



PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

WYDAWCA SP. Z O. O. PRZEGLĄD TECHNICZNY

REDAKTORZY INŻ. J. FALKIEWICZ I INŻ. M. THUGUTT

Nr. 12

WARSZAWA, 16 CZERWCA 1937 R.

Tom LXXV.

Inż. A. CHRÓŚCIELEWSKI

624 . 157 . 51 : 669 . 14

Obliczenie statyczne kesonów stalowych

Wstęp.

Ponieważ sprawa obliczania kesonów jest w naszej literaturze b. mało uwzględniona, podaję niżej, stosowany obecnie przez nas, sposób obliczania kesonów stalowych wraz z odpowiednim przykładem.

Pojęcia ogólne.

Keson stanowi ustrój pomocniczy przy budowie podpór. Rola kesonu kończy się z chwilą zapelnienia izby roboczej murem lub betonem. W podanym niżej obliczeniu kesonu stalowego, konstrukcją niosącą jest szkielet stalowy. Tylko w wyjątkowych okolicznościach, gdy pręt lub sposób jego umocowania wypadłyby zbyt wielkie, wzywamy na pomoc beton i wprowadzamy go do obliczenia.

Konstrukcja kesonu, którego zadaniem jest utworzenie izby roboczej pod fundamentem na czas opuszczania, składa się z rusztu, na którym opiera się fundament, ze wsporników, stanowiących jakby boczne ściany izby, z noża, opierającego się o grunt, oraz z płaszcza zewnętrznego i wewnętrznego. Ruszt pomostu stanowią poprzecznice i podłużnice. Poprzecznicę, łącznie z dwoma wspornikami, nazywać będziemy ramownicą.

Szerokość kesonu przyjmuje się wg szerokości fundamentu. Wysokość izby roboczej przyjmujemy około — 2,5 m. Szerokość wspornika w miejscu przymocowania go do stropu wynosi od 0,9 m do 1,6 m. Szerokość półki noża zależy od zwartości gruntu, w który opuszczamy keson. Jeżeli grunt nie daje odpowiedniego oporu i keson opuszczałby się zbyt szybko, wtedy półkę poziomą dajemy szerszą. W gruntach zaś zwartych dajemy półkę węższą. Czasami nawet dajemy półkę nie jednakowej szerokości: pod izbicą węższą, a pod właściwą podporą — szerszą.

Inż. B. Morawski, w broszurze swojej „Trudności przy budowie opór mostowych na kesonach i sposoby zapobiegania komplikacjom”, podaje następu-

jący wzór empiryczny, służący do obliczenia szerokości półki:

$$S = \beta \frac{F}{P},$$

gdzie

S — szerokość półki noża w m;

F — powierzchnia podstawy kesonu w m², liczona wzdłuż dolnej zewnętrznej krawędzi noża;

P — obwód noża kesonu w m, liczony wzdłuż dolnej zewnętrznej krawędzi;

β — współczynnik, uzależniony od rodzaju gruntu i wynoszący od 0,20 do 0,25.

Siły zewnętrzne.

Podczas opuszczania działają na keson następujące siły: ciężar własny kesonu i ciężar własny wznoszonego na stropie fundamentu, ciśnienie powietrza, sprężonego wewnątrz izby, parcie ziemi i wody z zewnątrz, parcie ziemi, która dostała się do wewnątrz izby, oraz tarcie ziemi o płaszczy zewnętrzną i wewnętrzną. Przy opieraniu się noża kesonu o grunt powstaje odpór.

Poniżej rozpatrzmy te siły szczegółowo*).

a. Ciężar własny kesonu i fundamentu.

W miarę opuszczenia kesonu, nadbudowuje się na nim fundament podpory. Jeśli mamy zadany poziom wód normalnych oraz poziom posadowienia, to możemy w każdym stadium budowy określić ciężar własny kesonu i fundamentu, mnożąc objętość kesonu i fundamentu przez $2,4 \frac{t}{m^3}$. Przy obliczaniu zakładamy, że fundament wystaje ponad poziom wody na 1 m.

*) E. B. Malyszew — Kiesony — 1932 r.

Należy zaznaczyć, że, przy opuszczaniu kesonu w bardzo głębokiej wodzie, wierzch fundamentu może znajdować się również poniżej poziomu wody. W tym wypadku mur znajduje się wewnątrz płaszczu sztywnego i szczelnego. Płaszcz ten obecnie przeważnie wykonywa się z desek, dawniej — z cienkiej blachy. Przy opuszczaniu kesonu w gruncie nie cały ciężar muru działa na keson: część tego ciężaru redukuje się wskutek tarcia o grunt muru lub płaszczu.

b. Ciśnienie sprężonego powietrza.

Ciśnienie powietrza wewnątrz izby roboczej wytłacza wodę z wewnątrz kesonu i wskutek tego równa się ciśnieniu słupa wody o wysokości od noża do powierzchni wody, czyli — t. zw. ciśnieniu hydrostatycznemu.

Czasami tarcie ziemi o boczną powierzchnię kesonu i fundamentu jest tak znaczne, że keson, w którym znajduje się sprężone powietrze, nie chce się opuszczać, chociaż ziemia z pod noża jest usunięta. Wtedy, żeby opuścić keson, trzeba szybko obniżyć ciśnienie powietrza w kesonie. Tym sposobem woda nie zdąży jeszcze dostać się do izby roboczej, a keson otrzymuje pchnięcie pionowe ku dołowi. Zupełne wypuszczenie powietrza z izby roboczej, bez wdarcia się do niej wody, obserwowane było w ściśłych glinach. W gruntach piaszczystych obniżenie ciśnienia powietrza bez wdarcia się do wewnątrz wody nie jest możliwe. Dlatego, w pewnych wypadkach, można przy obliczaniu kesonów założyć wewnątrz ciśnienie równe połowie ciśnienia hydrostatycznego. Jeżeli zaś zakłada się, że powietrze całkiem zostało wypuszczone, a woda jeszcze się do izby roboczej nie wdaruła, to, wskutek małego prawdopodobieństwa takiego faktu, naprężenie dopuszczalne dla stali z $\sigma_{dop.} = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ można powię-

kszyć do $\sigma_{dop.} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

c. Parcie wody i ziemi z zewnątrz.

Istniejące obecnie teorie parcia ziemi stosują się do parcia ziemi na ścianki podporowe. Ciśnienie ziemi na pewnej głębokości, znajdującej się w stanie naturalnym, nie jest jeszcze obecnie dostatecznie zbadane. Pozostaje nam zatem stosowanie zasad ciśnienia ziemi na ścianki podporowe.

Ziemia w tych warunkach, w których wykonywa się roboty kesonowe, albo znajduje się pod wodą, albo w stanie nasycenia wodą.

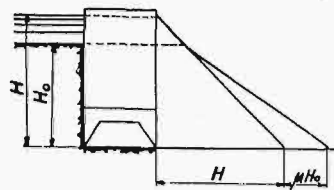
W stosunku do możliwości przepuszczania wody, grunty można podzielić na dwie różne grupy: grunty przepuszczalne, jako to — gruby piasek lub żwir — i grunty nieprzepuszczalne, jako to — ściśła glina. Pozostałe grunty, zajmujące miejsce pośrednie, pomiędzy tymi dwiema skrajnymi grupami, stosownie do swoich własności — zaliczamy do pierwszej lub do drugiej grupy skrajnej. W gruntach przepuszczalnych woda ciśnię na ściankę tak, jakby ziemą całkiem nie było. Ziemia również ciśnię na ściankę, ponieważ jednakże cząsteczki ziemi okrażone są wodą, to ciężar ziemi pod wodą trzeba zmniejszyć o ciężar wyciśniętej wody.

W gruntach nieprzepuszczalnych, t. j. takich, których ziarenka, jak również puste przestrzenie pomiędzy nimi, są tak małe, że wpływ włoskowatości przeszkadza wodzie znajdować się między ziarenkami, grunt pogrążony w wodzie można rozpatrywać, jako masę jednorodną, wywierającą na ściankę ciśnienie, odpowiednie do kąta naturalnego stoku.

Dla gruntów przepuszczalnych, znajdujących się pod wodą, ciśnienie na poziomie noża kesonu określa się na zasadzie następującego wzoru:

$$e = 1000 \cdot H + (\gamma - 1000) \cdot H_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right), \quad (1)$$

w którym składnik pierwszy wyraża ciśnienie hydrostatyczne wody, a składnik drugi — ciśnienie ziemi.



Rys. 1.

Rys. 1 obrazuje wykres ciśnienia bocznego na fundament: podstawa trójkąta prostokątnego przedstawia ciśnienie wody na poziomie noża, a podstawa

trójkąta rozwartokątnego — ciśnienie ziemi na tymże poziomie. Równa się ono — $\mu \cdot H_0$. Spółczynnik

$$\mu = (\gamma - 1000) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right), \quad \text{gdzie } \varphi^0 \text{ — kąt}$$

naturalnego stoku. Całe ciśnienie boczne na fundament określa się wg. wzoru:

$$E = \frac{1000 \cdot H^2 + (\gamma - 1000) \cdot H_0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right)}{2}, \quad (2)$$

w którym również składnik pierwszy przedstawia ciśnienie wody, a składnik drugi — ciśnienie ziemi.

Na zasadzie wykresu, całe ciśnienie boczne na fundament otrzymamy jako sumę pól obu trójkątów, przy czym każde pole musi być pomnożone przez odpowiednie obciążenie jednostkowe, czyli, w tym wypadku, przez ciężar 1 m^3 wody lub 1 m^3 ziemi nasyconej wodą, mniej ciężar 1 m^3 wyciśniętej wody $(\gamma - 1000)$.

Dla gruntów nieprzepuszczalnych, znajdujących się pod wodą, ciśnienie wody powyżej gruntu działa nań jako obciążenie pionowe. Ciśnienie to można sprowadzić do ciśnienia ziemi, a wysokość zastępczej warstwy ziemi można znaleźć na zasadzie następującego wzoru:

$$h_0 = \frac{h \cdot 1000}{\gamma}$$

w którym

h — wysokość wody w m,

γ — ciężar m^3 ziemi, nasyconej wodą w kg,

h_0 — otrzymamy również w m.

Sprowadzona wysokość warstwy ziemi będzie:

$$H_1 = H_0 + h_0.$$

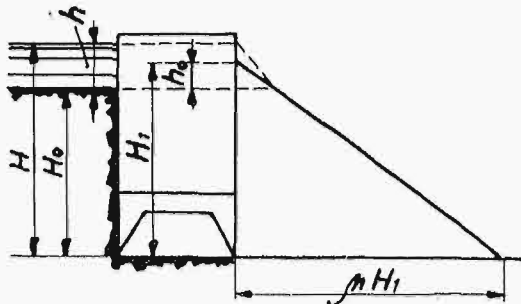
Ciśnienie na poziomie noża określa się na zasadzie wzoru:

$$e = \gamma \cdot H_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right) \dots (3)$$

Całe ciśnienie boczne określamy pę wzoru:

$$E = \frac{\gamma \cdot H_1^3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right)}{2} \dots (4)$$

Rys. 2 obrazuje wykres ciśnienia bocznego na fundament. Podstawa trójkąta przedstawia ciśnienie



Rys. 2.

nie ziemi i wody na poziomie noża. Równa się ono $\mu \cdot H_1$.

Na zasadzie wykresu całe ciśnienie boczne na fundament otrzymamy jako iloczyn z pola trójkąta przez obciążenie jednostkowe, czyli w tym wypadku przez γ , t. j. ciężar ziemi, nasyconej wodą.

W tabeli 1 znajdziemy wszystkie dane, potrzebne do określenia parcia wody i ziemi.

d. Tarcie o płaszczyznę zewnętrzną.

Tarcie o płaszczyznę zewnętrzną, przy opuszczaniu kesonów, zależy od wielu czynników: od rodzaju gruntu, od głębokości opuszczania kesonu, od pochylenia lub schodkowatości płaszczyzny, od gładkości powierzchni płaszczyzny kesonu i fundamentu.

Prawa, jakim podlega tarcie, szczególnie w warunkach opuszczania kesonów, nie są jeszcze dostatecznie zbadane.

Będziemy określali tarcie na zasadzie wzoru:

$$T = f \cdot E \dots (5)$$

w którym E oznacza parcie ziemi, określona za pomocą wzorów (2) lub (4);

f — współczynnik tarcia, zależny od rodzaju płaszczyzny i od rodzaju gruntu.

Znaczenia współczynników f podano w tabeli 2.

TABELA 1.

Rodzaj gruntu	$\frac{t}{m^2}$ γ	φ^0	$\operatorname{tg} \varphi^0$	$\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right)$
Woda	1,0	0	0	1
Ziemia nasypów	1,4	35 do 40	0,760 do 0,839	0,271 do 0,217
Ziemia nasypów o wilgotności naturalnej	1,6	45	1,000	0,172
Ziemia nasypów nasycona wodą	1,8	27	0,510	0,376
Piasek suchy	1,58 do 1,65	30 do 35	0,577 do 0,700	0,333 do 0,271
Piasek o wilgotności naturalnej	1,8	40	0,839	0,217
Piasek nasycony wodą	2,0	25	0,466	0,406
Grunt gliniasty suchy	1,5	40 do 45	0,839 do 1,000	0,217 do 0,172
„ „ mokry	1,9	20 do 25	0,364 do 0,466	0,490 do 0,406
Żwir suchy	1,8 do 1,85	35 do 40	0,700 do 0,839	0,271 do 0,217
„ mokry	1,86	25	0,466	0,406

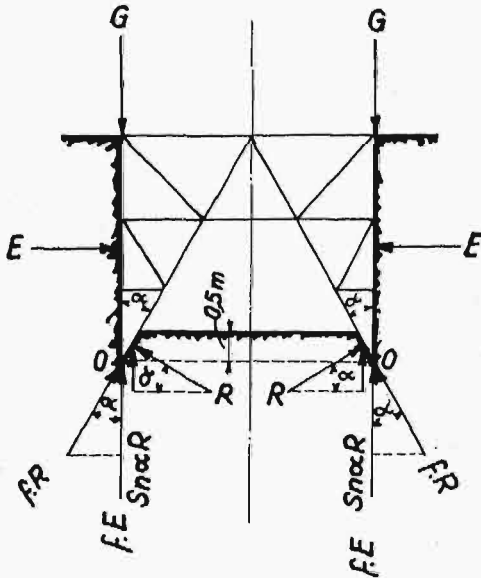
TABELA 2. *)

Nazwa materiałów podlegających wzajemnemu tarcia	S p ó ł c z y n n i k i t a r c i a				U w a g i
	w spokoju		w ruchu		
	Materiały suche		Materiały mokre		
Blacha stalowa bez główek nitów — po piasku lub żwirze	0,401	0,458	0,334	0,440	
Blacha stalowa z główkami nitów — po piasku lub żwirze	0,396	0,491	0,467	0,548	
Deski jodłowe po piasku lub żwirze	0,408	0,510	0,410	0,498	
Granit grubo ciosany po piasku lub żwirze	0,426	0,536	0,410	0,480	
Blacha stalowa bez główek nitów po drobnoziarnistym piasku	0,536	0,631	0,365	0,324	stosuje się do betonu
Blacha stalowa z główkami nitów po drobnoziarnistym piasku	0,726	0,639	0,515	0,497	
Granit grubo ciosany po drobnoziarnistym piasku	0,647	0,700	0,472	0,529	
Deski jodłowe po drobnoziarnistym piasku	0,663	0,734	0,578	0,479	

*) E. W. Platonow „Kesonnyja Raboty” str. 51.

e. Tarcie o płaszczyznę wewnętrzną.

Zakładamy, że przy opuszczaniu kesonu ziemia do izby roboczej może wejść najwyżej warstwą grubości — 0,5 m. Jeżeli założymy, że pod wpływem obciążenia pionowego oraz tarcia zewnętrznego i wewnętrznego w czasie opuszczania kesonu nastąpiła równowaga, to będziemy mogli napisać równanie, z którego określimy parcie ziemi na płaszczyznę wewnętrzną.



Rys. 3.

Tarcie gruntu o płaszczyznę zewnętrzną pod wpływem parcia E , wyrazi się wzorem

$$f \cdot E.$$

Zakładamy, że jest ono skierowane pionowo ku górze i że jest zaczepione w punkcie o .

Jeżeli parcie ziemi, prostopadłe do płaszczyzny wewnętrznej, nazwiemy przez R , to tarcie o płaszczyznę wewnętrzną wyrazi się wzorem

$$f \cdot R.$$

Założymy, że jest ono skierowane ku górze w kierunku płaszczyzny wewnętrznej i że jest zaczepione również w punkcie o . Pionowa składowa tej siły będzie:

$$f \cdot \cos \alpha \cdot R.$$

Pionowa składowa parcia ziemi będzie $\sin \alpha \cdot R$

Rzutujemy wszystkie siły, działające na keson, na oś pionową i napiszemy równanie równowagi:

$$G - f \cdot E - f \cdot \cos \alpha \cdot R - \sin \alpha \cdot R = 0, \text{ skąd}$$

$$R = \frac{G - f \cdot E}{\sin \alpha + f \cdot \cos \alpha} \dots (6)$$

Założenia, przy których przeprowadza się obliczenia statyczne kesonu.

Przy obliczaniu kesonu zakładamy, że znajduje się on w trzech, następujących po sobie stadiach budowy, które niżej nazywamy *z a ł o ż e n i a m i*.

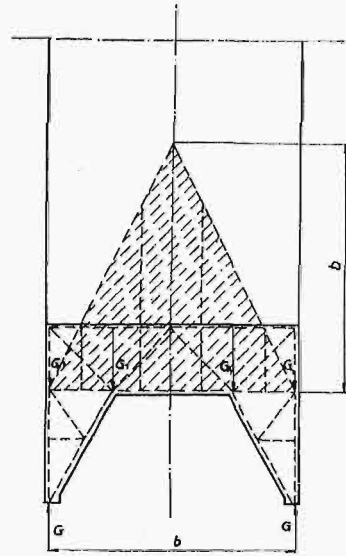
W każdym stadium znajdujemy siły zewnętrzne, działające na m. b. kesonu, oraz napięcia w prętach

ramownicy. Ostatecznie — pręty i ich przymocowanie obliczamy na zasadzie najmiedogodniejszych napięć, wybranych ze wszystkich założeń.

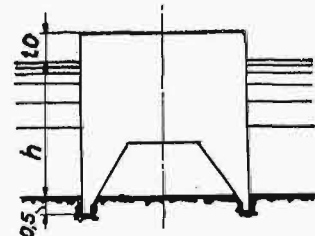
W założeniu I keson (rys. 5) opuszczono na dno rzeki. Nóż kesonu zagłębił się w grunt na 0,5 m. Nadmurówka wystaje ponad poziom wody na 1 m. Ciśnienie sprężonego powietrza w izbie roboczej równa się ciśnieniu hydrostatycznemu. Ciężar betonu zmniejszony wskutek zanurzenia w wodzie, wynosi

$$2,4 - 1,0 = 1,4 \frac{t}{m^3}.$$

W założeniu Ia mamy zasadniczo te same warunki, co w założeniu I, z tą tylko różnicą, że ciśnienie powietrza sprężonego spadło nagle o 50%, tak, że woda nie zdążyła jeszcze przedostać się do izby



Rys. 4.



Rys. 5.

roboczej. Ciężar betonu wyniesie $2,4 - 0,5 = 1,9 \frac{t}{m^3}$.

W założeniu Ib panują te same warunki, co w założeniu Ia, lecz grunt z pod noża został wybrany. Wobec czego rozpór poziomy nie istnieje, a powietrze sprężone działa na całej wysokości izby roboczej.

W założeniu Ic mają miejsce te same warunki, co w założeniu Ib, lecz powietrze sprężone zostało wypuszczone z izby roboczej, woda nie zdążyła wejść.

Ciężar betonu będzie $2,4 \frac{t}{m^3}$.

W założeniu II keson opuszczony już jest do rzędnej posadowienia. Ciśnienie powietrza sprężonego równa się ciśnieniu hydrostatycznemu. Ciężar kesonu wynosi — $2,4 - 1,0 = 1,4 \frac{t}{m^3}$. Ciężar

nadmurówki częściowo przenosi się na strop: przyjmujemy mianowicie obciążenie w kształcie trójkąta równoramiennego, którego wysokość równa się podstawie, a podstawa równa się szerokości kesonu (rys. 4). Ciężar pozostałej części nadmurówki przenosi się na skrajne węzły kratownicy.

