

PREŚĆ: Prof. A. Kuryłło: Ostatnie doświadczenia niemieckie z zakresu żelbetnictwa. — Inż. Dr. F. Szelański: Pierwsze wzmocnienie w Polsce mostu żelaznego zapomocą spawania łukiem elektrycznym. — Inż. E. Zaczyński: Parki kąpielowe w dolinie górnej Wisły. — Wiadomości z literatury technicznej. — Sprawy Towarzystwa.

Prof. A. Kuryłło.

## Ostatnie doświadczenia niemieckie z zakresu żelbetnictwa.

Szereg prac niemieckiego oddziału dla spraw żelbetnictwa, ogłoszonych w ciągu roku 1933 i 1934, porusza wiele ważnych tematów<sup>1)</sup>, z których najbardziej aktualne i mające znaczenie ogólniejsze omówimy w streszczeniu z podaniem ostatecznych wyników, pomijając równocześnie te publikacje, które albo zajmują się zagadnieniami, mogącymi mieć tylko znaczenie dla warunków lokalnych, albo obejmują tematy wprawdzie ważne, jednak nie podstawowe.

Na pierwszym miejscu postawić należy doświadczenia ze słupami w opracowaniu Graf'a, które objęły trzy serie: 1. Słupy wiązane o przekroju kwadratowym, 2. Słupy uzwojone o przekroju ośmiobocznym. 3. Słupy, pozostające dłuższy czas pod działaniem obciążenia użytkowego stałego.

Słupy serii pierwszej miały wymiary następujące: Wysokość 1,30 m, przekrój 30 × 30 cm, wkładki podłużne  $\phi$  28 i 32 mm, wiązania poprzeczne  $\phi$  7 mm w odstępach, wynoszących 6 $\delta$ , 9 $\delta$  i 12 $\delta$ , jeżeli  $\delta$  oznacza średnicę wkładek podłużnych. Materiałem wkładek była stal, znaczone St 37 i St 52. Stosunek procentowy wkładek podłużnych względem przekroju betonu wynosił najmniej 2,8%, a najwyżej 7,3%.

Wymiary słupów serii drugiej ze słupami uzwojonymi: Wysokość 1,30 m, średnica koła opisanego na ośmioboku 30 cm, średnica rdzenia 25,8 cm, wkładki podłużne  $\phi$  18,26 i 30 mm, wkładki uzwojenia  $\phi$  12 mm, krok uzwojenia  $s = 30$  i 45 mm. Wkładki podłużne i uzwojenia ze stali St 37 i St 52; uzwojenie wykonywano także ze stali St 70. Stosunek procentowy wkładek podłużnych względem przekroju całkowitego wynosił 2,7%, 5,6% i 7,7%. Stosunek procentowy zastępczego przekroju uzwojenia względem przekroju rdzenia: 3,8% i 5,7%.

W obu seriach przeprowadzano również dla celów porównawczych, doświadczenia ze słupami bez wkładek, o tych samych wymiarach co słupy wiązane i uzwojone. Równocześnie wykonywano próby kostkowe.

<sup>1)</sup> H. Burchartz i H. W. Gonell: „Versuche ü. das Verhalten von Betonschutzmitteln gegenüber der Einwirkung aggressiver Flüssigkeiten“. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (Moorausschuss) H. 72. Berlin 1933.

O. Graf: „Versuche ü. die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager“. „Versuche ü. die Widerstandsfähigkeit des Betons an den Abbiegestellen der schiefe abgelenkten Eisen in Eisenbetonbalken“. D. A. F. E. H. 73. Berlin 1933.

O. Graf: „Versuche ü. das Schwinden von Beton durch Austrocknung bei höherer Temperatur u. ü. die Wärmedurchlässigkeit von feuchtem u. trockenem Beton verschiedener Zusammensetzung“. D. A. F. E. H. 74. Berlin 1933.

W. Gehler i H. Amos: „Versuche mit fabrikmässig hergestellten Eisenbetonteilen“. D. A. F. E. H. 75. Berlin 1934.

O. Graf i E. Brenner: „Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung“; W. Gehler i W. Hort: „Schwingungsuntersuchungen an einer Eisenbeton-Piltzdecke des Ford-Neuhaus in Köln“. D. A. F. E. H. 76. Berlin 1934.

O. Graf: „Versuche mit Eisenbetonsäulen“. D. A. F. E. H. 76. Berlin 1934.

W. Gehler i H. Amos: „Versuche ü. Elastizität, Plastizität u. Schwinden von Beton“. D. A. F. E. H. 88. Berlin 1934.

Słupy serii trzeciej, o wymiarach podobnych jak w serii pierwszej, miały na celu obserwację odkształceń (skręceń) pod wpływem długotrwałego obciążenia stałego, na jakie przeważnie narażone są słupy w zastosowaniu praktycznym, wkrótce po wykonaniu. Na osobnych słupach bez wkładek badano również wpływ skurczu betonu na odkształcenia.

Do wytwarzania betonu stosowano tak normalny cement portlandzki jak i cement specjalny (o znacznej wytrzymałości początkowej) względnie cement glinowy. Ilość cementu zmieniała się od 236 do 326 kg w 1 m<sup>3</sup> betonu. Stosunek wody do cementu wahał się od 0,62 do 0,89.

Ważniejsze wyniki badań w pierwszej serii doświadczeń są następujące:

a) Słupy z zastosowaniem wkładek podłużnych ze stali St 37, o granicy plastyczności 2400 do 2700 kg/cm<sup>2</sup>, przy stosunku przekroju wkładek nawet powyżej 7%, wykazały, że udźwig słupa równy jest sumie udźwigów betonu i wkładek<sup>2)</sup>. Równocześnie kontrolowana wytrzymałość kostkowa  $k_{28} = 165$  kg/cm<sup>2</sup>.

b) Przy użyciu wkładek ze stali St 52, o granicy plastyczności 3570 do 3820 kg/cm<sup>2</sup> i przy zastosowaniu takich procentowych stosunków wkładek jak pod a), udźwig słupów z betonu z cementem normalnym okazał się o 3 do 4% niższy od udźwigu, otrzymanego z obliczenia; udźwig słupów z betonu z cementem specjalnym, dającym wytrzymałość kostkową  $k_{28} = 319$  kg/cm<sup>2</sup>, był niższy o 6 do 8% od wartości z obliczeń.

c) Stosunek wytrzymałości słupów bez wkładek do wytrzymałości kostkowej okazał się zależny od wytrzymałości betonu i wynosił przy wytrzymałości kostkowej 150 kg/cm<sup>2</sup> okragło 0,75, a przy wytrzymałości kostkowej 600 kg/cm<sup>2</sup> (z zastosowaniem cementu glinowego) okragło 0,50.

d) Zmiana odstepu wiązań poprzecznych, w granicach tu stosowanych tj. od 6 $\delta$  do 12 $\delta$ , nie wykazała większego wpływu na wytrzymałość słupów.

Druga seria doświadczeń, obejmująca słupy uzwojone daje m. i. wyniki następujące:

a) Wytrzymałość betonu ma znaczny wpływ na wytrzymałość słupów uzwojonych. Naogół okazuje się, że słupy uzwojone o silnym przekroju wkładek podłużnych wymagają betonu o znacznej wytrzymałości, przy równoczesnym silnym powiększeniu procentu zastępczego przekroju uzwojenia.

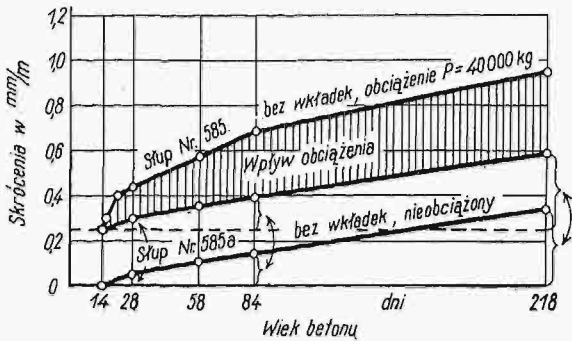
b) We wszystkich przypadkach następowało zwiększenie największego obciążenia przy zmniejszeniu kroku uzwojenia. Ze wzrostem granicy plastyczności i wytrzymałości uzwojenia wzrasta obciążenie największe, zwłaszcza przy użyciu betonu wyborowego i silnych wkładek podłużnych. Przykład: Uzwojenie ze St 37 dało w pewnym szeregu doświadczeń  $P_{max} = 360000$  kg, a uzwojenie ze St 70 wartości  $P_{max} = 413500$  kg.

c) W tabelarycznych zestawieniach porównywano współczynnik  $m$  we wzorze Mörsch'a, charakteryzujący

<sup>2)</sup> Jak wiadomo, doświadczenia dawniejsze ograniczały pełne wyzyskanie wkładek tylko do granicy  $100 A_2/A_0 = 30\%$ .

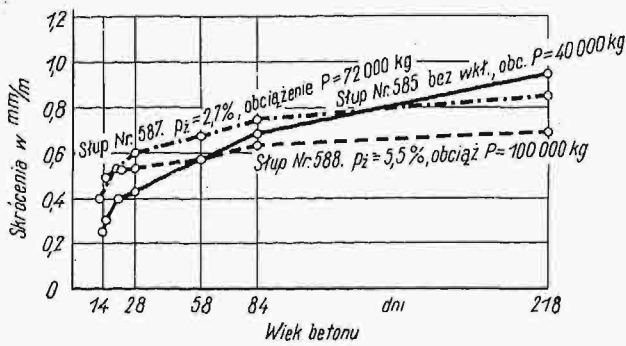
wpływ uzwojenia na udźwig, z analogicznymi współczynnikami z doświadczeń. Współczynniki wzoru Mör-sch'a, zwłaszcza dla wyższych procentów uzwojenia, przewyższają znacznie wartości, otrzymywane z doświadczeń<sup>3)</sup>.

Wyniki trzeciej serii doświadczeń ze słupami przedstawione także graficznie w rys. 1, 2, 3, dadzą się ująć następująco:



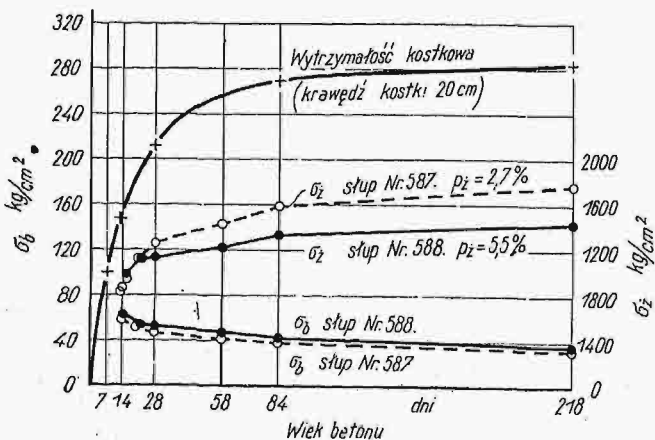
Rys. 1. Skrócenia słupów bez wkładek.

Skrócenia betonu pod wpływem długotrwałego obciążenia stałego wznoszą się znacznie z biegiem czasu. Równocześnie ulega z tego powodu zmianie rozkład sił, przypadających na beton i wkładki w ten sposób, że natężenia we wkładkach wznoszą się, a natężenia betonu maleją.



Rys. 2. Skrócenia słupów bez wkładek i z wkładkami.

Przedstawione w rys. 1. skrócenia spowodowane są nie tylko kurczeniem się betonu. Skrócenia, wywo-



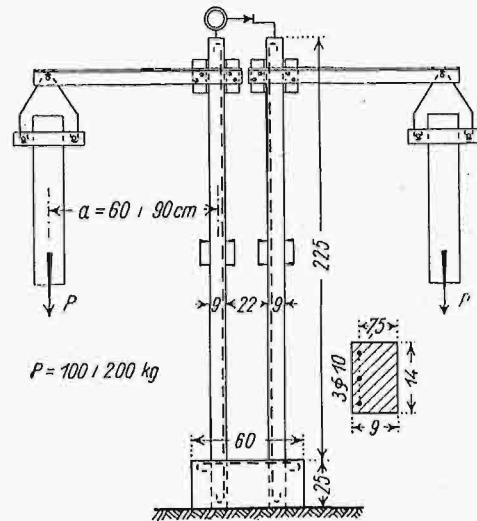
Rys. 3. Zmiana natężeń w betonie i we wkładkach słupów pod wpływem długotrwałego obciążenia stałego.

<sup>3)</sup> Na fakt ten zwrócił uwagę autor niniejszej notatki jeszcze przed kilkunastu laty. Por. *Czasopismo Techniczne* 1919, str. 73, *Beton u. Eisen* 1918, str. 219.

lane skurczem wskazane są u spodu rys. 1. Po odjęciu skróceń, spowodowanych kurczeniem się betonu, od skróceń całkowitych, pozostanie zakreskowana w rys. 1 powierzchnia jako wpływ obciążenia.

Pokrewne ostatniej serii doświadczeń ze słupami są doświadczenia, dotyczące badań nad sprężystością, plastycznością i kurczeniem się betonu w opracowaniu Gehler'a i Amos'a.

Doświadczenia te stanowią uzupełnienie znanych doświadczeń Freyssinet'a, przeprowadzonych w związku z budową mostu w Plougastel. Doświadczenia te, do których użyto elementów o kształcie podanym w rys. 4, objęły trzy serie: 1. elementy nieobciążone, 2. elementy obciążone stale w ten sposób, aby  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ , 3. elementy obciążone tak, aby  $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ .



Rys. 4. Ustrój elementów do badania odkształceń plastycznych.

Do wytwarzania betonu stosowano cement specjalny, który po 7 dniach pozwalał osiągnąć wytrzymałość kostkową  $210 \text{ kg/cm}^2$ , a po 28 dniach  $300 \text{ kg/cm}^2$ . Ilość stosowanego cementu wynosiła  $300 \text{ kg}$  na  $1 \text{ m}^3$  betonu.

Plan doświadczeń obejmował: 1. Pomiar odchyleni główki w poszczególnych parach elementów, 2. pomiar odkształceń betonu ściskanego i wkładek, 3. kontrolę kurczenia się betonu, 4. pomiar ciepłoty i wilgotności w czasie wykonywania doświadczeń, 5. pomiar odkształceń po zdjęciu obciążenia i po ponownym obciążeniu, 6. badanie odkształceń w osobnych maszynach po zdemontowaniu elementów.

Streszczenie wyników powyższych doświadczeń obejmuje następujące punkty:

a) Pod wpływem długotrwałego obciążenia stałego okazują się bardzo znaczne odkształcenia plastyczne (trwałe) betonu, których wielkość dochodzi do ośmiokrotnej wartości odkształceń bezpośredniego po obciążeniu; natomiast odkształcenia obetonowanych wkładek w elementach próbnych pozostają prawie niezmiennie.

b) Odkształcenia plastyczne wywołane są nie tylko kurczeniem się betonu, gdyż po odjęciu wartości, odpowiadających skurczowi pozostają jeszcze odkształcenia plastyczne, których wielkość jest prawie pięciokrotną wartością odkształceń bezpośrednio po obciążeniu.

c) Odkształcenia plastyczne kończą się przeważnie po 5 miesiącach. Po roku trwałego obciążenia nie spostrzegano żadnych dalszych odkształceń.

d) Po zdjęciu obciążenia z elementów próbnych stwierdzono odkształcenia sprężyste prawie równe odkształceniom, wywołanym po bezpośrednim obciążeniu, przyczem odkształcenia plastyczne pozostają.

e) Przy ponownym obciążeniu i odciążeniu elementy próbne zachowują się jako prawie zupełnie sprę-

żyte, a elementy silniej obciążane podatniejsze są przy powstawaniu odkształceń.

