200 m prócz normalnych urządzeń posiadać będzie trasę defilady, przeznaczoną specjalnie dla uroczystości wojskowych. Na odcinku Al. Niepodległości—kościół Opatrzności przewidywana jest jako Aleja państwów narodowych. Zrealizowano jej fragment w roku ubiegłym a obecnie zaczęto realizować odcinek od N — S do wyścigów. Po usunięciu wyścigów obydwie odcinki połączą się. Spośród ulic obwodowych zaczęto realizować połączenie Ochoty z Mokotowem i Czerniakowem. Wybudowano ul. Odyńca od Puławskiej do Wołowskiej i buduje się ul. Okolską. Uporządkowano ul. Międzyparkową, jako dojazd do mostu przy Cytadeli.

Ulice wypadowe. W dziedzinie dróg wypadowych, będących jednocześnie głównymi arteriami komunikacyjnymi dla poszczególnych dzielnic, w okresie 1934 — 38 zrobiono bardzo dużo. Trzeba stwierdzić, że do tego czasu o arteriach wypadowych nie myślano zupełnie. Za dawnymi rogatkami Warszawy zaczynały się wertepy na poziomie zapadłego prowincjonalnego miasteczka. Dzisiaj sytuacja uległa znacznej zmianie, przedmieścia mają dostęp do Europy, a prowincja uzyskała dostęp kołowy do stolicy dotychczas bardzo utrudniony. Ulice wypadowe budowano szeroko i z rozmachem w granicach 45—50 m z wydzielonymi torowiskami tramwajowymi, z jedną szeroką lub dwiema jezdniami z kostki kamiennej, pasami zieleni, oświetleniem.

Spośród kapitalnych posunięć w tej dziedzinie należy wymienić, prócz już wymienionych: Puławskiej, Wolskiej i Marymonckiej — ul. Radzywińską, Grochowską, Grójecką, Żwirki i Wigury.

Ulice mieszkaniowe. Prócz zagadnień dotyczących zasadniczych arterii komunikacyjnych należy wymienić jeszcze znaczną ilość ulic mieszkaniowych, które urządzono w latach 34—38. Rost przedmieść i ich zabudowanie postępuje tak szybko, że Miasto nie może nadążyć z inwestycjami, tym niemniej jednak robi się w tym kierunku dużo i rok rocznie, w miarę zabudowy, urządza się w każdej dzielnicy kilka ulic. Ponieważ urządzenia wodociągowo-kanalizacyjne nie zawsze sięgają powstającej zabudowy, znaczną ilość ulic mieszkaniowych z tej przyczyny oraz z racji taniości brakuje się kamieniem polnym. W dzielnicach bardziej urządzonych, gdzie są założone przewody wodociągowe, kanalizacyjne, gazowe itp., układa się nawierzchnie ulepszone z betonu, ko-

stek betonowych, klinkieru lub asfaltu. W miarę parcelacji i zabudowy uzyskuje Miasto grunty przeznaczone pod ulice przy skarpie nadwiślańskiej i w ten sposób powstają fragmentami aleje na i pod Skarpą.

W dziedzinie rodzajów nawierzchni stosowanych prócz wypróbowanych kostek kamiennych, asfaltów, wprowadza się betonowe nawierzchnie, kostki betonowe, nawierzchnie bitumiczne typu lekkiego. W celu wypróbowania wytrzymałości i ekonomiczności różnych rodzajów nawierzchni urządzono w roku ubiegłym odcinek doświadczalny przy ul. Koszykowej między Raszyńską i Starynkiewicza, gdzie ułożono 23 odmiany różnych nawierzchni. W rezultacie badań nad zachowaniem się i porównaniem różnych rodzajów nawierzchni w jednakowych warunkach ruchu kołowego zostaną wyciągnięte wnioski, które z nawierzchni winny być stosowane w warunkach ruchu kołowego stolicy.

Jak z przytoczonej statystyki widać, króluje dotąd nawierzchnia z kamienia polnego. Niewątpliwie musimy sobie zadać pytanie, co jest przyczyną, że tego rodzaju nawierzchnia dominuje w stolicy. Przyczyn tych jest kilka. Najpierw dlatego, że rozbudowa miasta idzie u nas nie zawsze racjonalnymi drogami. Zamiast tereny parcelowane uzbroić, zaopatrzyć w niezbędne urządzenia sanitarne, gaz, elektryczność, następnie zabrukować i wreszcie zabudować, dopuszcza się zabudowę na terenach nieurządzonych, nawet w takich dzielnicach, gdzie podstawowe urządzenia użyteczności publicznej jeszcze nie doszły. Zabudowując urządza się prymitywne zaopatrzenia budynków (szambo, woda ze studni).

Po wynajęciu lokali mieszkańcy za pośrednictwem prasy atakują Gminę o wykonanie bruków. Miasto w obawie, że nawierzchnię trzeba będzie jeszcze kilkakrotnie rozkopywać i tym samym niszczyć nawierzchnie dobre i kosztowne, z musu stosuje nawierzchnie tanie, ale znacznie gorsze.

Drugą przyczyną jest brak środków pieniężnych. Dynamika rozwojowa przedmieść jest tak wielka, szybkość zabudowy prywatnej tak znaczna, że miasto musiałoby inwestować trzy i czterokrotnie więcej, ażeby zaspokoić wszystkie potrzeby. Nie mogąc zrobić dużo i dobrze, musi robić tańsze nawierzchnie, aby umożliwić choćby prymitywną komunikację w nowozabudowanych dzielnicach.

Trzecią przyczyną jest brak pomiarów szczegółowych miasta i zatwierdzonych planów zabudowania. Gdzie brak dokładnie sprecyzowanych warunków urządzenia ulicy, praktyczniej i ekonomiczniej będzie wykonywać je w sposób prowizoryczny, umożliwiając ewentualne zmiany i dostosowanie do wymagań urbanistyki, która będąc naszą stosunkowo młodą zasadą swoje i zapatrywania, jako niezbyt twardo ugruntowane, zmienia często.

Jest jednak nadzieja, że w najbliższych latach dzięki wprowadzeniu w życie art. 64 i 174 Ustawy Budowlanej nowe ulice będą wykonywane ze znacznym pociągnięciem do świadczeń adiacentów, co niewątpliwie wpłynie na zmianę sposobów wykonania nawierzchni ulic mieszkaniowych.

Wpływ inwestycji. Inwestycje w dziedzinie budowy ulic zwłaszcza wypadowych lub układu komunikacyjnego mają ogromny wpływ na ruch budowlany.

W parze z tymi inwestycjami idą bowiem inne urządzenia użyteczności publicznej, do przedmieścia w ślad za tym dochodzi tramwaj, autobus. Przedmieście zbliża się do centrum. Mieszkaniec zgiekłego centrum stolicy szuka spokoju i świeżego powietrza, chętnie wyprowadza się na przedmieście, rośnie zapotrzebowanie mieszkań, wzrasta ruch budowlany. Powstaje normalny proces wielkomiński wyodrębnienia śródmiejskiego handlowo-przemysłowego city i mieszkaniowych przedmieść. Ruch ten naturalny i zdrowy przewidywany zresztą planami zabudowy, w wielkiej mierze zależy od rozwoju komunikacji.

Pobrzeża Wisły w dawnych czasach. Wisła w czasach najdawniejszych nie odgrywała wielkiej roli w życiu miasta. Zwłaszcza jeżeli chodzi o wyzyskanie naturalnego piękna Wisły i ujęcia jej w odpowiednio uregulowane brzegi, wały czy bulwary nie słychać o tym prawie zupełnie. Wiadomo, że przez długie lata, czy za czasów starej Warszawy, czy późniejszych — z wyjątkiem magazynów solnych na Solcu — pobrzeża Wisły służyły jako miejsca składania śmieci i nieczystości. Nieuregulowana rzeka zmieniała ciągle swoje koryto, podmywając w czasie przyborów coraz więcej skarpy. W ten sposób skarpa odsunęła się jakby od Wisły. Na skarpie wyzyskując jej naturalne piękno pobudowano szereg pałaców i rezydencji magnackich, lecz frontem do Krakowskiego Przedmieścia, a tyłem do Wisły. To odwrócenie od Wisły zaciążyło przez długi czas na wyglądzie pobrzeży. Dopiero w r. 1825 spotykamy wzmianki o pierwszym bulwarze obok magazynów na Solcu. Następnie około roku 1844 zainteresował się Powiślem Steinkeller, który zbudował bulwar piaskowcowy od Solca w górę rzeki. Następuje później długi okres projektowania bulwarów i uregulowania rzeki, lecz budowa nigdy do skutku nie dochodzi.

Bulwary przed rokiem 1934. Po uzyskaniu niepodległości szereg następujących po sobie powodzi zmusza Miasto do uregulowania sprawy



Rys. 7. Wybrzeże Gdańskie — górny bulwar.



Rys. 8. Wybrzeże Gdańskie -- obydwaj bulwary i zjazd z jednego na drugi.

brzegów Wisły. Buduje się wały na odcinkach najbardziej zagrożonych. W ten sposób powstają wały Potocki i na Półcowiźnie. Wał Miedzeszyński i Siekierkowski były wykonywane przez Władze Wodne w czasie, gdy obszary, do których one przylegają, nie należały do Miasta. Wały te zazwyczaj w koronie mają założoną ulicę z kamienia polnego, skarpy obrukowane lub umocnione. O budowie bulwarów na większą skalę Miasto nie myśli.

Po 1934 r. Dopiero po roku 1934 następuje przewrót w zapatrywaniach na znaczenie Wisły w życiu stolicy. Zagadnieniu Wisły poświęca się dużo uwagi, wysuwa się hasło „Frontem do Wisły”. Przedłuża się, rozszerza i porządkuje wały istniejące, a od r. 1935 przystępuje się do budowy bulwaru na terenie przylegającym do Zamku Królewskiego, robi się górny i dolny poziomy i na razie brukuje kamieniem polnym. W tym samym czasie asfaltuje się całe Powiśle przylegające do Wybrzeża Kościuszkowskiego, asfaltuje i oświetla jezdnię na Wale Miedzeszyńskim. W roku bieżącym wyasfaltowano górny poziom bulwaru, na całej przestrzeni od mostu Kierbedzia do ul. Kraśnińskiego ułożono chodniki, zieleńce i oświetlono. Bulwar po ostatecznym wykończeniu składa się z dwóch ścianek, dolnej betonowej na palach



Rys. 9. Wybrzeże Gdańskie w nocy.

drewnianych, licowanej granitem i górnej, żelazobetonowej na palach zbrojonych Straussa, licowanej piaskowcem. W odstępach około 200 m umieszczone są schody łączące obydwaj bulwary. Na dolnym bulwarze wykonano nawierzchnię betonową i zieleńce.

Pomimo wykonania zaledwie 600 m bulwaru i 400 m nawierzchni betonowej na bulwarze, gdyż roboty są nadal prowadzone, już obecnie bulwar wyasfaltowany na tle Zamku i Parku Traugutta stanowi najpiękniejszą, o rozmachu wielkomiejskim, arterię spacerową Warszawy.

Mosty. Obecny stan. Mostów kołowych Warszawa posiada trzy. Najstarszy pobudowany w r. 1864 przez inż. Kierbedzia jest jednocześnie najbardziej obciążony ruchem. Przesła wysadzone w czasie wojny zastąpione zostały przez Niemców trzema dźwigarami, z których środkowy mostu. Most wymaga wzmocnienia, względnie przebudowy w jak najprędszym czasie. Zresztą posiada niedogodne dojazdy z których zachodni przy Zamku rozbija się na szereg wąskich ulic, a wschodni zamknięty został przez urządzenie Dworca Wileńskiego.

Drugi most kołowy przy Dworcu Gdańskim przerobiony z kolejowego w r. 1920, o niedostatecznej szerokości jezdni 5,50 m w części tylko może sprostać zadaniom nie mając połączenia z Kołem i Wolą.

Trzeci most, Poniatowskiego, z wiaduktem stanowi rozwiązanie wielkomiejskie, jest właściwie usytuowany, ma dobrze położone dojazdy. Jak wiadać z tego pobieżnego przeglądu, połączenie obydwu brzegów Wisły na terenie stolicy jest nadzwyczaj skąpe i niewspółmierne do potrzeb. Mosty z każdym rokiem są coraz bardziej przeladowane i utrzymuje się porządek na mostach tylko dzięki przepisom kierującym cały ruch ciężarowy na most przy Cytadeli. Pozostawienie przez dłuższy czas mostu Kierbedzia pod obciążeniem obecnym bez wzmocnienia grozi wręcz katastrofą. Brak mostów na odcinkach na północ od Cytadeli i na południe od mostu Poniatowskiego powoduje zbędne przeciążenie ulic równoległych do brzegu Wisły.

Projektowane mosty. Według projektowanego planu zabudowania przewiduje się w Warszawie 9 mostów. Na 6 mostów projektowanych dwa wchodzi w skład arterii głównego układu, a cztery na obwodowych. Najbardziej potrzebne do realizacji będą trzy mosty: na Karowej, na Żoliborzu i na Siekierkach.

Most Józefa Piłsudskiego. W sprawie mostu Józefa Piłsudskiego na wprost ul. Karowej zrobiono już dużo. Sprecyzowano usytuowanie, warunki, przeprowadzono sondowanie i w r. 1936 rozpisano konkurs. W rezultacie konkursu, który rozstrzygnął układ mostu na korzyść blachownic stalowej o ścianie pełnej, zorganizowane zostało biuro, które przystąpiło do dalszego projektowania. W trosce jednak o estetykę stolicy, Zarząd Miejski po przeprowadzeniu szeregu prób plakietycznych na moście Kierbedzia doszedł do przeko-

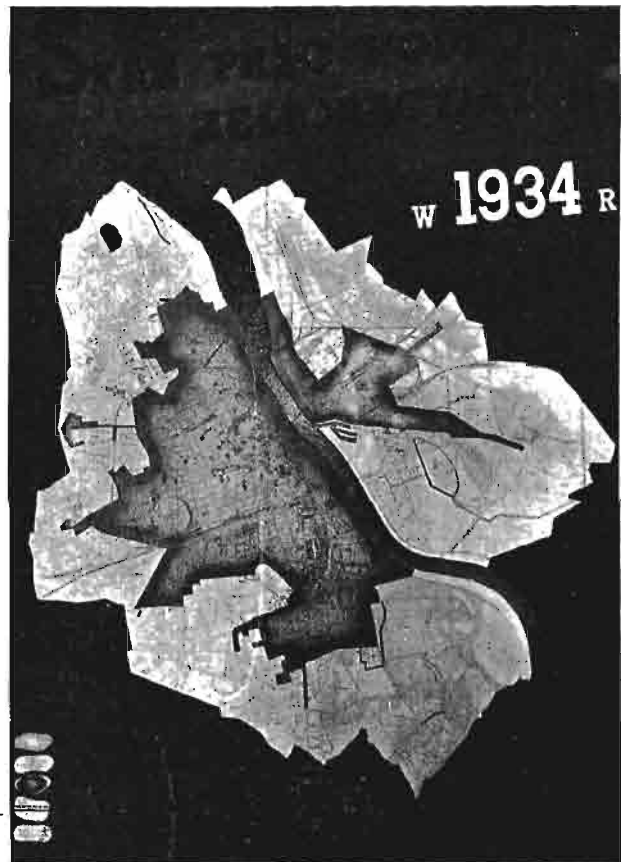
nia, że przy koniecznych ze względów komunikacyjnych wymiarach, wielkie powierzchnie blachowniczy o ścianie pełnej mogą się okazać brzydkie i ostatnio zdecydowano układ łukowy o 5 przęsłach. Po obydwu stronach mostu projektowane są wiadukty o konstrukcji stalowej. Zrealizowanie tego mostu i wiaduktów wraz z projektowanym tunelem pod pl. Józefa Piłsudskiego i Ogrodem Saskim aż do Hal Mirowskich, będzie epokowym dziełem inżynierskim naszych czasów. W przyszłym roku spodziewana jest budowa podpór mostu.

Melioracje wodne. Teren Wielkiej Warszawy tylko w części jest objęty kanalizacją. Ogromna ilość przedmieść całym pasem naokoło śródmieścia nie jest skanalizowana, a stan sanitarny tych przedmieść przedstawia wiele do życzenia. System kanalizacji przyjęty w Warszawie jest systemem ogólnie spławnym, co wymaga budowy dużej średnicy kanałów i kolektorów położonych na znacznej głębokości, a tereny przedmieść są zazwyczaj nisko położone i dla poszczególnych partii trzeba budować stacje przepompowania ścieków. Pociąga to za sobą ogromne koszty i potrzebuje czasu do realizacji, niektóre więc przedmieścia będą musiały długo jeszcze czekać na dotarcie kanalizacji. Prócz tego cały szereg przedmieść posiadał grunty o charakterze podmokłym, wymagającym zmeliorowania. Zarząd Miasta do r. 1928 wcale tymi sprawami się nie interesował.

W r. 1928/29 Spółka Wodna Obwodu Warszawskiego zapoczątkowała roboty odwadniające, Magistrat subwencjonował te roboty i miał nad nimi nadzór. W związku z tym w r. 1931 powstał referat melioracyjny, który dzięki szczupłemu personelowi niewiele mógł w tym kierunku zrobić. Przyczyny wysokiego stanu wód gruntowych i zabagnienia leżą w budowie morfologicznej warstw geologicznych i ukształtowanie powierzchni. Stolica przy przyłączeniu wchłonęła obszary o przeważającym wysokim poziomie wód gruntowych, często poprzecinane wyraźnymi ciekami wodnymi. W miarę postępującej zabudowy cieki te zostały przerwane, a wody gruntowe spiętrzone. Rzeki istniejące uległy zanikowi, albo przekształciły się w cuchnące rozsadniki chorób. Przez wzniesienie wałów przeciwpowodziowych wody powierzchniowe miały zatamowany naturalny spływ do Wisły i w czasie roztopów zalewały całe dzielnice. Stan ten pogarszały wody w fosach pofortecznych i gliniankach nieumiejtnie zasypanych, gdyż podniosły one poziom wód gruntowych.

Stosunki wodne w końcu 1933 r. we wszystkich dzielnicach nieobjętych kanalizacją były opłakane. Jedynie na południu Pragi przeprowadzono przez Spółkę Wodną Wawerską przy współudziale Miasta poważne prace odwadniające, mające jednak następujące wady: kanały nie mogą przyjąć wód opadowych, Grochów i Witolin niedostatecznie odwodnione, wody z powiatu wprowadzone są do miasta do jeziora Kamionkowskiego.

Po r. 1934. W dziedzinie melioracji wodnych jak i w innych dziedzinach następuje przełom zasadniczy w r. 1934. Referat melioracyjny prze-



Rys. 10.

kształca się w Oddział Wodno-Melioracyjny, przeprowadza się gruntowne studia stosunków wodnych poszczególnych dzielnic, opracowuje się generalny plan odwodnienia miasta. W ciągu 5-letnia wykonane zostały następujące roboty: w dzielnicy północnej generalnie osuszono dzielnice podmokłe leżące wzdłuż rzeczki Rudawki, przez uregulowanie tej ostatniej kanałem krytym, uregulowano jej dopływ i wybudowano stację pomp dla przepompowywania wód w czasie wysokich stanów Wisły. Odwodniono osiedle miejskie kanałem krytym w ul. Krzemienieckiej.

Na południu osuszono Ochotę, Rakowiec i część Mokotowa przez uregulowanie kanału Wola — Okęcie — Wilanów i wybudowanie dopływu Mokotów — Służewiec. Dla odwodnienia wykopów przyszłej linii kolejowej radomskiej wybudowano kanał kryty. Wykonano kanały kryte dla odprowadzenia wód atmosferycznych z arterii wylotowych: Grójeckiej, Wolskiej i Puławskiej. Poważne prace wykonano w dolinie Siekierki — Czerniaków, gdzie wybudowano główny odbiornik, kanał kryty dla wód z doliny i stację pomp na Czerniakowie, dla odpompowania wód w czasie roztopów. Odwodniono Sielce kanałem krytym Chełmska — Promenada.

Na Pradze północnej na Pelcowiznie poprawiono stosunki wodne przez wybudowanie kanału krytego wzdłuż ulic Oliwskiej i Toruńskiej. Zaczęto odwodnienie części Targówka rowami wzdłuż Stojanowskiej, Trockiej i Radzywińskiej. Dla umożliwienia zabrukowania Saskiej Kępy założono sieć kanałów odprowadzających wody at-



Rys. 11.

Inż. arch. ALEKSANDER CHARŁAMPOWICZ (Warszawa)

W SPRAWIE WPROWADZENIA POJĘCIA MASY CIAŁA UDERZANEGO DO WZORÓW NA OBLICZE- NIE WYMIARÓW PŁYT PRZECIWBOMBOWYCH

Bomba lotnicza, uderzając w znajdującą się na jej drodze przeszkodę, wywołuje szereg efektów, które podzielić można na dwie grupy zasadnicze: odkształcenie celu, jako wynik pracy niszczącej i efekty uboczne, jak drgania celu i otoczenia obok zjawisk cieplnych itp.

Trwałe odkształcenie celu, przejawiające się jako odkształcenie miejscowe jak również pracę pokonywania oporów sprężystości, dającą w wyniku energię potencjalną ciała uderzanego — można mniej lub więcej dokładnie obliczyć na zasadzie ogólnych praw mechaniki; wyniki tych obliczeń będą miały jednak charakter teoretyczny, gdyż brak odpowiednich danych doświadczalnych nie daje możliwości sprawdzenia wyciągniętych wniosków. Jeśli chodzi o rachunkowe ujęcie skutków uderzenia pocisków, to dotychczasowy dorobek w tej dziedzinie jest stosunkowo niewielki; zamyka się on w kilku wzorach empirycznych, nie nadających się właściwie do praktycznego użytku.

Z najczęściej spotykanych w literaturze wzorów na obliczenie głębokości przenikania pocisków wymienić należy:

mosferyczne. Dla odwodnienia części Grochowa wykonano kanał kryty w ul. Stężyckiej i Osowskiej.

Z tego krótkiego przeglądu widać, że poprawa stosunków wodnych nastąpiła prawie we wszystkich dzielnicach. Nie osiągnięto jeszcze całkowitej poprawy lecz zrobiono w tej dziedzinie dużo. W ciągu 5 lat wykonano 37 km kanałów krytych i 27 km rowów odwadniających otwartych.