W założeniu III te same warunki, co w założeniu II, lecz sprężone powietrze zostało wypuszczone z izby roboczej, a woda nie zdążyła jeszcze wejść. Ciężar betonu będzie — $2,4 \frac{t}{m^3}$. Naprężenie dopuszczalne dla stali, wobec małego praw-

Zakładamy, że w przekroju mm, do którego sięga ziemia, ciśnienie rozkłada się na cały przekrój równomiernie:

$$mm = 25 + 35 \text{ tg } \alpha = 25 + 19,5 = 44,5 \text{ cm.}$$

$$p = \frac{17,4}{44,5} = 0,39 \text{ t/cm.}$$

$$R = 0,39 \times 25 = 9,8 \text{ t}$$

$$V = 0,39 \times 19,5 = 7,6 \text{ t}$$

$$H = 7,6 \times 0,727 = 5,52 \text{ t}$$

Ciśnienie sprężonego powietrza.

Siła, działająca na powierzchnię wspornika wysokości 2,40 — 0,50 = 1,90 m, wynosi:

$$P = 5,13 \times 1,90 = 9,75 \text{ t}$$

i zaczepiona jest na wysokości 0,50 + 0,95 = 1,45 m od spodu wspornika.

Parcie wody na wspornik od zewnątrz.

W poziomie spodu wspornika — 5,13 t/m²

W poziomie stropu 5,13 — 2,40 = 2,73 „

$$\text{Cała siła } W = \frac{5,13 + 2,73}{2} \times 2,40 = 9,44 \text{ t/m}^2$$

zaczepiona na wysokości: $\frac{2,40}{3} \times \frac{2 \times 2,73 + 5,13}{2,73 + 5,13} = 107 \text{ m}$ od spodu wspornika.

Siły działające na kratownicę (rys. 9).

$$g_1 = 1,4(1,375 \times 3,73 + \frac{1}{2} 0,642 \times 1,10) = 7,673 \text{ t.}$$

$$g_2 = 1,4 \times 1,35 \times 3,73 = 7,050 \text{ t.}$$

$$g = 17,40 - 7,673 - 3,525 = 6,202 \text{ „}$$

$$H_5 = \frac{0,325}{1,300} \times 5,52 = 1,380 \text{ „}$$

$$H_0 = 5,52 - 1,38 = 4,140 \text{ „}$$

$$P_3 \times 2,4 + P_5 \times 1,3 = 9,75 \times 1,45; P_5 = 9,75 - P_3;$$

$$P_2 = \frac{1,4625}{1,1} = 1,329 \text{ t.}$$

$$P_5 = 9,75 - 1,329 = 8,421 \text{ „}$$

$$W_4 = \frac{1,075}{1,30} \times 9,44 = 7,806 \text{ „}$$

$$W_0 = 9,44 - 7,806 = 1,634 \text{ „}$$

Obliczenie napięć w prętach.

Określenia napięć w prętach dokonano zapomocą wykresów Cremony.

TABELA 3.

Zestawienie napięć (założenie I).

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego kg	Od rozporu ziemi kg	Od sprężonego powietrza kg	Od parcia ziemi i wody kg	Razem kg
0—1	—11198	— 7200	0	+ 3000	—15398
1—1'	—11198	— 8300	— 6750	+ 9100	—17148
1'—2—3'	—10150	— 7600	— 6150	+ 8350	—15550
0—5	0	+ 8300	0	— 3400	+ 4900
5—2	0	+ 9600	+ 7750	—10550	+ 6800
2—3	+13350	+13120	+15900	—17790	+24580
1—2	0	+ 750	+ 4600	— 4250	+ 1100
1'—2	+15150	+11300	+ 9150	—12300	+23300
2—3'	— 4800	0	0	0	— 4800
1—5	0	— 1300	— 8150	+ 7500	— 1950
4—5	0	0	0	— 7806	— 7806
2'—2	0	0	0	0	0
3'—3	+ 7050	0	0	0	+ 7050

Z a ł o ż e n i e I a.

Te same warunki, co w założeniu I, z tą tylko różnicą, że ciśnienie powietrza sprężonego spadło nagle o 50%, tak, że woda nie zdążyła jeszcze przedostać się do izby roboczej.

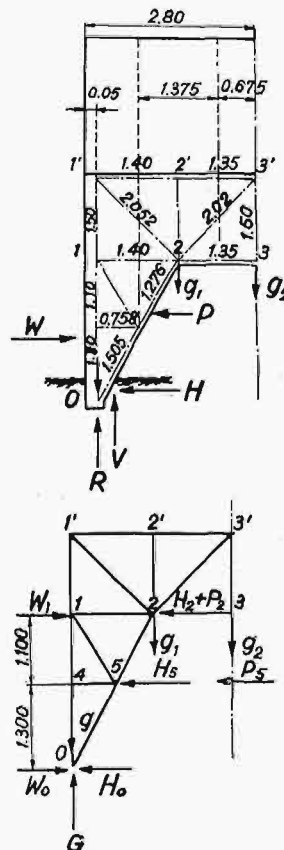
Ciężar betonu wynosi wtedy 2,4 — 0,5 = 1,9 t/m³.

Napięcia (a) i (b) z założenia I należy zwiększyć w stosunku $\frac{1,9}{1,4} = 1,357$, napięcia (c) zmniejszyć o połowę, napięcia (d) pozostawić bez zmiany.

TABELA 4.

Zestawienie napięć (założenie Ia)

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego kg	Od rozporu ziemi kg	Od sprężonego powietrza kg	Od parcia ziemi i wody kg	Razem kg
0—1	—15196	— 9770	0	+ 3000	— 21966
1—1'	—15196	—11263	— 3375	+ 9100	—20734
1'—2—3'	—13774	—10313	— 3075	+ 8350	—18812
0—5	0	+11263	0	— 3400	+ 7863
5—2	0	+13027	+ 3875	—10550	+ 6352
2—3	+18116	+17804	+ 7950	—17790	+26080
1—2	0	+ 1018	+ 2300	— 4250	— 932
1'—2	+20559	+15334	+ 4575	—12300	+28168
2—3'	— 6514	0	0	0	— 6514
1—5	0	— 1764	— 4075	+ 7500	+ 1661
4—5	0	0	0	— 7806	— 7806
2'—2	0	0	0	0	0
3'—3	+ 9567	0	0	0	+ 9567



Rys. 9.

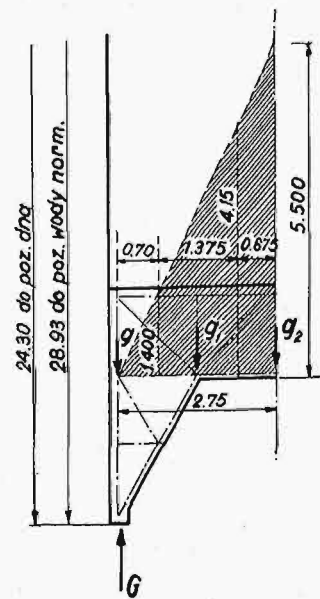
Z a ł o ż e n i e I b.

Te same warunki co w założeniu Ia, lecz grunt z pod noża został wybrany. Wówczas:

$$V = 0;$$

$$H = 0;$$

$$R = 17,4 \text{ t}$$



Rys. 10.

Sprężone powietrze działa na powierzchnię wysokości 2,40 m:

$$P = \frac{1}{2} \times 5,13 \times 2,40 = 6,16 \text{ t.}$$

Siła P jest zaczepiona na wysokości 1,20 m od spodu noża.

$$P_0 = \frac{6,16 \times 0,65}{2,4} = 1,668 \text{ t.}$$

$$P_2 = \frac{6,16 \times 0,55}{2,4} = 1,412 \text{ t.}$$

$$P_4 = \frac{6,16}{2} = 3,080 \text{ t.}$$

Napięcia od sprężonego powietrza określono za pomocą wykresu *Cremony*.

Napięcia a z założenia Ia pozostawimy bez zmiany. Napięcia b są równe zeru, napięcia d bez zmiany. Napięcia c bierzemy z wykresu *Cremony*.

TABELA 5.
Zestawienie napięć (założenie Ib)

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego kg	Od rozporu ziemi kg	Od sprężonego powietrza kg	Od parcia ziemi i wody kg	Razem kg
0—1	— 15196	0	— 2750	+ 3000	— 14946
1—1'	— 15196	0	— 5200	+ 9100	— 12296
1'—2'—3'	— 13774	0	— 4750	+ 8350	— 10174
0—5	0	0	+ 3200	— 3400	— 200
5—2	0	0	+ 6000	— 10550	— 4550
2—3	+ 18116	0	+ 10910	— 17790	+ 11236
1—2	0	0	+ 1650	— 4250	— 2600
1'—2	+ 20559	0	+ 7050	— 12300	+ 15309
2—3'	— 6514	0	0	0	— 6514
1—5	0	0	— 3000	+ 7500	+ 4500
4—5	0	0	0	— 7806	— 7806
2'—2	0	0	0	0	0
3'—3	+ 9567	0	0	0	+ 9567

Z a ł o ż e n i e I c.

Te same warunki, co w założeniu Ib, lecz powietrze sprężone zostało nagle wypuszczone z izby roboczej, woda zaś nie zdążyła wejść. Napięcia a z założenia I należy zwiększyć w stosunku $\frac{2,4}{1,4} = 1,714$, napięcia b i c pominać, napięcia d pozostawić bez zmiany.

TABELA 6.
Zestawienie napięć (założenie Ic)

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego kg	Od rozporu ziemi kg	Od sprężonego powietrza kg	Od parcia ziemi i wody kg	Razem kg
0—1	— 19193	0	0	+ 3000	— 16193
1—1'	— 19193	0	0	+ 9100	— 10093
1'—2'—3'	— 17397	0	0	+ 8350	— 9047
0—5	0	0	0	— 3400	— 3400
5—2	0	0	0	— 10550	— 10550
2—3	+ 22882	0	0	— 17790	+ 5092
1—2	0	9	0	— 4250	— 4250
1'—2	+ 25967	0	0	— 12300	+ 13667
2—3'	— 8227	0	0	0	— 8227
1—5	0	0	0	+ 7500	+ 7500
4—5	0	0	0	— 7806	— 7806
2'—2	0	0	0	0	0
3'—3	+ 12084	0	0	0	+ 12084

Z a ł o ż e n i e II.

Keson opuszczony do rzędnej posadowienia, czyli 27,55 m poniżej zera wodowskazu, lub 28,93 m poniżej poziomu wody normalnej.

Ciśnienie powietrza sprężonego równa się ciśnieniu hydrostatycznemu. Ciężar betonu wynosi $2,4 - 1,0 = 1,4 \text{ t/m}^3$. Ciężar nadmurówki oddaje się tylko częściowo na strop: przyjmujemy mianowicie obciążenie w kształcie trójkąta o podstawie $b = 5,60 - 0,10 = 5,50 \text{ m}$ i wysokości $h = b = 5,50 \text{ m}$ (rys. 10).

Ciężar pozostałej części nadmurówki przenosi się na skrajne węzły kratownicy.

Całkowity ciężar $\frac{1}{2}$ kesonu na dług. 1 m.

$$G = 17,40 + 1,4 \times 2,8 (28,93 - 6,13) = 17,400 + 89,376 = 106,776 \text{ t.}$$

$$g_1 = 1,4 \times 1,375 \times \frac{1,40 + 4,15}{2} = 5,342 \text{ t.}$$

$$g_2 = 1,4 \times 1,35 \times \frac{1}{2} (4,15 + 5,50) = 9,119 \text{ t.}$$

$$g = 106,776 - 0,840 - 1,970 - 5,342 - 4,559 = 94,065 \text{ t.}$$

Siły, pochodzące od rozporu, są tu $\frac{106,776}{17,4} = 6,1365$ razy większe, niż w założeniu I.

Siły od ciśnienia powietrza sprężonego $\frac{28,93}{5,13} = 5,6394$ razy większe, niż w założeniu I.

Napięcia w prętach od ciężaru własnego określiliśmy za pomocą wykresu *Cremony*.

Napięcia od rozporu określiliśmy, mnożąc napięcia, znalezione wg rys. 7 przez 6,1365.

Napięcia od sprężonego powietrza określiliśmy, mnożąc napięcia, znalezione uprzednio przez 5,6394.

Parcie wody i ziemi na wspornik od zewnątrz (rys. 11).

Parcie wody na głębokości

$$H_0 \text{ jest } H_0 \text{ t/m}^2$$

Parcie ziemi na głębokości H (od dna) jest

$$z = \gamma H \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ t/m}^2$$

Wskutek zanurzenia gruntu w wodzie:

$$\gamma = 1,8 - 1,0 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

Kąt naturalnego stoku dla piasku nasyconego wodą:

$$\varphi = 25^\circ$$

Parcie ziemi:

$$z = 0,8 \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) \times H = 0,325 H.$$

Razem parcie wody i ziemi wynosi:

$$w + z = H_0 + 0,325 H \text{ t/m}^2$$

W poziomie spodu wspornika:

$$z = 28,93 + 0,325 \times 24,3 = 36,827 \text{ t/m}^2$$

W poziomie stropu:

$$z = 26,53 + 0,325 \times 21,90 = 33,647 \text{ t.}$$

Cała siła parcia na wspornik:

$$z = \frac{36,827 + 33,647}{2} \times 2,40 = 84,569 \text{ t.}$$

Przyłożona na wysokości:

$$\frac{2,40}{3} \times \frac{2 \times 33,647 + 36,827}{33,647 + 36,827} = 1,18 \text{ m od spodu wspornika.}$$

$$z_4 = \frac{1,18}{1,30} \times 84,569 = 76,762 \text{ t.}$$

$$z_0 = 84,569 - 76,762 = 7,807 \text{ t.}$$

Napięcia od parcia wody i ziemi określono za pomocą wykresu *Cremony*.

Wszystkie napięcia, działające w prętach kesonu, pomieszczone w tabeli 7-iej, w której wyprowadzono napięcia ogólne, działające w prętach przy założeniu II-gim.

TABELA 7.
Zestawienie napięć (założenie II).

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego kg.	Od rozporu ziemi wg. (tab. 1) mnożąc przez 6,1365 kg.	Od sprężonego powietrza wg. (tab. 1) mnożąc przez 5,6394 kg.	Od parcia ziemi i wody kg.	Razem kg.
0-1	-106776	-44183	0	+13750	-137209
1-1'	-12711	-50933	-38066	+75000	-26710
1'-2'-3'	-12000	-46637	-34682	+70500	-22819
0-5	0	+50933	0	-16000	+34933
5-2	0	+58910	+43705	-86750	-15865
2-3	+18550	+80511	+89666	-155069	+33658
1-2	0	+4602	+25941	-41000	-10457
1'-2	+17500	+69342	+51600	-102750	+35692
2-3'	-9800	0	0	0	-9800
1-5	0	-17977	-45961	+73750	+19812
4-5	0	0	0	-76762	-76762
2'-2	0	0	0	0	0
3'-3	+9118	0	0	0	+9118

TABELA 8.
Zestawienie napięć (założenie III).

Nazwa rubr.	a	b	c	d	e
Nazwa pręta	Od ciężaru własnego (dane w tabeli 5 pomnożone przez 1,714) kg.	Od rozporu ziemi (dane z tab. 5 pomnożone przez 1,714) kg.	Od sprężonego powietrza = 0 kg.	Od parcia ziemi i wody lab. 5)	Razem kg.
0-1	-183014	-75730	0	+13750	-244994
1'-1'	-21787	-87299	0	+75000	-34086
1'-2'-3'	-20568	-79936	0	+70500	-30004
0-5	0	+87299	0	-16000	+71299
5-2	0	+100972	0	-86750	+14222
2-3	+31795	+137996	0	-155069	+14722
1-2	0	+7888	0	-41000	-33112
1'-2	+29995	+118852	0	-102750	+46097
2-3'	-16797	0	0	0	-16797
1-5	0	-13673	0	+73750	+60077
4-5	0	0	0	-76762	-76762
2'-2	0	0	0	0	0
3'-3	+15628	0	0	0	+15628

Z a łoż e n i e III.

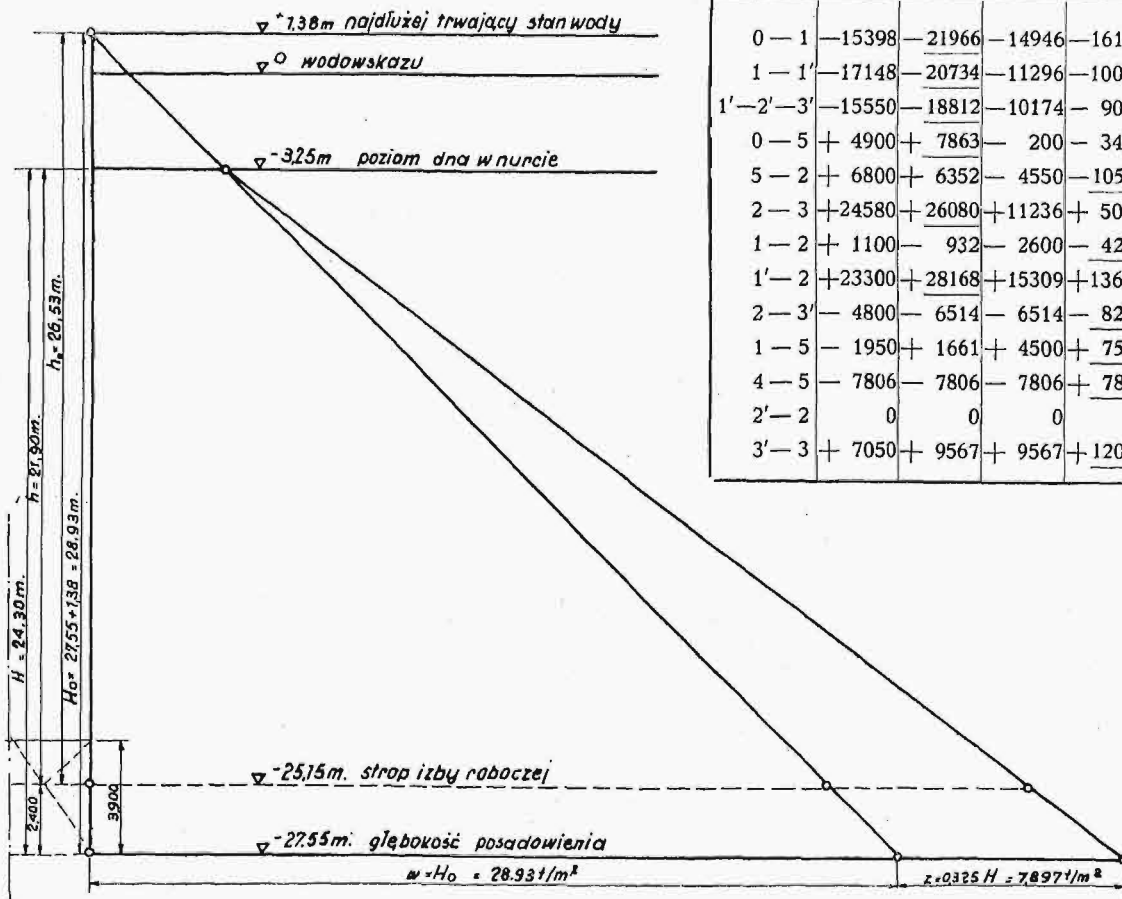
Te same warunki, co w założeniu II, lecz sprężone powietrze zostało wypuszczone z izby roboczej, a woda nie zdążyła jeszcze wejść.

Napięcia a i b z założenia II należy zwiększyć w stosunku $\frac{2,4}{1,4} = 1,714$, napięcia c pominąć, napięcia d pozostać bez zmiany.

TABELA 9.

Napięcia w prętach ramownicy przy rozpiętości pomiędzy nimi — 1 m

Nazwa pręta	I kg	Ia kg	Ib kg	Ic kg	II kg	III kg
0-1	-15398	-21966	-14946	-16193	-137209	-244994
1-1'	-17148	-20734	-11296	-10093	-26710	-34086
1'-2'-3'	-15550	-18812	-10174	-9047	-22819	-30004
0-5	+4900	+7863	-200	-3400	+34933	+71299
5-2	+6800	+6352	-4550	-10550	+15865	+14222
2-3	+24580	+26080	+11236	+5092	+33658	+14722
1-2	+1100	-932	-2600	-4250	+10457	-33112
1'-2	+23300	+28168	+15309	+13667	+35692	+46097
2-3'	-4800	-6514	-6514	-8227	-9800	-16797
1-5	-1950	+1661	+4500	+7500	+19812	+60077
4-5	-7806	-7806	-7806	+7806	-76762	-76762
2'-2	0	0	0	0	0	0
3'-3	+7050	+9567	+9567	+12084	+9118	+15628



Jako najnieodgodniej obciążone, sprawdzimy ramownicy, sąsiadujące ze szluzami. Rozstęp ich wynosi

$$\frac{1,27875 + 1,455}{2} \approx 1,367 \text{ m}$$

Rys. 11.

