

TREŚĆ: Inż. W. Pogany i Mgr. T. Zarosły: Chemiczne wpływy na cement i beton umieszczony w ziemi. — Inż. B. Trakalo: Dźwigar belkowo-rozporowy. (Dokończenie). — Wiadomości z literatury technicznej. — Różne sprawy. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie. — Sprawy Towarzystwa.

Inż. W. Pogany i Mgr. T. Zarosły.

Chemiczne wpływy na cement i beton umieszczony w ziemi.

O katastrofalnym działaniu, jakie wywierają niektóre rodzaje ziemi na konstrukcje betonowe, a w szczególności na cienkościennie rury betonowe, dowiadujemy się nie tylko z licznych badań zagranicznych, lecz także i w Polsce mogliśmy się o tem przekonać. Już w Niemczech między latami 1904—1908 zaczęto badać wpływ wody gruntowej na beton, a wskutek tragicznego wypadku w październiku 1908 r. został powołany specjalny komitet, który zajął się korozją betonu w ziemi (szczególnie w bagnistej). O postępie pracy w tej dziedzinie informuje nas M. Gary (Verhalten von Mörtel und Beton im Moor, Berlin 1922).

Dalsze badania w tym kierunku wykonali: Inż. Endris, Stettin (Gesundheitsingenieur 1913, Heft 28. „Ueber das Angreifen säurehaltiger Abwässer in Betonröhren“), Breitschneider (Jahresbericht des chem. Untersuchungs Stadt, Breslau 1910. Angriffe von Schwefelwasserstoff in Verbindung mit feuchter Kanalluft), Dr. E. Stephan (Deutscher Ausschuss f. Eisenbeton, Heft 49. Beton u. Eisen, Heft 1/9. 22). Inż. Schellhase (Ztsch. d. V. deutscher Ing., 1913, Nr. 16, s. 127) przeprowadził doświadczenia z rozmaitemi cementami w wodzie gipsowej i jako rezultat otrzymał, że niszczenie (rozpadanie się) betonu w ziemi (szczególnie bagnistej), powoduje wysoka zawartość gipsu i ciśnienie, a wiek betonu jest przy tem obojętny. Dr. Müller (Zement 1915, Nr. 40, s. 239) badał odporność rozmaitych cementów (także wysokopieczonych) na roztwory siarczanowe i doszedł do wniosku, że cement wysokopieczony jest więcej odporny na siarczany, niż zwykły portlandzki. V. Rodt (Mitteilungen aus dem kön. Materialprüfungsamt zu Gros-Lichterfelde - West 1915, Heft 3 i 4, s. 229) badał rozmaite roztwory siarczanów o różnych koncentracjach i przy różnych mieszaninach betonu, dochodząc do rezultatu, że mieszaniny chude są mniej wytrzymałe na korozję, aniżeli tłuste. Dr. Inż. Nitsche (Tonind. Ztg. 1916, Nr. 117, Nr. 10 z 1917 r., s. 57) wykazał większą wytrzymałość cementu wysokopieczonego w porównaniu z bogatym w wapień cementem portlandzkim i że rozkład betonu w roztworach siarczanowych wywołany jest przez tworzenie się siarczanu glinowo-wapniowego.

Powyższe wyniki potwierdzają również badania: Dr. Inż. E. Probst'a (Zement 1924, Nr. 16, 17 i 18, s. 171, 178 i 193) i Hebing'a i Bulow'a (Bauing. 1925, Heft 3, s. 76: Chem. Angriff auf Beton). Dr. Inż. Nitsche (Zement 1923, Nr. 19, s. 142 i Nr. 14 z 1924 r., s. 136) pierwszy badał cement glinowy i jego odporność na wpływy chemiczne. Prof. Dr. Inż. E. Probst (Bauing 1925, Heft 5, s. 179) otrzymuje pomyślne rezultaty z cementem glinowym. Dr. Haegerman i Dr. Hart Karlshorst (Zement 1925, Nr. 10, s. 204) stwierdzają, że cement glinowy jest odporniejszy na siarczany wapnia i magnezu, aniżeli cement portlandzki, ale mniej na siarczany sodu i potasu. Inż. E. Schick (Zerstörung von Beton durch Bodenbestandteile), Dr. Inż. A. Kleinlogel (Einflüsse auf Beton) podają, że w wodach kanałowych odpady najczęściej znajdują się jako koloidy i osiadają na wewnętrznej powierzchni rury kanałowej, przez co powstaje warstwa szlamu, która jeżeli nie jest usuwana, zmniejsza działanie niebezpiecznych roztworów solnych. Jednak warstwa ta nie jest żadną ochroną przeciw wolnym kwasom

i w obecności powietrza zawierającego CO_2 i gazów kanałowych składających się najczęściej z H_2S , które reagując z wapnem znajdującym się w cemencie, zamieniają go w siarczek wapnia, albo w wodosiarczek, który przez utlenienie przechodzi w siarczan. Dokładne badania w tym kierunku zostały wykonane w Szwajcarii, a od r. 1922 wszystkie roboty kanalizacyjne wykonuje się przy ścisłej kontroli fachowców. Ponieważ zostały stwierdzone wielkie szkody, które przez działanie agresywnych roztworów na beton powstały, w 130 okolicach meljoracyjnych przeprowadzono doświadczenia, które wykazały, że $\frac{1}{3}$ część ułożonych rur została całkowicie zniszczona i 3 listopada 1922 r. zatwierdzono specjalną komisję szwajcarską do badania zachowania się rur cementowych w terenach meljoracyjnych. Naukowe badania, które się w tym kierunku zaznaczyły, zostały przeprowadzone przez Prof. Dr. G. Wiegner'a i chemika Dr. H. Gesner'a.

Dalsze badania w tej dziedzinie przeprowadzili badacze amerykańscy, gdyż tam bardzo silnie rozwija się budownictwo szczególnie w konstrukcjach betonowych. Bates, Philips i Wig (Technologie of the Bureau of Standards. Nr. 12 Washington), podają, że przyczyną rozkładu betonu w ziemi są połączenia siarczanowe. R. K. Maede, (Conkrets Cem. Age August 1913) rozpatruje działanie roztworów siarczanów sodu, potasu i magnezu na kruszywo i podaje, że najmniejsze działanie jest siarczanu sodu, a największe magnezu. Abrams D. A. (Design of Concrete Mixtures, Bulletin of the Struktural Material Research Laboratory, Lewis Institut, Chicago 1928), Mc. Millau F. R. i Wm. R. Johnson, (Portland Cement Association Chicago 1928), określają zależność wytrzymałości betonu od współczynnika wodo-cementowego „w” i dowodzą, że przy wzrastającej ilości wody beton staje się więcej porowaty i wykazuje przez to mniejszą wytrzymałość. Pory, które przez nadmiar wody powstają, powodują strukturę gąbczastą. Wszystkie doświadczenia wyżej wspomnianych badaczy dają mimo ich rozciągłości i bogatego materiału prosty i jasny obraz na fizyko-chemiczny proces korozji przy wpływie agresywnych roztworów. Dopiero w ostatnich trzech latach zostały przeprowadzone równocześnie w Szwecji, w Szwajcarii, Niemczech i Północnej Ameryce systematyczne badania, oparte na podstawie ostatnich wyników badań chemii-koloidów i elektrochemii. Przebieg korozji nie jest jasny do ujęcia naukowego, lecz rozwiązuje tylko praktyczny problem na wykonanie betonu odpornego na korozję. W ostatnim czasie niektórzy autorzy wykazali, że rura betonowa dla celów kanalizacyjnych z powodu swej małej odporności jest mało używana. Mimo to May Düsseldorf 1933 i inni stwierdzili, że przepust betonowy wybudowany w roku 1854 pod Salem cały czas oparł się agresywnym roztworom i do tego czasu jest w zupełnie dobrym stanie.

Zanim przejdziemy do naszych doświadczeń, chcemy jeszcze prace badawcze ostatnich trzech lat z tej dziedziny przedstawić. Prace te możemy ująć w trzy grupy:

1. Naukowe wyjaśnienie korozji.
2. Praktyczne zagadnienie, jak można wykonać beton, któryby posiadał optymalną odporność na roztwory agresywne.
3. Stworzyć dla zwyczajnych betonów ochronę przeciwko roztworom agresywnym.

Fizyczne zmiany zaprawy cementowej na skutek działania CO_2 podaje G. R. Platzmann, (Zement 1932, Nr. 26, s. 381 „Physikalische Aenderungen von Zementmörtel infolge Einwirkung von Kohlensäure“). Dowodzi on, że działanie CO_2 nietylko przez to zostało ograniczone, że przemienia $Ca(OH)_2$ w $CaCO_3$, lecz, jak badania mikroskopowe wykazują CO_2 powoduje także dalsze wydzielanie się żelu z cementu. W następstwie wyraźnego kurczenia się betonu powstaje wyraźny spadek wytrzymałości i przez tworzenie się delikatnych rys zmniejsza się odporność na agresywne roztwory.

Obszerny materiał doświadczalny z tej dziedziny został opracowany przez B. Tremper'a (Detroit 1931, Journal of the Amerik. Concret Institute, Vol. N. 1). Aby prace Tremper'a zrobić zrozumiałymi także dla czytelników nie chemików, musimy bliżej wyjaśnić pojęcie wartości p_h . Zawartość kwasu w wodzie została przez zawartość p_h scharakteryzowana i symbol ten w swojej wielkości podaje koncentrację jonów wodorowych w roztworze; p_h nie jest wprost proporcjonalne do koncentracji jonów wodorowych, lecz jest ujemnym dziesiętnym logarytmem tego. $P_h = 7$ wykazuje roztwór obojętny i takie p_h posiada również czysta woda. P_h większe od 7 określa zasadowość, a p_h mniejsze od 7 kwasotę. Tremper badał wodę w 50 różnych rzekach i źródłach i znalazł tylko w 7 wypadkach kwasotę, która mogła pochodzić z roślin i przy wszystkich tych wypadkach zostały nadgryzione próbki betonowe umieszczone w tej wodzie. Dalej znalazł, że wszystkie cementy portlandzkie są nieodporne na wpływ wody, zawierającej kwasu i CO_2 . W przeciwieństwie do doświadczeń Thorwaldson'a, Mauson'a i Miller'a znalazł Tremper, że także beton poddany działaniu pary wodnej jest również nie odporny na roztwory kwaśne, i że niektóre dodatki chemiczne tylko przejściowo i na krótki czas odporność betonu podnoszą, ale niemogą zmniejszyć rozkładu tegoż.

Szwedzcy badacze Miller u. Manson (Public Roads, Vol. 12, Nr. 3) stwierdzili, że największą szkodę wywołuje roztwór siarczanu sodu i magnezu. Wpływ wód siarczanowych na beton zbadali obaj badacze w Minnesocie. Przeprowadzono tam 20.000 prób, z tego 9.000 na działanie agresywnych wód w jeziorze Medicin. Koncentracja soli w tem jeziorze waha się od 2,34—4,72% i składa się szczególnie ze siarczanu sodu i magnezu. Badane próby betonu miały stosunek mieszaniny 1:3 i „ n “ = 0,62. Został zbadany wpływ 6-ciu różnych czynników:

1. Wpływ pary wodnej przy temperaturze 37—76°.
2. „ wielkości ziarn cementu.
3. „ rodzaju cementu portlandzkiego.
4. „ impregnacji betonu.
5. „ cementów glinowych.
6. „ chemicznych domieszek.

Wynik był następujący:

Ad 1. Traktowanie parą wodną w temperaturze 37—76° nie ma donioślejszego wpływu na odporność betonu przeciwko wodom siarczanowym, jednak jeżeli działamy w temperaturze wyższej parą na beton, to odporność nieco wzrasta.

Ad 2. Odporność przy rozmaitej wielkości ziarn cementu jest różna, brak jednak przykładów na optymalną wielkość tychże.

Ad 3. Rodzaje cementów portlandzkich mają tylko szczupły albo żaden wpływ na odporność.

Ad 4. Zachowanie się powierzchni betonu zostało stwierdzone przy impregnacji olejem lnianym i inertelem.

Ad 5. Betony z cementu glinowego wykazały wielką odporność na wody siarczanowe, natomiast mieszanina cementu glinowego i portlandzkiego nie wykazuje żadnej odporności.

Ad 6. Z licznych badanych domieszek, które dodaje się do betonu celem zwiększenia jego odporności zostały przeprowadzone badania tylko z pięcioma, t. j. z tlenkiem wapnia, chlorkiem wapnia, szlaką wysokopieczoną, Irenite i traselem. Wszystkie te dodatki wykazują tylko problematyczne odwołanie korozji.

Szczególnie wartościowe wyjaśnienia korozji zawdzięczamy Dr. Inż. K. E. Dorschowi, który całą serię prac z tej dziedziny opublikował w czasopiśmie „Zement“ 1928, Nr. 10 i 11. Między rozmaitemi agresywnymi roztworami zostały zbadane roztwory siarczanów sodu, potasu i wapnia, działające na betony, wykonane z różnemi cementami i ta:

1. Betony ze zwyczajnym cementem portlandzkim,
2. „ z wysokowartościowym cementem portlandzkim,
3. „ z cementem wysokopieczonym,
4. „ z portlandjuramentem,
5. „ z cementem glinowym.

Jako piasek był zwykle stosowany zwykły piasek rzeczny i piasek normalny. Przy cemencie portlandzkim próbki w roztworze siarczanów po 97 dniach pękały a po 161 dniach były całkowicie rozpadnięte. Gdy zamiast piasku normalnego zastosowano piasek rzeczny, korozja i rozpad wystąpiły dopiero po 284 dniach. Przy cementach wysokowartościowych wpływ piasku normalnego i rzecznoego prawie wcale się nie zaznacza, próby po 109 dniach pękały, a po 196 dniach rozpadały się. Przy wysokopieczonym cemencie wystąpiły rysy dopiero po 239 dniach, tak, że i tu zaznacza się mała różnica między piaskiem normalnym a rzeczny. Przy portlandjuramencie i przy cemencie glinowym do 212 dni żadne widoczne zjawiska rozpadania się nie nastąpiły.

Połączeniem powstającym przy wypalaniu klinkru, które jest hydrauliczne w cemencie portlandzkim, jest $\beta 2 CaO \cdot SiO_2$, które dalej może wzbogacać się w CaO i przechodzić w $3 CaO \cdot SiO_2$, które również jest hydrauliczne. Równocześnie powstają mieszaniny także hydrauliczne, jak: $3 CaO \cdot Al_2O_3$, $5 CaO \cdot 3 Al_2O_3$, $8 CaO \cdot 2 SiO_2 \cdot Al_2O_3$ i inne. Wszystkie te wyżej wspomniane gliniany wapniowe występują w cemencie portlandzkim tylko w małych ilościach. Przy wiązaniu i twardnieniu cementu występują następujące zjawiska: przy wiązaniu rozpadają się połączenia wapnia, przyczem powstaje z jednej strony $Ca(OH)_2$, a z drugiej hydrokrzemiany wapniowe i hydrogliniany wapniowe. Proces ten trwa tylko kilka godzin. Przy twardnieniu powstają kryształy wodnego krzemianu wapnia, które się nawzajem przestają, dalej rozpada się krzemian wapniowy i glinian wapniowy na SiO_2 i Al_2O_3 tworząc trwałe żele. Dalsze ilości wapnia wydzielają się jako $Ca(OH)_2$, które zostają w związanym cemencie. To wydzielone $Ca(OH)_2$ jest czynnikiem, na który działają kwasy i sole.