Prócz powyżej przytoczonych prac na specjalną uwagę zasługuje budowa Kanału Piaseczyńskiego. Kanał ten usytuowany u stóp Zamku Ujazdowskiego, pobudowany w epoce Stanisława Augusta przywrócony został do poprzedniej świetności, odkopany, oczyszczony, wyłożony płytami betonowymi. Urządzono obok kanału dwie piękne alejki spacerowe i oświetlono je elektrycznością.

Zakończenie. We wszystkich dziedzinach omówionych przeze mnie w ostatnich czasach zrobiono duże postępy. Jednak dalecy jesteśmy jeszcze od zadawalającego stanu naszych ulic, mostów i terenów odwadnianych. Życie stolicy idzie szybko naprzód, przyrost ludności, rozbudowa, rozwój motoryzacji stawiają coraz wyraźniejsze zadania miastu, przebudowy układu komunikacyjnego z dostosowaniem do wymagań nowoczesnych środków ruchu. Toteż dużo jeszcze trzeba będzie włożyć pracy przez wiele lat, zanim będzie można powiedzieć, że dziedzina ta, tak zaniedbana do niedawna, będzie stała na poziomie odpowiadającym znaczeniu stolicy Rzeczypospolitej.

- a) wzór Poncelet'a z r. 1839

$$S = \frac{P}{2 b \cdot g \cdot \pi \cdot r^2 l} \lg. \text{nat.} \left(1 + \frac{b}{a v^2} \right);$$

- b) wzór Petry z r. 1910

$$S = \frac{P}{(2 r)^2} k' f(v);$$

- c) wzór Vallier'a z r. 1913

$$S = \frac{P}{\pi r^2} k'' \lg. \left(1 + \frac{v^2}{2 \cdot 10^4} \right);$$

We wzorach tych dla łatwiejszego porównania użyte zostały wspólne symbole dla oznaczenia wartości analogicznych, a więc: S — głębokość przenikania; P — waga pocisku; g — przyspieszenie ziemskie; i — stały współczynnik zależny od kształtu pocisku; v — szybkość końcowa bomby; r — promień największego poprzecznego przekroju bomby; a , b , k' , k'' — współczynniki charakterystyczne dla różnych materiałów tworzących cel.

Wszystkie podane wzory nie uwzględniają masy ciała uderzanego, co wprowadza do obliczeń błąd tym większy, im większy jest stosunek ciała uderzanego do uderzającego. Jak wielki jest ten błąd — wyjaśni następujące rozumowanie:

Przebieg uderzenia można podzielić na dwa zasadnicze okresy, z których zasadnicze znaczenie ma pierwszy, rozpoczynający się z chwilą, gdy zapalnik bomby dotyka powierzchni celu, pozostającego dotychczas w spokoju. W miejscu zetknięcia powstają wzajemne siły uderzenia, które w niezmiernie krótkim czasie zmieniają znacznie stan ruchu i kształt obu ciał. W czasie tym bomba traci w pewnym stopniu swą szybkość, starając się jednocześnie przesunąć ciało uderzone przy czym następuje deformacja obydwóch uderzających się ciał; stan ten trwa do chwili wyrównania się szybkości tj. do końca pierwszego okresu uderzenia.

Ze względu na skomplikowany charakter zjawiska konieczne jest poczynienie pewnych założeń, które uprościłyby tok rozumowania i obliczeń.

Przede wszystkim — wobec tego, że w czasie uderzenia powstają bardzo znaczne siły chwilkowe — pominąć można działanie sił ciągłych w tym momencie jak również wpływ tarcia, oporu powietrza itd. Następnie przyjęć należy, iż skorupa bomby jest tak wytrzymała, że nie ulega deformacji w czasie uderzenia. Wreszcie z uwagi na krótkotrwałość całego zjawiska, można przyjąć, iż w pierwszym okresie przedmiot uderzany pozostaje nadal w bezruchu, zaś stracona w tym czasie część energii kinetycznej bomby przetwarza się całkowicie na pracę miażdżenia tworzywa celu.

Założmy, że bomba lotnicza o masie m i szybkości końcowej v oraz płyta o masie M — stanowią razem układ materialny, na który nie działają żadne siły zewnętrzne, zgodnie z założeniem o pominięciu działania sił ciągłych.

W momencie uderzenia bomba lotnicza posiada energię kinetyczną

$$\frac{m v^2}{2}$$

Ponieważ w tejże chwili energia kinetyczna płyty = 0, przeto energia kinetyczna całego układu

$$E_1 = \frac{m v^2}{2}$$

Założmy dalej, że szybkość wspólna całego układu w końcu pierwszego okresu uderzenia = w . Na zasadzie twierdzenia o stałej ilości ruchu układu materialnego, na który nie działają żadne siły zewnętrzne — można napisać:

$$m v = (m + M) w;$$

skąd

$$w = \frac{m v}{m + M}$$

W końcu pierwszego okresu uderzenia energia kinetyczna układu wynosi:

$$E_{11} = \frac{(m + M) w^2}{2} = \frac{m^2 v^2}{2(m + M)};$$

Z porównania E_1 i E_{11} , wynika, że w czasie uderzenia układ stracił część energii kinetycznej, zużytej zgodnie z poprzednio przyjętym założeniem na pracę, której wynikiem będzie wnikanie bomby w tworzywo celu.

Ilość E energii kinetycznej, straconej w czasie pierwszego okresu uderzenia otrzymamy, odejmując od siebie wartości E_1 i E_{11} ,

$$E = \frac{m v^2}{2} - \frac{m^2 v^2}{2(m + M)} = \frac{m v^2}{2} \left(1 - \frac{m}{m + M} \right);$$

Wartość E przy założeniu, że m jest wielkością stałą — zależy wyłącznie od wartości M .

Rozpatrzmy w związku z tym dwa wypadki:

a) Masa ciała uderzanego $M = 0$

wtedy

$$E = 0$$

Czyli przy uderzeniu ciała o stałej masie m o ciało, którego masa niewiele różni się od zera, nie ma w ogóle pierwszego okresu uderzenia, nie ma więc wnikania ciała uderzającego w cel. Jako przykład podać można fakt, że rzucony kamień nie przebija luźno zawieszzonego arkusza papieru

b) masa ciała uderzanego $M = \infty$

$$E = \frac{m v^2}{2}$$

Przy uderzeniu ciała o masie m o ciało, którego masa jest bardzo wielka nie ma drugiego okresu uderzenia, tj. przesunięcia ciała uderzonego. W tym wypadku cała energia ciała uderzającego zostaje przetworzona na pracę przenikania, co ma miejsce np. przy uderzeniu bomby lotniczej w ziemię lub płytę betonową spoczywającą na ziemi.

Opierając się na powyższym, można skierować projektowanie stropu przeciwbombowego w jednym z dwóch kierunków.

Albo w kierunku budowy stropu o dużej wytrzymałości na przebijanie i wielkiej masie, dążąc do ewentualnego spowodowania rozbicia się skorupy i wywołania eksplozji na powierzchni stropu, albo w kierunku projektowania stropu lekkiego, sprężystego względnie stropu wystarczająco sztywnego na sprężystych podporach. Możliwe są oczywiście odpowiednio regulowane kombinacje tych dwóch różnych typów.

Figurujący w wyrażeniu $E = \frac{m v^2}{2} \left(1 - \frac{m}{m + M} \right)$

wyraz M , nie oznacza całkowitej masy płyty, która — będąc podparta na obwodzie — ma ograni-

czoną swobodę ruchu. Wartość M jest tzw. masą zredukowaną w punkcie uderzenia i posiada energię kinetyczną równą energii kinetycznej całej płyty. Wyznaczyć ją można w sposób następujący:

Wyobraźmy sobie płytę o stałej grubości h , podpartą wolno na obwodzie i obciążoną w środku siłą P .

Załóżmy, że równanie powierzchni ugięcia płyty od obciążenia skupionego ma postać równania powierzchni od obciążenia całkowitego, a mianowicie:

$$z = f \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b};$$

x , y i z są współrzędnymi do wolnego punktu warstwy obojętnej, zaś f — strzałką ugięcia.

Stosunek dróg przebytych przez dowolny punkt i punkt w środku płyty przy jej ugięciu będzie miał postać następującą:

$$\frac{z}{f} = \frac{f \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b}}{f} = \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b};$$

Przyjmujemy nieskończenie małe ugięcia dz i df .

$$\frac{dz}{df} \text{ lub } \frac{\frac{dz}{dt}}{\frac{df}{dt}} \text{ lub } \frac{v}{v'} = \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b};$$

przy czym v — szybkość poruszania się dowolnego punktu, v' — szybkość punktu w środku płyty.

Wydzielamy element płyty $h dx dy$ i przyjmujemy, że gęstość płyty wynosi k energia kinetyczna na całej płycie wyniesie:

$$L = \int_0^a \int_0^b \frac{1}{2} h dx dy k v^2 = \int_0^a \int_0^b \frac{1}{2} h dx dy k v'^2 \sin^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} =$$

$$= \frac{h k v'^2}{2} \int_0^a \int_0^b \sin^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} dx dy;$$

$$\text{ostatecznie } L = \frac{h k v'^2 ab}{8} = \frac{m v'^2}{8};$$

Ponieważ energia kinetyczna masy M , którą wyobrażamy sobie zredukowaną w środku płyty ma wartość

$$\frac{m v'^2}{2}$$

i jest równa energii całej płyty, przeto

$$\frac{M v'^2}{2} = \frac{M v'^2}{8}$$

skąd

$$M = \frac{m}{4}$$

Wynika z tego, że masa zredukowana płyty w punkcie uderzenia stanowi $\frac{1}{4}$ masy całej płyty.

Biorąc pod uwagę poprzednio podany wzór na obliczenie ilości energii kinetycznej straconej przez bombę w pierwszym okresie uderzenia oraz mając dane wymiary płyty, wagę bomby i jej szybkość końcową — nie trudno wyznaczyć, jaka ilość energii kinetycznej bomby zużyta zostanie na miążdzenie tworzywa celu przy wnikaniu bomby, a jaka na ugięcie tej płyty.

Zastosujmy wyniki powyższych rozważań do jednego ze wzorów istniejących. Weźmy pod uwagę np. wzór podany przez M. Tarnowskiego w pracy p. t. „Działanie bomb lotniczych“ (Warszawa 1935 r.).

Wzór ten na obliczenie głębokości wnikania ma postać

$$l = \frac{\alpha p v}{r^2}$$

We wzorze l oznacza głębokość wnikania w cm α — współczynnik, którego wartość dla betonu wynosi 0,65; r — jest promieniem największego poprzecznego przekroju bomby. Do wzoru wprowadzić należy pojęcie energii kinetycznej; w tym celu przeprowadzimy następujące przekształcenie:

$$l = \frac{p v \alpha}{r^2} = \frac{p v^2 \alpha}{2 g v r^2} = E \frac{2 g \alpha}{v r^2};$$

Do wzoru podstawmy odpowiednią wartość E , tj. ilość energii kinetycznej bomby, straconej w pierwszym okresie uderzenia; wtedy głębokość wnikania bomby wyrażać się będzie wzorem

$$l = \frac{p v^2}{2g} \left(1 - \frac{p}{p + \frac{P}{4}} \right) \frac{2g\alpha}{v r^2} = \frac{p v \alpha}{r^2} \left(1 - \frac{p}{p + \frac{P}{4}} \right);$$

Ostatecznie

$$l = \frac{0,65 p v}{r^2} \left(1 - \frac{p}{p + \frac{P}{4}} \right);$$

Wzór ten przyjmuje postać podaną przez M. Tarnowskiego tylko w wypadku $P = \infty$, tj. gdy płyta będzie miała masę bardzo wielką i gdy całkowita energia bomby przetworzona będzie na pracę wnikania.

Rozważania powyższe miały na celu jedynie dostarczenie materiału, który posłużyłby do wprowadzenia niezbędnych poprawek we wzorach, mogących znaleźć zastosowanie przy obliczaniu płyt przeciwbombowych, przez wprowadzenie do tych wzorów pojęcia masy ciała uderzanego.

W SPRAWIE OŚWIETLENIA BUDYNKÓW ŚWIATŁEM DZIENNYM

Właściwe zaprojektowanie oświetlenia budynków przemysłowych światłem dziennym, potrzebuje znacznie większych trosk niż temu normalnie się udziela.

Zazwyczaj określa się płaszczyznę okien jako pewien procent od oświetlonej przez nie podłogi. Wielkość tego procentu jest bardzo nieokreślona i dochodzi do 45%. Jeżeli wziąć pod uwagę powierzchnię podłóg, wykonywanych obecnie budynków przemysłowych, sięgających 10000 m² i więcej, to 10—20% pomyłka powoduje lub zmniejsza wydatek w granicach ok. 30—50.000 zł. Jest to kwota niemała i przeprowadzenie studiów nad projektem, w trakcie jego powstawania, z punktu widzenia wymagań techniki oświetleniowej byłoby pod każdym względem celowe.

Dla zapoznania się bliżej z tym jak wpływają różne czynniki na stan oświetlenia, rozpatrzone one będą w dalszym ciągu z podaniem ich liczbowej charakterystyki.

Ponieważ zainteresowanie swoje zamierzamy ograniczyć tylko do spraw konstrukcyjnych, kształtowanie których podlega naszej kontroli, dlatego, pomijając teoretyczne zagadnienia związane z tą sprawą, skierujemy swoją uwagę na dwa zasadnicze zagadnienia, które postaramy się oświetlić.

Przede wszystkim interesuje nas sprawa dokładnego określenia powierzchni okien dla danego obiektu, oraz racjonalna konstrukcja świetlików.

Nasilenie światła dziennego na zewnątrz zależy jest od wielu przyczyn, z których najważniejsze są: położenie geograficzne obiektu, pory roku, ilość pochmurnych dni w roku, otoczenia itp. Znajomość tych danych, określanych w każdym poszczególnym wypadku, może służyć do ustalenia wysokości *norm oświetleniowych*, tj. tego minimum oświetlenia, które jest potrzebne dla danego obiektu w zależności od jego przeznaczenia.

Jakkolwiek byłyby one ustalone i określone, będziemy porównywać wartość oświetlenia lokalu z wartością oświetlenia pod otwartym niebem i ten stosunek wyrażony w odsetkach oznaczać literą *k*.

Dla uzmysłowienia tego czynnika posłużą następujące cyfry: wartość oświetlenia przeciętnego pokoju mieszkalnego zawiera się w granicach od 3 do 20% oświetlenia zewnętrznego, lokale fabryczne, przemysłowe, składy itp. mają *k* różnej wielkości, dochodząc do $k = 1$ i mniej.

Nie posiadamy norm regulujących te sprawy i ustalających niezbędne minimum oświetlenia dla lokali przemysłowych w zależności od wykonywanej w nich roboty, dla przykładu można by przytoczyć istniejące normy w Rosji, gdzie najwyższą wymaganą granicę wartości oświetlenia dla lokali przemysłowych przyjęto $k = 8$ a najniższą $k = 2$. Rozpiętość tych norm jest 4-krotna i dostatecznie

charakteryzuje jakiego rzędu mogą być robione błędy przy wyznaczaniu powierzchni okien, jeżeli nie traktuje się tej sprawy należycie i nie ma wytycznych, na których można było by się oprzeć.

Na swej drodze do lokalu, światło napotyka przeszkody z powodu których ulega osłabieniu. Są to przeszkody w postaci szyb, konstrukcji okna świetlików i dachu.

W zależności od pochylenia okien i kierunku podanego światła, rodzaju powierzchni szyb materiału ich i grubości, światło w różnym stopniu odbija się i pochłania. Straty z tego tytułu wahają się w granicach

od 22% do 80%.

Niemalą rolę odgrywa też i stan szyb tj. stopień ich zanieczyszczenia. W zależności od rodzaju produkcji (pył, kopeć, parowanie) i od tego jak często szyby bywają myte, straty należące do tej kategorii należy ocenić w wysokości

od 25% do 55%.

Materiał z którego wykonane zostały wiązania okienne, ich rodzaj i system w różnym stopniu osłabiają światło powodując straty leżące w granicach

od 10% do 65%.

Wreszcie konstrukcja świetlików i dachu może zmniejszyć oświetlenie do 70%.

Omówione wyżej straty są stale, niedające się uniknąć i działają wspólnie. Jeżeli przejdziemy z %owego określenia strat na współczynniki zmniejszające wartość oświetlenia, to ogólna strata przedstawi się wzorem:

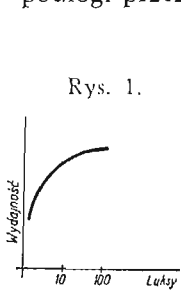
$$\eta = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$$

a jego wielkość leżeć będzie w granicach od 0,02 do 0,5.

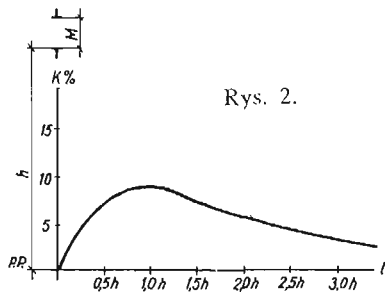
Jak widzimy, że nie tylko straty a i rozpiętość ich jest bardzo wielka, a krańcowe znaczenia różnią się 24-krotnie. Wynika stąd konieczność bardzo starannego przestudiowania tych spraw, bowiem niewłaściwy wybór konstrukcji i okien, dla osiągnięcia wątpliwych oszczędności może uczynić budynki nie tylko mało zdatnym do normalnego użytku, lecz powodować stałe straty, rozmiar których charakteryzuje wykres zależności wydajności pracy od oświetlenia (rys. 1).

Jako pierwsze przybliżenie dla wstępnego określenia powierzchni okien, która dopiero później będzie ustalona przy pomocy wykresów, wyprowadzamy niżej wzór.

Oznaczając średnią wartość oświetlenia w lokalu na płaszczyźnie poziomej przez K_{sr} ,
 średnią wartość oświetlenia na zewnątrz przez K_{zew}
 stosunek pow. otworów świetlnych do pow. podłogi przez S



Rys. 1.



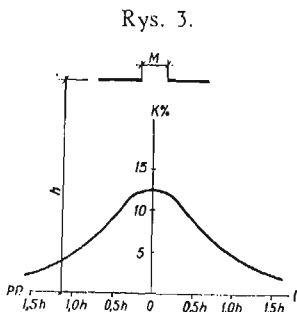
Rys. 2.

i współczynnik charakteryzujący otwór świetlny przez τ będziemy mogli napisać, że

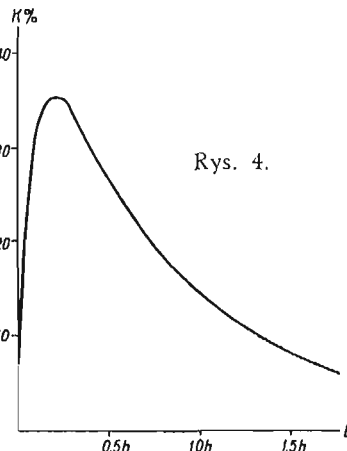
$$[K_{sr} = \tau \eta S K_{zew}] \quad (1)$$

dzieląc obie strony równania na K_{zew} i rozwiązując je w stosunku do S otrzymamy:

$$\left[S = \frac{K}{\tau \eta} \right] \quad (2)$$



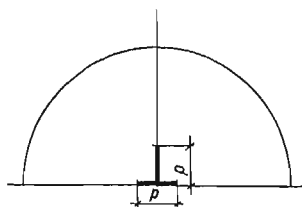
Rys. 3.



Rys. 4.

przy czym τ leży w granicach między 1,0 i 0,5, a k w warunkach rosyjskich 2 — 8.

Z chwilą gdy otrzymamy pewną ilość światła do dyspozycji należy zastanowić się nad rozprządzeniem jego w lokalu. Funkcję tę spełniają okna rozmieszczone w ścianach (boczne światło) lub w świetlikach (górne światło). Racjonalne rozmieszczenie okien i świetlików ma wielki wpływ na charakter uzyskanego oświetlenia, bowiem niewłaści-



Rys. 5.

we rozwiązanie tej sprawy może wielokrotnie zmniejszyć i tak niewielką ilość otrzymanego do dyspozycji światła, znacznie osłabionego, po jego przejściu przez okna.

Dobre rozmieszczenie otworów świetlnych jest zadaniem bardzo trudnym i niemożliwym do ujęcia w jakiegokolwiek liczby lub wzory. Położenie okien, wysokość nad podłogą, kształty geometryczne świetlika, wzajemne ustosunkowanie rozmiarów, wszystko to ma różnoraki wpływ, który należy zbadać i ocenić w ten sposób, aby móc ustalić warunki czy wytyczne którym powinien odpowiadać ten czy inny system oświetlenia, jeśli ma dobrze spełniać swoje zadanie.

Różne są metody dla oceny osiągniętych wyników, lecz najbardziej prosta jest metoda wykreślna z którą tu zapoznamy się.

Metoda ta oparta jest na twierdzeniu Wienera (patrz praca prof. W. Żenczykowskiego), które matematycznie wyraża się w następujący sposób:

$$K = \frac{1}{2\pi} (\alpha_1 \cos \beta_1 + \alpha_2 \cos \beta_2 + \alpha_3 \cos \beta_3) \quad (3)$$

gdzie α — kąty między liniami łączącymi rozpatrywany punkt P z krawędziami otworu świetlnego, a

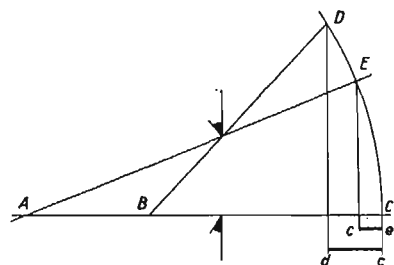
β — nachylenie płaszczyzn kątów α do płaszczyzny poziomej.

Powyższy wzór może być użyty do każdego otworu niezależnie od jego wymiarów, położenia, odległości i rozpatrywanego punktu. Lecz posługiwanie się nim dla każdego poszczególnego wypadku, byłoby zbyt uciążliwe, a tym bardziej byłoby to kłopotliwe przy porównaniu szeregu wariantów. Żeby uprościć sobie to zadanie budujemy tylko dwa zasadnicze wykresy oświetlenia — jeden dla otworów poziomych, a drugi dla pionowych. Dla otworów świetlnych o różnym pochyleniu otrzymamy sumując zasadnicze, na podstawie tego, że otwór pochyły daje oświetlenie równe oświetleniu uzyskiwanemu z sumy jego rzutów poziomego i pionowego.

