

# INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

LUTY 1939

NR 2

**TREŚĆ:** Inż. J. Iwaszkiewicz — Naprawa filarów mostowych za pomocą zastrzyków cementowych. Dr T. Kluz — Warunki równowagi sprężystej ciała zginanego i ich zastosowanie. W. Paszkowski — Przyczepność betonu na cemencie Alka-Elektro do prętów żelaznych. Inż. A. Hauke-Bosak — Wzory dla obliczenia słupów żelbetowych uzwojonych wzgl. oplaszczonych. Prof. E. Bratro — Czynniki biologiczne w projektach inżynierskich. Dr W. Skalmowski — Prace badawcze nad polskim wapnem. M. Sanżarewski — Podział pola trapezu na równe części. Recenzje. Z prasy technicznej. Przegląd prasy. Komunikaty Zw. Polskich Inż. Bud.

Inż. JERZY IWASZKIEWICZ (Łódź)

## NAPRAWA FILARÓW MOSTOWYCH ZA POMOCĄ ZASTRZYKÓW CEMENTOWYCH

Ciekawy wypadek wzmocnienia filarów mostowych za pomocą zastrzyków cementowych, miał miejsce przy odbudowie zniszczonego, podczas wielkiej wojny, stalowego mostu drogowego przez Dniestr w Niżniowie. Most ten o długości 469,70 m, posiada 2 przyczółki i 13 filarów kamiennych licowanych piaskowcem. Przyczółki i 9 filarów stoi na lądzie i fundowane są na płytach betonowych, pozostałe zaś 4 filary w łożysku rzeki — na kesonach.

W trakcie działań wojennych 3 przęsła nadwodne zostały zniszczone, odbudowane jako drewniane, znów zniszczone (spalone) i powtórnie odbudowane jako prowizorium drewniane. Filary ocalały, jednak prawdopodobnie wskutek wybuchu, na jednym powstało pęknięcie pionowe idące prawie przez środek bocznych ścian od głowicy aż do odsadzki i sięgające do 40 cm w głąb. Na 3. zaś, wskutek ognia, licówka była przepalona i wykruszona na grubości do 15 cm. Poza tym na wszystkich filarach zarówno nadwodnych jak i lądowych spoiny były popękane i w wielu miejscach zaprawa z nich wykruszona. Charakterystyczne było to, że najszerze pęknięcia, dochodzące do 2—3 mm znajdowały się w pionowych spoinach pod ciosami łożyskowymi na początku zaokrąglenia czoła filarów.

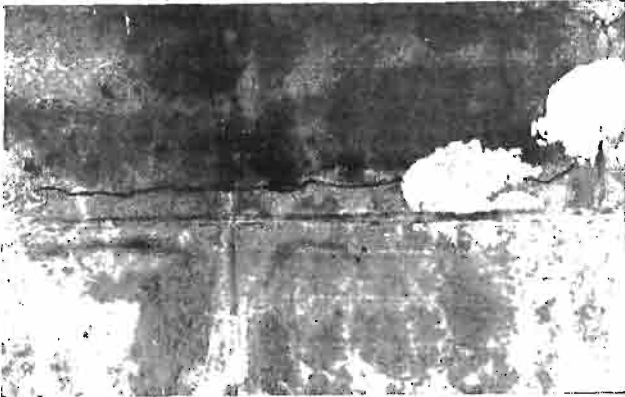
W roku 1933/34 odbudowano ostatecznie zniszczony most, układając na istniejących filarach 3 stalowe przęsła, wykonane na wzór zniszczonych. Kierownictwo odbudowy mostu, chcąc przekonać się czy obciążenie od nowoułożonych przęseł nie będzie wpływać ujemnie na bądź co bądź podnisz-

zone filary, umieściło na wszystkich bardziej zniszczonych i popękanych spoinach oraz na wyżej wspomnianym pionowym pęknięciu, kontrolne placki gipsowe. Następnego dnia stwierdzono, że większość placków była pęknięta. Szczegółowe obserwacje wykazały, że placki kontrolne pękają nie tylko na czterech filarach nadwodnych, lecz i na wszystkich pozostałych, pomimo, że te ostatnie nie miały tak burzliwej przeszłości jak nadwodne. Gdy w dalszym ciągu badań wyjęto w paru filarach kilka ciosów licowych okazało się, że mur wewnętrzny wykonany z miejscowego wapienia nie jest ścisły, a pomiędzy poszczególnymi kamieniami znajdowały się próżnie niewypełnione zaprawą.

W celu ostatecznego sprawdzenia stanu wnętrza filarów, wywiercono za pomocą pneumatycznych świderów, w dwóch filarach nadwodnych, szereg otworów o głębokości do 1,5 m i oddalonych od siebie od 2,00 do 3,00 m. Gdy, do jednego z otworów rozpoczęto wtłaczać pod ciśnieniem od 1 do 2 atmosfer wodę — zaczęła ona wypływać nie tylko z najbliższych wywierconych otworów, ale nawet i z najdalszych, nie mówiąc już o szczelinach w fugach. To samo działo się i przy drugim filarze. Świadczyło to niezbicie, że mur filara wewnętrzny licówki był wykonany nieściśle i nie posiadał dostatecznej ilości zaprawy.

Pierwszym środkiem zaradczym, jaki zastosowano dla wzmocnienia filarów, było założenie na wszystkich filarach opasek żelbetowych na wysokości pierwszej poziomej spoiny pod ciosami łożyskowymi. Opaski wykonano grubości 15 cm, wysokości — 75 cm, zbrojone 8. prętami stalowy-

mi  $\varnothing 20$  z końcami zespawanymi. Nie poprzestając na tym zewnętrznym wzmocnieniu, postanowiono 7 filarów, 4 nadwodne i 3 lądowe, posiadające najwięcej i najbardziej zniszczonych i spękanych spoin i na których zaobserwowano największe pęknięcie placków, naprawić również i od wewnątrz, wypełniając puste przestrzenie w filarach zaprawą cementową pod ciśnieniem.



Rys. 1. Widok charakterystycznego pęknięcia w spoinie.

W ogólnych zarysach roboty polegały na wywierceniu w filarach pneumatycznymi świdrami otworów w ilości 2—3 na 1 m<sup>2</sup> powierzchni filara, na głębokość przekraczającą połowę grubości filara tj. 1—3 m, przepłukaniu otworów wodą pod ciśnieniem i wstrzyknięciu pod ciśnieniem mleka lub zaprawy cementowej w zależności od wielkości próżni w murze filara.

Przed wszystkim przystąpiono do naprawy jednego z lewobrzeżnych, lądowych filarów, oznaczonego w trakcie robót jako N 5. Ponieważ istniało przypuszczenie, że jedną z przyczyn zaobserwowanego pęknięcia placków, a za tym ruchów masy filara mógł być również zły stan fundamentów, postanowiono dla zbadania odsłonić fundamenty filaru. Filar odkopano do górnej powierzchni płyty fundamentowej. Głębokość wykopu wynosiła 4,30 m od poziomu terenu. Wobec tego, że poziom wody gruntowej znajdował się na głębokości około 2,40 m poniżej terenu, konieczne było ustawienie wokół filara ścianki szczelnej. Wykop wykonywano z jednoczesnym pobijaniem ścianki, wodę usuwano pompą odśrodkową z napędem motorowym. Ażeby zapobiec ewentualnemu osiadaniu filaru wobec odsłonięcia fundamentu (wypychanie gruntu spod płyty fund.), odciążono go ustawiając z obu stron podparcia z pali drewnianych pod przęsła mostowe. Wygląd zewnętrzny odkopanego fundamentu nie nasuwał wątpliwości co do swojej mocy. Płyta fundamentowa, aczkolwiek z dość słabego betonu, grubości 90 cm, nie posiadała widocznych odkształceń, kamień licowy zdrowy, spoiny wypełnione zaprawą, pęknięć ani jakichkolwiek deformacji w części podziemnej filara nie stwierdzono.

Wiercenia otworów rozpoczęto od najniższej części filaru. Ażeby uniknąć wzajemnego przecięcia się wywierców, otwory rozmieszczone były wokół filara w odległości poziomej co 1,00 m i pio-

nowej co 0,50 m, mijankowo, przy czym skierowane były ukośnie w dół i głębokości od 1,00 do 2,50 m, zależnie od położenia otworu. Kierunek ukośny przyjęto żeby jednym otworem przeciąć możliwie dużo warstw muru, zwiększając przez to jego zasięg. W ten sposób starano się osiągnąć równomierne rozłożenie otworów w ciełe filara, a tym samym i możliwie dokładne przepłukanie i wypełnienie cementem przewidywanych próżni.