Jony wodorowe, względnie roztwory soli wciskają się przez pory do cementu, w którym znajduje się wolny $Ca(OH)_2$ i przy zetknięciu z nim reagują tworząc sole wapniowe. $Ca(OH)_2$ z jonami SO_4 daje zawsze $CaSO_4$, który może być we wszystkich próbach cementu stwierdzony. Siarczan glinowo-wapniowy w przeciwieństwie do siarczanu wapnia tworzy się tylko w małych ilościach i może być między wielką ilością kryształów $CaSO_4$ pod mikroskopem stwierdzony. Rozpad cementu przez powstanie siarczanów glinowo-wapniowych jest wtórnym zjawiskiem, bo najpierw powstaje rozpad w ten sposób, że wolny $Ca(OH)_2$ zamienia się w $CaSO_4$, a dopiero potem z tego związku tworzy się siarczan glinowo-wapniowy, który nie jest przyczyną rozpadu betonu, bo jak wskazują cementy glinowe, w których przez wysoką zawartość Al_2O_3 tworzenie się tej podwójnej soli może mieć miejsce, a mimo to nie można zauważyć rozkładu tych betonów przez siarczany.

Badania wykazują, że wykonane betony z czystym piaskiem rzeczonym z powodu ich zbitiej struktury mają wyższą odporność na roztwory siarczanu, aniżeli z piaskiem normalnym. Dalsze prace w tym kierunku zostały przeprowadzone przez Dr. K. E. Dorsch'a, (Berlin 1932 „Erhärtung und Korrosion der Zemente“), który zaznacza, że odporność betonu zależy jest od:

1. rodzaju cementu,
 - a) czy z pieca szybowego, czy obrotowego,
 - b) czy silnie wypalony, czy słabo,
2. ziarnistości cementu.
Przy wzrastającym zmieleniu powierzchnia ziarna cementu zwiększa się przez co zmniejsza się odporność i t. zw. wysokowartościowe cementy są mało odporne na działania chemiczne.
3. własności i składu materiału dodatkowego,
4. gęstości, względnie porowatości betonu.
Szybkość, z jaką agresywne roztwory działają, jest proporcjonalna do porowatości betonu,
5. od wartości „*n*“.
Wysokie „*n*“ przyczynia się do większej ilości mikropór, a przez to zwiększa się porowatość, a zmniejsza odporność na agresywne roztwory,
6. od zachowania się cementu w pierwszym okresie po wykonaniu,
 - a) wysoka temperatura wody przy wykonaniu,
 - b) wysoka temperatura powietrza,
 - c) wilgoć powietrza,
 - d) wpływ pary wodnej,
7. od chwili działania agresywnych roztworów (liczone po dniach względnie godzinach po związaniu),
8. od rodzaju agresywnych roztworów (stopnia dysocjacji kwasów),
9. od koncentracji agresywnych roztworów,
10. od odsłoniętych powierzchni betonowych, wystawionych na działanie roztworów agresywnych,
11. od temperatury agresywnych roztworów,
12. od rodzaju ułożenia prób betonowych w agresywnych roztworach.

Ad 1. Dorsch zbadał wysokowartościowy cement portlandzki, zwykły glinowy cement kruszcowy (Erzement) i wysokopieczony w rozmaitych agresywnych roztworach i znalazł, że najmniej odporny jest cement wysokowartościowy, a więcej glinowy. W dalszych badaniach wykazał, że korozja cementu zależy jest tylko od wolnego $Ca(OH)_2$, albowiem im go mniej w cemencie, tem jest on odporniejszy na agresywne roztwory. Odporność cementu na CO_2 jest również zależna od wolnego wapnia.

Ad 2. Badania zostały przeprowadzone z normalnym i czystym rzeczonym piaskiem z wyżej wspomnianymi różnymi rodzajami cementu. Wykazano wyższą odporność przy czystym rzeczonym piasku w przeciwieństwie do normalnego, gdyż ziarna piasku normalnego są więcej porowate, a przez to agresywne roztwory mogą łatwiej wcisnąć się do wnętrza betonu.

Ad 3. Przy wyższej temperaturze agresywnych roztworów wykazano większą zdolność działania, czyli mniejszą odporność betonu (przeprowadzono badania z wszystkimi rodzajami cementu przy różnych roztworach agresywnych).

Ad 4. Wykazano ścisłą proporcjonalność między powierzchnią działania a odpornością.

Ad 5. Wpływ położenia prób betonowych też wpływa na odporność, ale w stopniu bardzo małym.

Szczególnie ciekawe są w tej dziedzinie poglądy Międzynarodowego Związku dla Badań materiałów, gdzie ten temat był przez następujących referentów omawiany: Prof. Dr. Grün'a, Düsseldorf, Dr. Inż. C.

Wiktor'ego, Milano, Dr. E. Rengade'a Le Teil Franci, Dr. P. Schlepfer'a Zürich, Prof. F. Ferrari'ego Piza, Dr. R. Barta Praga, Prof. Dr. H. Kühl'a Berlin. Prof. Dr. G. Wiegner Zürich (Chemische Einflüsse auf Zement und Beton in Boden) dowiódł na bardzo wielu żelach i cząsteczkach koloidalnych, że woda działa na nie rozpuszczająco i że podobny proces zachodzi także w cemencie. Jon wodorowy wciska się w koloidalną budowę cementu (która zawiera wielką ilość Ca), przez co najpierw następuje rozmięczenie masy, dalej hydrolyza o wkońcu przechodzi cement do roztworu. Jony sodowe, działające w małej koncentracji, są nieszkodliwe, przeciwnie jony magnezowe działają bardzo intensywnie, jednak siła ich działania nie jest jeszcze zupełnie wyjaśniona. Szczególnie silnie działają jony SO_4 , jest to spowodowane przez tworzenie się siarczanu wapniowego i siarczanu glinowo-wapniowego z cementu. Wiegner bada całkiem dokładnie katjony i anjony występujące w ziemi przy małych ilościach kwasów humusowych i dowodzi wielkiej ich agresywności na beton. Rodzaje ziemi, które więcej aniżeli 2% MgO zawierają, są już dla betonu niebezpieczne. Wylicza dalej cały szereg szkodliwych wpływów, które przez roztwory gipsu zostały wywołane. Gips w ilości 0,2 g na 100 g ziemi już może być niebezpieczny dla betonu. Wiegner powołuje się na doświadczenia, które wykonano na rurach betonowych, wybudowanych w różnych miejscach Szwajcarii i które zostały przez agresywne roztwory zniszczone. Spostrzeżenia jego można uporządkować według następujących czynników:

1. wpływ ziemi,
2. „ materiału dodatkowego,
3. „ wykonania betonu,
4. „ ciśnienia,
5. „ ciężaru objętościowego betonu,
6. „ porowatości,
7. „ przepuszczalności wody.

Ad 1. Obserwacje trwające 4 lata dowodzą szkodliwego wpływu następujących czynników, występujących w ziemi:

- a) kwasy o p_h mniejszem od 6,
- b) ilości SO_3 większej, niż 0,2 g na 100 g ziemi,
- c) ilości MgO większej, niż 2%.

Ad 2. Większa ilość cementu podnosi odporność i jako najmniejszą ilość podano 400 kg na 1 m³ betonu.

Ad 3. Wyraźnie wyższą odporność wykazują starannie i lepiej wykonane rury betonowe.

Ad 4. W wielu wypadkach odporność chemiczna jest proporcjonalna do wytrzymałości na ciśnienie betonu, jednak tego nie da się dokładnie udowodnić.

Ad 5. Przy ciężarze objętościowym różnice są za małe, aby można było z nich wyprowadzić jakąkolwiek zależność.

Ad 6. Porowatość betonu wykazuje lepszy obraz na odporność przeciw agresywnym roztworom.

Ad 7. Największy związek zachodzi między przepuszczalnością wody przez beton a jego odpornością.

Doświadczenia Wiegner'a wskazują, że rury betonowe o zawartości cementu glinowego 200—300 kg na 1 m³ betonu wykazują małą odporność, natomiast te same rury z 400 do 500 kg, bardzo wysoką.

Praktyczne wskazówki dla wykonania odpornego betonu podaje K. Gessner (Schweitz, Ztschr. F. Strassenwesen 1925, N. 5 i 6, Bodenverstörung durch chemische Einwirkung des Grundwassers). Dr. Inż. Will. Stortz, Stuttgart 1931 twierdzi, że na miastowe odpływy zwykły gęsty beton jest odporny bez żadnego środka ochronnego. Marquardt, Bautechnik 1930 stwierdza, że na odpływy, zawierające kwasy, beton rotacyjny jest bardzo odporny, ponieważ jest bardzo gęsty i wykazał, że wody z 22

mg/litr CO_2 , albo 5% roztwór soli, względnie kwasu octowego nie działają na tak przyrządzony beton. T. Thorwaldson, W. A. Vigfussan u. D. Wolochow, (Revue de Matériaux de construction et des travaux publics 1930, N. 254, s. 101 i 102) polecają cement z wysokim współczynnikiem krzemianowym, gdyż wtedy betony są odporne na siarczany. Dr. Inż. Naller u. Marschner (Zement 1931, N. 39, s. 875), wskazują na patentowane doświadczenia, w których przez dodatek fosforanu do zwykłego cementu portlandzkiego (albo przy mieleniu klinkru, albo na budowie w mieszarce), uczynili go wyraźnie odpornym na siarczany. Ochronne działanie wyjaśniają w ten sposób, że w cemencie wolny wapień zamienia się w fosforan wapnia i roztwory solne nie mają czynnika do zaatakowania. Na końcu tych praktycznych wskazówek wykonania wytrzymałego betonu wspomniemy o sposobie wykonania konstrukcji betonowej w ziemi bagnistej lub o podobnym składzie wodach. Dowiedziano, że działanie agresywnych roztworów przez zmieniające się opady atmosferyczne są szczególnie wyraźne. Przy wykonywaniu takiej budowy jest ważnym, aby beton na płaszczyznach zewnętrznych był szczególnie gęsty. Stosuje się tu więc tłuste mieszaniny, odpowiednie cementy, specjalne materiały dodatkowe o określonej wielkości ziarn i w takim stosunku, aby możliwie mało przestrzeni wolnych powstało w gotowym betonie. Jeżeli te wszystkie wskazówki nie wystarczają, aby zrobić beton odpornym na agresywne roztwory, musimy w tym wypadku zrobić ochronną powłokę. Przy silnej zawartości soli używamy powłoki z substancji bitumicznych, emulsji maziowych, albo napajamy wnętrza chemicznymi środkami, które nadmiar CaO z cementu tak wiążą, że ten nie może wejść w związek z kwasami lub solami (fluatowanie). Także można zrobić warstwę ochronną z cementu glinowego, albo z cegieł kamiennych. Wyżej wspomniane wskazówki wystarczają, jeżeli zawartość kwasów czy soli jest poniżej 1000 mg/litr; przy wyższych koncentracjach jest pożądane zupełne odizolowanie betonu. Dr. Inż. Majer (Zement 1931, N. 5) dowodzi, że parafina, jako powłoka izolacyjna dla betonu, jest nie właściwą, gdyż krystalizując, tworzy rysy. Również zdolność utrzymania się tej warstwy na betonie jest małą. Powłoka ochronna z substancji bitumicznych albo asfaltu powinna, o ile to możliwe, być wolną od parafiny. Polecane mazi albo preparaty maziowe mimo, że silnie przylegają, jednak nie są bardzo odporne. Dodatek 10% asfaltu do mazi polepsza odporność, ale musi być używana tylko taka maza, która nie posiada żadnych szkodliwych dla betonu połączeń, względnie tylko nieznaczne ilości. Znacznie lepsze działanie osiąga się zimną powłoką ochronną czystego ziemnego oleju skalnego, albo mieszaniny jego z mazią. R. Grün (Zement 1931, N. 38, s. 855) stwierdza, że bitumiczne substancje ochraniają beton, tylko niedostatecznie, ponieważ powstają pęcherzyki gazu, które osłabiają powłokę izolacyjną. Proponuje on używać pokrowce metalowe, a jak z jego doświadczeń wynika, pokrowce te są najdoskonalszym środkiem ochronnym. Ze względu na wysoką cenę metalu nie można brać w rachubę takich izolatorów przy praktycznym wykonywaniu robót kanalizacyjnych.

Wyżej wspomniane zagraniczne doświadczenia nie wszystkie w swoich rezultatach zgadzają się ze sobą, a czasem nawet są wprost sprzeczne. Ta okoliczność kazała nam być ostrożnymi w ocenie zjawisk rozkładu przy budowie kanałów, które mieliśmy do rozpatrzenia. W pewnym zachodnio-polskim mieście był zbudowany wielki kanał odwadniający i beton wykonano z cementu portlandzkiego i kruszywa wiślanego. Po pewnym czasie część kanału była przez wodę gruntową tak silnie zaatakowana (głównie na wysokości powierzchni wody gruntowej), że beton został całkowicie zniszczony. W niektórych miejscach był on tak miękki, jak wilgotny pia-

sek, bez jakiegokolwiek wytrzymałości. Ażeby to katastrofalne zjawisko radykalnie usunąć i przy nowo prowadzonej budowie kanału te skutki nie miały miejsca, przeprowadziliśmy w tym kierunku specjalne badania. Przyczyny sprzeczności literatury zagranicznej mogliśmy w ten sposób wyjaśnić, że pozornie nie tylko koncentracja i charakter agresywnych roztworów, lecz także cement i kruszywo w różnych wypadkach było różne. Rezultaty badań, które dla danego cementu i kruszywa są odpowiednie, nie mogą być bezpośrednio przenoszone na inny materiał.

Analiza wody gruntowej w naszym wypadku wskazywała następujące wartości:

SO_4	. . .	1123 mg/litr
Cl	. . .	87 " "
NO_3	. . .	ślady
Ca	. . .	450 mg/litr
substan. organiczn.		15 " "

W pierwszej części naszych badań chcieliśmy określić, czy dla nowej budowy kanału jest możliwe użycie cementu portlandzkiego, czy muszą być użyte cementy specjalne. W tym celu zrobiliśmy próbne kostki z różnych sort cementu i z różnym materiałem dodatkowym i badaliśmy je w wyżej wspomnianej wodzie gruntowej i podobnie złożonym roztworem o wyższej koncentracji. W drugiej części doświadczeń został do sporządzenia betonu użyty tylko cement „Alka - Elektro“ a doświadczenie polegało na tem, aby określić rodzaj materiału dodatkowego i stosunek mieszanin dla osiągnięcia najlepszej zdolności odpornej betonu przeciwko agresywnym roztworom. Pierwsza część badań była przeprowadzona w stojącej wodzie, a mianowicie na kostkach betonowych o rozmiarach $7 \times 7 \times 7$ cm, sporządzonych z trzech różnych cementów, t. j. cementu portlandzkiego, wysokowartościowego „SS“ i cementu glinowego „Alka-Elektro“. Materiałem dodatkowym było kruszywo wiślane przy wszystkich próbach, a stosunek mieszaniny 1:3, 1:4 i 1:5. Działanie wody gruntowej było przeprowadzone na trzy różne sposoby. Jedna serja kostek z trzech różnych sort cementowych i trzech różnych stosunkach mieszanin była przez 26 dni przechowywana na powietrzu, celem późniejszego porównania z kostkami zanurzonymi w roztworze soli. Druga serja była trzy dni po zrobieniu zanurzona na 25 dni do wody gruntowej, trzecia zaś w trzy dni po wykonaniu była 25 dni w roztworze tych samych soli, co w wodzie gruntowej, ale o koncentracji 5 razy większej, na koniec czwarta trzy dni po zrobieniu, miała kostki zanurzone do połowy w wodzie gruntowej na 25 dni.