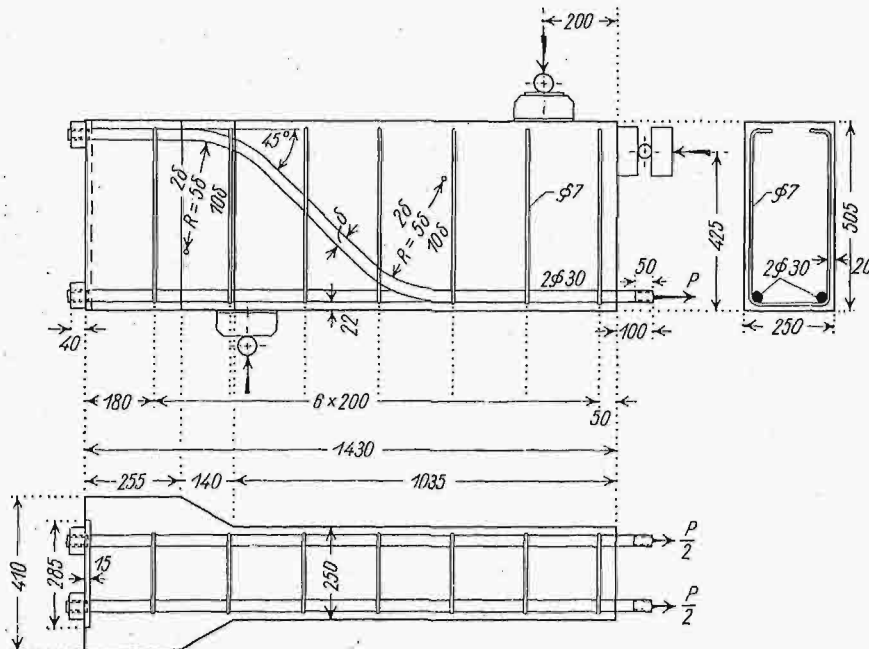
f) Wytrzymałość na ciśnienie (w przypadku zginania elementów próbnych aż do złamania), po jednym roku trwałego obciążania, okazała się jednaka tak dla elementów, które przenosiły obciążenie znacznie większe (przy  $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ ), jak i dla elementów, obciążonych słabiej (przy  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ ).

Również w opracowaniu Graf'a opublikowane są doświadczenia, odnoszące się do wpływu wyokrąglenia prętów odginanych w belkach na udźwig belek. Na podstawie prób wstępnych ustalono jako najbardziej celowy ustrój elementów typ, podany w rys. 5. Stosowane promienie wyokrąglenia wkładek wynosiły:  $R=2\delta$ ,  $5\delta$  i  $10\delta$ , gdy  $\delta$  oznacza średnicę wkładki odgiętej.

Doświadczenia stwierdziły, że:

a) Opór elementu próbnego pod wpływem siły ciągnącej, działającej bezpośrednio na wkładki, zwiększa się ze wzrastającym promieniem wyokrąglenia. I tak np. dla  $P_{max}$  wynosiły natężenia we wkładkach jednego z elementów

przy  $R = 2\delta$ ,  $\sigma_z = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
 „  $R = 5\delta$ ,  $\sigma_z = 3005$  „  
 „  $R = 10\delta$ ,  $\sigma_z = 3320$  „



Rys. 5.

Ustrój elementu do badania wpływu wyokrąglenia prętów odgiętych.

b) Przy przeciętnych warunkach wykonania (zwykle żelazo handlowe i beton o wytrzymałości kostkowej  $\sim 160 \text{ kg/cm}^2$ ) promień wyokrąglenia wkładek odginanych nie powinien być mniejszy od pięciokrotnej średnicy wkładek.

c) Przez podwyższenie wytrzymałości betonu na ciśnienie opóźnia się zniszczenie betonu w miejscu odgięcia wkładek; wzrost obciążenia przy zniszczeniu elementu próbnego jest jednak o wiele mniejszy od wzrostu wytrzymałości kostkowej.

Sprawozdanie Graf'a i Brenner'a obejmuje doświadczenia, wykonywane dla zbadania wpływu często powtarzanego obciążenia na wytrzymałość betonu na ciśnienie. Elementy próbne tych doświadczeń miały kształt słupków o wysokości  $40 \text{ cm}$ ; przekrój kwadratowy  $13 \times 13 \text{ cm}$ . Do wytwarzania betonu użyto normalnego cementu portlandzkiego w ilości  $270$  względnie  $366 \text{ kg}$  na  $1 \text{ m}^3$  be-

tonu. Stosunek wody do cementu wynosił  $0,79$  względnie  $0,55$ .

Doświadczenia przeprowadzono w stosownej maszynie, pozwalającej na częste powtarzanie obciążeń. Urządzenie maszyny umożliwiała w 1 minucie powtarzanie obciążeń w następujących ilościach:  $50, 75, 100, 150, 165, 260, 330, 500$ . Przy doświadczeniach postępowano w sposób następujący: Pierwszy element próbny każdej serji służył do oznaczenia wytrzymałości słupków na ściskanie. Obciążenie następnego elementu powtarzano wielokrotnie, przyczem obciążenie było tak wysokie, że zgniecenie oczekiwane było przy niezbyt wielkiej liczbie obciążeń. Dalszy element obciążano z powtarzaniem obciążenia nieznacznego. Pozostałe elementy każdej serji poddawano obciążeniom powtarzanym dotąd, aż ustalono obciążenie, które element mógł przenieść przynajmniej przy dwóch milionach powtórzeń, przyczem ilość powtórzeń obciążenia w 1 minucie wynosiła przeważnie  $260$ . Bezpośrednio po próbie na obciążenie powtarzane, elementy próbne ulegały zgnieceniu w celu ustalenia wytrzymałości na ciśnienie.

Wyniki doświadczeń:

a) Z rosnącą ilością powtarzanych obciążeń obniża się wysokość obciążenia, powodującego zgniecenie. Przy dwóch milionach powtarzanych obciążeń nie osiągnięto jeszcze obciążenia granicznego, któreby mogło być dowolną ilość razy powtarzane.

b) Obciążenie, powtarzane conajmniej dwa miliony razy (przy  $260$  powtórzeniach w ciągu 1 minuty), wynosiło przy zmianach:

1. Między natężeniem około zera a (w okresie zgniecenia) górną granicą natężenia  $\sigma_0$  od  $0,61$  do  $0,66$  wytrzymałości słupków na ciśnienie. 2. Między natężeniem dolnym, wynoszącym  $0,75 \sigma_0$  a górnym  $\sigma_0$ , od  $0,77$  do  $0,87$  wytrzymałości słupków na ciśnienie. 3. Między  $0,95 \sigma_0$  a  $\sigma_0$  około  $0,92$  wytrzymałości słupków na ciśnienie.

c) Różnica między natężeniem dolnym a górnym przy powtarzaniu obciążeń maleje ze wzrostem obciążenia stałego.

d) Przy wzroście wytrzymałości słupków na ciśnienie ze  $150$  na  $\sim 300 \text{ kg/cm}^2$ , maleje wydatnie wytrzymałość na ciśnienie elementów, poddawanych poprzednio obciążeniom powtarzanym.

Wspomnieć należy na koniec o próbach dynamicznych ze stropem grzybkowym w Kolonji, przeprowadzonych przez Gehler'a i Hort'a. Konstrukcja, na której próby przeprowadzono, była stropem bezdźwigarowym o niespotykanych dotąd wymiarach. Długość boków pól kwadratowych wynosiła  $12,2 \text{ m}$ , grubość płyty  $52 \text{ cm}$ , wysokość słupów  $6 \text{ m}$ .

Celem prób było określenie drgań własnych, oznaczenie tłumienia drgań i obserwacja zachowania się stropu pod wpływem drgań wymuszonych. Do określenia drgań własnych stosowano ciężar  $70 \text{ kg}$ , spadający z wysokości  $60 \text{ cm}$ . Tłumienie drgań oznaczono ze stosownych wykresów. Drgania wymuszone wywoływano specjalnym mechanizmem o ciężarze  $4 \text{ t}$ , który w miejscach badanych przykręcony był przy pomocy śrub wpuszczonych do konstrukcji stropowej. Mechanizm posiadał dwa ruchome ciężary po  $600 \text{ kg}$ , które wprawione w ruch odrotowy przeciwny, powodowały tylko działanie sił pionowych.

W nawiązaniu do dawniejszych prac Ros'a i Eichinger'a starano się zorientować przy przeprowa-

dzeniu prób, czy nie będzie możliwym zastąpienie prób statycznych równowartem próbami dynamicznymi.

Z dokonanych prób wynika, że: 1. dzisiejszy stan techniki pomiarowej umożliwia w zupełności przeprowadzanie prób dynamicznych; 2. próby dynamiczne w porównaniu z obciążeniem statycznym umożliwiają wiarygodniejsze oznaczenie powierzchni ugięcia; 3. przy-

szle próby dynamiczne na urządzeniach żelbetowych powinny obejmować: a) Badanie wytrzymałości prętów ciśnionych osiowo, belek i płyt pod wpływem często zmiennych obciążeń. b) Badania całych zespołów w budowach lądowych, a w szczególności konstrukcji stropowych; takie badania ustalić mogą nowe sposoby określania wartości konstrukcji.

Inż. Dr. F. Szełągowski.

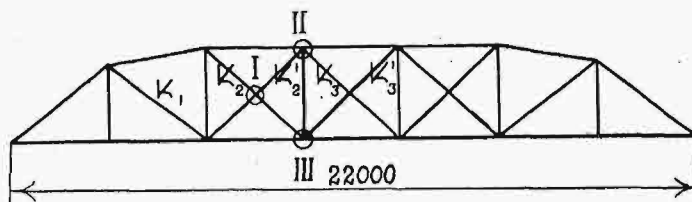
## Pierwsze wzmocnienie w Polsce mostu żelaznego zapomocą spawania łukiem elektrycznym.

Jednym najczęściej stosowanych wzmocnień istniejących mostów żelaznych lub stalowych jest t. zw. wzmocnienie bezpośrednie, polegające na dołączaniu nowych walcowanych kształtowników do poszczególnych elementów danej konstrukcji.

Powyższe dołączanie części wzmacniających winno być wykonywane w sposób zabezpieczający odpowiedzialną współpracę całej konstrukcji. Jeżeli więc nowe części zgodnie z założeniem miałyby pracować nie tylko pod wpływem działania obciążenia ruchomego, lecz również i własnego, wtedy dołączanie wzmacniających elementów do istniejącej konstrukcji należałoby wykonać po uprzednim jej odciążeniu zapomocą podparcia całej konstrukcji na rusztowaniu.

Wtedy wzmocniona konstrukcja będzie w zupełności wykorzystana pod względem dopuszczalnego naprężenia pod wpływem działania obciążenia własnego i ruchomego. Sposób powyższy, chociaż w zasadzie swiej prosty, jednakże jest kosztowny, wskutek czego częściej stosowane jest łączenie nowych elementów z istniejącą konstrukcją wprost, bez jakiegokolwiek uprzedniego podparcia.

z tym zabiegiem czynności można wykorzystać tylko rozporządzalne przerwy w przebiegach obciążenia ruchomego przez most.

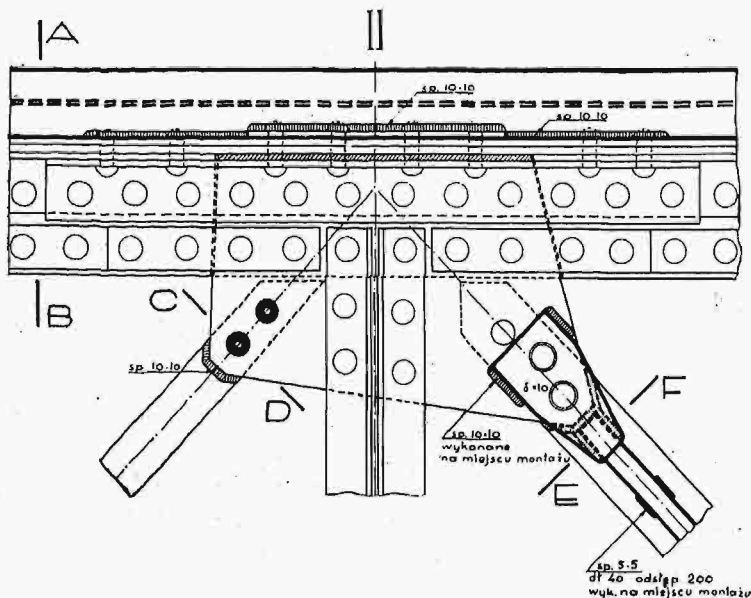


Rys. 1.

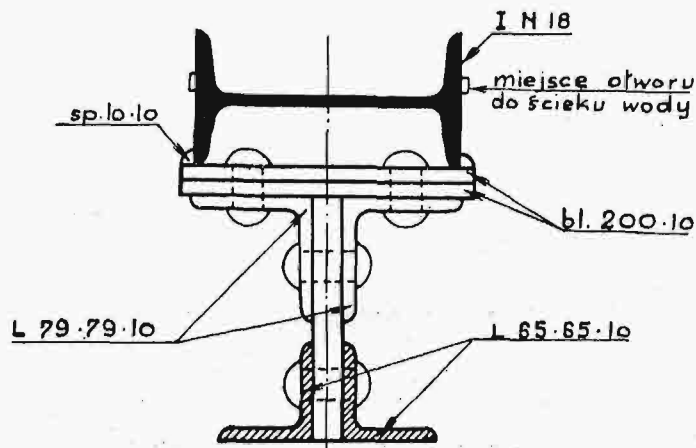
Wspomniane wyżej czynności przy wzmacnianiu istniejącej konstrukcji, chociaż dają zupełną pewność racjonalnej współpracy części nowych i istniejących, lecz należy zaznaczyć, że są bardzo żmudne.

Dlatego też zastosowanie spawania przy bezpośrednim wzmacnianiu konstrukcji istniejących należy uznać za celowe, tak ze względów technicznych, jak również i ekonomicznych. Wzmocnienie zapomocą spawania jest bowiem prostsze i szybsze w stosunku do wzmocnienia nitowanego.

Jako pierwsze wykonane wzmocnienie w Polsce mostu żelaznego zapomocą spawania łukiem elektrycz-



Rys. 2.



Rys. 3. Przekrój A-B.

W tym przypadku wzmacniające elementy pracują w zasadzie tylko pod wpływem działania obciążenia ruchomego. Odpowiednie łączenie ich z istniejącą konstrukcją jest rzeczą nadzwyczaj ważną, ażeby konstrukcja istniejąca rzeczywiście była wzmocniona. Jest więc godne polecenia w takim przypadku stosowanie przy łączeniu nowych elementów sposób podwójnej wymiany nitów<sup>1)</sup>. Jednakże w omawianym sposobie wzmocniania przy wykonywaniu związanych

nym są dwa dźwigary o rozpiętościach teoretycznych 22,00 m mostu kolejowego przez rzekę Wartę pod Orzechowem linii Jarocin - Gniezno.

