

PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

Nr. 4

WARSZAWA, 27 LUTEGO 1935 R.

Tom LXXIV

TREŚĆ:

SOMMAIRE:

Bezpieczeństwo urządzeń przeciw powodziom na tle ostatniej powodzi w dorzeczu Wisły, prof. dr. inż. A. Rożański.

La sécurité des installations pour prévenir les inondations d'après les expériences acquises durant la dernière crue dans le bassin de la Vistule (à suivre) par M. le prof. A. Rożański.

Kopalnictwo rudy żelaznej w Polsce (dok.), inż. W. Oziębłowski.

L'exploitation des mines de minerai de fer (suite et fin), par M. W. Oziębłowski.

Oznaczenie ilości cementu portlandzkiego w betonie, dr. Z. Perkowski.

La détermination de la quantité de ciment Portland dans le béton, par M. Z. Perkowski.

O eksporcie hutniczym, Reński.

Sur l'exportation des produits de l'industrie métallurgique, par M. Reński.

Przeгляд pism technicznych.

Revue documentaire.

Bibliografja.

Bibliographie.

Nekrologja.

Nécrologie.

Kronika.

Chronique.

Prof. dr. inż. A. ROŻAŃSKI.

Bezpieczeństwo urządzeń przeciw powodziom na tle ostatniej powodzi w dorzeczu Wisły

I. Stan obwałowania Wisły i jej dopływów karpackich.

Jak wiadomo ochrona doliny nadwiślańskiej przeciw powodziom polega na obwałowaniu. Wały nad Wisłą budowano już za czasów Kazimierza Wielkiego.

W b. Galicji przebudowę starych niedostatecznych wałów i budowę nowych podjął w r. 1889 b. Wydział Krajowy przez Kraj. Biuro Meljoracyjne pod kierunkiem twórcy i dyrektora tego biura, wielce zasłużonego inż. Andrzeja Kędziora.

Obwałowano przed wojną Wisłę w powiatach tarnobrzeskim, mieleckim i dąbrowskim; na ukończeniu są roboty w powiatach brzeskim i bocheńskim; ukończono obwałowanie Wisły w powiecie krakowskim. Obwałowanie Wisły od Przemszy do Krakowa rozpoczęto dopiero w r. 1913. Nad Małą Wisłą od ujścia Biały do ujścia Przemszy, jako b. granicy między Austrią i Prusami obwałowanie przeprowadzały przed wojną rząd pruski i rząd austriacki, który robót nie ukończył.

Z obwałowaniem Wisły zaprojektowano i wykonano odwodnienie doliny ochronionej wałami, przyczem większe dopływy dostały wały wsteczne, małe zaś ścieki zamknięto słuzami klapowemi. Wały wsteczne nad Sołą mają długość 2,2 km (na brzegu prawym) i 5,9 km (na brzegu lewym) nad Skawą 4,1 i 4,9 km, nad Rabą 11,3 i 11,2 km, nad Dunajcem 34,7 i 40,3 km, nad Wisłoką 19,5 i 16,6 km, nad Sanem 25,5 i 26,6 km.

Wały nad Wisłą i Sanem, najpierw wykonane w powiecie tarnobrzeskim, wznoszą się 0,5 m nad zwierciadłem wielkiej wody z r. 1813 bez uwzględ-

nienia spiętrzenia wałami i zamulenia łożyska; wały zaś, budowane później, liczone na spiętrzoną wielką wodę z r. 1813 z uwzględnieniem namulenia łożyska rzeki do wysokości tam regulacyjnych, a w terenie inundacyjnym bez namulenia.

Korona wału nad Wisłą i większymi dopływami ma szerokość 3 m, skarpa od wody ma nachylenie 1:2, skarpa od strony ładu 1:1,5 i ławeczkę w wysokości 2—3 m niżej korony wału.

Rozstawę wałów wiślańskich przyjęto następującą:

Przemsza — Soła . . .	270 m	Nida — Breń . . .	680 m
Soła — Skawa . . .	300 „	Breń — Wisłoka . . .	750 „
Skawa — Kraków . . .	340 „	Wisłoka — Babulówka . . .	770 „
Kraków — Raba . . .	410 „	Babulówka — Łęg . . .	790 „
Raba — Uszwica . . .	460 „	Łęg — San . . .	810 „
Uszwica — Dunajec . . .	510 „	San — Zawichost . . .	940 „
Dunajec — Nida . . .	620 „		

Rozstawa wałów nad Sołą wynosi: 200 — 650 m, nad Skawą: 400 — 450 m, nad Rabą: 120 — 250 m, nad Dunajcem: 500 i 400 m, nad Wisłoką: 400 m, nad Sanem: 500 m.

Wisła i większe jej dopływy karpackie są w najważniejszej części uregulowane przez rząd austriacki; mniejsze dopływy regulował b. Wydział Krajowy. Również przed wojną przeprowadzono zabudowanie wielu górskich potoków kosztem kraju i państwa austriackiego przez rządowych inżynierów leśnictwa pod kierunkiem Kraj. Biura Meljoracyjnego. Roboty te uległy w czasie wojny znacznemu zniszczeniu.

Wały np. Dunajca i Sanu służyły w r. 1914 i 1915 wojskom austriackim, niemieckim i rosyjskim jako schroniska (rys. 1), lecz zostały jeszcze w czasie wojny odbudowane przez inżynierów krajowych.

Niestety wiele robót meljoracyjnych i regulacyjnych, oraz zabudowań górskich potoków nie zostało należycie naprawionych i nie są utrzymywane w należyłym stanie, więc coraz więcej niszczeją.

W b. zaborze rosyjskim wały ochronne nad Wisłą budowały komitety obywatelskie w sposób zupełnie niewystarczający; wały są za niskie i nieregularne. Na lewym brzegu Wisły, naprzeciw wojew. krakowskiego, budowę odpowiednich wałów rozpoczął Rząd Polski w r. 1919, a to w powiatach miechowskim, proszowskim i stopnickim.



Rys. 1. Okopy w wałach Sanu pod Czekajem.

W dolnym biegu Wisły obwałowywano jej dolinę już w wiekach średnich, a znacznie większe roboty wykonały spółki wodne w 17 i 18 wieku. Wały były jednak niedostateczne. Dopiero kiedy rząd pruski podjął systematyczną regulację Wisły, objął także nadzór techniczny nad budową i przebudową wałów, oraz nad ich utrzymaniem i akcją w czasie powodzi, obdarzając dużą władzą przewodniczących związków wałowych. Tam zaś, gdzie ze względu na regulację Wisły okazała się konieczność budowy nowych wałów, wykonano je kosztem państwa.

W niniejszym referacie obchodzić nas będzie sprawa ochrony od powodzi dorzecza Wisły w Małopolsce Zachodniej (rys. 2). Pomijam tutaj historję obwałowania Wisły w Małopolsce, odsyłając czytelników do publikacji inż. Kędziora¹⁾.

W publikacji tej przedstawiono szczegółowo zmaganie się dwóch kierunków: jednego reprezentowanego przez Kraj. Biuro Meljoracyjne, aby w obliczeniu wysokości wałów przyjmować jaknajniekorzystniejsze warunki przepływu wielkiej wody, jakie zdarzyły się i mogą się jeszcze trafić, oraz drugiego zajętego przez Oddział techniczny b. Namiestnictwa, udowodniający stale rządowi centralnemu w Wiedniu, który pokrywał 40% kosztów budowy, że tak wielkiej wody, jaką przyjmowało Kraj. Biuro Meljoracyjne, nigdy nie było i nie będzie, więc szkoda wydawać pieniędzy na zawyżone wały.

Tegoroczna klęska powodzi stwierdziła dobitnie słuszność pierwszego zapatrywania.

II. Przebieg wezbrania z r. 1934.

Nie mogę opisać tutaj ani przebiegu poprzednich wezbrań Wisły, ani katastrofalnych powodzi innych

¹⁾ A. Kędzior: Roboty wodne i meljoracyjne w Południowej Małopolsce. Część I — IV. Lwów 1928 — 1932.

A. Kędzior: W sprawie trwałego zabezpieczenia doliny Wisły i jej dopływów przed powodzią. Kraków 1934.

rzek, odsyłając znów Czytelników do odpowiedniej literatury²⁾.

Również muszę się ograniczyć do bardzo ogólnego przedstawienia ostatniej powodzi, przyczem korzystam z cennych informacji, udzielonych mi bardzo życzliwie przez kierowników wojewódzkich wydziałów wodnych i meljoracyjnych, pp. inż. Bielańskiego i inż. Przybylskiego w Krakowie, oraz inż. Krajewskiego w Kielcach.

Nie wątpię, że ukażą się w druku także sprawozdania urzędowe.

Nadzwyczajną wielką wodę w r. 1934 wywołały katastrofalnie wielkie opady w lipcu (rys. 2). W ciągu 6 dni, t. j. od 13 do 18 lipca spadło w Małopolsce deszczu więcej niż 150 mm. Szczególnie obfite deszcze spadły wtedy w dorzeczu Skawy, Raby i Dunajca, zwłaszcza:

- 1) w okolicy M a k o w a (Skawa) i Z a w o i (Skawica, dopływ Skawy) — 250 mm,
- 2) w okolicy L i m a n o w y (Łososina, dopływ Dunajca) — 403 mm,
- 3) w okolicy Ł a b o w y (Kamienica, dopływ Dunajca) — 282 mm,
- 4) w okolicy W i t o w a i C h o c h o ł o w a (Czarny Dunajec) — 406 mm.

Jest to bardzo wiele, jeżeli się zważy, że średni roczny opad wynosi tam 950, 900, 900 i 1 000 mm.

Stąd też największe wezbranie miały w dniach 16 — 26 lipca rzeki Skawa, Raba i Dunajec oraz ich dopływy. (rys. 2).

S k a w a zatopiła swoją dolinę i podniosła stan wody na Wiśle powyżej ujścia Raby, ale nie wywołała katastrofalnego wezbrania Wisły (Kraków + 3,39, gdy w r. 1813 + 4,95, w r. 1903 + 4,10), gdyż powoduje je fala Soły, która tym razem miała małe wezbranie.

R a b a. Cała dolina została zalana. W dolnym biegu powyżej przestrzeni obwałowanej, wody, zatopiwszy Proszówki i Gawłówek popłynęły w jednej części na puszcę Niepołomską i w róg między Drwinke i Rabę, w drugiej zaś części do potoku Gróbki (jeszcze nieuregulowanego). Wylały także nieuregulowane jeszcze potoki Uszewka i Uszwica.

K i s i e l i n a — przed regulacją lewobrzeżny dopływ Dunajca, a obecnie po regulacji uchodzący wprost do Wisły tuż powyżej ujścia Dunajca — została zalana wodą Dunajca tak, że statki ratownicze przepływały nad jej wałami (18 km długimi), poprzerywanymi w kilkunastu miejscach.

D u n a j e c: Powódź dotknęła całą dolinę. Wielka woda przerwała wał potoku Więchówki, uchodzącej do Dunajca pod Wojniczem, który przeczo-

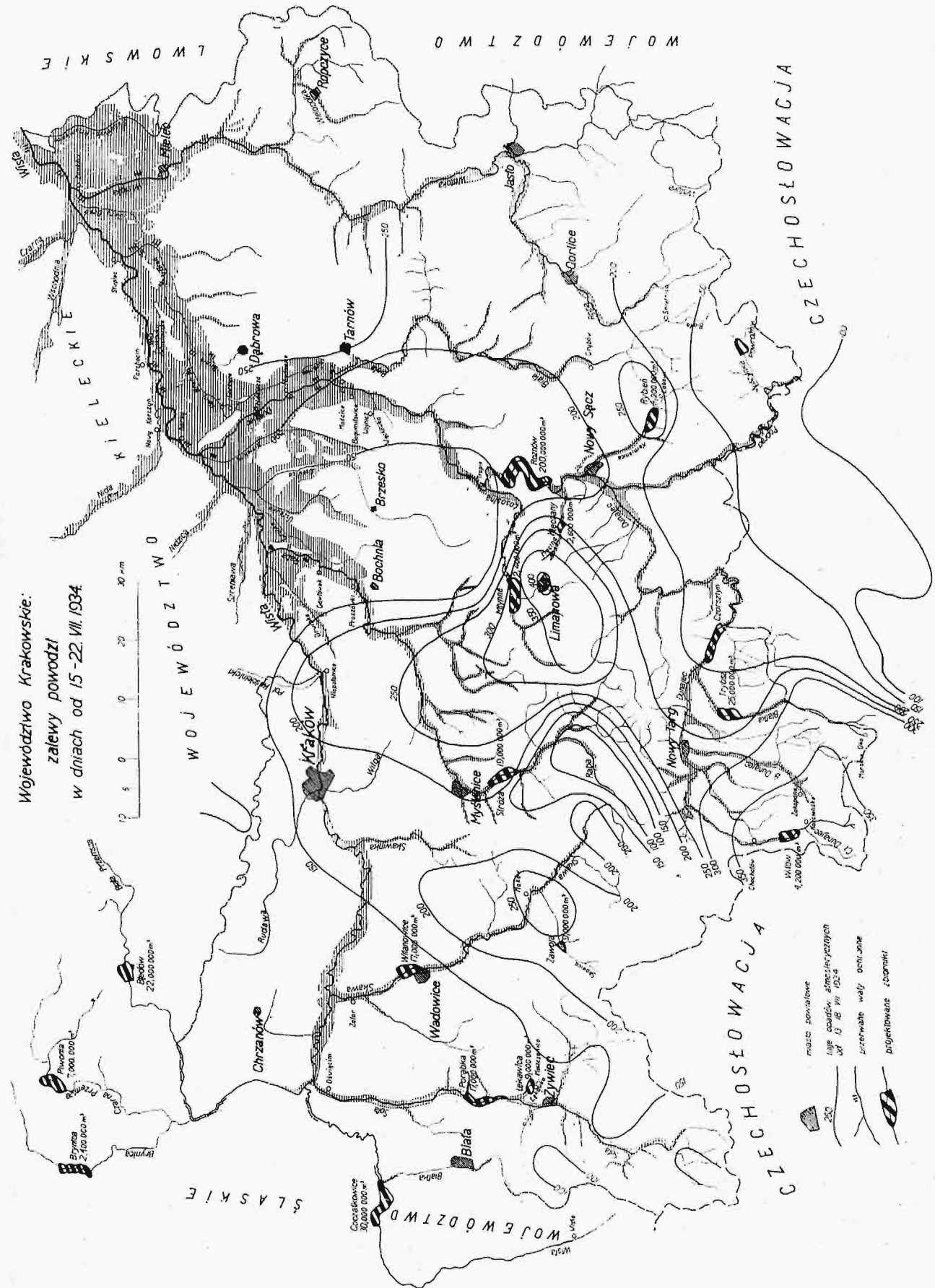
²⁾ Inż. Tadeusz Zubrzycki: Wezbrania w dorzeczu Wisły — Czasopismo Techniczne, Lwów, 1928 (gdzie podana literatura dawniejsza).