Oprócz form kostkowych były z tych samych mas betonowych zrobione próbki na ciągnięcie (ósemki) i tak samo jak kostki traktowane w sposób serjowy, t. zn. jedną serję przechowywano na powietrzu, a inne moczono w roztworach. Ogólnie w pierwszej grupie doświadczeń ponad 100 kostek i 80 ósemek zostało zbadanych i następujące zjawiska mogły być stwierdzone: Kostki betonowe zrobione z cementu portlandzkiego były do głębokości 1 cm przez roztwór agresywny zaatakowane, przy kostkach z cementu „SS“ zniszczenie doszło tylko do $\frac{1}{2}$ cm. Próby betonowe, zrobione z cementu „Alka - Elektro“ wykazały największą odporność, tak w zwykłej wodzie gruntowej, jak i w wodzie o koncentracji soli 5 razy większej. Działanie nie dostało się do wnętrza kostki, tylko na powierzchni utworzyła się cienka warstewka soli.

Ósemki wykazują znacznie większą powierzchnię naporu w stosunku do masy, niż kostki i stąd na nich zauważono znacznie większy rozkład. Musimy zaznaczyć, że koncentrację 5-ciokrotną roztworu soli dlatego używaliśmy, ponieważ wedle naszego zdania koncentracja ta może się znajdować na brzegach zetknięcia się

próbki betonowej z wodą gruntową, gdyż woda parując powoduje zwiększenie się koncentracji soli, a wskutek czego działanie jest większe. Zmiana zdolności odpornej (przed i po działaniu agresywnego roztworu) była kontrolowana przez próby na ciśnienie i ciągnięcie.

jest znane, — że cementy glinowe ubogie w wapno, są najodporniejsze na agresywne roztwory.

Druga część badań zajmuje się tylko betonami z cementu „Alka - Elektro“ przy użyciu różnego materiału dodatkowego, a mianowicie:

Tabela I.

Cement	Miesz.	Ciśnienie				Ciężnienie w kg/cm^2		
		Pow.	Woda grunt.	Woda o konc. 5 kr.	Kostki do poł. zanurz.	Pow.	Woda grunt.	Woda 5 kr.
„Alka-Elektro“	1:3	202 kg/cm^2	244 kg/cm^2	200 kg/cm^2	162 kg/cm^2	21	21	21
	1:4	150 "	196 "	186 "	196 "	19	17	17
	1:5	171 "	201 "	222 "	228 "	14	18	27
„SS“	1:3	211 "	330 "	345 "	342 "	17	22	10
	1:4	135 "	425 "	310 "	274 "	10	21	20
	1:5	119 "	266 "	237 "	234 "	16	20	16
„Portland“	1:3	125 "	274 "	228 "	254 "	17	20	21
	1:4	100 "	200 "	196 "	177 "	10	20	20
	1:5	40 "	76 "	70 "	50 "	5	10	10

Jak z załączonej tabeli widać (co również w podanej literaturze jest znane), betony przechowywane na powietrzu mają mniejszą wytrzymałość, niż trzymane we wodzie. Ten fakt okazuje się najbardziej widoczny przy cemencie portlandzkim, najmniej przy cemencie „Alka - Elektro“. Podczas gdy cement portlandzki i „SS“ przechowywany na powietrzu traci ponad 50% wytrzymałości, to strata wytrzymałości przy cemencie „Alka-Elektro“ wynosi tylko około 20%. Przy mieszaninie 1:3 z cementem portlandzkim najwyższa wytrzymałość wynosi 274 kg/cm^2 , przy wodzie gruntowej, a w wodzie o koncentracji soli 5 razy większej wytrzymałość spada ponad 20%. Ciała zanurzone do połowy wykazują takie same utraty wytrzymałości, jak zanurzone całkowicie. Przy mieszaninie 1:4 z cementem portlandzkim przy całkowitem zanurzeniu strata wynosi do 35%, a do połowy ponad 40% wytrzymałości w stosunku do mieszaniny 1:3. Przy mieszaninie 1:5 wytrzymałość spada do 76 kg/cm^2 . Podobne straty zachodzą przy 5-cio-krotnej koncentracji soli przy kostkach tylko do połowy zanurzonych. Wytrzymałość na ciągnięcie przy mieszaninach 1:3 i 1:4 w wodzie gruntowej i w wodzie o koncentracji 5 razy większej, jest prawie stała i wynosi około 20 kg/cm^2 . Również stałą jest wytrzymałość na ciągnięcie próbek z mieszaniny 1:5, jednak wynosi ona tylko 10 kg/cm^2 . Przy praktycznych próbach betonu nigdy niema się zupełnej pewności, czy w mieszaninie cement jest wszędzie jednakowo rozdzielony (w jednych miejscach może być mniej cementu, w innych więcej). Dalej zauważyliśmy, że przy ciałach do połowy zanurzonych, występuje na brzegach cieczy silniejszy rozpad próbki i większa strata wytrzymałości wskutek wyższej koncentracji płynu w tych miejscach.

Cement „SS“ wskazywał najwyższą wytrzymałość ze wszystkich badanych próbek, jednak jest różnica w wytrzymałości mieszaniny 1:3 i 1:5 prawie 50% t. zn., że ilość cementu ma wielki wpływ na wysokość wytrzymałości na ciśnienie. Wytrzymałość na ciągnięcie jest przy tym cemencie stosunkowo mała.

Największą stałość w stosunku do wytrzymałości na ciśnienie i ciągnięcie wykazywał cement „Alka-Elektro“. Wytrzymałości te nie były największe, ale w konstrukcji betonowej nie odgrywa to dużej roli. Odporność cementu „Alka-Elektro“ na agresywne roztwory okazała się w tym wypadku duża, — co i z literatury

1. kruszywa wiślanego,
2. bazaltu,
3. porfiru.

Przy kruszywie wiślanem stosowano krzywe przesiewu według Graf'a i wedle Fuller'a i w obu wypadkach było użyte 300 i 250 kg cementu na 1 m^3 betonu. Przy tych badaniach próbki były zanurzone w płynącej wodzie gruntowej i w wodzie o koncentracji soli dwa razy większej.

Bazalt i porfir badano z 300 kg cementu na 1 m^3 betonu i okazało się, że ta mieszanina dawała mniejszą wytrzymałość, niż ze żwirem wiślanym. Uwzględnivszy do tego jeszcze wyższą cenę bazaltu i porfiru, oba materiały jako kruszywo praktycznie nie mogą wchodzić w rachubę. Badania mieszanin żwiru wiślanego wykazały, że uziarnienie wedle krzywej Graf'a daje beton więcej odporny, niż wedle krzywej Fuller'a i że wytrzymałości próbek z 300 kg cementu na 1 m^3 betonu, w stosunku do tych, które mają 250 kg tylko mało różnią się między sobą; stąd możemy wyciągnąć wniosek, że mieszanina ze żwiru wiślanego uziarnionego według krzywej Graf'a i 250 kg cementu na 1 m^3 betonu daje dla praktycznych celów zupełnie wystarczająco odporny beton. Badania nasze stwierdziły dalej, że wytrzymałość nie rośnie z ilością cementu, lecz że istnieje charakterystyczne maximum ilości cementu. Te rezultaty stoją w pewnej sprzeczności ze szwajcarskimi badaniami (Dr. Wiegner), które stwierdzają, że minimalna zawartość cementu jest 400 kg , a nawet polecają do 500 kg . Rozbieżność tych rezultatów można objaśnić w ten sposób, że nasze cementy nie są absolutnie podobne pod względem chemicznym z cementami szwajcarskimi i dlatego proces działania wody gruntowej musi przebiegać inaczej.

W trzeciej części naszych badań postawiliśmy sobie zadanie, ażeby wyświetlić: 1) jaki wpływ na jedną i tę samą mieszaninę betonu wywiera koncentracja roztworu agresywnego, 2) w jakim czasie zaatakowanie następuje (przy różnej koncentracji), 3) czy prawidłowość istnieje w posuwaniu się rozkładu w ciałach betonowych.

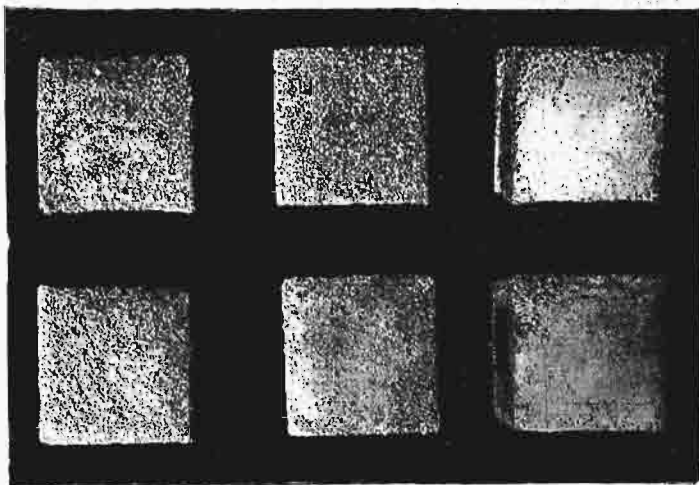
Próbne kostki $7 \times 7 \times 7$ cm o stosunku mieszaniny 1:3 (cement portlandzki) słabo ubite i porowate były zanurzone w jedno, dwu i trzy procentowym H_2SO_4 i badane po 30 i 60 godzinach oraz 7 dniach. Jedno procentowy kwas siarkowy żadnych większych działań na-

zewnątrz nie wykazywał. Grubość powstałej warstwy siarczanu wapnia w różnych odstępach czasu mało się różniła. Chemiczne badanie wykazywało, że ilość SO_3 wynosiła 1,81% i ta ilość nie zmieniała się także po 7

Fot. 1.

Fot. 2.

Fot. 3.



Fot. 4.

Fot. 5.

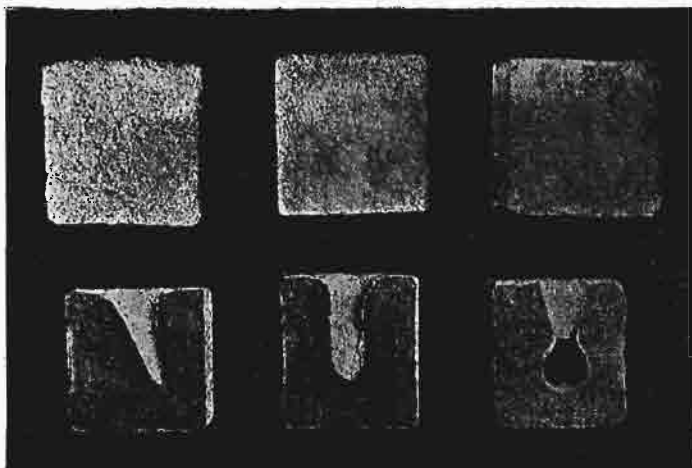
Fot. 6.

dniach (fotografja 3, 6 i 9). Przy dwuprocentowym kwasie siarkowym już są pewne zmiany widoczne i chemiczne badanie wykazuje, że jakkolwiek po 30 i 60 godzinach żadna zewnętrzna zmiana nie była dostrzegalna,

Fot. 7.

Fot. 8.

Fot. 9.



Fot. 10.

Fot. 11.

Fot. 12.

to jednak zawartość SO_3 w betonie po 60 godzinach powiększyła się o 0,1% (fotografja 2, 5 i 8). Po 7 dniach działania okazuje się zwiększenie zawartości SO_3 o 0,25% mimo, że na zewnątrz żadnej widocznej zmiany niema.

Przy trzechprocentowym kwasie siarkowym widzimy już z zewnątrz działanie i powstające warstwy siarczanu wapnia odpadają od próbek. Godne uwagi jest zjawisko, że powiększenie wewnątrz betonowego ciała ilości SO_3 po 30 godzinach wynosi 0,2%, ale ani po 60 godzinach, ani po 7 dniach ilość ta nie podnosi się wyraźnie. Ten fenomen można wyjaśnić w ten sposób, że trzy procentowy kwas siarkowy wytwarza siarczan wapnia, który zamyka pory betonu i dalsze oddziaływanie kwasu powstrzymuje (fotografja 1, 4 i 7).

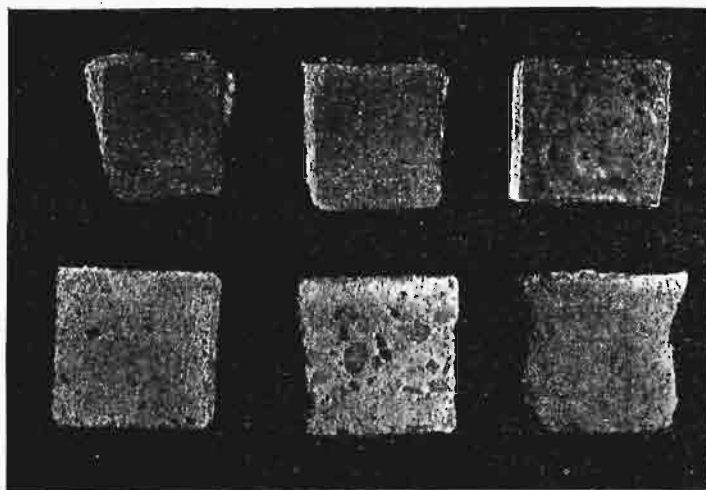
Aby uwidocznic, w jaki sposób działanie kwasów wewnątrz ciał betonowych postępuje, zostały dwie prostopadłe do siebie spirale miedziane umieszczone w betonowej kostce, a następnie tę kostkę poddano działaniu kwasu i później rozbito (fotografja 24). Okazało się,

że obie spirale równo aż do środka zostały przez kwas siarkowy zaatakowane.

Fot. 13.

Fot. 14.

Fot. 15.



Fot. 16.

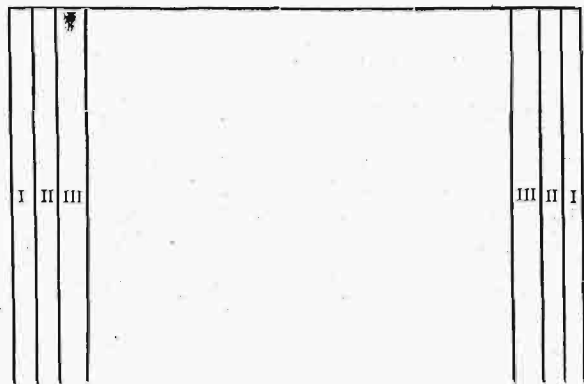
Fot. 17.

Fot. 18.

Aby stwierdzić, czy agresja kwasu postępuje równolegle z powierzchnią, i co ma wpływ, wielkość czy rodzaj formy płaszczyzn wystawionych na działanie kwasu, zbadaliśmy trzy próbki (fotografja 10, 11 i 12), w których zostały zrobione wgłębienia w formie stożka, walca i kombinacji stożka z walcem. Wszystkie te trzy ciała były z jednej mieszanki i prawie o tej samej porowatości, a zanurzone w trzech-procentowym kwasie siarkowym. Jak z fotografji widać, wytworzona powłoka siarczanu wapnia jest równo rozdzielona na wszystkie powierzchnie, a nie jak to można było oczekiwać, że w wgłębieniach działanie będzie większe.