Już pierwsze wywierty potwierdziły w zupełności przewidywania co do wnętrza filaru. Część znajdująca się poniżej poziomu gruntowej wody była całkowicie nasiąknięta wodą, do tego stopnia, że z wywierconych otworów wypływała ona sporymi strumieniami przez czas dłuższy. Świdry zagwaźdżały się w otworach utrudniając wiercenie, a po wyjęciu ich częstokroć wywierty zapadały się tak, że pozostawał tylko otwór w kamieniu licowym. W paru miejscach natrafiono na gniazda iłu. Po wykonaniu dwóch rzędów otworów wokół filara (32 otw.) rozpoczęto płukanie, początkowo małym ciśnieniem, około 1 atmosfery, obawiając się, że większe może filar uszkodzić, następnie coraz większym aż do 6 atm. Ujemnego wpływu ciśnienia, jak wybrzuszenia lub wysadzania licówki nie zanotowano. Ten sam system płukania stosowano przy każdej partii otworów, co okazało się słuszne, gdyż w jednym wypadku podczas płukania otworów w nadziemnej części filaru, woda wypchnęła dwa ciosy licowe.

Początkowo woda, która jak przewidywano wydostawała się z sąsiednich i dalszych otworów, a także i ze szczelin w spoinach, była koloru prawie czarnego, wskutek zanieczyszczeń znajdujących się wewnątrz filaru, następnie coraz klarowniejsza, aż do zupełnie przezroczystej. Wodę wtłaczano do każdego otworu danej partii, w ten sposób usunięto wszystkie nieczystości, które mogłyby przeszkodzić należytemu wiązaniu wstrzykniętego cementu.

Po dokładnym przepłukaniu otworów, uszczelniono wszystkie większe zaobserwowane podczas płukania szczeliny szmatami i drewnianymi klinami i rozpoczęto wstrzykiwanie cementu. Wtłaczano przeważnie mleko cementowe. Niewielkie ilości piasku jak 3:1 lub 2:1 (cement do piasku) dodawano przy wstrzykiwaniu do otworów co do których były przypuszczenia, że łączą się z dużymi próżniami. Przy większych próżniach woda przechodziła szybko przez filar, a ciśnienie w wtryskiwaczu gwałtownie spadało. Na ogół jednak dosadanie piasku nie było korzystne, gdyż otwory często zatykały się zbyt szybko. Zaprawa przestała wchodzić do filaru, zanim jeszcze ukazała się w otworach lub szczelinach komunikujących się z zastrzykiwanym w danej chwili wywierciem. Przy wstrzykiwaniu mleka cementowego początkowo z takich otworów lub pęknięć w spoinach wypływała wyciskana przez cement woda, pozostała w filarze po płukaniu. Z chwilą pokazania się w nich cementu uszczelniano filar szmatami i klinami drewnianymi, wstrzymując przez to przepływ i umożliwiając tym samym należyte wypełnienie pod ciśnieniem próżni w filarze. Jednocześnie zapobiegało się tym samym stratom materiału.

Szczeliny mniejsze od 1 mm zamulały się wypływającym cementem samoczynnie. W trakcie wstrzykiwania cementu do pierwszej partii otworów (32 sztuki) wiercono następną na wyższym poziomie. Podczas płukania i zastrzyków drugiej, wiercono wyżej trzecią itd. W ten sposób wypełniono cementem pod ciśnieniem cały filar. Stan górnej części filaru (od poziomu wód gruntowych do wierzchu) przedstawiał się nie lepiej od dolnej. Jedynie zanieczyszczenie było mniejsze; woda przy płukaniu wypływała znacznie czystsza i wystarczało 3 do 5 płukań do oczyszczenia otworu, podczas, gdy w dolnej części dochodziło do 15. Ogółem zużyto wypełnienia filaru 40,45 ton cementu i 6 m<sup>3</sup> piasku. Jednakże, wobec tego, że pomimo uszczelnienia nie można było uniknąć wyciekania cementu na zewnątrz filaru, na podstawie przybliżonych obliczeń ustalono, że wstrzyknięto do wewnątrz około 36,6 ton cementu. Wynosi to, około 138 kg/m<sup>3</sup> objętości filara, i 0,06 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> piasku. W analogiczny sposób naprawiono jeszcze 2 filary ładowe oznaczone numerami 3 i II. Dla zmniejszenia kosztów robót zdecydowano nie wykonywać ścianek szczelnych. Odkopano jedynie filary do poziomu wody gruntowej, otwory zaś najniższe wiercono pod ostrym kątem w dół aż do płyty fundamentowej.

Dla scharakteryzowania stanu filarów, jeszcze mogą posłużyć dwa fakty, zaobserwowane w trakcie robót. Podczas naprawy filaru N 3, po zastrzyknięciu jego dolnej części, tj. poniżej poziomu terenu, wtłoczono, do jednego z otworów, znajdujących się nad terenem około 4 m<sup>3</sup> zaprawy, zanim ta ostatnia zaczęła wypływać z sąsiednich wywierć. Świadczy to jak rozgałęzione i duże były próżnie w filarze. Ogółem zużyto do naprawy tego filaru 11,700 kg cementu, co stanowi około 44 kg/m<sup>3</sup>, licząc objętość aż do płyty fundamentowej. W liczbie tej mieści się również nieznaczna ilość cementu, który wypłynął na zewnątrz.

W trakcie wykonywania zastrzyków do fil. N II pod wpływem ciśnienia licówka na bocznej ścianie filara zaczęła się wybrzuszać na powierzchni około 3 m<sup>2</sup>, a w kilku miejscach kamień licowy pękać i odpadać warstwami pionowymi grubości około 2—3 cm. Bliższe badania wykazały, że na znacznej przestrzeni kamień licowy nie jest związany z murem wewnętrznym, ponadto jest rozwarstwiony. Wstrzyknięty cement wzmocnił zarówno wewnątrz filaru, jak i związał rozwarstwowaną licówkę. Ogółem zużyto 27,550 kg cementu, co stanowi około 104 kg/m<sup>3</sup> filaru. Należy zaznaczyć, że z powodu wybrzuszenia i pęknięcia licówki wytworzyło się sporo szczelin, przez które wypłynęła pewna ilość cementu. Po wstrzyknięciu cementu do wszystkich otworów dla sprawdzenia czy filar stał należycie wypełniony, wiercono szereg dodatkowych otworów i wtłaczano w nie wodę pod ciśnieniem 7 atm. O ile nie wydostawała się na zewnątrz z filaru i nie ubywało jej z wtryskiwacza uznawano filar za naprawiony, gdyż należało przypuszczać, że wszystkie próżnie lub prawie wszystkie zostały wypełnione cementem. Otwory te następnie zapełniano zaprawą cementową. Po wykonaniu powyższych prób wykopy przy filarach za-

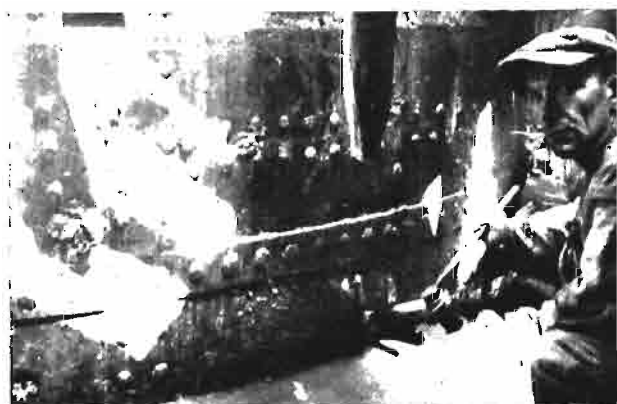
sypano, oraz ściankę szczelną przy fil. N 5 wyciągnięto.