Chcąc otrzymać prawdziwe napięcia w prętach w naszym wypadku, należy cyfry tabeli 7 pomnożyć przez współczynnik — 1,367.

Ponieważ przy założeniu III naprężenie dopuszczalne = 1800 kg/cm², a przy założeniach I, Ia, Ib, Ic, i II $\sigma_{dop} = 1400$ kg/cm², tak aby móc porównać wielkości napięć summarycznych w obu tych grupach założeń, sprowadzamy napięcia, powstałe przy założeniu III, również do naprężenia dopuszczalnego — $\sigma_{dop} = 1400$ kg/cm², mnożąc napięcia ostatniej rubryki tabeli 9 przez współczynnik $\frac{1400}{1800} = 0,7778$.

Ostatecznie cyfry tej rubryki mnożymy przez 1,367 × 0,7778 = 1,0632.

Rezultaty obliczeń pomieszczono w tabeli 10.

Sprawdzając pręty ściskane na napięcia, powstałe przy założeniach I, Ia, Ib i Ic, uwzględniamy możliwość wybooczenia się ich, gdyż zakładamy, że beton może nie być jeszcze dostatecznie stwardniały.

Sprawdzając pręty na napięcia, powstałe przy założeniach II i III, wybooczenia nie uwzględniamy, a tylko zwyczajne ściskanie, gdyż beton w tej fazie robót jest już należyście stwardniały, więc możliwość wybooczenia jest wykluczona.

Płaszczyznę przekrojów, we wszystkich wypadkach przy rozpatrywaniu prętów jako stalowych, przyjmujemy netto.

Jeżeli pręt rozpatrujemy jako stalobetonowy, to płaszczyznę uzbrojenia stalowego przyjmujemy brutto.

W następującej tabeli 10 ze wszystkich założeń grupy I wogóle wybrano największe (podkreślone w tabeli 9) i pomnożono przez współczynnik 1,367.

Napięcia przy założeniu II z tabeli 9 również mnożymy przez współczynnik 1,367 i pomieszczamy w tabeli 10.

Napięcia przy założeniu III mnożymy przez współczynnik 1,0632 i pomieszczamy w tabeli 10.

TABELA 10.

Nazwa pręta	Największe napięcia przy założ. I. kg	Napięcia przy założ. II. kg	Napięcia przy założ. III. kg
0 — 1	— 30028	— 187566	— 260478
1 — 1'	— 28343	— 36513	— 36240
1' — 2' — 3'	— 25716	— 31194	— 31900
0 — 5	+ 10749	+ 47753	+ 75805
5 — 2	— 14422	+ 21687	+ 15121
2 — 3	+ 35651	+ 46010	+ 15652
1 — 2	— 5810	— 14295	— 35205
1' — 2	+ 38506	+ 48791	+ 49010
2 — 3'	— 11247	— 13397	— 17859
1 — 5	+ 10252	+ 27083	+ 63874
4 — 5	— 10671	— 104934	— 81613
2' — 2	0	0	0
3' — 3	+ 16519	+ 12564	+ 16616

Do obliczenia prętów przyjmuje się najnieodgodniejsze napięcia z tabeli 10.

Określenie przekrojów.

Samego określenia przekrojów, jako roboty bardzo zwykłej technicznie, zarówno jak i wykresów Cremony, tutaj nie pomieszczamy.

Sprawdzanie pasów dolnych i górnych podłużnic na miejscowe zginanie.

Zakładamy, że w pierwszym stadium betonowania pasy dolne i górne podłużnic i poprzecznic niosą warstwę mokrego betonu wysokości 1,50 m.

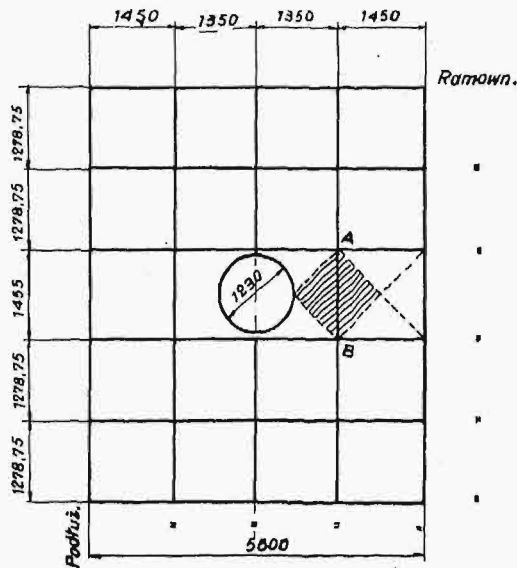
Rozpatrujemy podłużnicę AB, jako mającą największą rozpiętość (rys. 12).

Założymy, że ciężar, który będzie niósł pas dolny i górny podłużnicy, będzie:

$$Q = \frac{1,455 \times \frac{1,450 + 1,350}{2} \times 1,5 \times 2400}{2} = 3667 \text{ kg.}$$

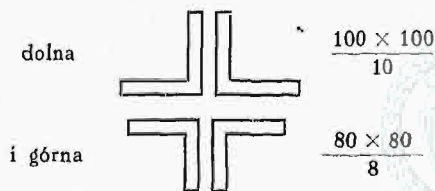
Moment gnący przy takim sposobie obciążenia:

$$M = \frac{Q \times l}{6}$$



Rys(12.

Ciężar Q dźwigają 2 belki — dolna i górna. Belki te mają różny przekrój:



Ciężar, który niesie każda z tych belek jest proporcjonalny do ich sztywności, czyli:

$$\frac{Q_g}{Q_d} = \frac{I_g \times E}{I_d \times E}$$

Ponieważ $Q_g = 3667 - Q_d$, to możemy napisać:

$$\frac{3667 - Q_d}{Q_d} = \frac{72,3}{177}$$

Skąd

$$Q_d = \frac{649059}{249,3} = 2603 \text{ kg.}$$

$$Q_g = 3667 - 2603 = 1064 \text{ kg.}$$

$$M_d = \frac{2603 \times 145,5}{6} = 63123 \text{ kg cm.}$$

$$M_g = \frac{1064 \times 145,5}{6} = 25802 \text{ kg cm.}$$

$$W_d = 2 \times 24,7 = 49,4 \text{ cm}^3$$

$$W_g = 2 \times 12,6 = 25,2 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{d \text{ otr.}} = \frac{63123}{49,4} = 1278 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{g \text{ otr.}} = \frac{25802}{25,2} = 1024 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Sprawdzenie kesonu w kierunku podłużnym.

S p r a w d z e n i e n o ż a.

Nóż sprawdzimy jako pręt na zginanie przy obciążeniu wg założenia I, przedstawionego na rys. 7.

Zakładamy, że beton nie jest jeszcze dostatecznie stwardniały, więc pracuje tylko konstrukcja stalowa.

$$M_1 = \frac{17400 \times 1,445 \times 144,5}{8} = 454145 \text{ kg/cm}$$

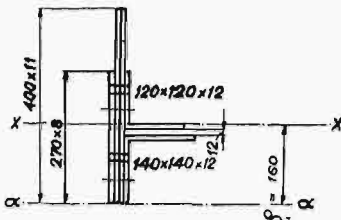
Moment statyczny przekroju noża w stosunku do osi $\alpha\alpha$.

$$S_{\alpha\alpha} = 27,08 \times 13,5 + 40 \times 1,1 \times 20 + 32,37 \times 10,1 + 27,54 \times 18,6 = 2010,78 \text{ cm}^3.$$

$$F_{br} = 21,60 + 44,00 + 32,37 + 27,54 = 125,51 \text{ cm}^2.$$

Odległość środka ciężkości noża od osi $\alpha\alpha$.

$$S = \frac{S_{\alpha\alpha}}{F_{br}} = \frac{2010,78}{125,51} \approx 160 \text{ mm}.$$



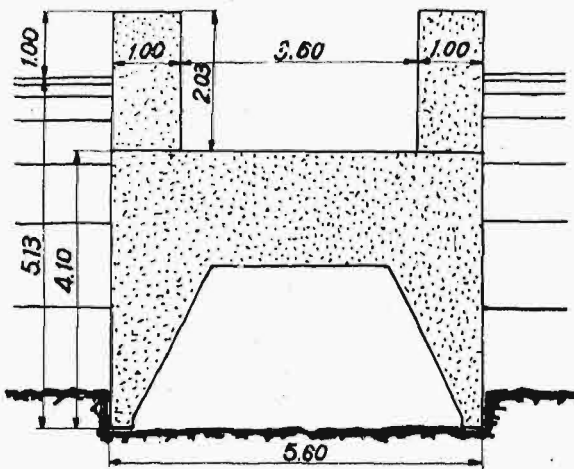
Rys. 13.

$$I_{\alpha\alpha} = 52,49 + 23466 + 367 + 2,754 \times 18,6^2 + 596 + 32,37 \times 10,1^2 = 42508 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} = 42508 - 125,51 \times 16^2 = 10378 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = \frac{10378}{24} = 432 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{otr.} = \frac{454145}{432} = 1051 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 14.

Sprawdzenie kesonu podpartego częściami półokrągłymi.

Zakładamy, że zabetonowany keson w końcowym stadium założenia i podparty został wskutek nierówności dna tylko na częściach półokrągłych, pracując w ten sposób jako belka na 2 podporach.

Przekrój poprzeczny kesonu sprawdzamy jako stalobetonowy z uzbrojeniem sztywne.

Przyjmujemy, że keson obciążony jest nadmurówką grubości 1 m, wystającą ponad wodę na 1 m.

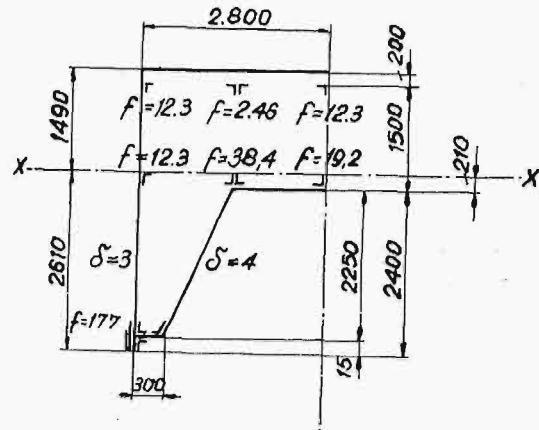
$$\text{Ciężar 1 m b. kesonu wyniesie: } q = 17,4 \times 2 - 1,4 \times 360 \times 2,03 = 24570 \text{ kg/m},$$

Długość prostej części kesonu (patrz rys. 6) wynosi 18,858 m.

$$M = \frac{24570 \times 18,858 \times 1885,8}{8} = 109221021 \text{ kg cm}.$$

Zastępczy przekrój poprzeczny połowy kesonu (rys. 15):

$$F = 280 \times 170 + 30 \times 225 + \frac{115 \times 225}{2} + 15 [(12,3 + 24,6 + 12,3) + (12,3 + 38,4 + 19,2) + 177 + 410 \times 0,3 + 135 \times 0,4 + 244 \times 0,4] = 47600 + 6750 + 12937 + 15 (49,2 + 69,9 + 177,0 + 123,0 + 54,0 + 97,6) = 75847 \text{ cm}^2.$$



Rys. 15.

Moment statyczny względem krawędzi górnej:

$$S = 47600 \times 85 + 6750 \times 283 + 12937 \times 245 + 15 (49,2 \times 20 + 69,9 \times 170 + 177,0 \times 395 + 123,0 \times 205 + 54,0 \times 170 + 97,6 \times 283) + 11297782 \text{ cm}^3.$$

Odległość osi obojętnej od krawędzi górnej:

$$X = \frac{S}{F} = \frac{11297782}{75847} = 1490 \text{ mm}.$$

Moment bezwładności połowy przekroju zastępczego względem osi obojętnej:

$$0,5 I_{xx} = \frac{149^3 \times 280}{3} + \frac{21^3 \times 135}{3} + \frac{30 \times 246^3}{3} + \frac{115 \times 246^3}{36} + \frac{115 \times 246}{2} \times 82^2 + 15 [49,2 \times 129^2 + 69,9 \times 21^2 + 177,0 \times 246^2 + \frac{0,3 (149^3 + 246^3)}{3} + 54,0 \times 21^2 + 97,6 \times 134^2] = 828044825 \text{ cm}^4.$$

Ciśnienie w górnej warstwie betonu:

$$\sigma_{otr.} = \frac{109221021 \times 149}{2 \times 828044825} = 9,8 \text{ kg/cm}^2 < 38 \text{ kg/cm}^2$$

Rozciąganie w stalowym nożu:

$$\sigma_{otr.} = \frac{15 \times 109221021 \times 261}{2 \times 828044825} = 258 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Dodatek.

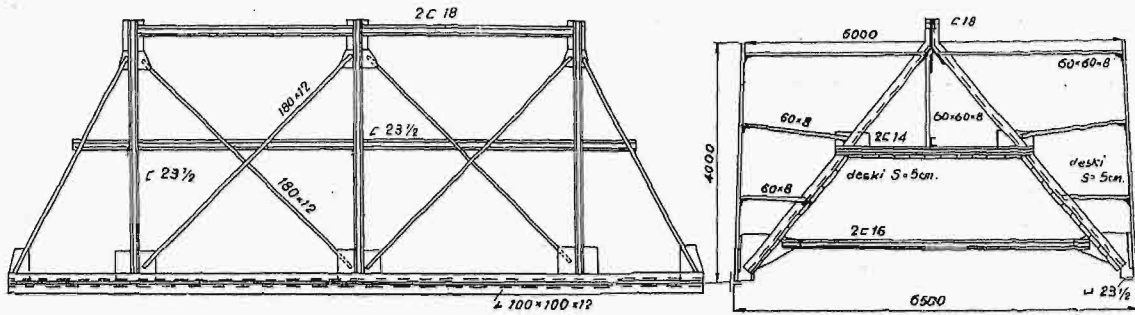
Na krótki czas przed wejściem w powszechne użycie kesonów żelbetowych, firma *Beuchelt Ca.* w Grünberg'u na Śląsku wprowadziła nowy typ kesonów stalowych i zastosowała go w wielu wypadkach *).

Originalność tego typu polega na tym, że szkielet stalowy ma kształt dachu. Więzary poprzeczne mają formę trójkąta równoramienne. Podstawę trójkąta stanowi pręt poziomy, wytrzymały na rozciąganie i ściskanie i stanowiący jakoby ściąg, a zarazem rozpórkę, dla pasów noża. Na wysokości sufitu izby roboczej leży ruszt stalowy, podwieszony

*) *Brenneke-Lohmeyer*: „Der Grundbau“ — wydanie IV, tom III, str. 271. Berlin 1934 r.

ny do wierzchołka trójkąta. Do rusztu tego od spodu, a zarazem do pochyłych nóg trójkąta, przymocowywa się szczelne szalowania z desek, stanowiące płaszcz wewnętrzny izby roboczej.

Szkielet kesonu tego typu przedstawiono na rys. 16.



Rys. 16.

Drewniany płaszcz zewnętrzny jest przymocowany do lekkich ram poziomych, wykonanych z kątowników. Ramy przymocowane są do pochyłych nóg więźarów za pomocą skręconych pod kątem prostym płaskowników.

Ściąg poziome znajdują się w niewielkiej od ziemi odległości i przegradzają dołem izbę roboczą na części.

Szkielet stalowy służy początkowo jako rusz-

owanie do umocowania szalowania. Szkielet ten dźwiga świeży beton oraz ciężar własny, a następnie, po stwardnieniu betonu, pracuje solidarnie z betonem, jako konstrukcja stalobetonowa. Dla lepszego połączenia szkieletu z betonem, pręty stalowe przedłuża się nieco poza węzły oraz przyspawa się

do prętów w różnych miejscach płaskowniki, zakotwiające się później w betonie.

Szkielet tego typu kesonów oblicza się na obciążenie ciężarem własnym i ciężarem mokrego betonu. Na obciążenia, odpowiadające wszystkim trzem założeniom, oblicza się już łącznie z betonem, t. j. jako konstrukcja stalobetonowa.

Kesony te stanowią jakby formę przejściową od kesonów stalowych do kesonów żelbetowych.

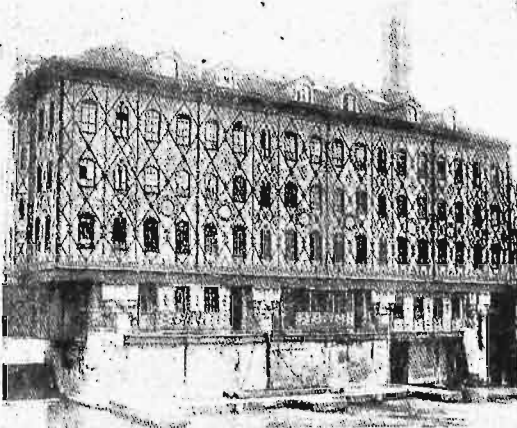
Inż. J. ŚLEWIŃSKI

624 . 014 . 2 (09) (4)

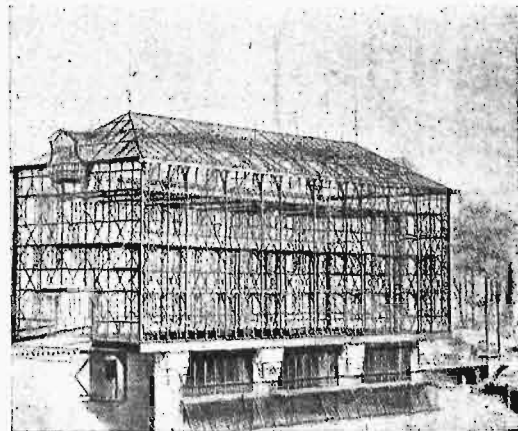
Budowle o stalowym szkielecie w Europie.

Zbytecznym jest wskazywać na znaczenie konstrukcyjne szkieletu stalowego, ani na funkcję, jaką spełnia stalowy szkielet w nowoczesnej architekturze, jednak wielu architektów i inżynierów zdaje się nie mieć wyraźnego pojęcia o rozwoju tej tak powszechnie obecnie stosowanej metody konstrukcji, na którą bardzo wiele czynników wywierało wpływ w czasie jej rozwoju.

Już w r. 1871 francuski architekt *Jules Saulnier* zbudował dla firmy *Menier & Co* w Noisiël s. Marne 3-piętrową fabrykę czekolady. Budynek ten (rys. 1, 2) musiał być wzniesiony ponad rzeką na czterech słupach i architekt nie widział lepszego rozwiązania, jak ustawienie na tych słupach specjalnie skonstruowanej ramy ze stali, w której umieszczono



Rys. 1. Budynek fabryki czekolady firmy *Menier & Co* w Noisiël s. Marne. Architekt *J. Saulnier* (stan obecny).



Rys. 2. Szkielet budynku fabryki w pierwotnym wykonaniu.

Ten sposób budowania po raz pierwszy został zastosowany w Europie, co warto podkreślić, a to dlatego, że wielu sądzi, iż szkielet stalowy zawdzięcza my Ameryce.

kompletny szkielet, złożony z licznych, wzajemnie krzyżujących się, belek.

Ten bezsprzecznie logiczny projekt *Saulnier'a* nie znalazł (o ile nam wiadomo) naśladownictwa w Eu-

ropie. Zupełnie niezależnie od pierwszych tego rodzaju prób w Europie, Amerykanie wzniesli w r. 1883 pierwsze budowle o stalowym szkielecie. Byli to architekci: *Jenney*, który wykonał dom dla jednego z towarzystw ubezpieczeniowych w Chicago i *Leroy S. Buffington*, który w tym samym roku zbudował West Hotel w Minneapolis. Oba budynki były, jak na amerykańskie stosunki niewysokie (6 pięter).

Amerykanie zrozumieli natychmiast, jakie możliwości powstały dzięki zastosowaniu stalowego szkieletu i możliwości te w pełni też wykorzystali. Już w 1887 r. powstaje gmach Tacoma, w 1890 r. zbudowano świątynię maońską (83,5 m., 20 pięter), w 1894 r. gmach Flariton i t. d. Obecnie najwyższym budynkiem o stalowym szkielecie jest gmach Empire State Building w Nowym Yorku (rys. 3), który posiada 108 pięter i 387 m wysokości, zachowując w chwili obecnej rekord wysokości.