Zatem dla pionowego otworu świetlnego wykres przedstawia się jak na rysunku 2, a dla poziomego otworu świetlnego jak na rys. 3.

Powyższe wykresy dotyczą otworów świetlnych w świetlikach dachowych (górne światło) o znacznej długości, dla zwykłego zaś okna pionowego, umieszczonego w ścianie, wykres przedstawi się jak na rys. 4.

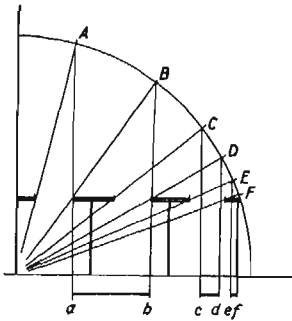
Chcąc dokonać oceny szeregu różnych zespołów, służących do oświetlenia, wystarczy zbudować dla każdego właściwy jemu wykres oświetlenia i je porównać.



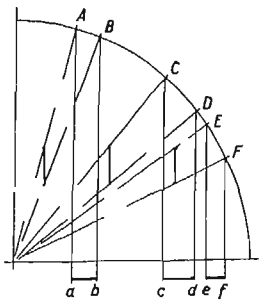
Rys. 6.

Takim porównaniem różnych systemów zajmemy się w dalszym ciągu, tymczasem rozpatrzemy niektóre właściwości tych otworów świetlnych, wykresy oświetlenia których podaliśmy na rys. 2, 3 i 4.

Rozpatrując je z punktu widzenia ilości przepuszczanego przez nie światła okazuje się, że jednej i tej samej wielkości otwór poziomy daje 2 razy więcej światła niż otwór pionowy, wynika to z następującego (rys. 5): jeśli umieścimy poziomą płytkę „p” pod otwartym niebem, oświetlona ona będzie całym sklepieniem nieba, ta sama płytka ustawiona pionowo oświetlana będzie tylko przez połowę nieba. Otwory świetlne będąc w tych samych warunkach, tak samo będą oświetlone i w tymże stosunku przepuszczają światło do lokalu. Współczynnik τ znajdujący się we wzorze 2, charakteryzuje tylko co wspomnianą właściwość, przy czym wielkości pośrednie między 0,5 a 1,0 odnoszą się do otworów pochylonych pod kątem. Porównanie

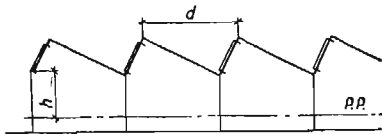


Rys. 7.

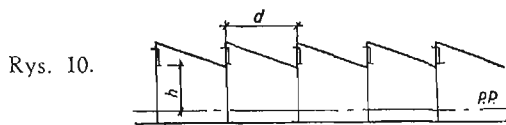


Rys. 8.

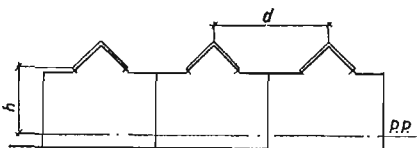
jakościowe tych otworów prowadzi do następujących wyników: sklepienie nieba, wysyłając promienie, tym więcej oświetla badany punkt im z większej połaci nieba otrzymuje promienie. Za „miarę nieba” uważa się w tym wypadku rzut poziomy widocznej przez otwór świetlny części nieba, z punktu który rozpatrujemy. W zastosowaniu do zwykłego okna pionowego zjawisko to ilustruje rys. 6, który rozpatrywany jednocześnie z wykresem z rys. 4, charakteryzuje ten rodzaj oświetlenia jako wysoce nierównomierny, gdyż z oddaleniem się od okna wartość oświetlenia bardzo szybko spada. Wykonując to samo dla pozostałych otworów świetlnych otrzymamy rys. 7 i 8. Na podstawie



Rys. 9.



Rys. 10.

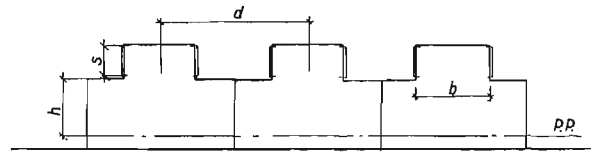


Rys. 11.

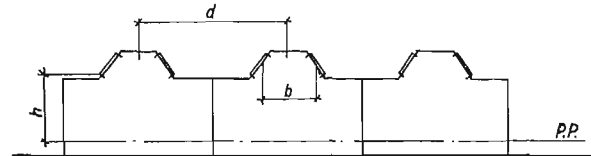
tych rysunków możemy powiedzieć, że świetlik uformowany z poziomych otworów świetlnych również daje światło bardzo nierównomierne i tylko świetlik z pionowymi otworami daje najbardziej równomierne światło spośród tych trzech zasadniczych.

Rozpatrując dalej te trzy rodzaje otworów, które ze sposobu ich umieszczenia w budynkach dają dwa odrębne rodzaje oświetlenia (boczne i górne światło), widzimy, że światło boczne w żaden sposób polepszone być nie może, tymczasem wady jednego świetlika dają się usunąć, stosując cały szereg świetlików w pewnych odstępach od siebie. Przy takim ich wspólnym działaniu możemy dowolnie kształtować oświetlenie w lokalu pamiętając, że wykres oświetlenia takiego zespołu będzie sumą wykresów poszczególnych jego części.

Przechodząc już teraz do bezpośredniej analizy systemów świetlikowych, dających górne światło, dla ułatwienia badania musimy je sklasyfikować. Podział ich będziemy przeprowadzać w zależności od ilości zmiennych elementów geometrycznych

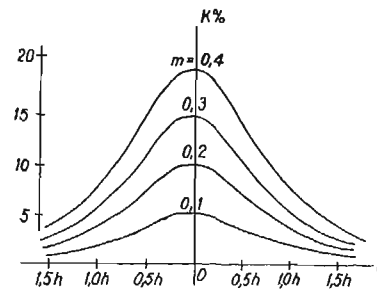


Rys. 12.

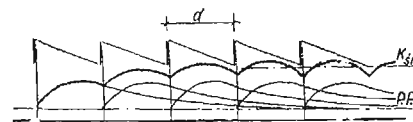


Rys. 13.

wplywających na wyniki oświetlenia. W ten sposób dzielimy systemy świetlików na 2 grupy: do pierwszej zaliczamy systemy posiadające 3 parametry zmienne, do drugiej 4 parametry. Do pierwszej grupy trafią w ten sposób systemy przedstawione na rys. 9, 10 i 11, a do drugiej grupy — systemy przedstawione na rys. 12 i 13. Wykresy 2 i 3, przedstawiają prawo podług którego zmienia



Rys. 14.

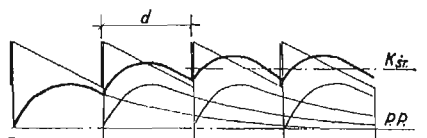


Rys. 15.

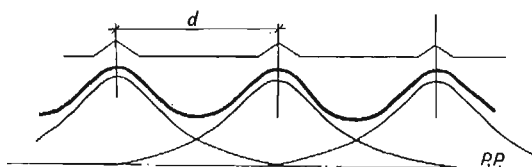
się wartość oświetlenia w danym punkcie lokalu w zależności od odległości jego od źródła światła. Wykresy te zmieniają swój wygląd również i w zależności od wielkości otworu świetlnego i wysokości jego nad poziomem pracy. Zwiększając

otwór świetlny lub zmniejszając jego wysokość nad poziomem pracy, osiągamy jednakowe skutki—tj. znaczniejsze zwiększenie rzędnych w części maksymalnej wykresu i słabsze na peryferiach, w ten sposób wykres staje się bardziej stromy i wybrzuszony. Zmniejszenie otworu świetlnego, zwiększenie wysokości jego nad poziomem pracy wywołuje odwrotne skutki, tj. zmniejszenie „ k ” lub rzędnych, a wykres otrzymuje zarysowanie bardziej łagodne. W pierwszym wypadku oświetlenie staje się nierównomierne, z jednoczesnym wzrostem k , w drugim zaś bardziej równomierne lecz ze zmniejszeniem k .

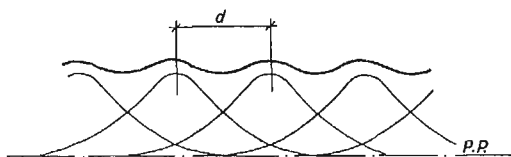
Dla poziomego otworu świetlnego zjawisko to przedstawione jest na rys. 14.



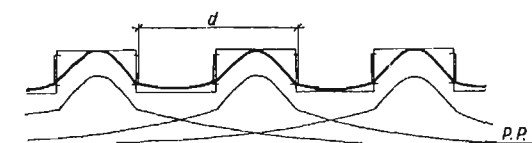
Rys. 16.



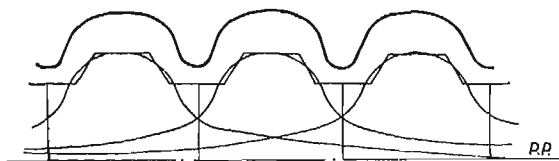
Rys. 17.



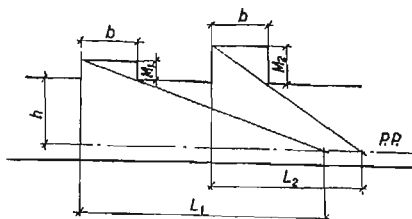
Rys. 18.



Rys. 19.



Rys. 20.



Rys. 21.

W ten sposób w elementarnym wykresie oświetlenia znajdujemy 2 zmienne parametry wchodzące do liczby tych, które charakteryzują przy należność jakiegokolwiek systemu oświetleniowego do grup wyżej ustalonych. Trzecim parametrem I. grupy jest odległość d między świetlikami, a czwartym parametrem w II. grupie jest szerokość świetlika b .

Na rys. 15 mamy zbudowany wykres dla dachu szedowego, w którym cienkimi liniami są wyciągnięte poszczególne wykresy dla każdego świetlika, a grubą linią krzywa sumaryczna.

Stopniowo wznosząc się, od pewnego miejsca stabilizuje się ona na jednym poziomie. Z jej rysunku widzimy, że ma ona swe maksima i minima. Średnie znaczenie k będzie miarą oświetlenia danego lokalu. Jeżeli zbudujemy taki sam wykres dla innych m i d , otrzymamy krzywą przedstawioną na rys. 16.

W tym wypadku różnice między maks. i min. pogłębiają się, powodując mniej równomierne oświetlenie. Zmniejszając d można by tę różnicę zrobić dowolnie małą, jednak ze względów ekonomicznych zbyt wygórowane wymagania w tym kierunku muszą być ograniczone. Praktycznie ustalono, że wystarczy gdy stosunek między min.

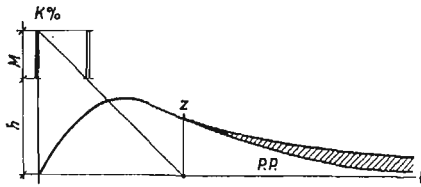
k i maks. k nie będzie mniejszy od $\frac{\text{min. } k}{\text{maks. } k} = 0,7$

i zawierać się będzie w pobliżu tej cyfry, ten warunek ważny jest dla każdego systemu oświetleniowego, bowiem wynika on nie z wymagań konstrukcyjnych lecz z jakości oświetlenia. Na rys. 17 i 18 przedstawione są wykresy oświetlenia dla świetlików poziomych należących do grupy I. Wszystko co mówiliśmy o dachach szedowych można zastosować i w tym wypadku. Bardziej skomplikowana jest kwestia najważniejszego wyboru elementów geometrycznych dla świetlików należących do drugiej grupy, których wykresy oświetleniowe przedstawione są na rys. 19 i 20. Dopóki szerokość świetlika „ b ” jest wielkością stałą, wszelkie zmiany pozostałych parametrów powodują te same skutki, które omówione zostały przy rozpatrywaniu systemu świetl. I grupy. Z chwilą gdy będziemy zmieniać szerokość świetlika „ b ” występują nieco odmienne właściwości tego systemu, przedstawione na rys. 21, skąd widać, że geometryczne wymiary samego świetlika, a właściwie ich stosunek w znacznym stopniu wpływa na zasięg oświetlenia i powodować może zjawisko „zaciemnienia”, które nie daje możliwości całkowitego wykorzystania przepuszczanego przez okna światła. Zaciemnienie spowodowane takim świetlikiem wyraża się na wykresie oświetlenia w ten sposób, że poczynając od pewnego punktu „ z ” rzędne zmniejszają się, a krzywa oświetlenia poczynając od tego miejsca ma inny przebieg, strata zaś w oświetleniu charakteryzuje się zakreskowaną powierzchnią (rys. 22).

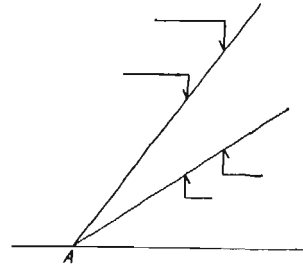
Pomimo tych strat, wadliwe ustosunkowanie wymiarów świetlika powoduje, że powierzchnia okien nie będzie całkowicie wykorzystana. W innym zaś wypadku może powstać okoliczność przedstawiona na rys. 23, kiedy jedno i to samo oświetlenie punktu A uzyskuje się mniejszą powierzchnią okna. Na zakończenie przytoczę tu wypadek, który miał miejsce przy projektowaniu pew-

nego obiektu fabrycznego na terenie C.O.P., będącego już w budowie. Z szeregu schematów wybrany został układ podany na rys. 24. Zatrzymano się na nim z tego powodu, że z punktu widzenia konstr

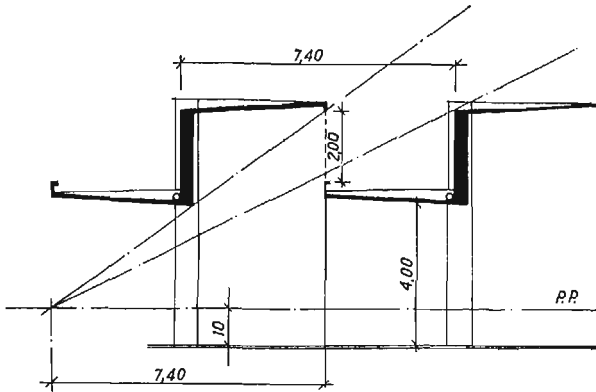
minimum. Wadą tego układu było oświetlenie, gdyż zasięg był mały; przy wysokości okien 2 m, k wychodziło niedostatecznie, a zaciemnienie było ogromne. Poza tym odwodnienie dachu było



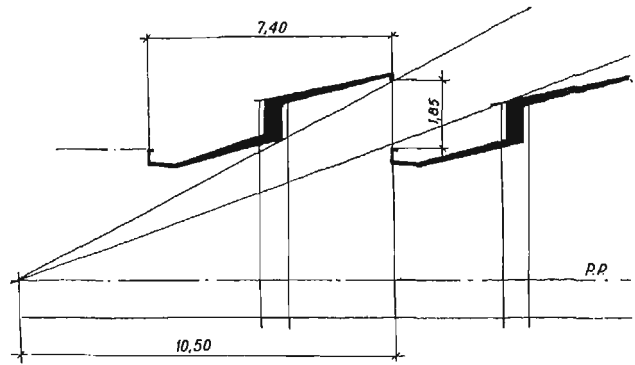
Rys. 22.



Rys. 23.



Rys. 24.



Rys. 25.

strukcyjnego odznaczał się wielką prostotą, a największą jego zaletą było to, że nie było wewnątrz pomieszczenia żadnych belek, podciągów itp., które, przyjmując pod uwagę rodzaj produkcji były całkowicie niepożądane, a z powodu konieczności klimatyzacji hali konstrukcja taka wytwarzała doskonałe warunki równomiernej cyrkulacji powietrza, sprowadzając przeszkody na drodze do

skomplikowane i niezadawalniające. Po różnych próbach, starając się zachować bez zmian ideę konstrukcyjną, układ przekształcił się w podany na rys. 25. Jak widać z rysunku warunki oświetleniowe polepszyły się, zmniejszona powierzchnia okien dawała już dostateczną ilość światła, a ich wykorzystanie jest lepsze i zasięg większy, zaś warunki odwodnienia znacznie polepszyły się.

Inż. TEODOR SZAMIN (Gdynia)

PRZYBLIŻONY SPOSÓB OBLICZENIA PŁYT PROSTOKĄTNYCH

Polskie Normy (PN/B—195 III. § 11 p. 11) zezwalają na przybliżony sposób obliczania płyt prostokątnych wolnopodpartych o wymiarach rzutu poziomego $a \times b$, obciążonych całkowicie ciężarem równomiernie rozłożonym q . Odnosny ustęp normy brzmi:

Największe momenty M_a i M_b odniesione do jednostki szerokości pasków płyty, wydzielonych przekrojami równoległymi do a i do b , o sprowadzonych momentach bezwładności I_1 i I_2 :

$$M_a = \frac{q a^2}{8} \cdot \frac{I_1 \cdot b^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4}$$

$$M_b = \frac{q b^2}{8} \cdot \frac{I_2 \cdot a^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4}$$

W pierwszym rachunku można przyjąć w przybliżeniu $I_1 = I_2$.

Przyjmując to ostatnie uproszczenie otrzymamy na poszczególne momenty wartości

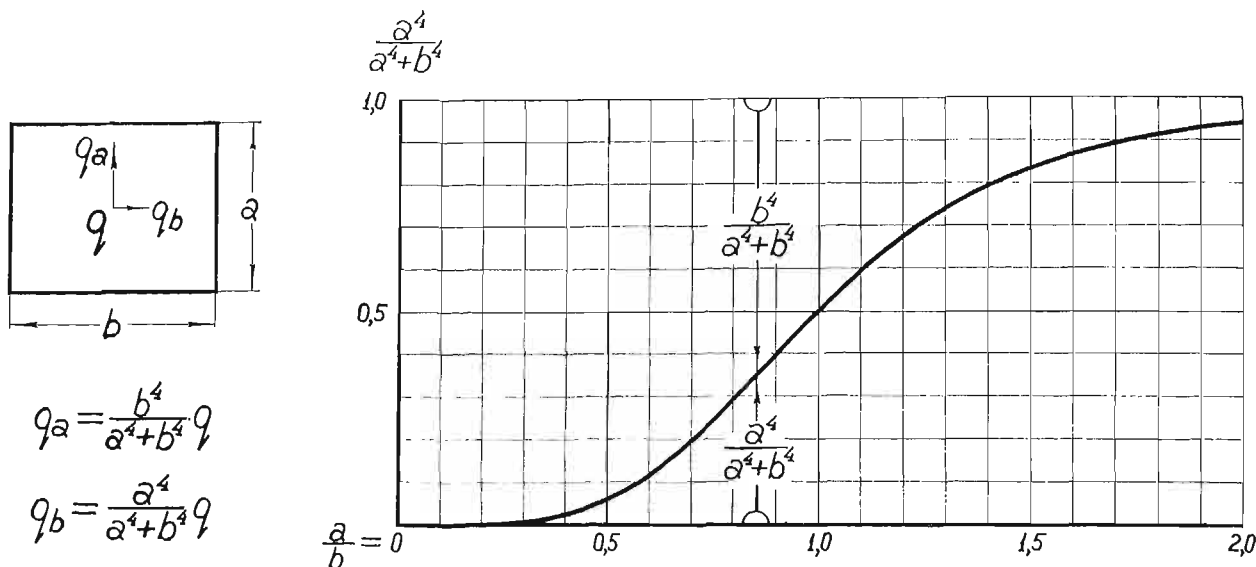
$$M_a = \frac{q a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4} = \frac{q_a \cdot a^2}{8}$$

$$M_b = \frac{q b^2}{8} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4} = \frac{q_b \cdot b^2}{8}$$

jeśli oznaczymy

$$q_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4} \cdot q$$

$$q_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot q$$



Rys. 1.

Obliczenie płyty sprowadza się w ten sposób do obliczenia dwóch pasków o szerokości 1 m, o rozpiętościach a i b , oraz obciążeniach q_a i q_b .

Dla uproszczenia i praktycznego zastosowania powyższe wartości q_a i q_b zostały obliczone i zestawione w tabelach (np. *Kalendarz Przeglądu Budowlanego*, t. I, str. 985 lub też Prof. Huber, *Tabelle do obliczania wytrzymałościowego płyt prostokątnych*, Warszawa 1936, str. 5, te ostatnie obliczone wg wzorów autora). Niemniej jednak, dalsze uproszczenie powyższych wzorów na q_a i q_b może być przydatne w praktyce, zwłaszcza wtedy gdy danych tabel nie ma konstruktor pod ręką.

Wartości na q_a i q_b przedstawić możemy przy pomocy pewnego przybliżonego prostego równania liniowego w sposób następujący.

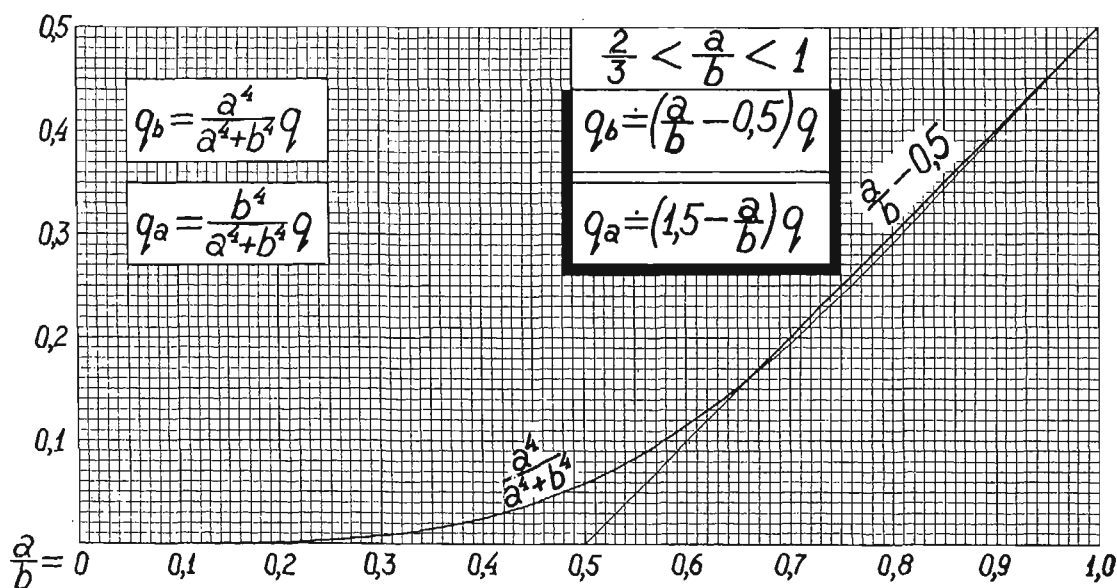
Współczynniki przy q we wzorach na obciążenia częściowe q_a i q_b są funkcjami stosunku $\frac{a}{b}$

obejmuje wszystkie stosunki boków ($a < b$). Jak widać z rys. 2, prosta o równaniu $\frac{a}{b} - 0,5$ na partii $\frac{2}{3} < \frac{a}{b} < 1$, czyli dla płyt prostokątnych najczęściej stosowanych w praktyce, niewiele odbiega od krzywej $\frac{a^4}{a^4 + b^4}$.