Naprawę filarów nadwodnych rozpoczęto od najbardziej zniszczonego, oznaczonego N 7, na którym znajdowało się wyżej wspomniane pionowe pęknięcie. Filar stał na brzegu rzeki w ten sposób, że jeden bok znajdował się w wodzie, drugi zaś na lądzie. Ze względu na to pęknięcie i w dużym stop-



Rys. 2. Pęknięcie zatorkretowane (zaznaczone strzałkami).

niu zniszczone spoiny postanowiono również i w tym filarze zbadać stan fundamentu, oraz kesonu. Ażeby dotrzeć do kesonu, konieczne było wykonanie podwójnej ścianki szczelnej wypełnionej gliną. Wykop był wykonany przy jednoczesnym pobijaniu ścianek, najpierw pomiędzy ściankami, następnie po wypełnieniu tej przestrzeni gliną, rozpoczęto odkopywanie filaru. Wobec dużego napływu wody, do usuwania jej musiano użyć dwóch pomp odśrodkowych. Filar odkopano do głębokości 3,60 m poniżej odsadzki, której po-

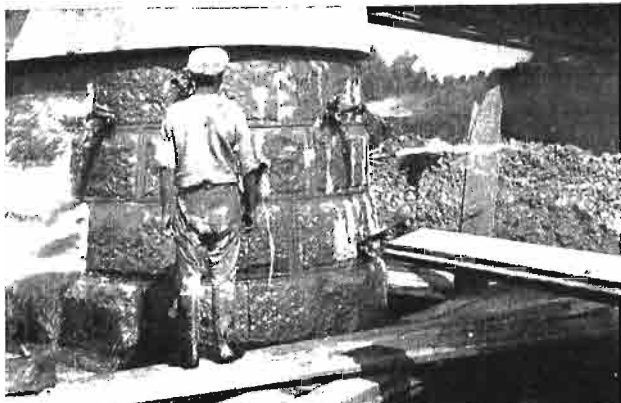


Rys. 3. Wypełnianie kesonu.

ziom znajdował się na 0,00 wodowskazu. Odsłonięto przy tym keson na wysokości około 50 cm, co już pozwoliło na wykonanie w nim wierceń. Przed przystąpieniem do wierceń filar odciążono, ustawiając na dnie wykonanego wykopu drewniane podparcia pod przęsła mostowe.

Stan fundamentu (od odsadzki do kesonu) przedstawiał się bardzo niekorzystnie. Szczeliny między ciosami dochodzące miejscami do szerokości 3 i więcej cm pozbawione były zaprawy, natomiast wypełnione iłem. Przy odkopywaniu pro-

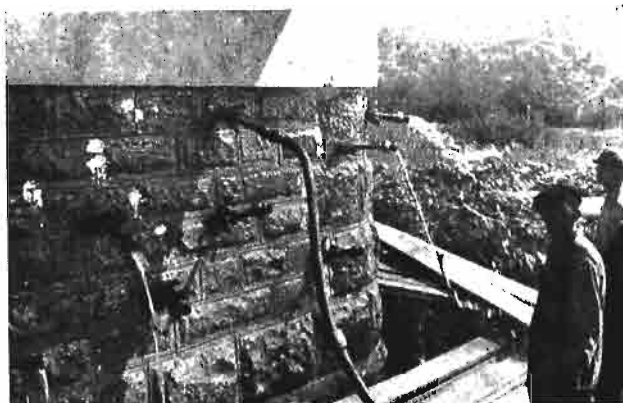
wadzano nieustanną obserwacją fundamentu, obawiając się jakichkolwiek niespodzianek. Obawy nie były płonne, gdyż w pewnej chwili zauważono, że dwa ciosy wysunęły się z czoła fundamentu na — 4 cm. Przy osadzeniu ich na miejsce okazało się, że przesuwają się zupełnie swobodnie na sliskim podłożu z gliny i łu wypełniających spoiny. W związku z tym wypadkiem, zanim przystąpiono do wierceń i płukania, założono szereg rozpór do



Rys. 4. Płukanie filaru Nr 3.

datkowych niezależnie od tych, które były niezbędne ze względu na utrzymanie ścianki szczelnej.

Wiercenia i płukanie wykazały to samo co i w poprzednich filarach, z tą różnicą, że napotymano gniazda luźnego żwiru w który świdry zagłębiały się bez oporu. W trakcie płukania woda wyrzucała z otworów drobne kamyki. Po przepłukaniu fundamentu, spoiny uszczelniono częściowo cementem, częściowo szmatami i drewnianymi klinami. Ogółem zużyto do zastrzyknięcia samego fundamentu (bez kesonu) 12,950 kg cementu łącznie z tym, co wypłynął na zewnątrz. Charakterystyczne



Rys. 5. Płukanie filaru Nr 3.

było to, że największe ilości cementu weszły do przedniej i tylnej części fundamentu, co świadczyło o tym, że w tych częściach znajdowały się największe próżnie. To samo zaobserwowano później przy wypełnianiu samego filaru. Cement, wstrzykiwany do otworu w czole filaru tuż nad odsadzką fundamentu, wznosił się wewnątrz, co dało się obserwować po wyciekającej z coraz to wyższych otworów zaprawie. W ten sposób z jednego

otworu na dole wypełniono przednią i tylną część filaru prawie na całą jego wysokość (około 6,00 m). W środkowej części zarówno fundamentu jak i filaru próżnie nie były tak duże, gdyż woda i cement wydostawały się tylko z najbliższych otworów. Przypuszczalnie ten układ próżni przyczynił się do pęknięcia filaru. Na skutek wstrząsu, podczas wysadzania mostu, słaby mur prawdopodobnie obsunął się z obu stron filaru, w środku zaś powstała szczelina. Jest to tym bardziej prawdopodobne, że pęknięcie jest szersze u góry i zwęża się ku dołowi.

Wygląd zewnętrzny odsłoniętej części kesonu nie nasuwał zastrzeżeń. Nie zauważono na nim jakichkolwiek deformacji, a blacha nie była nawet pokryta rdzą. Podczas opukiwania ścian kesonu poniżej dolnej powierzchni stropu na wysokości około 25 cm, wokoło blacha wydawała głuchy odgłos. Kazało to przypuszczać, że przestrzeń ta nie jest należycie wypełniona. Dla dokładnego zbadania wycięto w blasze 11 otworów na poziomie przypuszczalnej próżni. Woda obficie wypływająca z otworów potwierdziła to przypuszczenie. Wiercenia wykonane w wyciętych otworach wykazały, że w kesonie znajduje się luźny żwir lub bardzo chudy beton, świdry zagłębiały się bez oporu, a po wyjęciu ich wywierty zapadały się. Wstrzyknięta do jednego z otworów woda wypływała przez wszystkie pozostałe, wynosząc z nich mniejsze kamyki. Ponieważ woda z kesonu wychodziła czysta, płukanie ograniczono do minimum. Zarówno woda jak i następnie cement wchodziły do kesonu pod bardzo małym ciśnieniem — 0,1 do 0,3 atm. przy czym cała zawartość wtryskiwacza wchodziła do wewnątrz w ciągu paru sekund.

Do wypełnienia kesonu użyto zaprawy cementowej o stosunku 1:4 (cementu do piasku); była to maksymalna ilość piasku przy której węże prowadzące zaprawę nie zatykały się. W miarę jak zaprawa wypełniała próżnię w kesonie i ciśnienie robocze w wtryskiwaczu wzrastało, zmniejszano ilość dodawanego do zaprawy piasku. Całą przestrzeń pod stropem kesonu wypełniono właściwie przez jeden z otworów, do pozostałych zaś 10 weszły już bardzo niewielkie ilości zaprawy, nawet przy zastosowaniu 7 atmosfer ciśnienia. Głuchy odgłos właściwy próżni, jaki wydawały poprzednio ściany kesonu po wstrzyknięciu zaprawy, znikł.

Gdy cement związał, po paru dniach wykonano 10 dalszych otworów, przy czym wywierty skierowane były w dół, żeby dotrzeć do najniższych partii kesonu. Częste zagważdżanie świdrów wykazywało, że wypełnienie dolnych części jest w dalszym ciągu luźne, co było zrozumiałe, gdyż wstrzyknięta zaprawa o dużej ilości piasku nie mogła przeniknąć w drobne próżnie i związać luźnego wypełnienia kesonu, a tylko zapełniała puste miejsce pod stropem. Do otworów tych wstrzyknięto czyste mleko cementowe. Próbnicze wiercenia wykonane następnie w poprzednio wyciętych i zatorkretowanych 11 otworach wykazały, że cement związał poprzednio luźny materiał na całej objętości kesonu. Do próbniczych otworów weszła niewielka ilość cementu, potrzebna do wypełnienia wywiertów. O należywym wypełnieniu całego kesonu, świadczyło wydostawanie się ce-

mentu z dna wykopu wzdłuż ścian kesonu oraz to, że ściany jego pod wpływem wstrzykniętego cementu z lekka uwypukliły się.

Ogółem do wypełnienia kesonu zużyto 11,150 kg cementu, oraz 11,84 m<sup>3</sup> piasku. Objętość próżni pod stropem wynosiła przypuszczalnie około 14,5 m<sup>3</sup>, co łącznie z próżniami w materiale wypełniającym keson odpowiada mniej więcej objętościowo ilości wstrzykniętego cementu i piasku. Do fundamentu, tj. do części od kesonu do odsadzki, zużyto 12950 kg cementu i 1,24 m<sup>3</sup> piasku, co wynosi na 1 m<sup>3</sup> objętości 86 kg cementu i 0,008 m<sup>3</sup> piasku. Do filaru, tj. od odsadzki do głowicy, zużyto 16500 kg cementu, co wynosi około 90 kg na m<sup>3</sup> objętości.