Układ powyższych dźwigarów jest typu Schwedler'a (rys. 1) bez górnych tężników wiatrowych, przy czym tworzywo ich stanowi żelazo spawalne z r. 1875. Przekroje pasów są kształtu teowego.

Ponieważ pod największym kursującym obciążeniem parowozu na danej linii poszczególne pręty belek głównych wykazały przekroczenie dopuszczalnych naprężeń dla istniejących mostów żelaznych, określonych rozporządzeniem Ministerstwa Komunikacji

<sup>1)</sup> Ob. artykuł autora: „Wzmocnienie małych przeseł mostu drogowo-kolejowego przez rzekę Wisłę w Toruniu”. *Inżynier Kolejowy* Nr. 4, 1984 r.

w przypadku rozciągania, ściskania (bez wybożenia) lub zginania w wysokości:

$$\sigma_1 = \frac{S_w + \varphi S_r}{\omega_{netto}} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$$

przy uwzględnieniu tylko obciążenia własnego i ruchomego, oraz

$$\sigma_2 = \frac{S_w + \varphi S_r}{\omega_{netto}} \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$

przy uwzględnieniu obciążenia własnego, ruchomego, parcia wiatru, oraz innych dodatkowych czynników, zatem wynika stąd konieczność wzmocnienia omawianych dźwigarów.

Projekt powyższego wzmocnienia został wykonany według koncepcji autora niniejszego artykułu<sup>2)</sup>.

Za najkorzystniejszy sposób wzmocnienia prętów pasa górnego w danym przypadku należy uznać przypawanie dwuteownika Nr. 18 (rys. 2), ułożonego poziomo na pasie górnym (rys. 3). ażeby zwiększyć tym sposobem o ile możliwości miarodajny w tym przypadku moment bezwładności przekroju względem osi pionowej.

Wprawdzie w tego rodzaju sposobie wzmocnienia położenie środka ciężkości ulega zmianie przesuwając się ku górze, ale w danym przypadku powyższa zmiana jest stosunkowo naogół niewielka, gdyż uprzednio na skutek dodania przez były Zarząd kolei niemieckich dolnych kątowników wzmacniających, uwidoczonych zakreskowaniem na rys. 3, środek ciężkości został już przesunięty w dół.

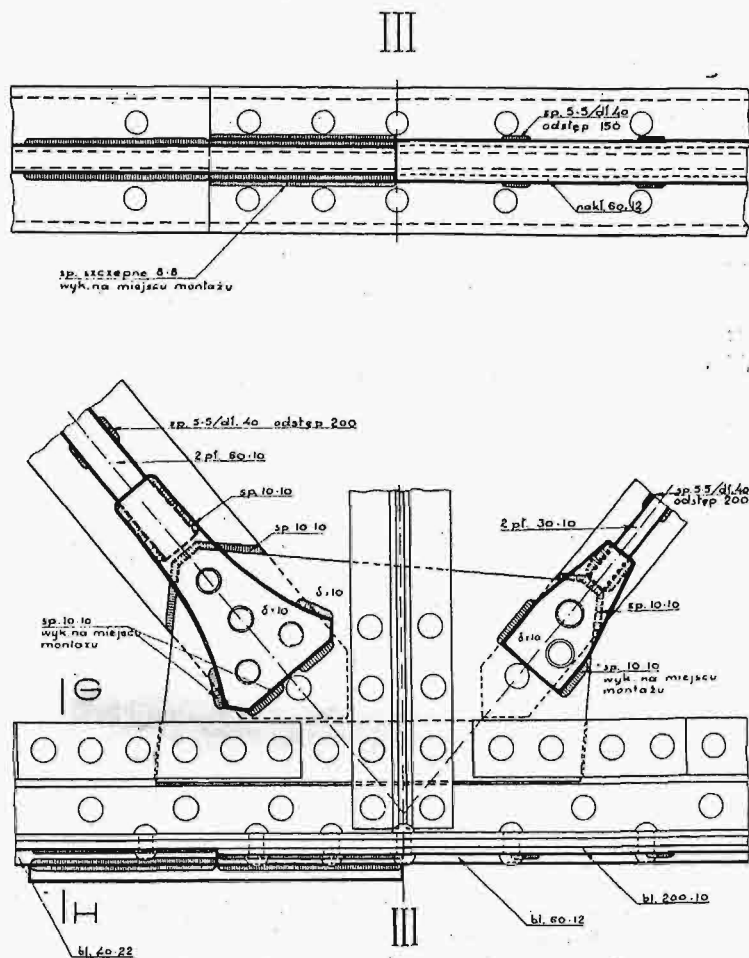
spoinami na całej długości pręta zostały zastosowane spoiny łączące o przekroju  $5 \times 5 \text{ mm}$  i długości  $40 \text{ mm}$  w odstępach  $200 \text{ mm}$ .

Odrowadzenie wody deszczowej z wytworzonego w ten sposób korytka zostało uskutecznione zapomocą bocznych otworów.

Pręty pasa dolnego wobec niewielkich przekrojów wzmacniających z konieczności zostały wzmocnione płaskownikami, przypawanymi do dolnych istniejących nakładek prętów pasa dolnego (rys. 4).

Łączenie tych nowych płaskowników między sobą, jak również z istniejącymi przekrojami w węzłach prętów pasa dolnego, zostało wykonane w zasadzie zwykłymi spoinami bocznymi. Jednakże w niektórych węzłach, gdzie należało połączyć płaskowniki wzmacniające  $60 \times 12 \text{ mm}$  i  $40 \times 22 \text{ mm}$ , leżące na istniejących blachach w różnych poziomach, zastosowano z konieczności w nakładce stykowej spoiny boczne, kształtu wskazanego na rys. 5.

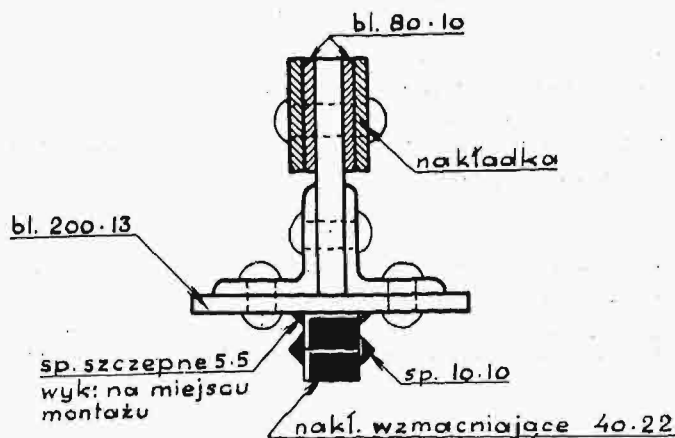
Wytrzymałość powyższych spoin, jak wskazują przeprowadzone badania nie ustępuje bynajmniej wytrzymałości zwykłych bocznych spoin, o ile obciążenie jest ściśle osiowe. W przypadku zaś połączenia na zakładkę, co ma miejsce w omawianym wzmocnieniu, wpływ mimośrodowego działania sił, jak wykazały również wspomniane wyżej badania, jest dość znaczny. Wobec powyższego zostały wykonane dodatkowe spoiny boczne o przekroju  $5 \times 5 \text{ mm}$  i na długości całego styku, ażeby w ten sposób uniknąć dodatkowego zginania samego



Rys. 4.

Połączenie dwuteownika w węzłach z konstrukcją istniejącą zostało uskutecznione zapomocą ciągłych spoin o przekroju  $10 \times 10 \text{ mm}$ , pomiędzy zaś powyższymi

<sup>2)</sup> W opracowaniu szczegółów konstrukcyjnych przyjął udział inż. S. Majchrowicz z Dyrekcji Okręgowej Kolei Państwowych w Poznaniu.

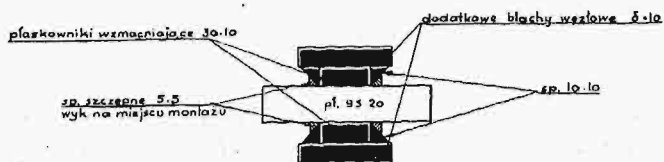


Rys. 5.

połączenia. Dopuszczalne naprężenie na ścinanie dla spoin wykonanych w tym przypadku sposobem sufitowym (nad głową) zmniejszono o  $50\%$ .

Wzmocnienie powyższych prętów pasa dolnego odbyło się przy pomocy lekkiego rusztowania, podwieszono do dolnej konstrukcji dźwigara.

Słupki belek głównych jakiegokolwiek wzmocnienia nie wymagały.



Rys. 6. Przekrój E-F.

Odnośnie zaś wzmocnienia krzyżulców  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  i  $K'_3$  (rys. 1), to ze względu na niewielkie przekroje wzmacniające i podwójne blachy węzłowe, rozstawione w odległości  $20 \text{ mm}$ , okazało się celowym wzmocnić je obustronnymi płaskownikami, połączonymi z węzłami belek głównych zapomocą odpowiednich

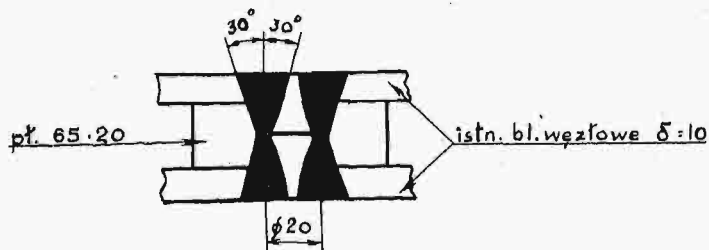
blach węzłowych, w których zostały wykonane otwory na istniejące nity (rys. 4).

Nowe blachy węzłowe w miejscu łączenia ich z płaskownikami wzmacniającymi zostały zaprojektowane odpowiednio większej szerokości, umożliwiające wykonanie żądanych spoin (rys. 6).

Ponadto istniejące połączenia nitowane omawianych krzyżulców zostały wzmocnione spoinami o przekroju  $10 \times 10 \text{ mm}$ , przyczem obliczenie tego rodzaju połączeń zostało przeprowadzone w myśl pracy prof. S. Bryły i Dr. A. Chmielowca pod tytułem „Wzory uproszczone dotyczące połączeń nitowanych wzmocnionych przy pomocy spawania”. (*Czasopismo Techniczne* 1932 r.).

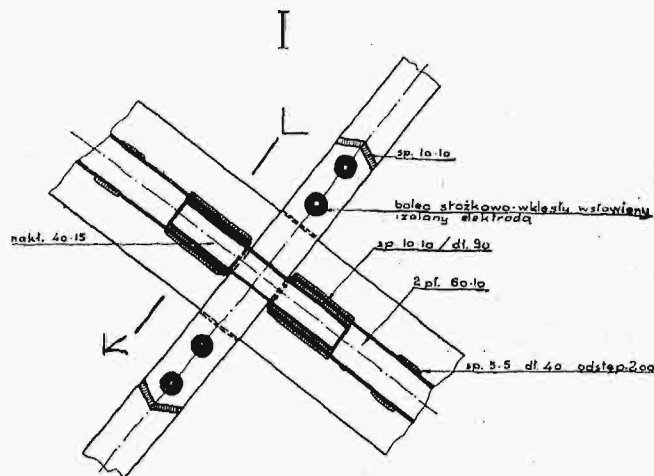
Pozostały krzyżulec  $K'_2$  został wzmocniony w sposób nowy dotychczas niestosowany (rys. 2).

Wzmocnienie niniejsze polegało na zamianie przekroju „netto”, powstałego na skutek istnienia otworów nitowych, na przekrój „brutto”, z jednoczesnym zachowaniem zasadniczej własności połączenia nitowanego na ścinanie.



Rys. 7. Przekrój C—D.

Powyższy zabieg można wykonać przez pojedyncze wyjmowanie istniejących nitów i wypełnianie powstałych stąd otworów stopionym tworzywem elektrody, lub też rozwiercając odpowiednio dany otwór, oraz wstawiając następnie węł sworzeń (bolec) cylindryczny lub stożkowy, można także zapomocą spawania połączyć tworzywo sworznia z blachami węzłowymi jak również i z krzyżulcem w jedną całość (rys. 7).



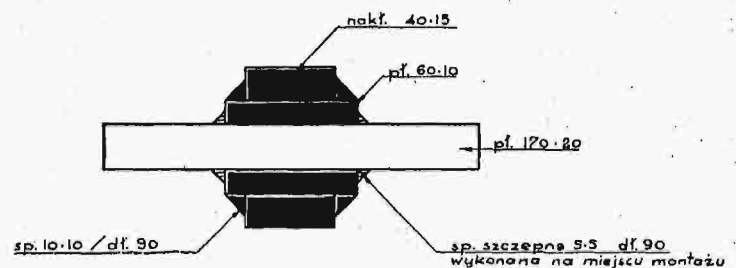
Rys. 8.

Przyjęcie przy wzmocnieniu jednego z wyżej podanych sposobów zdecydowało przeprowadzone w tym celu badanie, z którego wynikło, że tylko drugi sposób t. j. połączenie wspomnianego sworznia zapomocą

spawania z istniejącą konstrukcją węzłową zapewnia całkowicie zamianę przekroju „netto” na „brutto” przy jednoczesnym zachowaniu wytrzymałości połączenia nitowanego na ścinanie.

Ponieważ w krzyżulcu  $K'_2$  o przekroju  $60 \times 20 \text{ mm}$  istniał otwór nitowy o średnicy  $20 \text{ mm}$ , więc przez unicestwienie osłabienia w stykach powyższym otworem pręt został wzmocniony o 33%.

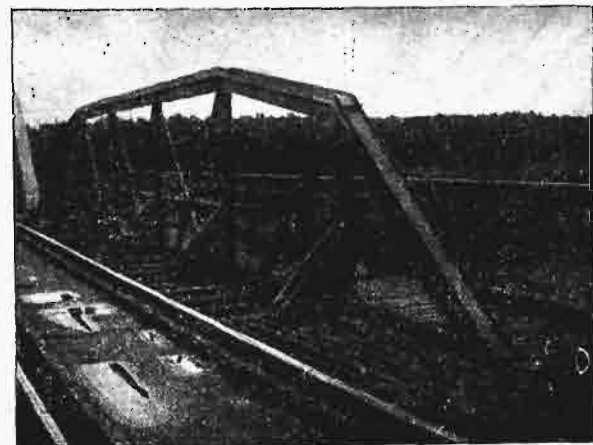
Połączenie między sobą wzmacniających elementów na skrzyżowaniu krzyżulców np.  $K_2$  i  $K'_2$  (rys. 8) zostało wykonane zapomocą nakładek  $40 \times 15 \text{ mm}$ , przytwierdzonych do nowych płaskowników  $60 \times 10 \text{ mm}$  spoinami o przekroju  $10 \times 10 \text{ mm}$ , zaś całość tego połączenia z istniejącym płaskownikiem krzyżulca  $170 \times 20 \text{ mm}$  zostało uskutecznione spoinami bocznymi  $5 \times 5 \text{ mm}$  (rys. 9), ażeby uniknąć dodatkowego zginania wskutek mimośrodkowego działania sił.



Rys. 9. Przekrój K—L.

W omawianym projekcie wartości dopuszczalnych naprężeń w spoinach zostały przyjęte zgodnie z przepisami projektowania i wykonywania stalowych konstrukcji spawanych w budownictwie (*Monitor Polski* Nr. 274 z 1933 r.).