To pozwala dla $\frac{2}{3} < \frac{a}{b} < 1$ na utworzenie przybliżonych wzorów:

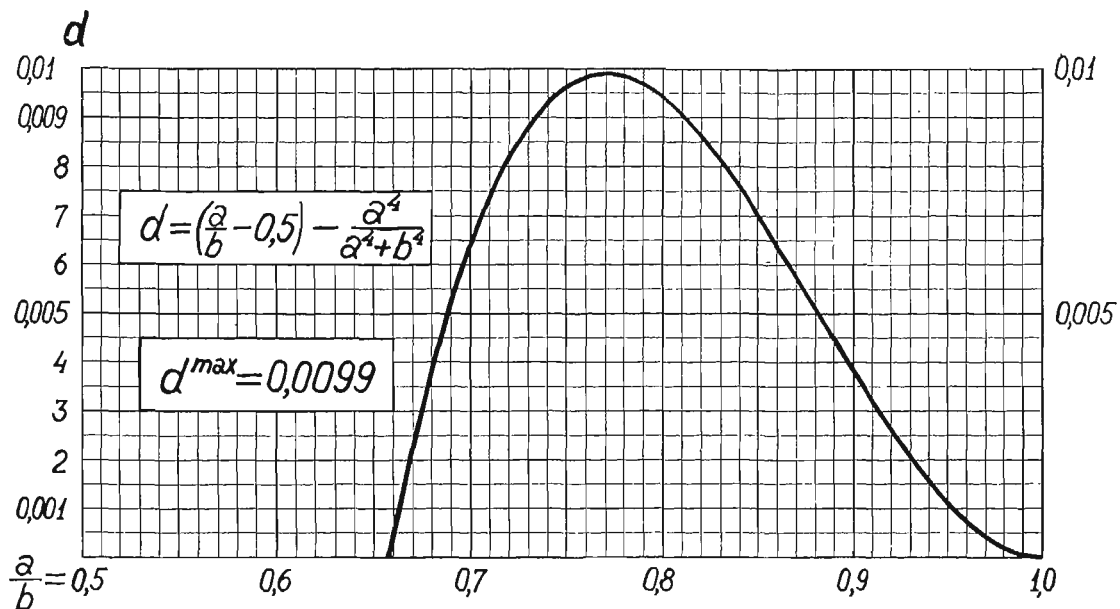
$$q_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4} q \cong \left(\frac{a}{b} - 0,5 \right) \cdot q$$

$$q_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4} \cdot q \cong \left(1 - \frac{a^4}{a^4 + b^4} \right) \cdot q \cong \left[1 - \left(\frac{a}{b} - 0,5 \right) \right] \cdot q \cong \left(1,5 - \frac{a}{b} \right) \cdot q$$



Rys. 2.

Rys. 1 przedstawia zależność $\frac{a^4}{a^4 + b^4}$ od $\frac{a}{b}$ przy $0 < \frac{a}{b} < 2$. Gałąź tej krzywej dla $0 < \frac{a}{b} < 1$ odchylenia d wartości rzędnych prostej $\frac{a}{b} - 0,5$ od krzywej $\frac{a^4}{a^4 + b^4}$ są podane na rys. 3.

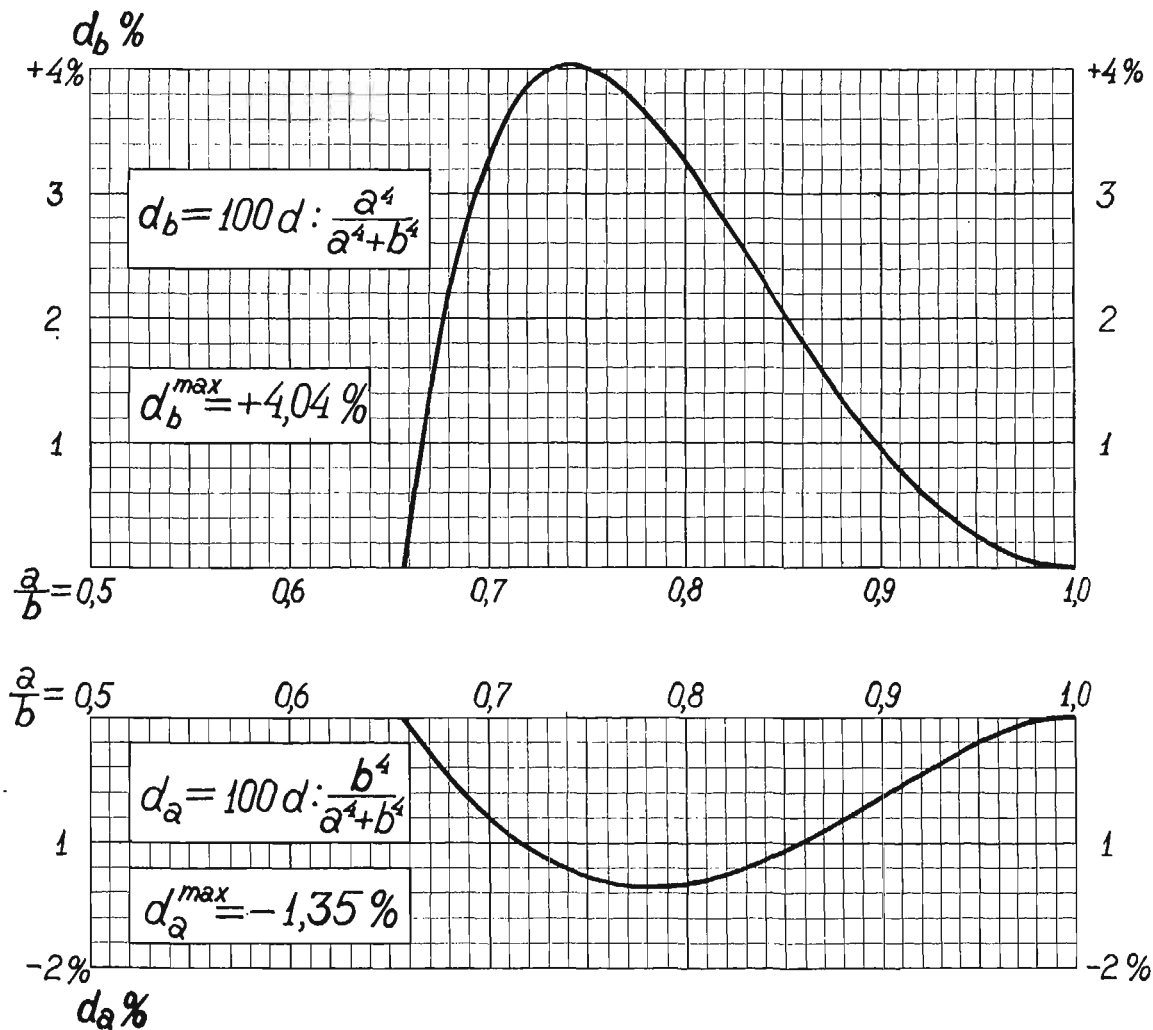


Rys. 3.

Największe odchylenie d jest mniejsze od 0,01. Rys. 4. przedstawia procentowe wartości popelnianych błędów przez stosowanie powyższych wzorów uproszczonych.

nika dla q_b , czyli dla boku dłuższego (mniej ważnego przy obliczaniu płyty), wynosi + 4,04%. Błąd zaś maksymalny współczynnika przy q_a (miarodajnego dla wymiarowania płyty) jest równy - 1,35%, czyli leży na granicy dokładności rachunkowej obliczeń.

Największe odchylenie procentowe współczyn



Rys. 4.

Stosowanie więc dla stosunków boków zawartych w granicach $\frac{2}{3} < \frac{a}{b} < 1$ przybliżonych równań

$$q_a = \left(1,5 - \frac{a}{b} \right) \cdot q$$

$$q_b = \left(\frac{a}{b} - 0,5 \right) \cdot q$$

uważam za dopuszczalne. Pozwala to na szybsze

Dr Inż. CZESŁAW KŁOŚ (Warszawa)

W SPRAWIE »INSTYTUTU GEOFIZYCZNEGO«

Na ostatnim Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Gdyni wskazałem na potrzebę powołania u nas do życia Instytutu Geofizycznego. Wniosek taki przyjął zjazd jednogłośnie. Baczniejszy obserwator mógł jednak zauważyć, że jednogłośność ta nie była równoznaczna z jednomyślnością. Byli tacy, którzy potrzebę zrozumieli i wniosek popierali, byli tacy, którzy odnieśli się do wniosku zupełnie indyferentnie. Ci tworzyli znakomitą większość kompleksu jednogłośności, ale byli i tacy, którzy niechętnie odnieśli się do wniosku; widocznie nie stanowili on jednak dla nich takiego bezpośredniego zainteresowania, aby aż angażować się aktywnie w głosowaniu za „nie“. Ponieważ zaś w tej grupie można było zauważyć najpoważniejszych reprezentantów naszego budownictwa, przeto pragnąłbym, aby właśnie między nimi wzbudzić zrozumienie i przychyłność dla wniosku, a tym samym i powziętej uchwały.

Jeden z mówców tejże grupy wyraził zastrzeżenie, czy aby tworzenie nowej placówki nie jest zbyt cenne wobec tego, że cały szereg katedr politechnicznych posiada u siebie laboratoria i stałe studia badania gruntu budowlanego. I rzeczywiście — z pełną radością należy przyjąć do wiadomości fakt, że Politechnika Warszawska, Lwowska, Akademia Górnicza w Krakowie i kilka Komisji półoficjalnych, zajmują się gruntownie przedmiotem, o którym jest mowa. Jednak — zdaniem piszącego — pocieszający ten fakt zupełnie nie wyklucza pilnej potrzeby stworzenia Instytutu Geofizycznego. Zadanie bowiem takiego Instytutu jest inne niż wyżej wymienionych instytucyj.

Katedry naukowe na politechnikach mają dwa jakie zadanie: pedagogiczne i naukowe. Same zadania pedagogiczne zajmują w programie politechnik polskich tak poczesne miejsce, i zabierają profesorom i asystentom tyle czasu, że aż trudno dociec, skąd nasze ciała naukowe biorą jeszcze czas na prace naukowe. Egzamin, egzamin i jeszcze raz egzamin; reszta czasu wykłady i komisje, administracja, no — i naukowe badania.

Przy tym nauka zwykła chodzić swymi odrębnymi drogami, nie znosi schematów, systemów, programów. Prace naukowe powstają, tak można powiedzieć — z natchnienia. Największe wynalazki, największe odkrycia powstają przypadkowo; badacz, niesiony namiętnością nowości, szuka własnych dróg, które go najwięcej emocjonują, najwię-

wymiarowanie płyty prostokątnej wolnopodpartej na obwodzie ¹⁾).

¹⁾ Po opracowaniu niniejszego artykułu autor znalazł w pracy Taylora, Thompsona i Smulskiego pt.: *Concrete Plain and Reinforced* wzory analogiczne do wyprowadzonych, lecz zastosowane bez bliższego uzasadnienia, dla przedziału $1 < \frac{a}{b} < 2$. Takie jednak użycie tych wzorów prowadziłoby, jak to widać z rys. 1, do kilkudziesięciu-procentowych odchyleń dla niektórych wartości obl. wg Polskich Norm.

cej podniecają, porywają, które mu obiecują jak największą płodność myśli, wniosków, prawd. I na tej drodze twórczej pracy nie należy badaczowi stawiać przeszkód, wyznaczać oficjalnych zadań, a już w żadnym razie nie można jego twórczej pracy ściągać do poziomu codziennego odrabiania „kawalków“, „papierów“ itd.

Zupełnie inaczej przedstawiałaby się sprawa w Instytucie Geofizycznym. Taki Instytut miałby z katedrami wyższych uczelni to jedynie wspólne, że jego metoda pracy byłaby naukowa, jednak program pracy musiałby być przystosowany ściśle do wymagań praktycznego życia budowlanego. Do niego kierowałiby się kierownicy budów, Urzędy, prywatni i wszyscy ci którzy budują, kierowałiby się z powszednimi zapytaniami, które codziennie każdemu z nas przy zakładaniu fundamentów się nasuwają. On właśnie musiałby odrabiać te „kawalki“, których chciałbym politechnikom oszczędzić.

Instytut taki powinien być wyposażony w instrumenty specjalne, pozwalające mu zadanie swe spełniać łatwo i schematycznie, bez zastanawiania się, bez pomyłek, z taką samą łatwością, z jaką laborant dziś np. robi analizę moczu, krwi lub tłu. Czy taka praca dogadzałaby profesorowi politechniki i jego młodemu adiunktowi naukowemu, i czy taka praca leżałaby w interesie nauki? Śmiem wątpić.

Gdyby zaś nawet, to praca ta jest do pomyslenia tylko przy stworzeniu specjalnego laboratorium przy jakiejś katedrze, a być może nawet, przy stworzeniu nowej katedry na politechnice. Która więc z politechnik ma otrzymać taką geofizyczną instytucję praktyczno-naukową? Czy nie lepiej uniknąć sporu, i tak dość jałowego i bezpłodnego, i nie lepiej będzie stworzyć jeden centralny zakład badań gruntu budowlanego?

Wreszcie wyobrażam sobie personalną organizację takiego instytutu w ten sposób, że stworzono by *Radę naukową* badania gruntów budowlanych, do której weszliby wszyscy znakomici badacze gruntu z naszymi specjalistami profesorami politechnik, akademii itp. na czele. Byłby to więc w swoim rodzaju areopag, najwyższa instancja we wszystkich sprawach zagadnień gruntu budowlanego, do której opinia zwracałaby się z pełnym zaufaniem, a której orzeczenia miałyby autorytatywną powagę ponad wszelką wątpliwość. Bo jak dotąd po-

wiedzieć można, że poszczególni profesorowie są także tylko ludźmi i zapytani mogą się mylić, a zwłaszcza łatwiej się mylić w tak zawitych zagadnieniach, jakimi są odpowiedzi z dziedziny geofizycznej. Możemy nawet pozytywnie twierdzić, że niektóre pomyłki w ostatnich czasach przy oszacowaniu gruntów nie byłyby popełnione, gdyby sądy wydawały nie pojedyncze osoby, a jakieś ciało zbiorowe.

Zadania pomyślanego Instytutu byłyby zresztą tak rozległe i tak wielkiego ciężaru gatunkowego, że decyzje te, pozostawione w rękach jednej osoby, a nawet katedry, łatwo mogłyby przekraczać jej siły. Przyjmijmy za przykład sprawę nomenklatury gruntów. Sprawa bardzo pilna, bo istotnie dłużej już nie będzie można operować tak niejasnymi pojęciami, jak „głina piaszczysta” lub „piasek gliniasty”. Trzeba będzie stworzyć nomenklaturę zupełnie nową, dostosowaną do potrzeb budownictwa fundamentowego, nomenklaturę, której dotychczas nie posiada polski język, a która jednak przy wspólnym wysiłku wyrośnie z charakteru i bogactwa naszego języka. Że jednostka, chociażby bardzo uzdolniona, może okazać się niewystarczająca dla nadania całemu działowi budownictwa nomenklatury, o tym świadczy przykład Therzagięgo, który przy całym swoim autorytecie nie mógł dla nomenklatury przez siebie zaproponowanej znaleźć ogólnej aprobaty inżynierów niemieckich. Dopiero zbiorowe ciała niemieckie, pozycją tworząc i popularyzując nowe słownictwo dostosowując je do nowych pojęć i potrzeb.

Drugi przykład stanowi stworzenie programu badania gruntu budowlanego. Therzagię proponuje ok. 40. oddzielnych analiz. Może to w naszych polskich warunkach byłoby za dużo, ale jak ten program naprawdę powinien u nas wyglądać, o tym mogłoby się wypowiedzieć znowu tylko ciało zbiorowe.

Takim ciałem zbiorowym nie może być żaden zjazd inżynierów, ponieważ Zjazdy nie są predystynowane do pracy twórczej, a raczej rola ich leży w sferze inicjatywy, ogólnej krytyki lub wreszcie w płaszczyźnie spotkań towarzyskich. Do pracy twórczej potrzeba zgromadzenia stałego, stosownie dobranego, o pewnej trwałości i ciągłości pracy, o pewnym wyrównanym poziomie naukowym, ciała, którego członkowie się znają, rozumieją i wzajemnie uzupełniają.

Ogólny program pracy nie nasuwa żadnych wątpliwości. Jest on ograniczony i dobrze znany, chociażby stąd, że analogiczne Instytuty zagraniczne, — aby tylko wspomnieć Instytut Geofizyczny prof. Rodio w Paryżu, Fröhlicha „Degebo” w Berlinie, Komisję kolejową w Sztokholmie i wiele innych, — programy takie dawno już ustaliły.

Pozostaloby jeszcze do omówienia finansowanie przedsięwzięcia. Jeżeli przyjąć, że robót budowlanych, któreby wymagały porady Instytutu Geofizycznego, wykonywa się rocznie w Polsce na 50 milionów lub więcej, to niezawodnie jeden promil wstawiony oddzielnie do każdego kosztorysu wystarczyłby z naddatkiem na koszty utrzymania Instytutu. Koszty te obejmowałyby personel techniczny, lokal, urządzenia itp. Koszty te zresztą zwraca się z czasem z prac Instytutu; bo niezawodnie światlejsi właściciele także prywatnych budowli zrozumieliby, że w ich własnym i najważniejszym interesie leżałoby zasięgać rady Instytutu Geofizycznego, czy zaprojektowane fundamenty pod budowlę nie są słabe, a jeszcze częściej, czy nie są za mocne. Wydaje mi się bowiem, że ostatni wypadek zbyt ostrożnych fundamentów nie rzadko spotykamy w praktyce, jednak wobec braku kryteriów, machamy dla miłego spokoju ręką „aby tylko nie były fundamenty za słabe”. Zbyt wielka odpowiedzialność może bowiem zaciążyć indywidualnie na barkach jednego człowieka „w razie czegoś”. Instytut Geofizyczny natomiast łączyłby w sobie dwie różne zalety: autorytet i bezosobowość.

Sądzę, że tych kilka uwag przyczyni się do wyjaśnienia:

1) że Instytut Geofizyczny, badający systematycznie nasze grunty budowlane, jest organizacją potrzebną, i że względu na metodę pracy nie może być zastąpiony przez prace naukowe badaczy prywatnych;

2) że Instytut Geofizyczny powinien posiadać duży autorytet fachowy i być wyrazem zbiorowości opinii wszystkich w Polsce zajmujących się badaniami nad gruntem budowlanym;

3) że Instytut Geofizyczny może być samowystarczalny a w każdym razie może przynieść ogromne korzyści budującym, nie stojące w żadnym stosunku do kosztów jego utrzymania.

Inż. ADOLF HAUKE-BOSAK (Warszawa)

W SPRAWIE BŁĘDÓW WE WZORACH KLEINLOGLA

(Dokończenie)

Weźmy np. pod uwagę ramę dwusłupową ze wspornikiem słupowym (por. rys. 3) obciążonym siłą skupioną P .

I. Wzór na str. 122 wyd. 4.¹⁾

$$H = \frac{P}{2} \cdot \frac{h_2(h_1 + 2h_2k_2 + 2h_2 + a) + 2ah_1}{h_1^2k_1 + h_1^2 + h_1h_2 + h_2^2 + h_2^2k_2} \quad (1)$$

¹⁾ Wszystkie poniższe wzory oparte na „Rahmenformeln”, wyd. 4.

Podstawmy w tym wzorze $h_2 = h_1 = h$ oraz $k_2 = k_1 = k$, otrzymamy:

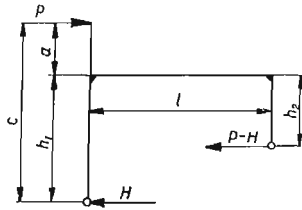
$$H = \frac{P}{2} \cdot \frac{h(2k+3) + 3a}{h(2k+3)} \quad (2)$$

Tak opiewać powinien wzór dla ramy o równych słupach. Na str. 83. wyprowadzono wzór:

$$H = \frac{3Pa}{2h(2k+3)} \quad (3)$$

Jak widzimy między wzorem 2 i 3 jest wielka różnica. Teraz należy ustalić, który z tych wzorów jest dobry.

Jeżeli we wzorze (2) podstawimy $a = 0$, tzn. że P zaczepta w ryglu otrzymamy znany powszechnie wzór $H = \frac{P}{2}$ (vide str. 75 u dołu). Jeżeli nastę-



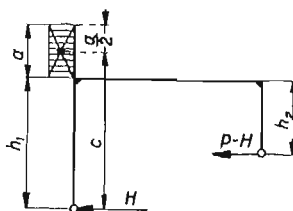
Rys. 3.

ępnie we wzorze (3) podstawimy $a = 0$ otrzymamy $H = 0$, a zatem wynik błędny — tym samym wzór (3) jest błędny. Wobec tego wzór na H na stronie 83 jest błędny i winien opiewać:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h(2k+3) + 3a}{h(2k+3)}$$

Podstawmy teraz w rów. (1) $h_2 = 0$ otrzymamy $H = P \frac{a}{h(k+1)}$ a więc zgodnie ze wzorem dla H na str. 15 dla ramy o jednym słupie. To samo dotyczy wzoru dla H na str. 82, który powinien opiewać:

$$H = \frac{P}{2} \cdot \frac{h(2k+3) + 3a}{h(2k+3)}$$



Rys. 4.