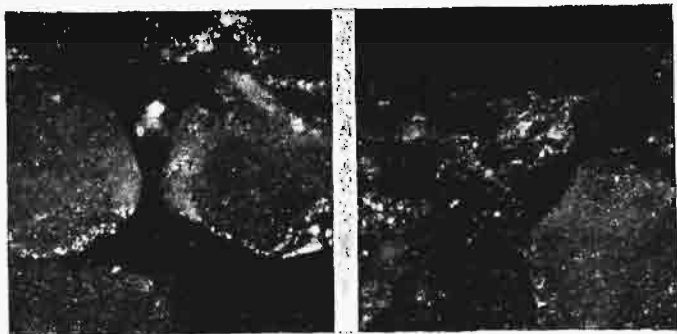
Fotografja 13. podaje kostkę o tej samej porowatości, jak poprzednio opisane, jednak po 28 dniach działania trzech-procentowego kwasu siarkowego. Fotografja 14-ta taką samą kostkę w dwuprocentowym kwasie siarkowym i również po 28 dniach. Można zauważyć, że na fotografji 13-tej grubość warstwy powstałego siarczanu wapnia wynosi 1 cm, a na 14-tej tylko $\frac{1}{2}$ cm, t. zn., że rozpad w silniejszym roztworze kwasu postępuje dużo prędzej. Fotografje 16, 17 i 18-ta wykazują wpływ porowatości, względnie wielkości ziarn kruszywa na zdolność oporu przeciwko agresywnym roztworom. Na fotografji 16-tej widzimy kostkę zrobioną wedle Fuller'a o maksymalnej wielkości ziarn 10 mm, a na 17-tej według tej samej krzywej, ale o wielkości 7 mm. Fotografja 18-ta jest z zaprawy cementowej o stosunku mieszanki 1:3. Z porównania tych trzech fotografji widać, że kostka pod Nr. 16-ym jest najmniej przez kwas zaatakowana, czyli okazała największą zdolność odporną i najmniejszą porowatość. Fotografja 18-ta wskazuje, że kostka z zaprawy została bardzo silnie przez kwas zaatakowana (wszystkie trzy ciała były przez 28 dni moczone w trzechprocentowym kwasie siarkowym).

Rys. 1-szy wskazuje grube ciało betonowe, które przez 28 dni zostało poddane działaniu trzechprocentowego roztworu kwasu i następnie zanalizowane w sposób warstwowy. Analiza wykazała charakterystyczne granice warstw prostopadłych do kierunku działania kwasu. I tak warstwa pierwsza składa się z siarczanu wapnia i piasku, druga wykazała ilość SO_3 większą o 0,3% niż w użytym cemencie, zaś trzecia warstwa SO_3 większą o 0,1%. W środku w szerokości 6,5 cm ilość SO_3 wynosi tyle, co w użytym cemencie, t. zn., że agresywny roztwór nie doszedł do wnętrza. Po 28 dniach strefy zaatakowane wynoszą po obu stronach po 2,5 mm.



Rys. 1.

Z zestawionych doświadczeń wynika, że kostki przez prawidłowe uziarnienie i silne mechaniczne ucięcie są odporne na roztwory agresywne, jednak niemamy żadnego powodu do przypuszczenia, że także ten ubity beton z czasem nie ulegnie naporowi roztworu. Na podstawie tego przypuszczenia niektórych autorów należy traktować z pewnym zastrzeżeniem co do przypuszczalnego powstania ochronnych koloidów w betonie, któreby chroniły przed agresywnym roztworem. Fotografje 19 do 23-ciej są mikrofotografjami zaatakowanej zaprawy:



Fot. 19.

Fot. 20.

Fot. 19-ta. Zaprawa cementowa, na którą działał trzyprocentowy kwas siarkowy przez 28 dni. Widzimy, że między ziarnami piasku został zupełnie zniszczony żel cementowy.

Fot. 20-ta. Zaprawa cementowa 1:3 w wodzie gruntowej płynącej (1000 mg SO_2 na 1 litr). Zaprawa ta jest silnie zaatakowana przez wodę.

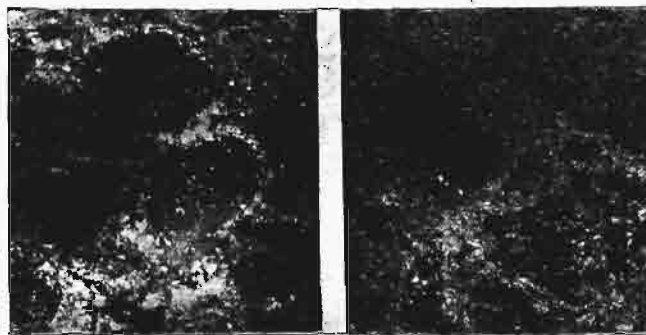
Fot. 21-sza. Zaprawa cementowa 1:3 w wodzie gruntowej stojącej. Działanie jest, jak widać z fotografii, znacznie słabsze.

Fot. 22-ga. Zaprawa 1:3 z cementu „Alka - Elektro” w płynącej wodzie gruntowej. Cement został bardzo mało zaatakowany.

Fot. 23-cia. Zaprawa 1:3 z cementu „Alka - Elektro” w trzyprocentowym kwasie siarkowym wykazuje również bardzo małe zniszczenie.

Wszystkie nasze próby są ściśle naukowe i jeżeli między naszymi wynikami, a wynikami innych badaczy zjawiają się sprzeczności, to prawdopodobnie polegają one, jak już wyżej wspomniano, na różnicy materiału

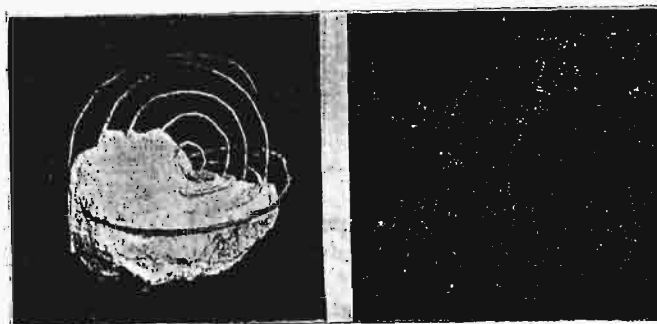
doświadczalnego, szczególnie cementu. Nasze rezultaty można zreasumować w następujący sposób:



Fot. 21.

Fot. 22.

1. niema cementu, któryby był zupełnie odporny przeciw wodzie gruntowej,
2. wśród cementów u nas wyrabianych tylko cement „Alka - Elektro” jest najbardziej odporny,
3. oprócz wyboru rodzaju cementu jest bardzo ważną rzeczą wytworzenie betonu o maksymalnej gęstości, a to możemy uczynić przez:
 - a) należyte uziarnienie,
 - b) silne mechaniczne ucięcie,
 - c) redukcję współczynnika wodo - cementowego,
4. ostre i rozwarne wgłębienia mają względnie mały wpływ na odporność,
5. wszystkie badania w tym kierunku są przy każdym cemencie specjalnie do przeprowadzenia i uogólnienie rezultatu badań na nieznanie cementy jest rzeczą wielce niepewną.



Fot. 24.

Fot. 23.

Na podstawie naszych badań możemy stwierdzić, że do prac kanałowych w miejscach, gdzie woda gruntowa zawiera duże ilości soli, rury betonowe mogą być użyte z powodu ich tanioci i prostego sposobu otrzymywania i to je przewyższa nad wszystkie inne rodzaje materiałów, używanych do tych celów. Jednak jeden warunek musi być wypełniony, a mianowicie: przed betonowaniem musimy zbadać podłoże co do zawartości soli, a dopiero potem możemy sporządzić beton, który posiada w tym szczegółowo danym wypadku największą zdolność odporną.

Inż. B. Trakało.

Dźwigar belkowo-rozporowy.

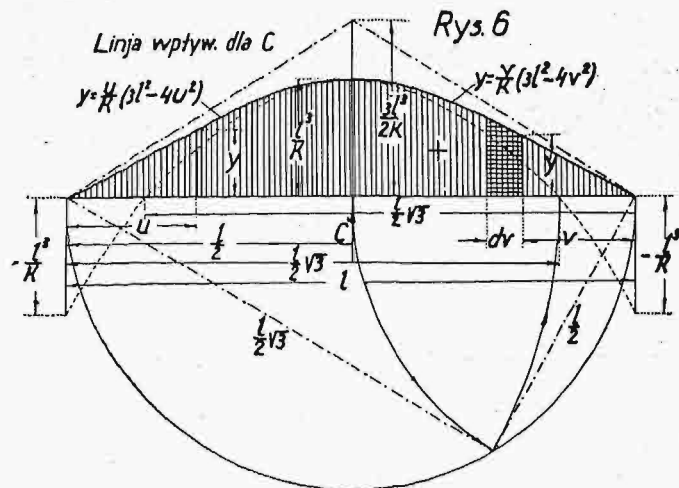
(Dokończenie).

§. 2. Linje wpływowe sił wewnętrznych i oddziaływań.

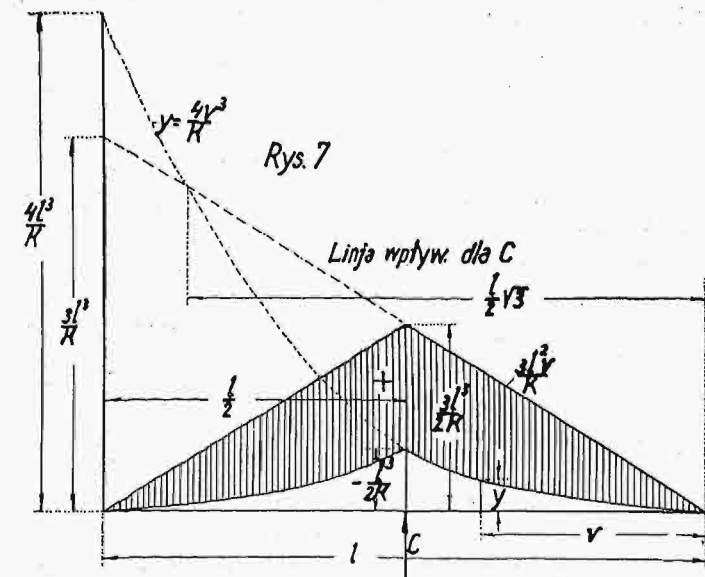
Aczkolwiek równanie 40) przedstawia wartość na C tylko przybliżoną, to dla praktycznych celów może

ono być stosowane z wielką korzyścią, tem bardziej, że wartość przybliżona od wartości dokładnej różni się znikomo mało. Wobec tego na podstawie równania 40)

wykreślono na rys. 6 i 7 różnymi sposobami linię wpływową dla siły C . Równanie 40) przedstawia się w do-



godniejszej formie, jeżeli położenie ciężaru będącego według założenia na prawej połowie belki, będziemy



mierzili wielkością v od podpory skrajnej prawej, wobec czego równanie 40) po podstawieniu $u=l-v$ zamieni się na:

$$C = \frac{P}{K} v [3l^2 - 4v^2] = \frac{3Pl^2}{K} v - \frac{4P}{K} v^3 \quad (40')$$

Z równania 40):

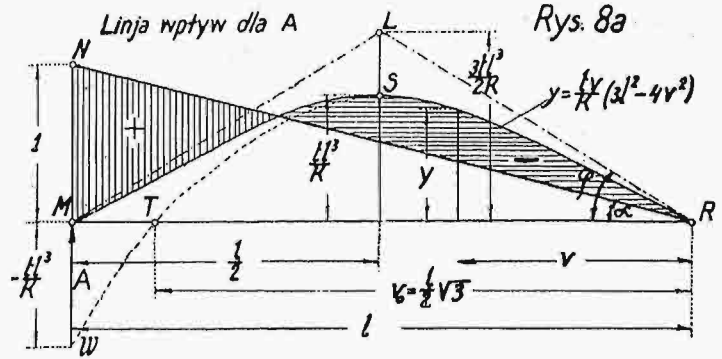
dla $v=0$, mamy: $c=0$,

$$n \quad v=l, \quad n \quad C = \frac{3Pl^3}{K} - \frac{4Pl^3}{K} = -\frac{l^3 P}{K}$$

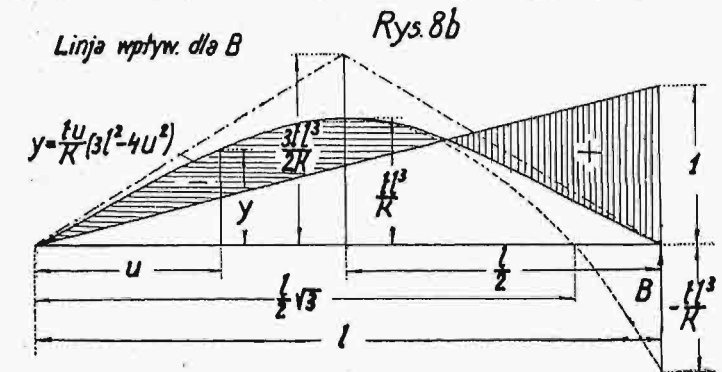
$$n \quad v = \frac{l}{2}, \quad n \quad C = \frac{3l^3 P}{2K} - \frac{l^3 P}{2K} = \frac{l^3 P}{K}$$

Linie wpływowe dla sił w słupach i w zastrzałach (jakoteż skrajnych podpór przegubowych) są podobne do linii wpływowej C i otrzymujemy je przez pomnożenie rzędnych linii wpływowej C przez $\frac{s_i}{2z}$ dla linii wpływowej siły S_i w zastrzałach i przez $\frac{h_{i-1} - 2h_i + h_{i+1}}{2z}$ dla siły A_i w słupach. Zresztą, kreślenie linii wpływowych dla sił wewnętrznych słupów i zastrzałów jest zbędne, gdyż te siły pozostają wprost proporcjonalnym stosunku do siły C . Natomiast oddziaływania podpór ruchomych nie pozostają w takim samym stosunku do siły C , w jakim pozostają do niej siły słupów i zastrzałów, wobec tego i linie wpływowe oddziaływań podpór ruchomych są innego charakteru

od linii wpływowej C , mianowicie: na rys. 8a i 8b przedstawiono pierwszym sposobem [na podstawie rów-



nań 19) i 18)] linie wpływowe oddziaływania A lewej podpory belki i oddziaływania B prawej podpory belki.



Kładąc $l-u=v$, $\frac{a(h-h_1)}{2(a-b)z} = t$, równania 19) i 18) przekształca się na:

$$A = \frac{v}{l} P - t C \quad (41)$$

$$B = \frac{l-v}{l} P - t C \quad (42)$$

lub:

$$A = \frac{P}{l} v - 7 \left(\frac{3l^3 P}{K} v - \frac{4P}{K} v^3 \right) \quad (41')$$

$$A = \frac{P}{l} v - \frac{3tl^2 P}{K} v + \frac{4tP}{K} v^3$$

$$A = \left(\frac{1}{l} - \frac{3tl^2}{K} \right) Pv + \frac{4tP}{K} v^3$$

$$B = \frac{l-v}{l} P - 7 \left(\frac{3l^3 P}{K} v - \frac{4P}{K} v^3 \right) \quad (42')$$

$$B = \frac{l-v}{l} P - \frac{3tl^2 P}{K} v + \frac{4tP}{K} v^3$$

Na rys. 9a i 9b nakreślono drugim sposobem linie wpływowe oddziaływań A i B na podstawie równań 41' i 42'.