Inż. Tadeusz Zubrzycki: Powódzie na Ziemiach Polskich — Publ. I Zjazdu Hydrotechnicznego, Warszawa 1929.

A. Kędzior: publikacje pod 1).

Inż. Alfred Rundo: Rzut oka na przebieg katastrofalnego wezbrania w dorzeczu Wisły w lipcu 1934 r. Odbitka z Wiadomości Służby Geograficznej, Warszawa 1934.

Prof. M. Matakiewicz: Ochrona przed powodzią w tle ostatnich katastrof powodziowych w świecie i tegorocznej w dorzeczu Wisły. Odbitka z Czasop. Techn. Lwów 1934.



Rys. 2.

dzi w lewy wał Dunajca, zaczynający się tutaj. Wał ten Dunajca został poniżej kilkakrotnie przerwany, przyczem uległa zniszczeniu stacja kolejowa w Bogumiłowicach, a wody popłynęły na Kisielinę. Również pękł kilkakrotnie wał prawy zaczawszy od Mościc aż do Niedomic, gdzie most był zaciasny, a wody skierowały się do Niecieczy i Gorzyc i połączyły się z wielkimi wodami Nowego i Starego Brnia oraz Wisły, która wydobyła się ze swego koryta przerwami wału w Karsach i Laskówce Delastowskiej w powiecie dąbrowskim, aż wreszcie oparły się o lewy wał Wisłocki pod Zdakowem w powiecie mieleckim. Wał Wisły w powiecie mieleckim i tarnobrzesckim ocalał, dzięki wylewowi w powiecie dąbrowskim.

Wezbrały również dopływy Dunajca, między niemi największe, t. j. Poprad i Biała. Biała jest obwałowana od Tarnowa w dół do ujścia w Mościcach. Wody przelały się wałem lewym Białej między mostem kolejowym, a mostem na drodze z Tarnowa do Mościc, zbudowanym po wojnie, który mając zaciasny otwór, piętrzył wodę, a nadto przy ujściu z powodu spiętrzenia kanałem, odprowadzającym ciecz brudną z zakładów w Mościcach, a wykonanym poprzecznie na powierzchni terenu inundacyjnego.

Na lewym brzegu Wisły poniżej potoku Kościelnickiego aż do ujścia Dunajca, zwierciadło wielkiej wody znajdowało się od 2 m do 0,70 m niżej korony wału, stąd do Parchocina 0,70 — 0,50 m, stąd do Słupicy było w wysokości korony wału, ale dzięki intensywnej obronie wał został uratowany, poniżej zaś aż do ujścia Czarnej zwierciadło wody było znów 0,30 — 0,60 m niżej korony wału. Stan ten wielkiej wody był możliwy tylko dzięki zalaniu prawobrzeżnej doliny.

W powiecie sandomierskim, dawne niskie wały wislane zostały przelane (1,50 m ponad koronę) i zupełnie zniszczone.

III. Ilość przepływu wielkiej wody.

Dunajec. Ilość wielkiej wody Dunajca z r. 1813 przy ujściu o dorzeczu 6 958 m² (bez dorzecza Kisieliny) przyjęto z 1 km² $q_4 = 0,70$ m³/s, czyli $Q_4 = 4 871$ m³/s.

Prof. Matakiewicz obliczył obecnie³⁾ przepływ tegorocznej wielkiej wody Dunajca w Tropiu w powiecie nowosądeckim (dorzecze 4 890 km²) $q_4 = 0,74$ m³/s i $Q_4 = 3 609$ m³/s. Przeliczając ilość wielkiej wody przy ujściu w stosunku do wielkości dorzecza z uwzględnieniem modułu powierzchniowego Iszkowskiego, otrzymujemy:

$$q_4 = 0,74 \times \frac{3 081}{3 141} = 0,726 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_4 = 6 958 \times 0,726 = 5 052 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Kraj. Biuro Meljoracyjne nie przyjęło zatem za wielkiej wody, chociaż ówczesny kierownik oddziału technicznego b. Namiestnictwa inż. Ingarden w książce swej: Rzeki i kanały żeglowne w b. 3 zaborach (Kraków 1921) obliczył ilość wielkiej wody Dunajca na 4 000 m³/s ($q_4 = 0,588$ m³/s), a o założeniach Kraj. Biura Meljoracyjnego wyraża się, że zrobiono je „niezawodnie w celu uzyskania tem większego bezpieczeństwa wobec braku ścisłych po-

miarów ilościowych podczas powodzi”. Również Keller uważał, że Wydział Krajowy posunął ostrożność w swoich przyjęciach zadaleko.

Wisła. Wał Wisły na brzegu prawym poniżej ujścia Dunajca do ujścia Nidy był liczony na przepływ 6 200 m³/s. Ponieważ Dunajec doprowadza 5 000 m³/s, a Wisła prowadzi 3 177 m³/s, wynikałoby z tego, że wielka woda Dunajca nadpływa do ujścia, gdy Wisła niesie 1 200 m³/s wody i odwrotnie, gdy wielka woda na Wiśle przechodzi kulminację przy ujściu Dunajca, ten prowadziłby zaledwie 1 800 m³/s. Z krzywych konsumcyjnych i czasu przepływu fali powodziowych można ustalić odpowiednie ilości wody dopływów.

W obliczeniach przepływu wielkiej wody należy, moim zdaniem, przyjmować nie wielką wodę, która dotąd się trafiła, ale taką, której możemy się spodziewać po uporządkowaniu stosunków hydrologicznych w dorzeczu, t. j. t. zw. wielką wodę idealną. Wszakże po uregulowaniu górnego biegu rzeki i dopływów, po odcięciu wałami terenów inundacyjnych, fala wezbrania może się skrócić, ale zato znacznie się podniesie, o ile nie zmienimy jej zabiegami przyrodniczymi, jak zalesienie lub technicznymi, jak np. przez założenie zbiorników retencyjnych. Ustalenie wielkiej wody idealnej jest oczywiście bardzo trudne. Badanie przepływu największych znanych wezbrań danej rzeki, a nie tylko jednego, jest oczywiście konieczne, da nam bowiem cenną wskazówkę co do dolnej granicy, ale nie co do górnej granicy naszych przyjęć.

W obliczeniu wysokości wałów należy uwzględnić przyszłe namulenie terenu w międzywałach, spowodowane robotami regulacyjnymi, jak również pewne utrudnienie przepływu wskutek zarosnięcia przekroju przepływu pomimo usunięcia przeszkód w czasie budowy wału i surowych zakazów późniejszego zastawiania przekroju. Słusznie też prof. Matakiewicz, badając przepływ wody w terenach inundacyjnych przyjmuje zmniejszenie prędkości wody, wynoszące zależnie od głębokości wody od 0 dla $t = 4$ m do 30% dla $t = 0$ ⁴⁾.

IV. Materiał wałowy.

Na wały nadaje się najlepiej piaszczysta glina lub ił piaszczysty. Sama glina lub czysty ił są nieodpowiednie, gdyż w czasie posuchy tworzą się w wale podłużne szpary.

Materiał kopiejący w terenie między wałami; jest to zatem mada, więc glina piaszczysta, zatem materiał zupełnie odpowiedni. W czasie ostatniej powodzi wały nad Wisłą, Skawą, Rabą i Dunajcem zostały przerwane w bardzo wielu miejscach. Jest to całkiem naturalnym wynikiem przelewania się wody koroną wałów, a nie dowodem nieodpowiedniości ich wykonania.

V. Wymiary wałów.

1. Wzniesienie korony wału ponad zwierciadłem wielkiej wody spiętrzonej wałami.

Przyjęte wzniesienie korony wałów nad spiętrzoną wielką wodą 0,5 m należy uważać raczej, jako zamałe.

³⁾ Publikacja prof. Matakiewicza pod 2.

⁴⁾ M. Matakiewicz: Przepływ przez obszary zalwane rzek Lwów, 1931.

Przedewszystkiem na wodzie szeroko rozlanej i głębokiej wiatr wytwarza znaczne fale, więc szczególnie wał prawy Wisły i prawobrzeżne wały dopływów karpaccich są narażone na działanie fal, wywołanych przez panujące u nas wiatry północne i zachodnie.

Należałoby przeprowadzić w tym względzie doświadczenia. W Holandji robiono doświadczenia modelowe dla Rotterdamskiej drogi wodnej i dla wału zamykającego zatokę morską Zuiderzee²⁾.

Na łukach wklęsłych woda płynąca piętrzy się z powodu działania siły odśrodkowej i z powodu oporów, wywołanych zmianą przekroju wskutek przejścia z prostej w łuk.

Spiętrzenie to wynosi sumarycznie:

$$h = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta,$$

gdzie v = prędkość wody, g = przyspieszenie ziemskie, a ζ = współczynnik, którego wartość może przekroczyć 1. Dla $v = 3$ m/s i $\zeta = 1$, wypada $h = 0,46$ m.

Spiętrzenie to omawia szczegółowo Kreuter³⁾. Według informacji udzielonej mi łaskawie przez prof. Sikorskiego i em. naczelnika budow. miej. inż. Kłęczka Urzędy techniczne Magistratu m. Krakowa i b. Namiestnictwa budowały przed wojną spiętrzenie wody w ostrem zakolu Wisły pod Wawelem. Spiętrzenie to wynosiło 0,24 m przy stanie + 2,40 (wielka woda z r. 1813: + 4,95). Dalsze badania tego rodzaju spiętrzenia rzek byłoby bardzo pożądane.

Ponadto woda oraz płynące belki i kra uderzają silnie o wał, powodując jego zniszczenie.

Dalej pamiętać należy, że przelewanie się wody koroną wału powoduje zawsze jego przerwę.

Wreszcie należy uwzględnić czynnik pewności. W obliczeniach konstrukcyj budowlanych przyjmujemy kilkakrotne bezpieczeństwo przez stosowanie naprężeń t. zw. dopuszczalnych, kilkakrotnie mniejszych od wytrzymałości. Tutaj jedynym czynnikiem pewności co do dostatecznej wysokości wału jest owo wzniesienie korony ponad zwierciadłem wielkiej wody.

Według Ehlersa⁴⁾ wzniesienie korony wału ponad zwierciadłem wielkiej wody wynosi 0,6—1,2 m, a nad rzekami skłonnymi do tworzenia zatorów lodowych nawet 3 m.

Uważam, że nad Wisłą powyżej ujścia Sanu i nad jej głównymi dopływami karpaccimi wzniesienie korony nad spiętrzoną wielką wodą powinno wynosić 1,0 m, a na wałach, usytuowanych poprzecznie do nurtu, nawet 1,50 m; na mniejszych dopływach może pozostać wzniesienie 0,5 m.

2. Szerokość korony wałów nad Wisłą w Małopolsce, tudzież nad głównymi dopływami karpaccimi, oraz na przeciwległym brzegu wynosi 3 m, nad mniejszymi dopływami 2 m. Ta szerokość jest moim zdaniem wystarczająca. Według Ehlersa szerokość korony wałów nad większymi rzekami wynosi 2,5 — 4 m, nad mniejszymi 1,5 — 2,5 m⁵⁾.

3. Nachylenie skarp wałów.

Skarpa wałów wspomnianych od strony wody jest nachylona 1 : 2.

Nachylenie skarpy naturalnej zmoczonej, niezabezpieczonej, wynosi dla piasku 1 : 1,80 (kąt tarcia $\alpha = 29^\circ$), dla iltu 1 : 3,27 ($\alpha = 17^\circ$).

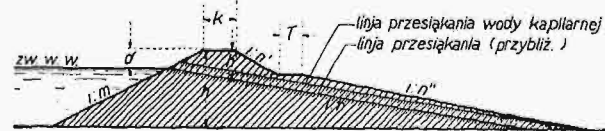
Ponieważ wały nasze są wykonane z mac, a zatem gliny piaszczystej i skarpa jest ubezpieczona porostem trawy, więc nachylenie jej jest może wystarczające, choć byłaby bardziej pewna skarpa łagodniejsza (1 : 2,5 — 1 : 3).

Ehlers radzi dać skarpie od strony wody nachylenie 1 : 2, a u spodu na wysokość 0,6—0,8 m nachylenie 1 : 8, jako ochronę przeciw działaniu prądu wody i lodów. Tam zaś, gdzie woda łagodnie płynie wzdłuż wału można dać, jego zdaniem, nachylenie bardziej strome 1 : 2 — 1 : 2,5.