II. Dla obciążenia jednostajnego wspornika słupowego (rys. 2).

Wzór na H str. 122 u dołu opiewa:

$$H = \frac{q a}{2} \times \frac{h_2(h_1 + 2h_2k_2 + 2h_2 + a) + 2a h_1}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2} \quad (4)$$

Wobec tego, że poprzednio sprawdziliśmy wzory dla obciążenia skupionego P , możemy powyższe obciążenie jednostajne zastąpić obciążeniem skupionym $P = a \cdot q$, które zaczepta w środku ciężkości, tj. w odstępnie $\frac{a}{2}$.

Jeśli te wartości podstawimy w rów. (1) otrzymamy:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_2 \left(h_1 + 2h_2k_2 + 2h_2 + \frac{a}{2} \right) + a h_1}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2} \quad (5)$$

Tak więc powinno opiewać rów. dla H na str. 122 u dołu.

Podstawmy w rów (5) $h_2 = h_1 = h$ oraz $k_2 = k_1 = k$, otrzymamy:

$$H = \frac{P}{4} \times \frac{2h(2k+3) + 3a}{h(2k+3)} \quad (6)$$

Na str. 82 u dołu opiewa wzór

$$H = \frac{3qa^2}{4h(2k+3)} \quad (7)$$

Jak widzimy zupełnie odmiennie od rów. (6). Równanie te sprawdzamy znów jeśli podstawimy $a = 0$. Z rów. (6) otrzymujemy $H = \frac{P}{2}$ zgodnie ze znanym wzorem, gdy siła P zaczepta w ryglu (vide str. 75 u dołu).

Jeśli w rów. (7) podstawimy $a = 0$ otrzymamy $H = 0$, a zatem wynik błędny. Wobec tego wzór na H na str. 82 u dołu winien opiewać

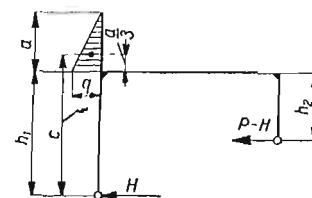
$$H = \frac{P}{4} \times \frac{2h(2k+3) + 3a}{h(2k+3)}$$

Jeżeli następnie we wzorze (5) podstawiamy $h_2 = 0$ otrzymamy

$$H = \frac{P \cdot a}{2h(k+1)} \quad (7)$$

zgodnie ze wzorem dla H na str. 15 u dołu.

III. Dla obciążenia trójkątnego (strona 122 u dołu) wzór na H opiewa:



Rys. 5.

$$H = \frac{q \cdot a}{4} \times \frac{h_2(h_1 + 2h_2k_2 + 2h_2 + a) + 2a h_1}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2} \quad (8)$$

Powyższe obciążenie trójkątne zastąpić możemy siłą skupioną $P = \frac{q a}{2}$, przy czym siła skupiona P zaczepta w środku ciężkości trójkąta tj. w odstępnie $\frac{a}{3}$.

Podstawmy te wartości w rów. (1) otrzymamy:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_2 \left(h_1 + 2h_2k_2 + 2h_2 + \frac{a}{3} \right) + \frac{2}{3} a h_1}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2} \quad (9)$$

Tak więc opiewać powinien wzór na str. 122 u dołu a nie jak wzór (8).

Podstawmy w rów. (9) $h_2 = h_1 = h$ oraz $k_2 = k_1 = k$ otrzymamy:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h(2k+3) + a}{h(2k+3)} \quad (10)$$

Tak powinien opiewać wzór dla H na str. 82 u dołu, który podano błędnie

$$H = \frac{q a^2}{4 h (2 k + 3)} \quad (11)$$

Jeżeli znów we wzorze (10) podstawimy $a = 0$, tj., że siła zaczepta w ryglu otrzymamy $H = \frac{P}{2}$ zgodnie ze wzorem str. 75. Gdy we wzorze (11) podstawimy $a = 0$ otrzymamy $H = 0$, co jest błędne.

Jeżeli następnie we wzorze (9) podstawimy $h_2 = 0$ otrzymamy:

$$H = \frac{P}{3} \times \frac{a}{h(k+1)} = \frac{q \cdot a^2}{6 h (k+1)} \quad (12)$$

zgodnie ze wzorem dla H na str. 15 u dołu.

To samo odnosi się do wzoru na H na str. 123 u dołu.

a) dla obciążenia jednostajnego:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_1 \left(h_2 + 2 h_1 k_1 + 2 h_1 + \frac{a}{2} \right) + a \cdot h_2}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2}$$

gdzie $P = q \times a$

b) dla obciążenia trójkątnego:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_1 \left(h_2 + 2 h_1 k_1 + 2 h_1 + \frac{a}{3} \right) + \frac{2}{3} a h_2}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2}$$

gdzie $P = \frac{q \times a}{2}$

Wzory dla H na str. 124 u dołu winny opiewać:

a) dla obciążenia jednostajnego:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_1 \left(h_2 + 2 h_1 k_1 + 2 h_1 + \frac{a}{2} \right) + a h_2}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2}$$

gdzie $P = q \times a$

b) dla obciążenia trójkątnego:

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{h_1 \left(h_2 + 2 h_1 k_1 + 2 h_1 + \frac{a}{3} \right) + \frac{2}{3} a h_2}{h_1^2 k_1 + h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2 + h_2^2 k_2}$$

gdzie $P = \frac{q \times a}{2}$

Prawdziwość wzorów (2), (5) i (9) możemy również stwierdzić ze wzorów na H na stronach 146, 147, 148 i 149, jeśli w tych wzorach podstawimy $n = 1$.

Inż. EUGENIUSZ OLSZEWSKI (Warszawa)

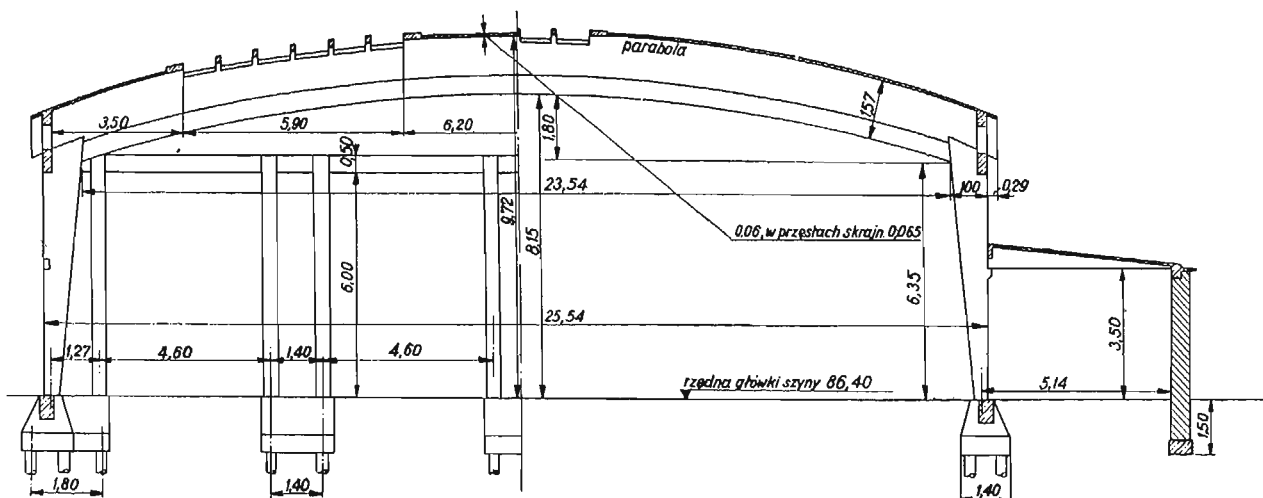
RAMOWE KONSTRUKCJE ŁUPINOWE

W Nr 4. „Inżynierii i Budownictwa“ prof. W. Zencykowski opisał zaprojektowaną przez siebie hałę do rewizji elektrowozów na stacji postojowej Grochów, w której — jak wiadomo — została po raz pierwszy zastosowana łupinowa konstrukcja cienkościenna o podwójnej krzywiznie.

Pomysł wprowadzenia podłużnej krzywizny do znanych i dość już często — szczególnie w Niemczech — stosowanych dźwigarów sklepieniowych powstał na skutek przewidywania, że w naszym obfitującym w śniegi klimacie odprowadzenie wody w

okresie zimowym z poziomych pachwin sklepienia nie da się dobrze zaprojektować.

Nadanie jednak łupinie podłużnej krzywizny stwarzało zagadnienie przejścia powstającego w takiej konstrukcji rozporu poziomego. Rozwiązaniem jest tu dwa: można rozpór ten — jak to zrobił prof. Zencykowski w swym projekcie — przejąć przez ściągę, lub też można zmocować sklepienie cienkościennie ze słupami w konstrukcję ramową. Tę drugą właśnie koncepcję zastosowałem w wykonanym przeze mnie na wiosnę roku 1937 w Biurze Projek-



tów i Studiów P. K. P. pierwszym projekcie elektrowozowni.

W takiej konstrukcji ramowej przypodporowe przekroje łupiny pracują na moment ujemny. Wprawdzie inż. St. Hempel w artykule, ogłoszonym w Nr 2 i 3 „Cementu“ z roku 1935, dowodził, że dźwigary sklepieniowe nie mogą wcale pracować na moment ujemny, pomijał on jednak zupełnie działanie przepon, poza tym w ostatnich latach wykonano w Niemczech szereg łupin, zaprojektowanych jako belki wieloprzęsłowe, a więc z przekrojami pracującymi na moment ujemny. Obliczeniowo ujął tę sprawę prof. Fr. Dischinger w pracy, ogłoszonej w IV. tomie „Mémoires“ Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcji¹⁾. Wynika z niej, że wprawdzie ze względu na odkształcenia postaciowe momenty ujemne dla ciągłych, wieloprzęsłowych dźwigarów sklepieniowych mogą być dość znacznie zmniejszone w porównaniu do zwykłych belek ciągłych, różnice te jednak przy zastosowaniu silnych belek podłużnych spadają do kilku zaledwie procent. Rozważania te stosują się niewątpliwie także i do łupinowych konstrukcyj ramowych, przy dostatecznie dużych belkach węzłowych obliczenie tych konstrukcji może więc odbywać się tak jak normalnej konstrukcji ramowej, przy czym przyjmuje się pełny przekrój łupiny wraz z belką węzłową jako rozporę ramy.

Projekt mój posiadał wprawdzie poważne niedociągnięcia w rozwiązaniu konstrukcyjnym połączenia słupów z łupiną²⁾, szczegół ten jednak zo-

stał już prawidłowo opracowany w pracy dyplomowej wykonanej w roku bieżącym przy Katedrze Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej przez inż. Niebojewskiego. Tak więc można już dzisiaj uważać zagadnienie ramowych konstrukcyj łupinowych za całkowicie rozwiązane, z zastrzeżeniem, że ostatecznych danych co do ich własności statycznych i wytrzymałościowych dostarczyłby mógł model, sporządzony i zbadany na wzór modelu konstrukcji prof. Żenczykowskiego.

W porównaniu do konstrukcji ze ściąganiem, konstrukcja ramowa przedstawiałaby, moim zdaniem, następujące korzyści:

1. Brak ściągów, szpecących i obciążających optycznie konstrukcję, a poza tym niezwykle kłopotliwych w montażu i naciąganiu;

2. Lepsze przejmowanie bocznych parć wiatru.

Trudno przeprowadzić tu porównanie kosztów obu konstrukcji, wydaje mi się jednak, że wypadłoby ono także raczej na korzyść konstrukcji ramowych.

Dla ogólnej orientacji podaję przekroje elektrowozowni grochowskiej według mojego projektu.

¹⁾ Das durchlaufende ausgesteifte zylindrische Rohr und Zeiss—Dywidag—Dach. A. I. P. C. Zürich. 1936.

²⁾ O ile mi wiadomo, te merytoryczne, istotne usterki projektu były jedną — ale bynajmniej nie jedyną — przyczyną jego niezrealizowania.

RECENZJE

„Kalendarz Przeglądu Budowlanego“ na rok 1939, pod redakcją inż. I. Lufta — 2 tomy — 2500 stron — 1300 ilustracji — cena obu tomów 22 zł, tylko tomu II. 12 zł.

Poprzednie wydanie Kalendarza spotkało się w szerokich sferach budowlanych z przychylnym przyjęciem tak, iż w krótkim czasie pierwszy nakład został wyczerpany. Redakcja w myśl zapowiedzi przygotowała nowe wydanie II. tomu. Celem tej nowej publikacji było zaktualizowanie treści, która wymagała dostosowania do zmian na rynku oraz w dziedzinie przepisów prawnych i normalizacyjnych.

Poza tymi zmianami redakcja skorzystała z tej okazji, by tę małą encyklopedię budowlaną uzupełnić tematami brakującymi w pierwszym wydaniu.

Wśród uzupełnień obejmujących łącznie ponad 250 stron, niektóre tematy wymagają specjalnego omówienia.

Elementom drewnianym poświęcone są 4 nowe rozdziały opracowane przez prof. Żenczykowskiego (okna, drzwi, dachy, stropy). W zwięzłej formie popartej bardzo dobrze opracowanymi rysunkami podał autor wszystkie istotne dane pozwalające projektować te konstrukcje traktowane często przez projektantów zbyt ogólnikowo.

Budownictwo sportowe zostało opracowane przez T. Kuchara, znanego specjalistę teoretyka i praktyka w projektowaniu urządzeń sportowych. Znajdujemy tu na 60 stronach i w oświetleniu ponad 60 rysunków przedstawione treściwe zasady projektowania urządzeń boiskowych, lek-

koatletycznych, pływalni, przystani sportowych i turystycznych, sal gimnastycznych, pięściarskich, zapaśniczych i szermierczych, torów kolarskich, urządzeń do sportów zimowych, strzelnic i torów lucznych. Jest to w naszej literaturze pierwsze tak pełne ujęcie tego nowoczesnego zakresu pracy w budownictwie.

Oryginalnością a zarazem praktycznością ujęcia odznacza się rozdział zatytułowany „Tok obliczeń statycznych w normalnym budynku mieszkalnym“ (autor inż. K. Kamiński). Autor przedstawia tu zasady i metody pracy projektowania konstrukcyjnego, poczynając od dachu a kończąc na fundamentach. W poszczególnych miejscach rozdziałach Kalendarza, w miarę potrzeby autor daje potrzebne uzupełnienia, wyjaśnienia i tablice, a każdy ustęp ilustruje dobrze dobranymi konkretnymi przykładami. W dalszym ciągu przytoczono odpowiednie normy i przepisy ustawowe.

Przepisy rozporządzenia przeciwłotniczego, oprócz zwięzłego streszczenia w dziale ustawodawczym, znalazły również oświetlenie w rozdziale opracowanym przez T. Guzowskiego o projektowaniu schronów przeciwłotniczych w budownictwie mieszkaniowym. Znajdujemy w nim cenne dla projektującego wskazówki odnośnie położenia i wymiarów schronu, jego rozplanowania, ścian, stropu, drzwi i okien, wyposażenia i wentylacji. Wszystko na końcu zilustrowane typowym przykładem konkretnym.

Redakcji Kalendarza należy się wdzięczność za pracę nad dalszym uzupełnieniem i doskonaleniem treści tego podręcznika.

Prof. K. Stadtmüller i inż. K. Stadtmüller — *Słownik techniczny*, Poznań — 1936.

Czasy powojenne spowodowały wielki postęp w wiedzy technicznej, a zwłaszcza w Niemczech; dużo tam poczyniono badań technicznych a literatura z tej dziedziny jest tam szczególnie bogata. Równocześnie nie można zaprzeczyć wpływu tych badań na postęp wiedzy technicznej w Polsce. Ponieważ większość dzieł z tej literatury nie jest nam w języku polskim dostępna, wielkim ułatwieniem ich poznania będzie dla polskich inżynierów, wydany „S ł o w n i k t e c h n i c z n y” — prof. K. Stadtmüllera i inż. K. Stadtmüllera. Wydawca Lech Dolniak, Poznań 1936—37. Najpierw ukazała się część niemiecko-polska, a teraz z końcem 1937-go roku część polsko-niemiecka (cena każdej części broszur 70.— zł).

Słownik ten jest owocem wieloletniej pracy ś. p. prof. K. Stadtmüllera, kontynuowanej z ogromną starannością i

nakładem pracy przez inż. K. Stadtmüllera. Autorowie oparli się na materiałach terminologicznych komisji słownictwa technicznego Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, a równocześnie przestudiowali 363 przeróżne źródła, w tym 47 rozpraw i 32 rękopisy słownikarskie. Oprócz tego zyskało współpracę 200 polskich inżynierów fachowców — z grona profesorów Politechniki Lwowskiej, Warszawskiej, Krakowskiego Instytutu Technicznego itp. Dzięki temu udało się autorom zebrać około 120.000 terminów niemiecko-polskich, — wśród których uwzględniono także wyrażenia obcego (niemieckiego) pochodzenia i używane w gwarze rzemieślniczej (np. dach, śruba, belka itp.).

Wskutek wytworzenia nowych wyrażeń technicznych autor zmuszony był wydać dwa dodatki.

Ze swoimi 120.000 wyrażeń technicznych „Słownik techniczny” prof. K. Stadtmüllera i inż. K. Stadtmüllera jest jednym z najobszerniejszych dzieł z tej dziedziny w literaturze europejskiej.

Inż. Woj. Pogány

Z PRASY TECHNICZNEJ

KRYTY PRZYSTANEK TRAMWAJOWY O KONSTRUKCJI STALOWEJ

Plac Belle-Vue w Zurychu stanowi ważny węzeł komunikacyjny dla kilku arterii o bardzo ożywionym ruchu. Na placu znajdują się przystanki krzyżujących się tu kilku linii tramwajowych. Przy budowie węzła, władze miejskie położyły nacisk na jak najdalej idące ułatwienie komunikacji oraz odpowiednie rozmieszczenie poczekalni dla publiczności.

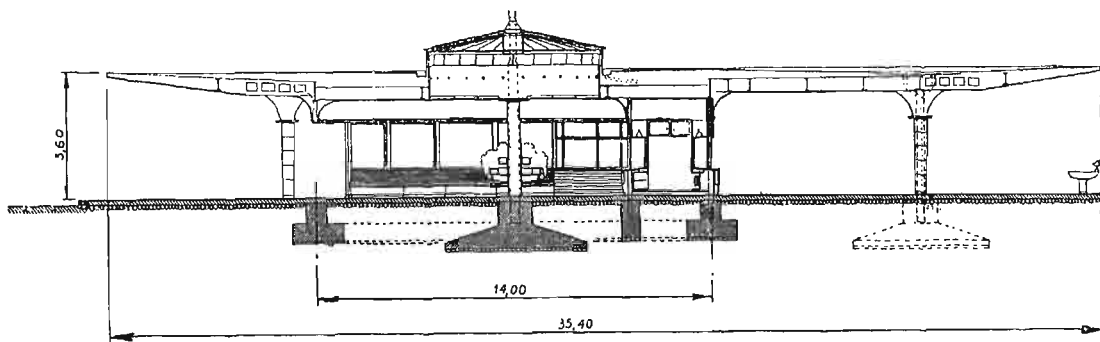
W tym celu wzniesiono na trójkątnym placu, powstałym przez skrzyżowanie linii tramwajowych, dużą poczekal-

W projekcie zastrzeżono zastosowanie tylko 3 słupów w rozstępie 25 m, oraz ograniczono wysokość belek stalowych na maksimum 8 cm na krańcach konstrukcji wspornikowej, oraz 45 cm w odległości 4 m ku środkowi.

W obliczeniach konstrukcji stalowej dachu przyjęto następujące obciążenia:

- | | |
|------------------------------|-----------------------|
| 1. pokrycie dachu oraz strop | 180 kg/m ² |
| 2. konstrukcja stalowa | 70 kg/m ² |
| 3. obciążenie śniegiem | 100 kg/m ² |

Dla przeniesienia tych obciążeń zastosowano konstrukcję nośną złożoną z 3 trójkątów głównych, usztywnionych. Jeden róg każdego z trójkątów spoczywa na słupie ze-



Rys. 1. Przekrój poprzeczny poczekalni.

nię z dachem o stalowej konstrukcji nośnej wspartej na słupach, oraz po przeciwległej stronie jednej z linii tramwajowych mniejszą poczekalnię, również otwartą ze wszystkich stron, wykonaną w konstrukcji żelbetowej.

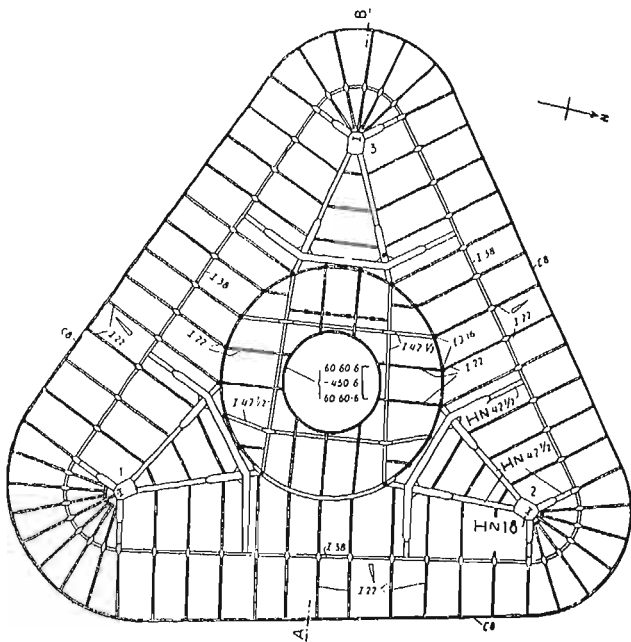
Dach większej poczekalni, wykonano w formie trójkąta o zaokrąglonych rogach, który przekrywa powierzchnię 920 m². Środek zajmuje okrągły pawilon, o średnicy 14 m. Konstrukcja dachu spoczywa na 3 słupach stalowych, rozmieszczonych w trzech jego rogach. Część środkową dachu wykonano jako oszklone świetliki. Pokrycie dachu z blachy stalowej spoczywa na płatwiach z dźwigarów stalowych. Strop poczekalni z płyty betonowej grubości 4--5 cm, stanowi niezbędne usztywnienie konstrukcji dachu oraz dostateczną ochronę konstrukcji przed działaniem rdzy.

wewnętrznym, podczas gdy pozostałe narożniki na słupach pawilonu centralnego. Do każdego z trójkątów przylegają 4 belki wspornikowe, na których zamocowano dźwigar podłużny, opasujący trójkątnie cały pawilon. Do dźwigara przytwierdzono następnie w odstępach co 2 m beleczki wyścięgowe i związano je od zewnątrz pasem z ceownika.