Z rys. 8a widzimy, że położenie linii $RSTW$ względem prostej RN , będącej dodatnią częścią linii wpływowej oddziaływania skrajnej podpory belki, charakteryzuje nam jakoś tego oddziaływania. I dlatego, aby można było wypowiedzieć się o jakości oddziaływania skrajnych podpór belki w zależności od wielkości stałej konstrukcyjnej $\frac{t}{K}$ i od położenia ciężaru ruchomego, zbadajmy krzywą $RSTW$, będącą ujemną częścią linii wpływowej oddziaływania A . Jej równanie względem prostej RM jest (odrzucając znak odejmowania):

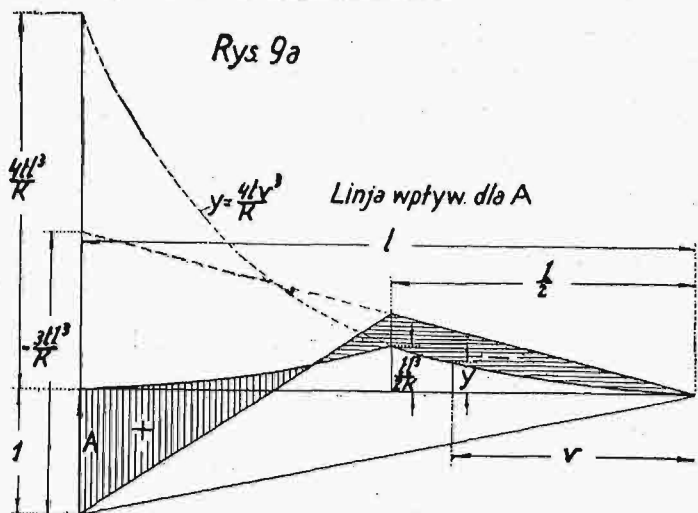
$$y = \frac{t}{K} (3l^2 v - 4v^3) \quad (43')$$

Kładąc w powyższym równaniu $y=0$, otrzymamy odległość v_0 od prawej skrajnej podpory punktu T przecięcia się tej linii z prostą RM , więc:

$$\frac{t}{K}(3l^2 v_0 - 4v_0^3) = 0, \text{ czyli:}$$

$$v_0 = \frac{l}{2} \sqrt{3}.$$

Widzimy, że położenie punktu T jest zależne tylko od rozpiętości l .

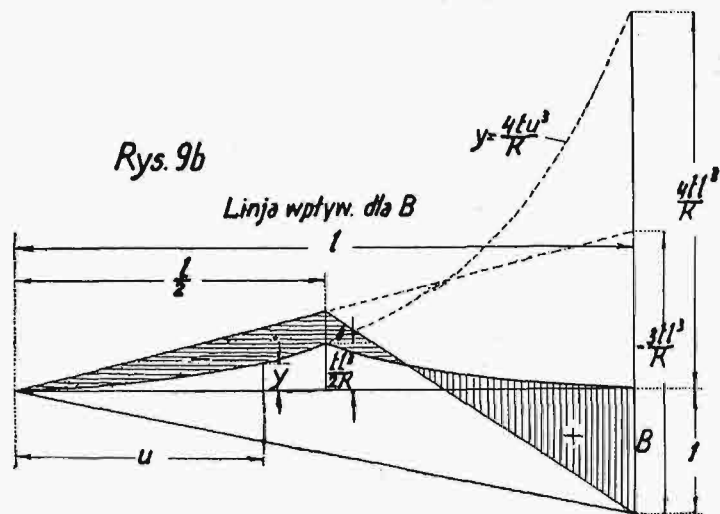


Przyrównując do zera pochodną względem v równania 43'), otrzymamy maximum linii, więc:

$$\frac{dy}{dv} = \frac{t}{K}(3l^2 - 12v^2) = 0, \text{ czyli:}$$

$$v = \frac{l}{2}.$$

Widzimy, że maximum linii wpływowej zawsze jest po środku przęsła.



Teraz jeszcze znajdziemy nachylenie φ stycznej do linii wpływowej na prawej skrajnej podporze belki, otóż:

$$\text{tg } \varphi = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{v=0} = \frac{3tl^2}{K}.$$

Powyzsza styczna przecina prostopadłą do belki przechodzącą przez jej środek rozpiętości w punkcie L , oddalonym od belki o:

$$\frac{l}{2} \text{tg } \varphi = \frac{3tl^3}{2K}.$$

Ponieważ linja wpływowa po środku rozpiętości ma rzędną:

$$\frac{tl^3}{K} < \frac{3tl^3}{2K},$$

przeto jest ona wypukłością zwrócona do góry.

Gdyby kąt φ stycznej na prawej podporze do linii wpływowej był równy lub mniejszy od kąta α nachylenia prostej MN do belki, wówczas krzywa linii wpływowej nie przecinałaby prostej RN . To stanie się wtedy, jeżeli będzie:

$$\left. \frac{dy}{dv} \right|_{v=0} \leq \text{tg } \alpha = \frac{1}{l}, \text{ czyli:}$$

$$\frac{3tl^2}{K} \leq \frac{1}{l}, \text{ albo:}$$

$$\frac{tl^3}{K} \leq \frac{1}{3}.$$

Z powyższego i z rys. 8a widzimy, że:

1. jeżeli $\frac{tl^3}{K} > \frac{1}{2}$, wówczas ciężar znajdujący się na środkowej części belki wywołuje na skrajnych podporach reakcje ujemne, a znajdujący się na skrajnej części belki, wywołuje oddziaływanie dodatnie na oporze skrajnej bliższej a — ujemne — na oporze skrajnej dalszej;

2. jeżeli $\frac{1}{2} > \frac{tl^3}{K} > \frac{1}{3}$, wówczas ciężar znajdujący się na środkowej części belki wywołuje obie reakcje dodatnie skrajnych podpór, a znajdujący się na skrajnej części belki wywołuje oddziaływanie dodatnie na podporze bliższej — a ujemne na podporze dalszej;

3. jeżeli $\frac{tl^3}{K} < \frac{1}{3}$, wówczas ciężar w dowolnym położeniu wywołuje na obu skrajnych podporach reakcje tylko dodatnie.

§. 3. Obciążenie dźwigara ciężarem jednostajnym.

Jeżeli belka jest obciążona ciężarem jednostajnym q na długość od v_1 do v_2 licząc od prawej podpory skrajnej belki, wówczas siła C (ciśnienia belki na słup środkowy), wywołana owym obciążeniem równa się, jak wiemy, iloczynowi z ciężarem jednostajnym q i pola p linii wpływowej, ograniczonego rzędnymi o odciętych v_1 i v_2 (rys. 6). Więc w celu znalezienia siły C , powstałej od dowolnego obciążenia jednostajnego, trzeba znaleźć pole p linii wpływowej siły C na długości obciążenia belki. Wytnijmy w polu wpływowym siły C pionowy pasek o wysokości y , o szerokości nieskończenie małej dv i oddalony od prawej skrajnej podpory na v , wówczas element pola nieskończenie mały wynosi:

$$dp = y dv,$$

a powierzchnia pola wpływowego na długości $v_2 - v_1$ wynosi:

$$p = \int_{v_1}^{v_2} y dv.$$

Eliminując z powyższej całki zmienną zależną y na podstawie równania 40'), otrzymamy (uważając, że $y = \frac{C}{P}$):

$$p = \int_{v_1}^{v_2} \frac{v}{K} (3l^2 - 4v^2) dv = \frac{1}{K} \left(\frac{3l^2 v^2}{2} - 4 \frac{v^4}{4} \right) \Big|_{v_1}^{v_2}$$

czyli:

$$p = \frac{1}{2K} [3l^2(v_2^2 - v_1^2) - 2(v_2^4 - v_1^4)]$$

$$p = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2K} [3l^2 - 2(v_2^2 + v_1^2)]. \quad \dots \quad 43)$$

Pole linii wpływowej na całej długości belki:

$$p_c = 2 \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - 0}{2K} \left[3l^2 - 2\left(\frac{l}{2}\right)^2 \right]$$

$$p_c = \frac{5l^4}{8K} \dots \dots \dots 44)$$

Mając obliczone pole p , otrzymamy siłę C z wzoru:
 $C = pq \dots \dots \dots 45)$

Podobnie otrzymujemy pole linii wpływowej oddziaływania A i B , mianowicie:

Dzieląc równania 41) i 42) przez P , mamy rzędną pola linii wpływowej dla A :

$$y_1 = \frac{A}{P} = \frac{v}{l} - t \frac{C}{P}$$

i rzędne linii wpływowej dla B :

$$y_2 = \frac{B}{P} = \frac{l-v}{P} - t \frac{C}{P}$$

Ponieważ $\frac{C}{P} = y$, przeto:

$$y_1 = \frac{v}{l} - ty$$

$$y_2 = \frac{l-v}{l} - ty$$

Pole od v_1 do v_2 linii wpływowej oddziaływania A :

$$p_1 = \int_{v_1}^{v_2} \left(\frac{v}{l} - ty \right) dv = \frac{1}{l} \int_{v_1}^{v_2} v dv - t \int_{v_1}^{v_2} y dv$$

$$p_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2l} - t p \dots \dots \dots 46)$$

Pole od v_1 do v_2 linii wpływowej oddziaływania B :

$$p_2 = \int_{v_1}^{v_2} \frac{l-v}{l} dv - t p = \frac{1}{l} \left(lv - \frac{v^2}{2} \right) \Big|_{v_1}^{v_2} - t p$$

$$p_2 = \frac{1}{2l} [2l(v_2 - v_1) - (v_2^2 - v_1^2)] - t p$$

$$p_2 = \frac{1}{2l} (v_2 - v_1) (2l - v_2 - v_1) - t p \dots \dots \dots 47)$$

Natomiast pole linii wpływowej na lewej połowie belki wynosi: dla oddziaływania A : (kładąc w równaniu 47) u zamiast v):

$$p_1 = \frac{1}{2l} (u_2 - u_1) (2l - u_2 - u_1) - t p \dots \dots \dots 46')$$

oraz dla oddziaływania B : [kładąc w równaniu 16) u zamiast v]:

$$p_2 = \frac{u_2 - u_1}{2l} - t p \dots \dots \dots 47')$$

Pole całkowite linii wpływowej oddziaływania A i B .

$$p_A = p_B = p_1 \Big|_0^{\frac{l}{2}} + p_2 \Big|_0^{\frac{l}{2}} =$$

$$= \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - 0}{2l} - t \frac{p_c}{2} + \frac{1}{2l} \left[\left(\frac{l}{2} - 0\right) \left(2l - \frac{l}{2} - 0\right) \right] - t \frac{p_c}{2}$$

$$p_A = \frac{l}{2} - t p_c \dots \dots \dots 48)$$

§ 4. Siły poprzeczne belki i ich linie wpływowe.

Siła poprzeczna w belce, wywołana ciężarem skupionym jest stała na całym przedziale, Siła poprzeczna w przekroju belki nad słupem r -tym ma podwójną wartość: jedna wartość Q_r' jest równa sile poprzecznej w przedziale na lewo od słupa a druga Q_r'' - sile poprzecznej w przedziale na prawo od słupa, przyczem różnica wartości drugiej i pierwszej jest równą sile osiowej A_r w słupie, czyli:

$$A_r = Q_r'' - Q_r' \dots \dots \dots 49)$$

Wiemy, że siła poprzeczna w przekroju belki jest to suma algebraiczna wszystkich sił (mając na myśli tylko siły pionowe) znajdujących się po jednej stronie np. lewej przekroju. Wobec tego siły poprzeczne: Q_{r-1}' w przekroju na prawo słupa $(r-1)$ -go, Q_{r-1}' w przedziale $(r-1)$ -szym oraz Q_r' w przekroju na lewo od r -tego słupa są sobie równe, jeśli w przedziale $(r-1)$ nie działa żadna siła:

$$Q_{r-1}' = Q_{r-1} = Q_r' \text{ i wynoszą:}$$

dla $ra < u$

$$Q_r = A + A_1 + A_2 + \dots + A_{r-1}$$

czyli na podstawie równań 19) i 14):

$$Q_r' = \frac{(l-u)P}{2z} = \frac{a(h-h_1)C}{2(a-b)z} + \frac{a(h-h_2)C}{2(a-b)z} - \frac{(h_1-h_2)C}{2z} +$$

$$+ \frac{h_1-2h_2+h_3}{2z} C + \dots + \frac{h_{r-2}-2h_{r-1}+h_r}{2z} C$$

lub:

$$Q_r' = \frac{(l-u)P}{l} + (-h_1+h_2'+h_1-2h_2+h_3+h_2-2h_3+h_4+$$

$$+h_3-2h_4+h_5+\dots+h_{r-4}-2h_{r-3}+h_{r-2}+h_{r-3}-$$

$$-2h_{r-2}+h_{r-1}+h_{r-2}-2h_{r-1}+h_r) \frac{C}{2z}$$

$$Q_r' = \frac{(l-u)P}{l} - [h_{r-1}-h_r] \frac{C}{2z} \dots \dots \dots 50)$$

lub (na podstawie równania 40):

$$Q_r' = \frac{(l-u)P}{l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2z} \cdot \frac{v}{K} (3l^2 - 4v^2) P \dots \dots \dots 50')$$

Linia wpływowa siły poprzecznej Q_r' , rys. 10, dla $ra < u$.

$$y' = \frac{Q_r'}{P} = \frac{l-u}{l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2zK} v (3l^2 - 4v^2)$$

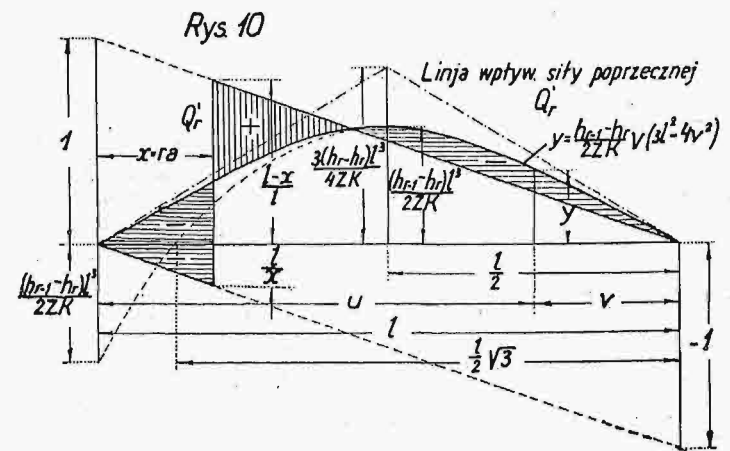
$$y' = \frac{l-u}{l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2z} y_c$$

dla $u < ra$

$$y' = \frac{l-u}{l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2z} y_c - 1 = -\frac{u}{l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2z} y_c$$

} 51)

Podobnie otrzymujemy linię wpływową siły poprzecznej Q_r'' , mnożąc rzędne y_c linii wpływowej siły C przez $\frac{h_r-h_{r+1}}{2z}$, otrzymując w ten sposób odjemny składnik linii wpływowej.



Z linii wpływowej na rys. 10 obliczymy siłę poprzeczna Q_r' w przedziale r -tym dla obciążenia jednostajnego na całej długości belki, obliczając pole p_r linii wpływowej i mnożąc je przez ciężar jednostajny q , a mianowicie:

$$p_r = (l-x) \frac{l-x}{2l} - \frac{x \cdot x}{2l} - 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{h_{r-1}-h_r}{2zK} (3l^2 u - 4u^2) du$$

$$p_r = \frac{(l-x)^2}{2l} - \frac{x^2}{2l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{zK} \left(\frac{3l^2 u^2}{2} - 4 \frac{u^4}{4} \right) \Big|_0^{\frac{l}{2}}$$

$$p_r = \frac{l^2 - 2lx + x^2 - x^2}{2l} - \frac{h_{r-1}-h_r}{2zK} \left[3l^2 \left(\frac{l}{2} \right)^2 - 2 \left(\frac{l}{2} \right)^4 \right]$$

$$p_r = \frac{l-2x}{2} - \frac{5(h_{r-1}-h_r)l^4}{16zK} \dots \dots \dots \text{ " } 52)$$

§ 5. Moment zginający belki i jego linja wpływowa.

Moment zginający belki w przekroju oddalonym od lewej podpory o x .