Po wykonaniu w fundamencie i filarze próbnych wierceń i zastrzyków, które dały dodatnie wyniki, usunięto podparcia przęseł mostowych, a wykop zasypano, wyjmując jednocześnie ściankę wewnętrzną. Po zasypaniu wykopu, wyjęto ściankę zewnętrzną.

Ponieważ keson, pod najbardziej zniszczonym filarem, pomimo iż nie był całkowicie wypełniony, nie wykazywał najmniejszych odkształceń i, co za tym idzie, nie mógł wpływać na zachowanie się filarów (pękanie placków), postanowiono przy naprawie dalszych 3 filarów nadwodnych, zaniechać odkopywania i ewentualnego wypełnienia kesonów, a zastrzyki wykonać do filaru i części fundamentu powyżej dna rzeki.

Fundament fil. N 10 przedstawiał się znacznie gorzej. Spoiny dochodzące do 5 cm szerokości nie były wypełnione zaprawą, kij zaś wsunięty do takiej szczeliny swobodnie zagłębiał się na 70 cm. Pomimo bardzo starannego uszczelnienia, nie dało się uniknąć wyciekania na zewnątrz wstrzykiwanego cementu, zwłaszcza ze szczelin znajdujących się poniżej dna grodzy. Zużyto na zastrzyki do fundamentu 17000 kg cementu, przy czym wg przybliżonych obliczeń uszło na zewnątrz około 5000 kg zatem na 1 m<sup>3</sup> objętości wypada ok. 80 kg faktycznie wstrzykniętego.

Przy filarze Nr 9, zabicie ścianki szczelnej okazało się niemożliwe, z powodu leżącej w pobliżu konstrukcji stalowej zniszczonego przęsła. Konstrukcja zasypana była rumowiskiem naniesionym przez rzekę i usunięcie jej wymagałoby dużego nakładu kosztów i czasu. Wobec tego zdecydowano wykonać zastrzyki do podwodnej części tylko przez otwory wiercone pionowo i ukośnie z odsadzki, z tym że będą one sięgały w miarę możliwości aż do stropu kesonu.

Pierwsza seria wywierć sięgała do głębokości ok. 2,50 m, przy czym głębsze wiercenia narażone były na duże trudności z powodu zagwałdzania się świderów. Jeden ze świderów musiano nawet pozostawić w otworze nie mogąc go wyjąć. Fundament nasycony był wodą, która utrzymywała się w wywierconych otworach na poziomie wody w rzece. Płukanie wykazało, że wszystkie otwory komunikowały się z sobą. Przy zastrzykach, cement wypływający z fundamentu poniżej poziomu wody w rzece, ujawnił istnienie wielu szczelin w murze. Ponieważ uszczelnienie ich pod wodą od zewnątrz nie było możliwe, a dodawanie piasku nawet w dużych ilościach nie zamuliło podwod-



Rys. 6. Płukanie filaru Nr 9 (wąż doprowadzający wodę założony jest z drugiej strony filaru).

nych otworów i nie powstrzymało wypływania zaprawy, przerwano zastrzyki do czasu związania cementu.

Po parodniowej przerwie wykonano drugą serię otworów, przy czym dowiercono się bez trudności we wzmocnionym poprzednimi zastrzykami



Rys. 7. Płukanie filaru Nr 9. Widać wodę wydostającą się z rury zastrzykowej oraz ze szczelin pod wodą.

fundamencie do wierzchu kesonu, który znajdował się na głębokości 3,5 m poniżej odsadzki. Po wstrzyknięciu do powyższych otworów tym razem czystego cementu, przy czym na zewnątrz wypływały już nieduże ilości, wykonano jeszcze jedną serię otworów i zastrzyków. Cement na ze-



Rys. 8. Płukanie fundamentu filaru Nr 10

wnętrz nie wypływał, a znaczna jego ilość wstrzyknięta pozwalała przypuszczać, że fundament został wreszcie należycie wypełniony. Próbné otwory, wykonane w liczbie 10, potwierdziły to w zupełności. Ogółem zużyto 12050 kg cem., a na m<sup>3</sup> objętości ok. 59 kg, wliczając ilości, które wypływały.

Obserwacja naprawionych filarów wykazała, że obrany sposób naprawy, za pomocą zastrzyków cementowych pod ciśnieniem, dał doskonałe

wyniki. Pęknięcie kontrolnych placków na zatorkowanych filarach w zupełności ustało, podczas gdy na pozostałych oraz na przycółkach pękały one w dalszym ciągu.

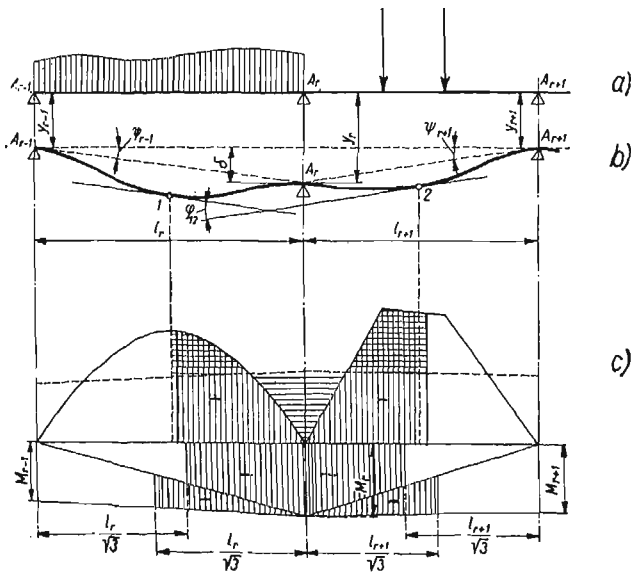
Po zakończeniu zastrzyków i stwierdzeniu ich skuteczności, wszystkie spękane i zniszczone spoiny zostały oczyszczone i spoinowanie wykonane na nowo. Zniszczoną przez ogień licówkę uzupełniono betonem uzbrojonym siatką żelazną przymocowaną kotewkami do ścian filarów.

Inż. Dr TOMASZ KLUZ (Warszawa)

## WARUNKI RÓWNOWAGI SPRĘŻYSTEJ CIAŁA ZGIĘTANEGO I ICH ZASTOSOWANIE DO BELKI CIĄGŁEJ I USTROJÓW RAMOWYCH

### 11. Belka ciągła o poddających się podporach

Rozpatrzmy dwa przęsła sąsiednie  $l_r$  i  $l_{r+1}$  belki ciągłej  $n$  — przęsłowej o poddających się podporach (rys. 18). Przyjmijmy, że pionowe przesunięcie podpór  $A_{r-1}$ ,  $A_r$ ,  $A_{r+1}$  pod obciążeniem wyniosło  $y_{r-1}$ ,  $y_r$ ,  $y_{r+1}$ . Ugięta oś belki spoczywająca na przesuniętych podporach w różnych poziomach przyjmie kształt, jak w rys. 18b. Oznaczmy przez 1 i 2 punkty maksymalnych ugięć w obydwu przęsłach liczone jednak ze względu na położenie podpór po przesunięciu (por. rys. 18b), a więc wyznaczone przez styczne do linii ugięcia równoległe do prostych  $A_{r-1}A_r$  oraz  $A_rA_{r+1}$ .



Rys. 18.