Skarpa od strony łądu. Nachylenie tej skarpy na naszych wałach wynosi 1 : 1,5, a nadto w wysokości 2—3 m poniżej korony jest ławeczka 2 m szeroka, która łagodzi niejako skarpe.

Nachylenie tej skarpy zależy od linii przesiąkania wału (fr. ligne de saturation, niem. Sickerlinie). Linja ta zaczyna się w miejscu, gdzie zwierciadło wielkiej wody przecina skarpe od wody i biegnie parabolicznie do skarpy od łądu. Poniżej tej linii wał jest wypełniony wodą, a tam gdzie linja przesiąkania przecina skarpe od łądu, woda wycieka z wału i skarpa może się usunąć. Lepiej więc, aby linja przesiąkania nie przecinała tej skarpy.

Powyżej tej linii znajduje się w wale także woda do pewnej wysokości, ale tylko w przestrzeniach kapilarnych. Woda ta nie wypływa z wału, choć jej linja przesiąkania przecina skarpe od łądu. Ponieważ jednak materiał, z którego wał jest usypany, może stać się plastyczny i może uleść usunięciu pod własnym ciężarem, przeto będziemy pewniejsi, jeżeli i linja przesiąkania wody kapilarnej nie będzie przecinała skarpy łądowej.



Rys. 3. Skarpa łądowa.

Aby uniknąć wypływania wody ze skarpy łądowej grobli zbiorników retencyjnych, drenuje się stopę tej skarpy i grunt pod nią.

Wały powodziowe nie mogą być w podobny sposób zdrenowane, gdyż dreny nie miałyby odpływu w czasie wezbrania. Należy więc tak skarpe łądową zaprojektować, aby w czasie kulminacji wezbrania linja przeciekania nie przecinała jej. Jeżeli dla uproszczenia przyjmiemy linję przeciekania, jako prostą o nachyleniu 1 : r, nachylenie skarpy od wody 1 : m, skarpy od łądu bez ławeczki 1 : n, a z ławeczką powyżej niej 1 : n' i poniżej niej 1 : n'', szerokość korony = k, szerokość ławeczki = l, wysokość wału = h, wzniesienie ławeczki pod koroną = h', wzniesienie zwierciadła wielkiej wody pod koroną = delta (rys. 3), to

a) dla wału bez ławeczki

$$n = \frac{(h - \delta)r - \delta m - k}{h}$$

²⁾ Różański: Zamknięcie i osuszenie zatoki morskiej Zuiderzee w Holandji. Przegląd Techniczny, 1932.

³⁾ Franz Kreutzer: Der Flussbau. Handb. der Ing. Wissenschaften. Cz. III. T. 6. Lipsk, 1907 (gdzie podana literatura).

⁴⁾ Ehlers: Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flussdeiche — Berlin 1934.

⁵⁾ Ehlers: l. c.

b) dla wału z ławeczką

$$n'' = \frac{(h - \delta)r - \delta m - h' \cdot n' - k - l}{h - h'}$$

Według doświadczeń $r = 5 - 8$.

Jeżeli więc przyjmujemy dla wału bez ławeczki: $h = 2$ m, $\delta = 0,5$ m, $m = 2$, $k = 3$ m, $r = 5$ i 8 , to $n = 1,75$ i $4,00$ średnio: $2,875$,

a dla wału z ławeczką wysokości $h = 7$ m i $h' = 2$ m, $\delta = 1$ m, a $l = 3$ m, oraz dla $n' = 2$ otrzymujemy

$$n'' = 3,6 \text{ i } 7,2, \text{ a średnio } 5,4.$$

Widzimy, że nachylenie skarpy ładowej $1 : 1,5$, stosowane w wałach małopolskich, jest za strome i że należałoby w wałach niskich (bez ławeczki) zastosować nachylenie $1 : 3$, a w wałach wysokich powyżej ławeczki $1 : 2$, a poniżej $1 : 5,5$.



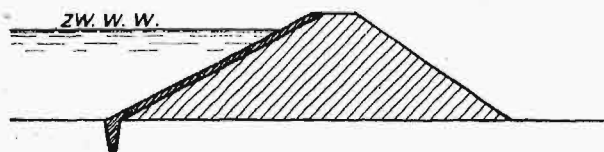
Rys. 4. Skarpa ładowa podług Ehlersa.

Racjonalniejszy przebieg skarpy ładowej proponuje Ehlers⁹⁾, a mianowicie o nachyleniu, zmieniając się od $1 : 2$ u korony do $1 : 4$ z ławeczką w wysokości $1,5$ m nad terenem o skarpie $1 : 5$ (rys. 4).

Uszczelnienie lepsze skarpy od strony wody, np. przez wyłożenie warstwą gliny lub یتu, działa chwilowo tak, jakby zwierciadło wielkiej wody leżało niżej — więc korzystnie dla przebiegu linii przesiąkania.

Założenie zaś warstwy nieprzepuszczalnej, t. zw. duszy w środku wału, uważam za nieodpowiednie z wielu względów. Przedewszystkiem wał zostaje podzielony na 3 części niejednakowo osiadające się i brak nam kontroli należytego uszczelnienia, a warstwa przepuszczalna od strony wody, nasiąknięta nią, ciśnię na resztę wału.

Również przepuszczalność terenu pod wałem obniża linię przesiąkania. Ponieważ jednak w czasie wezbrania grunt przepuszczalny staje się grząski i zachodzi niebezpieczeństwo usunięcia się wału, lepiej zabezpieczyć się przed przesiąkaniem te-



Rys. 5. Skarpa z wylepieniem.

renu przez wykopanie wąskiego i możliwie głębokiego rowu pod stopą skarpy wału od wody i wypełnienie go gliną lub یتem (rys. 5).

Zresztą co do badań przesiąkania przegród ziemnych, muszę Czytelników odesłać do odpowiedniej literatury¹⁰⁾.

⁹⁾ Ehlers: l. c.

¹⁰⁾ Otto Höch: Über Flussdeiche und Kanaldämme. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920.

I-er Congrès des Grands Barrages. Scandinavie, 1933. Vol. IV. Commission Internationale des Grands Barrages de la Conference Mondiale de l'Energie (gdzie podana literatura).

Oczywiście warunki wałów powodziowych są odmiennie od warunków grobli zbiorników retencyjnych. Wały powodziowe są znacznie niższe i wspierają wodę przez stosunkowo bardzo krótki czas, ale nie można ich tak starannie wykonywać i ubezpieczać, jak tamte groble, bo są bardzo długie.

4. Wytrzymałość na ciśnienie wody.

Jeżeli przyjmujemy, że zwierciadło wielkiej wody osiągnie wyjątkowo korony wału wysokości $= h$, szerokości korony $= k$, o nachyleniu skarpy od wody $1 : m$, a skarpy od ładu bez ławeczki $1 : n$, a z ławeczką szerokości $= l$ $1 : n'$ i $1 : n''$ (rys. 6) i jeżeli przyjmujemy ciężar właściwy ziemi przemocznej $\gamma_z = 2$ i tarcie takiej ziemi $\mu = 0,25$, to w przybliżeniu:

a) dla wału bez ławeczki:

$$\mu \cdot \frac{h(m+n)+2k}{2} \cdot h(\gamma_z-1) \geq \frac{h^2}{2}$$

b) dla wału z ławeczką:

$$\mu \cdot \left[\frac{h(m+n')+2k}{2} \cdot h + \frac{2 \cdot l + (h-h')(n''-n')}{2} (h-h') \right] \cdot (\gamma_z-1) \geq \frac{h^2}{2}$$

Zatem dla wałów małopolskich o wymiarach, wyżej podanych, wypada a) $h = 12,0$ m i b) $h = 19,16$ m.

Widzimy zatem, że wały małopolskie, których wysokość nie przekracza 7 m, wytrzymają ciśnienie wody. Co prawda nie uwzględniliśmy ciężaru wo-



Rys. 6. Wysoki stan wody przy skarpie.

dy spoczywającej na skarpie wału (działającego korzystnie), oraz ujemnego działania ciśnienia hydraulicznego wody, tudzież uderzeń belek płynących i kry w czasie wezbrania.

VI. Niedogodności obwałowania rzek.

Widome są niedogodności obwałowania rzek:

1) Przerwanie wału powoduje katastrofę, a nadto trzeba przekopywać wał w dolnym końcu, aby wodę spuścić. Można coprawda ograniczyć rozmiary powodzi w razie przzerwania wału przez budowę wałów poprzecznych.

2) W dolinie obwałowanej większe dopływy mają wprawdzie wały wsteczne, ale mniejsze uchodzące do głównego recypienta i do dopływów obwałowanych, są zamknięte śluzami kłapowemi, które wstrzymują odpływ wody w recypencie, gdy podniesie się ponad stan w ścieku. W bogatych dolinach i na obszarze większych miast pompuje się wodę, w zwykłych zaś warunkach dopuszcza się mały wylew ścieku. W terenie górskim, gdzie pełno ścieków, są wały z tego powodu uciążliwe.

3) Wały odcinają tereny inundacyjne od wód namulistych — utrudniając ich namulanie, — a mogą powodować większe zamulenie terenu między wałami, wskutek czego rzeka podnosi się do góry.

trzeba podwyższać wały i zwiększa się niebezpieczeństwo powodzi.

4) Wreszcie wały, odcinając tereny inundacyjne, powiększają wezbrania na przestrzeni poniżej położonej.

Inż. W. OZIĘBŁOWSKI

Kopalnictwo rudy żelaznej w Polsce*)

Jak już o tem była mowa, ruda ilasta występuje u nas w postaci cienkich warstw oddzielonych od siebie mniej lub więcej grubymi warstwami płonnych iłów. Uważamy, że złoża nadaje się do odbudowy, kiedy łączna grubość warstw rudy, które można odbudowywać jednocześnie, wynosi nie mniej niż 30 cm. Ta właściwość złoża rudy ilastej wraz z niewysoką jej zawartością żelaza czyni eksploatację nierentowną przy większej głębokości zalegania złoża i większym przypiływie wody.

Na szczęście rudy ilaste występują u nas w wielu miejscach na nieznacznej głębokości i zalegają poziomo lub z niewielkim upadem, co w wielu wypadkach pozwala na odbudowę złoża wcale bez odlewów wody lub też w obecności względnie nieznacznego jej dopływu (przec. około 2 m³ na minutę).

Głębokość, na której odbudowują się złoża rudy ilastej, rzadko przekracza 40 m. Łącznie z warunkami zalegania warstw rudnych pozwala ona na stosowanie do wydobycia rudy prymitywnego sposobu, polegającego na zgłębianiu całego szeregu niewielkich szybików, oddalonych mniej więcej o 30 — 50 metrów jeden od drugiego. Na kilka takich szybików jeden zazwyczaj ma wymiary nieco większe, pozwalające na zastosowanie drabin służących do zejścia robotników do kopalni. Szybiki te łączą się po upadzie głównym chodnikiem szerokim około 1 m; wysokość takiego chodnika zależy od ogólnej grubości odbudowywanych warstw rudy i dzielących je iłów. Od takiego chodnika pędzi się chodniki poprzeczne (t. zw. krzyżaki) i chodniki odbudowy, rozcinające pole przeznaczone dla każdego szybika na filary odbudowy. Do celów odwadniania służą szyby głębsze, którym nadaje się większe rozmiary. Iłem, otrzymywanym przy odbudowie, zapełnia się przestrzenie odbudowane, zbywające zaś jego ilości wyciąga się na powierzchnię i składa na zwał. Wyciąganie rudy i iłu na powierzchnię odbywa się w kubłach za pomocą ręcznych kołowrotek o cienkiej linie stalowej. Ten prymitywny system robót, zwany systemem duklowym, starano się zastąpić przez system bardziej racjonalny z długotrwałymi chodnikami, z mechanicznym wyciągiem w szybie i z mechanizacją przewozu poziomego. Taka centralizacja okazała się jednak praktyczną tylko w poszczególnych wypadkach i na większych kopalniach. System duklowy posiada poza swoją prymitywnością jeszcze jedną wadę: mianowicie przestrzenie zajęte przez roboty górnicze pokrywają się z czasem zwałami iłów, które zamieniają urodzajną glebę na nieużytki.

Złoża rudy brunatnej (limonity) u nas eksploatowane, występują często bezpośrednio na powierzchni, wobec czego odbudowuje się je zapomocą zwykłych odkrywek. Dzięki tak prymitywnym sposobom odbudowy, do kopalnictwa rudy żelaznej, zwłaszcza zaś rudy brunatnej, ma u nas łatwy dostęp przedsiębiorczość drobna.

Jakkolwiek obwałowanie nie jest idealnym środkiem ochronnym przeciw powodziom, jest jednak najłatwiejszym i najtańszym, to też najczęściej stosowanym. (d. n.)

W końcu roku 1928, jako roku najlepszej konjunktury, na ogólną liczbę 25 kopalń rudy żelaznej mieliśmy 13 czynnych kopalń o wydobyciu poniżej 1 000 tonn miesięcznie. Pozatem mieliśmy:

2 kopalnie o wydobyciu ponad 10 000 tonn miesięcznie			
1 „ „ „ „	7 000	„	„
1 „ „ „ „	5 000	„	„
2 „ „ „ „	3 000	„	„
6 „ „ „ „	1 000	„	„

Pomimo że dwanaście z tych 25 kopalń eksploatowało rudę brunatną, ogólne wydobycie tej rudy wyniosło zaledwie 70 960 tonn, czyli około 10% wydobycia ogólnego.

Widać z tego, na jak drobną skalę zakrojone jest u nas kopalnictwo rudy brunatnej.