Dla $x < u$, oraz $(r-i)a < x < ra$

$$M = Ax + A_1(x-a) + A_2(x-2a) + \dots + A_{r-1}[x-(r-1)a]$$

$$M = x[A + A_1 + A_2 + \dots + A_{r-1}] - a[A_1 + 2A_2 + 3A_3 + \dots + (r-1)A_{r-1}]$$

$$M = x \frac{l-u}{l} P - [h_{r-1} - h_r] \frac{x}{2z} C -$$

$$- a \left[k_1 C + \frac{2(h_1 - 2h_2 + h_3)}{2z} C + \frac{3(h_2 - 2h_3 + h_4)}{2z} C + \dots + \frac{(r-1)h_{r-2} - 2h_{r-1} + h_r}{2z} C \right]$$

$$M = \frac{(l-u)x}{l} P - \left\{ \frac{(h_{r-1} - h_r)x}{2z} + a k_1 + \frac{a}{2z} [2(h_1 - 2h_2 + h_3) + 3(h_2 - 2h_3 + h_4) + \dots + (r-2)(h_{r-3} - 2h_{r-2} + h_{r-1}) + (r-1)(h_{r-2} - 2h_{r-1} + h_r)] \right\} C$$

$$M = \frac{(l-u)x}{l} P - \left\{ \frac{(h_{r-1} - h_r)x}{2z} p + a k_1 + [2h_1 - h_2 - r h_{r-1} + (r-1)h_r] \frac{a}{2z} \right\} C$$

$$M = \frac{(l-u)x}{l} P - LC, \dots \dots \dots \text{ " } 53)$$

przyczem :

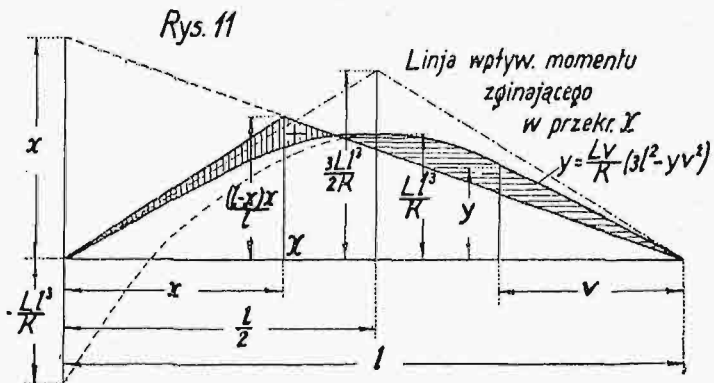
$$L = \frac{(h_{r-1} - h_r)x}{2z} + a k_1 + [2h_1 - h_2 - r h_{r-1} + (r-1)h_r] \frac{a}{2z}$$

Dla $u < x$:

$$M = -P(x-u) + \frac{(l-u)x}{l} P - LC$$

$$M = \frac{-lx + lu + lx - ux}{l} P - LC$$

$$M = \frac{(l-x)u}{l} - LC, \dots \dots \dots \text{ " } 53')$$



Na podstawie równań 53) i 53') nakreślono na rys. 11 linię wpływową momentu zginającego w przekroju belki oddalonym o x od lewej podpory.

Całkowite pole linii wpływowej momentu zginającego:

$$p = \frac{x(l-x)x}{2l} - \frac{(l-x)x(l-x)}{2l} - 2 \int_0^{\frac{l}{2}} L \frac{C}{P}$$

$$p = \frac{x(l-x)(x+l-x)}{2l} - 2L \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{K} (3l^2 u - 4u^3) du$$

$$p = \frac{(l-x)x}{2} - \frac{2L}{K} \left[3l^2 \frac{u^2}{2} - 4 \frac{u^4}{4} \right] \Big|_0^{\frac{l}{2}}$$

$$p = \frac{(l-x)x}{2} - \frac{L}{K} \left[3l^2 \frac{l^2}{4} - \frac{2l^4}{16} \right]$$

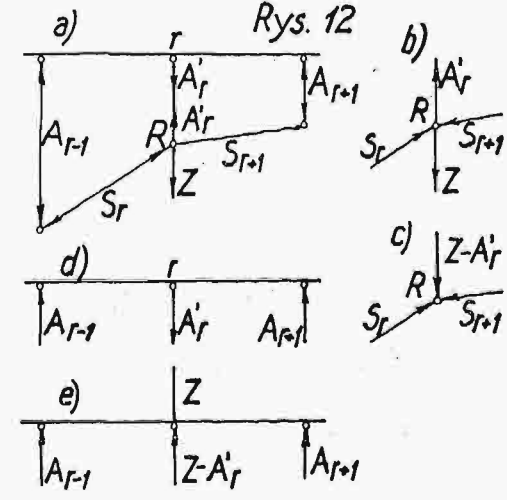
$$p = \frac{(l-x)x}{2} - \frac{5Ll^4}{8K} \dots \dots \dots \text{ " } 54)$$

Moment zginający od ciężaru jednostajnego q :

$$M = pq \dots \dots \dots \text{ " } 54')$$

§ 6. Ciężar w dolnym węźle słupa.

Teraz zbadajmy, jakie siły w zastrzałach i w słupach wywoła ciężar Z zawieszony w przegub dolnego końca słupa. Ciężar zastrzałów przenosi się po połowie na dolne przeguby obu słupów sąsiednich zastrzałów.



Rys. 12 a) przedstawia r -ty słup z sąsiednimi zastrzałami. Ciężar Z zawieszony na przegubie R pod r -tym słupem, jak łatwo można przekonać się, w słupie — pod którym jest zawieszony — wywołuje siłę A_r' rozciągającą słup, a we wszystkich innych słupach i zastrzałach wywołuje siły ściskające n. p. w sąsiednich słupach siły A_{r-1} i A_{r+1} , oraz w sąsiednich zastrzałach siły S_r i S_{r+1} . Przegub R wycięty z rozpornicy jest przedstawiony na rys. 12 b) w tym samym stanie równowagi, jaki był w rozpornicy. Równowaga węzła R nie zmienia się, jeśli na niego zamiast ciężaru Z będzie cisnął słup ze siłą $Z-A_r'$, jak pokazano na rys. 12 c). Wówczas słup r -ty nie będzie już ciągnął r -ty przegub belki ze siłą A_r' , jak na rys. 12 d), lecz będzie na niego cisnął ze siłą $Z-A_r'$, wobec czego, aby zachować pierwotną równowagę węzła nad r -tym słupem, należy na ten węzeł działać siłą Z z góry, jak pokazano na rys. 12 e).

W powyższy sposób otrzymujemy ciężar Z z dolnego węzła słupa przeniesiony na belkę w miejscu nad słupem, przyczem siły wewnętrzne we wszystkich zastrzałach i we wszystkich słupach z wyjątkiem tego, pod którym ciężar był zawieszony, pozostały niezmiennione. Natomiast pierwotna siła rozciągająca wewnętrzna A_r' w słupie r -tym została zmieniona na siłę ściskającą.

$$A_r = Z - A_r', \text{ czyli:}$$

$$A_r' = Z - A_r. \dots \dots \dots \text{ " } 55)$$

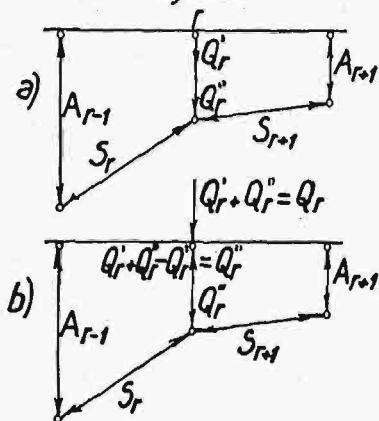
Więc: Ciężar zawieszony na węźle pod słupem wywołuje we wszystkich zastrzałach i słupach z wyjątkiem tego, pod którym jest zawieszony, siły wewnętrzne takie same, jak gdyby działał z góry na belkę nad

słupem, a w słupie, pod którym działa — siłę rozciągającą, równą ciężarowi pomniejszonemu siłą ściskającą w tym słupie, wywołaną tym ciężarem, gdyby działał z góry na belkę nad słupem.

§ 7. Wpływ ciężaru słupa.

Przy końcu tej części niniejszego artykułu zbadamy jeszcze, jakie siły wywołuje w rozpornicy ciężar jednego słupa. Otóż niech ciężar r -tego słupa wynosi Q_r . Ten słup górny swój przegub ciągnie na dół ze siłą Q_r' a na dolny swój przegub cisnie ze siłą Q_r'' , czyli cały ciężar słupa dzieli się na dwie części Q_r' i Q_r'' , z których pierwsza jest zawieszona na górnym węźle, a druga jest oparta na dolnym węźle, to znaczy: górna część słupa jest rozciągana przy górnym węźle ze siłą Q_r' , a dolna część jest ściskana przy dolnym węźle ze siłą Q_r'' , przyczem — bezwzględnie biorąc — jest $Q_r = Q_r' + Q_r''$.

Rys. 13



Ciężar Q_r wywołuje we wszystkich zastrzałach i we wszystkich innych słupach siły ściskające: S_r i $S_{r+1} \dots A_{r-1}$, $A_{r+1} \dots$ i t. d. rys. 13 a).

Stan równowagi rozpornicy nie zmieni się, jeśli na górny węzeł słupa doczepimy siłę $Q_r = Q_r' + Q_r''$, działającą z góry i taką samą siłą, działającą na ten sam węzeł do góry, jak pokazano na rys. 13 b). Wówczas w obu częściach słupa powstanie jedna i ta sama siła ściskająca Q_r'' , wywołana obciążeniem belki nad słupem, równem ciężarowi tego słupa. Więc ciężar ściskany Q_r'' słupa o ciężarze Q_r wynosi (na podstawie równania 14):

$$Q_r'' = \frac{h_{r-1} - 2h_r + h_{r+1}}{2z} C, \dots 56)$$

przyczem C jest ciśnieniem belki na węzeł środkowy, wywołanem ciężarem Q_r , równym ciężarowi słupa, ustawionym na belce nad tym słupem — i na podstawie równania 40) jest:

$$C = \frac{Q_r}{K} (l - ra) [8lra - 4(ra)^2 - l^2] \dots 57)$$

ciężar części rozciąganej słupa wynosi:

$$Q_r' = Q_r - Q_r'' \dots 58)$$

Z powyższego widzimy, że:

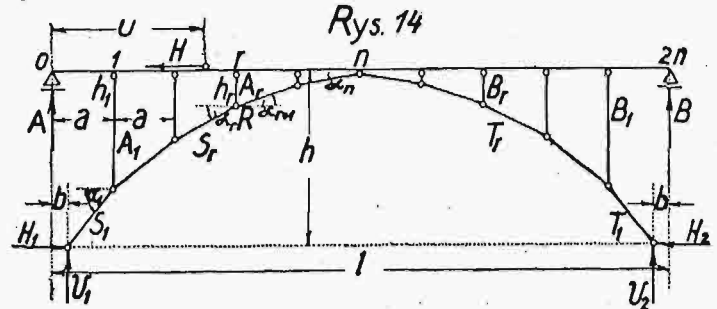
1. Ciężar słupa wywołuje we wszystkich zastrzałach i słupach innych siłę ściskającą taką samą, jak gdyby działał na belkę z góry nad słupem;

2. Ciężar słupa wywołuje w górnej swojej części siłę rozciągającą, równą różnicy ciężaru słupa i siły ściskającej ten słup wywołanej, gdyby ciężar tego słupa działał na belkę nad tym słupem.

II. Działanie na dźwigar siły poziomej w kierunku podłużnym dźwigara.

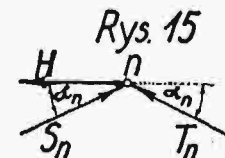
§ 8. Siły osiowe i oddziaływania.

Zbadamy, jakie reakcje dźwigara i siły wewnętrzne w dźwigarze wywołuje siła pozioma H , zaczepiająca o belkę dźwigara w dowolnym miejscu, rys. 14.



Niech siła pozioma H zaczepia o dolną krawędź belki dźwigara w odległości u od lewej skrajnej podpory ruchomej i niech działa z prawa na lewo. Ponieważ belka ma skrajne podpory ruchome i jest połączona ze słupami przegubami, przeto siła pozioma H nie może działać na skrajne podpory ruchome i na słupy. Działanie siły poziomej przenosi się jedynie na zostrzały za pośrednictwem belki i środkowego, n -tego, węzła - przegubu.

Gdyby siła zaczepiała bezpośrednio w środku rozpiętości belki, to jest w przegubie n , wówczas w belce nie byłoby siły podłużnej; jeżeli siła H będzie zaczepiała w miejscu oddalonym od lewej skrajnej podpory ruchomej w odległości u , wówczas od miejsca zaczepienia siły do środka rozpiętości belka będzie miała siłę podłużną równą sile poziomej i to:



1. rozciągającą belkę przy $u < \frac{l}{2}$
2. ściskającą belkę przy $u > \frac{l}{2}$,

przyczem pozostałe części belki w obu wypadkach nie mają żadnej siły podłużnej.

Z równowagi węzła środkowego (n -tego), rys. 15 mamy:

$$S_n \sin \alpha_n + T_n \sin \alpha_n = 0 \dots 59)$$

$$S_n \cos \alpha_n - T_n \cos \alpha_n = H \dots 60)$$

Z równania 59) mamy:

$$T_n = -S_n,$$

czyli na podstawie równań 60) i 59) jest:

$$S_n \cos \alpha_n + S_n \cos \alpha_n = H, \text{ lub:}$$

$$S_n = \frac{H}{2 \cos \alpha_n} \dots 61)$$

Ponieważ siły S_n i T_n są sobie przeciwne, przeto i we wszystkich innych parach elementów symetrycznych dźwigara powstają od obciążenia poziomego także siły przeciwne, a zatem jest:

$$\left. \begin{aligned} B_r &= -A_r \\ B &= -A \\ T_r &= -S_r \\ H_2 &= -H_1 \\ V_2 &= -V_1 \end{aligned} \right\} \dots 62)$$

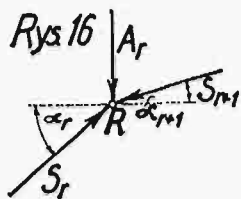
Czyli: jeżeli siła pozioma działa na belkę w kierunku od jednej do drugiej połowy belki, wówczas:

1. w zastrzałach i słupach pierwszej połowy dźwigara powstają siły rozciągające, a drugiej połowy — siły ściskające;

2. reakcja podpory skrajnej ruchomej, od której działa siła pozioma jest dodatnią (działa do góry), a reakcja skrajnej podpory ruchomej, do której działa siła pozioma — jest ujemna;

3. składowe poziome reakcji obu podpór stałych działają w kierunku przeciwnym sile poziomej;

4. składowe pionowe reakcji obu podpór stałych są skierowane w przeciwnym kierunku reakcji podpór skrajnych ruchomych, będących po tej samej stronie dźwigara.