Dach środkowej części pawilonu podtrzymuje ustrój krzyżujących się dźwigarów, na których oparto belki drugorzędne. Słupy środka pawilonu łączy belka opasująca w kształcie koła. Poza trzema słupami zewnętrznymi, wspierającymi sam dach, konstrukcja stalowa środkowej części pawilonu opiera się na 22 słupach, z których 18 mieści się w murach pawilonu, a 4 w murach kiosku. Słupy pawilonu centralnego i kiosku mają przekrój skrzynkowy, złożony

z dwu ceowników. Słupy zewnętrzne spoczywają na podstawach żelbetowych, natomiast jako podstawę słupów pawilonu centralnego zastosowano belkę ciągłą, łączącą kołisto wszystkie słupy.

Konstrukcję wykonano częściowo jako nitowaną a częściowo jako spawaną. Całkowita waga konstrukcji wy-



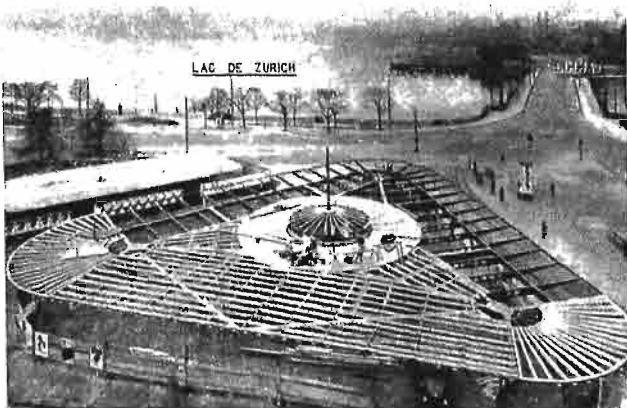
Rys. 2. Rzut poziomy i rozmieszczenie dźwigarów.

nosi 78 ton. Z uwagi na jakość gruntu ograniczono obciążenie terenu do $0,6 \text{ kg/cm}^2$. Od strony spodniej konstrukcja stalowa dachu otulona jest warstwą betonu, narzuconą przy pomocy pistoletu; natomiast pokrycie dachu stanowią blachy, powleczone dodatkowo powłoką bitumiczną.

W pawilonie środkowym mieści się duża poczekalnia, z bardzo szerokimi drzwiami wejściowymi, kiosk na gazety, 5 kabin telefonicznych, z czego jedna dla wyłącznego użytku władz bezpieczeństwa, a 4 dla publiczności, oraz pomieszczenia dla obsługi tramwajowej.

Wysokowartościowa stal St. 52 powstała w Niemczech pod wpływem coraz to zwiększających się ciężarów parowozów. Przed piętnastu laty kolejowe mosty stalowe bu-

Ossature Metallique Nr 10/1938.



Rys. 3. Szkielet stalowy poczekalni w czasie montażu.



Rys. 4. Ogólny widok poczekalni, po ukończeniu budowy.

STAL WYSOKOWARTOŚCIOWA W NIEMCZECH

dowano jeszcze ze stali zwykłej St. 37. Lecz stopniowo zauważono, że przy zwiększającym się ciężarze ruchomym, przekroje elementów mostu rosną w ten sposób, że z jednej strony trudno je nitować a z drugiej cała budowa drożeje, ponieważ wymaga za dużo materiału. Jednocześnie więc względy natury konstrukcyjnej i gospodarczej wymagały zamiany stali St. 37 na jakiś inny materiał.

Po długich próbach powstała stal wysokowartościowa St. 52. Naprężenia dopuszczalne w tej stali są na ogół o 50% wyższe niż w stali St. 37. Niestety stal St. 52, jak również i inne wysokowartościowe stale np. amerykańska stal niklowa, nie posiada wysokiej wytrzymałości na obciążenie zmienne od 0 do pewnego maximum, i pod tym względem mało co przewyższa zwykłą stal St. 37.

Co prawda w wypadku, kiedy naprężenia wahają się nie od 0, lecz od jakiejś stałej wielkości tego samego znaku co i naprężenie maksymalne, wytrzymałość ta wzrasta i to tym więcej, czym większe jest naprężenie minimalne. Z tego możemy wnioskować, że:

1) przy budowie mostów drogowych, w których naprężenia zmienne nie grają prawie żadnej roli, zastosowanie stali St. 52 jest wskazane bez żadnych zastrzeżeń,

2) przy budowie zaś mostów kolejowych, elementy znacznie obciążone pod wpływem wagi własnej mostu mogą z korzyścią być wykonane ze stali St. 52. Tylko w elementach mało naprzężonych pod wpływem wagi własnej, naprężenia dopuszczalne muszą być ograniczone.

O oszczędnościach jakie daje zastosowanie stali St. 52 świadczy, że np. konstrukcja nośna mostu przez Mały Belt w Danii wykonana ze stali St. 52 ważyła 13,800 t. Gdyby most ten wykonano ze zwykłej stali St. 37, ważyłby on 22,300 t.

Największe korzyści ze stalą St. 52 daje się osiągać przy zastosowaniu spawania. I to nie tylko w mostach, lecz i w innych dziedzinach.

Tak np. tylko zastosowaniem spawania i stali St. 52 przemysł niemiecki mógł przewyciężyć konkurencję i otrzymać budowę kilku drapaczy chmur na Dalekim Wschodzie, dzięki małej wadze zaproponowanych szkieletów stalowych.

W budowie wagonów, gdzie ograniczenie wagi martwej gra bardzo ważną rolę stosowanie stali St. 52 daje również znaczne korzyści. Zbudowany z tej stali w Szwajcarii wagon osobowy waży tylko 1,4 t/mb.

Zmniejszenie wagi własnej ma pierwszorzędne znaczenie w budowie okrętów wojennych. Konstruktorzy walczą tu niemal o każdy kilogram, żeby mieć możliwość kosztowniejszego zmniejszenia wagi kadłuba powiększyć moc maszyn i artylerię. Niemiecka marynarka wojenna stosuje z powodzeniem stal St. 52, która zadośćczyniła najrozmaitszym specjalnie w tym celu obmyślanym próbom. Np. w budownictwie okrętowym wymaga się żeby spawana próbka blachy stalowej przy temperaturze 180° gięła się bez pęknięcia naokoło walca, którego średnica równa się podwójnej grubości próbki.

Niemieckie Koleje Państwowe, zachęcane tak dobrze wypadającymi próbami ze stalą St. 52, zaczęły budować mosty kolejowe spawane z tej stali, tym bardziej, że mosty takie ze zwykłej stali zachowywały się bardzo dobrze. Kiedy już kilkanaście takich mostów wykonano, stan mostu kolejowego nad ulicą Hardenbergstrasse około stacji Zoo w Berlinie mocno zaniepokoił konstruktorów. Blachownice główne tego mostu mają przekrój dwuteowy składający się z grubych blach poziomych (od 60 mm do 65 + 65 = 130 mm) przypawanych do blachy pionowej o wysokości około 3 m.

Otóż w kilka miesięcy po otwarciu mostu obok spawki dolnego pasa do blachy pionowej ukazały się rysy. Fachowcy wypowiedzieli zdanie, że przyczyny pojawienia się pęknięć należy szukać w zbyt dużej ilości domieszek do stali St. 52, które spowodowały mocne hartowanie stali przy spawaniu. W tych miejscach blachownica nie wytrzymała naprężeń ścinających wskutek czego powstały rysy. Pęknięte miejsca czasowo naprawiono i pod belki podstawiono słupy, a później cały most przerobiono na nitowany.

Kiedy zdarzył się ten wypadek, inny duży wiadukt stalowy był już w budowie. Ponieważ był on zaprojektowany zupełnie analogicznie do mostu, w którym powstały wyżej opisane pęknięcia, zwrócono szczególną uwagę na wykonanie spoin.

Były one wzorowo wykonane (przeprowadzono nawet badania Rentgenem). Wykończony wiadukt zachowywał się z początku normalnie, lecz przy raptownym spadku temperatury o 10°, dwie belki główne pękły z silnym trzaskiem. Udowodniono, że pęknięcia powstały jak i w moście przez ulicę Hardenbergstrasse obok spawki łączącej blachę poziomą z pionową, lecz obecnie były one o wiele groźniejsze ponieważ dolne pasy belek i znaczna część wysokości blach pionowych zostały zupełnie przepołowione. Rzecz ciekawa, że pęknięcia powstały w miejscach gdzie moment zginający był mały i spawane blachy poziome miały tylko 39 mm. grubości. Komisja fachowców doszła do przekonania, że wypadki z mostem przez Hardenbergstrasse i z tym wiaduktem były spowodowane jedną i tą samą przyczyną. Ale teraz jako przyczynę wysunięto specjalny stan naprężenia spoiny. Udowodniono, że usztywniacze blach pionowych, które sięgały od pasa górnego do dolnego, nie pozwoliły na poprzeczny skurcz spoiny łączącej blachę pionową z poziomą. W ten sposób spoina ta była rozciągana w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach i ostatecznie nie wytrzymała tego stanu naprężeń. Dwa wyżej opisane wypadki ze spawanymi mostami ze stali St. 52 spowodowały wielkie zaniepokojenie, skutkiem którego zdecydowano powstrzymać się od wykonywania mostów spawanych ze stali St. 52 dopóki nie będzie całkowicie wyjaśnione jak trzeba budować, aby uniknąć podobnych wypadków.

Rozpoczęto na wielką skalę doświadczenia ze spawanymi belkami ze stali St. 52. Tak np. dla porównania wykonano szereg belek w których usztywniacze uniemożliwiały skurcz poprzeczny spoin łącznikowych i znów inny sze-

reg, gdzie usztywniacze te nie dochodziły do blach poziomych, a więc temu skurczowi przeszkodzić nie mogły.

Przy spawaniu blach poziomych do pionowej sztucznie ochładzano niektóre blachy poziome, ażeby wywołać znaczne hartowanie stali.

Doświadczenia te jednakże nie wykazały nic nowego ponieważ zginanie tych belek dało bardzo dobre wyniki — poddały się one dopiero przy wyboczeniu uciskanego pasa górnego przy naprężeniach ponad 5000 kg/cm². Wykonano również szereg innych prób, analogicznych do prowadzonych przy budowie okrętów wojennych. Tu rzeczywiście zanotowano wypadki pęknięcia próbek spawanych ze stali St. 52, ale próbki ze stali St. 37 również pękały w analogicznych wypadkach.

Tymczasem mosty spawane ze stali St. 37 pracują zupełnie normalnie. Ostatecznie więc nie wylumaczono jeszcze w zupełności wypadków z mostami koło st. Zoo w Berlinie i obok Rüdersdorfu i wstrzymanie używania stali St. 52 przy budowie mostów spawanych trwa nadal. Wszystkiego dotychczas w Niemczech wyprodukowano około 1-go miliona ton walcowanej stali St. 52 z czego 800.000 ton zużyto na konstrukcje nitowane i 200.000 ton na spawane.

Die Bautechnik (11 Listopada 1938)

PORÓWNANIE NIEMIECKICH I FRANCUSKICH NORM SPAWANIA BLACHOWNIC MOSTOWYCH

Chociaż ojczyzną spawania są Stany Zjednoczone, obecnie na czele państw stosujących spawanie do mostów blaszanych stoją Niemcy.

We Francji natomiast dziedzina ta rozwija się bardzo powoli.

Winne są temu zbyt surowe przepisy francuskie, które obniżają zalety spawania w porównaniu z nitowaniem.

Przyczyna tej różnicy polega na tym, że w Niemczech przepisy opierają się na całym szeregu doświadczeń przeprowadzonych w ciągu szeregu lat. Przepisy te zmieniono już cztery razy w związku z coraz to nowszymi doświadczeniami. We Francji natomiast komisja normalizująca przepisy o spawaniu, nie posiadała tak rozległych danych doświadczalnych a więc musiała być bardzo ostrożna. M. H. Régis, inżynier Biura Technicznego zastosowania stali (Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier — OTUA) przeprowadził ciekawe porównanie przepisów niemieckich i francuskich. Z porównania tego wynika, że przy teraźniejszym stanie rzeczy naprężenia dopuszczalne w najlepszej spawce według przepisów francuskich są mniejsze od naprężeń dopuszczalnych w spawce najgorszej według przepisów niemieckich. Przy takim stanie rzeczy trudno liczyć na rozwój spawania we Francji. Autor domaga się radykalnych zmian w przepisach normujących spawanie.

P. S.

Annales des Ponts et Chaussées (N—III. 1938)

AUTOMATYCZNE SPAWANIE SZYN

Żeby zmniejszyć wstrząsy wagonów kolei podziemnej w Londynie — zdecydowano spawać szyny kolejowe do długości 91 m. W tym celu uruchomiono 2 specjalne wagony.

W jednym z nich wytwarza się prąd elektryczny (do 45.000 amperów), w drugim zaś spawa się szyny za pomocą tego prądu. Samo spawanie wykonuje się automatycznie. Przez szyny przepuszcza się silny prąd, który wytwarza łuk elektryczny, ponieważ maszyna to zbliża koniec szyn do

siebie to rozsuwa je na pewną odległość. Kiedy temperatura wskazuje 3500°, szyny spawa się i dociska siłą 27 t.

Ta całkowicie zautomatyzowana operacja trwa tylko 3 minuty.

Poza tym spawkę szlifuje się i znów przepuszcza prąd, który ogrzewa szyny do 850°, co bardzo dobrze wpływa na wytrzymałość metalu w pobliżu spawki. Po osiągnięciu tej temperatury prąd automatycznie się wylacza. Próby wytrzymałościowe wykazały, że spawka nie jest mniej wytrzymała niż sama szyna. Z tego powodu koleje angielskie zaczęły stosować spawanie szyn na wszystkich liniach również i nadziemnych, zmieniając tylko długość szyn z 91 m do 73 m ze względu na większe wahania temperatury niż na liniach podziemnych.

Wydajność ruchomego warsztatu dochodzi do 6 spawek na godzinę.

P. S.

Bulletin de l'Association Internationale du Congrès des Chemins de Fer (Listopad 1938)

ZELBET W BUDOWNICTWIE OBRONNYM

Radca budowlany O. Speth omawia w czasopiśmie „*Beton und Eisen*” rolę betonu i żelbetu w budownictwie obronnym. Autor wyraża przekonanie, że obecnie budownictwo obronne przestaje być tajemnicą małego grona fachowców i przekształca się w zagadnienie, nad którym muszą pracować szerokie rzesze inżynierów budowlanych w celu wniesienia świeżych prądów i nowej owocnej pracy w to pierwszorzędne zagadnienie państwowe.

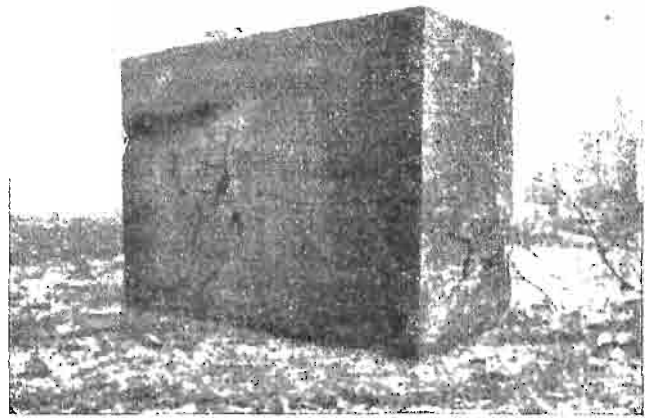
Autor omawia historię zastosowania betonu w budownictwie obronnym.

W końcu zeszłego stulecia artyleria zrobiła takie postępy, że dwumetrowe sklepienia murowane pod obroną warstwą ziemi lub piasku nie mogły skutecznie przeciwstawić się destrukcyjnemu działaniu pocisków. Trzeba było albo zrezygnować z budowy twierdz albo zastosować inne materiały budowlane o większej wytrzymałości. Znany belgijski fachowiec tych czasów generał Brialmont doszedł do wniosku, że w budowach obronnych musi być zastosowany beton i pancerze stalowe.

Beton ze względu na możliwość nadawania mu najrozmaitszych form bardzo dobrze nadawał się na zamocowanie w nim pancerzy. Całość tworzyła monolit, który bardzo skutecznie wytrzymywał ogień artyleryjski.

Wojna rosyjsko — japońska pokazała w całej pełni wysoką wytrzymałość betonu. Chociaż twierdza „Port Arthur” była zbudowana niezupełnie zgodnie ze współczesną techniką zachodnio — europejską (nie posiadała ona np. wcale punktów opancerzonych), jednak przez dłuższy czas 15 cm działa japońskie i 28 cm haubice nie mogły jej zniszczyć. Nawet kilkakrotne trafienia w jedno i to samo miejsce były mało skuteczne. W ten sposób idea budowy twierdz została zrehabilitowana i ci, którzy byli przekonani, że ciężka artyleria może w krótkim czasie zniszczyć szanse obronne, upewnili się, że tak nie jest.

Doświadczenie Port Arthura jednakże pokazało, że pod wpływem wstrząsów podczas bombardowania, w betonie powstają pęknięcia poziome (najczęściej w szczelinach roboczych, ponieważ używano wtedy betonu ubijanego) i pionowe ze względu na małą wytrzymałość betonu na rozciąganie i ściskanie. Wskazało to na konieczność stosowania żelbetu zamiast betonu. Kierunki pęknięć wskazywały na to, że trzeba stosować uzbrojenie pionowe — przeciw rysom poziomym i dwukierunkowe poziome — przeciw rysom pio-



Rys. 1.

nowym. Uzbrojenie to oczywiście winno całkowicie zapelniać ścianę a nie znajdować się tylko przy powierzchniach bocznych.

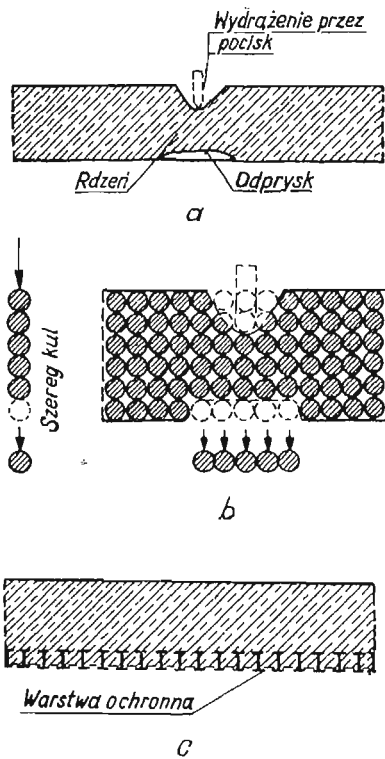
Jako uzbrojenie lepiej stosować gęstą siatkę cienkich prętów niż rzadką siatkę grubych. Rys. 1 pokazuje z dwóch stron ścianę żelbetową po eksplozji 5. granatów. Widzimy, że chociaż frontowa powierzchnia jest zupełnie zniszczona, tylna ma nieznaczne pęknięcia. Wkładki żelazne nie dają pociskom zagłębić się w ścianę przed eksplozją co w znacznym stopniu zmniejsza destrukcyjne działanie wybuchających gazów. Kiedy pocisk trafi w sufit to nawet w wypadku jeżeli nie przebije on płyty obronnej, ze strony wewnętrznej odpryskują od płyty kawałki, które mogą spowodować poważne uszkodzenia.

(Rys. 2). Zjawisko to można wytłumaczyć uprzytomniając sobie, że beton składa się z twardych części zlepionych cementem. Jeżeli ustawimy szereg kul i uderzymy pierwszą z brzegu (rys. 26) to ostatnia odskoczy.

Analogiczne zjawisko zachodzi i w betonie — tylko tu przed tym zanim odskoczy — dana cząstka musi jeszcze przeciwyczyć działaniu cementu, który przykleja ją do głównej masy betonu. (rys. 26). Z tego względu wszystkie sufity urządzeń obronnych muszą mieć na stronie wewnętrznej gęstą i mocną siatkę metalową, blachę żelazną lub szereg kształtowników jak to wskazuje rys. 2c. Ta sama uwaga tyczy się również sklepień (rys. 3).

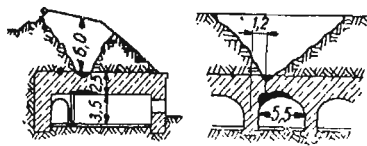
Z obrony Port Arthura wynika, że żelbet nadaje się do zastosowania w budownictwie obronnym.

Pogląd ten utrzymał się do 1914 r. kiedy na początku wojny



Rys. 2.

Wszędzie można było zauważyć gniazda piasku lub czystego cementu, materiały były źle wymieszane. W wielu miejscach stał była bardzo mało zatopiona w betonie. Wszystko to można było skonstatować oglądając ruiny twierdz, również dowiedziono tego laboratoryjnie na specjalnie pobranych w tym celu próbkach. Były wypadki kiedy 42 cm pocisk przebijał stropy grubości 3,5 m. Była jeszcze jedna omyłka, a mianowicie przy budowie wież pancernych. Były one za mało wmcowane w beton i pocisk łatwo mógł unieruchomić wieżę przebijając beton, jak na rys. 4.

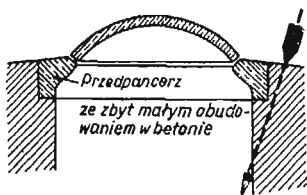


Rys. 3.

Verdun całkowicie zrehabilitował żelbet i niezbitcie udowodnił korzyści jego zastosowania w budownictwie obronnym. Tak wieża pancerna NO fortu Douaumont była trafiona 6. pociskami artylerii ciężkiej, które nie mogły jednakże jej zniszczyć.

Podczas wojny pozycyjnej żelbet znalazł szerokie zastosowanie na froncie. Wszystkie schrony nie tylko dla ludzi, lecz i do materiałów wojennych budowano z żelbetu.

O szerokim zastosowaniu żelbetu świadczy fakt, że na budowę linii Siegfrieda od października 1916 r. do marca 1917 r. zużyto 175.000 t cementu. Wykonana już po wojnie światowej linia Maginota wykonana jest całkowicie z żelbetu i stali. Grubość elementów żelbetowych sięga tu 6 m.



Obecnie przed budownictwem obronnym stoi zagadnienie zmniejszenia destrukcyjnego działania pocisków wprowadzeniem w żelbet warstw elastycznych, opracowania teorii matematycznej przenikania pocisków w żelbet, opracowania ogólnej dynamicznej teorii żelbetu itd.