Natomiast kopalnictwo rud ilastych, dzięki ich prawidłowemu zaleganiu i większemu popytowi hut naszych na rudę ilastą prażoną, ma podstawy o wiele mocniejsze. W okresie lat 1928 — 1933 wydobycie rudy ilastej wyniosło — 2 120 229 tonn, co stanowi 90% wydobycia ogólnego, natomiast rudy brunatnej wydobyto zaledwie 236 271 tonn.

Według utartego poglądu huty są zmuszone z powodu znacznego podrożenia materiałów i robocizny do używania rud możliwie bogatych, w celu zmniejszenia ilości rozchodowanego koksu i zredukowania kosztów ogólnych i robocizny przez zwiększenie wytwórczości wielkich pieców. Ze względu na powyższe, huty nie mogą ekonomicznie prowadzić procesu wielkopieczowego przy zawartości żelaza w naboju wielkopieczowym poniżej 50% i krzemionki powyżej 16%.

To też poza rudami krajowymi hutnictwo nasze spożywa znaczne ilości bogatych rud zagranicznych.

Według statystyki Związku Polskich Hut Żelaznych w roku 1933 spożyło w wielkich piecach:

TABELA IV

Rodzaj rudy	tonn
1. rudy polskiej ilastej	9 313
„ „ brunatnej	21 485
„ „ darniowej	2 313
„ „ prażonej	161 088
brykietów	14 175
aglomeratów	31 939
Razem rudy polskiej	240 313
2. rudy sowieckiej	83 251
3. „ szwedzkiej surowej	25 168
„ brykietów	1 323
„ aglomeratów	20 659
„ łącznie	47 150
4. „ norweskiej — brykietów	7 201
5. „ brazylijskiej	4 082
6. „ afrykańskiej	3 515
7. „ greckiej	2 386
8. „ niemieckiej	2 373
9. „ czeskosłowackiej	79
Razem rudy zagranicznej	150 037
Ogółem polskiej i zagranicznej rudy	390 350

*) Dokończenie do str. 49 w zes. 3 z r. b.

Według tegoż źródła dowóz rud żelaznych do zakładów hutniczych Polski w okresie ostatniego pięcioletnia przedstawiał się, jak następuje:

konjunkturą gospodarczą. Natomiast w warunkach normalnych kopalnictwo rud żelaznych winno być obliczone wyłącznie na potrzeby hut krajowych z

TABELA 5.

	1929 r.		1930 r.		1931 r.		1932 r.		1933 r.	
	tonn	%	tonn	%	tonn	%	tonn	%	tonn	%
I. Przywóz rudy żelaznej:										
Z. S. R. R.	227 020	49,2	78 182	37,5	120 821	45,4	29 639	32,5	109 777	66,4
Szwecja	110 465	24,0	71 191	34,1	76 897	28,9	39 152	43,0	25 581	15,5
Afryka	54 367	11,8	24 861	11,9	18 904	7,1	11 202	12,3	2 006	1,2
Norwegia	25 831	5,6	16 879	8,1	25 942	9,8	10 402	11,4	12 933	7,8
Brazylja	—	—	—	—	—	—	—	—	9 032	3,9
Niemcy	19 468	4,2	2 059	1,0	1 888	0,7	751	0,8	2 526	1,5
Grecja	13 760	3,0	5 532	2,7	14 482	5,4	—	—	3 386	2,1
Czechosłowacja	8 885	1,9	2 923	1,4	6 814	2,6	—	—	61	0,0
Rumunia	100	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
Włochy	—	—	3 836	1,8	—	—	—	—	—	—
Austrja	—	—	3 217	1,5	—	—	—	—	—	—
Francja	—	—	—	—	247	0,1	—	—	—	—
Inne kraje	1 405	0,3	—	—	—	—	—	—	—	—
Razem	461 301	100	208 680	100	265 995	100	91 146	100	165 302	100
II. Wydobyte rudy żelaznej w Polsce:	658 531		476 846		284 653		76 874		160 661	

Widzimy więc, że w ostatnich dwu latach przywóz rudy żelaznej jest nawet wyższy od wydobycia.

Szwecja, która od 1925 roku była naszym głównym dostawcą rudy żelaznej, została zastąpiona przez Z. S. R. R., które w 1933 roku dostarczyły nam już 66% ogólnej ilości rudy żelaznej przywiezionej do Polski. Poza dostawą do hut naszych bogatej rudy krzyworskiej Sowiety są również prawie wyłącznym naszym dostawcą rudy manganowej.

Przywóz rudy bogatej do Polski jest koniecznością, nie dającą się uniknąć ze względów technicznych (niemożność rentownego prowadzenia procesu wielkopiecowego wyłącznie na biednych rudach krajowych). Jest on pozatem pożądanym i z punktu widzenia ogólnopolskiej polityki gospodarczej, jako wwóz surowca, którego przerób na żelazo zatrudnia robotników i wzbogaca nasz przemysł, nie uszczuplając przyrodzonych bogactw kraju.

Z tego, co było powiedziane o kopalnictwie rudy żelaznej w Polsce, wyłania się główny problem polityki gospodarczej w tej dziedzinie, którego treścią winno być ogólne, obliczone na dalszą przyszłość użytkowanie zasobów rudy żelaznej, znajdujących się we wnętrzu ziemi naszej i ochrona kopalnictwa rudy żelaznej przed wstrząsami, grożącymi zanikiem tej gałęzi naszego przemysłu.

Kopalnictwo rudy żelaznej może się u nas opierać jedynie na zapotrzebowaniu wewnętrznym. Konjunktury wywozowe, jako uzależnione od gospodarczej polityki państw obcych, nie mogą mieć mocnych pod sobą podstaw w zastosowaniu do biednych rud naszych, zwłaszcza przy ogólnej tendencji do używania w hutnictwie rud bogatych. Wreszcie wywóz rudy z kraju, nie posiadającego wielkich jej zapasów, jakim jest Polska, może być traktowany jedynie jako zło konieczne, które w poszczególnych okresach może być usprawiedliwione

przewodnią myślą o tem, że od tych względnie skromnych zapasów biednej naszej rudy uzależniony jest normalny rozwój naszego przemysłu żelaznego i świadomość, że w razie przerwania normalnych stosunków handlowych z naszymi dostawcami rudy żelaznej hutnictwo nasze będzie mogło zaspokoić swe zapotrzebowanie na rudę żelazną w kraju.

Inż. Władysław Kuczewski w artykule p. t. „Czy żelastwo da się zastąpić surówką”, umieszczonym w „Wiadomościach tygodniowych Polskich Hut Żelaznych” w styczniu 1929 roku stwierdził, że ówczesne ceny rudy żelaznej znajdowały się na granicy wartości technicznej rud polskich, a nawet niekiedy ją przekraczały.

Stan taki wpływa wogóle ujemnie na zapotrzebowanie rudy krajowej, która ma zawsze groźnego konkurenta w bogatej rudzie zagranicznej. Tem się też objaśnia ta niezwykła czułość, z którą nasz przemysł kopalniany stosuje się do warunków konjunkturalnych. Ta czułość powoduje, że w okresie kryzysów, kopalnictwo rud krajowych zupełnie zamiera i pozostają w ruchu jedynie nieliczne kopalnie, wysyłające rudę do hut własnych. Dzięki jednak swoistym cechom naszych złóż rudy żelaznej i prymitywnemu naogół charakterowi robót górniczych kopalnictwo to posiada wybitną cechę dodatnią, jest ono mianowicie bardzo elastyczne i z nastaniem lepszych czasów również szybko rozwija się nanowo, żeby sprostać zadaniom, które mu narzucają zmienione warunki gospodarcze.

NOWE WYDAWNICTWA *)

U podstaw bezrobocia. Czesław Klarnier. Str. 269 z 10 wykresami i 66 tablicami. Nakł. autora. Warszawa 1935.

*) Wszystkie podawane w tym dziale wydawnictwa są do nabycia w Księgarni Technicznej „Przeglądu Technicznego”, Warszawa, ul. Czackiego 3.

Dr. Z. PERKOWSKI.

Oznaczanie ilości cementu portlandzkiego w betonie

Nie ulega wątpliwości, że oznaczanie ilości cementu, użytego do wyrobu betonu, jest bardzo ważne przy kontroli tego materiału. Jednakże podręczniki analiz technicznych nie podają metod oznaczania ilości cementu w betonach. O chemicznych analizach betonu wspomina książka „Die Prüfung von Strassenbaustoffen und neueren Strassendecken” prof. R. Schencka z r. 1932, podając metodę dr. inż. Luftschtza. Przy metodzie tej oblicza się ilość cementu z różnicy, jaką otrzymuje się z ciężaru betonu i z ilości części nierozpuszczalnych w kwasie solnym, wprowadzając poprawkę przez odliczenie ilości kruszywa, rozpuszczalnych w kwasie solnym. W tym celu prócz betonu zawsze osobno traktuje się w kwasie solnym kruszywo. Przy stosowaniu tej uciążliwej metody trudno jest osiągnąć wyniki z dokładnością większą niż do 15—10%.

Na podstawie badań, przeprowadzonych przenie w Wojskowym Instytucie Badań, Inżynierji w Warszawie, opracowałem krótką i dla celów technicznych dostatecznie ścisłą metodę analizy betonu, którą poniżej podaję.

Około 5 kg betonu rozdrabnia się w moździerzu żelaznym do wielkości ziarna 10 — 15 mm. Z potłuczonego betonu pobiera się metodą kwadrantową około 1,5 kg próbki i rozdrabnia na miał aż do ziarn przechodzących całkowicie przez sito o oczkach 1 mm. Po dobrem wymieszaniu odważa się do zlewki na 600 cm³ średnią próbkę około 10—12 g na wadze analitycznej, zalewa 100 cm³ zimnej wody i następnie podczas ciągłego mieszania dolewa 35 cm³ kwasu solnego stężonego o ciężarze właściwym 1,19. Po opadnięciu osadu natychmiast przesączyć przez sączek Durieux 113 lub S. u. S. z czarną opaską. Na osad pozostały w zlewce nalewa się 50 cm³ wody i przy ciągłym mieszaniu 20 cm³ kwasu solnego o c. wł. 1,19, ogrzewa się przez 10 minut na łaźni wodnej i sączy. Czynności te powtarza się jeszcze raz. Pozostały osad przemywa się kilkakrotnie gorącą wodą. Sączek z osadem wrzuca się do zlewki z główną masą osadu, dolewa się 50 cm³ wrzącego 5% roztworu węglanu sodu, ogrzewa się przez 15 minut na łaźni wodnej, sączy, przemywa najpierw wodą gorącą, a następnie 3-krotnie kwasem solnym rozcieńczonym 1 : 5. Zebrane przesącze odparowuje się na łaźni wodnej i wysusza w suszarce w temp. 110° w ciągu 1 godz. Pozostałość zwilża się 10 cm³ kwasu solnego stężonego, pozostawia się na 10 minut, rozcieńcza się następnie 10 cm³ wrzącej wody, ogrzewa się kilka minut na łaźni wodnej aż do całkowitego rozpuszczenia związków glinu i żelaza. Następnie rozcieńcza się 100 cm³ wrzącej wody i po opadnięciu osadu dekantuje. Do pozostałości dodaje się kilka kropel stężonego kwasu solnego, dolewa się 75—100 cm³ wrzącej wody i znów dekantuje. Czynności te powtarza się tak długo, aż przestanie występować żółte zabarwienie po dodaniu kwasu solnego. Potem pozostałość przenosi się na sączek, przemywa gorącą wodą, aż do zniknięcia

kwaśnej reakcji. Sączek wraz z osadem praży się w tygielku do stałej wagi.

Oznaczmy w gramach przez a ilość krzemionki rozpuszczalnej, otrzymaną z analizy, przez b ilość betonu, użytego do analizy. Jeżeli przyjmiemy 22 jako średnią zawartość procentową krzemionki rozpuszczalnej w cemencie portlandzkim, to ilości a g krzemionki rozpuszczalnej odpowiadać będzie $\frac{a}{0,22}$ g cementu. Procentową zawartość x cementu portlandzkiego w betonie można wyprowadzić z równania $b : \frac{a}{0,22} = 100 : x$.

Stąd mamy wzór do obliczania procentowej zawartości cementu w betonie

$$x = \frac{a \cdot 100}{b \cdot 0,22}$$

Jako ciężar objętościowy betonu przyjmujemy ciężar 1 metra sześciennego betonu. Oznaczywszy tę wielkość przez c , możemy wyprowadzić ilość cementu y w kilogramach na metr sześcienny betonu z równania $100 : \frac{a \cdot 100}{b \cdot 0,22} = c : y$. Stąd otrzy-

mujemy wzór do obliczania ilości cementu na metr sześcienny betonu

$$y = \frac{a \cdot c}{b \cdot 0,22}$$

Ciężar objętościowy betonu znajdujemy w ten sposób, że odważony kawałek (500—700 g) betonu zanurzamy do wody na 24 godz. i po upływie tego czasu ważymy w wodzie. Znajdujemy w ten sposób objętość kawałka betonu. Znając jego ciężar, możemy obliczyć ciężar metra sześciennego betonu.

Do sprawdzenia powyższej metody przygotowano kilka prób betonu o następujących stosunkach wagowych cementu do kruszywa:

I.) 1 : 4 II.) 1 : 3 III.) 1 : 2 IV.) 1 : 1.

Znaleziono w próbkach drogą analizy j. w.:

I.) 1 : 3,9 II.) 1 : 2,9 III.) 1 : 2,1, IV.) 1 : 1,1.