Styczne te nie leżą już w poziomie, jak to miało miejsce w belce o stałych podporach, lecz przecinają się pod kątem  $\varphi_{12}$  zależnym tylko od względnego położenia podpór po przesunięciu względem siebie. Jak to z rys. 18b wynika

$$\varphi_{12} = \psi_{r-1} + \psi_{r+1} = \frac{\delta}{l_r} + \frac{\delta}{l_{r+1}} \quad (38)$$

jeśli przez  $\delta$  oznaczymy przesunięcie się podpory środkowej względem prostej  $A_{r-1}A_{r+1}$  łączącej podpory skrajne rozpatrywanych przęseł  $l_r$ ,  $l_{r+1}$ , czyli

$$\delta = y_r - y_{r-1} - \frac{y_{r+1} - y_{r-1}}{l_r + l_{r+1}} \cdot l_r \quad (39)$$

Ogólne równanie wtórnych sił, ustawione dla powierzchni momentów (o rzędnych podzielonych przez  $EI$ ) pomiędzy tak wybranymi punktami ugięcia 1 i 2 (maksymalne ugięcie dla przęseł belki ciągłej o stałych podporach) nie będzie równe wartości zerowej (wyrównanie pow. momentów), lecz kątowni  $\varphi_{12}$  nachylenia stycznych, a więc

$$\int \frac{M dx}{EI} = \sum \frac{F}{EI} = \varphi_{12} = \frac{\delta}{l_r} + \frac{\delta}{l_{r+1}} \quad (40)$$

W powyższym równaniu przez  $F$  oznaczono powierzchnie sumarycznych momentów zawarte między punktami 1 i 2 (zakreskowane poziomo w rys. 18c). Rozkładając sumaryczne powierzchnie momentów na powierzchnie składowe, tj. zwykle powierzchnie momentów dodatnich i trójkątne powierzchnie momentów ujemnych (zakreskowane pionowo w rys. 18c) otrzymamy

$$\frac{1}{EI_r} \left( R_r + \frac{1}{3} M_r \cdot l_r + \frac{1}{6} M_{r-1} \cdot l_r \right) + \frac{1}{EI_{r+1}} \left( R_{r+1} + \frac{1}{3} M_r \cdot l_{r+1} + \frac{1}{6} M_{r+1} \cdot l_{r+1} \right) = \frac{\delta}{l_r} + \frac{\delta}{l_{r+1}} \quad (41)$$

Dla stałego przekroju ( $EI_r = EI_{r+1} = EI$ ) otrzymamy po pomnożeniu przez  $EI \cdot 6$  inną postać tego równania

$$M_{r-1} \cdot l_r + 2 M_r (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} \cdot l_{r+1} + 6 R_r + 6 R_{r+1} = 6 EI \left( \frac{\delta}{l_r} + \frac{\delta}{l_{r+1}} \right) \quad (41a)$$

znaną powszechnie pod nazwą równania trzech momentów lub równania Bertot = Clapeyron'a dla przypadków poddających się podpór.

Dla belki o stałych podporach  $\delta = 0$ , a więc i prawa strona równania staje się równa zero, otrzymujemy równanie Bertot = Clapeyron'a dla belki ciągłej o stałych podporach.

Jak to wynika z równania 41 wpływ podania się podpór na momenty podporowe może być bardzo znaczny. Wpływ ten zanalizujemy najłatwiej na przykładzie belki dwuprzęsłowej. Równanie wtórnych sił dla belki dwuprzęsłowej o stałym przekroju i przesunięciu się podpory środkowej o „ $\delta$ ” otrzyma przy zastosowaniu reakcyj wtórnych jednostkowych postać

$$M \cdot (r_1 + r_2) + R_1 + R_2 = EI \left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} \right)$$

skąd wartość momentu podporowego  $M$

$$M = - \frac{R_1 + R_2 - EI \left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} \right)}{r_1 + r_2} = - \frac{\Sigma R - EI \left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} \right)}{\Sigma r} \quad (42)$$

A więc, jak widzimy, moment podporowy belki dwuprzęsłowej o stałym przekroju i o podporze środkowej obniżonej o  $\delta$  równa się sumie wtórnych reakcyj zwykłych pow. momentów pomniejszonej o czynnik  $EI \left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} \right)$  i podzielonej przez sumę wtórnych reakcyj jednostkowych na podporze środkowej.

Jak z równania 42 wynika, obniżenie podpory środkowej belki dwuprzęsłowej wywołuje zmniejszenie momentu podporowego, tym samym obniżenie się skrajnych podpór czyli przesunięcie się ku górze podpory środkowej zwiększa wartość momentu podporowego, obliczonego jak dla belki o stałych podporach.

Z równania 42 możemy łatwo obliczyć, przy jakim przesunięciu podpory środkowej moment podporowy osiąga wartość zerową a poszczególne przęsła belki zaczynają pracować, jak belki wolnopodparte. Przypadek ten zajdzie wtedy, gdy

$$\Sigma R = EI \left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} \right) \quad (43)$$

a więc gdy iloczyn sumy kątów przesunięcia tej podpory  $\left( \frac{\delta}{l_1} + \frac{\delta}{l_2} = \psi_1 + \psi_2 \right)$  i sztywności zginania staje się równy sumie wtórnych reakcyj zwykłych powierzchni momentów.

A więc np. dla  $l_1 = l_2 = 5,0$  m, przy obciążeniu stałym jednostajnym obu przęseł  $q = 1$  t/mb,  $E = 21.000.000$  t/m<sup>2</sup> (stal),  $I = 0,0000306$  m<sup>4</sup> (profil stalowy INP 22) mamy

$$\frac{1}{12} q l^3 = EI \cdot \frac{2\delta}{l}$$

$$\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 5 = 21000000 \cdot 0,0000306 \cdot \frac{2\delta}{5}$$

skąd

$$\delta = \frac{5^3 \cdot 5}{12 \cdot 21.000.000 \cdot 0,0000306 \cdot 2} = 0,406 = \mathbf{4,06 \text{ cm}}$$

Z równania 42 obliczyć również możemy to obniżenie podpory środkowej belki dwuprzęsłowej, przy którym nastąpi wyrównanie momentu maksymalnego w przęsle i na podporze. Jak to wiemy z zastosowania najnowszej teorii plastyczności do obliczenia belki dwuprzęsłowej o równych przęsłach, wyrównanie momentów w przęsłach i na podporze dla obciążenia jednostajnego  $q$  w obu przęsłach jest równoznaczne z obniżeniem wartości momentu podporowego<sup>1)</sup> o 31,8%

$$\left( \text{z momentu } -\frac{1}{8} q l^2 \text{ na } -0,0858 q l^2 \cong -\frac{1}{11,7} q l^2 \right)$$

co odpowiada obniżeniu podpory wynikającemu z równania

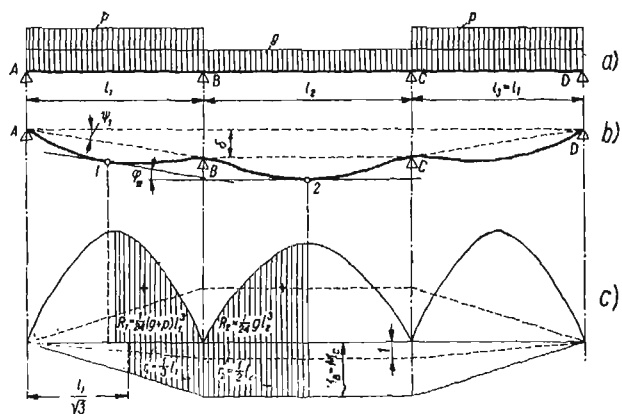
$$0,318 \cdot \frac{1}{12} q l^3 = EI \cdot \frac{2\delta}{l}$$

Na podstawie obliczonej poprzednio wartości obniżenie to wyrównujące momenty w belce INP 22 o wymiarach i obciążeniu jak wyżej wynosi  $\delta = 0,318 \cdot 4,06 = \mathbf{1,29 \text{ cm}}$ .

W przypadku belki trójprzęsłowej symetrycznej o obniżonych pod obciążeniem podporach środkowych o wartość  $\delta$  (rys. 19) momenty na podporach środkowych B i C wyznaczyć możemy w sposób analogiczny, jak przy belce dwuprzęsłowej przy pomocy równania

$$M_B = M_C = - \frac{\Sigma R - EI \cdot \frac{\delta}{l_1}}{\Sigma r} \quad (44)$$

gdzie  $\Sigma R'$  jest sumą wtórnych reakcyj zwykłych powierzchni momentów dodatnich (zakreskowa-



Rys. 19.

nych w rys. 19c ponad osią),  $\Sigma r$  — sumą wtórnych reakcyj jednostkowych (zakreskowana powierzchnia pod osią) o wartości

$$\Sigma r = \frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{2} l_2$$

<sup>1)</sup> Por. autora, *Belka ciągła dwuprzęsłowa*, Czas. Techn. 1937, str. 16 (odbitki) oraz F. Bleich *Bemessung statisch unbestimmter Systeme nach der Plastizitätstheorie*, Vorbericht II. Kongressu mostów i konstrukcyj, 1936 str. 147.

a  $\delta$  przesunięciem (obniżeniem) podpory środkowej. Wartość  $\frac{\delta}{l_1}$  jest równa w danym przypadku kątowni zmiany nachylenia stycznych do linii ugięcia w  $l_1$  i  $l_2$  równoległych do prostych  $\overline{AB}$  i  $\overline{BC}$  (rys. 19b), a więc

$$\varphi_{12} = \psi_1 = \frac{\delta}{l_1}.$$

Np. dla obciążenia  $g + p$  w przęsłach skrajnych oraz  $g$  w przęśle środkowym momenty podporowe mają wartość

$$M_B = M_C = - \frac{\frac{1}{24}(g+p) \cdot l_1^3 + \frac{1}{24}gl_2^3 - EI \cdot \frac{\delta}{l_1}}{\frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{2}l_2}$$