Częstokroć mówi się, że budowa t. zw. drapaczy chmur jest następstwem pewnego rodzaju manii wielkości, dążenia do prześcignięcia innych. Słyszysz się również zdania, że taka wysokość jest konieczną z powodu dużych cen gruntu. Jak jedno tak i drugie mniemanie może okazać się niesłuszne. Bez wątpienia, dążenie do prześcignięcia innych jest ludzkim i dlatego zrozumiałym, ale zadośćuczynienie temu wymaga wielomilionowych kosztów, a tego nie pra-



Rys. 3. Gmach Empire State Building w Nowym Yorku wysokości 387 m. (108 pięter).

gnie żaden budujący. Co się zaś tyczy cen gruntów, to naturalnie pozostają one w ścisłym związku z wysokością budowli, jednak nie tłumaczy to jeszcze w zupełności istniejącego stanu rzeczy i bardzo jest możliwe, że wysokie ceny powstały wskutek wysokich budowli.

W rzeczywistości drapacze chmur są koniecznością ekonomiczną, wynikiem rozwoju miasta w górę zamiast wszere. Zdaleko byśmy poszli, analizując szczegółowo tę konieczność; wystarczy powiedzieć że Amerykanie zrozumieli ją i że ekonomia ich gospodarki miejskiej stoi w bliskim związku z budowlami o stalowym szkielecie.

Budowa gmachów o szkielecie stalowym rozwija się w Ameryce dlatego, że ten sposób budowania umożliwił wznoszenie wysokich budynków. Z biegiem lat zaczęto rozumieć, iż związane są też z tym inne korzyści i że absolutnie nie jest koniecznym, aby tylko wysokie budowle zaopatrywać w stalowy szkielet.

Pierwszym gmachem o stalowym szkielecie w Europie po roku 1871 był przypuszczalnie magazyn „Elblagerhaus” w Magdeburgu. Magazyn ten został zbudowany w 1890 roku przez firmę *Harkort* w Duisburgu. W roku 1906 zastosowano w Szkocji konstrukcję szkieletu stalowego, która szybko przyjęła się i rozpoczęła w Anglii okres tego rodzaju budownictwa. W 1909 r. zastosowano tę metodę w Londynie; wkrótce wyparła ona znacznie w Anglii i Szkocji inne metody budowania. Dowodzi tego na przykład fakt, że z racji poszerzenia ulicy Regent-street w Londynie, kilkanaście lat wstecz, wszystkie nowe gmachy w liczbie 84 zostały wzniesione ze stalowymi szkieletami. Teraz chronologia zawodzi do pewnego stopnia i nie można podać żadnych dat z pewną dokładnością. Pewnym tylko jest, że przed 1924 lub 1925 rokiem tylko tu i owdzie wznoszono na kontynencie Europy budynki o stalowym szkielecie. Dopiero około 1926 roku spostrzegamy, iż w różnych krajach przejawia się u architektów stale wzrastające zainteresowanie dla tego rodzaju budownictwa, częściowo dzięki stosunkom ekonomicznym, częściowo jako skutek nowych pojęć o architekturze (*Corbusier* i inni) oraz lepszej znajomości materiału, jak również dzięki rozpowszechnieniu spawania i postępom w obliczaniu konstrukcji stalowej. Budownictwo, stosujące szkielety stalowe zaczęło rozwijać się w Niemczech i Francji; potem poszły za nimi Holandia, Belgia, Polska, Włochy, Szwajcaria, Czechosłowacja, Austria i t. d. Ukazały się liczne czasopisma poruszające wyłącznie ten temat i często spotyka się w fachowej prasie artykuły o wzniesionych budowlach, obliczeniach, konstrukcjach i innych szczegółach.

Na jakim stopniu rozwoju znajduje się w różnych krajach Europy budownictwo stosujące stalowe szkielety, podaje (niewątpliwie w sposób niedokładny) następujący przegląd:

Belgia.

Belgowie zbudowali jako pierwszy gmach o stalowym szkielecie najwyższy dom w Europie, mianowicie t. zw. gmach z wieżami banku Algemene Bank vereeniging (arch. *Hoenaekers*). Rys. 4 obrazuje ten gmach w stanie prawie ukończonym. Rys. 5 podaje szkielet stalowy tego gmachu. Po nim nastę-

pują liczne budynki o stalowym szkielecie w Belgii, a między innymi: Instytut Chemiczno-Metal-

wli o stalowym szkielecie znajdujemy w miesięczniku belgijskim „L'Ossature Métallique”.



Rys. 4. Gmach Algemene Bankvereniging w Antwerpii.

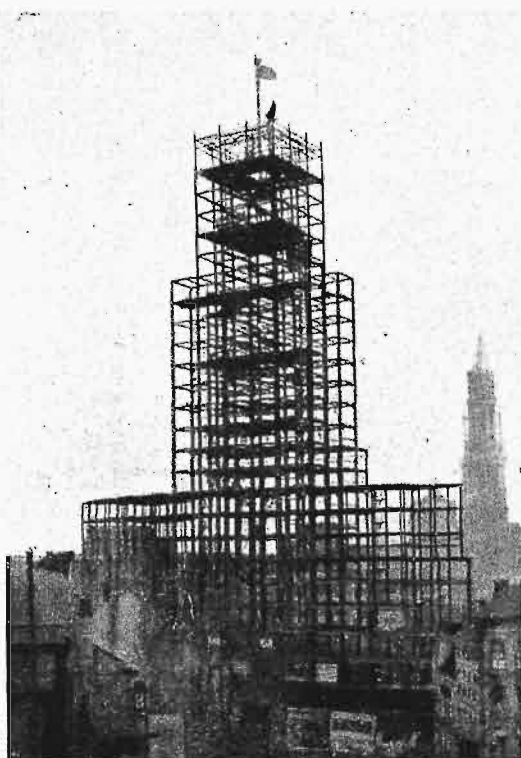
graficzny Uniwersytetu w Liège, gmach *Citroëna* w Brukseli, Instytut *St. Raphaël'a* w Lowanium, magazyny „*Priba*” w Gandawie, Antwerpii i Charleroi, dom czynszowy *Elsdonck* w Antwerpii (rys. 6), ostatnio zaś gmach Muzeum Przyrodniczego w Brukseli (11 000 tonn), Instytut Budownictwa Uniwersytetu w Leodium i t. d. Opisy wykonanych budo-



Rys. 6 Dom czynszowy *Elsdonck* w Antwerpii.

Niemcy.

W Niemczech powstała w ostatnich latach duża ilość budynków o stalowym szkielecie. Tym sposobem wykonano nie tylko duże i wysokie domy, ale także małe domy. Brak dokładnych statystyk nie pozwala na ścisłe podanie liczby i ilości zużytego materiału, lecz według globalnych obliczeń można ilość tę określić na 150 000 do 200 000 tonn rocznie. Z pośród licznych budynków, które zostały w ten sposób wykonane, należy wymienić Muzeum Niemieckie w Monachium, gmach dyrekcji I. G. Farbenindustrie w Frankfurcie, gmach *Shell'a* w Berlinie (rys. 7 — arch. prof. *E. Fahrenkamp*). Oprócz tych bardzo znanych gmachów wzniesiono jako budowle o stalowym szkielecie liczne gmachy biuro-

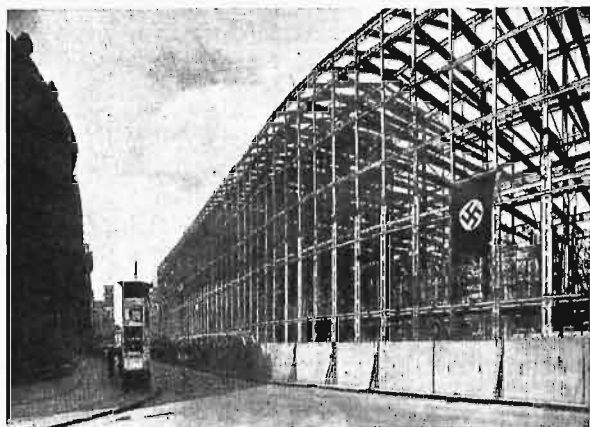


Rys. 5. Szkielet stalowy gmachu Algemene Bankvereniging.



Rys. 7. Gmach „*Shell'a*” w Berlinie (2400 tonn stali St. 37).

we, fabryczne, teatry, szkoły, kościoły, sale do zabaw, a w ostatnich czasach także koszary. W szczególności z uwagi na obronę przeciwlotniczą stosowanie konstrukcyj stalowych wykazuje znaczny rozwój (nowy gmach Banku Rzeszy w Berlinie rys. 8, Ministerstwo Lotnictwa i t. d.). Szczegółowe opisy budowli o szkielecie stalowym znaleźć można w niemieckiej literaturze technicznej w szczególności wskazać należy czasopisma p. t. „*Der Stahlbau*”, „*Bauwelt*”, „*Deutsche Bauzeitung*” i inne.



Rys. 8. Szkielet stalowy gmachu Banku Rzeszy w Berlinie (14000 tonn stali St. 37 i St. 52).

Francja.

Budownictwo o stalowym szkielecie szybko przyjęło się we Francji. W ciągu czterech lat (1928 — 1931 r.) w samym tylko Paryżu wzniesiono nie mniej jak 104 budynków o stalowym szkielecie, a ilość ich po 1931 r. znacznie wzrosła. Ponadto znane są liczne t. zw. „Cité” (bloki mieszkaniowe), które w ostatnich latach zbudowano (Drancy, Issy les Moulineaux i t. d.). Budownictwo o stalowym szkielecie szybko rozwinęło się nie tylko we Francji, ale także w francuskiej kolonii w Algierze. W mieście Algierze powstało począwszy od 1933 r. przeszło 200 budynków o stalowym szkielecie; rys. 9 obrazuje jeden z budynków mieszkalnych w Algierze. Dzięki staraniom „Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier” w Paryżu posiadamy prawie kom-



Rys. 9. Jeden z 200 budynków mieszkalnych o szkielecie stalowym wybudowanych w Algierze od roku 1933.

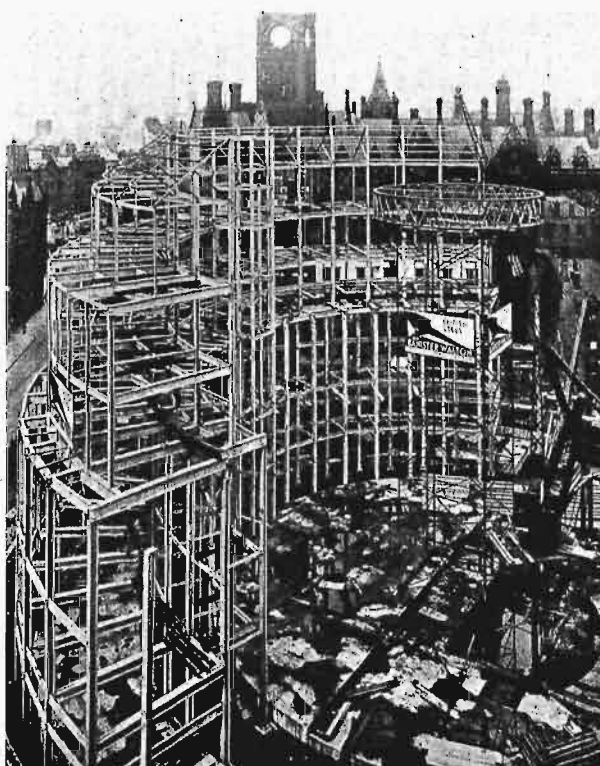
pletną dokumentację w tej dziedzinie. Powyższe dane i rysunki wzięte są z 2 wydań czasopisma „Acier”, zatytułowanych „Quatre ans de construction en France d'immeubles à l'ossature en acier” i „Alger ville neuve”. Z powyższego wynika, iż budownictwo o stalowym szkielecie odgrywa wielką rolę we Francji i jest bardzo możliwe, iż stanie się ono metodą najbardziej stosowaną, podobnie jak to się dzieje w Ameryce i Wielkiej Brytanii.

Wielka Brytania.

Jak wyżej powiedziano, budownictwo o stalowym szkielecie nabyło pełne prawa obywatelstwa w tym kraju i jest tam uważane jako zupełnie normalny sposób budowania. Wskutek tego rzadko spotykane są tam publikacje na ten temat. Tylko o bardzo poważnych szkieletach stalowych znajdujemy tu i ow-

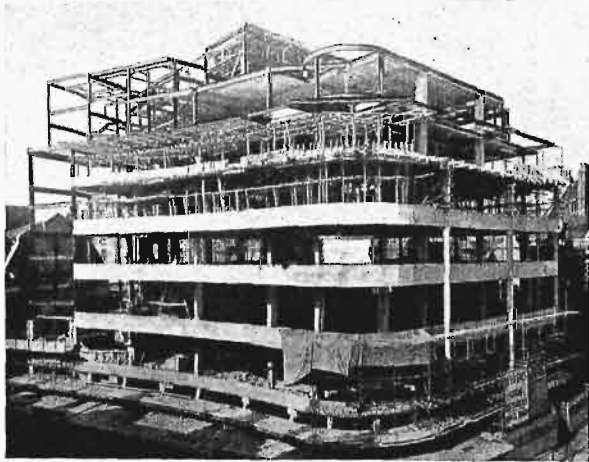


Rys. 10. Gmach Broadcasting Company w Londynie.



Rys. 11. Szkielet stalowy gmachu nowej biblioteki w Manchester.

dzie opisy w technicznych czasopismach, albo w wydawnictwach „British Steelwork Association”. W szczególności książka p. t. „Modern Steelwork”, wydana przez ten Związek zawiera dane i rysunki pewnej liczby budynków o stalowym szkielecie, które w ostatnich czasach zostały wzniesione.



Rys. 12. Gmach Peter Jones' New Building w Londynie w czasie budowy.

Najbardziej charakterystycznym dla budownictwa stalowo-szkieletowego w Anglii jest szerokie stosowanie szkieletu stalowego do budynków stosunkowo niskich, najczęściej 4 do 6 pięter, wbrew zasadzie rozpowszechnionej w innych państwach Europy, a między innymi i w Polsce, głoszącej, że szkielet stalowy kalkuluje się w domach t. zw. wieżowych, lub budynkach od 6-ciu pięter wzwyż. Przyczyny tego stanu rzeczy istniejącego w Anglii należy szukać przede wszystkim w bardzo zwartej zabudowie, jak również w zatłoczeniu ulic o wielkim nasileniu ruchu w większych miastach angielskich, utrudniającym gromadzenie materiałów budowlanych przez czas dłuższy na placach budowy.

Zrozumiałym jest, że w tych warunkach zastosowanie szkieletu stalowego zmniejsza znacznie powyższe trudności, skracając jednocześnie czas budowy.

Pośród interesujących budowli o szkielecie stalowym, wykonanych ostatnio w Anglii wymienić należy gmach British Broadcasting Company w Londynie (rys. 10), Kennet House koło Manchester, Mount Royal w Londynie, gmach nowej biblioteki w Manchester (rys. 11), gmach Peter Jones 'New Building (rys. 12) i inne.

Włochy.

Również we Włoszech coraz bardziej rozpowszechnia się budownictwo stalowo-szkieletowe. Periodyczne czasopisma w tej dziedzinie nie wychodzą. Jedynie od czasu do czasu, dzięki staraniom „Associazione Nazionale Fascista fra gli Industriali Metallurgici” w Mediolanie, wydawane są druki, zawierające opisy wykonanych budowli o stalowym szkielecie. Jednym z najbardziej znanych gmachów o stalowym szkielecie jest „Palazzo” towarzystwa ubezpieczeniowego „Soc. reale mutua de assicura-

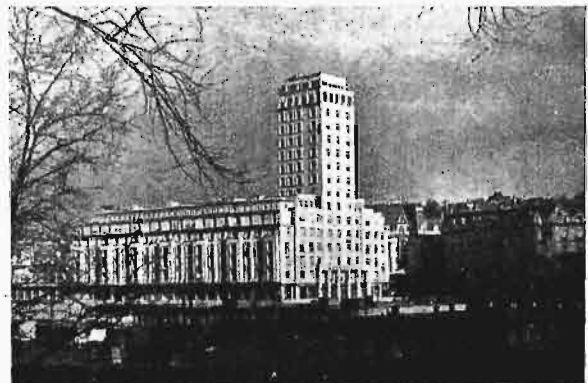
zione” w Turynie, ostatnio zaś ukończono budowę tak zw. Wieży Littoria w Turynie (rys. 13).



Rys. 13. Wieża „Littoria” w Turynie. Szkielet stalowy całkowicie spawany wagi 795 tonn zmontowano w ciągu 75 dni.

Inne Państwa.

W Szwajcarii rozwój budownictwa stalowo-szkieletowego zawdzięczać można w dużej mierze architektom, którzy wykorzystują w pełni możliwości architektoniczne tego sposobu budowania. Jako



Rys. 14. Gmach Bel-Air Metropole w Lozannie. Powierzchnia zabudowana 3800 m², wysokość wieży 66,70 m, kubatura 120 000 m³. Szkielet stalowy całkowicie spawany wagi 2 100 tonn czyli 17,5 kg/m².

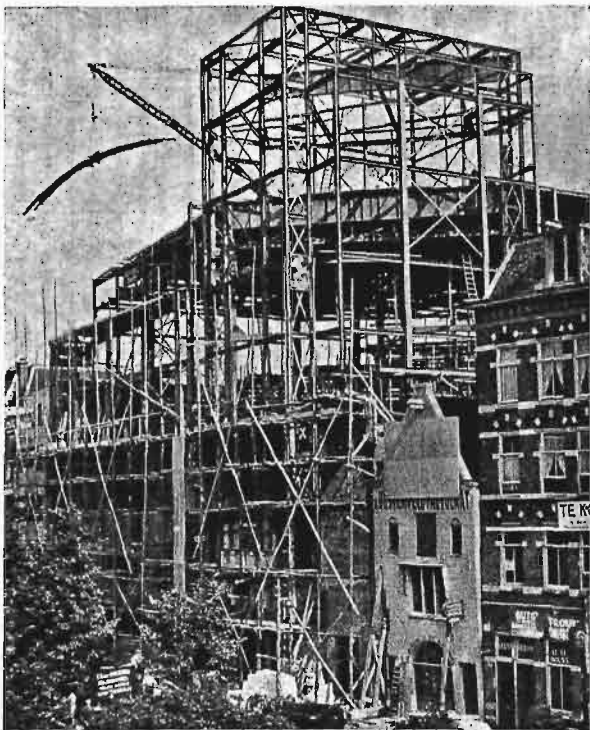
przykład może posłużyć gmach Bel-Air Metropole w Lozannie (rys. 14) znakomicie rozwiązany architektonicznie zewnątrz i wewnątrz.

W Holandii stosuje się przeważnie szkielet stalowy przy wznoszeniu gmachów biur, urzędów, magazynów i teatrów. Rys. 15 i 16 przedstawiają



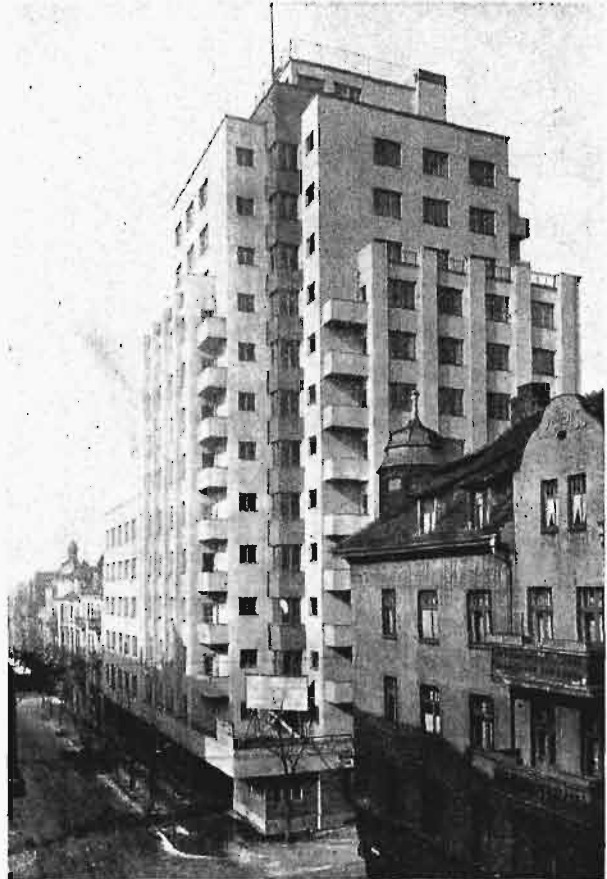
Rys. 15. Gmach City Theater w Amsterdamie.

ukończony w roku ubiegłym budynek teatru City-Theater w Amsterdamie.



Rys. 16. Szkielet stalowy gmachu „City Theater”.
Waga 940 tonn, czas montażu—3miesiące, materiał—
stal St. 37, ciężar stali na 1 m³ — 23 kg.

Do ciekawszych budowli szkieletowo-stalowych w Austrii należy zaliczyć gmach Herrengasse w Wiedniu i gmach Monopolu Tytoniowego w Linzu.