Z równania r -tego węzła mamy, rys. 16:

$$S_r \cos \alpha_r = S_{r+1} \cos \alpha_{r+1} \quad (63)$$

$$A_r = S_r \sin \alpha_r - S_{r+1} \sin \alpha_{r+1} \quad (64)$$

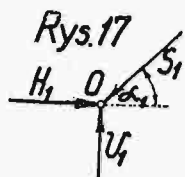
Na podstawie równań 63) i 61) mamy:

$$\left. \begin{aligned} S_{n-1} &= \frac{\cos \alpha_n}{\cos \alpha_{n-1}} S_n = \frac{\cos \alpha_n}{\cos \alpha_{n-1}} \cdot \frac{H}{2 \cos \alpha_n} = \frac{H}{2 \cos \alpha_{n-1}} \\ S_{n-2} &= \frac{\cos \alpha_{n-1}}{\cos \alpha_{n-2}} \cdot S_{n-1} = \frac{\cos \alpha_{n-1}}{\cos \alpha_{n-2}} \cdot \frac{H}{2 \cos \alpha_{n-1}} = \frac{H}{2 \cos \alpha_{n-2}} \\ &\vdots \\ S_r &= \frac{H}{2 \cos \alpha_r} \\ S_2 &= \frac{H}{2 \cos \alpha_2} \\ S_1 &= \frac{H}{2 \cos \alpha_1} \end{aligned} \right\} (65)$$

Na podstawie równań 64) i 61) mamy:

$$\left. \begin{aligned} A_r &= S_r \sin \alpha_r - \frac{\cos \alpha_r \sin \alpha_{r+1}}{\cos \alpha_{r+1}} S_r = \\ &= \left(\sin \alpha_r - \frac{\cos \alpha_r \sin \alpha_{r+1}}{\cos \alpha_{r+1}} \right) S_r \\ A_r &= \left(\sin \alpha_r - \frac{\cos \alpha_r \sin \alpha_{r+1}}{\cos \alpha_{r+1}} \right) \frac{H}{2 \cos \alpha_r} = \\ &= (\operatorname{tg} \alpha_r - \operatorname{tg} \alpha_{r+1}) \frac{H}{2} \\ A_{n-1} &= (\operatorname{tg} \alpha_{n-1} - \operatorname{tg} \alpha_n) \frac{H}{2} \\ A_2 &= (\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3) \frac{H}{2} \\ A_1 &= (\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2) \frac{H}{2} \end{aligned} \right\} (66)$$

Z równowagi stałej skrajnej podpory lewej, rys. 17, mamy:



$$\left. \begin{aligned} H_1 &= S_1 \cos \alpha_1 \\ H_1 &= \frac{H}{2} \end{aligned} \right\} (67)$$

$$\begin{aligned} V_1 &= S_1 \sin \alpha_1 = \\ &= \frac{H}{2 \cos \alpha_1} \sin \alpha_1 = \frac{H}{2} \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (68) \end{aligned}$$

Z warunku momentów statycznych względem lewej skrajnej podpory ruchomej mamy:

$$V_1 b + H_1 h - H_2 h + V_2 (l-b) + B l = 0 \text{ lub}$$

$$V_1 b + H_1 h + H_1 h - V_1 l + V_1 b + B l = 0$$

$$B l = (l-2b) V_1 - 2h H_1$$

$$B l = (l-2b) \frac{H}{2} \operatorname{tg} \alpha_1 - 2h \frac{H}{2}, \text{ czyli:}$$

$$B = \frac{(l-2b) \operatorname{tg} \alpha_1 - 2h}{2l} H \quad (69)$$

$$A = - \frac{(l-2b) \operatorname{tg} \alpha_1 - 2h}{2l} H \quad (70)$$

§ 9. Siła poprzeczna belki.

Oznaczając przez Q siłę poprzeczną działającą do góry na prawą część belki, mamy:

Siłę poprzeczną w pierwszym przedziale:

$$Q_1 = A = - \frac{(l-2b) \operatorname{tg} \alpha_1 - 2h}{2l} H \quad (71)$$

a w r -tym przedziale:

$$\begin{aligned} Q_r &= A + \sum_{i=1}^{r-1} A_i = \\ &= - \frac{(l-2b) + \operatorname{tg} \alpha_1 - 2h}{2l} H + (\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2 + \\ &+ \operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3 + \dots + \operatorname{tg} \alpha_{r-1} - \operatorname{tg} \alpha_r) \frac{H}{2}, \text{ czyli:} \\ Q_r &= \left\{ - \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{2b}{l} \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{h}{l} + \operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_r \right\} \frac{H}{2} \\ Q_r &= \left\{ \frac{h}{l} + \frac{2b}{l} \operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_r \right\} \frac{H}{2} \\ Q_r &= \left\{ h + 2b \operatorname{tg} \alpha_1 - l \operatorname{tg} \alpha_r \right\} \frac{H}{2l} \quad (72) \end{aligned}$$

§ 10. Moment zginający belki.

Moment zginający belki w przekroju oddalonym o x od lewej skrajnej stałej podpory, przyczem jest $ra < x \leq (r+1)a$.

$$\begin{aligned} M &= Ax + A_1(x-a) + A_2(x-2a) + \dots + A_r(x-ra) = \\ &= Ax + A_1x + A_2x + \dots + A_r x - \\ &\quad - A_1 a - A_2 2a - \dots - A_r ra \\ M &= x \left[- \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{2b}{l} \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{2h}{l} + \operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_{r+1} \right] \frac{H}{2} - \\ &\quad - a [\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2 + 2 \operatorname{tg} \alpha_2 - 2 \operatorname{tg} \alpha_3 + 3 \operatorname{tg} \alpha_3 - \\ &\quad - 3 \operatorname{tg} \alpha_4 + \dots + r \operatorname{tg} \alpha_r - r \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{H}{2} \\ M &= [2h + 2b \operatorname{tg} \alpha_1 - l \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{xH}{2l} - \\ &\quad - [a \operatorname{tg} \alpha_1 + a \operatorname{tg} \alpha_2 + a \operatorname{tg} \alpha_3 + \dots + \\ &\quad + a \operatorname{tg} \alpha_r - r a \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{H}{2} \\ M &= [2h + 2b \operatorname{tg} \alpha_1 - l \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{xH}{2l} - \\ &\quad - \frac{H}{2} [a \operatorname{tg} \alpha_1 - b \operatorname{tg} \alpha_1 + a \operatorname{tg} \alpha_2 + a \operatorname{tg} \alpha_3 + \dots \\ &\quad + a \operatorname{tg} \alpha_r + b \operatorname{tg} \alpha_1 - r a \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \\ M &= [2h + 2b \operatorname{tg} \alpha_1 - l \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{xH}{2l} - \\ &\quad - [2h - h_r + b \operatorname{tg} \alpha_1 - r a \operatorname{tg} \alpha_{r+1}] \frac{H}{2} \quad (73) \end{aligned}$$

Na tem kończę tę część pracy i zaznaczam, że droga dociekań była długa, ale rezultaty badań są piękne nietylko same w sobie, lecz również są łatwe w zastosowaniach praktycznych. Spodziewam się, że projektowanie mostów na zasadzie powyższych wyników stanie się wkrótce powszechnem, bez względu na to, czy materiałem konstrukcyjnym będzie: drzewo, żelbet, stal-żelbet, czy też sama stal, gdyż jest ono łatwe i prowadzi do konstrukcji prostej, a budującemu oddaje wielkie korzyści ekonomiczne.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Francuska sieć drogowa.** Organizacja francuskiej sieci drogowej stosuje się do podziału politycznego. Jak wiadomo, Francja składa się z 89 departamentów, z których każdy obejmuje kilka okręgów (arrondissements); te zaś dzielą się na powiaty (cantons), obejmujące pewną ilość gmin (communes), które składają się z pewnej ilości osiedli (hameaux).

Swoisty budżet posiadają: państwo, departament i gmina. Z tego też powodu drogi francuskie dzielą się na: a) państwowe (narodowe), b) departamentowe i c) gminne (chemins vicinaux).

Drogi narodowe tworzą sieć pierwszorzędą, podlegają zarządowi Ministerstwa Robót Publ. pod opieką inżynierów państwowych.

Drogi departamentowe łączą ważniejsze miejscowości jednego lub kilku departamentów. Kredyty na nie uchwalane są przez Rady Generalne, przy czym zarządy ich przekazywane są bądź to państwowej służbie (Service des Ponts et Chaussées), bądź też sprawowane we własnym zakresie przez organa departamentowe, pod zwierzchnim nadzorem prefekta. W tym wypadku zarząd drogami podlega Ministerstwu Spraw Wewnętrznych.

Drogi gminne zwane także wicynalnemi (chemins vicinaux) są własnością gmin i na ich koszt utrzymywane, bądź to przez organy państwowe, bądź też departamentowe. W razie potrzeby uzyskują na nie gminy dodatki ze strony państwa lub departamentu. Drogi wicynalne obejmują 3 grupy, mianowicie: a) wielkie drogi łącznikowe, łączące gminy ze stolicą departamentu lub powiatu, b) drogi ogólnej użyteczności, łączące poszczególne gminy i c) zwyczajne drogi wicynalne pomiędzy poszczególnymi osiedlami.

Osobną grupę stanowią drogi wiejskie (chemins ruraux) i ulice miejskie (voies urbaines). Pierwsze, o znaczeniu zupełnie podrzędnym dla celów gospodarczych, przeważnie ziemne, drugie służą dla ruchu wewnątrz osiedli. Miasta większe posiadają własne organy techniczne do zarządu temi drogami.

Długość dróg francuskich przedstawia się następująco:

drogi narodowe . . .	okr. 80.000 km
„ departamentowe . . .	„ 5.600 „
wielkie drogi łącznikowe . . .	„ 158.300 „
drogi ogólnej użyteczności	„ 87.000 „
zwyczajne drogi wicynalne	„ 301.900 „

razem okr. 632.800 km

wobec czego Francja jest pod tym względem drugim państwem na świecie, idącym natychmiast po Stanach Zjedn. Am. Płnc. (4,830.000 km). Co do gęstości sieci drogowej to wynosi ona 120 km/100 km².

Problem drogowy we Francji dzieli się — jak zresztą wszędzie — na techniczny i finansowy. Problem techniczny redukuje się właściwie li tylko do sprawy utrzymania dróg, albowiem wobec podanej powyżej rozbudowy, o budowie większych ciągów nie może być mowy. Naturalnie, iż wobec istnienia z końcem roku 1933 — 2,5 milj. samochodów, fakt ten musiał na utrzymaniu dróg wycisnąć swoje piętno.

W marcu 1934 r. wydało Min. Rob. Publ. okólnik, odnoszący się do technicznych podstaw adaptowanych dla celów ruchu samochodowego dróg narodowych. Spadki podłużne dozwolone są w terenie średnio pagórkowatym do 5%, natomiast w górach dochodzić mogą do 10%. Promienie krzywizn na równinie nie mniejsze jak 300 m osiągać mogą w trudnych warunkach górskich wartość 30 m. Największa dozwolona przechyłka przekroju poprzecznego 8%. Na każde pasmo jezdne przewidziano zasadniczo szerokość 3 m, pozwalając jednak w górach na zmniejszenie szerokości jezdni dla obu kierunków do 5 m, przy równoczesnym rozszerzeniu w krzywiznach. Strzałka przekroju $\frac{1}{70}$ do $\frac{1}{80}$ dla naw. tłuczniowej, maziowej i bitumicznej, $\frac{1}{90}$ do $\frac{1}{100}$ dla

naw. betonowej i bruku kamiennego. Przekroje poprzeczne daszkowe. Sadzenie drzew dozwolone w minimalnej odległości 5,50 m od osi.

Znaczna ilość dróg narodowych jest dla dzisiejszego ruchu za wąska. Statystyka wykazuje, iż:

500 km posiada szerokość 9 m	
28.500 „ „ „ 6—9 m	
38.000 „ „ „ 4,5—6 „	
13.000 „ „ „ poniżej 4,6 m,	

wobec czego w najbliższej przyszłości przewidziane jest ich rozszerzenie.

Jednym z ważnych problemów jest sprawa usunięcia olbrzymiej ilości skrzyżowań z koleją w poziomie. Jest to jednakże połączone z tak wielkimi wydatkami, iż zrealizowanie tego postulatu wymagać będzie jeszcze długiego szeregu lat.

Budowa dróg wyłącznie samochodowych nie jest w najbliższej przyszłości przewidziana.

Problem finansowy do dzisiaj właściwie definitywnie rozwiązany nie został. Były projekty przeznaczenia wyłącznie na cele drogowe całego szeregu świadczeń celowych, jednakże ustawowo sprawa ta uregulowaną nie została. Wydatki drogowe obciążają normalne budżety państwowe, departamentowe i gminne. W r. 1933 wynosił koszt utrzymania dróg narodowych 1.200.000.000 fr., na drogi innych typów wydano okr. 2 miliardy fr. Ze strony użytkowników drogi podnoszone są zarzuty, iż np. w r. 1931 wpływy z tytułu podatku ruchowego, od materiałów pędnych, podatków postojowych, od zezwoleń na prawo jazdy, ceł samochodowych itp., a więc daniny związane typowo z ruchem samochodowym, wynosiły przeszło 4 miliardy fr., w r. 1933 nawet 5 miliardów fr., istotne wydatki drogowe zaś są mniejsze od tych wpływów (*Bitumen* Nr. 6/34).

E. B.

Koleje.

— „**Biuletyn Turystyczny Polskich Kolei Państwowych**“.
Pod tym tytułem począł wychodzić w maju 1934 dwutygodnik, wydawany przez Ministerstwo Komunikacji, mający na celu informowanie społeczeństwa o ważniejszych przejawach życia turystycznego, szczególnie w Polsce.

Oprócz artykułów oryginalnych każdy zeszyt będzie zawierał kalendarz turystyczny na okres następny, kronikę, daty z życia towarzystw turystycznych, informacje w sprawach taryfowych i o nowych wydawnictwach turystycznych. Zeszyt pierwszy zapowiedział wydawanie przez M. K. kwartalnika turystycznego w językach polskim, francuskim, angielskim i niemieckim.

— **Linja kolejowa Zebrzydowice - Cieszyn**, 16 km długa, którą buduje Województwo Śląskie, zostanie oddana do użytku publicznego w jesieni r. 1934. Kolej ta prowadzi przez stacje i przystanki tuż nad granicą czechosłowacką: Marklowice, Kacyna, Pogwizdów, Kończyce Małe, służąc do połączenia Cieszyna z arterią główną: Zebrzydowice - Kraków. Ponadto jest w budowie odcinek Zebrzydowice - Ruptawa-Moszczenica Śląska, jako dalszy ciąg poprzedniej linii, mający na celu ułatwienie wywozu węgla z zagłębia rybińskiego. Otwarcie tego szlaku nastąpi w r. 1935.

Związki i stowarzyszenia turystyczne i sportowe propagują przedłużenie wybudowanej przez Województwo Śląskie, kolei Ustroń - Wisła - Głębiec, przez Izdebnę do Zwardonia. Projektowaną linią 22 km długą, zostałby przekroczony cały Beskid Śląski. Poza względami ekonomicznymi byłby to jeden z najpiękniejszych szlaków turystycznych.

— **Budowa kolei Kraków - Miechów**, jednotorowej 52 km długiej rozpoczęta w r. 1933, znajduje się obecnie w stadium końcowym. Mosty i wiadukty są na ukończeniu, rozbudowa stacji znajduje się w środkowym stadium. Jeżeli nie zajdą jakie nadzwyczajne przeszkody, linja powinna być oddana z końcem listopada 1934 do użytku publicznego.

— **Nowa linja kolejowa łącząca Bolonję z Florencją** przez Prato została otwartą z końcem kwietnia 1934. Jest to najkrótsze połączenie doliny Po z Italią środkową i południową i posiada wielkie znaczenie dla komunikacji z Europą środkową i zachodnią. Droga z Bolonji do Florencji została skrócona o $1\frac{1}{2}$ godziny.

Nowa dwutorowa linja przebiega tunelem 18.510 m długim, masyw Apenin pomiędzy Castiglione a Vernio. Budowano go z przerwami od r. 1915 kosztem miljarda lirów. Tunel ten jest o 1190 m krótszym od Simplonkiego i pochłonął 65 ofiar w ludziach. W połowie tunelu mieści się dworzec do składania pociągów, co umożliwia przepuszczenie tunelem przez godzinę 12 pociągów pospiesznych. Projektodawcą i wykonawcą jest inż. Protche.

— **Kolej z kąpieliska Atami do miasta Nehezu** w Japonji posiada najdłuższy tunel na świecie. Długość jego wynosi 21.700 m, gdy Simplonkiego 19.803 m. Budowano go przez 16 lat, kosztem 30 milionów jen. Przy rozsadzaniu skał straciło życie 60 ludzi.