Beton und Eisen (Wrzesień 1938)

NOWA WARSTWA ŚCIERALNA NA STAREJ DRODZE BETONOWEJ

W Stanach Zjednoczonych przy remoncie dróg betonowych układano zwykle na starej drodze nową warstwę betonową grubości 10–12 cm.

Tak znaczną grubość wybierano ze względu na to, że ponieważ świeży beton nie utworzy monolitu ze starym, musi nowa warstwa być dostatecznie mocna żeby wytrzymać samodzielnie naprężenia związane z ruchem, zmianami temperatury, stanem wilgotności powietrza itd.

Niedawno niedaleko od Grampion w stanie Pensylwania, wykonano próbny odcinek długości ponad 1 km, na którym grubość świeżo ułożonej warstwy betonu na starej drodze betonowej wyniosła tylko 5 cm. Jest to normalna grubość warstwy ścieralnej, która zupełnie wystarcza o ile jest pewność, że utworzy ona monolit z warstwą nośną. Stosowanie zmniejszonej grubości zapewnia znaczne zmniejszenie kosztów remontu. Chodziło więc tylko o zastosowanie takiego sposobu wykonania tej warstwy, który dałby pewność utworzenia monolitu ze starą drogą. Sposób zastosowany polega na wykorzystaniu ciśnienia atmosferycznego jako siły przyciskającej świeżo ułożoną warstwę betonu do starej drogi.

Siła ta ($\infty 1 \text{ kg/cm}^2$) musi zapewnić mocne połączenie obu warstw.

Jednocześnie usuwa ona zbyteczną wodę ze świeżo ułożonej warstwy betonu czym powiększa jej wytrzymałość i zmniejsza ewentualny skurcz, który mógłby osłabić połączenie między warstwami. Wybrany doświadczalny odcinek posiada spadki i luki, aby dać możliwość sprawdzić pracę drogi we wszelkich możliwych warunkach. Stara, dawno już zbudowana droga, wykonana była w swoim czasie bez szwielin dylatacyjnych.

Popękała ona w różnych kierunkach. Przy remoncie drogi zaczęto od oczyszczenia jej od luźnych kawałków betonu, lat asfaltowych i plam tłustych. W celu lepszego połączenia przyszłej warstwy betonu z drogą, powierzchnia jej była nacinana, początkowo za pomocą specjalnej maszyny, która chociaż funkcjonowała dobrze, lecz posiadała się zbyt powoli naprzód. Dlatego też potem zastąpiono ją ręcznymi nitkami uruchomionymi sprężonym powietrzem.

Po nacięciu powierzchnię drogi oczyszczono najpierw na sucho a później szczotkami i wodą pod ciśnieniem. Bezpośrednio potem betonowano nową warstwę za pomocą zwykłych maszyn drogowych. Zastosowano normalny beton o proporcji 1:2:3 ze zwykłego cementu portlandzkiego. Z powodu minimalnej grubości warstwy beton zawierał dość dużo wody. Nie wpłynęło to jednak na jego wytrzymałość ponieważ zbyteczną wodę usunięto. Po ukończeniu betonowania na świeży beton nakładano płyty drewniane o wymiarach $2,75 \times 1,20 \text{ m}$ o grubości 13 mm. Krawędzie tych płyt były obramowane ze strony dolnej gąbczastą masą, która uniemożliwiała dostęp powietrza z zewnątrz pod płytę. Od środka każdej z płyt szły węże do rury głównej, która przechodziła równoległe do osi drogi i była połączona z pompą ssącą.

Przez wypompowanie powietrza spod płyt wytwarzała się pomiędzy płytami i betonem pusta przestrzeń dzięki czemu ciśnienie atmosferyczne przytłaczając mocno płytę do betonu wyciskało zbyteczną wodę.

Specjalne przekładki regulowały równomierne wysysanie powietrza na całej przestrzeni pokrytej płytą.

Płyty były bardzo lekkie i dwaj robotnicy mogli z łatwością je układać i przenosić z miejsca na miejsce.

Beton utrzymywano pod ciśnieniem w ciągu 10 minut. W wyniku tej operacji bezpośrednio po zdjęciu płyt otrzymywano tak twardego betonu, że można było po nim chodzić nie zostawiając żadnych śladów.

W nowej warstwie betonu wykonywano szczeliny dy-latacyjne mniej więcej tam, gdzie były główne pęknięcia w starej drodze. W ciągu 6 dni utrzymywano beton w stanie wilgotnym, po czym oddawano odcinek do eksploatacji. Sposób użycia ciśnienia atmosferycznego do wyciskania wody z betonu podniósł o 40 — 50% jego wytrzymałość.

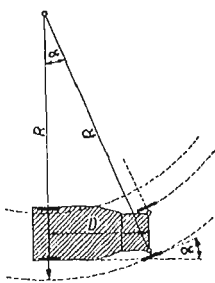
P. S.

Engineering News—Record (27 października 1938)

DŁUGOŚĆ ODCINKÓW PRZEJŚCIOWYCH W ŁUKACH

Według prof. Dr Oerley'a przejście z prostej do łuku na trasie drogi kolowej winno odbywać się nie bezpośrednio, lecz za pomocą krzywej przejściowej. Te krzywe przejściowe z dostateczną dla celów praktycznych ścisłością mogą być wykonane jako łuki kolowe o promieniu $2R$, o ile służyć mają dla połączenia prostej z łukiem koła o promieniu R .

Rozwijając myśl prof. Oerley'a autor niniejszego artykułu zastanawia się nad sprawą długości tych krzywych przejściowych, rozpatruje w tym celu ruch koła sterowanego pojazdu na łuku i uważa, że na kierunek tego ruchu poza bocznymi siłami parcia wiatru największy wpływ mają:



Rys. 1.

1) Siła pociągowa pojazdu, której wypadkowa w czasie jazdy na prostej zaczepiona jest w jego osi.

Zwiększenie tej siły wywołuje przy jednakowych warunkach ruchu również i zwiększenie szybkości pojazdu. Jeżeli koła sterowane nie są równoległe do osi pojazdu, to wspomniana siła rozłoży się na dwie składowe, z których składowa, działająca w płaszczyźnie koła, będzie powodowała jego ruch obrotowy, podczas gdy składowa

normalna do tej płaszczyzny, będzie powodowała jego przesunięcia w kierunku prostopadłym do kierunku ruchu.

2) Siły styczne wywołane przez jazdę po łuku. Również i powyższe siły wywołują przesunięcia koła, prostopadłe do jego płaszczyzny.

Działanie tych bocznych sił objawia się w wywoływaniu miejscowych, zależnych od plastyczności odkształceń obręczy i opon gumowych.

Przesunięcia kół względnie odkształcenia ich obręczy wywołują ruch, który odbywać się będzie po takiejże krzywej, w danym wypadku po łuku koła, lecz o większym promieniu.

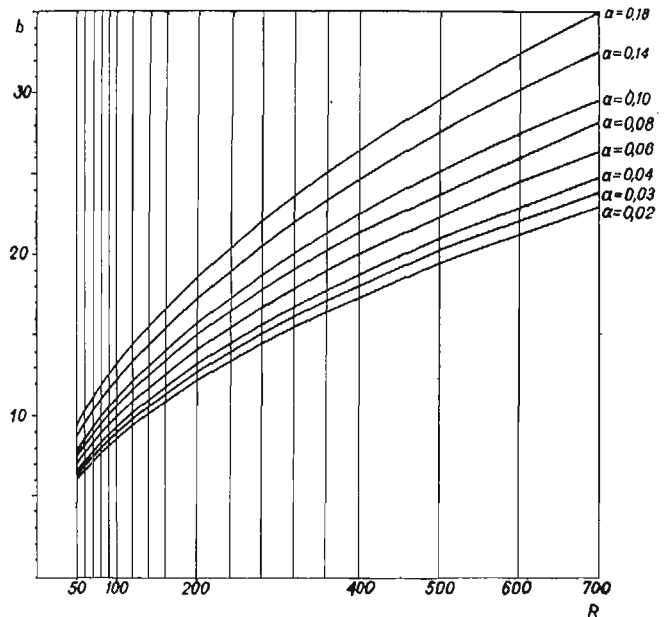
By więc móc przejechać po łuku o danym promieniu, należy kołom pojazdu nadać kąt skrętu, większy od kąta, jaki tworzy styczna do toru w płaszczyźnie koła z osią pojazdu.

Np. w wypadku gdy pojazd o oponach, posiadających 1,5 atm. nadciśnienia, przejeżdża po łuku o promieniu 16,4 m z szybkością 15 km/godz., wymagany jest kąt skrętu kół sterowanych $\alpha = 11^{\circ} 56'$, podczas gdy styczna do toru tworzy z osią pojazdu kąt $\alpha = 11^{\circ} 22'$.

W wypadku szybkości większych już dla łuku o promieniu $R = 130$ m, wymagany jest kąt skrętu $2^{\circ} 10'$, podczas gdy kąt między styczną do toru, a osią pojazdu wynosi tylko $1^{\circ} 30'$.

W samochodach osobowych przekładnia steru wynosi na ogół 1 : 15, to znaczy, że koło sterownicze wykonuje 15 razy większy kąt obrotu, aniżeli koła sterowane.

Poza tym każdy kierowca pozostawia kołu sterowniczemu pewien ruch wolny, wynoszący od dwóch do 4 cm na se-



Rys. 2.

kundę w zależności od jakości nawierzchni, co jest powodem, że na odcinku drogi prostej tor ruchu samochodu nie ma kształtu linii prostej, lecz linii płasko falistej.

Promień krzywizny toru samochodu odpowiadający tym ruchom koła sterowniczego możemy określić z zależności następującej:

$$\sin \alpha = \frac{D}{R} \quad (\text{rys. 1}) \quad \text{gdzie:}$$

D — rozstaw osi samochodu,

R — poszukiwany promień łuku,

α — kąt, zawarty pomiędzy płaszczyzną koła sterowanego, a osią pojazdu.

Kąt obrotu steru wynosi zatem wobec stosunku przekładni — 15 α . Średnica steru ma wymiar przeciętnie 430 mm, jego ruch wolny przeciętnie 3 cm na sekundę, czyli odchylenie od kierunku ruchu pojazdu wynosi $\pm 1,5$ cm.

Stąd mamy:

$$15 \alpha = 360 \times \frac{0,015}{0,43 \pi} = 4^{\circ} \quad \alpha = 16'$$

oraz odpowiadający temu kątowi promień krzywizny

$$2R = \frac{D}{\sin \alpha}$$

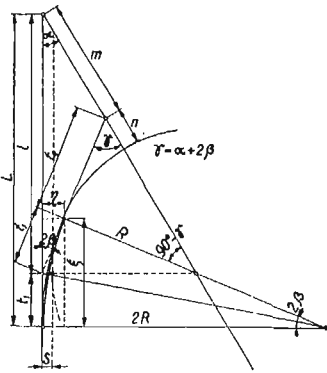
ponieważ D równa się przeciętnie 3,25 m, więc

$$R = 696,1 \text{ m czyli okrągło } 700 \text{ m.}$$

Z powyższych rozważań wynika, że przy promieniu łuku $R = 350$ m zbyteczne jest stosowanie krzywych przejściowych.

Pozostaje jeszcze do omówienia sprawa długości odcinków przejściowych na łukach. Na podstawie obserwacji wielkiej liczby kierowców pojazdów mechanicznych stwierdzono, że na drogach poza obrębem osiedli przy ruchach steru do 15 cm ręka kierowcy spoczywa na nim spokojnie,

obroty zaś i skrety koła sterowniczego wynoszące więcej niż 15 cm, wymagają zmian położenia ręki kierowcy, a zatem



Rys. 3.

pozostawienia mu pewnego czasu na możliwość zareagowania, czyli tzw. czasu do „namysłu”, wynoszącego okrągło około jednej sekundy. Z powyższego czasu około 0,8 sekundy zużywa się na obroty steru, około zaś 0,2 sekundy na przesunięcie ręki.

W przeciągu tego czasu samochód przebywa drogę wynoszącą 0,8 v m/sek.

Z pewnym przybliżeniem można przyjąć, że jest to droga, długość której równa się długości odcinka krzywej o promieniu $2R$, czyli odcinka krzywej przejściowej.

Z warunków zachowania równowagi pojazdu na łuku wicmy, że:

$$V = \sqrt{\frac{g(a+f)}{1-af}} \sqrt{R}, \text{ gdzie}$$

R — promień łuku,

V — szybkość pojazdu,

f — współczynnik oporu,

g — przyspieszenie ziemskie,

α — pochylenie poprzeczne jezdni.

Jak wspomniano poprzednio, długość krzywej przejściowej, wynosi:

$$b = 0,8 = v 0,8 \sqrt{\frac{g(a+f)}{1-af}} \times \sqrt{R} = \rho \sqrt{R}$$

$$\rho = 0,8 \sqrt{\frac{g(a+f)}{1-af}}$$

Długość krzywych przejściowych w zależności od promienia łuku i pochylenia poprzecznego jezdni odczytać można z wykresu na rys. 2.

Sposób wyznaczenia krzywej przejściowej o promieniu $2R$ przedstawia rys. 3, wszystkie elementy łuku i krzywej przejściowej dadzą się wyznaczyć analitycznie z poniższych wzorów:

$$2\beta = \frac{90}{\pi} \times \frac{b}{R};$$

$$l_1 = 2R \operatorname{tg} \beta;$$

$$l_2 = 2R \operatorname{cotg} (\alpha + 2\beta);$$

$$\xi = 2R \sin 2\beta;$$

$$\eta = 4R^2 \sin \beta;$$

$$1 = \frac{R}{\sin \alpha} [2 \operatorname{tg} \beta \sin (\alpha + 2\beta) + \cos (\alpha + 2\beta)];$$

$$m = R [2 \operatorname{tg} \beta + \operatorname{cotg} (\alpha + 2\beta)]; \frac{\sin 2\beta}{\sin \alpha};$$

$$n = 2R \cos \left(45^\circ + \frac{\alpha + 2\beta}{2} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\alpha + 2\beta}{2} \right);$$

$$\delta = \frac{1}{2} \eta$$

PRZEGLĄD PRASY

ARCHITEKTURA I BUDOWNICTWO Nr 9 — Arch. T. Tolwiński, autor projektu i kierownik budowy Muzeum Narodowego, podaje pięknie ilustrowany rys historyczny powstania muzeum i samego gmachu w art. p. t. „Muzeum Narodowe w Warszawie”, a arch. M. Kostanecki pisze o „Architekturze Trzeciej Rzeczy”. Poza tym kronika.

WIADOMOŚCI POLSKIEGO KOMITETU NORMALIZACYJNEGO Nr 12 — organ urzędowy P. K. N. zawiera „Projekt normy kreślenia technicznego” oraz projekt normy „B — 447 Jesionowe materiały tarte” oraz „Wykaz Komisji P. K. N.

DOM OSIEDLE MIESZKANIE Nr 12 — organ Polskiego Towarzystwa Reformy Mieszkaniowej — poświęcony zagadnieniu instalacji w tanich mieszkaniach. Oświetlają to zagadnienie w następujących artykułach: inż. W. Stanisławski — „W sprawie cen za wodę i odprowadzanie ścieków w społecznym budownictwie mieszkaniowym”, dr. J. Hochfeld — „Z ekonomicznej problematyki zagadnienia higieny mieszkań robotniczych”, K. Olszewski „Cena i spożycie wody, gazu i elektryczności w mieszkaniach robotniczych”, S. Dąbrowski „Centralizacja czy decentralizacja urządzeń higienicznych w osiedlach robotniczych”, inż. Z. Rudolf „Działalność komisji urządzeń zdrowotnych Związku Stowarzyszeń Przyjaciół Wielkiej Warszawy”, W. Świątnicki „Urządzenie natryskowe w mieszkaniu robotniczym Warsz. Spółdzielni Mieszk.

Poza tym numer zawiera komunikaty Polskiego Tow. Ref. Mieszkaniowej i dział „Z książek i wydawnictw”.

PRZEGLĄD BUDOWLANY Nr 12 — organ Stow. Zaw. Przemysłowców Bud. R. P. — Numer jubileuszowy wydany na X-lecie istnienia wydawnictwa. „Reportaż z budowy gmachu sądów grodzkich w Warszawie” J. i W. Bielickich omawia w sposób niezwykle ciekawy całokształt samej budowy i jej technicznego wykonania aż do najdrobniejszych

szczegółów, rozpatrując ją na tle ogólnych założeń architektonicznych i urbanistycznych. Artykuł ozdobiono rysunkami i bardzo ciekawymi zdjęciami robót. Poza tym numer zawiera artykuł „Z prac w laboratorium badania wapna przy D. I. B. Politechniki Warsz.”, B. Polkowskiego „Budownictwo mieszkaniowe w Gdyni w świetle wyników spisu ludności m. Gdyni w r. 1938” oraz przegląd wydawnictw, kronikę i mnóstwo drobnych wiadomości z życia budowlanego, cen materiałów budowlanych, ustawodawstwa i orzecznictwa. Oprócz tego jako dodatek „Przegląd ceramiczny”.

PRZEGLĄD POŻARNICZY Nr 12 — organ Związku Straży Pożarnych R. P. Inż. S. Kruszewski omawia jedno z najważniejszych zagadnień w dziedzinie bezpieczeństwa publ., a mianowicie „Zagadnienie ewakuacji sal widowiskowych”, gdzie wyprowadza formuły teoretyczne na rozwiązanie tego zadania oraz podaje program prób, które należałoby przeprowadzić aby otrzymać potrzebne współczynniki praktyczne. Insp. poż. inż. J. Kowalczyk w dalszym ciągu w art. p. t. „O właściwy samochód pożarniczy” informuje o zachowaniu się różnych samochodów w terenie, a J. Wukiczewicz-Sarap podaje cały szereg praktycznych wskazówek dotyczących „Ogumienia samochodów strażackich”. Poza tym kronika zagraniczna i pożarowa.

SPAWANIE I CIĘCIE METALI. Zeszyt 10 — organ Stowarzyszenia dla rozwoju spawania i cięcia metali w Polsce. Organ P. K. N. w dziale spawalnictwa zawiera artykuł kpt. J. Koziarskiego p. t. „Zastosowanie spawania, lutowania i zgrzewania w samolocie” oraz referat wygłoszony na Międzynarodowym Kongresie Szynowym w Düsseldorfie przez inż. P. Tułacza p. t. „Najważniejsze zasady technicznej i ekonomicznej oceny spawanych i zgrzewanych złączy szynowych”. W dalszym ciągu numeru artykuły omawiające „Dom spawania w Bazylei” oraz „Nową spawalnię lu-

kową, w szkole spawania dla R. S. C. M. w Katowicach". Poza tym kronika, bibliografia i przegląd prasy zagranicznej.

WOŁYŃSKIE WIADOMOŚCI TECHNICZNE
Nr 12 — Organ Wołyńskiego Stowarzyszenia Techników. Inż. J. Wasilewski pisze „O konieczności przyspieszenia racjonalnej elektryfikacji Wołynia”, Mgr S. Witkowski o „Planowaniu regionalnym”, a inż. M. Kolmakow o „Silnikach gazogeneratorowych na samochodach ciężarowych”. Poza tym numer zawiera notatki p. t. Aktualia techniczne Wołynia, biuletyn organizacyjny i drobne informacje.

INŻYNIER KOLEJOWY Nr 12 — Organ Związku Polskich Inżynierów kolejowych. W artykule p. t. „Zaopatrzenie dróg żelaznych w tabor kolejowy” inż. T. Świeściakowski porównuje zaopatrzenie w tabor kolei polskich i europejskich odróżniając zaopatrzenie w jednostki siły pociągowej i w jednostki przewoźnicze. Inż. A. Wyleżyńskiego artykuł pt.: „Znaczenie gospodarcze Zaolzia” przedstawia krótki rys historyczny i geograficzny nowoodzyskanych terenów, ich sytuację gospodarczą, komunikację oraz możliwości turystyczne. Dr A. Langrod omawia „Uniwersalny parowóz według pomysłu inż. Juliana Madeyskiego”, inż. M. Krongold cie-

kawą „Budowę północno - południowej linii średnicowej w Berlinie”, a inż. M. Chojecki „Nasycanie podkładów bukowych w dobie obecnej”. Informacja mgr E. Assbury p.t. „Opracowanie biblioteczne kolejowych wydawnictw taryfowych” oraz kronika krajowa, przegląd pism oraz nekrologia uzupełniają ten numer. Jako dodatek numer zawiera „Przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego”.

PRZEGLĄD BEZPIECZEŃSTWA PRACY Nr 12 — wydawnictwo Instytutu Spraw Społecznych zawiera następujące artykuły: Prof. B. Nowakowskiego „Bezpieczeństwo pracy a higiena pracy”, gdzie autor podkreśla niemożliwość odróżnienia tych dwóch zagadnień od siebie i oddzielnego ich rozpatrywania, oraz tegoż autora „Rozwój fabrycznej służby zdrowia w Niemczech i Anglii” Dr E. Paluch pisze o „Walce z pylicą krzemową w Ameryce”, o „Skrzynkach ratowniczych” zaś dr W. Odrzywolski. Dział „przykłady, pomysły, udoskonalenia” oraz cały szereg informacji dotyczących, zagadnienia bezpieczeństwa pracy, komfortu atmosferycznego w sowieckim przemyśle włókienniczym (zarys bibliograficzny — dr med. J. Bortkiewicz - Rodziewiczowej), nowych zastosowań własności ciepłno - izolacyjnych błyszczących powierzchni metalowych (prof. B. Nowakowski), zagadnieniu odzieży roboczej i ochronnej w Niemczech (T. Głodowski), kronika i przegląd czasopism składają się na całość numeru.

KRONIKA

WYŻSZY KURS SPAWALNICZY DLA INŻYNIERÓW

zorganizowany przez Stow. dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce oraz Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich. Warszawa, Zgoda 10, m. 3, tel. 560-47, wewn. 13.

Spawanie, w swych różnorodnych postaciach, w ciągu zaledwie kilkunastu lat przekształciło się z metody pomocniczej, stosowanej do napraw, na jedną z najbardziej rozpowszechnionych metod produkcji.

W parze z tym rozwojem daje się w przemyśle silnie odczuwać brak inżynierów, wyspecjalizowanych odpowiednio w tym dziale wiedzy technicznej.

Aby tę lukę wypełnić, Stow. dla R. S. i C. M. oraz Stow. Inż. Mech. Pol. zorganizowały przy poparciu Władz Wojskowych:

W y ż s z y K u r s S p a w a l n i c z y
d l a I n ż y n i e r ó w,

który odbędzie się w Warszawie.