Wykonanie wzmocnienia powyższego mostu zapomocą łuku elektrycznego, zostało przeprowadzone przez wytwórnię „Spółka Akcyjna Wielkich Pieców i Zakładów Ostrowieckich” przy użyciu prądu stałego o natężeniu 125 amperów i napięciu 16 volt, oraz elektrod „Jotem” o średnicy 3 mm i 4 mm.



Ryc. 10.

Próba wzmocnionych dźwigarów (ryc. 10), która miała miejsce w październiku b. r., potwierdziła w zupełności celowość zastosowania spawania do wzmacniania istniejących konstrukcyj mostowych.

Inż. Eugenjusz Zaczyński.

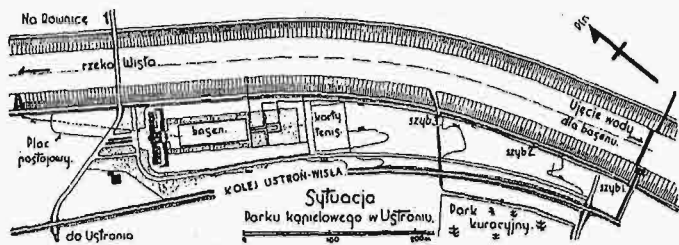
## Parki kąpielowe w dolinie górnej Wisły.

## I. Uwagi ogólne.

Znaczenie kąpeli wodnych jak i powietrznych jest dziś tak powszechnie uznane, że uzasadniać je byłoby co najmniej wyważaniem otwartych drzwi.

Rola kąpeli jest jednak daleko większą w uzdrowiskach górskich, t. zw. stacjach klimatycznych, gdzie istotę leczenia stanowi stałe przebywanie na powietrzu i słońcu i poddanie możliwie całego ciała ludzkiego bezpośrednio działaniu słońca, wody i powietrza.

Jednak w tych właśnie górskich miejscowościach szczególnie trudno o odpowiednią kąpiel.



Rys. 1.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Sytuacja ogólna.

Wprowadzie prawie przez każdą z nich płynie potok, rzeczek lub nawet rzeka, jednak są to potoki górskie, charakteryzujące się niskim stanem wód w okresie letnim, kamienistym dnem, wartkim prądem, niską temperaturą oraz gwałtowną zmianą stanu wód w razie jakichkolwiek deszczów, przyczem czystość wody w tych okresach jest nienadzwyczajna.

wody, plaży czy trawników potrzebne są dalsze urządzenia umożliwiające sporty oraz gry i zabawy na świeżym powietrzu.

Z powyższych przyczyn powstaje potrzeba budowy sztucznych urządzeń czyniących zadość naszkicowanym wyżej wymogom, urządzeń, które możemy określić mianem „parków kąpielowych“.

W dolinie Górnej Wisły na terenie powiatu cieszyńskiego istnieją dwa uzdrowiska: Ustron i Wisła.

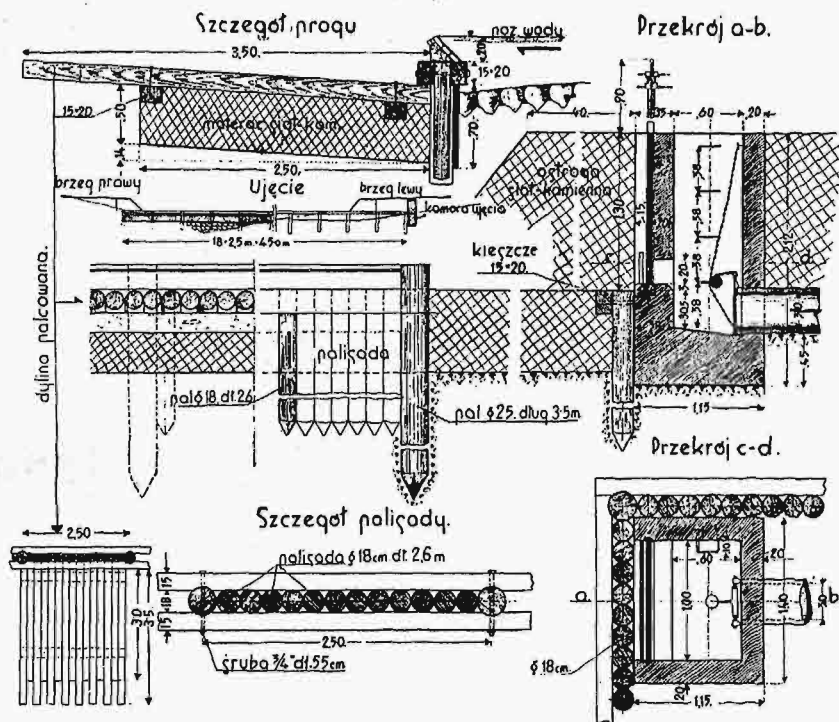
Ustron położony między wzgórzami Beskidu Zachodniego ze szczytem „Równica“ (883 m n.p.m.) od wschodu i „Czantorja“ (995 m n.p.m.) od południowego zachodu, na wysokości średnio 360 m n.p.m., stanowi bramę wejściową do stosunkowo wąskiej doliny Górnej Wisły. Stoki Beskidów Zachodnich, ciągnące się zasadniczo z południa na północ, tuż za Ustronem zmieniają swój kierunek na zachodnio-wschodni i stanowią południową granicę rozciągającej się ku północy śląskiej niziny.

To położenie geograficzne nadaje miejscowości potrójny charakter.

Z jednej strony znaczny spadek rzeki Wisły i wskutek tego łatwość uzyskiwania taniego środka popędowego jest silnym bodźcem do powstawania mechanicznych zakładów przemysłowych. Z drugiej położenie w górskiej dolinie o bardzo malowniczych i zacisznych dolinkach bocznych, oraz istnienie prywatnego zakładu kąpeli borowinowych czynią z Ustronia miejscowość kuracyjno-leśnikową o charakterze stacji klimatycznej. Wreszcie Ustron, który do niedawna był ostatnią stacją linii kolejowej prowadzącej w dolinę Wisły, stał się znaczącym ośrodkiem handlowym i punktem zaopatrywania dla tej doliny.

## Basen kąpielowy w Ustroniu.

Komora ujęcia



Rys. 2.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Szczegóły ujęcia wody.

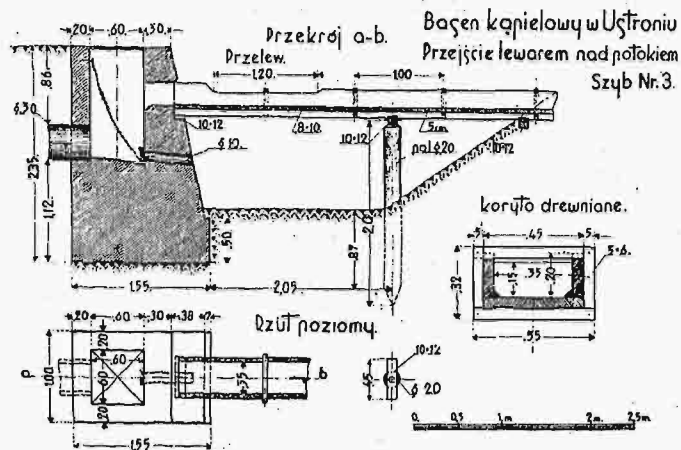
Uzupełnieniem kąpeli w wodzie jest kąpiel powietrzna, na plaży piaskowej lub odpowiednio założonych i utrzymanych trawnikach. Ponadto kąpiel łączymy obecnie ze sportem, zabawą i wypoczynkiem. Dlatego prócz

Wisła zajmuje dalszą górną część doliny Wisły i górnych jej dopływów. Okolona szeregiem szczytów od wschodu, południa i zachodu, jest otwarta tylko ku północy. Najwyższym szczytem jest „Babia Góra“ (1214 m

npm.), u stóp której bierze swój początek rzeka Wisła dwoma potokami Białą i Czarną Wisiełką.

Dzięki tej sytuacji terenowej, a szczególnie dzięki istnieniu „źródeł“ Wisły, miejscowość posiada charakter obiektu turystycznego, odwiedzanego bardzo silnie przez różne wycieczki, jak i pojedynczych turystów. Ruch turystyczny spowodował powstanie letniska, które rozwijając się coraz bardziej, przybiera charakter śląskiej stacji sportów letnich i zimowych.

Przez oba te uzdrowiska przepływa rzeka Wisła oraz szereg jej bocznych dopływów, które jednak posiadają wszystkie wspomniane ujemne właściwości górskich potoków. Dlatego też wspólnym wysiłkiem Urzędów Gminnych i Urzędu Wojewódzkiego Śląskiego wybudowano w tych miejscowościach sztuczne baseny kąpielowe i naokoło nich założono odpowiednie „parki kąpielowe“.



Rys. 3.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Lewar nad potokiem.

Oba baseny wykonano z niezbrojonego betonu, a to z tej przyczyny, że żwir i piasek potrzebny do budowy czerpano wprost na miejscu z wykopów pod basen, zaś koszt szalowań jak i robocizny jest znacznie niższy przy murach betonowych niż przy konstrukcjach żelbetowych. Te czynniki zadecydowały o wyborze betonu jako odpowiednio trwałego materiału budowlanego, a w uwzględnieniu miejscowych warunków, najtańszego.

Do betonu dano 200 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> kruszywa. Mury i płyty od strony basenu wyprawiono zaprawą cementową w dwu warstwach o łącznej grubości 2 cm. Do zapraw cementowych użyto 400 kg (warstwa spodnia) i 650 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> piasku (warstwa wierzchnia).

Murów nie pociągano żadnymi specjalnymi preparatami uszczelniającymi, a to z tej przyczyny, że woda z basenu, w której znajdują się zawsze delikatne cząstki piasku — wsiąkając w nie, — w krótkim czasie uszczelni je zupełnie.

Projekty basenów kąpielowych, ujęcia, doprowadzenia i odprowadzenia wody oraz zasady ogólnego rozplanowania, były przed rozpoczęciem jakichkolwiek prac na terenie badane przez specjalne komisje, w których z ramienia Państwowego Urzędu Wychowania Fizycznego i Przeprowadzenia Wojskowego brali udział Pp. Mjr. Czeżowski i Kpt. Inż. St. Sanojca.

Zalecenia komisji zostały w całości uwzględnione przy realizacji odnośnych projektów.

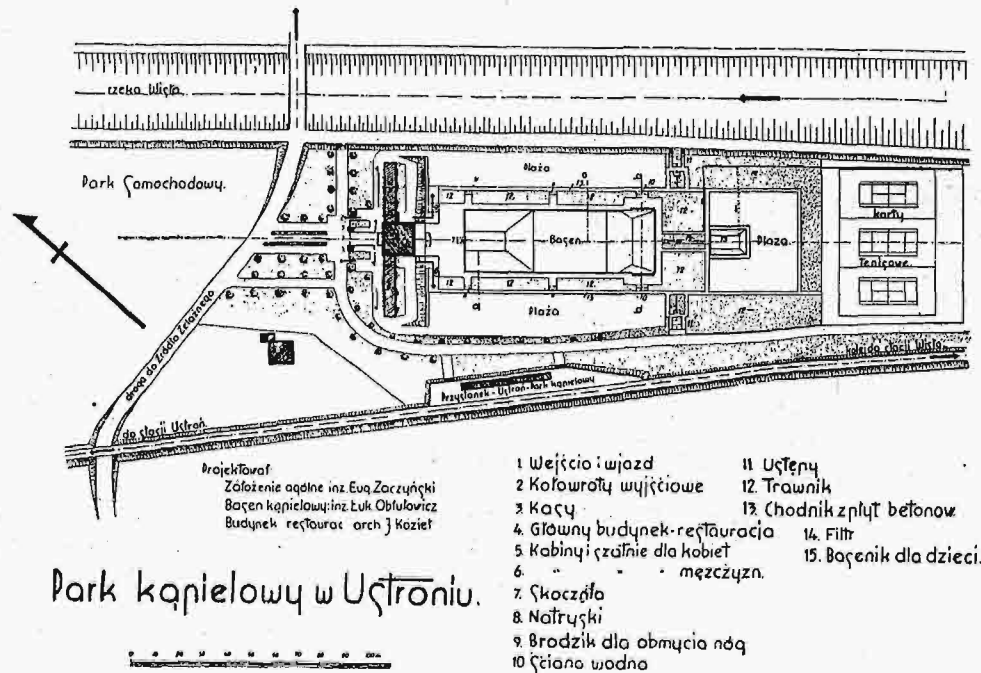
## II. Park kąpielowy w Ustroniu.

Park kąpielowy w Ustroniu jest częścią ogólnego zieleńca publicznego t. zw. „Parku Kościuszki“, ciągnącego się między torsem kolejowym a lewym wałem rzeki Wisły. Zajmuje on część między drogą gminną do „Żelaznego Źródła“ i na „Równicę“ od północy i przelewem burzowym stawu koło „Hotelu Kuracyjnego“ od południa. Ogólna powierzchnia parku kąpielowego wynosi 20.000 metr. kwadr. Plac postojowy dla samochodów jest przewidziany po przeciwnej stronie wymienionej drogi gminnej.

Obecnie wykonano prawie 90 procent wszystkich inwestycji, przewidzianych ostatecznym planem rozbudowy.

Budowę rozpoczęto w lipcu 1932 r. Otwarcia parku dokonał P. Wojewoda Śląski Dr. Grażyński dnia 2 lipca 1933 r.

Wodę dla basenu ujęto wprost z rzeki Wisły w ilości 50 litrów na sekundę. Ujęcie wykonano zapomocą progu drewnianego wpoprzek całego koryta rzeki oraz szybu zbiorczego z lewej strony. Z szybu woda jest przeprowadzona początkowo krytym rurociągiem betonowym o średnicy 30 cm a następnie otwartym korytem drewnianym. Prowadzenie wody korytem otwartym ma na celu



Rys. 4.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Rozplanowanie parku.