Rys. 17. Gmach Urzędu Skarbowego w Katowicach.

Polska.

Czynnikiem hamującym do pewnego stopnia rozwój budownictwa stalowo-szkieletowego w Polsce było do niedawna małe zainteresowanie sfer budowlanych i architektów tym rodzajem budowania. Niskie ceny cementu, taniość robotnika sezonowego, używanego przy robotach żelbetowych, oraz specjalne starania o zatrudnienie jaknajwiększej ilości bezrobotnych sił niewykwalifikowanych, były dalszymi przyczynami niesprzyjającymi dla rozwoju konstrukcji stalowych. Ostatnio zaś dzięki spopularyzowaniu tej gałęzi budownictwa oraz uregulowaniu zdeorganizowanego rynku konstrukcji stalowych ten sposób budowania zdobywa prawo obywatelstwa.

Najbardziej znanymi (szczegółowo opisanymi w literaturze technicznej) są budynki: gmach Prudential House w Warszawie, gmach Urzędu Skarbowego w Katowicach (rys. 17).

Należy przypuszczać, że postępy poczynione w ostatnich latach w spawaniu oraz w obliczaniu konstrukcji stalowych przyczynią się niewątpliwie do ich rozwoju przez obniżenie kosztów tego sposobu budowania.

M. T. HUBER.

531 . 224 . 4 : 620 . 174 : 625 . 143 : 621 . 991

○ teorii wyboczenia termicznego spawanych torów kolejowych i badaniach doświadczalnych dla jej sprawdzenia.

1. Wiadomo od dawna, że uniemożliwienie lub choćby znaczne utrudnienie termicznego wydłużania się szyn przy podwyższeniu ich temperatury ponad temperaturę ułożenia toru, wywołuje siły ściskające szyny podłużne. Siły te są proporcjonalne do wzrostu temperatury i przy pewnej wartości tego wzrostu osiągają wielkości niebezpieczne, lub, jak kto woli, krytyczne. Wartości te prowadzą do niebezpieczeństwa falistego wygięcia osi toru i jego trwałego zniekształcenia, czyli krócej: wyboczenia toru. Takie wyboczenie zdarzało się już niejednokrotnie podczas skwarne-go lata nawet przed stosowaniem spawania szyn, kiedy wskutek zaniedbania w konserwacji szpary stykowe uległy zamknięciu na dość długim odcinku prostym toru jeszcze przed nastaniem upałów. Wyłoniła się przeto doniosła kwestia techniczna jak uniknąć tego niebezpieczeństwa, zwłaszcza przy nowoczesnej dążności do stosowania szyn spawanych bardzo długich lub nawet „ciągłych”.

Kwestia techniczna prowadzi do zagadnienia naukowego, które da się sformułować w sposób następujący: Jaka jest zależność temperatury krytycznej od wielkości cechujących wymiary i własności wytrzymałościowe toru i podłoża?

Odpowiedź może dać tylko doświadczenie kierowane przez teorię ujmującą główne rysy zagadnienia mechanicznego, z którym tu mamy do czynienia. Tymi rysami są przede wszystkim odkształcalność sprężysta tak toru jak i podłoża. Ściskany podłużnie tor zachowuje się ze znacznym przybliżeniem jak pręt sprężysty zagłębiony pod ciężarem własnym w sprężystym podłożu. Normalne podłoże toru kolejowego oddziałują sprężystości w dość obszernych granicach nie tylko na naciski pionowe, ale także i na siły styczne przeniesione nań przez tor za pośrednictwem tarcia adhezyjnego (niem. Haftreibung). To wynika między innymi z bardzo starannych i obszernych badań prof. A. Wasiutyńskiego^{*)}.

Dlatego zagadnienie wyboczenia toru pod wpływem sił termicznych prowadzi do uproszczonego schematu teoretycznego wyboczenia bardzo długiego pręta sprężystego połączony w środowisku oddziaływującym sprężystości. Ten schemat ogólny nie był jednakże zachowany w pracach różnych autorów dążących do rozwiązania zagadnienia. Wśród nich wyróżniają się trzy grupy. Do pierwszej zaliczam tych, którzy ulegli złudzeniu, że można zna-

leżć rozwiązanie teoretyczne z pominięciem odkształcalności podłoża, czyli przy traktowaniu go jako sztywne. Te usiłowania były nietylko bezplodne, ale wywołały szkodliwy zamęt w piśmiennictwie techniczno-naukowym. Mam nadzieję, że przyczyniłem się do wyjaśnienia tej sprawy w kilku artykułach zakończonych pracą p. t. „W sprawie niestateczności długiego prostego toru kolejowego o szynach spawanych pod wpływem ogrzania”. [Czas. Techn. 55 Nr. 7 z r. 1937]:

Wypada zaznaczyć, że jak się właśnie dowiaduję, przystąpiono i w niemieckiej literaturze do ostatecznej likwidacji wymienionego zamętu.

Przedstawicielem drugiej grupy jest obecnie w Niemczech Dr. H. Meier który w pracy „Die Stabilität des lückenlosen Vollbahngleises” (V. D. I. 1934 t. 78 nr. 40^{*)}) wyszedł z założenia początkowego wygięcia toru i szukał wartości siły podłużnej potrzebnej do wywołania odkształceń niedopuszczalnych. Droga ta może prowadzić do rozwiązania praktycznego, ale dopiero po nagromadzeniu długotrwałych i licznych doświadczeń praktycznych, jest więc mało zadowalająca pod względem techniczno-naukowym.

Przechodząc do grupy trzeciej, która przyjmuje wymieniony powyżej schemat teoretyczny, zaznaczę, że akces do tej grupy zgłosiłem już dawno pod wpływem jednej z prac doświadczalnych Engesera^{**)} i pracy teoretycznej Timoszenki, jednakże głos w tej sprawie zabrałem dopiero wskutek listownej dyskusji z prof. Raabem odbytej przed trzema laty.

Wtedy to zająłem się opracowaniem teoretycznym naszego zagadnienia i próbą doświadczalnego sprawdzenia wniosków teoretycznych na prostym modelu. Referat szczegółowy z tych prac ogłosiłem w skrócie po niemiecku w księdze III Międzynarodowego Kongresu Szynowego w Budapeszcie (8—12 września 1935) p. t. „Über die Stabilität gerader lückenloser Gleise” (str. 149—153), a in extenso w *Inżynierze Kolejowym* (nr. 3 z r. 1936).

^{*)} Por. także B. Hummel: Stateczność torów spawanych wobec niebezpieczeństwa wyboczenia. Warszawa 1935.

^{**)} Fr. Engesser. Versuche und Untersuchungen über den Knickwiderstand des seitlich elastisch gestützten Stabes, der Eisenbau 1918, str. 28.

Tutaj wypada zaznaczyć, że w krytyce mojej wstępnej pracy doświadczalnej nad wyboczeniem pręta na podłożu sprężystym, którą ogłosił prof. Broszko w nr. 7 Przegl. Techn. z r. b., a którą zajmę się jeszcze poniżej, znajduje się wskazówka, że należało zamiast podłoża z miękkiej gumy stosowanego przeze mnie, zastosować sprężyste podparcie boczne w równoodległych i gęsto rozmieszczonych punktach. Engesser skorzystał z takiej metody już przed 30 laty, co usprawiedliwia, jak sądzę, moją chęć zmiany modelu na odpowiadający lepiej pierwowzorowi, t. j. nawierzchni kolejowej.

^{*)} Inż. dr. A. Wasiutyński, prof. hon. Politechniki Warszawskiej. Badania nad odkształceniami sprężystymi i nawierzchni kolejowej i naprężeniami w szynach na posterunku doświadczalnym Włochy P. K. P. Warszawa 1937. Nakł. Min. Komunikacji. To samo po francusku jako praca ogłoszona przez Akademię Nauk Technicznych w Warszawie. Tom IV r. 1937.

W pracach tych uwydatniłem z całą otwartością niedostatki własnego doświadczenia modelowego, przeciwstawiając mu wyniki doświadczenia prof. Raaba w Karlsruhe na torze rzeczywistym, które postawiłem wyżej. Atoli wskazałem przy tym na pewne niedostatki i tych badań. Nie ma bowiem pracy doświadczalnej, którejby nie można było zarzucić takich lub innych braków. Dlatego naukowa krytyka prac doświadczalnych odbywa się z reguły przy sposobności wykonywania własnych badań krytykującego na ten sam temat, wyjąwszy chyba przypadki rażących sprzeczności uderzających oczy wytrawnego badacza.

Poddałem więc rzeczowej i starannej krytyce część doświadczalną tak pracy własnej, jak i pracy prof. Raaba. Tymczasem w zeszycie 7 Przegl. Techn. z r. lb., t. j. w rok z górą od ogłoszenia mojej pracy, ukazał się artykuł prof. Broszki poświęcony niemal w całości krytyce moich doświadczeń.

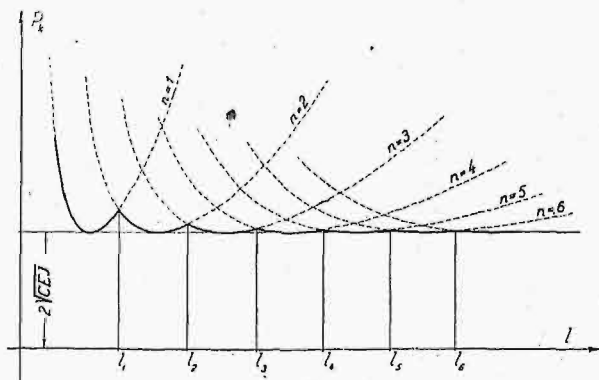
Otóż każdy znający się trochę na rzeczy znajdzie, że prawie cała ta krytyka jest tylko parafrazą moich własnych uwag krytycznych, zawierając nadto szczegóły świadczące o niezrozumieniu przez Krytyka ważnej własności rozwiązania teoretycznego, które miało być sprawdzone doświadczalnie, lub zarzuty nieuzasadnione.

Pragnąc ułatwić czytelnikowi sprawdzenie tej mojej opinii przejdę w ciągu dalszym po kolei tezy krytyki prof. Broszki i porównam je z faktami. Przed tym przytoczę dwa wzory, zachowując oznaczenia krytyki:

$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} n^2 + \frac{C \cdot l^2}{\pi^2 n^2} \dots \dots \dots (4)$$

$$l_n = \pi \sqrt{\frac{EI}{C}} \cdot n \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n^2}} \dots \dots \dots (5)$$

Te wzory wynikają ze znanej teorii wybożenia pręta długości l , o końcach przegubowo ustalonych na osi, zanurzonego w środowisku sprężystości podatnym o module C . Nadto oznacza n — liczbę półfal wygięcia sinusoidalnego dobraną tak, aby ze wzoru (4) wypadła najmniejsza wartość siły krytycznej P_k ; l_n — tę wartość długości pręta, która rozgranicza postać wybożenia o n półfalach od postaci o $(n+1)$ półfalach; EJ — sztywność zginania pręta.



Rys. 1.

Rozważmy teraz znaczenie wyników teorii określonych wzorami (4) i (5), a uwydatnionych przejrzysto w wykresie (rys. 1).

Jak widać z wykresu przy długościach l większych n. p. od l_5 są P_k i $l_n = \frac{l_n}{n}$ (długości półfali wybożenia) praktycznie niezależne od długości l całego pręta i mają wartości

$$P_k = 2 \sqrt{CEI}, \quad \lambda = \pi \sqrt{\frac{EI}{C}} \dots \dots \dots (6)$$

2. Otóż pierwsza teza krytyki (art. 4) brzmi: „Równań (4) i (5) nie można sprawdzać za pomocą pomiarów wykonanych na prętach, których obciążenie krytyczne, wskutek częściowego utwierdzenia ich końców nie jest określone tymi równaniami”.

Jest to twierdzenie zbędne, gdyż celem mojego doświadczenia nie było sprawdzenie równań (4) i (5), lecz równań (6). Tylko bowiem te równania wchodzi w rachubę przy objaśnieniu niebezpieczeństwa wybożenia dostatecznie długich prostych odcinków toru o szynach spawanych. Nie ma odcinków toru o końcach ustalonych przegubowo, ani tym mniej o końcach utwierdzonych. Dlatego po kilku dość uciążliwych próbach z prętami o mniejszej smukłości, obrałem pręt dostatecznie smukły, aby można było się spodziewać stosowności równań (6) bez względu na sposób ustalania końców. Zdawałem sobie dołbrze sprawę z tego, że być może uzyskam tylko grube przybliżenie, skoro trzeba było zrezygnować z ustalenia przegubowego końców, a przejść do utwierdzenia, ale stwierdziwszy wystąpienie aż 8-miu półfal przewidywałem stosowność równań (6) z wystarczającą na razie dokładnością. Rzecz jasna, że wynikiły stąd błąd wartości mierzonych może być oceniony dokładniej na podstawie rozwiązania teoretycznego, uwzględniającego warunki na końcach pręta, którego wówczas nie było. Tym zagadnieniem zajmę się oddzielnie.

3. Druga teza krytyki mówi (art. 4) o „niewłaściwym obiorze metody sprawdzania”. Rzekomym niezbitym dowodem tej tezy ma być rys. 3 krytyki, przedstawiający pomierzone przez prof. Broszkę początkowe wygięcia osi pręta ściskanego podłużnie w maszynie wytrzymałościowej w zwykłych warunkach zagadnienia Eulera. Wygięcia te nie wykazują oczywiście żadnej prawidłowości dopóki siła ściskająca S nie zbliży się do wartości krytycznej S_k . Nie wiem z jakich pobudek Autor zaniedbał podać rząd wielkości tych wygięć nieregularnych, ale przypominam sobie, że mi w swoim czasie pokazywano te same wykresy zaznaczając, że idzie tu o mikrony. Za to Autor nie chciał dostrzedz tego, co podałem w polskim obszerniejszym tekście mojej pracy o zupełnie analogicznych obserwacjach przy początkowym ściskaniu pręta modelowego na podłożu z gumy. Można tam przeczytać, pod koniec art. IV, zdania następujące:

1) Przy sile $S = 225$ kg pojawiły się wprawdzie drobne wygięcia, ale przeważnie jednostronne i nieprzewyższające 0,035 mm w żadnym przekroju pręta. Ich źródłem mogły zatem być tylko nieuniknione małe niejednorodności i zboczenia od postaci geometrycznej, a nie niestałość kształtu równowagi.

Z wywodów mających na celu uzasadnienie drugiej tezy krytyki wynika niedwuznacznie, że jej Autor pomieszał zjawiska przewidywane teoretycz-

nie dzięki abstrakcyjnemu uproszczeniu modelu mechanicznego ze zjawiskami obserwowanymi na modelu rzeczywistym i mającymi swe źródło w zbroczeniach od schematu teoretycznego. Dlatego zarzut ten jest, jak wynika z powyższego bezpodstawny.

4. Niesłuszny jest również dalszy zarzut (w art. 6) niezdatności modelu przeze mnie zastosowanego do sprawdzenia teorii wybożenia toru kolejowego. Mój model odtwarza widocznie wiernie warunki wybożenia toru kolejowego, aniżeli proponowany przez krytyka ze sprężynami bocznymi (zob. odsyłacz powyżej), gdyż reakcja sprężysta podłoża przy wybożeniu toru kolejowego polega przede wszystkim na tarcu adhezyjnym podkładów o żwirówkę, a tylko bardzo nieznacznie na sprężystym oporze drobnych części żwirówki przylegających do przekrojów końcowych podkładów. Że zaś jedna seria doświadczeń na tym samym modelu nie wystarcza do sprawdzenia teorii, to się rozumie samo przez się i podkreśliłem to sam dobitnie, jak łatwo stwierdzić we wspomnianym wyżej tekście.

Najistotniejszą cechą zjawiska przepowiedzianego przez teorię jest wytworzenie regularnych fal w y b o c z e n i a po osiągnięciu wartości krytycznej przez siłę ściskającą. Dlatego chodziło mi przede wszystkim o stwierdzenie doświadczalne faktu falistego i mniej więcej regularnego wygięcia pręta modelowego. Cel ten osiągnąłem, jak wynika z opisu szczegółowego, zawartego w pracy przytoczonej wyżej.

Przebieg zjawiska wybożenia w naszym zagadnieniu różni się zasadniczo od przebiegu wybożenia *Eulera*. W wybożeniu *Eulera* mała przewyżka siły ponad wartość krytyczną powoduje bardzo wielki wzrost wygięć. Przy wybożeniu toru lub naszego modelu odpowiadają zrazu niewielkim przyrostom wygięć bardzo znaczne przyrosty siły ponad S_{kr} aż do chwili zniweczenia tarcia adhezyjnego i rozpoczęcia ślizgania. Wtedy zaczyna się nowy stan niestałości prowadzący do przejścia postaci sinusoidalnej w inną, nieregularną, gdyż w wysokim stopniu zależną od kaprysów tarcia posuwistego. Mamy więc w rzeczywistości do czynienia niejako z dwiema wartościami krytycznymi siły S : niższą oznaczoną już powyżej przez S_{kr} i określoną wzorem (6) oraz wyższą, którą oznaczamy przez S_{kr} , a która usuwa się na razie z pod obliczeń teoretycznych.

Doświadczenie potwierdziło częściowo to przewidywanie, chociaż uchwycenie wartości S_{kr} napotkało trudności, jak wynika z relacji w mojej pracy. Rzecz znamienita, że na powyższy najważniejszy wynik krytyka nie zwróciła uwagi. Podobnie nie zwrócono uwagi na pomyłkę redakcyjną, którą popełniłem w tekście i którą przy tej sposobności prostuję. Mianowicie wyraziłem przypuszczenie, że sprzeczność w konfrontacji obu wzorów (6) z wynikami doświadczenia da się objaśnić okolicznością, iż wskutek utwierdzenia końców długość pręta przestała być „bardzo wielką” i fala teoretyczna uległa skróceniu. Otóż powinno być zamiast tego: „przedłużeniu”, albowiem teoretyczna długość fali maleje wogóle z wzrostem długości pręta zarówno przy przegibnym ustaleniu, jak i utwierdzeniu jego końców, na które działają siły ściskające. W artykule naukowym dla pisma „Gleistechnik und

Fahrbahnbau” postaram się usunąć te usterki w interpretacji moich doświadczeń, które obecnie zauważyłem poza stwierdzonymi już w pierwszej redakcji.

5. Krytyka rozwodzi się zato szeroko nad „zasadniczą wadliwością układu mierniczego”. Upatruje ją w nieuniknionym spadku wartości siły ściskającej od ruchomego jarzma maszyny do jarzma stałego. Wszystko to stwierdziłem w krótkich słowach w tekstach mej pracy zaznaczając zarazem wyższość modelu ogrzewanego elektrycznie, jak u *Raaba*. Omawiając zaś doświadczenia *Raaba* wskazałem na źródło błędów pomiarowych tkwiące w poddawaniu się przyczółków betonowych, o które opierały się końce badanego toru. Prof. *Broszko* czyni analogiczny zarzut mojemu doświadczeniu twierdząc, że stałe jarzmo maszyny wytrzymałościowej, o które opierał się pręt modelowy „podaje się w znacznym stopniu, zaczynam...” Zarzut ten nie może przekonać nikogo, kto widział poziomą ciężką 100-tonnową maszynę *Amslera*, na której wykonywano doświadczenia, wywierając siły nie większe od trzech tonn! Sprężyste odkształcenie potężnego jarzma w stosunku do odkształceń badanej cienkiej teówki i odkształceń gumowego podłoża nie może grać praktycznie żadnej roli przy interpretacji pomiarów.

Omówiona polemika naukowa zesłała się dziwnym zbiegiem okoliczności z polemiką dokoła tej samej kwestii naukowej z wymienionym już prof. *Raabem*, znanym niemieckim badaczem w dziedzinie kolejnictwa, którą sam wszcząłem interpretacją jego własnych doświadczeń w moich wymienionych wyżej pracach. Prof. *Raabe* jest zdania, że teoria wybożenia toru jako pręta w środowisku sprężystości podatnym, nie tłumaczy wybożenia jego toru próbnego, jakie zaszło przy podwyższeniu temperatury o 105°; natomiast przypisuje właściwą przyczynę tego wybożenia (nazywa je „Verwerfung”) osiągnięciu granicy plastyczności wskutek kumulacji naprężeń własnych szyn i naprężeń drugorzędnych z głównymi uwarunkowanymi osiową siłą ściskającą. Zastosowanie przeze mnie wzorów (6) do interpretacji jego wyników doświadczalnych kwestionuje prof. *R.* argumentem bardzo napozór ważkim, że znalezione bezpośrednio doświadczalnie wartości C i EJ prowadzą przy pomocy wzorów (6) do wartości P znacznie większych od obserwowanych w rzeczywistości. Mam niepłodną nadzieję, że uda mi się dostarczyć argumentów przeciwnych, na korzyść stosowności wzorów teoretycznych. To też spór naukowy z prof. *Raabem* nie uważam za zakończony, jak mu to niedawno zakomunikowałem. Oto główny tekst tego listu w przekładzie polskim:

„W swoim czasie wyłuszczyłem P. Koledze powody, które mnie skłoniły do interpretacji wyników moich doświadczeń na torze próbnym, jaką podałem w znanej Panu rozprawie z r. 1934. Na podstawie swoich doświadczeń modelowych doszedł Pan do zapatrywania, że także zjawiska doświadczeń na torze rzeczywistym można objaśnić teorią wybożenia pręta w środowisku sprężystym.