Dla  $l_1 = l_3 = 5,0$  m,  $l_2 = 6$  m,  $g = 0,5$  t/mb,  $E = 21 \cdot 10^6$  t/m<sup>2</sup> (stal),  $I = 0,0000306$  m<sup>4</sup> (INP. 22) otrzymamy

$$M_B = M_C = - \frac{\frac{1}{24}(1,5^3 + 0,5 \cdot 6^3) - 21 \cdot 10^6 \cdot 0,0000306 \cdot \frac{\delta}{5}}{\frac{1}{3} \cdot 5 + \frac{1}{2} \cdot 6}$$

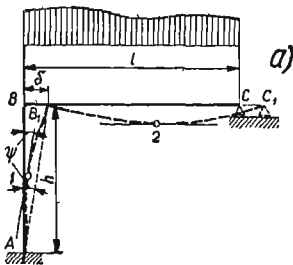
$$M_C = M_B = -(3,045 - 27,5 \delta) \text{ tm}.$$

Zerową wartość osiągną momenty podporowe dla  $27,5 \delta = 3,045$  czyli dla obniżenia

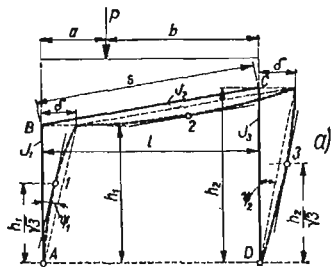
$$\delta = \frac{3,045}{27,5} = 0,111 \text{ m} = \mathbf{11,1 \text{ cm}}$$

## 12. Rama jednosłupowa o utwierdzonym słupie

Rama o zupełnie utwierdzonym słupie u podstawy i poziomej dowolnie obciążonej poziomej rozporze o przesuwnej podporze  $C$  (rys. 20a) zachowuje się jak belka ciągła, gdyż dzięki przesuwniej podporze nie występują przy obciążeniach pionowych żadne siły poziome.



Rys. 20.



Rys. 21.

Z powyższego wynika, że moment utwierdzenia  $M_A$  posiada stałą wartość wzdłuż całej wysokości słupa, a więc (por. rys. 20b)

$$M_A = M_B \quad (45)$$

Dla wyznaczenia  $M_B$  zastosujemy nasze równanie wtórnych sił. Pod obciążeniem wystąpi ugięcie rozporzy i słupa oraz przesunięcie naroża  $B$  o  $\delta$ . Styczna do odkształconej osi rozporzy w punkcie jej maksymalnego ugięcia zachowuje kierunek poziomy równoległy do nieodkształconej osi, styczna zaś w maksimum ugięcia do odkształconej osi słupa posiada nachylenie

$$\psi = \frac{\delta}{h} \quad (45)$$

do pierwotnej osi słupa. Równanie przybierze więc formę identyczną, jak w rozpatrzonym powyżej przypadku belki trójprzęsłowej symetrycznej i symetrycznie obciążonej.

A więc:

$$\frac{1}{EI_2} \left( R + \frac{1}{3} M_B l \right) + \frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{2} M_B \cdot h = \frac{\delta}{h} \quad (46)$$

Ponieważ mamy w tym równaniu niewiadome  $M_B$  oraz przesunięcie  $\delta$  ustawiamy drugie równanie wtórnych sił ze względu na podporę  $A$ , a więc dla powierzchni momentów zawartych między punktami  $A$  i  $I$  (rys. 20a).

$$\frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{2} M_B \cdot h = - \frac{\delta}{h} \quad (47)$$

Przez dodanie do siebie równań 46 i 47 eliminujemy z równania przesunięcie  $\delta$ .

Możemy jednak wyeliminować przesunięcie od razu stosując warunek wtórnych obciążeń nie dla powierzchni między punktami  $I$  i  $2$  lecz między  $A$  i  $2$  (rys. 20a), w których styczne do linii ugięcia są równoległe do pierwotnej, nieodkształconej osi ramy i dzięki temu zawierają między sobą niezmienny, pierwotny kąt  $90^\circ$ .

Równanie wtórnych obciążeń między punktami  $A$  i  $2$  (zakreskowane powierzchnie w rys. 20b) otrzyma więc postać

$$\frac{1}{I_2} \left( R + \frac{1}{3} M_B \cdot l \right) + \frac{1}{I_1} \cdot M_B \cdot h = 0 \quad (48)$$

skąd

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_2} \cdot R}{\frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} l + \frac{1}{I_1} \cdot h} = - \frac{R}{\frac{1}{3} l + \frac{I_2}{I_1} \cdot h} \quad (49)$$

Równanie ostatnie możemy również napisać w postaci, analogicznej jak w belce dwuprzęsłowej

$$M_B = - \frac{\bar{R}}{\Sigma r} \quad (50)$$

jeśli przez  $\bar{R}$  i  $\Sigma r$  oznaczymy wtórną reakcję zwykłych momentów o rzędnych podzielonych przez  $I$  oraz sumę reakcyj jednostkowych na podporach  $A$  i  $B$  również o zredukowanych rzędnych.



Np. dla obciążenia jednostajnego  $q$  mamy

$$M_B = -\frac{\frac{1}{24}ql^3}{\frac{1}{3}l + h \cdot \frac{I_2}{I_1}} = -\frac{1}{8}ql^2 \cdot \frac{1}{1+3k}$$

jeśli oznaczymy w sposób powszechnie stosowany

$$k = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1}$$

### 13. Rama jednoprzęsłowa dwuprzegubowa

#### Obciążenie rozpory

W ramie jednoprzęsłowej dwuprzegubowej o pionowych równych słupach i poziomej rozporze mamy do czynienia w ogólnym przypadku obciążenia np. rozpory siłą pionową  $P$  (rys. 21) z przesunięciem obydwu naroży ramy  $B$  i  $C$  o wartość  $\delta$ . W obydwu więc równaniach wtórnych obciążeń zawartych pomiędzy punktami 1 i 2 oraz 2 i 3 maksymalnych ugięć słupów i rozpory (rys. 21a) prawa strona równań nie będzie równa zero, lecz kątowemu  $\phi$

$$\phi = \frac{\delta}{h}$$

wyrażającemu zmianę położenia obydwu stycznych do linii ugięcia.

Dla obciążenia rozpory siłami pionowymi parcie poziome w przegubie  $A$  musi być równe parciu poziomemu w przegubie  $D$ . Z warunku równowagi ciała sztywnego składowych sił poziomych wynika więc, że  $M_B = H \cdot h = M_C$  a więc równość momentów w obydwu narożach. Powyższy związek upraszcza nam znacznie rozwiązanie rozpatrywanej ramy dla obciążeń rozpory.

Stosując dla wyznaczenia szukanego momentu  $M_B = M_C$  wyprowadzone warunki równowagi sprężystej ciała zginanego otrzymamy na przestrzeni 1 i 2, tj. między maksymalnym punktem ugięcia lewego słupa i rozpory, następujące równanie wtórnych obciążeń (wtórnych reakcyj)

$$\frac{1}{EI_2}(R_B + \frac{1}{2}M_B \cdot l) + \frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{3}M_B \cdot h = \frac{\delta}{h} \quad (51)$$

oraz dla rozpory i słupa prawego analogicznie

$$\frac{1}{EI_2}(R_C + \frac{1}{2}M_B \cdot l) + \frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{3}M_B \cdot h = -\frac{\delta}{h} \quad (52)$$

W ostatnim równaniu 52 przesunięcie  $\delta$  jest równoznaczne z „podniesieniem“ podpory belki ciągłej, dlatego też prawa strona musi mieć znak ujemny.

Przez dodanie do siebie obydwu równań 51 i 52, eliminujemy z obliczeń kąt przesunięcia naroży  $\phi = \frac{\delta}{h}$ . Otrzymujemy równanie

$$\frac{1}{I_2}(R_B + R_C) + M_B \left( \frac{l}{I_2} + \frac{1}{3}h \cdot \frac{1}{I_1} + \frac{1}{3}h \cdot \frac{1}{I_3} \right) = 0 \quad (53)$$

W ostatnim równaniu pierwszy wyraz przedsta-

wia sumę zredukowanych wtórnych reakcyj zwykłych pow. momentów równych całkowitej powierzchni  $BGC$  (rys. 21b) zwykłych momentów, wyraz zaś przy  $M_B$  — sumę zredukowanych jednostkowych reakcyj równych powierzchni zaznaczonej liniami kreskowanymi w rys. 21b pomiędzy punktami 1 i 3. Ostatnie równanie możemy więc napisać

$$\Sigma \bar{R} + M_B \cdot \Sigma \bar{r} = 0 \quad (54)$$

jeśli przez  $\bar{R}$  i  $\bar{r}$  oznaczymy te zredukowane sumy. Z równania tego otrzymujemy wartość na  $M_B$

$$M_B = -\frac{\Sigma \bar{R}}{\Sigma \bar{r}} \quad (55)$$

jako ogólne równanie dla ramy dwuprzegubowej o obciążonym ryglu dowolnymi siłami pionowymi. Równanie to ważne jest również i dla różnych momentów bezwładności obydwu słupów.