Pozatem przygotowano beton z zawartością 400 kg cementu na metr sześcienny. Znaleziono drogą analizy 403 kg. Kruszywa, użyte do betonu, były różnorodnego składu, przeważnie zaś przygotowane z granitu, piaskowca kwarcytowego, z wapieni, z sarogłazu, piasku i żwiru rzeczno-

Przy użyciu do betonu jako kruszywa bazaltu zamiast 400 kg znaleziono 470 kg cementu na metr sześcienny, gdyż pod działaniem kwasu solnego i roztworu sody na miał betonowy otrzymujemy krzemionkę rozpuszczalną nie tylko z cementu, lecz również z kruszywa bazaltowego. Musimy więc w tym wypadku wprowadzić poprawkę.

Rozdrabniamy kruszywo bazaltowe w takim stopniu, jak beton, odważamy taką samą ilość (10 — 12 g) i w zupełnie identyczny sposób,

jak opisany wyżej dla betonu, oznaczamy procentową ilość krzemionki rozpuszczalnej w kruszywie. Najlepiej wykonywać jednocześnie i jednakowo oznaczanie ilości krzemionki rozpuszczalnej w betonie i kruszywie.

Oznaczmy procentową ilość krzemionki rozpuszczalnej, pochodzącej wyłącznie tylko z cementu w betonie przez d . Tej ilości d odpowiada pewna procentowa ilość z cementu. Ponieważ ilości 1% cementu odpowiada 0,22% krzemionki rozpuszczalnej, to ilości z % cementu odpowiadać będzie $z \cdot 0,22$ % krzemionki rozpuszczalnej; $d = z \cdot 0,22$. Stąd zawartość procentowa cementu w betonie $z = \frac{d}{0,22}$. Ilością procentową kruszywa w betonie będzie $100 - \frac{d}{0,22}$.

Oznaczmy znaną procentową zawartość krzemionki rozpuszczalnej kruszywa przez e . Ilości 1% kruszywa odpowiada $\frac{e}{100}$ % krzemionki rozpuszczalnej, ilości $(100 - \frac{d}{0,22})$ % kruszywa odpowiadać będzie $(100 - \frac{d}{0,22}) \cdot \frac{e}{100}$ % krzemionki rozpuszczalnej.

Ogólną znaną procentową ilość krzemionki rozpuszczalnej pochodzącej wspólnie z cementu i z kruszywa betonu oznaczmy przez f . Będziemy mieli równanie:

$$f = d + (100 - \frac{d}{0,22}) \cdot \frac{e}{100},$$

w którym wartość f i e znaleźliśmy z analizy, d zaś jest wielkością, której szukamy. Wyprowadzamy z tego równania d , czyli wzór na obliczenie zawartości procentowej krzemionki rozpuszczalnej, pochodzącej wyłącznie z cementu w betonie, zawierającym kruszywo z krzemionką rozpuszczalną

$$d = \frac{22(f - e)}{22 - e}$$

Ponieważ procentową zawartością cementu w betonie będzie $\frac{d}{0,22}$, to ilość cementu na metr sześcienny betonu (Q) można wyprowadzić z równania

$$100 : \frac{d}{0,22} = c : Q,$$

czyli ilością tą będzie

$$Q = \frac{c \cdot d}{22}$$

Wprowadzając powyższą poprawkę, otrzymałem 395,5 kg zamiast 400 kg na metr sześcienny betonu.

Poczuwam się do miłego obowiązku podziękowania Kierownictwu memu w Wojskowym Instytucie Badań Inżynierji za zezwolenie ogłoszenia wyników powyższej pracy.

O eksporcie hutniczym

Żyjemy w okresie tak zwanej gospodarki planowej i w niektórych dziedzinach naszego życia państwowego planowość ta posunięta jest dość daleko.

Niestety, nie można tego powiedzieć o naszym eksporcie, a w szczególności o wywozie naszych wyrobów hutniczych. Przyglądając się eksportowi polskiemu, odnosi się wrażenie, że jest on dokonywany jakby na rozkaz, czyli, że musi być wykonany na termin, nie wchodząc w wysokość kosztów wykonania tego zarządzenia. Jednakże życie gospodarcze pyta przedewszystkiem: „ile to kosztuje?” Zarządzenia zbyt kosztowne przestają być gospodarczo uzasadnione, a zatem celowe.

Musimy się zastrzec, że nie występujemy przeciwko eksportowi, uznając jego bezsporną konieczność. Pragniemy natomiast poddać rozważce, czy nie możnaby eksportu tego wykonywać mniejszym kosztem dla ogólnej gospodarki państwowej. Postaramy się rozpatrzyć tylko jedną dziedzinę naszego eksportu, a mianowicie eksport wyrobów hutniczych, który stanowi w naszym wywozie poważną pozycję. Uwagi te przez analogję można będzie rozszerzyć i na inne dziedziny eksportu.

Aby skutecznie konkurować na rynkach zagranicznych musi nasz przemysł hutniczy przeskoczyć barjerę, którą tworzą dodatkowe koszty, wynikające z geograficznego położenia naszego przemysłu hutniczego — Zagłębia Śląskiego i Dąbrowskiego. Są to koszty dodatkowego przewozu importowanej rudy wysokowartościowej i złomu z Gdyni do hut oraz z powrotem gotowych wyrobów hutniczych z hut do portu. Idealnym stanem rzeczy byłoby dopłacanie do naszego eksportu tylko różnicy kosztów tych przewozów w stosunku do przewozów hut belgijskich, francuskich czy nie-

mieckich do ich portów. Na korzyść hut obcych przemawia jeszcze tani transport do portów wodą, jaki mają do dyspozycji, a którego my niestety tak prędko jeszcze posiadać nie będziemy. Gdyby koszty produkcji w hutach polskich były nie wyższe od kosztów hut obcych, to, teoretycznie rzecz biorąc, tak zwane zwroty ceł powinny wyżej podaną różnicę całkowicie pokrywać. Tymczasem praktyka wykazuje, że, aby móc konkurować i nasze żelazo w świecie sprzedawać, musimy korzystać z całego szeregu dodatkowych pomocy, które łącznie ze zwrotem cła niekiedy przekraczają połowę wartości towaru loco wytwórnia.

Analizując przyczyny tego stanu rzeczy, przychodzimy do wniosku, że ciężar zagadnienia leży w wysokich kosztach własnych produkcji oraz w kosztach sprzedaży.

Nasuwa się pytanie, co możnaby zrobić, ażeby koszty te obniżyć. Spróbujmy je kolejno rozpatrzyć.

A. Rewizja kosztów własnych produkcji.

Ustalenie programu eksportowego na okres np. roczny i podzielenie tej produkcji pomiędzy huty, najtaniej produkujące poszczególne gatunki żelaza, może dać poważne oszczędności. Koszt własny dla niektórych gatunków żelaza w poszczególnych hutach różni się nawet o kilkanaście procent.

Przydzielenie danej hucie jednorazowo kilkunastu tysięcy ton, zamiast kilkakrotnie po kilkaset ton, może dalej obniżyć koszt produkcji.

Przy racjonalnych kosztach finansowania produkcji da się zaoszczędzić kilka procentów.

B. Rewizja kosztów sprzedaży.

Obecny stan sprzedaży jest tego rodzaju, że każda eksportująca hutą utrzymuje swój aparat eksportowy i przy spółdzielczym szeregu pośredników, nietylko polskich ale i zagranicznych, sprzedaje towar importerowi-kupcowi, ten zaś

odbiorcom detalicznym, względnie przemysłowi miejscowemu do dalszej przeróbki.

Stworzenie centralnej organizacji sprzedaży polskich wyrobów hutniczych na eksport może wydatnie obniżyć koszty sprzedaży przez:

1. zlikwidowanie wielokrotności organizacji przy hutach i rozłożenie kosztów jednej organizacji na obrót wszystkich hut,

2. wyeliminowanie pośredników i dotarcie bezpośrednio do importerów na miejscu zbytu, ewentualnie wprost do fabryk przetwórczych w krajach importujących,

3. obniżenie kosztów finansowania sprzedaży przez otrzymanie tanich kredytów eksportowych w Banku Polskim, ewentualnie Funduszu Pracy.

C. Rewizja kosztu transportu.

Dokonując sprzedaży na eksport przez centralną organizację, koncentrującą transport dziesiątek, a może i setek tysięcy ton w jednych rękach, otrzymamy możliwość uzyskania obniżki kosztów przewozu morskiego jak i kolejowego.

Brak centralnej organizacji sprzedaży na eksport zmusza

huty do wzajemnej konkurencji drogą obniżki cen, a powstałą z tego powodu stratę starają się huty wyrównać premją eksportową.

Tych kilka uwag wykazuje, że można wprowadzić bez dodatkowych wydatków znaczne oszczędności na kosztach własnych. Poza to taka reorganizacja umożliwić może naszym hutom dalsze obniżenie kosztów własnych przez racjonalną gospodarkę i przez usprawnienie samej produkcji przy zastosowaniu nowych metod fabrykacji i modernizacji urządzeń. Fundusze na ten cel, jako idące na usprawnienie eksportu, dałyby się łatwiej uzyskać.

Musimy więc zaprzestać dotychczasowych metod wydawania znacznych sum na dodatkowe pomoce, a korzystać z nich tylko wówczas, o ile faktycznie nie da się inaczej eksportu dokonać.

Zastosowanie planowości w tak poważnej dziedzinie życia gospodarczego, jaką jest eksport, może nam dać bez jakichkolwiek kosztów tak duże oszczędności, że w wielu wypadkach pomoc dodatkowa może być zbędną.

Reński.

PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH

BUDOWNICTWO

Projekt umieszczenia słupów betonowych w powłoce stalowej.

Dotychczasowe sposoby obliczania słupów betonowych nie są zadowalające. Przedewszystkiem obliczenia te opierają się na twierdzeniu, że beton jest materiałem twardo-elastycznym, tymczasem jest on, albo zachowuje się jak ciecz. To znaczy, że przyjęte metody obliczenia wychodzą z założenia, że odkształcenie betonu jest proporcjonalne do obciążenia, że ma on stały i określony współczynnik elastyczności i że po usunięciu obciążenia wszelkie odkształcenia ustają.

Te przypuszczenia są jednak błędne. W rzeczywistości bowiem beton podlega stopniowemu odkształceniu nawet pod stosunkowo nieznacznym obciążeniem i odkształcenie to postępuje raczej przez czas dłuższy. Współczynnik elastyczności nie jest stały i po całkowitem usunięciu obciążenia odkształcenie nie ustaje.

Dokonano obciążenia szeregu słupów ciężarem przyjęłym według dotychczasowych obliczeń, po stwardnieniu betonu po 56 dniach. Obciążenie trwało bez przerwy 20 tygodni i naprężenie w podłużnych prętach uzbrojenia w końcu tego okresu wzrosło we wszystkich wypadkach przeszło dwukrotnie, a w niektórych czterokrotnie, w stosunku do naprężenia stwierdzonego niezwłocznie po obciążeniu. Odpowiednie naprężenia w betonie zmniejszyły się od $\frac{1}{2}$ do $\frac{1}{12}$, a nawet mniej, w stosunku do naprężenia w samym początku próby.

Przypuśćmy, że zażądano skonstruowania słupów z materiału znacznie mniej spoiściego, np. z asfaltu lub z oliwy, a nawet krańcowo — z wody. Wówczas konieczne byłoby umieszczenie tego materiału w odpowiedniej powłoce, z zastosowaniem w końcach tłoków, któreby przejmowały obciążenie.

Dlaczego więc nie zastosować i do betonu powłoki? Wówczas naturalnie nie trzeba stosować tłoków. Bez wątpienia najodpowiedniejszą powłoką będzie rura stalowa bez szwu.

Zasada takiego słupa wskazana jest na załączonym rys. 1.

Obciążenie przejmowane jest przez trzon betonowy, otoczony cienką powłoką stalową. Ażeby w tej stalowej po-

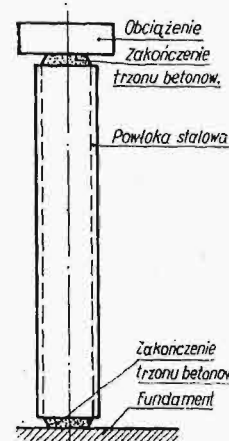
włoce nie powstawały naprężenia podłużne, wykonuje się ją trochę krótszą, niż sam trzon słupa i usuwa się w miarę możliwości przyczepność trzonu do stalowej powłoki, co się osiąga przez powleczenie wewnętrznej powierzchni powłoki materiałem nie łączącym się z betonem.

Powłoka stalowa służy przedewszystkiem jako forma, najważniejszym jednak jej celem jest zabezpieczenie betonowego słupa od zwiększenia jego średnicy i od bocznych odkształceń.

Zalety, jakie posiadają takie słupy, są następujące:

1) Słup ze stalową powłoką może mieć znacznie mniejszą średnicę, niż zwykły, wobec możliwości dopuszczenia większych naprężeń na ściskanie w betonie. Zmniejszenie średnicy słupa pozwala na: a) dużą oszczędność (około 50%) na materiale, a więc i na kosztach, b) powiększenie użytkowej powierzchni podłogi, i c) na znaczne zmniejszenie wagi słupa, a co za tem idzie kosztów i wymiarów fundamentów.

2) Niezmienny kształt słupa z wyjątkiem dwu małych luzów w



Rys. 1. Słup betonowy w powłoce stalowej.

koncach jego. Zaleca się na stalowej powłoce druga powłoka, zabezpieczająca od ognia, wykonana z gipsu, terrakoty lub t. p.

3) Łatwiejsze ubijanie betonu wobec braku podłużnych prętów uzbrojenia. Krótkie pręty w głowicach można umieścić z łatwością.

4) Okrągły stalowy słup wypełniony betonem posiada dużą odporność na wyboczenie.