Otóż w mojej rozprawie, która ukaże się 15 maja b. r. w piśmie „Gleistechnik und Fahrbahnbau”... uzasadniam dokładniej dlaczego zrezygnowałem z wyjaśnienia teoretycznego, które Pan popiera. Dziś pozwalam sobie przeto przestać Mu odbitkę

korektorską tej rozprawy z odnośnymi rysunkami. Byłbym szczerze wdzięczny za udzielenie mi jego cennej opinii.

Chciałbym zarazem poprosić Pana Kolegę o udzielenie memu pismu rozprawy Jego pióra o ile, jak suponuję, ma Pan zamiar ogłosić jeszcze coś o swoich pięknych doświadczeniach i innych pracach własnych".

6. W związku z zarzutami prof. *Broszki*, dotyczącymi prac doświadczalnych Lab. Wytrzymałości Mat. Pol. War. stwierdzić muszę, że eksperymentator powinien nie tylko znać się dobrze na dokładności i czułości przyrządów pomiarowych, lecz także orientować się w sprawie obioru stopnia dokładności stosownie do warunków wykonywanego badania. Stosowanie zbyt wielkiej dokładności jest tak samo błędne, jak dokładność za mała.

W wypadkach, kiedy dopiero w toku badań daje się ustalić dokładność odpowiednią, można dojść do niej albo zaczynając od małej dokładności, albo też cofając się od zbyt dużej. Droga pierwsza musi być uznana za naturalniejszą i racjonalniejszą, gdyż eksperymentowanie z przesadnymi dokładnościami pomiarów jest uciążliwe i pochłania bardzo dużo czasu. Nie znaczy to oczywiście, iż nie należy dążyć do pomiarów dokładnych; nie ulega jednakże w oczach naszych wątpliwości, że dokładność pomiarów winna odpowiadać innym warunkom badania.

Przy badaniach doświadczalnych nad statecznością prętów ściskanych podłużnie, lub krócej — nad wyboczeniem, wyjątkowo liczne czynniki odbijają się na uchwyconej doświadczalnie wartości krytycznej. Tylko niektóre z nich dają się usunąć za pomocą stosownych zabiegów i urządzeń; inne natomiast pozostają. Tak więc pozostaje błąd pomiaru siły we wskazaniach maszyny wytrzymałościowej. Błąd ten nawet w dobrych nowych maszynach waha się około 1% i zmienia swoją wartość nawet dla dwóch kolejnych obciążeń *).

Następnie ruchy względne poszczególnych części maszyny zmieniają w czasie obciążenia próbki linię działania siły, a zmiana ta polega nie tylko na równoległym przesunięciu się tej linii, lecz także na jej nachyleniu się. Podobne skutki powoduje nierównomierne zginięcie końców próbki, niejednorod-

*) G. Sachs u. G. Fiek „Der Zugversuch“ Lipsk 1926 (str. 187, Eichung von Kontrollstäben).

ność jej materiału, początkowe miejscowe naprężenia, błędy w sporządzeniu próbki i t. p. Przy tym jedne wady nie mogą być całkowicie kompensowane przez inne. Tak np. nie można błędu z powodu niejednorodności pręta badanego lub jego zakrzywienia początkowego skompensować mimośrodowością przyłożenia siły, czy też przyłożeniem dodatkowej pary sił na końcu pręta.

Dokładność wyników obniża się szczególnie przy badaniu długich prętów, gdy nie ma mowy o zrównaniu bocznej powierzchni próbki na obrabiarkach. Pręty ze stali walcowanej, zwłaszcza o małych przekrojach, są krzywe i przy ich prostowaniu przybawają obok niejednorodności jaką posiadały przy wyjściu z huty jeszcze miejscowe naprężenia rozmieszczone nierównomiernie na długości i przekroju.

Z powodów powyższych jest zrozumiałym, że wielu współczesnych badaczy zagranicznych, którzy niewątpliwie przeszli dobrą szkołę laboratoryjną, poprzestawało na mało dokładnych przyrządach i metodach mierniczych w badaniach nad wyboczeniem i pofalowaniem (ob. np. prace prof. *Wagnera* nad wyboczeniem skrętnym kątowników ogłoszone w „*Luftfahrtforschung*“ t. 11 zes. 6). Takie postępowanie jest szczególnie szkodliwe, gdy chodzi o badania mające dać wyniki, które odpowiadają warunkom zbliżonym do napotykanym w konstrukcji praktycznej.

To też nie miała by celu ani naukowego, ani też praktycznego przesadna dokładność pomiarowa np. przy badaniach kątowników duralowych na stateczność przy podłużnym ściskaniu. Takie kątowniki stosowane w konstrukcjach lotniczych sporządza się z blachy. Ich krawędzie są z reguły dość znacznie pofalowane; przy wyprostowywaniu tych krawędzi powstają naprężenia, których nie można usunąć przez wyżarzenie, gdyż zmieniłoby się pierwotne własności materiału.

Oto są powody, dla których L. W. M. P. W. stosując posiadane przyrządy bardzo czułe tylko w odpowiednich przypadkach, poprzestało przy wstępnych badaniach nad wyboczeniem sześciometrowej teówki na podłożu z gumy, oraz przy niektórych innych badaniach pokrewnych, na metodach o dokładności niewielkiej, lecz dającej wystarczające na razie wskazówki co do zgodności głównych rysów teorii z doświadczeniem.

Inż. A. KIERSNOWSKI

677.051.24

Amerykański sposób Gibb'a otrzymywania włókien lnianych.

W technicznej prasie francuskiej znajdujemy ostatnio*) opis nowej metody dobowania i wykorzystania włókna lnu uprawianego w celu otrzymywania ziarna. Zagadnienie to ma doniosłe znaczenie dla celów uzbrojenia, gdyż włókno lniane stanowi poważny surowiec krajowy służący do najrozmaitszych wyrobów mających szerokie zastosowanie.

Nie darmo nazwa botaniczna lnu brzmi po łacinie „*Linum usitatissimum*“, czyli dosłownie — najużyteczniejszy.

Dotychczas len, uprawiany nie na włókno, lecz celem wyprodukowania ziarna (które również stanowi poważny artykuł wyjściowy w przemyśle wojennym), dostarczał włókna zupełnie bezwartościowego w charakterze przędzy, zwłaszcza gdy jego zbiory odbywały się mechanicznie.

Metoda *Gibb'a* daje możliwość przetworu odpadków na materiał wartościowy, przy czym przerobiony surowiec może dalej służyć jako produkt wyjściowy do dalszych fabrykacji.

W Ameryce len uprawiany bywa przeważnie na ziarno, z którego dobywa się olej. Odpadki, czyli wytłoczyny dają

*) Chimie et Industrie, zes. 37 z r. b.

kuch, stosowany jako treściwa pasza dla zwierząt, głównie krów mlecznych.

Zbiór lnu na ziarno zasadniczo się różni od ręcznego wyrywania wraz z korzeniami łodyg przeznaczonych dla przemysłu włókienniczego, gdyż odbywa się mechanicznie przez koszenie lub żęcie zupełnie tak samo, jak wszelkie rośliny zbożowe.

W niektórych miejscowościach, żniwiarki są tak zbudowane, iż te same maszyny skuteczniają młócenie ziarna. Ten ostatni sposób daje łodygi krótkie, niezdatne na włókno, ponieważ przy nim, oprócz korzeni, obcinane są również i wierzchołki roślin, poczynając od pierwszych rozgałęzień zawierających ziarno. Po wymłóceniu taka słoma bywa spalana na miejscu, gdyż nie przedstawia żadnej wartości: nie może być wykorzystana nawet na paszę, bo powoduje zaburzenia żołądkowe i płucne.

Aczkolwiek do siewu na ziarno czy też na włókno używa się tych samych nasion lnu, sposób siewu jest odmienny. Na ziarno sieje się rzadziej, tak, ażeby mogły się swobodnie rozgałęzić, przeciwnie, na włókno sieje się gęsto, ażeby otrzymać wysmakłe łodygi o równym, wydłużonym i cienkim włóknie.

Rzadki siew daje włókno grube, a jak to podkreśliłszy wyżej, mechaniczny sposób zbioru daje łodygi obcięte z dwóch końców. Takie obcięte łodygi zupełnie się nie nadają do rośnienia polowego lub przez zanurzanie, ponieważ woda wchłonięta przez oba otwory powoduje szybkie gnicie, które następuje prędzej niż pożyteczne bakterie, usuwające ciała pektynowe i inne zbędne składniki, dokonają swej pracy. Skutkiem tego należało opracować taką nową metodę, którąby, będąc opłacalną w miejscowościach o znacznym koszcie robocizny, redukowało do minimum ręczną pracę.

Ponieważ włókno stanowi zaledwie 20% ciężaru łodygi — reszta musi być usunięta mechanicznie lub chemicznie, wobec niemożliwości należytego wykorzystania pracy drobnoustrojów.

W tym celu została zbudowana specjalna maszyna, która też stanowi podstawę nowego sposobu *Gibb'a*.

W wyniku pracy tej maszyny otrzymuje się włókna „otwarte” i pozbawione już drzewnika. Wydajność maszyny wynosi około 22% w postaci zielonego włókna (zawierającego chlorofil, pektynę i inne zanieczyszczenia). Dalej następuje obróbka chemiczna, pierwszym zadaniem której jest wyzbycie się materii kleistych w sposób ekonomiczny i nieszkodliwy dla samego włókna.

Jeżeli jest ono przeznaczone na wykorzystanie w stanie masy (jak np. dla wyrobu papieru), odklejanie jest o wiele łatwiejsze niż w przypadku obróbki na przędzę, gdzie niezbędnym jest osiągnięcie dłuższych i elastycznych włókien, co wyklucza zastosowanie roztworów kwasów lub zasad o mocniejszym stężeniu.

Wobec powyższego zastosowano szereg komór, wewnątrz których przepuszcza się przez surowiec pod ciśnieniem parą wodną o określonej temperaturze. Pierwsza komora zawiera specjalny roztwór emulsyjny, w którym pod wpływem ciśnienia, włókna tracą większą część ciał kleistych; w następnej usuwa się ostatnie już ślady tych substancji oraz pektynę.

Trzecią komora odgrywa rolę płóczki, wreszcie czwarta i ostatnia komora zawiera innego rodzaju emulsję, która nasycy włókna w celu dalszej obróbki na przędzę, wypełniając puste komórki ustroju, czyli miejsca opróżnione w budowie włókien przez usunięcie zbędnych substancji.

Po tej operacji włókno zostaje wyrzucone z maszyny za pomocą dwóch walców powleczonych filcem w celu zwiększenia spoistości przędzy, jednocześnie wyzyskując nadmiar wody i przenoszone mechanicznie do normalnej suszarki z farduchem, typu powszechnie używanego w przędzalniach.

W tej ostatniej maszynie włókna rozpostarte cienką warstwą, przenosi się w całej ich długości za pomocą przekładni gąsienicowej, przy czym podlegają one działaniu prądu ciepłego powietrza.

Stąd włókna są „wymuchiwane” za pomocą specjalnego wentylatora do odpowiednio zbudowanego holendra surowcowego czyli właściwej czesarki, która ma na celu ponownie otwarcie włókien. Otrzymuje się błyszczący, elastyczny wyczes, w którym włókna uległy jednakowej obróbce, wobec czego nie może być mowy o niedokładnym lub przeciągniętym roszeniu a to, dzięki ściślejszej kontroli temperatury ciśnienia i wszystkich faz produkcji.

Jak wiadomo, nadmierne roszenie daje włókno zgnile, mało elastyczne i słabe. Niedostateczne zaś wytwarza włókno szorstkie, chropowate w dotknięciu, pośledniego gatunku. Na ogół roszenie jest operacją długotrwałą. Istnieją trzy sposoby. Pierwszy polega na rozkładaniu pokotem łodyg warstwą na łącę i poddawaniu ich kolejnemu działaniu rosy i światła oraz ciepła słonecznego. Deszcz może okazać pożyteczne działanie w początku rośnienia lecz wywiera on bardzo szkodliwy wpływ gdy spadnie przy końcu operacji. Rosa i deszcz przenikają łodygi i pobudzają pracę bakterij, znajdujących się w ustroju roślinnym i które pod wpływem wilgoci i ciepła niszczą pektynę i inne związki zbędne, oswabadzając przez to włókno. Bakterie zaczynają się rozwijać przy 25°C, najlepsza ich praca odbywa się w temperaturze od 35—37°.

Łodygi winny być codziennie przewracane aby obie ich powierzchnie podlegały równomiernemu roszeniu. Jak to więc widać z opisu, prymitywny ten sposób wymaga dużego nakładu ręcznej pracy, wielkiej wprawy niezbędnej dla uchwycenia właściwej chwili przerwania rośnienia, oraz znacznego czasu. Poza tym sposób ten, zależny od zmiennych czynników atmosferycznych, jest zawsze niepewny.

Drugi sposób polega na zanurzaniu. Zbiór i młócka odbywa się jak zwykle, następnie zaś łodygi umieszcza się w skrzynie, które pogrąża się w stawy lub bagna jak to czynią w Irlandii, albo w strumieniu o powolnym prądzie jak to się odbywa w Belgii, wreszcie jak w Holandii gdzie zanurzają skrzynie w il przy brzegu rzeki. Powyższy sposób zapewnia dostateczną ilość bakterij, pochodzących z poprzednich rośnięć.

W Belgii okolice rzeki Lys stanowią ośrodek rośnienia lnu dokąd zwożą łodygi. Są one umieszczane w skrzynie zanurzone u brzegu rzeki.

Odpowiednia temperatura utrzymywana jest za pomocą systemu rur, ogrzewanych parą wodną i zapewnia równomierne roszenie. Prócz tego ponieważ skrzynie są umieszczane w szeregach, woda, przeciekająca z poprzedniej skrzynki i przesycona bakteriami, dostaje się do następnej i w ten sposób działa skutecznie na warstwy łodyg. Zawartość skrzyń podlega codziennej kontroli bakteriologicznej.

Czas rośnienia przy tych sposobach trwa; przy zwykłym roszeniu na powietrzu — sześć tygodni. Przy roszeniu w stawach — trzy do czterech tygodni. Przy roszeniu belgijskim — pięć do ośmiu dni.

Wszystkie te metody wymagają stałego i ścisłego nadzoru, w przeciwnym bowiem razie narażonym się bywa na dotkliwie straty.

Stosowany w Ameryce sposób *Gibb'a* pozwala jednak tylko na wykorzystanie łodyg lnu uprawianego na ziarno.

Len taki daje włókno krótkie długości od 7 do 18 cm, nadające się na przędzę drugorzędowego gatunku.

Nie jest jednak do pogardzenia znaczna wydajność systemu *Gibb'a*, dzięki któremu z kilograma surowca otrzymuje się do 9500 m przędzy.

Przyrząd do odklejania włókna ma jeszcze większą wydajność gdyż obrabia do 5000 kg włókna dziennie. Odkleja-

nie trwa około 35 minut, lecz szybkość pracy maszyny może być jeszcze przyspieszona lub też zwolniona według potrzeby.

Całkowity cykl suszenia trwa około dwudziestu minut i straty na wadze są nieznaczne. Ogólne straty obróbki nie powinny przekraczać 5%. W ten sposób otrzymuje się w stosunku do wagi surowego materiału 15% włókna przydatnego na dobrą przędzę i około 13% włókna stanowiącego pierwszorzędną surowiec w papiernictwie i t. p.

Zważymy teraz, że len hodowany na włókno przeznaczone

na wyrób najlepszych gatunków płótna powinien być zbierany jeszcze w stanie zielonym, czyli wówczas kiedy ziarno bywa jeszcze niedojrzałe i, że przeciwie, len zbierany na ziarno posiada lodygi ordynarne, szorstkie i dotychczas niewyzyskiwane, widzimy, że opisany sposób *Gibb'a*, po wypróbowaniu go w naszych warunkach, mógłby mieć duże znaczenie dla wykorzystania tak cennego krajowego surowca, jakim jest włókno nawet z lnu uprawianego wyłącznie na ziarno.

Prof. M. NESTOROWICZ

620 178 : 691 . 52

Badania wytrzymałości tłucznia na zgniatanie i na uderzenia^{*)}

Przy ocenie przydatności tłucznia dla nawierzchni opieramy się na własnościach wytrzymałościowych i fizycznych skały, z której tłuczeń został wykonany, czyli na danych następujących:

charakterystyce petrograficznej,
wytrzymałości na ściskanie,
ścieralności na tarczy,
zwięzłości (odporności na uderzenia),
nasiąkliwości wodą,
gęstości (ciężarze objętościowym),
porowatości,
ciężarze właściwym,
odporności na działanie mrozu,
oraz na określeniu zużycia tłucznia czyli jego ścieralności w bębnie *Deval'a*.

Dane wyżej wyszczególnione wystarczają w zupełności dla oceny przydatności technicznej samej skały, nie charakteryzują jednak całkowicie tłucznia, z danej skały wykonanego, ponieważ nie pozwalają na określenie wytrzymałości najsłabszych miejsc tłucznia, najmniej odpornych na działanie obciążeń i uderzeń dynamicznych — mianowicie ostrych nieregularnych krawędzi i naroży.

W Niemczech dla oceny wartości technicznej tłucznia przeprowadza się specjalne badania jego wytrzymałości na zgniatanie i wytrzymałości na uderzenia. Badania wytrzymałości na uderzenia przeprowadza się przy pomocy specjalnego przyrządu udarowego (kafarka), składającego się w zasadzie z dwóch słupów stalowych, umieszczonych w maszynowej podstawie z żelaza lanego i ze stalowej baby o ciężarze 50 kg, znajdującej się między słupami i podnoszonej do góry przy pomocy korbki ręcznej lub napędu elektrycznego.

Wysokość spadania baby nie przekracza 1,5 m, tłuczeń zaś badany umieszcza się w specjalnym moździerzcu stalowym w odpowiednim wgłębieniu podstawy i poddaje się uderzeniom baby.

Na rys. 1 przedstawiony jest opisany wyżej przyrząd udarowy systemu *Föppl'a*.

Wytrzymałość tłucznia na zgniatanie określa się przy pomocy prasy, przy czym badany tłuczeń umieszcza się również w moździerzcu stalowym.

Określenie wytrzymałości tłucznia na zgniatanie i na uderzenia polega na ustaleniu zmian, jakie zachodzą w jego uziarnieniu po przeprowadzeniu doświadczenia.

Zmiany te ustala się na podstawie analizy sitowej, którą wykonywa się przed przystąpieniem do doświadczenia i po jego przeprowadzeniu.

W wyniku przeprowadzonego badania wylicza się tak zwany stopień zmiażdżenia tłucznia czyli jego jednostkową stratę na wadze, powstałą po odrzuceniu miału i drobniejszych okruszków, tworzących się jako rezultaty badania.

Stopień zmiażdżenia jest tym mniejszy, im mniej miału i okruszków otrzymujemy, im mniejszy zaś jest stopień zmiażdżenia, tym bardziej wytrzymały jest tłuczeń i odwrotnie.

Przytoczymy tu krótki opis wykonania wspomnianych badań.

1. Wytrzymałość tłucznia na zgniatanie.

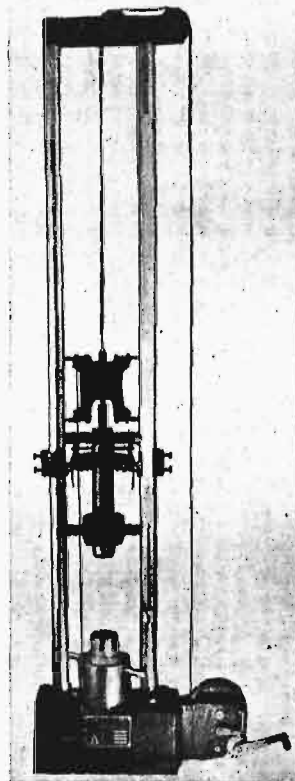
Do badań przyjmuje się 2,1 litra tłucznia w stanie suchym o uziarnieniu od 60 do 30 mm i równych ilościach frakcji 60/50, 50/40 i 40/30 mm. Tłuczeń ten umieszcza się w moździerzcu stalowym o średnicy wewnętrznej 17 cm i poddaje obciążeniu w prasie pod ciśnieniem 40000 kg, co odpowiada w przybliżeniu 175 kg/cm² powierzchni tłucznia.