Inż. A. W. Krüger.

Mosty.

— **Nowy most kolejowy na Wiśle w Warszawie** opisuje inż. Eberhardt w *Przeegl. Tech.* (1932, str. 489). Budowa jego trwała z powodów finansowych 8 lat. Most ma 5 przęseł, przyczem rozpiętość teoretyczna jednego przęsła wynosi 92 m. Dźwigary główne są to łuki kratowe ze ścięgnem. Wysokość dźwigara w środku rozpiętości wynosi 18 m licząc od osi ścięgna, wysokość dźwigara w kluczu 4 m, odstęp poprzecznic 5.75 m. Przekrój górnego pasa jest skrzynkowy, dolnego rurowy.

— **Most żelbetowy przez Alssund w Danji** opisuje prof. Englund w *Engineer.* (1932_{II}, str. 1). Średnie przęsło o rozp. 74.7 m ma dźwigary łukowe ze ścięgnem, ułożone w odstępach 10.97 m. Most niesie kolej i drogę, chodniki są na zewnątrz. Przekrój łuku jest skrzynkowy.

— **Most wiszący Jerzego Waszyngtona na Hudsonie w Now. Yorku** opisuje szczegółowo numer 97 wrześniowy 1933 *Eng. News Rec.*, który cały poświęcony budowie tego mostu, którego średnie przęsło ma rozpiętość 1066.8 m.

— **Przesunięcie mostu żelaznego w Strassburgu** na odległość około 300 m opisuje Stahlbau 1931. Most był trzyprzęsłowy, przeszła skrajne po 21 m, średnie 66 m rozpiętości. Zbudowano kolejną po obu brzegach rzeki Małego Renu, na której przesunięto przęsło.

— **O obliczeniu mostów wiszących z belką stężającą** pisze inż. Jan Karpiński z okazji budowy mostu na Sawie w Białogrodzie (*Ang. des Trav. publ. Belg.* 1932, wrzesień, str. 685). Most ten ma rozpiętość 261 m, strzałka wynosi 28 m.

— **Most na Bixhy między San Francisco a Los Angeles** opisuje *Eng. News Rec.* (1932_I str. 157). Jestto most łukowy żelbetowy o rozpiętości 97.5 m z jazdą górą.

Dr. M. Thullie.

Żelazo - beton.

— **O kontroli budów żelbetowych** pisze Hadley w *Engin. News Record* (1933_I, str. 49). W kilku miastach Ameryki Północnej przepisy żelbetowe przewidują podwyższenie naprężeń dopuszczalnych o jedną trzecią w razie, gdy przedsiębiorca budowy podda się kontroli osobnego kontrolora inżyniera, który zarazem wykonywa próby wytrzymałości materiałów.

Dr. M. Thullie

Lotnictwo.

— **Przy osuszaniu Polesia** czynne są samoloty, z których dokonuje się zdjęcia terenów drogą fotograficzną. Tak będzie zdjęty najnieprzystępniejszy obszar łąd, rzek i bagien, obejmujący 50 tysięcy km².

— **Samoloty w walce z pożarami.** Wedle wiadomości z Montreal w Kanadzie północnej straszliwe pożary znisz-

czyły olbrzymie połacie lasów. W akcji gaszenia pożarów brały udział liczne eskadry lotnicze, których załogi niosły pomoc ludności, zagrożonej ogniem. Dnia 5 czerwca 1934 eskadra samolotowa uratowała 40 drwali, otoczonych w głębi lasu płomieniami ze wszystkich stron.

— **Rakieta pocztowa nad kanałem La Manche.** Miało się zawiązać towarzystwo z celem finansowania komunikacji pocztowej między Anglią a Francją zapomocą rakiety. Przeprowadzenie doświadczeń w tym kierunku powierzono inżynierowi niemieckiemu G. Zuckerowi. Sprawą zainteresowało się przede wszystkim angielskie ministerstwo poczty.

— **„Wiadomości meteorologiczne dla lotników“.** Pod tym tytułem wydana w r. 1933 praca naukowa z dziedziny wojskowej Pawła Szkotarka i Czesława Szczecińskiego uzyskała pierwszą nagrodę polskiego Ministerstwa Spr. Woj.

— **Dwie nowe linje lotnicze w Polsce.** Z dniem 1 maja ma być uruchomiona komunikacja lotnicza między Warszawą a Berlinem, zaś od 1 września b. r. między Warszawą a Moskwą. Ustalono już, że z Warszawy do Mińska jeździć będą lotnicy polscy, a od Mińska do Moskwy lotnicy sowieccy. (*Kurjer turyst. i Kom.* 5/1934).

— **Dorożki samolotowe.** Zarząd Towarzystwa „Enit“ w Medjolanie zorganizował pierwsze przedsięwzięcie dorożkarskie samolotowe. Można w niem każdego czasu zamówić telefonicznie samolot na dowolnie wybraną turę do każdego miasta w Italji. Taksa odpowiada cenie normalnego biletu w samolocie. W budowie są już odpowiednie hangary i warsztaty. (*Kurjer Turyst. i Kom.* 3/1934).

— **Warszawa „stolicą lotniczą“.** Międzynarodowa federacja lotnicza zdecydowała umieszczenie Warszawy na liście stolic, w których można podejmować próby przelotów rekordowych. Lista ta obejmuje obecnie następujące miasta: Berlin, Bueno-Aires, Londyn, Nowy Jork, Paryż, Rzym, Tokio, Warszawa.

Inż. A. W. Krüger.

Ruch samochodowy.

— **Ilość wypadków samodowych w Ameryce Półn.** wzrasta stale. W r. 1931 było zabitych 34.400 osób, a okaleczonych 997.000, zatem w tym roku wzrosła ilość przypadków o 3.3%, aczkolwiek ilość pojazdów samochodowych zmalała o 2%.

Według rodzajów dzielą się wypadki od zderzenia samochodów z pieszymi: 14.400 zabitych, 297.410 skaleczonych; z samochodami 8.570 zabitych i 528.950 skaleczonych; z furmankami konnymi 190 zab., 6.410 skal., z pociągami kolejowymi 1490 r., 4830 sk., z tamwajami 390 z., 16.080 sk., z innymi pojazdami 390 z., 12.060 sk., rowerzystami 490 z., 17.580 sk., z przedmiotami stałymi 4.150 z., 50.820 sk., innymi 4.250 zabitych i 58.460 skaleczonych. (*Verkehrstechnik* nr. 11 z 1932, *Inżynier Kolejowy* nr. 6 z r. 1932).

— **Autobus szynowy o szybkości 300 km/godz.** Profesor Wiesinger z Zurychu opracował, jak podaje *Railway Gazette* (18/1933) projekt autobusu ze śmigłami powietrznymi, przeznaczonego do jazdy na specjalnym torze z szybkością, przewyższającą szybkość samolotów. Ustawienie kół i ułożenie szyn odchylone jest pod kątem 30° od pionu. Do napędu służą silniki Diesla. Próby z modelami powiodły się, zamierzone jest zorganizowanie prób z prawdziwym autobusem.

— **Ustawa o ruchu samochodowym w Czechosłowacji** przewiduje towarzystwa o ruchu regularnym i nieregularnym. Koncesje są wydawane najwyżej na lat 15, poczem mogą być przedłużone. Koncesjonariusz jest zobowiązany do ubezpieczenia podróźnych i towarów, składania kaucji i przedkładania taryfy przewozowej do zatwierdzenia. Niepotrzebują uzyskania koncesji: koleje, poczta, żegluga powietrzna i wodna, oraz gminy w swoich granicach. (*Archiv. f. Eisenbahnw.* 3/1933).

Inż. A. W. Krüger.

RÓŻNE SPRAWY.

Zebranie lwowskiego Koła Racjonalnej Organizacji w sprawie III Polskiego Zjazdu Organizacji. W połowie września b. r. odbyło się we Lwowie posiedzenie Koła RO, poświęcone sprawom zapowiedzianego III-go Zjazdu Organizacji i Kierownictwa w Warszawie.

Przewodniczący prof. Hauswald przedstawił zebrany członkom Koła i gościom ogólny plan III-go Zjazdu RO, wzywając wszystkich członków do udziału zarówno w pracach przygotowawczych, jak w opracowaniu referatów i wniosków jakoteż do udziału w samym Zjeździe.

Następnie prof. Geisler zdał sprawę z I-go posiedzenia Komitetu Zjazdowego w Warszawie, w którym brał udział. Termin Zjazdu przewidziano na luty r. 1935, zastrzegając sobie jeszcze możliwość pewnej zmiany.

Co do programu Zjazdu, Komitet postanowił zostawić uczestnikom pewną swobodę i dlatego nie ustalił dotąd szczegółowego programu obrad, nie chcąc krępować inicjatywy osób i firm, pragnących poruszyć na Zjeździe różne aktualne zagadnienia.

Stosownie do tego nadsyłać można referaty na dowolne, oczywiście doniosłe i realne tematy z całej dziedziny organizacji kierownictwa, posiadające pewną wartość, zawierające coś oryginalnego i nowego, albowiem podając realnie osiągnięte wyniki.

Do chwili odbycia owego posiedzenia wpłynęło już 35 referatów. Mimo upływu pierwotnie podanego terminu zgodził się Komitet na przyjmowanie dalszych referatów. Po uporządkowaniu całego materiału nastąpi ułożenie programu Zjazdu i jego podział na kilka sekcji, prócz części ogólnej.

Zjazd ma trwać dwa dni, poczem odbędzie się zwiedzanie wzorowych zakładów i oglądanie filmów, odnoszących się do dziedziny nowoczesnej pracy administracyjnej.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Rozstrzygnięcia konkursu im. Romana bar. Gostkowskiego ogłoszonego przez Polskie Towarzystwo Politechniczne w Nr. 7 z dnia 10. IV. 1933 r. i w Nr. 12 z dnia 25. czerwca 1933 *Czasopisma Technicznego*.

W terminie oznaczonym w rozpisaniu na dzień 15. lutego 1934 r. wpłynęło sześć prac, a mianowicie:

1. Godło „Fragment“ p. t.: „Jak poprzec rozwój kanalizacji i wodociągów dla małych miast“.
2. Godło „Linja prosta“ p. t.: „Nowe sposoby badań wzorów empirycznych“.
3. Godło „Nałęcz“ p. t.: „O krzywiznie łuków kolejowych“.
4. Godło „Sigma“ p. t.: „Wpływ wytrzymałości betonu na ekonomję płyt i słupów żelbetowych“.
5. Godło „Propozycja“ p. t.: „Wpływ powiększenia naprężeń dopuszczalnych w betonie na oszczędność konstrukcji żelbetowych“.
6. Godło „Ekonomja Żelbetu“ p. t.: „Wpływ powiększenia naprężeń dopuszczalnych w betonie na oszczędność konstrukcji żelbetowych“.

Z prac tych trzy pierwsze należą do grupy pierwszej, dla której nagrody miały być udzielone z funduszu konkursu. Trzy drugie do grupy drugiej, dla których nagrody ustanowiły Instytucje prywatne, a mianowicie Syndykat Polskich Hut Żelaznych, Francuskie Towarzystwo Akcyjne „Perun“ i Związek Polskich Fabryk Portland-Cementu.

Na tematy podane przez dwie pierwsze Instytucje nie wpłynęły żadne prace, gdyż wszystkie trzy zgłoszone opiewały na temat podany przez Związek Polskich Fabryk Portland-Cementu.

Sąd Konkursowy w składzie: Jego Magnificencja Rektor Politechniki, Prof. Dr. Otto Nadolski jako Przewodniczący a Prezes Polskiego Towarzystwa Politechnicznego Inż. Stanisław Rybicki, Prof. Politechniki Dr. Maksymiljan Mata-

Prawdopodobnie odbędzie się też wystawa urządzeń, tabel, książek i czasopism z zakresu naszej wiedzy i pracy.

W ożywionej dyskusji podniesiono konieczność szerszej akcji propagandowej przed samym Zjazdem, aby nim zainteresować nie tylko specjalistów administracji, ale także kierowników zakładów, urzędów państwowych, samorządowych itd., oraz szersze koła społeczeństwa, ponieważ tylko po należytem przygotowaniu liczyć można na prawdziwe powodzenie Zjazdu, a co równie jest ważnem, na wywołanie w całym społeczeństwie naszym żywego zainteresowania się sprawami racjonalnej organizacji wszelkich prac i przedsięwzięć.

Koło lwowskie RO popiera też pomysł swego prezesa, by przed Zjazdem rozpisać rodzaj ankiety nad aktualnymi a częściowo nawet spornymi zagadnieniami, podanymi w przedostatnim numerze *Czasopisma Technicznego*. E. H.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Dnia 3. X. 1934 odbyło się zebranie, celem omówienia zamierzonego zwinięcia Wydziału rolniczo-lasowego na Politechnice Lwowskiej. Referaty wygłosili: Dr. K. Pappara: „O historii Akademii Rolniczej w Dublinach“ Prof. Dr. B. Janowski: „O znaczeniu Wydziału rolniczo-lasowego dla rozwoju polskiej nauki w dziedzinie gospodarki rolnej“ oraz Inż. W. Roszkowski: „O potrzebie utrzymania Wydziału rolniczo-lasowego na Politechnice Lwowskiej“.

Dnia 10. X. 1934 odbyła się pogadanka Inż. L. Ciechanowicza p. t.: „Wrażenia wycieczkowca z Międzynarodowego Kongresu Drogowego w Monachjum“.

Dnia 17. X. 1934 zagał Prof. M. Matakiewicz dyskusję „W sprawie ostatniej powodzi w kraju i środków zaradczych“.

kiewicz, Prof. Politechniki Inż. Witold Minkiewicz, Prof. Politechniki Inż. Edward Geisler jako Członkowie, a Prof. Politechniki Inż. Kazimierz Zipser, Prof. Politechniki Inż. Zygmunt Ciechanowski i Prof. Inż. Dyonizy Krzyczkowski jako Zastępcy Członków, zaprosiwszy na referentów względnie koreferentów Prof. Dr. Adama Kuryłłę, Prof. Dr. Antoniego Łomnickiego, Prof. Dr. Włodzimierza Stożka, Prof. Dr. Maksymiljana Thulliego i Prof. Dr. Karola Wątoraka, na posiedzeniach odbytych w dniu 3. marca 1934 r., 13. czerwca 1934 r. i 29. września 1934 r. uchwalili po wyczerpującej dyskusji następujące wnioski:

I. Wszystkie przedłożone prace nie odpowiadają zastrzeżonym w programie konkursu wymogom i wskutek tego Sąd stawia wniosek, by żadnej z prac nie przyznać nagrody konkursowej.

II. Sąd konkursowy uwzględniając jednak, iż niektóre z pośród nadesłanych prac odznaczają się pewną oryginalnością w ujęciu tematów oraz stwarzają pewne nowe możliwości — proponuje, by niektóre z nich wyróżnić, pozostawiając formę wyróżnienia Polskiemu Towarzystwu Politechnicznemu we Lwowie.

Do wyróżnienia proponuje się następujące prace bez żadnej kolejności:

- godło: „Propozycja“
 „ „Ekonomja żelbetu“
 „ „Nałęcz“ —

z tem zastrzeżeniem, że prace te nie mogą być drukowane pod firmą Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, jako nagrodzone na konkursie rozpisany przez to Towarzystwo.

Wydział Główny Polskiego Towarzystwa Politechnicznego na posiedzeniu dnia 8. X. 1934 r. powyższe wnioski uchwalili z tem, że sprawę formy wyróżnienia prac wyszczególnionych pod 2) rozstrzygnie po porozumieniu się ze Związkiem Polskich Fabryk Cementu.