Jak z powyżej przeprowadzonego rozwiązania wynika przez zastosowanie warunku wtórnych sił do sił zawartych między punktami maksymalnych ugięć, w obydwu (równoległych) słupach otrzymujemy równanie, w które nie wchodzi kąt przesunięcia naroży. Otrzymana z tego równania wartość na  $M_B$  (równ. 55) ma zupełnie identyczną postać ogólną, jak w belce dwuprzęsłowej (por. równ. 19), w belce trójprzęsłowej symetrycznej i symetrycznie obciążonej, w belkach równoprzęsłowych utwierdzonych (równ. 21, 32) itp. W danym przypadku ustroju i obciążenia moment narożny równy jest iloczynowi ze zredukowanej powierzchni zwykłych momentów i sumy zredukowanych reakcyj jednostkowych.

A więc np. dla obciążenia rozpory ciężarem jednostajnie rozłożonym  $q$ , otrzymamy na  $M_B$  wartość

$$M_B = -\frac{\Sigma \bar{R}}{\Sigma \bar{r}} = -\frac{\frac{1}{12}ql^3 \cdot \frac{1}{I_2}}{\frac{1}{3}h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_2} + \frac{1}{3}h \cdot \frac{1}{I_3}}$$

lub po oznaczeniu

$$k = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1}, k_1 = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_3} \quad (57)$$

$$M_B = -\frac{\frac{1}{12}ql^2}{\frac{1}{3}k + 1 + \frac{1}{3}k_1} = -\frac{1}{4}ql^2 \cdot \frac{1}{3+k+k_1}$$

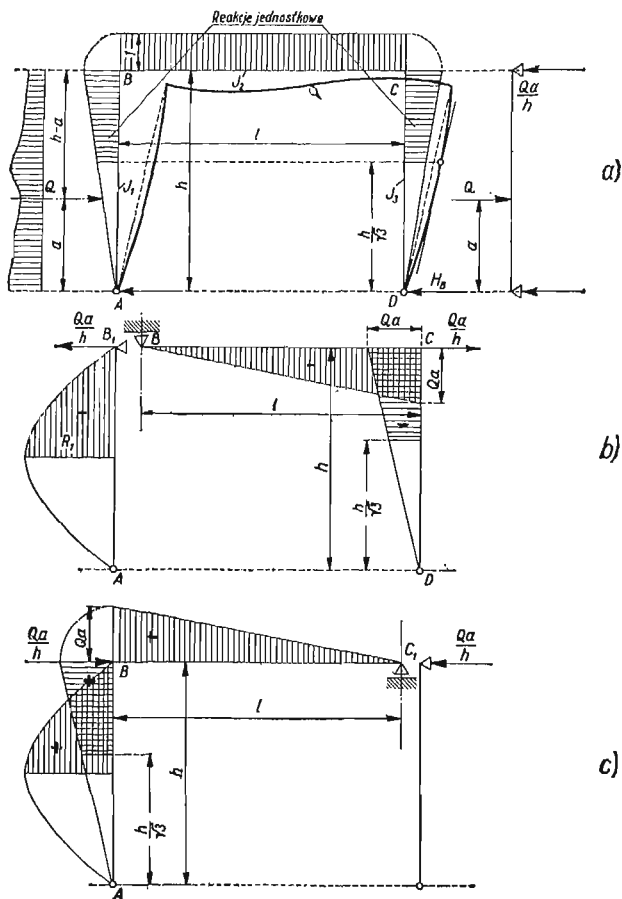
#### Obciążenie słupa

(rys. 22).

W przypadku obciążenia dowolnego słupa, np. słupa lewego ciężarem ciągłym niejednostajnym o wartości wypadkowej  $Q$  (rys. 22a) momenty w narożach  $M_B$  i  $M_C$  już nie będą sobie równe, jak to ma miejsce przy obciążeniu pionowym rozpory. Wynika to z warunku składowych poziomych i momentów ze względu na  $B$  i  $C$ , gdzie w pierwszym przypadku moment w  $B$

wynosi  $M_B = H_A h - Q(h - a)$ , w drugim  $M_C = H_B \cdot h$ .

Momenty w narożach wyznaczyć możemy od razu przy pomocy równania 55 (jak przy obc. rozpory) jeśli tylko dany ustrój ramowy zamienimy na odpowiedni układ belek statycznie wyznaczanych. Dla wyznaczenia  $M_B$  zamieniamy ramę przez pomyślane przecięcie naroża  $B$  na dwie belki statycznie wyznaczalne (rys. 22b)  $AB_1$  o stałej podporze  $B_1$  oraz  $BCD$  o stałej podporze w  $D$  i przesuwowej w  $B$  (rys. 22b).



Rys. 22.

Przyjęcie stałej podpory  $B_1$  belki  $AB_1$  jest równoznaczne z zaczepleniem w  $B_1$  siły pionowej równej oddziaływaniu na tej podporze belki wolnopodparłej pod obciążeniem  $Q$ . Oddziaływanie to jest równe (por. rys. 22b).

$$B_1 = \frac{Q \cdot a}{h} \quad (58)$$

Dla zrównoważenia zaczeplonej w  $B_1$  powyższej siły skierowanej ku lewej stronie, zaczeplić musimy w układzie drugiej belki podstawowej  $BCD$  siłę poziomą zaczeploną w  $C$ , skierowaną ku stronie prawej, o tej samej wartości  $\frac{Qa}{h}$ . Siła ta wywołuje w belce  $BCD$  momenty o kształcie trójkątnym i ujemnym znaku, jak to wskazano w rys. 22b, o wartości maksymalnej

$$M_m = \frac{Qa}{h} \cdot h = Q \cdot a \quad (59)$$

W ten sposób w danym układzie sił działającym w ramie nic nie zmieniliśmy. Powierzchnie momentów działających na dwie belki izostatyczne w ten sposób powstałe są powierzchniami zwykłych momentów. Części powierzchni tych momentów zawarte między punktami maksymalnych ugięć obydwu słupów o rzędnych podzielnicych przez  $l$  wchodzi w skład sumy równania 55.

Oznaczając przez  $R_1$  wtórną reakcję powierzchni zwykłych momentów w belce  $AB_1$  na podporze  $B_1$  (zakreskowana powierzchnia w rys. 22b) otrzymany jako sumę licznika w równ. 55 wartość

$$\Sigma \bar{R} = \frac{1}{I_1} R_1 - \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{2} Qa \cdot l - \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} Qa \cdot h \quad (60)$$

Jako wartość sumy wtórnych reakcyj jednostkowych wstawimy

$$\Sigma \bar{r} = \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_2} + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_3} \quad (61)$$

jak w równaniu 53 w nawiasie przy  $M_B$  (por. zakreskowaną pow. wtórnych reakcyj niezredukowanych jednostkowych w rys. 22a).

Na  $M_B$  otrzymujemy więc wartość

$$M_B = - \frac{\Sigma \bar{R}}{\Sigma \bar{r}} = - \frac{\frac{1}{I_1} R_1 - \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{2} Qa \cdot l - \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} Qa \cdot h}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_2} + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_3}} \quad (62)$$

Np. dla obciążenia jednostajnie rozłożonego  $q$  na lewym słupie mamy po wprowadzeniu  $k$  i  $k_1$  (jak przy obc. rozpory)

$$R_1 = \frac{1}{24} qh^3; \quad Q = qh; \quad a = \frac{h}{2}$$

$$M_B = - \frac{\frac{1}{24} qh^2 \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1} - \frac{1}{4} qh^2 - \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{1}{6} qh^2 \cdot \frac{h}{l}}{\frac{1}{3} \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1} + 1 + \frac{1}{3} \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_3}}$$

$$M_B = - \frac{\frac{1}{8} qh^2 \cdot k - \frac{3}{4} qh^2 - \frac{1}{2} qh^2 \cdot k_1}{3 + k + k_1} \quad (62a)$$

Dla stałego przekroju obu słupów  $k = k_1$

$$M_B = + \frac{3qh^2(2+k)}{8(3+k)} \quad (62b)$$

wartość identyczna z podaną wartością na  $M_B$  np. wg Rieger'a „Berechnung statisch unbestimmter Systeme“, wzór 44 na str. 35.