Obciążenie prasy zwiększa się stopniowo, tak, aby największy nacisk osiągnąć po upływie 1—1,5 minuty.

Po osiągnięciu największego nacisku próbkę tłucznia się odciąża, wykonuje się analizę sitową pozostałości po zbadaniu i oblicza się jej stopień zniaczenia.

2. Wytrzymałość tłucznia na uderzenia.

Do badania przyjmuje się tłuczeń w ilości i uziarnieniu jak wyżej, umieszcza się go w moździerzcu stalowym na pod-



Rys. 1.

^{*)} Z prac Drogowego Instytutu Badawczego przy Pol. War.

stawie przyrządu udarowego i poddaje 20 uderzeniom baby, spadającej z wysokości 50 cm, po czym zawartość moż-



Rys. 2.

dzierza przesiewa się przez sita i oblicza się stopień zmiążdżenia tłuczni.

Na rys. 2 przedstawione są: komplet sit, moździerz z cylindrem przykrywającym i próbka tłuczni przed i po badaniu wytrzymałości na uderzenia.

Według norm niemieckich jako podstawę do oceny jakości tłuczni w wyniku przeprowadzonej próby wytrzymałości na uderzenia i zgniatanie przyjmuje się procentową ilość ziarn, przechodzących przez sito o średnicy otworów 10 mm.

W Polsce materiały kamienne w postaci tłuczni dotychczas laboratoryjnie na zgniatanie i na uderzenia nie były badane.

Obecnie w laboratorium Drogowego Instytutu Badawczego przy Politechnice Warszawskiej został uruchomiony aparat udarowy *Föppl'a* do określania wytrzymałości tłuczni na uderzenia i przeprowadzone będą badania nad własnościami tłuczni z polskich materiałów kamiennych.

Międzynarodowa Wystawa sztuki i techniki w Paryżu

[72: 62] (064) (443. 61)

Uroczysty akt otwarcia Wystawy został dokonany przez prezydenta Francji *Alberta Lebrun* w dniu 24 maja, a już następnego dnia udostępniono Wystawę szerokiej publiczności, chociaż duża jeszcze liczba pawilonów, zarówno francuskich, jak i innych narodowości, jest jeszcze w stadium pośpiesznej budowy. W liczbie niewykończonych pawilonów w dniu otwarcia znalazł się i pawilon polski.

W ciągu zaledwie trzech tygodni po otwarciu zwiedziło Wystawę setki tysięcy osób, a jak brzmią wiadomości francuskiej prasy codziennej, frekwencja zwiedzających wykazuje wyraźną tendencję wzrostu.

Liczne wycieczki z różnych krajów zdążają do Paryża, aby przede wszystkim zobaczyć na Wystawie wspaniałe zdobycze ostatniej doby z zakresu architektury, sztuki i techniki.

Wystawa znajduje się w samym centrum Paryża, w jego najpiękniejszej części i zajmuje przestrzeń 100 ha. Położona jest po obu brzegach Sekwany i ciągnie się od Placu Zgody w dół rzeki do Wysp Łabędzich. Długość wystawy wynosi 3,5 km, a szerokość w niektórych miejscach prawie 1,5 km. Tyle właśnie wynosi szerokość Wystawy między Placem Trocadero i Szkołą Wojenną.

Centralnym punktem perspektywy Plac Trocadero — Szkoła Wojenna jest Wieża *Eiffela*. Niedługo przed wojną przez długi czas najwyższa budowla na świecie, ale i dziś ta prawie pięćdziesięcioletnia staruszka, zbudowana na wystawę 1889 roku, tę palmę pierwszeństwa zachowała względem budowli europejskich.

Wieża *Eiffel* na obecnej Wystawie ukazała się w odświeżonej, a nawet w niektórych szczegółach zmienionej szacie, a w każdy wieczór płonie wspaniałymi efektami świetlnymi.

Otoczające platformę pierwszego piętra arkady usunięte zostały, aby ją dostosować lepiej do wymagań prostoty współczesnego stylu.

Znajdujące się na tym piętrze różnego rodzaju budowle zostały również usunięte, a ich miejsce zastąpiły duże sale restauracyjne o szklanych ścianach, co pozwala nawet siedzącym przy stolikach rozkoszować się pięknym widokiem całości Wystawy.

W Wystawie bierze udział cały świat. Pięćdziesiąt różnych narodowości zbudowały już, względnie budują jeszcze, własne pawilony, z których kilka zaliczyć należy do budowli wspaniałych pod względem architektonicznym i konstrukcyjnym.

Wszystkie główne pawilony zagraniczne znajdują się w ogrodach Trocadero i na brzegach Sekwany. Z nich na wyróżnienie zasługują niemiecki, sowiecki, belgijski i włoski. Pawilony te były już gotowe przed otwarciem Wystawy.

Pawilon niemiecki posiada wielkich rozmiarów halę wystawową z wieżą wysokości 54 m.

Obok pawilonu niemieckiego znajdują się pawilony sowiecki i polski.

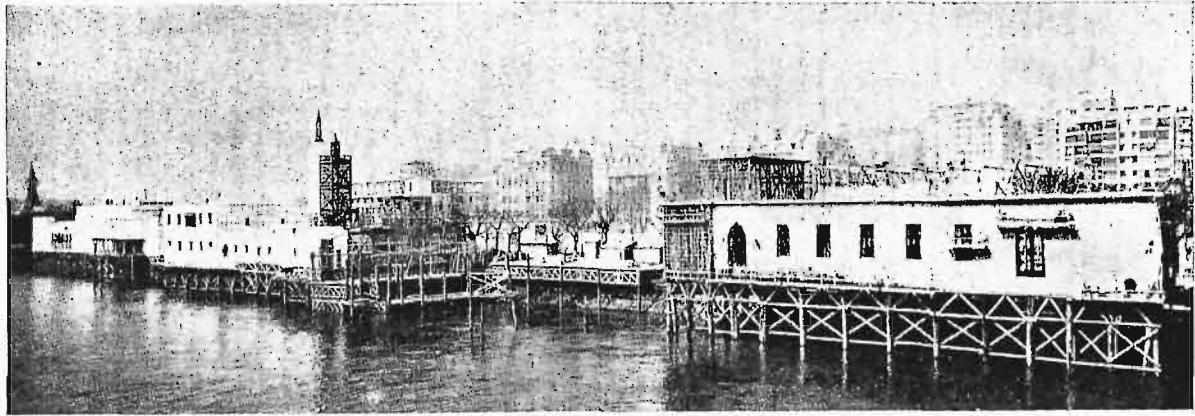
Pawilon sowiecki należy do największych. Obok pawilonu znajduje się olbrzymich rozmiarów posąg robotnika.



Rys. 1 Widok wieży *Eiffela* w nocy.

Co się tyczy pawilonu polskiego, posiada on kształt wieży, dobrze znany wszystkim z prasy, która zresztą pod adresem naszego odcinka Wystawy wysunęła cały szereg zarzutów.

Pawilony włoski i belgijski zwracają uwagę estetycznie scharmonizowanymi kształtami, z tych włoski ma bardzo piękne wnętrza, wykładane marmurem.



Rys. 2. Widok części pawilonów kolonialnych.

Budowa pawilonów innych narodowości prowadzona jest w szybkim tempie i większość z nich — podobno — jeszcze w tym miesiącu zostanie wykończonych.

Na większą uwagę na Wystawie zasługuje akwarium w ogrodach Trocadero. Zostało ono przerobione z dawniejszego akwarium, pochodzącego jeszcze z wystawy 1878 roku.

Akwarium składa się z 14 basenów. Obok niego znajduje się dużych rozmiarów terrarium.

Jeden z basenów pojemności 300 m³ przeznaczony jest do pokazów robót podwodnych. Dekoracja basenów dostosowana jest nawet w najdrobniejszych szczegółach do warunków, jakie panują w rzeczywistości w głębiach podmorskich.

Dla zapewnienia akwarium wody, odpowiadającej ściśle chemicznemu składowi wody morskiej, czy też słodkiej, w której dane gatunki ryb najlepiej się czują i rozmnażają, zainstalowano cały szereg różnego rodzaju urządzeń, nadających wodzie paryskiej, zawierającej dość duże ilości wapnia, szkodliwego dla niektórych ryb, pożądany skład chemiczny.

Na krańcach Wystawy w dół Sekwany, na Wyspach Łabędzich, znajdują się pawilony kolonij francuskich. Na prawym brzegu Sekwany, poniżej Pola Marsowego, rozmieszczono główne pawilony przemysłu francuskiego; pawilony sztuki ludowej i rzemiosł. Samo rzemiosło artystyczne zajęło przeszło 2 ha. Są to pawilony ceramiki i szkła kryształowego. Przez cały czas Wystawy czynnych jest kilka pieców do wyrobu kryształów i porcelany. Wyróżnia się tu pawilon przemysłu ceramicznego w Sèvres.

W tym miejscu zgrupowany jest również przemysł gobelinowy, dywanów i sztuka dekoracyjna oraz pawilony kolejnictwa francuskiego. W dziale kolejnictwa znajdują się wielkie ilości eksponatów z tej dziedziny techniki innych narodowości.

Pałac Wynalazków znalazł się również na prawym brzegu Sekwany. Główne wynalazki z różnych dziedzin wiedzy tak są uporządkowane, że obok każdego z nich mamy podany jednocześnie w przejrzysty sposób przegląd cywilizacji, do której rozwoju dany wynalazek się przyczynił.

Ciekawym działem Pałacu Wynalazków są eksponaty, które obrazują wpływ nauki na sztukę.

Dział ten składa się z trzech części. Pierwsza z nich obrazuje wpływ nauki na sztukę od wieków średnich aż

do wieku XVIII, druga jest przeznaczona dla wykazania wpływu nauki anatomii, a trzecia taktuje o wpływie w XIX wieku optyki i chemii technicznej na malarstwo.

Reprodukcje obrazów w pierwszej części mistrzów renesansu i czasów późniejszych wykazują w bardzo przejrzysty sposób wpływ „złotego podziału”, geometrii, geografii i astronomii na wytwory sztuki.

Pałac Sztuki należy do największych budowli i architektonicznie do najpiękniejszych. W Pałacu znalazły się tylko eksponaty sztuki nowoczesnej.

Atrakcje Wystawy. Rozrywkom różnego rodzaju poświęcono na wystawie bardzo poczesne miejsce. Wystawa posiada dwa parki „wesoła miasteczka”. Jeden z nich przeznaczony dla rozrywek naukowych, sportowych i artystycznych, a drugi, mieszczący się na Placu Inwalidów, zabawom w dawnej Francji i rozrywkom nowoczesnym. Znajduje się w nim między innymi wieża wysokości 62,5 m do skoków ze spadochronem, karuzela lotnicza i t. p.

Największą atrakcją rozrywek naukowych jest planetarium.

Pod obszerną kopułą kulistą zainstalowano aparat planetarny Zeissa. Składa się on z wielkiej liczby latarni projekcyjnych, dzięki którym otrzymujemy na sklepieniu kopuły obrazy różnych gwiazd i planet, który widzimy w rzeczywistości przy pogodnym niebie na sklepieniu niebieskim.

Rzucane w ten sposób na sklepieniu gwiazdy poruszają się po nim z żądaną prędkością dzięki specjalnemu mechanizmowi, co pozwala publiczności śledzić ich bieg i zakreślone na sklepieniu drogi.

Aparat jest tak skonstruowany, że przy jego pomocy można podać na sklepieniu kopuły mapkę nieba w dowolnej chwili w różnych szerokościach geograficznych, na biegunie, równiku czy też półkuli południowej. Sala prowadząca do planetarium wypełniona jest eksponatami z zakresu astronomii popularnej. Z tych eksponatów zwiedzający bardzo łatwo zapoznaje się z podstawowymi wiadomościami z zakresu astronomii.

Atrakcją pełną niezwyklej fantazji w planetarium jest urządzenie, wkraczające w „astrofizykę”. Dzięki niemu zwiedzający będą mogli zakosztować „podróży międzyplanetarnych”. W czasie takiej jazdy widzowie oglądają przesuwaną się pod nimi panoramę planet, gwiazd, księżycy.

W specjalnym pawilonie możemy oglądać „szklanego człowieka”, zbudowanego według pomysłu prof. Spaselholza. Wszystkie jego narządy wewnętrzne oraz ich działanie są dokładnie widoczne dzięki zastosowaniu specjalnego urządzenia elektrycznego. Obserwować możemy dzięki temu system nerwowy i krwionośny jako linie świetlne najrozmaitsze.

szych kolorów. Widoczny jest również cały przebieg procesu trawienia i asymilacji kawałka chleba.

Iluminacja Wystawy i wodotrysków odbywa się każdego wieczora, a poza tym przez cały czas Wystawy odbywać się będą widowiska wodno-świetlne na Sekwanie. Czas trwania jednego widowiska wyniesie średnio 20 minut i każde z nich będzie miało inny motyw, na który złożą się kombinacje efektów wodnych, świetlnych i muzycznych. Do efektów wodnych przeznaczonych jest 186 fontann od najmniejszych do największych, rozmieszczonych bądź to na pływających barkach, bądź też, największe z nich, w dnie Sekwany. Specjalny teatr wodny zasilają pompy o łącznej mocy 5000 K.M., umieszczone na trzech pontonach metalowych.

Wieża *Eiffela* w nocy jest iluminowana przez kilkadziesiąt reflektorów o dalekim zasięgu. Obok reflektorów znajduje się na wieży tysiące lamp różnego typu i koloru.

Na wieży poza tym zainstalowane są głośniki dla nadawania słuchowisk i ważniejszych imprez z Wystawy.

Główne wejścia na Wystawę znajdują się na placach

Zgody, Alma i Trocadero. Obok nich znajduje się 20 innych bram w innych punktach.

Dziewięć dworców metro i dziesiątki autobusowych zapewniają łatwą komunikację na Wystawę. Komunikację wodną na Wystawie zapewnia 12 małych statków, poruszanych silnikami *Diesela*. Każdy statek może zabrać 120—140 pasażerów.

Na całej długości trasy wodnej znajduje się 10 przystani. Na lądzie komunikację spełniają elektryczne 3 miejscowe taksówki i specjalne pociągi bez szyn.

Zwiedzanie wnętrza pawilonów ułatwiają fotele na kołach.

Komunikacja piesza przez Sekwanę odbywa się przy pomocy specjalnie zbudowanych kładek. Z mostów dla ruchu kołowego, znajdujących się w obrębie Wystawy, most Jena, otrzymał jezdnię dwa razy szerszą. W związku z Wystawą zupełnej przebudowie uległ również pałac Trocadero jeszcze w ubiegłym roku.

F. Ł.

Listy do Redakcji

W sprawie art. prof. M. T. Hubera p. t. „O teorii wybożenia termicznego spawanych torów kolejowych i badaniach doświadczalnych dla jej sprawdzenia” *).

Na zamieszczoną w tegorocznym 7-mym numerze „Przeгляdu” moją ocenę badań doświadczalnych, przeprowadzonych przez prof. Hubera nad zagadnieniem stateczności torów kolejowych, zareagował prof. Huber listem do Redakcji, opublikowanym w numerze 8-mym na str. 256. W ogłoszonej w tymże numerze mojej odpowiedzi na ten list polemiczny dałem wyraz zdziwieniu, iż prof. Huber nie podjął w Swym liście żadnej próby wykazania niesłuszności moich zarzutów i wyraziłem przeświadczenie, iż w danych warunkach nie będzie mógł jednak uchylić się od przeniesienia podjętej przez się polemiki na teren ścisłej rzeczowej dyskusji. Nie zawiódłszy się w mych oczekiwaniach, korzystam z nadarżającej się sposobności wykazania słuszności mojej oceny tym chętniej, iż nasz spór nabrał nieoczekiwanego rozgłosu, zaś podstawowa kwestia sporna (mimo pozornej specjalności zagadnienia, z którego wynikała) jest tak prosta, że wyjaśnienie jej w sposób zrozumiały dla wszystkich czytelników „Przeгляdu” nie przedstawia najmniejszych trudności.

Prof. Huber ogłosił — jak wiadomo — przed dwoma laty w dwu rozprawach teorię stateczności torów kolejowych opartą na założeniu, że znane zjawisko zwichrzenia toru pod wpływem ściskających sił podłużnych termicznej natury pokrywa się we wszystkich istotnych szczegółach ze zjawiskiem wybożenia pryzmatycznego pręta otoczonego sprężystym środowiskiem. Wyrażnikiem wyników teorii prof. Hubera są przy tym dwa równania oznaczone w Jego artykule, pomieszczonym w niniejszym numerze „Przeгляdu”, liczbami porządkowymi (4) i (5). Pierwsze z tych równań określa zależność obciążenia krytycznego P_k od długości l pręta przy danych wartościach parametrów E , J , C oraz n . Drugie z tych równań określa natomiast związek umożliwiający wyznaczenie zależności zachodzącej między długością $\lambda = l : n$ półfali sinusoidy, stanowiącej w myśl teorii zakrzywioną postać równowagi pręta pod obciążeniem krytycznym, a długością l tegoż pręta.

*] W celu umożliwienia Czytelnikom lepszego ogarnięcia całości zagadnienia, umieszczamy niżej odpowiedź prof. M. Broszki na art. prof. M. T. Hubera, zawarty w niniejszym zeszycie. Listem tym zakończamy na łamach „Przeгляdu Technicznego” żywą polemikę obu Autorów, poruszających tak ważne zagadnienia techniczne i naukowe. Red.

Celem doświadczeń zmierzających do wykazania słuszności, lub niesłuszności teorii prof. Hubera może być tylko sprawdzenie wzoru (4). Niewątpliwą trafność określonego w ten sposób celu doświadczeń poparł prof. Huber w numerze 3-cim „Inżyniera Kolejowego” z r. 1936 na str. 99 następującą, zupełnie przekonującą argumentacją: „Ponieważ badaniu doświadczalnemu podlegają tylko pręty o długości skończonej, ... przeto do interpretacji takich doświadczeń wypada stosować ogólniejszy wzór”, t. j. nasz wzór (4), określający zależność $P_k = f(l)$.

W sprzeczności z określonym przez się w ten sposób celem prób doświadczalnych, nie oparł jednak prof. Huber interpretacji jedynej omówionej w Swych rozprawach próby modelowej na wzorze określającym zależność $P_k = f(l)$ ale na innych wzorach, określających zależność $\lambda = \varphi(l)$. Obrona przez prof. Hubera metoda sprawdzania Jego teorii polega przy tym na badaniu zgodności tej długości półfali, którą według teorii powinna wykazywać oś pręta wygiętego obciążeniem krytycznym, z tą długością półfali, która w tych samych warunkach występuje w rzeczywistym świecie. Ponieważ zaś o mierzeniu długości półfali, występujących w rzeczywistości pod obciążeniem krytycznym, nie może być mowy, przeto prof. Huber poprzestał na porównywaniu długości półfali, odpowiadającej według Jego teorii obciążeniu krytycznemu, z długością półfali pomierzoną na pręcie znajdującym się pod obciążeniem mniejszym (i to znacznie mniejszym) od obciążenia krytycznego. Postępując w ten sposób oparł więc Swą metodę sprawdzania na ukrytym założeniu dodatkowym, w myśl którego długość półfali zawartej w wygiętej osi danego konkretnie pręta, po jego ściśnięciu siłą podłużną, jest niezależna od tego, czy siła ściskająca jest równa obciążeniu krytycznemu, czy też jest mniejsza od obciążenia krytycznego. Błędność tego założenia dodatkowego jest zaś oczywista. Ogólne równania teorii prof. Hubera obejmują bowiem w sobie jako wypadek szczególny także wypadek zwykłego wybożenia, któremu podlega pręt pryzmatyczny nie otoczony sprężystym środowiskiem. Z równań tych, po ich dostosowaniu (przez podstawienie w nich wartości szczególnej $C=0$) do wspomnianego otatnio wypadku szczególnego, wynika zaś, że wygięta oś pryzmatycznego pręta nie otoczonego sprężystym środowiskiem może pod obciążeniem krytycznym tworzyć tylko jedną półfalę sinusoidy. Gdyby więc dodatkowe założenie prof. Hubera było słuszne, to wygięta oś pryzmatycznego pręta, nie otoczonego sprężystym środowiskiem i ściśniętego osiowo, musiałaby także

pod obciążeniami mniejszymi od obciążenia krytycznego tworzyć tylko jedną półfal sinusoidy. Wyniki niezliczonych*) znanych ogólnie doświadczeń nie potwierdzają jednak tego wniosku, wynikającego nieuchronnie z pierw wspomnianego założenia prof. Hubera. Wskutek tego błędność tego założenia i zupełna niezdatność opartej na tym błędnym założeniu metody sprawdzania nie może podlegać najmniejszej wątpliwości.