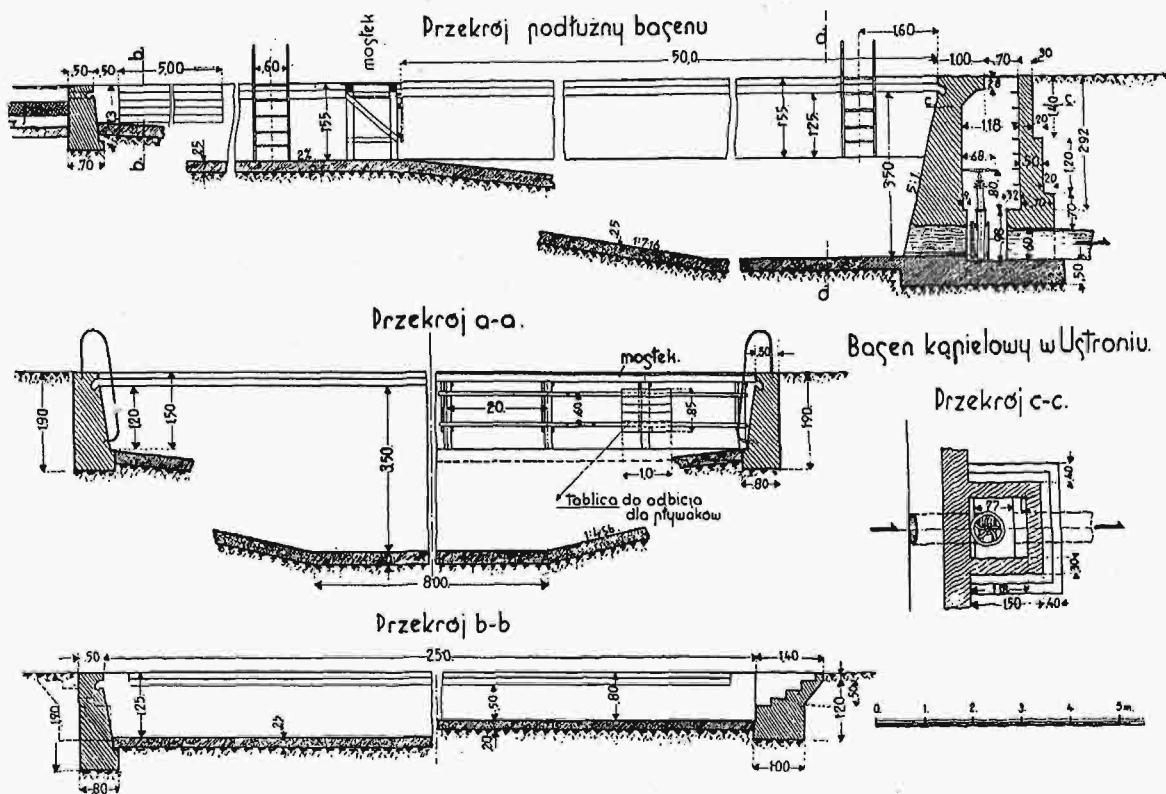


częściowe podgrzewanie wody. Koryto doprowadza wodę do osobnego baseniku dla dzieci oraz do specjalnego filtra koksowego. Zadaniem filtra jest przede wszystkim zatrzymywanie drobnych zawiesin, szczególnie obfitych w dniach podeszczowych. Z filtra woda dostaje się do basenu korytem przelewowym, wykształconym wzdłuż całego południowego muru basenu.

sportowym może służyć tylko ubocznie. Stąd też nie przewidziano wieży 10 m, a tylko co najwyżej wieżę 5 m wysoką. Zasadą ma być jednak tylko trampolina na wysokości 3 m.

Powierzchnia tafli wodnej wynosi 2.000 m<sup>2</sup>.

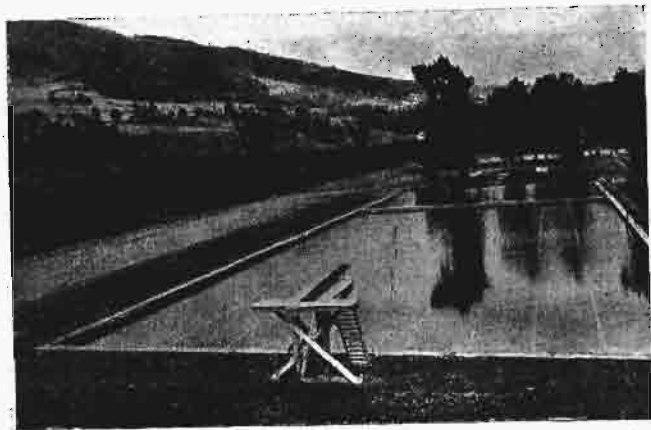
Wszystkie mury okalające posiadają od strony wewnętrznej stromo nachylone, zaś od strony zewnętrznej



Rys. 5.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Przekroje basenu.

Basen posiada kształt wydłużonego prostokąta, którego dłuższa oś posiada kierunek mniej więcej północ-południe i jest podzielony pomostem drewnianym na dwie części: płytką dla niepływających i głębszą dla pływających. Ogólne wymiary basenu wynoszą: długość 80 m, szerokość 25 m. Część dla niepływających ma wymiary: 25×30 m i głębokość od 0,50 do 1,20 m. Część dla pływających ma 25×50 m oraz głębokość od 1,20 do 3,50; przyczem głębokość 3,50 m jest uzyskana tylko na niewielkiej części przy boku północnym pod wieżą do skoków.



Ryc. 6.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Fotografia basenu kąpielowego z terasy restauracyjnej.

Basen był budowany pod założeniem, że jest on przeznaczony głównie dla kąpieli i rozrywki a celem czysto

pienowe ściany i są wykonane jako masywne bloki betonowe o długości 10 m. Dno basenu wykonano jako płytę betonową podzieloną szczelinami dylatacyjnymi na odpowiednie części.

Zejście do basenu płytkiego stanowią szerokie schody na końcach muru zachodniego i wschodniego, zaś do basenu głębokiego drabinki żelazne.

Wzdłuż muru północnego, jako w najgłębszej części jest specjalna poręcz metalowa, służąca równocześnie jako uchwyt dla pływaków w czasie zawodów.

W części głębszej wykonano pasy kierunkowe dla pływaków z białych płytek terrakotowych.

Wzdłuż boków zachodniego, północnego i wschodniego są wykształcone specjalne przelewy, odprowadzające wszelkie powierzchniowe zanieczyszczenia.

Celem usunięcia małych dzieci nawet z płytkiego basenu, wykonano osobny basenik dla dzieci o głębokości od 0,00 do 0,30 m. Woda zużyta z baseniku jest odprowadzana bezpośrednio do kanalizacji.

W okresie chłodniejszym w czasie pierwszego napełniania basenu wszystka woda jest przepuszczana przez ten basenik, który wówczas spełnia rolę wstępnego podgrzewacza.

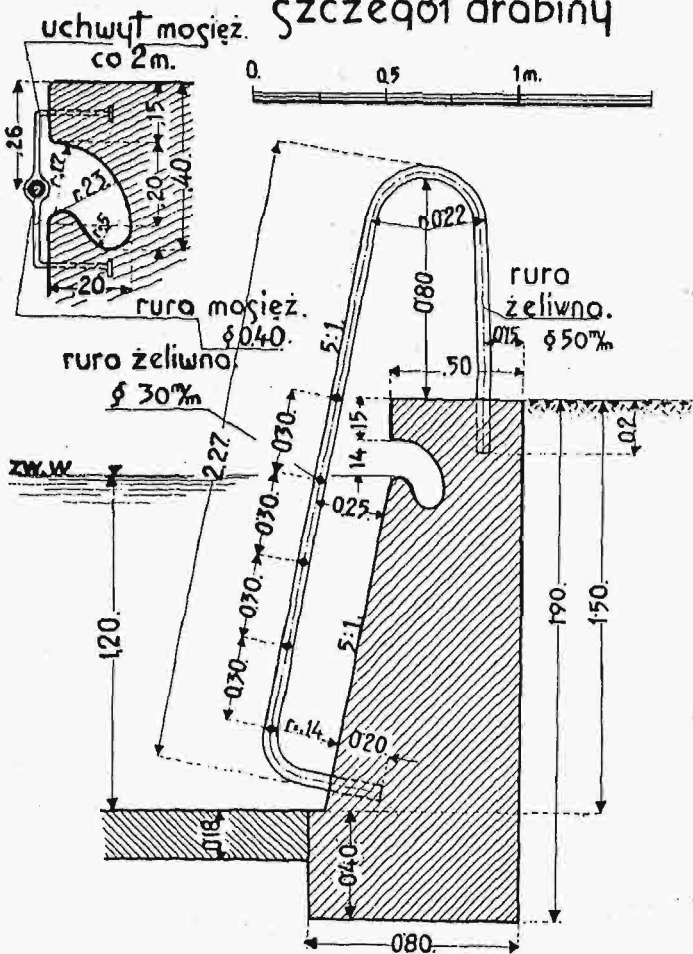
Odprowadzenie wody z basenu jest umożliwiające specjalnym kanałem betonowym, założonym w najbliższym punkcie basenu i zamykanym zasuwą wodociągową.

Nad najgłębszą częścią basenu jest skocznia drewniana wysokości 3 m oraz trampolina 1-o metrowa.

Wejście do parku kąpielowego jest od strony północnej i z tej też strony jest wzniesiony główny budynek. Budynek w środku mieści restaurację, zaś po bokach rozbiernie, szatnie, natryski i ustępy, rozdzielone osobno dla kobiet i mężczyzn. W rozbierniach zastosowano

przechodni typ kabiny. Każdy wychodzący z rozbieralni na basen musi przejść przez natryski. Woda do natrysków podgrzewa się w otwartych płytkich zbiornikach, umieszczonych na dachach budynku.

## Basen kąpielowy w Ustroniu Typ muru i szczegóły drabiny



Rys. 7.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Typ muru i szczegół drabiny.

Naokoło basenu, wzdłuż boków zachodniego, południowego i wschodniego wykonano odpoczynkowe trawniki szerokości 5 m, które oddzielają plaże piaskowe, umieszczone po stronie wschodniej i zachodniej.

Dla dzieci, naokoło baseniku wykonano osobną plażę piaskową oraz przewidziano specjalne trawniki do gier i zabaw oraz na przyrządy zabawowe.

W południowej części wykonano trzy korty tenisowe. Korty te są wprawdzie dostępne z terenu parku kąpielowego, jednak zostały oddzielone osobnym ogrodzeniem z siatki.

W zimie korty zalane wodą stanowią tor ślizgawkowy o wymiarach 60×40 m, a więc wystarczających na boisko hokejowe.

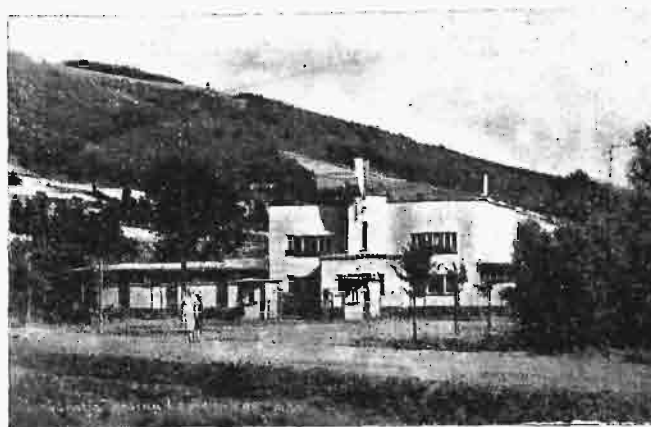
Projekty wykonali: ogólnego rozplanowania inż. Eug. Zaczyński, basenu wraz z ujęciem, doprowadzeniem i odprowadzeniem wody inż. Ł. Obtulowicz, budynku arch. J. Koziół. Budowę wykonał arch. J. Koziół.

Do wykonania pozostaje szereg baseników i natrysków oraz żywopłotów uniemożliwiających bezpośrednie przechodzenie z plaż piaskowych do basenu.

### III. Park kąpielowy w Wiśle.

Park kąpielowy w Wiśle leży na prawym brzegu Wisły w widłach, jakie tworzy z Wisłą potok Partecznik. Odsunięty nieco od drogi gminnej prowadzącej od pensjonatu „Piaś” w dolinę Parteczniaka, jest z nią połączony osobną drogą dojazdową, przy której usytuowano specjalny plac postojowy dla samochodów i pojazdów konnych.

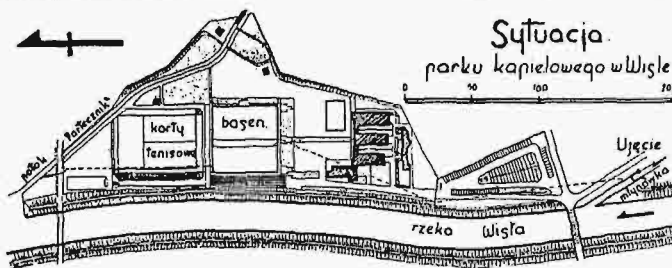
Ogólna powierzchnia parku kąpielowego bez placu postojowego wynosi 23.000 m<sup>2</sup>.



Ryc. 8.

Park kąpielowy w Ustroniu. — Fot. widok z drogi na Równicę.

Obecnie wykonano sam basen z ujęciem, doprowadzeniem i powierzchniowym odprowadzeniem wody, przewidziane rozbieralnie, kiosk bufetowy, budyneczek go-



Rys. 9.

Park kąpielowy we Wiśle. — Sytuacja ogólna.

spodarczy, ustępy i część robót ziemno-ogrodowych. Stanowi to około 60 procent wszystkich inwestycji, przewidzianych ostatecznym planem rozbudowy.

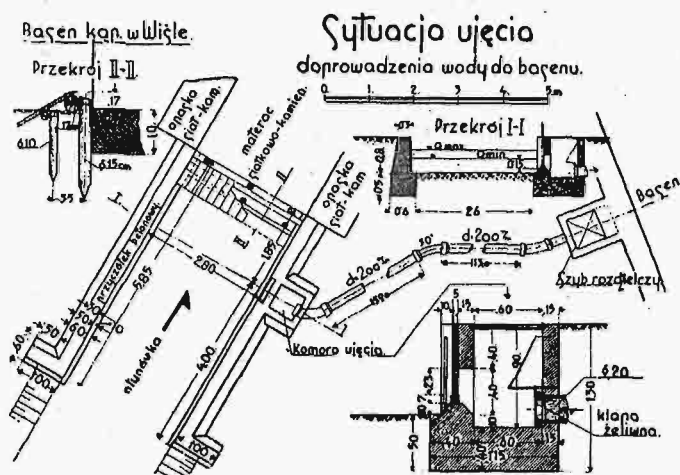


Ryc. 10.

Park kąpielowy we Wiśle. — Fot. parku z 2 lipca 1932 r.

Budowę rozpoczęto w sierpniu 1931 r. Otwarcia parku dokonał P. Wojewoda Śląski Dr. Grażyński dnia 29 czerwca 1932 r.

Wodę dla basenu ujęto z rzeki Wisły nie wprost, lecz z młynówki, odprowadzającej wodę z niedalekiego tartaku w ilości 30 litrów na sekundę. Usytuowanie ujęcia w tym miejscu daje tę korzyść, że jest ono wolne od zasypywania go przez żwirry, niesione Wisłą przy większych stanach wody, a temsamem będąc tańsze w budowie, jest również znacznie tańsze w utrzymaniu. Ponadto nieznaczna, bo zaledwie 2,80 m wynosząca szerokość młynówki pozwala na łatwe wstawianie dodatkowych przewidywanych zastawek, a temsamem powiększenie ilości doprowadzonej do basenu wody nawet do 50 litrów na sekundę. Podwyższenie to ma szczególne znaczenie w chwilach napełniania basenu, gdyż skraca czas napełniania o jedną trzecią.



Rys. 11.  
Park kąpielowy we Wiśle. — Ujęcie wody.

Z szybu zbiorczego przepływa woda rurociągiem kamionkowym o średnicy 20 cm do szybiku rozdzielczego przy basenie, a następnie dwoma bocznymi rurociągami. Do basenu woda dostaje się w trzech miejscach za pomocą czterech otworów, umieszczonych nad powierzchnią zwierciadła wody.

części są rozdzielone siatką zawieszoną na linie stalowej i zakotwiczoną w murze działowym. Ogólne wymiary basenu wynoszą 50×50 m. Basen płytki posiada wymiary: 50 m długości, 30 m szerokości i głębokości od 0,50 do 1,40 m. Wymiary basenu głębokiego są: długość 50 m, szerokość 20 m, głębokość od 1,50 do 2,80 m. Ponadto w basenie głębokim wykonano specjalne zagłębienie dla skoków o wymiarach 14×4,0 m w dnie i 1,70 m głębokości. Głębokość pod wieżą do skoków jest zatem 4,50 m.