5) Słup ze stalową powłoką jest znacznie twardszy i trwalszy, niż słup zwykły. Jest to wielka zaleta w konstrukcjach nośnych, szczególnie w słupach.

6) Należy przypuszczać, że słupy takie są więcej wytrzymałe na wstrząsy, jest to ważne w okolicach, gdzie bywają trzęsienia ziemi.

7) Prawdopodobnie słupy takie mogą być obciążone wcześniej, niż słupy zwykłe, co da oszczędność na czasie budowy, a więc i na kosztach.

8) Wobec tego, że powłoka słupa nie wchłania wilgoci, zmiany w długości słupa spowodowane nasiąkaniem i odparowywaniem wilgoci są znacznie mniejsze, jeżeli nie usunięte zupełnie.

Ogółem możliwe jest zaoszczędzenie 40% albo i więcej na kosztach słupów.

Czynione były zarzuty, że przy słupach wielopiętrowych, posiadających powłokę stalową, niema należytego wiązania na poszczególnych piętrach. W zwykłych słupach ciągłość podłużnego uzbrojenia uzyskuje się przez zastosowanie nad każdym piętrzem prętów zagiętych. Jeżeli jednak dochodzi dodatkowo uzbrojenie spiralne, to nie ma ono połączenia pomiędzy piętrami. Wydaje się więc, że nie uważano za konieczne przeciągać i łączyć te uzbrojenia przez wszystkie piętra.

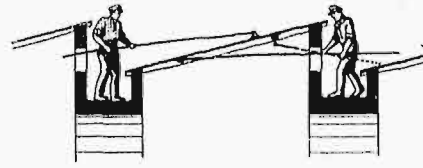
W słupach z powłoką stalową ciągłość tę można łatwo osiągnąć przez zastosowanie w końcach słupów prętów zagiętych. (*Engineering News Rec.* 1934).

Inż. J. Chmieliński.

Nowa hala na dworcu kolejowym w Reims.

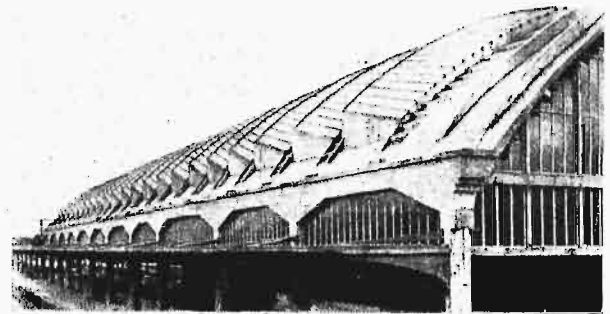
Istniejące sale dworców kolejowych we Francji cechują się poważnymi niedomaganiem w zakresie oświetlenia, oczyszczania sufitów i wentylacji. To też te 3 zagadnienia postawiono na pierwszym planie w warunkach konkursu na projekt hali w Reims. Zrealizowano projekt konstrukcji żelbetowej T-wa Limousin, który zawiera b. pomysłowe i zado-

Halą przylega z jednej strony do budynku stacyjnego, na drugiej posiada daszek wystający wspornikowo na 4,51 m nad peronem. Ściany szczytowe naw stanowią powierzchnie oszklone, podwieszane na konstrukcji żelbetowej do dźwigara łukowego i usztywnione w kierunku poziomym galerijką żelbetową.

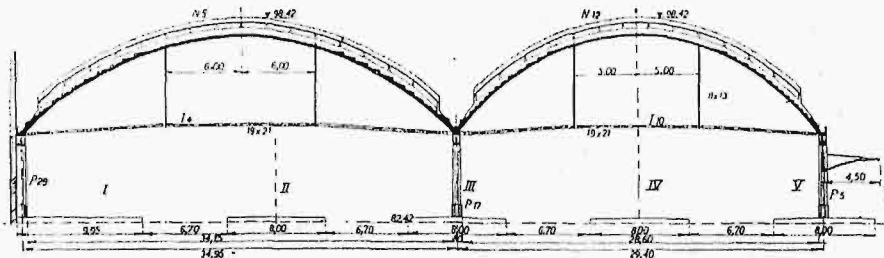


Rys. 3. Schemat, wskazujący łatwość czyszczenia szyb.

Dźwigary łukowe, rozstawione co 4,1 do 4,9 m, mają przekrój korytka, szerokości 1,2 m. Przestrzeń między tymi korytkami jest całkowicie przeznaczona na oszklenie, niema zatem pomiędzy nimi żadnych poprzecznych konstrukcji, za wyjątkiem oczywiście szczelin wykonanych z żelbetu, na któ-



Rys. 4. Widok perspektywny dachu.

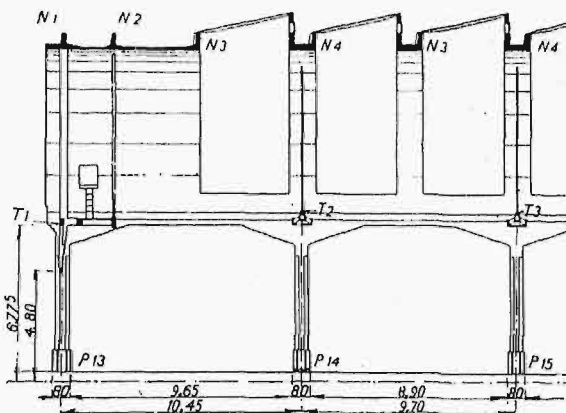


Rys. 1. Przekrój poprzeczny hali poprzez łuki żelbetowe. Widoczne są słupki i poręcz dla ułatwienia dostępu do czyszczenia świetlików.

walające rozwiązanie wymagań konkursu. Halę pasażerską długości 105,72 m rozbito na 2 nawy, rozp. 34,95 i 29,4 m (rys. 1). Konstrukcję nośną dachu stanowią dźwigary łuko-

rych spoczywają szyby. Szczeliny w niższym końcu leżą bezpośrednio na korytku, w wyższym — na belce żelbetowej, opartej na drugiej pionowej części korytka za pomocą słupków, rozstawionych co 2 m.

Pomiędzy tymi słupkami urządzono wentylację dla odprężenia dymu z parowozów; po podniesieniu żaluzji wentylacyjnych z łatwością można dokonać oczyszczenia szyb (rys. 3). Dla ułatwienia dostępu do dachu wykonano na niższej części dźwigarów łukowych słupki, a do belczki ponad dźwigarami umocowano poręcz z żelaza okrągłego (rys. 4). Oczyszczenie szyb w ścianie szczytowej dokonywa się z wysuwnej drabiny, poruszającej się na wspomnianej poprzednio galerijce. (*La Technique des Travaux*, zes. 10, 1934). W. Z.



Rys. 2. Przekrój podłużny hali. Widoczne są przekroje łuków, szczebliny oszklenia, nieprzerwanego na całej długości łuku, oraz otwory do wentylacji i czyszczenia. we z podwieszonymi ściągami, oparte na 3-ch szeregach słupków; słupy te w kierunku torów tworzą wraz z belkami ramownicze, rozpiętości 10,45 i 9,7 m (rys. 2).

ELEKTROTECHNIKA

Ogrzewanie elektryczne wagonów kolejowych.

Ogrzewanie wagonów zapomocą prądu elektrycznego stało się aktualne z chwilą przeprowadzenia elektryfikacji linii kolejowych, na których te wagony kursują.

Nadmieniamy tu, że, mimo pozornej prostoty, elektryfikacja ogrzewania wagonów jest sprawą dość zawiłą. Pomniejsze uwagi będą tyczyły francuskiej C-nie des Chemins de fer du Midi, która dokonała szeregu prób i wprowadziła ogrzewanie elektryczne na liniach zasilanych prądem stałym o napięciu 1 500 V. Z chwilą uruchomienia lokomotyw elektrycznych, ogrzewanie wagonów mogło się odbywać dwójako: 1) bądź przez wyzyskanie istniejących grzejników parowych, co jednak wymagało włączania do składu pociąg

gu wagonu-kotłowni, 2) bądź przez zainstalowanie w przedziałach na korytarzach grzejników elektrycznych. Ponieważ doczepianie wagonu kotłowego, obsługa kotła, zasilanie kotła wodą i paliwem byłyby kłopotliwe i dość kosztowne, wybrano drugi sposób ogrzewania, decydując się na wstawienie do wagonów grzejników elektrycznych, zasilanych wprost z sieci prądem o napięciu 1500 V, oczywiście przy zachowaniu wszystkich niezbędnych urządzeń ochronnych.

Grzejniki są zasilane z t. zw. przewodu głównego, t. j. z kabla o przekroju 185 mm², biegnącego od lokomotywy wzdłuż pociągu. Od tego przewodu odgałęziają się w każdym wagonie, za pośrednictwem bezpieczników topikowych, kable poprzeczne, zasilające już poszczególne grzejniki, umieszczone w przedziałach, korytarzach i umywalniach. Grzejniki mieszczą się w szczelnych osłonach, najczęściej aluminiowych, które chronią je od uszkodzeń mechanicznych oraz od zawilgocenia. W części środkowej osłony te są uzębrowane, na końcach posiadają t. zw. komory przyłączne. Wewnątrz osłon mieszczą się po dwa elementy grzejne, wykonane z drutu chromowo-niklowego, nawiniętego na rurze żelaznej, między dwiema warstwami izolacji. Drut średnicy 0,28 mm jest całkiem jednolity, bez spoin, nie rdzewieje w temperaturze 500° i posiada następujące oporności elektryczne:

w temperaturze	20°	—	108	mikromów,
"	"		200°	— 113 "
"	"		400°	— 118 "

Grzejniki zbudowane są na napięciu 1500 V, mogą jednak pracować stale pod napięciem 1800 V, izolacja zaś wytrzymuje napięcie 15000 V między drutem grzejnym a masą. Należenie ogrzewania można regulować, włączając jedno lub dwa uzwojenia, mieszczące się w osłonie.

W każdym z przedziałów, pod ławkami, ustawione są dwa grzejniki, przyczem moc rozchodowana zmienia się w zależności od klasy i wynosi 1400 W w III-iej klasie, 1600 W — w II-giej i 2000 W — w I-szej. W wagonach sypialnych prelimitowano 150 — 200 W na 1 m³ pomieszczenia, w korytarzach 600 W na 1 grzejnik (ogółem 4 grzejniki), w umywalni 600 W (1 grzejnik).

Aby zabezpieczyć przed oparzeniem, grzejniki, znajdujące się pod ławkami, okryte są od góry blachami ochronnymi, z przodu zaś drążkami, biegnącymi wzdłuż ławek. Grzejniki korytarzowe mieszczą się w skrzynkach z blachy azurowej, podobnie jak obecne grzejniki parowe. Wspomniane wyżej uzębrowane osłony uzwojenia są starannie uziemione, w celu zabezpieczenia pasażerów przed ewentualnym porażeniem prądem 1500 V w razie uszkodzenia instalacji. Ogrzewanie można regulować za pomocą specjalnych przełączników w granicach: 0 — ogrzewanie umiarkowane, — ogrzewanie pełne.

Ze względu na swą pojemność cieplną, grzejniki nagrzewają się całkowicie dopiero po upływie ok. 1-iej godziny od chwili włączenia prądu.

Dotychczasowe wyniki eksploatacji są zadowalające. Pęknięcie drutu w grzejnikach nie zachodzi, chociaż z pośród 35000 grzejników część ma już za sobą przeszło 10 lat pracy. Koszty reperacji i konserwacji urządzenia wypadają niewielkie. Obecnie 1300 wagonów 4-osioowych Tow. Midi (100%) posiada ogrzewanie elektryczne, w wagonach 2-osioowych zelektryfikowano ogrzewanie 25% ogólnej liczby wagonów.

Ostatnio rozpoczęto prace, mające na celu zautomatyzowanie regulacji ogrzewania elektrycznego wagonów, co jednak wymagałoby zainstalowania kosztownych i delikatnych przekładników termostatycznych. (R e v u e d u C h a u f f a g e E l e c t r i q u e, Nr. 1, 1935).

METALIZNAWSTWO

Żeliwo aluminiowe.

Kwestią wpływu aluminium na żeliwo zajmowano się od dawna, a mianowicie Hogg badał to już w latach 1885, dlatego też ostatnie poszukiwania w tym kierunku badaczy sowieckich nie stanowią żadnych rewelacji. Są natomiast o tyle interesujące, iż wskazują, gdzie obecnie można żeliwo aluminiowe zastosować, oraz zwracają uwagę na niektóre jego własności, które przedtem nie były badane.

Jako żeliwo aluminiowe dające się zastosować praktycznie ustalono żeliwo o następującym składzie chemicznym:

C = 2,00%, Si = 1,5%, Mn = 0,15%, S i P normalnie,
Al = 20—25%.

Żeliwo o zawartości Al poniżej 20% jest co prawda ognioodporne, lecz nader kruche i twarde (około 400—500^h Br. przy 19% Al), pękające przy powtórnej podgrzewaniu. Tak wysoka twardość tłumaczy się tem, iż przy tej zawartości aluminium prawie cały węgiel występuje w postaci związanej. Przy 20—21% Al część węgla wydziela się już w postaci grafitu i twardość żeliwa spada do 190 — 200^h Br., aby przy 23% Al osiągnąć twardość 105^h Br., przy złomie bardzo drobnoziarnistym.

Ciężar właściwy żeliwa aluminiowego wynosi 5,6 — 6,0. Zastosowanie znajduje ono jako materiał zastępujący nichrom i stale chromowo-niklowe przy pracy w temp. do 1100^h C, a w pewnych wypadkach nawet 1115 — 1200^h C. Specjalnie nadaje się na wlewnice oraz formy do odlewów pod ciśnieniem. Możliwie iż znajdzie zastosowanie do dysz.