Początek wykładów — 10 lutego 1939 r.

I semestr — luty — czerwiec 1939 r.

II semestr — wrzesień — grudzień 1939 r.

Program kursu obejmuje 24 przedmioty — ogółem ok. 170 godzin wykładów i ok. 170 godzin zajęć praktycznych, wg załączonego programu. Wykłady i zajęcia praktyczne będą się odbywać w godzinach wieczorowych 2 — 3 razy tygodniowo.

Łość uczestników ograniczona do 35 osób.

Oplata: zł. 400.—.

O przyjęciu na kurs będą decydować: data zgłoszenia i kwalifikacje kandydata. Kurs jest dostępny dla inżynierów, absolwentów Wyższych Szkół Technicznych w Warszawie (im. Wawelberga i Rotwanda) i w Poznaniu, oraz osób zajmujących stanowiska inżynierskie.

Należy zaznaczyć, że opłaty kursowe nie pokrywają kosztów kursu, który mógł dojść do skutku jedynie dzięki pomocy organizacyjnej i materialnej Władz Wojskowych oraz subsydiom przemysłu i Stowarzyszeń organizujących.

Instytucje pragnące wydelegować na kurs jednego lub kilku inżynierów proszone są, ze względu na ograniczoną liczbę słuchaczy, o możliwie rychłe podanie nazwisk kandydatów na kurs w celu zarezerwowania dla nich miejsca.

N o t a t k a

I. POLSKI ZJAZD SPAWALNICZY

Szybki rozwój spawalnictwa w ostatnich latach i przenikanie najnowszych metod spawania i zgrzewania do wszystkich działów produkcji metalowej, wzbudza coraz większe zainteresowanie wśród ogółu technicznego do tej nowej gałęzi wiedzy technicznej.

O znaczeniu, jakiego nabiera spawalnictwo w Polsce, świadczy rozwój szkolnictwa spawalniczego, zorganizowanie Wyższego Kursu Spawalnictwa dla Inżynierów, prace organizacyjne nad stworzeniem Polskiego Instytutu Spawalniczego itp.

W przypuszczeniu, że przegląd wyników osiągniętych przez spawalnictwo polskie, zapoznanie się z jego potrzebami i wytyczenie drogi dalszego rozwoju, byłoby bardzo na czasie i mogłoby wywołać większe zainteresowanie w kołach technicznych, cztery stowarzyszenia techniczne: Stowarzyszenie dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce, Stowarzyszenie Hutników Polskich, Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich i Związek Polskich Inżynierów Budowlanych, postanowiły zorganizować

I. P o l s k i Z j a z d S p a w a l n i c z y

Zjazd odbędzie się w dniach 20 -- 22 kwietnia 1939 r. w Warszawie. W Zjeździe mogą brać udział wszyscy interesujący się zagadnieniami spawalnictwa. Termin nadsyłania prac na Zjazd — 10 lutego 1939 r.

Oplaty za uczestnictwo w Zjeździe ustalono w wysokości następującej:

członkowie stowarzyszeń organizujących Zjazd	5 zł
inni uczestnicy	10 zł
słuchacze Politechnik	3 zł
członkowie wspierający (osoby prawne)	
minimum	100 zł

Ci ostatni z prawem delegowania 4 przedstawicieli, którzy będą mieli wszystkie prawa zwykłych członków Zjazdu.

Zgłoszenia należy przysyłać do Biura Komitetu Organizacyjnego I. Polskiego Zjazdu Spawalniczego: Warszawa, Zgoda 10, m. 3, (tel. 560-47, wewn. 13).

Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

SEKRETARIAT

Podajemy do wiadomości Kolegów, że z dn. 1 stycznia rb. kierownictwo Sekretariatu Związku objął zamiast inż. Zbigniewa Dreckiego, inż. Władysław Kędziński.

Godziny urzędowania biura Związku, oraz Administracji „Inżynierii i Budownictwa”, codziennie g. 10 — 14 oraz poniedziałki, środy, piątki g. 17—19.

Redakcja „Inżynierii i Budownictwa” czynna poniedziałki, środy, piątki g. 17—19.

Z KOMISJI AKCJI N.O.I.

Walka o zachowanie nam tytułu inżyniera nie została — jak wiadomo — jeszcze zakończona. Naczelna Org. Inżynierów wznowila znów działalność Komisji Akcji, która ma na celu baczyć by projekt rządowej noweli ustawy o tytule inżyniera uwzględnił wszystkie nasze słuszne życzenia i został uchwalony przez obecny Sejm w takiej formie, która by gwarantowała temu tytułowi dawną powagę i szacunek. Komisja Akcji musi ponownie rozpocząć kroki przeciwdziałające zakulisowej akcji pewnych czynników, które demagogią potrafiły pozyskać sobie pewną część opinii społecznej. Na pracę tę potrzebuje Komisja Akcji pieniędzy, których nie może użyć jej N. O. I. ze swego skromnego budżetu.

Dlatego też Prezydium N. O. I. zwróciło się do wszystkich swych członków — zrzeszeń inżynierskich z prośbą, aby otworzyć ponowną zbiórkę na Komisję Akcji po 3 zł. od każdego inżyniera.

Powtarzając ten apel, zwracamy się z gorącym wezwaniem do wszystkich Kolegów, naszych Członków, aby zechcieli w terminie do połowy lutego wpłacić na nasze konto P. K. O. Nr. 29.787 kwotę najmniej 3 zł, a najlepiej niech to uczynią równocześnie z opłatą składki członkowskiej za rok 1939.

Opłatę na Komisję Akcji można też wpłacać razem ze składką członkowską na konto P. K. O. swego Oddziału Zw. Inż. Bud.

Zarząd Główny Z. P. I. B.

OPŁACANIE SKŁADEK

W niniejszym numerze „Inżynierii i Budownictwa” załączamy przekaz P. K. O., celem ułatwienia Kolegom opłaty składek członkowskich.

Związek wydając obecnie własne czasopismo, oraz nie zmniejszając tempa prac w komisjach, ma bardzo duże potrzeby finansowe, których jedynym pokryciem są składki członkowskie. Dlatego też punktualne opłacanie niewielkiej zresztą składki członkowskiej musi być obowiązkiem każdego członka Związku.

Tym Kolegom, którym sytuacja materialna na to pozwala, przypominamy że ostatni Zjazd Delegatów w Gdyni uchwalił składkę członkowską dożywotnią w wysokości 250 zł. Kilku Kolegów składkę tę już wpłaciło. Prosimy Zarządy Oddziałów o propagandę wśród swych członków tej formy opłaty składek.

ZMIANY ADRESÓW

Aby uniknąć reklamacji z powodu niedoręczenia „Inżynierii i Budownictwa”, Administracja tego czasopisma prosi, aby Koledzy w razie zmiany adresu, niezależnie od zawiadomienia swojego oddziału, zawiadamiali również i Administrację.

WOLNE POSADY

1. Z dniem 1 lutego rb. w Wydziale Powiatowym w Turku, wakuje stanowisko rzeczoznawcy budowlanego. Płace według umowy. Podania składać należy na ręce Starosty Powiatowego w Turku.

2. Wydział Powiatowy w Tarnowie — ogłasza konkurs na stanowisko rzeczoznawcy budowlanego. Od kandydata wymaga się: 1) obywatelstwo polskie, 2) dyplom inżyniera z uprawnieniami wg art. 361 i 362 rozporządzenia Prezydenta R. P. o prawie budowlanym. Wynagrodzenie ryczałtem zł. 400 oraz zł. 200 (zwrot diet i kosztów podróży). Do podania należy dołączyć: 1) metrykę urodzenia, 2) dowód obywatelstwa, 3) świadectwo wymaganych studiów i egzaminów, 4) świadectwo zdrowia wydane przez lekarza urzędowego, 5) życiorys. Termin składania podań 31 stycznia rb., posada do objęcia z dn. 1 marca 1939 r.

3. Do budowy na terenie C. O. P. poszukiwany jest młody inżynier lub technik z praktyką w zakresie kierowania robotami wodociągowymi i kanalizacyjnymi.

Informacje w Sekretariacie Związku.

4. W Wydziale Powiatowym w Dubnic wakuje stanowisko Zastępcy Kierownika Powiatowego Zarządu Drogowego z uposaż. wg VIII st. plac urzędników państw. plus 50% dodatku samorz. Podania kandydatów wraz z życiorysem i uwierzytelnionymi odpisami dowodu osobistego, książeczki wojskowej, metryki urodzenia, dyplomu i zaświadczeń z dotychczasowej praktyki należy nadesłać do Wydziału Powiatowego w Dubnic. W podaniu należy powołać się na referencje 2 wiarygodnych osób. Posada do objęcia z chwilą zatwierdzenia kandydata przez Ministerstwo Komunikacji.

5. W Urzędzie Woj. Lwowskim wakuje stanowiska:

- a) inżyniera mostowego,
- b) inżyniera drogowego.

Wymagana praktyka. Warunki do omówienia. Podanie, życiorys, odpisy świadectw z praktyk należy przesłać do Urzędu Woj. Lwowskiego, Wydział Komunikacyjno-Budowlany.

6. Syndykat przemysłowy w Katowicach, poszukuje młodego inżyniera, znającego obce języki, obeznanego z działem konstrukcji stalowych, na stanowisko zastępcy kierownika działu propagandy. Wiadomość w Sekretariacie Związku.

7. W Śląskim Urzędzie Wojewódzkim jest do objęcia stanowisko Kierownika Oddziału Budowlanego w Wydziale Komunikacyjno - Budowl.

Na posadę tę został ogłoszony konkurs w I. K. C., Polsce Zachodniej, Gazecie Polskiej oraz Gazecie Urzędowej Województwa Śląskiego.

8. W Urzędach Wojewódzkich jest do obsadzenia z dniem 1 kwietnia br. 5 stanowisk referentów do spraw wodociągowo-kanalizacyjnych z wynagrodzeniem VII. grupy.

Młodszy Koledzy wychowawcy Wydziału Inżynierii (szczególnie miejscy i wodni) oraz ci, którzy pracowali już w tej dziedzinie, zechcą w tej sprawie porozumieć się z inż. Z. Rudolfem, Kierownikiem działu techniki sanitarnej Ministerstwa Spraw Wewnętrznych (Nowy-Swiat 69, IV piętro, Departament Techn.-Budowlany — tel. 658-89 w godzinach urzędowych).

TERMINARZ IMPREZ ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO

organizowanych wspólnie z *Kołem Inżynierów Dróg i Mostów*

30 — I br. Stow. Techników, ul. Czackiego 3—5 — godz. 20. — Odczyt p. inż. Al. Pauly'ego na temat: „Roboty kesonowe i nurkarstwo“.

6 — II — br. Stow. Techników, ul. Czackiego 3—5 — godz. 20. — Zebranie Klubowe.

13 — II br. — Stow. Techników, ul. Czackiego 3—5 — godz. 20. — Odczyt inż. M. Rogowskiego na temat: „Zagadnienie wyjść z pomieszczeń przemysłowych i użyteczności publicznej“.

20 — II br. Stow. Techników, ul. Czackiego 3—5 — godz. 20. — Zebranie Klubowe.

TERMIN SKŁADANIA ZEZNAŃ PODATKOWYCH

Zawiadamiamy Kolegów, że termin składania zeznań o obrocie i dochodzie za rok 1938 dla wymiaru podatków, upływa w dn. 1 marca 1939 r. Zeznania poparte książkami i dokumentami należy składać w powyższym terminie we właściwych Urzędach Skarbowych.

KOMISJA BADANIA KAMIENI

W sprawie wniosków zapadłych na Zjeździe Zw. Inż. Bud. w Gdyni, Komisja Badania Kamieni postanowiła z opracowaniem norm odbioru materiałów kamiennych poczekać do czasu zakończenia prac nad podstawowymi metodami badań, które już są na ukończeniu, przyjmowanie bowiem norm prowizorycznych uznano za niewskazane. W sprawie zaś wniosku dotyczącego warunku bezpieczeństwa prac (patrz. Inż. i Bud. Nr 4 str. 212). Komisja wyśtosowała dn. 15.XII 1938 r. do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych pismo o następującej treści:

„W miarę rozpowszechnienia się okładzin kamiennych w elewacjach budynków — coraz częściej daje się zauważyć dążenie wykonawców do obniżenia kosztów roboty przez nadmierne pocienienie płyt kamiennych, użycie zbyt słabych klamer lub słabej zaprawy — co powodowało już wypadki oddzielenia się płyt.

Komisja Kamieni Budowlanych Polskiego Komitetu Normalizacyjnego zwraca się z prośbą do Ministerstwa o wydanie podległym organom budowlanym rozporządzenia ścisłego przestrzegania warunków bezpieczeństwa prac:

1. niedopuszczanie okładzin o grubości mniejszej niż to przewidują normy PN/B — 357 punkt 14, tj. niemniej niż 5 cm;

2. przestrzeganie, aby każda płyta opierała się wyłącznie na samodzielnej podporze (klamra, lub konsola) ściśle powiązanej z murem, tak aby na dolną, umieszczoną pod nią płytę, nie wywierała żadnego nacisku;

3. przy stosowaniu klamer żelaznych muszą one być użyte w stanie zabezpieczającym wiązanie się z naprawą (niccynekowane, niezardzewiałe, czyste);

4. strona płyty stykająca się z zaprawą, ściana przylegająca oraz skład zaprawy, muszą zabezpieczać dobrą przyczepność.

Warunki powyższe powinny być przestrzegane zarówno przy użyciu płyt z kamienia naturalnego jak i z materiałów zastępczych.

Inż. A. Kobyliński
Sekretarz Komisji

Prof. T. Wojno
Przewodniczący Komisji.

Z KOMISJI DREWNA P.K.N.

Komisja Drewna P. K. N. opracowała ostatnio i wydała drukiem projekt rewizji normy PN/B — 470 „Deszczułka posadzkowa — dębowa, jesionowa, wiązowa, klonowa, jaworowa, grabowa i bukowa. Warunki jej odbioru i wykonania“. Ze względu na ważność niniejszej normy dla pracujących w budownictwie prosimy Kolegów o nadsyłanie swych uwag do P. K. N. Rakowiecka 4 w terminie do dn. 28 lutego rb., gdyż po upływie tego terminu będzie projekt ten wydany jako obowiązująca norma.

Projekt ten jako odbitkę z Nr 10—11/38 „Wiadomości P. K. N.“ można nabyć w Redakcji „Wiadomości Polskiego Komitetu Normalizacyjnego“, Rakowiecka, 4 tel. 429-15, lub przejrzeć w Redakcji „Inżynierii i Budownictwa“ w godzinach urzędowych.

BUDOWA METRA

Dnia 19 grudnia ub. r. odbyła się w gmachu Stowarzyszenia Techników w Warszawie „Herbatka dyskusyjna“, zorganizowana staraniem Związku Polskich Inżynierów Budowlanych oraz Koła Inżynierów Dróg i Mostów, której tematem była „Budowa metra w Warszawie“.

Referat wygłosił Naczelnik Biura Projektów Metra kol. Jan Kubalski, który jasno i wszechstronnie omówił zagadnienie budowy metra oraz zapoznał zebranych z opracowanym już projektem szkicetu linii metra.

W ostatnich latach daje się zauważyć znaczny wzrost ilości przejazdów w tramwajach i autobusach miejskich, należy się więc liczyć z tym, że przy dalszym wzroście frekwencji wspomniane środki komunikacyjne okażą się wkrótce niewystarczające. Zgęszczenie ruchu na głównych arteriach komunikacyjnych śródmieścia dochodzi obecnie do swego kresu, zaś dalszy rozwój miasta, wzrost ilości pojazdów mechanicznych — zmusza do szukania nowych rozwiązań zagadnienia szybkiej i masowej komunikacji miejskiej. Tym rozwiązaniem może być tylko metro, które najlepiej nadaje się do masowego przewożenia ludności z jednej dzielnicy do drugiej. Przede wszystkim posiada ono wielką pojemność i zastępować może kilka równoległych linii tramwajowych, odciażając wydatnie ruch na ulicach; następnie jego szybkość jest znacznie większa od tramwajów, co pozwala skrócić czas przejazdów i posiada wielkie znaczenie dla mieszkańców przedmieść.

Zarząd Miejski przed laty dziesięciu rozpoczął badania i studia nad zagadnieniem metra w Warszawie, które przerwano w okresie kryzysu. W bieżącym roku powstało ponownie już specjalne Biuro Projektów Metra. Opracowano projekt linii, który przewiduje układ równoległy do Wisły, prostopadły oraz okrężny.

Pierwsza linia połączy Wierzbno z Żoliborzem. Metro częściowo będzie podziemne (Warszawa), częściowo zaś bieć będzie mostami i wiaduktami (Powiśle, Praga). Przemawiają za tym zarówno względy kosztów budowy, jak techniczne i bezpieczeństwa. Budowa linii podziemnych prowadzona będzie systemem wykopów otwartych oraz systemem tunelowym przy zastosowaniu przy gruntach słabych petyfikacji gruntu.

Przy tych założeniach koszt 1 kmb. linii wynosić będzie około 8 milionów złotych. Projekt przewiduje szybkość handlową około 25 km/godz. a odległość przystanków około 800 m. Obecnie prowadzone są wiercenia w północnej dziel-

nicy miasta w okolicach Arsenalu. Na zakończenie referent podkreślił, że wydatki związane z budową metra przekraczają możliwości finansowe Zarządu Miejskiego. Zagadnienie to jest zagadnieniem społecznym i winny się nim zainteresować czynniki rządowe; boć budowa metra to praca dla tysięcy robotników, kolosalny wzrost zużycia cementu i żelaza.

Tak więc do realizacji budowy winien się przyczynić Fundusz Pracy, Ministerstwo Opieki Społecznej, Ministerstwo Komunikacji oraz Ministerstwo Spraw Wojskowych. A budowa musi się rozpocząć jak najprędzej, abyśmy i pod tym względem stanęli w rzędzie wielkich miast świata.

S. S.

Prenumeratę »Inżynierii i Budownictwa«
należy opłacać na konto P.K.O. w Warszawie
Związku Polskich Inżynierów Budowlanych
Nr 29.787

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

INŻ JÓZEF SZMIGIELSKI

WARSZAWA, UL. Ś-TO KRZYSKA 16, TELEFON 657-92

WYKONYWA Z GWARANCJĄ IZOLACJE BUDYNKÓW OD WODY

(TARASY, BALKONY, SCHRONY
OPL., KOTŁOWNIE, PIWNICE, i t. p.)

SPRZEDAŻ PRODUKTÓW IZOLACYJNYCH

T R I C O S A L

...a jednak najlepiej grzeją
piece **z kafli stalowych**

PIECE SZRAJBERA

SP. Z O. O.

WARSZAWA, UL. BRACKA Nr 11, m 2. TELEFON 9.20-33

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Zenczykowski.

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

Redakcja i Administracja: Warszawa Mazowiecka 4 m. 5, czynna w poniedziałki, środy, piątki, godz. 17 — 19, tel. 5-17-85.

Prenumerata: rocznie zł. 20,—. Numer pojed. zł. 2,—, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud. zł. 1,—. Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. Nr 29.787 Związek Pol. Inż. Budowlanych. Zmiana adresu gr 50.

Ogłoszenia: cała strona zł 275,—, ½ strony zł 150,—, ¼ strony zł 80,—. Okładka 30% drożej.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Zakłady Graficzno-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)

MELLITOL

DOMIESZKA
WODOSZCZELNA
DO BETONU,
ZAPEWNIĄ WO-
DOSZCZELNOŚĆ,
PODNOŚĄC
WYTRZYMAŁOŚĆ
I ZMNIEJSZAJĄC
SKURCZ

IZOLACJE
BUDOWLANE

WARSZAWA, NOWOGRODZKA 41m3

TELEFON 716 - 34

JEDYNY KRAJOWY
CEMENT GLINOWY

ALKA - ELEKTRO - CEMENT

szybkotwardniejący (rozszałowanie betonu już po
24 godzinach),

o wysokiej wytrzymałości (oszczędność konstrukcji)
do stosowania w czasie mrozu,
odporny na działania chemiczne
oraz

CEMENTY SPECJALNE

do zapraw: kwasoodpornych ELEKTRO-ACID-CEMENT
ogniotrwałych ELEKTRO-PYRO-CEMENT

Produkcji:

ZAKŁADY ELEKTRO, S. A.

Łaziska Górne (G. Śląsk)

dostarcza:

wyłączna reprezentacja na Rzeczpospolitą Polską
i W. M. Gdańsk

TOWARZYSTWO HANDLOWO - PRZEMYSŁOWE

MIECZYSLAW ZAGAJSKI S. A.

Zarząd: Warszawa 1. Br. Pierackiego 17. tel. 5.50.20
składy: Kolejowa 11.

Oddziały: Gdynia, Traugutta 9/11, tel. 10.04

Katowice, Narutowicza 22, tel. 312.43

Łódź, Al. Kościuszki 46, tel. 262-99

Przedstawicielstwa i składy we wszystkich większych
miastach.

„CONCO”

Świadectwo ochronne U. Patentowy R. P. Nr 26286

Idealnie izoluje od wody da-
chy, tarasy, mosty, tunele, fun-
damenty, piwnice, kotłownie.
Chroni od grzyba i rdzy

WARSZAWA, UL. WIDOK 23 TEL. 5.04-88

ORO-CONCO, Biuro Inżynieryjnej Izolacji

CHANARD'A

Wywietrzniki dachowe i nasady
kominowe z blachy ocynkowanej
(Pat. R. P.)

Bracia T. i J. SŁUCY Inżynierowie

Warszawa, Królewska 27

Telefon 242-38, 242-69

CHŁODNIE I TĘŻNIE DO WODY

HERKULITH - POLSKI



HERKULITH - POLSKI, Sp. z ogr. odp.

ZARZĄD: KATOWICE, Opolska 5, Tel. 325-29.

Biuro: Warszawa, Chmielna 26/12. Tel. 237-84

Płyta izolacyjno-budowlana „P R I M A”

z wełny drzewnej, impregnowanej chlorkiem wapnia, spojona
emulsją cementową, specjalnie uodporniona przeciw wilgoci,
grzybowi i robactwu.

Ogniotrwała, niepęczniejąca

izolacja cieplna i dźwiękowa

Popierajcie firmy ogłaszające się w »Inżynierii i Budownictwie«