Powierzchnia tafli wodnej wynosi 2.500 m<sup>2</sup>.

Wszystkie mury, okalające, jak również mur działowy między basenem płytkim i głębokim posiadają ściany stromo nachylone i są wykonane jako masywne bloki betonowe o długości 10 m. Dno basenu wykonano z płyt betonowych o wymiarach 5×5 m w basenie płytkim (płyty leżą na żwirze) i 10×10 m w basenie głębokim (w wykopie o podłożu skalnym).

Zejsście do basenu stanowią szerokie schody na boku południowym oraz drabinki żelazne, rozmieszczone wzdłuż boków wschodniego i zachodniego.

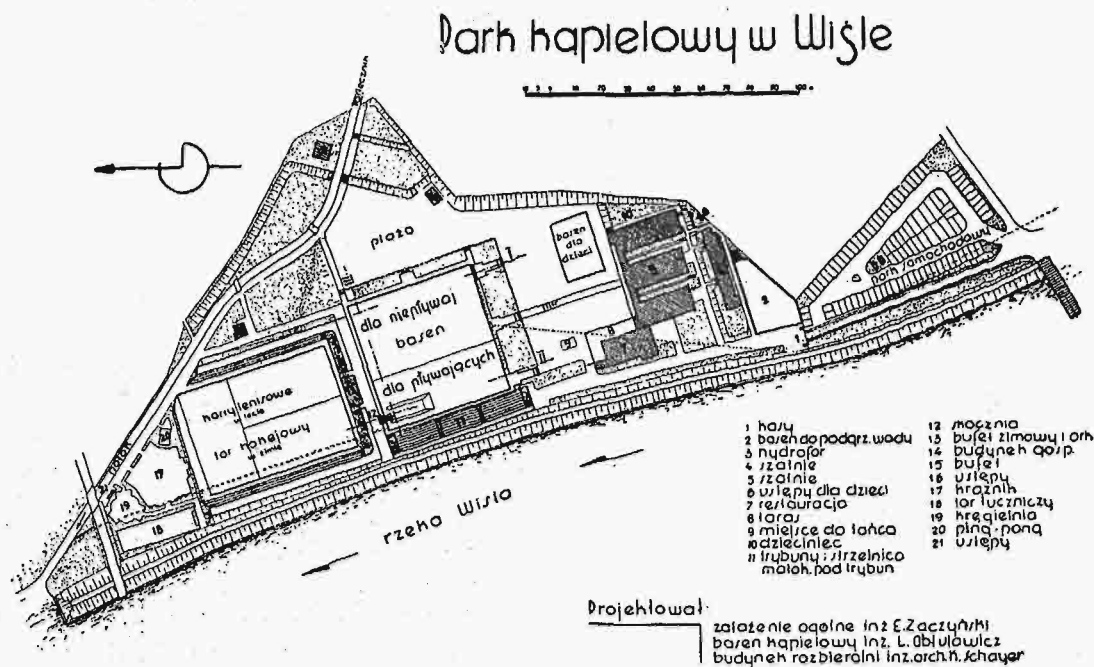
Na murach północnym i południowym z wyjątkiem części najpłytszej, umieszczono mosiężne poręcze dla bezpieczeństwa i wygody kąpiących się oraz dla umożliwienia nawrotów pływakom.

Na krótszych murach basenu głębokiego wykonano słupki betonowe dla startujących zawodników po 6 na każdym boku. W dnie basenu na osiach słupków ułożono pasy kierunkowe z białych płytek terrakotowych.

Wzdłuż boków północnego i południowego są przelewy, odprowadzające powierzchniowe zanieczyszczenia.

Celem usunięcia małych dzieci z ogólnego basenu, przewidziano osobny basenik dla dzieci, narazie jeszcze nie wykonany.

Odprowadzenie wody z basenu następuje osobnym kanałem. Woda do poziomu dna w basenie głębokim spływa samoczynnie. Część wody z zagłębienia dla skoków jest usuwana przez pompowanie. Celem umożliwienia codziennej wymiany wody w zagłębieniu bez potrzeby opróżnienia całego basenu, przewiduje się wykonanie specjalnego przewodu lewarowego, który działając pod



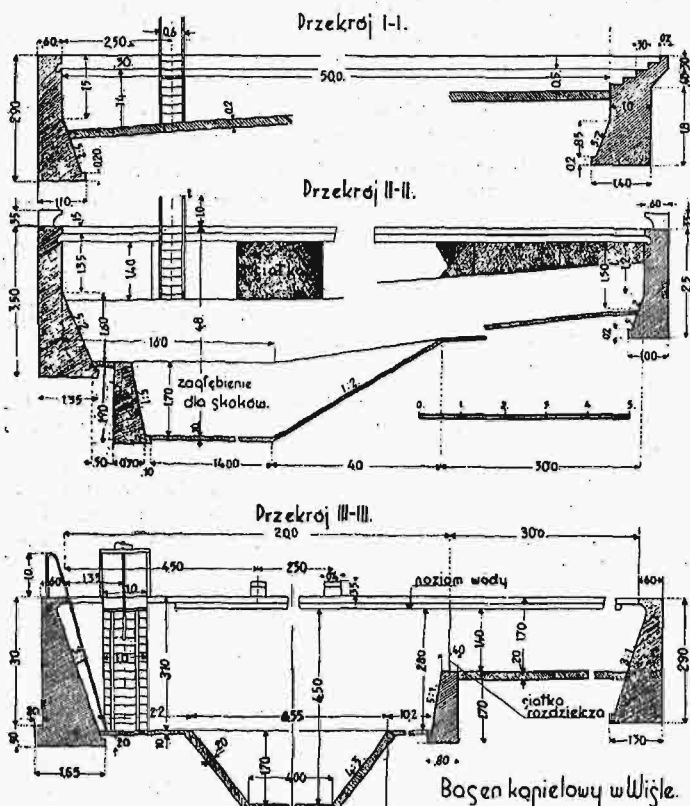
Projektował:  
zajęcie ogólne inż. E. Zaczynski  
basen kąpielowy inż. L. Obłobowicz  
budynki rozbiórki inż. arch. A. Schayer

Rys. 12.  
Park kąpielowy we Wiśle. — Rozplanowanie parku.

Basen posiada kształt kwadratu i jest podzielony na dwie zasadnicze części: basen płytki dla niepływających oraz basen głęboki dla pływających i do zawodów. Obie

części są rozdzielone siatką zawieszoną na linie stalowej i zakotwiczoną w murze działowym. Ogólne wymiary basenu wynoszą 50×50 m. Basen płytki posiada wymiary: 50 m długości, 30 m szerokości i głębokości od 0,50 do 1,40 m. Wymiary basenu głębokiego są: długość 50 m, szerokość 20 m, głębokość od 1,50 do 2,80 m. Ponadto w basenie głębokim wykonano specjalne zagłębienie dla skoków o wymiarach 14×4,0 m w dnie i 1,70 m głębokości. Głębokość pod wieżą do skoków jest zatem 4,50 m.

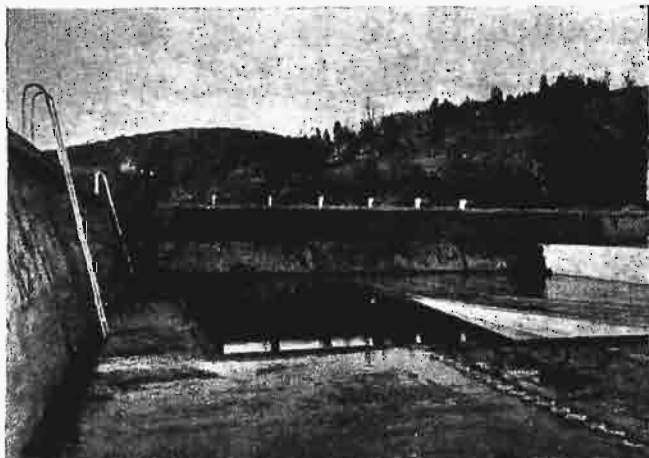
Kanał odpływowy jest obecnie zamknięty zwyczajną zastawką drewnianą i jest otwarty prawie na całej długości.



Rys. 13.

Park kąpielowy we Wiśle. — Przekroje basenu.

Celem uzyskania większej szczelności zamknięcia i usunięcia wystającej z korony murów żelaznej ramy wyciągu zastawki, przewiduje się przebudowę zamknięcia i zastąpienie zastawki zasuwą wodociągową odpowiedniej średnicy.



Ryc. 14.

Park kąpielowy we Wiśle. — Fot. basenu głębokiego.

Dla uzyskania terenu pod korty tenisowe i boiska do zabaw ruchowych — obecny rów odpływowy zostanie zastąpiony rurowym kanałem betonowym o przekroju przelazowym, umożliwiającym łatwą kontrolę.

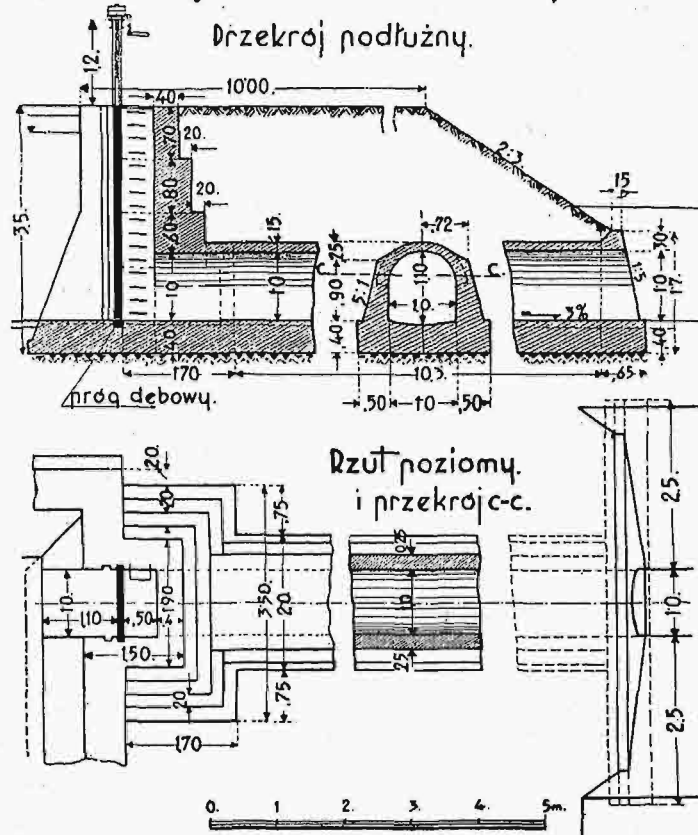
Nad najgłębszą częścią basenu jest prowizoryczna skocznia drewniana wysokości 3,00 m oraz 1-metrowa trampolina. Z czasem zostanie wzniesiona stała wieża wysokości 10 m.

Ponieważ basen głęboki jest przeznaczony również na urządzenie zawodów sportowych, przewidziano wzniesienie trybun dla publiczności wzdłuż zachodniego (dłuższego) boku basenu głębokiego.

Wjeście do parku kąpielowego jest od strony południowej i od tej też strony wzniesiono prowizoryczne szatnie.

### Basen kąpielowy w Wiśle.

#### Śluza i kanał betonowy



Rys. 15.

Park kąpielowy we Wiśle. — Śluza i kanał odpływowy.

Przyszłe szatnie i rozbieralnie wraz z natryskami i ustępami będą postawione również od strony południowej, między dzisiejszą rozbieralnią a basenem.

Naokoło basenu, wzdłuż boków południowego i wschodniego wykonano odpoczynkowe trawniki szerokości 11 i 6 m, które oddzielają piaskową plażę.

W północnej części wykonano narazie jeden kort tenisowy. Projektuje się wykonanie 3 kortów, które o łącznej powierzchni 2.400 m<sup>2</sup> (60×40) stworzą w ziemie ślizgawkę i boisko hocke'owe. Korty te są położone niżej korony basenu, a otaczające je skarpy będą podstawą przyszłych trybun zimowych.

Przez kąpielisko przepływa potok Partecznik, który uregulowany kamiennymi opaskami tworzy nietylko nader miłe urozmaicenie parku, lecz umożliwia stworzenie naturalnej rzecznej kąpeli kaskadowej, stanowiącej uzupełnienie kąpeli w basenie.

Projekty wykonali: ogólnego rozplanowania inż. E. Zaczynski, basenu wraz z ujęciem, doprowadzeniem i odprowadzeniem wody oraz regulacji Parteczніка: inż. Ł. Obutłowicz, budynków i kiosku inż. arch. Schayer, zadrzewienia i zazielenienia ogr. H. Rumun.

Budowę basenu, ujęcia, doprowadzenia i odprowadzenia wody wykonał inż. Antoni Hajduk, zaś budynków budowniczy R. Lewak.

Do wykonania pozostaje szereg poważnych inwestycji, wspomnianych już powyżej, a przede wszystkim bu-

dynki szatni i rozbieralni, restauracji, basenik dla dzieci, filtr, natryski, trybuny i wieża do skoków, oraz szereg robót ziemnych.

Rozbudowa parku kąpielowego w Wisle postępuje

trochę wolno, lecz stale w myśl przysłowia: „tak krawiec kraje, jak materji staje“. Postępuje jednak według zgóry opracowanej całości i dlatego można spokojnie patrzeć na przybywające z każdym dniem nowe inwestycje.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Drogi.

— **Znaczenie i przyszłość komunikacji rowerowej.** Rower zdobywa sobie zagranicą coraz większe uznanie jako ludowy środek komunikacyjny. Ilość rowerów w Niemczech wynosi około 15 milionów sztuk tak, iż na każdy samochód przypada 20 rowerów i 1 motocykl. W Holandji i Danji procentowy stosunek jest jeszcze większy. Okazuje się przytem, iż górskie położenie kraju nie wpływa ujemnie na ruch rowerowy, czego najlepszym dowodem jest Szwajcaria, w której procentowa ilość rowerów jest większa, aniżeli w Niemczech. Dodać należy, iż rower rozprzestrzenia się nie tylko w miastach, lecz również i na wsi.

Istotne walory roweru widzimy z poniżej podanej charakterystyki porównawczej w odniesieniu do innych środków komunikacyjnych:

Wyszczególnienie	Rower	Pojazd konny	Samochód osobowy	Samochód ciężarowy	Tramwaj	Omnibus miejski
Przelotność pasma 3 m szer. przy normalnych chyżościach w jedn./godz. . . . .	7380	463	1900	1570	342	516
Chyżość w km/g . . . . .	18	5	30	25	21	27
Ilość przewożonych osób/godz. . . . .	7380	—	1900	—	23940	30960
Zajęcie powierzchni drogi na osobę/m <sup>2</sup> . . . . .	1.5	—	10.8	—	0.64	0.81
Przeciętny ciężar całkowity w t . . . . .	0.08	4	2	8	4.8—27.5	7.5
Sumaryczna szerokość w m . . . . .	0.70	1.5—2.0	1.18—1.83	1.45—2.40	2.0—2.2	1.95—2.20
Sumaryczna długość . . . . .	1.90	2.5—6.0	2.75—5.1	3.5—8.8	8.2—14.13	6—10

Cechami dodatnimi roweru są: tania (koszt ruchu  $\sim 2$  gr/km), szybkość, często przewyższająca tramwaj, oraz łatwa ruchliwość i skrętność, umożliwiająca rowerowi uzyskanie na jezdni miejsc wolnych, które przez inny środek komunikacyjny wyzyskaneby być nie mogły. Wreszcie należy zwrócić uwagę na mały ciężar martwy w stosunku do użytkowego oraz na nieznaczne niszczenie przez rower nawierzchni.