Własności tego żeliwa są następujące:

1. T. zw. zjawiska pęcznienia w żeliwie aluminiowym nie stwierdzono, ani przy pojedynczym, ani przy powtórnej zagrzaniu.

2. Żeliwo aluminiowe topi się w temp. 1320^h C., zmiękcza się w temp. 1250 — 1280^h C.

3. Przy długotrwałym ogrzewaniu do temp. 1250^h C nie tworzy się na powierzchni odpryskująca zendra; po 100-godzinnym żarzeniu w temp. 900 — 1000^h C powierzchnia żeliwa zachowała pierwotny połysk. Pod tym względem żeliwo aluminiowe stoi wyżej od nichromu, na którego powierzchni tworzy się powłoka tlenków niskotopliwych (w stosunku do Al₂O₃), w stanie proszkowatym, co nie przeszkadza dyfuzji tlenu w głąb materiału. Tworzące się zaś na powierzchni żeliwa aluminiowego tlenki glinu są trudno topliwe (powyżej 2000^h C), ściśle i mimo, iż ich grubość stanowi kilka mikronów, zupełnie uniemożliwiają dyfuzję tlenu w materiał.

4. Żeliwo aluminiowe nie jest magnetyczne;

5. Wytrzymałość żeliwa na rozerwanie wynosi od 11 do 17 kg/mm², zaś wytrzymałość na zgniatanie 50 — 60 kg/mm². Tak niska wytrzymałość na rozerwanie tłumaczy się tem, iż cały węgiel jest wydzielony w postaci grafitu. Jeżeli obniżymy zawartość węgla, możemy nieco podnieść wytrzymałość, lecz wtedy żeliwo źle wypełnia formę. Jako dolną granicę zawartości węgla należy przyjąć 1,8% C.

6. Obrabialność żeliwa aluminiowego jest dobra, nieco ustępuje jednak obrabialności żeliwa szarego. Żeliwo aluminiowe dobrze daje się polerować.

7. Żeliwo aluminiowe dzięki budowie austenitycznej (?) jest 10 — 20 razy odporniejsze na ścieralność od żeliwa perlitycznego;

8. Żeliwo aluminiowe posiada doskonałe własności odlewnicze i dobrze zapełnia ścianki grubości do 3 mm. Skurcz 1,3 — 1,4, t. zn. o 0,3 większy od żeliwa szarego.

9. Do spawania żeliwo aluminiowe nie nadaje się, ponieważ tworzy się błonka tlenków. Przy umiejętnym usunięciu tej błonki tlenków można jednak osiągnąć niezłe wyniki przy spawaniu.

10. Przewodność cieplna i opór elektryczny nie zostały zbadane. Należy przypuszczać, iż przewodność cieplna jest nieznaczna, opór zaś elektryczny przeciwnie bardzo duży. (Sprawę tę wyczerpująco zbadano w latach 1915 — 1926 i opublikowano w Journal Iron and Steel Institute oraz w Stahl und Eisen. Widocznie badaczom sowieckim nie są znane powyższe prace, gdzie mogli znaleźć konkretne liczby). (Litiejszczyk 1934, Nr. 8).

E. P.

TECHNIKA SAMOCHODOWA

Sowieckie próby z samochodowymi silnikami Diesel'a.

W Rosji Sowieckiej odbywają się ostatnio szeroko zakreślone próby z silnikami samochodowymi Diesel'a, w których bierze udział 9 państw, reprezentujących łącznie 41 silników; najważniejsze dane charakterystyczne zestawione są w poniższej tabeli:

Nazwa państwa i wytwórni	Typ	Ilość cyl.	Średn. i skok mm	Obj. cyl. l	Moc KM	Liczba obr./min.	Stopień sprężania	Ciężar siln. kg
Anglja:								
Birdmore	—	6	108 × 152,4	8,37	100	2 000	15,0	658
Crossley	VR4	4	112 × 152,4	6,06	67	1 700	16,0	623
Austrja:								
Gräf-Stift	—	6	—	—	95	2 000	—	650
Francja:								
Renault	—	4	—	—	48	2 000	—	450
Liloise de M.	—	3	85 × 240	4,050	75	1 500	—	570
Niemcy:								
Man	D2086	6	120 × 180	12,2	100 — 110	1 450	14,0	800
"	D0540	6	105 × 140	7,3	80 — 90	1 800	15,0	550
"	D0530	4	105 × 130	6,0	70 — 80	1 800	15,0	550
Büssing	LD4	4	110 × 130	4,95	60 — 65	2 100 — 2 200	16,5	490
"	LD6	6	110 × 130	7,4	85 — 90	2 200	16,5	645
Krupp	—	4	92 × 130	—	50	2 200	—	360
Szwajcaria:								
Saurer	B0D	4	110 × 150	5,70	60 — 70	1 800	16,5	630,1
"	BLD	6	110 × 150	8,553	95 — 100	1 800 — 2 000	16,5	807,7
Węgry:								
Lang	OML65	4	108 × 130	—	62	2 000	—	460
"	OML67	6	108 × 130	—	92	2 000	—	620
Ganz	V Ia 105	4	105 × 140	—	48	1 650	—	480
"	VI Ia 105	6	105 × 140	—	72	1 650	—	640
Włochy:								
Fiat	355	6	105 × 160	8,31	75	1 600	13,0	767
"	350	4	105 × 160	5,54	50	1 600	—	—
Z. S. R. R.:								
Kodschu	—	6	115 × 160	—	90	1 800	—	—

Wszystkie silniki zostały zmontowane na podwoziach rosyjskich, wykonanych w Moskwie i w Jarosławiu. Celem prób było stwierdzenie, jakie silniki nadają się najlepiej do warunków rosyjskich. Próby podzielono na następujące etapy kolejne: 1) jazda próbna między wytwórniami, w których odbywał się montaż, na linii Jarosław—Moskwa; 2) główna jazda na linii Miskwa—Tyllis—Moskwa (5 000 km); 3) badania na stacji próbnej przez 200 godzin; 4) druga jazda na odcinku długości 6000 km; 5) rozebranie silników i stwierdzenie stopnia zużycia poszczególnych części.

Obecnie pierwsze dwie części prób zostały już ukończone i, mimo że brak jeszcze wyników ostatecznych, pozwalają już one na wyciągnięcie pewnych wniosków.

Jazdę próbną rozpoczęto 24 lipca i ukończono po 32 dniach, po przebyciu 5162 km. Stan dróg był naogół niezadowolający, gdyż jedynie ok. 1/3 całkowitej ich długości po-

siadało, niezbyt dobrą zresztą, nawierzchnię szosową, na pozostałych zaś odcinkach jechano po zwykłych drogach gruntowych. Mosty, nawet w miastach, również nie były przystosowane do przejazdu ciężkich samochodów, przy pełnym załadunku. Podczas jazdy próbnej dokonano pomiarów największej osiągalnej prędkości, czasu potrzebnego do rozwinięcia pełnej prędkości, długości hamowania od pełnych prędkości oraz rozchodu paliwa w g/km.

Określenie rodzaju paliwa do prób nie było rzeczą łatwą, jeśli wziąć pod uwagę, że każdy z poszczególnych typów przystosowany był do takiego rodzaju ciężkiego paliwa, jakie jest używane w danym kraju. Ostatecznie ustalono następujące normy, jakim winny odpowiadać gatunki ropy:

ciężar właściwy w temp. 15°C najwyżej 0,880 kg/dm³,
punkt zapłonu co najmniej 70°C,
lepkość w temp. 50° — 1,4°,
temperatura krzepnięcia — 20°C,
temperatura wrzenia 230°C,
wartość opalowa 10 600 Kal/kg.

Dnia 27 sierpnia 39 samochodów, biorących udział w raidzie, powróciło do Moskwy, wypełniając naogół dobrze tę najtrudniejszą część prób. Wyniki raidu przedstawiały się, jak następuje: prędkość średnia samochodów 3 tonnowych wynosiła 35 km/godz., — 5-tonnowych — 30 km/godz.; rozchód paliwa w pierwszej grupie 15—20 kg/100 km, w drugiej — 23 — 32 kg/100 km, rozchód smaru 2 — 4 kg oleju na 100 km. Czas rozruchu wahał się od 6 — 10 sek (MAN) do 15 — 20 sek. Uszkodzenia podczas jazdy polegały w pierwszym rzędzie na przerwaniu dopływu paliwa (Fiat), co stało się zrozumiałe, gdyż wziąć pod uwagę był stan dróg, oraz zbyt-

niem nagrzewaniu się wody w chłodnicy, szczególnie na długich wzniesieniach. Zasadniczo jednak praca silników Diesel'a, a zwłaszcza działanie dysz, wypadła zadowolająco. W dalszym ciągu nastąpią drobiazgowo badania pracy silników na stanowiskach próbnych. (A.T.Z., zeszyt 23, 1934).

fm.

BIBLIOGRAFJA

Die krankte Heizung. Dypl. inż. O. Ginsberg. Nakładem R. Oldenbourg. Monachjum — Berlin. 1934. (str. 80 rys. 27).

Autor, jeden z wybitniejszych ogrzewników niemieckich, poddaje systematycznemu rozpatrzeniu przyczynę uszkodzeń ogrzewań centralnych lub ich złego działania. W dziele pierwszym książki omówione są uszkodzenia kotłów, rur-

ciągów, grzejników, armatury i podgrzewaczy wody. Dział drugi poświęcony jest objawom i przyczynom złego działania urządzeń, a więc: wadom, wynikającym z błędów w samym budynku, niedostatecznemu rozgrzewaniu się grzejników z powodu nieodpowiedniego paleniska, zbyt małej powierzchni ogrz. kotłów i z całego szeregu innych przyczyn, — wreszcie przeciągom. W dziale trzecim i czwartym omówione są przykre zapachy oraz szmery i stuk, występujące w ogrzewaniach centralnych. Dział piąty zajmuje się sprawą nadmiernego zużycia opału, szósty różnymi szczególnymi zjawiskami w ogrzewaniach, ostatni zaś sprawą zabezpieczeń ogrzewań parowych niskoprężnych i wodnych.

Duże doświadczenie i erudycja autora pozwoliły mu na podanie w zwartej formie wielu cennych spostrzeżeń i wskazań.

fb.

Elektryfikacja kolei żelaznych w Polsce. — Inż. Al. Pawłowski, odbitka z mies. „Inżynier Kolejowy”. Warszawa 1934.

We wstępie autor zaznacza, że w przedsięwzięciach o znaczeniu państwowym, czynnik kalkulacyjno-finansowy, odgrywający główną rolę w projektach prywatnych, może ustępować na plan drugi przed czynnikiem obrony państwa i gospodarczym, aczkolwiek strona konstrukcyjna projektu i jej strona kalkulacyjna mają swoje wielkie znaczenie.

Inż. A. Pawłowski wypowiada się zasadniczo przeciwko elektryfikacji kolei żelaznych w Polsce, szczególnie gdy chodzi o elektryfikację linii dalekobieżnych i uważa, że jedynie elektryfikacja węzła kolejowego w Warszawie, być może też niektórych innych węzłów, dojrzała dostatecznie i powinna być zrealizowana. Nie uznaje wywodów prof. R. Podolskiego, że już dojrzała sprawa elektryfikacji pierwszych 1800 km kolei i uważa dane z roku 1928/29 za niedostatecznie przekonujące, by do tych prac przystąpić. Jako bardzo ważny moment podnosi, że gospodarka kolei polskich była od początku nastawiona na gospodarkę parowozową, nie można więc, ze względu na duże nakłady kolejnictwa, łatwo przejść na trakcję elektryczną. Duże znaczenie ma też rozwinięcie przemysłu parowozowego, który nie może przejść od razu na przemysł elektryczny, otrzymujący, jak wiadomo, znaczną ilość części składowych w postaci wyrobów miedzianych z zagranicy.

Pomijamy szczegółowe wyliczenia kosztów energii elektrycznej, które, jak wykazuje inż. Pawłowski, różni autorzy przyjmują w niejednakowym wymiarze, a to wskutek błędnego przyjmowania cen węgla i oprocentowania kapitału na elektryfikację. Jeżeli chodzi o stronę gospodarczą, to elektryfikacja umożliwi zwiększenie szybkości handlowej naszych kolei, co dla życia gospodarczego kraju jest pożądane. Wprowadzenie jednak elektryfikacji kolei w większym rozmiarze musiałyby odbić się ujemnie na zatrudnieniu pracowników, powiększając liczbę bezrobotnych, co w dobie kryzysu gospodarczego nie może być uważane za zjawisko pożądane.

Pozostaje jeszcze nader ważny czynnik strategiczny. Jest zrozumiałe, że linje kolejowe o napędzie elektrycznym z centralami i przewodami, mogą być łatwiej zniszczone, aniżeli linje z napędem parowym, przy którym każdy parowóz jest dla siebie źródłem energii. Podczas wojny posuwanie się w głąb terytorjum nieprzyjacielskiego, podwożenie transportów wojska, amunicji, aprowizacji, będzie możliwe przy posiadaniu parowozów, zupełnie zaś niemożliwe przy napędzie elektrycznym. Okoliczności te sprawiły, że zachodni nasz sąsiad — Niemcy, nader ostrożnie wprowadzają elektryfikację u siebie, przeważnie na wewnętrznych szlakach, nie mających większego strategicznego znaczenia. Kraje zaś takie jak Szwajcaria, Włochy, Francja, mają tanią energię wodną, a pod względem strategicznym znajdują się w położeniu wygodnym. Polska rozporządza dużymi запасami węgla kamiennego oraz tanią robocizną w porównaniu z powyższymi państwami i musi się liczyć ze swą konfiguracją geograficzną.