Mimo niezdatności obranej przez się metody sprawdzania, zastosował prof. Huber tę metodę do zamierzonego wykazania słuszności Swojej teorii na podstawie doświadczeń. Zastosowanie tej metody do kilku prób wykonanych na prętach o niewielkiej smukłości dało jednak wynik negatywny. Nie zrażając się tym tak wymownym wynikiem poddał prof. Huber badaniu pręt o smukłości większej. A gdy pomiary i na tym pręcie, obciążonym w sposób zgodny z założeniami sprawdzanej teorii, nie dawały wyników pożądaných, zastosował prof. Huber, w celu pozornego choćby uzgodnienia wyników Swej teorii z doświadczeniem, częściowe utwierdzenie końców pręta, wykraczając przez zastosowanie tego zabiegu przeciw założeniom sprawdzanej teorii. Po pewnych wysiłkach udało się wreszcie osiągnąć na tej niepoprawnej drodze pozory zgodności. Pozory te wydały się prof. Huberowi wystarczającą podstawą do twierdzenia, że Jego doświadczenia „potwierdzają wcale dobrze wywody teoretyczne”. Wygłaszając to twierdzenie nie uważał jednak prof. Huber za konieczne wspomnieć jednocześnie o tym, że w s z y s t k i e próby, przeprowadzone p r z y d o p e ł n i e n i u z a ł o ż e ń t e o r i i, nie potwierdziły Jego wywodów teoretycznych.

Z przedstawionego w ostatnim ustępie stanu rzeczy wynika, że wymogi stawiane przez prof. Hubera próbom doświadczalnym, są niezbyt wysokie. Nie wymaga On bowiem od tych prób wyników niewątpliwych, lecz zadawała się pozorami zgodności teorii z doświadczeniem. Niestety jednak pozory często mylą, a okupiona w danym wypadku niepoprawnymi środkami pozorna zgodność teorii z doświadczeniem okazuje się, przy bliższym zbadaniu sprawy, niezwykle przykrą iluzją. W wyniku pomiarów oraz obliczeń „potwierdzających wcale dobrze wywody teoretyczne” wyznaczył bowiem prof. Huber następujące wartości liczbowe: $P_k = 900 \text{ kg}$, $EI = 4.2 \cdot 10^5 \text{ kgcm}^2$, $C = 0,5 \text{ kgcm}^2$. Jeżeli zaś te wartości liczbowe, użyte przez prof. Hubera do sprawdzenia Jego teorii, podstawimy w nasze równanie (4):

$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} n^2 + \frac{C}{\pi^2} \cdot \frac{l^2}{n^2} \dots \dots (4)$$

a więc w równanie, które w myśl wskazówek prof. Hubera „należy stosować do interpretacji doświadczeń” — i jeżeli następnie obliczymy na podstawie tego równania teoretyczną długość półfali $l : n = \lambda$, to otrzymamy wartość ... urojoną, a więc wartość ... dość różną od wyznaczonej na podstawie pomiaru wartości (55 do 75 cm).

Wskutek tego wyniku powstrzymam się, oświetliwszy właściwą kwestię sporną, od omawiania poruszonych w ostatnim artykule prof. Hubera spraw pobocznych. Jednej tylko kwestii poświęcę słów kilka: W końcowym (6-tym) ustępie Swego artykułu porusza mianowicie prof. Huber sprawę dokładności pomiarów. Otóż w związku z tymi wywodami prof. Hubera muszę zauważyć, że sprawa dokładności pomiarów staje się sprawą bezprzedmiotową w takich

wypadkach, w których czynności miernicze, wskutek błędności metody badania, są pozbawione jakiegokolwiek celu. Śledząc uważnie sprawozdania z niezmiernie licznych prac doświadczalnych wykonywanych z a g r a n i c ą nie natknąłem się co prawda nigdy na taki wypadek. Z wypadkami takimi było mi danym zetknąć się dopiero przy lekturze sprawozdań z doświadczalnych prac r o d z i m y c h.

Prof. M. Broszko.

KRONIKA

Rezolucje IX Walnego Zgromadzenia Stowarzyszenia Elektryków Polskich.

W dniach od 23 do 27 maja r. b. obradował w Warszawie IX Zjazd Stowarzyszenia Elektryków Polskich, organizacji naukowo-technicznej, istniejącej od 1919 roku i liczącej ponad 1200 członków skupionych w 13 Oddziałach terytorialnych. W Zjeździe udział wzięło ponad 700 osób. Podczas Zjazdu czynne były 4 Sekcje referatowe, na których przedyskutowano ogółem 82 referaty.

Prezes S. E. P. prof. dr. J. Goszkowski złożył sprawozdanie ze zbiórki na Fundusz Obrony Narodowej dokonanej wśród członków S. E. P. Zbiórka ta przyniosła sumę zł. 24 788,18 i 10 rb. w złocie. Należy przy tym zaznaczyć, że wielu członków S. E. P. pracujących w firmach i instytucjach wpłacało niezależnie od tego składki na F. O. N. również za pośrednictwem tych instytucji.

Następnie zjazd przez aklamację przyjął deklarację treści następującej:

„Uważamy, że dzisiejsza chwila, która jest niewątpliwie momentem pewnej poprawy gospodarczej, wymaga od nas tym większego skupienia i zespolenia naszych sił oraz uzgodnienia prac.

Kraj nasz w dziedzinie elektryfikacji i uprzemysłowienia, w dzisiejszym wielkim wyścigu postępów techniki, znajduje się jeszcze poza innymi krajami świata. Należy przeto wyteńczyć wszystkie siły narodu i skupić całą wolę jego obywateli Polaków, aby odrobić zaniedbania ubiegłych lat.

Z okazji swego dorocznego Walnego Zgromadzenia Stowarzyszenia Elektryków Polskich, jako instytucja naukowo-techniczna, deklaruje swą gotowość służenia stale w miarę swych sił i możliwości państwu i społeczeństwu, dążąc codzienną wytrwałą i systematyczną pracą do ugruntowania siły i potęgi kraju.

Stowarzyszenie Elektryków Polskich jako zespół zrzeszonych w naszej organizacji osób i instytucji stwierdza, że polscy elektrycy, skupieni w Stowarzyszeniu dla pracy nad całokształtem zadań elektrotechniki na ziemiach polskich, należycie doceniają potrzebę zespolenia wszystkich wysiłków dla skutecznego wzmocnienia obronności państwa, w szczególności przez właściwą i wzmoczoną elektryfikację kraju i przez należyty rozwój polskiego przemysłu elektro-technicznego”.

Prócz tego zjazd przyjął na podstawie prac sekcyjnych następujące rezolucje i dezyderaty:

S e k c j a E l e k t r y f i k a c y j n a.

Grupa A. Elektryfikacja Okręgowa.

1. Należy dążyć do zbadania w poszczególnych okręgach elektryfikacyjnych lokalnych źródeł energii, w celu uniezależnienia zasilania tych okręgów od zbyt oddalonych źródeł energetycznych.
2. Należy zainicjować w S. E. P. dyskusję zasadniczą co do udziału w elektryfikacji kraju kapitału państwowego, samorządowego i prywatnego.
3. Należy dążyć do potania budowy sieci rozdzielczych — lokalnych przez normalizację składowych elementów sieci.
4. Należy dążyć do złagodzenia przy budowie linii prądu

*) W. Rein: Über Knickversuche. Der Bauingenieur, t. 4 (r. 1923), str. 537 i n.

K. Memmler, G. Bierett und G. Grüning: Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei mittigem Kraftangriff. Der Stahlbau, t. 7, (r. 1934), str. 49 i n.

silnego niektórych wymagań administracyjnych i technicznych, stawianych przez Ministerstwa Komunikacji, Poczty i Telegrafów i Rolnictwa.

Grupa B. Sieci przemysłowe najwyższych napięć.

1. Należy uświadomić ogół społeczeństwa o tym, że elektryfikacja w państwowej skali tego pojęcia, narówni z motoryzacją kraju, jest jednym z podstawowych czynników rozwojowych Polski, czynnikiem o znaczeniu obronnym, gospodarczym i społecznym.
2. Należy ustalić wśród ogółu elektryków zgodność zapatrywania i opinii co do tego, że nie ma prawdziwej elektryfikacji państwowej bez mocnego jej oparcia o przemysł krajowy.
3. Należy zapoczątkować w łonie S. E. P. opracowanie technicznego projektu elektryfikacji Polski ze specjalnym uwzględnieniem wyboru najwyższego napięcia i budowy nowych elektrowni i sieci.
4. Należy dążyć do tego, ażeby nowelizacja przepisów na linie napowietrzne uwzględniła trudności i nieścisłości, jakie wynikają przy stosowaniu dotychczasowych przepisów przy projektowaniu słupów linii wysokich i b. wysokich napięć o izolatorach wiszących.

Grupa C. Zagadnienia ruchu i zaburzeń ruchowych.

1. Należy podkreślić celowość prowadzenia stałej statystyki burz, przepięć i wypadków porażen oraz zapoczątkować prowadzenie statystyki wszelkich zakłóceń ruchu.
2. Należy przyspieszyć opracowanie przepisów, dotyczących ochronników oraz wskazówek dotyczących ogólnych zasad ochrony urządzeń elektrycznych od przepięć.
3. Należy uświadomić ogół społeczeństwa, a zwłaszcza młodzież, o sprawach bezpieczeństwa oraz zachowywaniu się w stosunku do urządzeń elektrycznych, a mianowicie przez odpowiednie odczyty w szkołach oraz wydanie odpowiedniej ulotki.

Grupa D. Aparaty elektryczne, urządzenia rozdzielcze, różne.

1. Należy dążyć, zarówno ze względów obronnych, jak i gospodarczych, do normalizacji sieci i aparatów wysokiego i niskiego napięcia z ustawowym obowiązkiem stosowania 220/380 V prądu trójfazowego 50 okr./sek. dla nowych sieci niskiego napięcia.
2. Należy dążyć do normalizacji małych elektrowni do mocy 400 kW.
3. Należy dążyć do ustawowego nakazu stosowania dla linii elektrycznych tylko słupów impregnowanych, ze względu na stale malejący drzewostan w Polsce.

S e k c j a P r z e m y ś ł o w a.

Grupa A. Zagadnienia przemysłowe ogólne.

1. Należy przeprowadzić studia nad całokształtem warunków rozwoju przemysłu elektrotechnicznego w Polsce w porównaniu z warunkami spotykanymi w innych uprzemysłowionych krajach.
2. Stwierdza się potrzebę powołania do życia centralnej instytucji surowcowej, mającej się zająć kwestią rozwiązania zagadnień samowystarczalności Państwa pod względem surowców; w pracach tej instytucji S. E. P. powinno wziąć czynny udział.

Grupa B. Pracownie badawcze w Polsce.

1. Stwierdza się potrzebę utworzenia Polskiego Instytutu Elektrotechnicznego, jako instytucji mającej na celu prowadzenie badań naukowych i naukowo-technicznych z zakresu elektrotechniki prądów silnych, na wzór wielkich instytutów narodowych innych krajów.

2. Realizacja tego Instytutu ma się odbywać etapami przez:

- a) rozbudowę i przystosowanie istniejących zakładów badania do spełniania roli powyższego instytutu w ramach danej gałęzi elektrotechniki,
 - b) inicjowanie i organizowanie nowych zakładów badania w tych dziedzinach, w których przemysł nie mógłby sam tego uczynić,
 - c) współpracę między tymi zakładami badania.
3. Ażeby nie rozpraszać wysiłków należy dążyć do tego, aby każdy z większych działów elektrotechniki miał odpowiednik w jednym z tych zakładów.
 4. Celem praktycznego przeprowadzenia tej sprawy należy powołać K o m i t e t O r g a n i z a c y j n y e l e k t r y c z n y c h z a k ł a d ó w b a d a w c z y c h przy udziale sfer naukowych, państwowych, społecznych i przemysłowych.

S e k c j a S z k o l n i c t w a E l e k t r o t e c h n i c z n e g o.

1. IX Walne Zgromadzenie Stowarzyszenia Elektryków Polskich uważa za konieczne utworzenie dwóch wyższych szkół elektrotechnicznych, któreby przyjmowały absolwentów ogólnokształcących liceów matematyczno-fizycznych i w ciągu trzech lat kształciły młodzież w kierunku technicznym na wyższym poziomie. Absolwenci tych szkół powinni otrzymywać tytuł „inżyniera” lub „inżyniera przemysłowego”, przy wprowadzeniu dla absolwentów szkół akademickich tytułu „inżyniera dyplomowanego”.
2. Biorąc pod uwagę istniejący stan rzeczy na wyższych uczelniach IX Walne Zgromadzenie S. E. P. poleca Zarządowi Głównemu S. E. P. zwrócić się do czynników miarodajnych celem przedstawienia im, iż stan taki spowodować może szkodliwe zmniejszenie się dopływu nowych sił fachowych do przemysłu.
3. Dozór nad stanem i rozwojem szkolnictwa elektrotechnicznego nieakademickiego winien być sprawowany przez wizytatora (wizytatorów)-elektryka, wybitnego znawcę zarówno przemysłu jak i nowoczesnego szkolnictwa elektrotechnicznego.
4. W celu utrzymania ścisłego kontaktu personelu pedagogicznego szkół elektrotechnicznych z bieżącymi zagadnieniami życia przemysłowego, konieczne jest umożliwienie ze strony przemysłu odbywania powyższemu personelowi praktyk wakacyjnych.
5. W celu zaopatrzenia szkół elektrotechnicznych w niezbędne pomoce naukowe, odpowiadające obecnemu stanowi techniki, pożądane jest dostarczanie przez przemysł okazów lub wzorów wyrobów wchodzących w zakres produkcji danej wytwórni.

Prócz tego obradowała Sekcja Telekomunikacyjna, która przedyskutowała szereg referatów o charakterze ściśle naukowo-technicznym.

NEKROLOGIA

S. P. INŻ. IGNACY JABŁONSKI.

Zmarły dnia 25 maja r. b. Inż. *Ignacy Jabłoński* urodził się w Warszawie w 1864 roku. Ukończył średnią szkołę techniczną przy kolei Warszawsko-Wiedeńskiej w Warszawie, uczęszczając jednocześnie, ze względu na duże zdolności rysunkowe, do szkoły malarskiej *Gersona*. Następnie zdał maturę w szkole realnej w Łowiczu i wyjechał na wyższe studia do Petersburga. Tu, po krótkim wahaniu co do wyboru zawodu architekta czy też inżyniera mechanika, wybrał instytut technologiczny i ukończył go w r. 1889.

Po uzyskaniu dyplomu wstąpił w 1890 r. do Zakładów Putiłowskich w Petersburgu w charakterze inżyniera kon-

struktora. Awansował bardzo szybko i już w r. 1896 został naczelnikiem ogólnego biura konstrukcyjnego tych wielkich zakładów.

Przez biuro to przechodziły w tym czasie wszystkie roboty i projekty wchodzące w zakres produkcji fabryk Putiłowskich, z wyjątkiem artylerii i parowozów. Na stanowisku tym pozostał przez lat 10 w okresie ciągłego rozwoju i rozszerzania się wytwórczości Zakładów. Z kierowanego przez Niego biura wyszły w tym czasie projekty najróżniejszych obiektów charakteru ogólnego oraz specjalne jak: pogię-



biarki rzeczne, statki (drażki) do wydobywania i przepłukiwania piasku złotego na rzekach syberyjskich, okręty specjalne do pogłębiania zatoki fińskiej, a przede wszystkim wagony kolejowe. W tym czasie wzywany był jako rzeczoznawca do spraw wagonowych przez rosyjskie Ministerstwo Komunikacji.

W latach 1904 i 1905, niezależnie od swych zajęć w fabryce Putiłowskiej, został powołany w charakterze prywatnego wykładowcy do nowoutworzonej Politechniki Petersburskiej, gdzie prowadził dzwignice oraz rysunek odręczny.

Nadeszła rewolucja 1905 roku. Ruch rewolucyjny porwał Go. Angażował się w nim czynnie. Został członkiem komitetu strajkowego urzędników Zakładów Putiłowskich, na skutek czego w 1905 roku został, z rozporządzenia policji petersburskiej, zwolniony z zajmowanych stanowisk i musiał opuścić Petersburg po 16 latach pracy w Putiłowie.

Na jesieni 1906 roku został zaangażowany na stanowisko głównego inżyniera do Zakładów Okrętowych i Mechanicznych w Mikołajewie nad Czarnym morzem, obejmując kierownictwo techniczne produkcji tych fabryk, w której zakres wchodziła budowa statków handlowych i okrętów wojennych dla rosyjskiej floty czarnomorskiej, jak: torpedowców, pierwszych w Rosji łodzi podwodnych i, wreszcie, w roku 1911, pancerników liniowych.

Już w r. 1909 został ś. p. inż. *Jabłoński* dyrektorem Zakładów Mikołajewskich, pozostając na tym stanowisku do 1912 roku, w którym przeszedł na stanowisko dyrektora zarządu tychże Zakładów i przeniósł się znów do Petersburga. Pozostając na tym zasadniczym stanowisku aż do chwili wyjazdu do Polski, powoływany był przez przemysł rosyjski na szereg innych placówek, bądź jako rzeczoznawca, bądź też w charakterze stałego współpracownika, ze względu na swoje doświadczenie techniczne, które było bardzo cenione. Bolszewicy, po przewrocie i po przejściu przez nich przemysłu, nie usunęli Go z zajmowanych stanowisk.

W sierpniu 1918 roku ś. p. inż. *Jabłoński* wrócił do Polski i wstąpił do Głównego Urzędu Zaopatrywania Armii, gdzie kolejno zajmował stanowiska szefa sekcji przemysłowej i następnie dyrektora.

Po skończonej wojnie przeszedł do przemysłu na stanowisko naczelnego dyrektora Zakładów Starachowickich, potem zaś do Zakładów „*Lilpop, Rau i Loewenstein*” i Centralnego Biura Konstrukcyjnego Wagonowego. Tutaj kierował pracami konstrukcyjnymi w zakresie przede wszystkim budowy nowoczesnych wagonów P. K. P. Będąc kierownikiem licznego zespołu konstruktorów, kładł wielki nacisk na działalność pedagogiczną, mającą na celu szkolenie młodych sił.

Potrafił współpracowników natchnąć wiarą we własne siły, szkolił metodycznie w pokonywaniu nasuwających się trudności w pracy konstruktora.

Praca Jego była cicha i skromna, a jednak bardzo owocna w wynikach. Był sprawiedliwym, wyrozumiałym i dostępnym dla wszystkich.

W roku 1935, w 70-ym roku życia usunął się od pracy i życia technicznego w wiejskie zacisze, którym niestety tylko dwa lata los pozwolił Mu się cieszyć.

Cześć Jego Pamięci!

T R E Ś Ć.

- Obliczenie statyczne kesonów stalowych, inż. *A. Chróścielewski*
- Budowle o stalowym szkieletcie w Europie, inż. *J. Słewiński*.
- O teorii wyboczenia termicznego spawanych torów kolejowych i badaniach doświadczalnych dla jej sprawdzenia, *M. T. Huber*.
- Amerykański sposób „*Gibb'a*” otrzymywania włókien lnianych, inż. *A. Kiersnowski*.
- Badania wytrzymałości tłuczni na zgniatanie i na uderzenia, prof. *M. Nestorowicz*.
- Międzynarodowa Wystawa sztuki i techniki w Paryżu, *F. Ł.*
- Listy do Redakcji.
- Kronika.
- Nekrologia.

S O M M A I R E:

- Le calcul statique des caissons d'acier, par *M. A. Chróścielewski*.
- Immeubles à l'ossature en acier en Europe, par *M. J. Słewiński*.
- Sur la théorie de flambement des voies ferrés soudés et sur les recherches expérimentales, par *M. M. T. Huber*.
- Méthode américaine „*Gibb*” pour la préparation des fibres de lin, par *M. A. Kiersnowski*.
- Essais de la resistance de la pierraille à la pression et contre les chocs, par *M. le prof. M. Nestorowicz*.
- L'Exposition internationale des arts et techniques (Paris 25.V. — 25.XI.1937), par *M. F. Ł.*
- Lettres reçues par la Rédaction.
- Chronique.
- Nécrologie.