Bezsprzecznie ujemną stronę trzeba widzieć w możliwości użycia roweru przez niedoroślą młodzież, która może stanowić dla reszty ruchu pewne utrudnienie i niebezpieczeństwo na jezdni.

Zachodzi pytanie, czy motoryzacja ruchu nie zabija rowerowi? Odpowiedź na to daje porównawcza statystyka ruchu tam, gdzie istnieje silny wzrost ruchu motorowego. Odnośne daty uzyskane np. w Kopenhadze w 5 rozmaitych miejscach wnętrza miasta, w lecie r. 1921 i 1930 od godz. 6 do 18, przedstawiają się następująco:

Rok	Ilość zarejestrowanych osób (w tysiącach)					Razem
	Piesi	rowery	samo-chody	inne po-jazdy	tram-waje	
1921	95	113	26	10	141	385
1930	100	165	53.5	24.5	141	484
w % ruchu sumarycznego						
1921	25	29	7	2	37	100
1930	21	34	11	5	29	100

Widzimy z tego, iż najsilniejszy przyrost wykazał właśnie ruch rowerowy.

Szczególniej wybitne wartości wykazuje rower dla ruchu robotniczego przy dojeździe do miejsc pracy oraz powrocie do domu. Również odgrywa on poważną rolę w ruchu do miejsc wypoczynkowych i rozrywkowych, umożliwiając szybkie i łatwe dostanie się do parków, boisk, kąpielni itp.

Przyszłość komunikacji rowerowej jest ściśle związana z nowoczesną rozbudową miast, przy której objekty mieszkalne przenoszą się na obwody osiedli, podczas gdy w ich wnętrzu pozostają objekty handlowe i przemysłowe. Trzeba przy tem zaznaczyć, iż rower, ten najtańszy środek lokomocyjny, dociera wszędzie bezpośrednio, z czym ani tramwaj ani też omnibus konkurować absolutnie nie może. Trzeba jednakże zaznaczyć, że przy wznagającym się ruchu motorowym, jest rzeczą konieczną i niezbędną przewidzieć oddzielne pasma dla ruchu rowerowego, które zapewnią bezpieczeństwo temu ludowemu środkowi komunikacyjnemu. (*Verkehrstechnik* Nr. 19/1934).

— **Rozwój urządzeń maszynowych dla budownictwa drogowego.** Zasadniczymi znamionami rozwoju maszyn służących dla celów budownictwa drogowego są możliwe uproszczenia i ujednostajnienia w konstrukcji. Równocześnie daje się zauważyć tendencja do uniwersalności maszyn, a więc do możliwości użycia jej do rozmaitych celów. Wynika to z chęci powiększenia zakresu jej użycia oraz lepszej amortyzacji. Typowego przykładu dostarcza tu uniwersalny czerpak łyżkowy, dający się użyć w rozmaitych formach do wykopów, a nadto znajdujący zastosowanie jako żóraw lub kafar, oraz w ostatnich czasach jako mechaniczny ubijak.

Pod względem technicznym jest dążenie do jak najdalej posuniętej automatyzacji przebiegu pracy budowlanej. Wymaga to naturalnie doskonałego dostosowania maszyn do poszczególnych faz budowy, a co zatem idzie, ściślejszej współpracy konstruktora - mechanika z inżynierem budowy.

Również charakterystyczną cechą nowoczesnych maszyn budowlanych jest dążenie do uzyskania pracy ciągłej, celem powiększenia stopnia ich sprawności. Przykładem tego są nowsze mieszarki do betonu, pracujące bez przerw roboczych. Celem umożliwienia lepszej ruchliwości maszyn oraz szybszej gotowości do pracy szerokie zastosowanie znajdują dziś czołgi, w które nowsze maszyny budowlane są powszechnie zaopatrywane. W konstrukcji dzisiejszej przeważa nadto typ maszyny przewożonej, o własnym silniku, celem uniezależnienia się od obcego źródła siły.

W końcu należy zwrócić uwagę na dwa charakterystyczne momenty, dające się zauważyć w budowie maszyn drogowych, mianowicie, coraz szersze zastosowywanie silników Diesla oraz samorodne spawanie pojedynczych elementów konstrukcyjnych. Silnik Dieslowski okazał się szczególnie podatny dla ciężkiego i surowego ruchu budowlanego, przy którym występują znacznie większe utrudnienia, niżli

przy ruchu fabrycznym. Zastosowanie spawania doprowadza do zmniejszenia ciężaru maszyny, a tem samem do jej potania, nie wspominając nawet o walorach technicznych jak podniesienie wytrzymałości itp. (*Strassenbau u. Strassenunterhaltung* Nr. 20/34). E. B.

## Lotnictwo.

— **Autogiro** (helikopter) skonstruował hiszpański inż. de la Cierva i odstąpił rządowi angielskiemu. Aparat rozpowszechnił się w Anglii i Ameryce. Jest on podobny do samolotu, tylko nie posiada skrzydeł. Powierzchnię nośną zastępuje mu t. zw. rotor. Jest to trójramienny przyrząd, przypominający śmigło, ramiona jego są jednak więcej podobne do skrzydeł, niż do części śmigła. Ów rotor powoduje podnoszenie się i utrzymanie aparatu w powietrzu, śmigło natomiast daje siłę pociągową.

Autogiro potrzebuje do startu tylko 11 metrów (samolot najmniej 74,5 m), zaś do lądowania pionowo tylko tyle miejsca, by móc się pomieścić. Przy dalszych udoskonaleniach będzie helikopter swobodnie lądować na płaskim dachu domu. Szybkość wznoszenia się autogira wynosi 4,57 m na sekundę, może ono osiągnąć wysokość 5.200 m, zabiera 105 litrów benzyny, 16 litrów oliwy, posiada dwa miejsca dla obsługi i kosztuje 30.000 zł. Rząd polski zakupił pierwsze autogiro i płk. Stachon przywiózł je już z Anglii.

— **Samoloty z nartami.** Nowa Funlandja zamówiła w Anglii dwa samoloty, zmontowane na dużych nartach, celem używania ich do podróży służbowych, gdyż Nowa Funlandja pokryta jest przez wiele miesięcy w roku śniegiem.

— **Rekordy lotnicze.** Lotnik niemiecki Wolf Hirth wystartował w Frankfurcie nad Menem szybowcem i wylądował po sześciu godzinach pod Zgorzelicami na Śląsku, przelatując bez lądowania 360 km. Jest to rekord światowy, ostatnim rekordzistą na szybowcu był Fischer z drogą 260 km.

Polskie państwowe zakłady lotnicze w Warszawie ogłosiły, że samolot myśliwski „Super P. 24”, będący udoskonaleniem słynnego samolotu „P 7” konstrukcji ś. p. inż. Pułaskiego, rozwinął podczas próby pod kontrolą oficjalną szybkość 404 km/godz. przy pełnym obciążeniu wojskowym. Może on być uważany za najszybszy płatowiec tego typu.

Pociąg powietrzny w składzie jednego samolotu i trzech szybowców (jednego dwuosobowego i dwóch jednoosobowych) wystartował 3 września 1934 w Leningradzie i przybył do Kartebel na Krymie, bijąc rekord światowy długości lotu dla samolotów z trzema szybowcami. Droga wynosiła 2755 km, czas lotu 20 godzin 45 minut.

„Challenge 1934” został zakończony w Warszawie d. 16 września 1934. Pierwsze i drugie miejsce zdobywców uzyskali Polacy: Bajan i Płoczyński, trzecie Niemiec Seidemann, czwarte Czech Ambruz. Prócz tego zajęli z Polaków: 7 miejsce Buczyński, 11 Dudziński, 15 Skrzybiński i 17-te Gedgowd. Puhar „Challenge” w r. 1929 zdobyli po raz pierwszy, a następnie drugi Niemcy, a mianowicie w obu przypadkach Morzik. Trzecim zdobywcą pucharu byli Polacy śp. Żwirko i Wigura, obecnie czwartym zdobywcą jest znowu Polak Bajan.

Zawody balonowe o puchar Gordon-Benetta odbyły się z Warszawy przy końcu września 1934. Ze zgłoszonych 21 balonów przez 8 państw, przeleciały największą odległość balony polskie „Kościuszko” 1331,8 km z obsadą Hynek i Pomaski i „Warszawa” 1304,8 km z obsadą Z. Burzyński i Zakrzewski. Trzecim był balon belgijski „Belgica” 1172,4 km z obsadą Deymuter i Boeckfelbergh; czwartym był znowu balon polski „Polonia” 1138,5 km, z obsadą Janusz i Wawszczak.

Lot Aylinga i Reida był pierwszym bezpośrednim lotem między Kanadą a Anglią. Lotnicy wylądowali 9 sierpnia 1934 w Hendon (Middlesea), zrobiwszy drogę 5950 km w 30 godz. 11 min. Był to 24 lot przez ocean Atlantycki z zachodu na wschód. Trudności mieli z mgłą i zimmem,

nadto lecieli na starym aparacie, na którym Mollison z żoną Anną Johnson przelecieli ocean zeszłego roku ze wschodu na zachód.

W październiku 1934 wystartowali Mario Stopani i kap. Corardo z portu Monfalcone koło Tryjestu w hydroplanie, jednomotorowym „Cant 501” i dotarli po 26½ godzinach bez lądowania do Massana na morzu Czerwonym u wybrzeży Erytreji w Afryce, robiąc 4122 km. Dotychczasowy rekord w tym kierunku wynosił 3680 km.

Wyciąg samolotów Anglja-Australja przez Francję, Italję, Bułgarię, Turcję, Syryję, Indje, Wyspy Malajskie i Australję. Dnia 20 października 1934 z lotniska Mildehall we wschodniej Anglii dopuszczono do startu 20 samolotów. W Melbourne, stolicy Stanu Wiktorja wylądowali pierwsi Anglicy Scott i Black samolotem „Cometh” po dwóch dniach, 22 godzinach, 38 minutach. Drugie miejsce zajął holenderski samolot pasażerski „Hotel powietrzny” po 3 dniach, 18 godz. 24 min., prowadzony przez lotników Parmentiera i Molla. Trzecim jest amerykański „Latający djabeł” po 3 dniach, 21 godz., 8 min. z lotnikami Turner i Pangborn. Droga lotu wynosiła 20.000 km. Dwóch lotników angielskich uległo katastrofie śmiertelnej koło Rzymu. Polska nie była w tym wyciągu interesowana. Inż. A. W. Krüger.

## Koleje.

— **Otwarcie nowych linii kolejowych.** Dnia 24 i 25 listopada 1934 r. dokonał Pan Prezydent Państwa Inż. Mościcki otwarcie dróg żelaznych Kraków-Miechów i Warszawa-Radom o łącznej długości 145 km. Państwa zaborcze przy budowie kolei na ziemiach Polski, kierowały się interesami własnymi, a odrodzone Państwo Polskie musi obecnie przeprowadzać korekcie tych kolei, by najważniejsze węzły zbliżyć do stolicy. Odnosne odcinki drogowe posiadają doniosłe znaczenie dla Państwa, gdyż pierwszy zbliża Kraków do Warszawy o 43 km drugi Radom o 57 km.

Dnia 17 listopada 1934 otworzył Minister Komunikacji inż. Butkiewicz nową linię kolejową Sierpc-Płock.

— **Nowe drogi żelazne Śląska.** Województwo Śląskie ukończyło budowę nowej linii kolejowej Zebrzydowice-Cieszyn, 16 km długiej, a dnia 10 listopada 1934 nastąpiło jej otwarcie przez wicewoj. Saloniego. W budowie znajduje się 14 km długa trasa z Zebrzydowice do Moszczenicy z odgałęzzeniami do Jastrzębia i Gdowa. Oddanie jej do użytku publicznego nastąpi w r. 1935. Nadto w budowie znajduje się szlak 14 km długi Rybnik-Żory, a z wiosną rozpocznie się budowa kolei Żory-Pszczyna (22 km). Aktualną staje się myśl przedłużenia kolei Ustroń-Wisła-Głębiec przez Istebną do Zwardonia, długości około 25 km.

— **Drogi żelazne globu ziemskiego** obejmowały w r. 1931\*) sieć 1,281.911 km, gdy w r. 1930 liczba ta dawała 1,279.725 km. Na całej ziemi na 100 km<sup>2</sup> przypada 1 km kolei, a na 10.000 mieszkańców 6,5 km. Liczby te dają w Europie 1,6 i 8,2, w Ameryce 1,5 i 24,6, w Anglii 0,5 i 1,2, Afryce 0,3 i 5,8, Australji 0,5 i 60,4 km. Sieć kolejowa Europy liczy 422.104 km (w r. 1930: 420.904 km), Ameryki 607.745 km (608.169), Azji 134.146 km (132.746), Afryki 68.314 (68.314) km, Australji 49.602 (49.602) km. W Europie ponad 20.000 km dróg żelaznych posiadają: Rosja (łącznie z Azją) 77.046 km, Francja 63.650, Niemcy 58.586, Anglja (bez Irlandji) 34.416, Polska 21.275, Italja 21.000 km. W Polsce przypada na 100 km<sup>2</sup> 5,5 km kolei i na 10.000 mieszkańców 7,9 km (*Archiv für Eisenbahnwesen* 1/1934).

Statystyka powyższa wskazuje na zastój w rozwoju kolejnictwa na całej ziemi, a lata następne mogą przynieść i spadek. Przyczyny tego nie należy szukać tylko w kryzysie ekonomicznym, ale i konkurencji samochodów i samolotów. Wedle *Railway Age* w Stanach Zjedh. w r. 1933 wybudowano 34 mil. nowych kolei, a przeszło 3,000 mil. zo-

\*) Patrz *Czasop. Techn.* r. 1933, str. 357.

stało zupełnie zamkniętych. Ośmnaście towarzystw, posiadających razem 21.222 mil. przeszło pod nadzór sądowy, lub zbankrutowało. Łącznie z liniami lat poprzednich 44.334 mil dróg żelaznych jest tam w ręku władz sądowych. Tylko kredyty rządowe uratowały niektóre większe towarzystwa, a na rok 1934 przewidziano na ten cel 200 milionów dolarów. Dodac należy, że ciągle redukuje się zakupy taboru, ilość i płace personalu.

Inż. A. W. Krüger.

### Budownictwo wodne.

— **Budowę jednego z największych wodociągów świata** rozpoczęto w Niemczech z końcem ubiegłego roku. Jest to wodociąg ujmujący wodę ze zbiornika zamkniętego przegradą doliny Sösel w Harzu i prowadzący ją przez Hildesheim, Hannover, do Bremy, na długości w linii powietrznej 220 km.

— **Największe sztuczne jezioro świata.** Skutkiem wykonania zakładu o sile wodnej na Rio Negro powstanie zbiornik o powierzchni 1500 km<sup>2</sup>, trzy razy większy jak jezioro Bodeńskie. Przy 30—35 m spiętrzenia będzie miał pojemność około 15 miliardów m<sup>3</sup>. Przewyższa go pod względem pojemności tylko zbiornik zamknięty przegradą Hoovera na rzece Colorado.