W konkluzji inż. Pawłowski wskazuje jako rzecz pożądaną elektryfikację węzła Warszawskiego; należy się jednak na tem zatrzymać. Nie zgadza się z opinią niektórych autorów, że tylko brak środków w Polsce i gdzieś indziej, był powodem nieureczywistnienia elektryfikacji kolei u nas. Sądzi, że krytyczny sąd rzeczoznawców i metów stanu polskich, cywilnych i wojskowych, zaważył dotychczas, a zaważy i w przyszłości na losie elektryfikacji.

wg.

NEKROLOGJA

Walter Rosenhain

(1876 — 1934).

Jeden z wybitnych reprezentantów wiedzy metalurgicznej i jeden z przywódców angielskiej szkoły metalografji schodzi w osobie Dr. Waltera Rosenhaina.

Po ukończeniu studiów w Melbourne (Australja) Walter Rosenhain przyjeżdża do Anglii w r. 1897 na trzy lata, dla przeprowadzenia w Cambridge badań wspólnie z prof. Sir Alfredem Ewingem, i za jego radą gruntownie zaznajamia się z metalografją mikroskopową, nauką w tym czasie nową. W okresie tym powstają jego prace, w których została ustalona podstawowa zasada, że wszelkiemu zgłotowi towarzyszą przesunięcia trwałe w obrębie kryształu, objawiające się na powierzchni charakterystycznymi liniami zgłotu.

Przez pewien czas Walter Rosenhain był doradcą Chance Brothers w Birminghamie, produkujących szkła optyczne i reflektory, a w r. 1906 został zaproszony przez National Physical Laboratory na dyrektora wydziału metalurgji i chemji metalurgicznej. Stanowisko to W. Rosenhain zajmował w ciągu 25 lat i nadzwyczajnie rozwinął badania w powierzonym mu wydziale. Autor i inicjator znacznej ilości badań naukowych we wszystkich dziedzinach metalurgji, otoczony plejadą wybitnych badaczy, rozwinął metody badań i skonstruował aparaty do badań stopów, a następnie zwrócił uwagę na badania procesów przemysłowych, instalując doświadczalną walcownię i odlewnię.

Większa część prac W. Rosenhaina została podana w Proceedings of the Royal Society oraz w Journal of the Institute of Metals (w roku zeszłym „Autumn Lecture” Institute of Metals było poświęcone pracom naukowym Dr. Rosenhaina); na podkreślenie zasługują: prace nad lekkimi stopami aluminium, rozpoczęte jeszcze podczas wojny i prowadzone nieprzerwanie przez jego uczniów i współpracowników, badania nad deformacją stali na zimno i przy wysokich temperaturach, nad amalgamami, nad składem stałych roztworów i t. p. Nowe wydanie jego pracy „Physical Metallurgy” jest przygotowane w opracowaniu jego przyjaciela i współpracownika, Dr. Haughtona.

Od 1913 r. był on członkiem Royal Society oraz głównym inicjatorem założenia Institute of Metals, którego prezesem był od 1928 do 1930 roku. Od roku 1931 obrany był prezesem International Association for Testing Materials, a równocześnie prezesem Optical Society.

Świetny umysł o bardzo obszernej wiedzy, chętnie biorący udział w dyskusjach, przyjmował żywy udział w Międzynarodowych Kongresach naukowych, którym często przewodniczył z nadzwyczajną swobodą, posługując się równie dobrze językiem francuskim, jak i niemieckim.

Odśzedł przedwcześnie, gdyż mógł oddać nieocenione usługi nie tylko metalografji, lecz i przemysłowi, z którymi współpracował przez cały czas. Śmierć jego uczyniła duże spustoszenie w dziedzinie wiedzy metalurgicznej.

O. M.

KRONIKA

Nowe normy budowlane.

Polski Komitet Normalizacyjny podaje do wiadomości, iż ukazały się w druku następujące normy budowlane, uchwalone na plenarnym posiedzeniu Komitetu, dnia 3 grudnia r. ub:

B-101 Żelbetnictwo. Rysunki konstrukcji żelbetowych.

B-197 Żelbetnictwo. Znakowanie.

B-306 Cegła cementowa. Warunki techniczne odbioru.

Normy powyższe są do nabycia w Biurze P. K. N., Warszawa, Elektoralna 2, w cenie 50 groszy za arkusz.

Nowe czasopismo techniczne.

Z początkiem r. b. zaczęto się ukazywać 2 razy na miesiąc czasopismo naukowo-techniczne p. n. „Przegląd Mechaniczny” — organ Stowarzyszenia Inżynierów Mechaników Polskich, powstały drogą przekształcenia „Mechanika”. Program pisma obejmuje różne dziedziny pracy inżyniera mechanika, a więc technologię metali, metaloznawstwo, budowę maszyn i in.; ponadto, w specjalnych dodat-

kach, omawiane są sprawy wojskowo-techniczne, energiczne i społeczno-techniczne.

Pismu nadano wysoki poziom fachowy, podany w estetycznej szacie zewnętrznej. W Komitecie Redakcyjnym pozyskano udział wielu fachowców oraz przedstawicieli urzędów o charakterze technicznym.

Należy się spodziewać, że nowe to wydawnictwo odegra dodatnią rolę w naszym życiu techniczno-przemysłowym.

ŻYCIE STOW. TECHN. POL. w W.

Zmiany personalne w Zarządzie.

Ze względu na nawał pracy zawodowej kol. kol. Kazimierz Gierdziejewski i Marjan Młynczyk ustąpili z Zarządu Stowarzyszenia. Kolega Gierdziejewski pracował w Zarządzie od roku 1930, kol. Młynczyk od roku 1932.

Na miejsce kolegi Gierdziejewskiego wszedł zastępca, kol. Władysław Leśniewski, który objął jednocześnie delegaturę Zarządu do Komitetu Bibliotecznego; na miejsce zaś kol. Młynczyka wszedł zastępca, kol. Zbigniew Lutostawski, obejmując po kol. Młynczyku funkcję Sekretarza Zarządu.

Przyznanie stypendiów jubileuszowych.

W roku bieżącym stypendjum jubileuszowe w wysokości zł. 2400 zostało podzielone między 2 studentów politechniki warszawskiej: jednego z wydziału elektrotechnicznego, drugiego z wydz. inżynierji.

Stypendja wypłacane są przez 10 miesięcy po zł. 96 i 144 miesięcznie.

Z sali odczytowej Stow.

Dn. 18 stycznia r. b., b. prezydent m. Warszawy, p. inż. Z. Słomiński wygłosił odczyt pod tytułem:

„Sprawy budowlane i terenowe stolicy”.

Prelegent, omówiwszy stan budownictwa z ostatnich lat poprzedzających wielką wojnę, przedstawił wyniki prac samorządu w okresie po odzyskaniu niepodległości.

W tym to właśnie okresie wykonano prace organizacyjne i przygotowawcze, plan regulacyjny miasta, oraz wzniesiono cały szereg gmachów szkolnych, szpitali, sanatoriów, ośrodków zdrowia, własnych siedzib dla poszczególnych wydziałów i przedsiębiorstw miejskich, mieszkań dla urzędników miejskich, hoteli i osiedli dla bezdomnych i t. p. Oczywiście nie wyczerpuje to potrzeb Wielkiej Warszawy, jako stolicy państwa. Prelegent, powołując się na swą książkę w tej sprawie, wydaną w 1929 r. oświadcza, że Warszawa dla uporządkowania swego rozwoju potrzebuje placów i nowych terenów. Miasto ich nie posiada i władze miejskie zatroszczyć się muszą o zapewnienie sobie gruntów na Pradze, Powiślu i Kolonjach zamiejskich, by celowo prowadzić prace, przewidziane w planie regulacyjnym.

W ożywionej dyskusji zabrali głos p. p. inż. inż.: Rasiński, Kotarski, Gąssowski i Budrewicz, wypowiadając się przeciw niektórym rozwiązaniom, przewidzianym w planie regulacyjnym, oraz zwracając uwagę na brak ładnych form architektonicznych we wzniesionych budynkach. P. inż. Słomiński w odpowiedzi oświadczył, że sprawy regulacyjne poruszył tylko mimochodem, były one bowiem już omawiane dawniej przed tem samem gremjum. Obecnie plan regulacyjny jest już zatwierdzony, przeto nie pozostaje nic innego, jak uszanować go; co się tyczy strony estetycznej nowo-wzniesionych gmachów, to nie należy winy składać na samorząd, ponieważ styl tych budowli jest wyrazem tendencji, panujących w dzisiejszej architekturze. Na zakończenie przewodniczący, p. prof. Radziszewski, zaznaczył, że szeroko zamierzone plany regulacyjne mogłyby być wykonane tylko przy czynnym współdziałaniu czynników obywatelskich, a zatem należałoby przywrócić jaknajszybiej samorząd, dający obywatelowi jego dawne decydujące stanowisko.

W dniu 8 lutego r. b. p. dyr. W. Rumbowicz wygłosił odczyt p. t.

„Perspektywy rozwojowe komunikacji lotniczej na tle najnowszych osiągnięć”.

Dyr. Rumbowicz zaznaczył na wstępie, że wobec gwałtownych zbrojnych powietrznych naszych sąsiadów nie wolno nam, z pominięciem innych problemów, angażować konstruktorów i środków finansowych na kosztowną lecz mało celową próbę Challenge'u. Aby jeszcze plastyczniej uwidocznic obecne osiągnięcia lotnictwa wojskowego, cofnął się prelegent do czasów wielkiej wojny, zaczętej przez Aljantów z 219 płatowcami, a przez Niemców z 260, skończoną zaś po 4 latach z 10000-cami płatowców, walczących po obydwu stronach frontu. Tego rodzaju powiększenie sił powietrznych spowodowało gwałtowny rozrost przemysłu lotniczego, w którym po wojnie i po nieudanych próbach zastosowania sprzętu wojennego do służby cywilnej, ciągnących się do r. 1923, zaczęła się silny ruch twórczy, jakiego rezultatem jest w r. 1929 przelot Lindbergha. Europa zostaje w tyle poza Ameryką, jednak koło r. 1932 zaczyna ją doganiać, modernizując sprzęt i przechodząc na silniki sprężarkowe. Rozwój lotnictwa omówił prelegent bardzo obrazowo zapomocą liczb porównawczych: ciężaru własnego, unoszonego, mocy, szybkości i zasięgu dla lat: od r. 1906 do chwili obecnej. Z kolei przeszedł dyr. Rumbowicz do rozpatrzenia sił zbrojnych sąsiadów, z których za najlepiej przygotowanego uważa Z. S. R. R.. Popularna obecnie doktryna Guéta podniosła lotnictwo do broni samodzielnej i na niej opierają się nowe koncepcje walki i podziału lotnictwa na samodzielne i pomocnicze. Francja, która dała się wyprzedzić kilku krajom, obecnie w szybkim tempie odrabia stracony czas. Po wstępie dotyczącym lotnictwa wojskowego p. dyr. Rumbowicz omówił wielkie wyczyny przelotowe chwili obecnej, i przeszedł następnie do szczegółowego rozpatrzenia cech lotnictwa komunikacyjnego, z których wymienił i omówił: powszechność zastosowania, dużą szybkość, bezpieczeństwo, elastyczną eksploatację, komfort i rentowność. Najdłuższej zatrzymał się przy ostatnim punkcie, dowodząc iż korzystny stosunek ciężaru unoszonego do własnego (30 — 35%), mały koszt urządzeń stałych (1,5 do 3% kosztów linii wodnej szluczonej), możliwość obniżenia kosztów sprzętu przez budowę większych seryj oraz zmniejszenie kosztów paliwa przez zastosowanie silników Diesla, rokuje duże nadzieje na polepszenie opłacalności komunikacji powietrznej.

Nie bez znaczenia będzie również umożliwienie lotów w stratosferze, przy których cena tonno-kilometra, wynosząca 1/3 obecnej i szybkości ponad 600 km/godz. są zupełnie możliwe. W dyskusji zabierał głos p. inż. P. Drzewiecki, omawiając nowe prace wielkiego pioniera lotnictwa inż. Stefana Drzewieckiego, dotyczące lotu na wielkiej wysokości, oraz sprawę budowy sztucznych wysp-ładowisk na drodze Ameryka Półn. — Europa.

Koło Inżynierów Dróg i Mostów. Na zebraniu w dniu 4 lutego b. r. z udziałem członków Związku Inżynierów Budowlanych inż. Bukowski wygłosił odczyt p. t. „Stal Isteq”.

Prelegent podkreślił podwyższenie dopuszczalnych napiężeń dla stali Isteq do 1800 kg/cm², co, pomimo wyższej ceny jednostkowej, daje oszczędność ok. 15% w cenie, w porównaniu z miękką stalą okrągłą. Konstrukcje żelbetowe, zbrojone prętami skręcanymi, dają większe napięcia, co czyni konstrukcję bardziej elastyczną. Poza to pręty Isteq wykazują większą przyczepność, od prętów okrągłych. Odczyt wywołał ożywioną dyskusję.

SPROSTOWANIE

W artykule inż. E. Jezierskiego p. t. „Oświetlenie elektryczne w przemyśle”, na str. 26, łam lewy, wiersz 6 od dołu, powinno być: „... we wszystkich kierunkach”; na str. 50, w nagłówku tab. 5 skreślić wyraz „pośredniego”; na str. 50, łam lewy, wiersz 2 od dołu, powinno być: „mając strumień Φ ” na str. 54, łam prawy, wiersz 4 od dołu, opuszczając po słowie „średnia” $E_{sr} = 40$ lx.