— **Nowa przegroda doliny na Nilu.** Rząd egipski postanowił, wybudować nową przegradę w delcie Nilu, w miejsce starej, wybudowanej przed stu laty za Mohameda Alego, a po poprawionej przez Anglików, która wobec powiększenia zbiornika pod Assuanem, dziś już nie odpowiada warunkom.

Nowa przegroda, której koszt wyniesie 2-5 miliona funtów eg., zbudowaną będzie 400 m poniżej starej, która jednak zostanie nadal jako most i jako pomnik historyczny.

— **Poprawa żeglugi na Łabie i Odrze w Prusach.** (*Ztbl. d. Bauverw.* Nr. 10/11 i 26 z r. 1934). Warunki żeglugi na Łabie praskiej są przy stanach niskich jeszcze bardzo nieszczerłone; projekt z r. 1911 obejmujący regulację na małą wodę, został tylko w małej części wykonany. Obecnie opracowano nowy projekt (w r. 1931), który przewiduje poprawę głębokości przez regulację na małą wodę i zapomocą wody zasilkowej ze zbiorników, kosztem 114 milionów R. M. Dwa zbiorniki na Saali, o łącznej pojemności 400 milionów m<sup>3</sup> mają dawać do 60 m<sup>3</sup>/sek wody zasilkowej i podnieść głębokość przy bardzo niskich stanach z 1.65 na 2 m.

Regulacja odbywać się ma według ogólnie przyjętych zasad dla regulacji na małą wodę z użyciem niskich ostróg i progów podwodnych sięgających wpoprzek całego łożyska. Zasada ostróg nie jest jednak stosowana bezwzględnie. Tam, gdzieby te ostrógi byłyby zbyt krótkie, a przez to mało skuteczne, robi się tamę równoległą, a odciętą przestrzeń zasypuje materiałem. Jest to zasada zupełnie słuszna. Progi poprzeczne daje się jednak tylko tam, gdzie chodzi o utrzy-

manie ruchomego dna; odstęp ich wynosi 100 m, a między nimi daje się progi pośrednie, słabsze, co 25 m. Niekorzystne długie proste rozwija się w krzywizny zapomocą krótkich progów (Kopfschwellen).

Szerokość minimalną dna ustalono na 40 m; w jednym tylko miejscu zastosowano szerokość tylko 31 m,

Również na Odrze, w przestrzeni dolnej, poniżej skanalizowanej partii Koźle-Wrocław położonej, warunki żeglugi są przy stanach niskich bardzo niekorzystne, gdyż objętość przepływu spada do 20 m<sup>3</sup>/sek. Dla poprawy tych stosunków projektuje się zasilanie wodą ze zbiorników, gdyż 1 m<sup>3</sup> wody zasilkowej poprawia głębokość średnio o 1 cm. W ten sposób, przy uzupełnieniu przepływu rzeki do 80—100 m<sup>3</sup>/sek uzyskuje się wystarczające głębokości.

Zbiorników projektuje się obecnie cztery; pierwszy z nich na Nissie pod Otmachowem, o przestrzeni użytkowej 95 milionów m<sup>3</sup> jest już od roku w ruchu, drugi na Małej Panwi pod Turawą, o przestrzeni użytkowej 95 milionów m<sup>3</sup>, obecnie w budowie i budowa ta potrwa długo, gdyż zbiornik wykopuje się, używając materiału do zasypywania szybów kopalnianych. Groble obydwu zbiorników są ziemne: stopę grobli pod Turawą uszczelnia ściana szczelna żelazna 13 m długa, sięgająca aż do warstwy nieprzepuszczalnej; tam gdzie jednak warstwa nieprzepuszczalna jest głębiej, stosuje się zamiast ściany szczelnej przemianę warstwy przepuszczalnej na skałę na drodze chemicznej. Wszelkie wywłaszczenia przeprowadza się w drodze zamiany, ponieważ jednak teren zbiornika otoczony jest lasem, a w pobliżu niema gruntów, musi się wielu właścicieli w drodze ustawy przesiedlić do dalszych okolic. Koszta tego zbiornika wyniosą 28 milionów R. M.

Trzeci zbiornik zbudowany będzie na Kłodnicy (50 milj. m<sup>3</sup>), a czwarty na Bystrzycy (Weistritz) (40 milj. m<sup>3</sup>).

Do całego obrazu poparcia interesów Śląska przez rząd pruski dodać należy jeszcze budowę nowego kanału Kłodnickiego (Koźle-Gliwice), o 42 km długości, pokonującym spad 44 m zapomocą siedmiu stopni, każdy o dwu śluzach 72 m długich i 12 m szerokich. O kanale tym zamieściliśmy już wzmiankę w *Czasopiśmie*.

— **Nowy zbiornik wodociągowy w Wiedniu.** Na obszarze zwierzyńca w Lainz wykonany będzie nowy zbiornik wodociągowy, który dotychczasową możność magazynowania wody wodociągu wiedeńskiego zwiększa o 45%, t. j. na 470.000 m<sup>3</sup>. Pojemność tego zbiornika wyniesie 140.000 m<sup>3</sup>, a znajdował się on będzie przy końcu przewodu II go wodociągu. Wykonany będzie w całości z żelbetu. Całość składa się z dwu komór, większej 182 × 79,4 m<sup>2</sup> (pojemność 85.000 m<sup>3</sup>) i mniejszej 2 × 142 × 39,7 m<sup>2</sup> (pojemność 55.000 m<sup>3</sup>). Wysokość komór w świetle 6,50 m, głębokość wody 6,00 m. Na rozpisana rozprawę ofertową wpłynęło 45 ofert, podających kwotę wykonania od 2,2 do 3,3 miliona szylingów.

Dr. M. M.

## SPRAWY TOWARZYSTWA.

**Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.** odbytego dnia 8. X. 1934 r. Obecni: Prezes Inż. St. Rybicki, Wiceprezes Inż. P. Prachtel-Morawiański i dziesięciu członków Wydziału.

Prezes Inż. St. Rybicki oznajmia, że P. T. P. posiada obecnie trzy aparaty projekcyjne i stawia wniosek, żeby jeden z tych zbędnych dla Towarzystwa aparatów oddać na własność Oddziałowi P. T. P. w Przemyśle. Inż. Blum stawia wniosek, aby aparat tego nie darować, lecz wypożyczyć Oddziałowi Przemyskiemu aż do odwołania. Wniosek uchwalono.

Dalej Prezes Inż. St. Rybicki komunikuje, że Towarzystwo Lasowe wyraziło podziękowanie P. T. P. za podjęcie akcji za utrzymaniem Wydziału Rolniczo-Lasowego, następnie zapytuje, czy w sprawie reaktywowania Ministerstwa R. P. mógłby zagaić zebranie środowie i wystąpić

z wnioskami osobistymi czy też z wnioskami Wydziału. Po dyskusji, w której zabierali głos Inż. Blum uchwalono wniosek Prof. Dr. Matakiewicza, ażeby najpierw omówić na Komisji sprawę reaktywowania Ministerstwa R. P. a później wystąpić już z wnioskami na szerszym zebraniu.

Następnie przystąpiono do porządku obrad.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia z dnia 24. IX. b. r. po odczytaniu przyjęto z poprawką Inż. Marynowskiego, że zamiast wieńca na trumnę śp. Inż. Stanisława Aleksandrowicza P. T. P. ofiarowało 100 zł. na powodzian, co Wydział Główny zaakceptował.

2. Przyjęto jednogłośnie na członka P. T. P. Inż. Zygmunta Sobolewskiego.

3. W sprawie konkursu im. Bar. Gostkowskiego referent Inż. Marynowski przedstawił wnioski Sądu Konkursowego. Po ożywionej dyskusji uchwalono wniosek Sądu Konkursowego, który nie uznał żadnej pracy za nadającą się do nagrody, co do wyróżnienia zaś trzech prac w myśl

wniosku Sądu należy odnieść się do zainteresowanych prywatnych firm z zapytaniem co należy uczynić z otrzymanymi pieniędzmi.

4. Prof. Bratro stawia wniosek na wymianę *Czasopisma Technicznego* z Biblioteką Naukową Komisariatu Ludowego Ciężkiego Przemysłu w Moskwie. Wniosek ten uchwalono.

5. Inż. Nosowicz referuje i odczytuje uchwały XVIII. Zjazdu Delegatów Z. P. Z. T., odbytego w dniach 26., 27. V. b. r. w Katowicach. W dyskusji zabierali głos: Prof. Dr. Matakiewicz, Inż. Blum, Inż. Kozłowski.

6. W sprawie przekazania majątku b. Koła Architektów S. A. R. P. odczytuje Inż. St. Kozłowski protokół spisany z delegatami Koła Architektów, w którym ustalono kwotę 450 zł., która zostanie przekazana P. T. P. na poczet długu i umorzenia pretensji.

7. We wnioskach wolnych Inż. Blum stawia wniosek na urządzenie tygodniowych zebrań towarzyskich, połączonych z bridg'em. Wniosek uchwalono.

**Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.** z dnia 15. XI. 1934 r. Obecni: Prezes Inż. St. Rybicki, Wiceprezesa: Rektor Dr. O. Nadolski i 14 członków Wydziału.

1. Odczytany protokół z ostatniego posiedzenia z dnia 8. X. b. r. przyjęto.

2. Przyjęto jednogłośnie na członków P. T. P. Inż. Jana Łazoryka, Inż. Wiktora Nahlika, Prof. Dr. Inż. Włodzimierza Krukowskiego i Inż. Pawła Jana Nowackiego.

3. Skarbnik Inż. Bronarski składa sprawozdanie finansowe dotyczące *Czasopisma Technicznego*. Celem poprawy stanu finansowego *Czasopisma Technicznego* należy poczynić starania o uzyskanie subwencji z Ministerstw, które objęły agendy b. Ministerstwa R. P. W tym celu uda się Delegacja P. T. P. do Pana Premjera i do Ministrów Panów Kościałkowskiego i Poniatowskiego, oraz do Pana Michalskiego Dyrektora Funduszu Kultury Narodowej.

4. Inż. Marynowski odczytuje odpowiedź Związku Polskich Fabryk Portland-Cementu, dotyczącą wyniku konkursu im. bar. Dostkowskiego i w myśl tego pisma stawia wniosek, by w formie wyróżnienia wypłacić autorom dwóch prac „Propozycja“ i „Ekonomia Żelbetu“ po 200 zł. z zastrzeżeniem, iż żadna z tych prac nie będzie drukowana, jako nagrodzona na konkursie.

Pozatem Inż. Marynowski stawia drugi wniosek, by wyróżnić również zgodnie z opinią Sądu Konkursowego trzecią pracę pod godłem „Nałęcz“ i autorowi z tego tytułu 200 zł. z funduszy P. T. P. również z tem zastrzeżeniem, że praca ta nie będzie drukowana jako nagrodzona na konkursie.

Po dyskusji, w której zabierali głos Inż. Kozłowski, Prof. Dr. Matakiewicz, Inż. Blum i Prof. Bratro przyjęto wnioski z tem, iż autorzy podpiszą deklarację, że prace wyróżnione nie będą drukowane jako nagrodzone na konkursie, i że koperty autorów będą otwarte tylko za ich zgodą.

Co do powtórnego rozpisania konkursu postanowiono zwrócić się do zainteresowanych firm z zapytaniem, czy życzą sobie rozpisania ponownego konkursu, czy też żądają zwrotu złożonych pieniędzy.

5. Na wniosek Prezesa Inż. St. Rybickiego postanowiono wpisać P. T. P. jako członka zwyczajnego do Towarzystwa Popierania Budowy Publicznych Szkół Powszechnych z wkładką roczną 4 zł. i wpisowem 50 gr.

6. Prezes Inż. St. Rybicki zdaje sprawę z toku obrad Komisji dla spraw ochrony przed powodziami, w czasie których wyłoniła się inicjatywa, by zwrócić się do Władz o powołanie do życia Centralnego Komitetu zaradzenia powodziom przy Prezydium Rady Ministrów, ze swej strony jednak zwraca uwagę na to, iż ochronę przeciw powodziom należałoby złączyć ze sprawą reaktywowania Ministerstwa Robót Publicznych.

Inż. Blum zdaje sprawę z obrad Komisji dla reaktywowania Ministerstwa R. P. i zgłasza wniosek, by decyzję w sprawie Centralnego Komitetu zaradzenia powodziom odroczyć do czasu porozumienia się obu Komisji. Po dyskusji wniosek Inż. Bluma uchwalono.

Na tem posiedzenie zamknięto.

**Obchód ku uczczeniu 30-lecia pracy naukowej Pana Prezydenta Rzp. w Tarnowie.** Tarnowski Oddział P. T. P. urządził dla uczczenia jubileuszu trzydziestolecia pracy naukowej P. Prezydenta R. P. Prof. Mościckiego w dniu 8-go grudnia b. r. w południe uroczyste posiedzenie w Sali lustrzanej Kasy Oszczędności w Tarnowie z udziałem zaproszonych reprezentantów wyższych władz, duchowieństwa, towarzystw naukowych i oświatowych, wojskowości i zawodów akademickich.

Po zagajeniu posiedzenia przez przewodn. Kol. Broscha i odśpiewaniu przez chór pieśni Nowowiejskiego „Do odrodzonej Polski“, wygłosił przemówienie Kol. b. min. Inż. Kwiatkowski. W pięknej i treściwej formie przedstawił w zarysie ideę przewodnią i kierunki pracy naukowej Jubilata, wskazał nowe drogi na jakie pchnął ścisłą wiedzę chemiczną w zastosowaniu do celów praktycznych technologii chemicznej i przejście z eksperymentów laboratoryjnych do prób doświadczalnych na skalę fabryczną, uwypatnił rolę jego w rozwiązaniu problemu sztucznych związków azotowych i odmalował Jego nieocenione zasługi na polu praktycznej realizacji wielkich dzieł, jak Chorzów, Mościce, Chem. Instytut Badawczy.

W dalszym ciągu programu wykonano: Beethovena Kwartet smyczkowy Nr. 5 zaś chór odśpiewał: Gaude Mater Polonia i Beethovena: Jubilate, poczem przewodniczący odczytał tekst telegramu hołdowniczego, mającego się wysłać do Jubilata.

Okrzykiem na cześć Pana Prezydenta i odśpiewaniem Hymnu Państwowego uroczyste posiedzenie zamknięto.

## OD REDAKTORA.

*Wydawanie w dzisiejszych czasach tego rodzaju fachowego organu, jakim jest „Czasopismo Techniczne“, bez pomocy z zewnątrz jest, pomimo wszelkich, uznania godnych wysiłków Wydziału Głównego P. T. P., przedsięwzięciem trudnym i ofiarnym. Ten brak materialnego poparcia przez czynniki, którym kultura techniczna powinna leżeć na sercu, uniemożliwia mi dalszy współudział w kierowaniu pismem.*

*Opuszczając długoletni i umiłowany warsztat pracy, uważam za swój obowiązek wyrazić serdeczne podziękowanie tym wszystkim współpracownikom, którzy przez zosilanie łam „Czasopisma“ umożliwili mi postawienie go na poziomie godnym technika polskiego.*

*Prof. EMIL BRATRO.*