Dla wyznaczenia momentu w drugim narożu  $C$  zamieniamy dany ustrój przez pomyślane przecięcie w tym narożu na dwie belki izostatyczne (rys. 22c), analogicznie, jak dla wyznaczenia  $M_B$ . Jako powierzchnie zwykłych momentów otrzymamy  $R_1$ , wartość identyczną, jak uprzednio oraz powierzchnię trapezową i trójkątną zawarte między maksimami ugięć obydwu słupów, ale o znaku dodatnim (ugięcia do „wewnątrz“ ramy przyjmujemy za dodatnie).

Na  $M_C$  otrzymujemy więc przy pomocy równania 55 następującą wartość

$$M_C = - \frac{\Sigma \bar{R}}{\Sigma \bar{r}} = - \frac{\frac{1}{I_1} \cdot R_1 + \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{2} Q a l + \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} Q a h}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_2} + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_3}} \quad (63)$$

lub po wprowadzeniu

$$k = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1} \text{ oraz } k_1 = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_3}$$

$$M_C = - \frac{\frac{3}{h} R_1 \cdot k + \frac{3}{2} Q a + Q a k}{3 + k + k_1} \quad (64)$$

Dla obciążenia jednostajnie rozłożonego  $q$

$$M_C = - \frac{\frac{1}{8} q h^2 \cdot k + \frac{3}{4} q h^2 + \frac{1}{2} q h^2 \cdot k}{3 + k + k_1} \quad (64a)$$

Dla stałego przekroju obu słupów  $k = k_1$

$$M_B = - \frac{\frac{5}{8} q h^2 k + \frac{3}{4} q h^2}{3 + 2k} = - \frac{q h^2 (5k + 6)}{8(3 + 2k)} \quad (64b)$$

(wartość identyczna, jak podaje Rieger we wzorze 44 wyżej wspomnianej książki).

#### 14. Rama dwusłupowa przegubowa o nachylonej rozporze (rys. 23)

Obciążenie rygla

Pod dowolnym obciążeniem siłami pionowymi rozporze powstają w narożach  $B$  i  $C$  momenty  $M_B$  i  $M_C$  o nierównych wartościach. Mamy bowiem z warunku równowagi sił poziomych (ciała sztywnego)

$$H_A = H_B = H$$

oraz

$$M_B = H \cdot h_1$$

$$M_C = H \cdot h_2$$

$$\text{lub } M_C = M_B \cdot \frac{h_2}{h_1} = n M_B \quad (65)$$

jeśli oznaczymy

$$n = \frac{h_2}{h_1} \quad (66)$$

Wskutek obciążenia rama odkształci się jak w rys. 23a. Obydwa naroża  $B$  i  $C$  przesuną się o jedną i tę samą wartość  $\delta$  (składowe poziome przesunięcie). Proste łączące przeguby z narożami utworzą po odkształceniu kąty przesunięcia  $\psi_1$  i  $\psi_2$  o wartościach

$$\psi_1 = \frac{\delta}{h_1} \quad (67)$$

$$\psi_2 = \frac{\delta}{h_2} = \frac{\delta}{n h_1} = \frac{1}{n} \psi_1 \quad (68)$$

Warunek sumy wtórnych sił dla naroża  $B$  (podzielone przez  $EI$  powierzchnie momentów między punktami 1 i 2 w rys. 23a) otrzyma postać

$$\Sigma \bar{M}_B = \psi_1 = \frac{\delta}{h_1} \quad (69)$$

Warunek sumy wtórnych sił (wtórnych reakcyj) dla naroża  $C$  (zredukowane przez  $EI$  pow. momentów między punktami 2 i 3) napiszemy analogicznie

$$\Sigma \bar{M}_C = -\psi_2 = -\frac{1}{n} \psi_1 \quad (70)$$

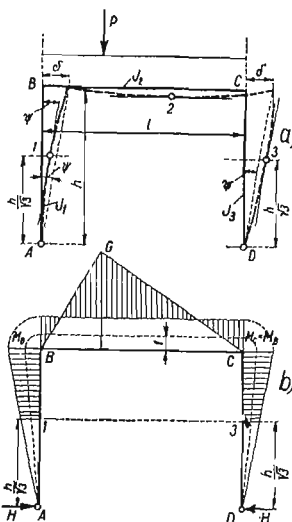
Ostatnie równanie możemy też napisać w postaci

$$n \Sigma \bar{M}_C = -\psi_1 \quad (70a)$$

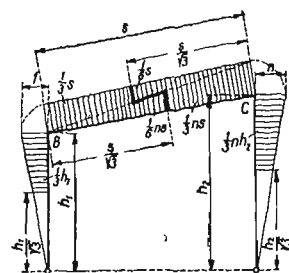
Jeśli ostatnie równanie (70a) dodamy do równania 69 otrzymamy szukane równanie wtórnych sił naszej ramy o nachylonym ryglu, które już nie zawiera kąta przesunięcia naroży  $\psi$

$$\Sigma \bar{M}_B + n \Sigma \bar{M}_C = 0. \quad (71)$$

W równaniach 69 do 71 przez  $\Sigma \bar{M}_B$  i  $\Sigma \bar{M}_C$  oznaczyliśmy sumy reakcyj wtórnych wszystkich pow. momentów.



Rys. 23.



Rys. 24.

Równanie 71 przedstawia sumę wtórnych reakcyj na podporze  $B$  oraz pomnożoną przez  $n = \frac{h_2}{h_1}$  sumę wtórnych reakcyj na podporze  $C$  (naroże wyższe) równe wartości zerowej.

Jeśli więc reakcje wtórne na podporze  $C$ , a więc rzędne powierzchni momentów przynależnych do  $C$  pomnożymy przez  $n$  (rys. 24), to dla tak zmienionych powierzchni następuje między punktami maksymalnych ugięć obydwu słupów wyrównanie powierzchni dodatnich i ujemnych momentów (o rzędnych podzielonych przez  $I$ ).

Wykreślmy, analogicznie jak w ramie o poziomej rozporze, jednostkowe powierzchnie wtórnych momentów o rzędnej w narożu  $B$  równej jednostce oraz o rzędnej  $1 \cdot n$  w narożu  $C$  (rys. 24) i oznaczmy sumę reakcyj tych powierzchni w narożu  $B$  przez  $\Sigma \bar{r}_B$  a w narożu  $C$  przez  $\Sigma \bar{r}_C$ . Warunek wtórnych reakcyj wyrażony równaniem 71 możemy więc napisać w postaci

$$\frac{1}{I_2} R_B + M_B \cdot \Sigma \bar{r}_B + M_C \Sigma \bar{r}_C + n \cdot \frac{1}{I_2} \cdot R_C = 0. \quad (72)$$

Jeśli uwzględnimy równanie 65 podające związek między obu momentami w narożach, otrzymamy

$$\frac{1}{I_2} R_B + M_B \Sigma \bar{r}_B + n M_B \Sigma \bar{r}_C + n \cdot \frac{1}{I_2} R_C = 0 \quad (72a)$$

skąd

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_2} (R_B + n R_C)}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C} \quad (73)$$

Jak to wynika z rys. 24 suma wtórnych reakcyj jednostkowych  $r_B$  w narożu B i  $r_C$  w narożu C ma po podzieleniu przez  $I$  wartość

$$\Sigma \bar{r}_B = \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} s + \frac{1}{6} sn \right) \quad (74)$$

$$\Sigma \bar{r}_C = \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n + \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} sn + \frac{1}{6} s \right) \quad (75)$$

Mianownik równania (73) przedstawiający sumę reakcyj jednostkowych w B oraz sumę reakcyj jednostkowych w C pomnożoną przez  $n$  wyniesie

$$\begin{aligned} \Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C &= \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \left[ \frac{1}{3} s + \frac{1}{6} sn + \right. \\ &+ n \left( \frac{1}{3} sn + \frac{1}{6} s \right) \left. \right] + n^2 \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \\ &+ \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2. \end{aligned} \quad (76)$$

Równanie (73) możemy więc napisać

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_2} (R_B + n R_C)}{\frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2} \quad (77)$$

lub po pomnożeniu licznika i mianownika przez  $I_2$

$$M_B = - \frac{R_B + n R_C}{\frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2} \quad (77a)$$

Uwzględniając, że  $M_C = n M_B$  otrzymamy wartość momentu w drugim narożu

$$M_C = - \frac{\frac{1}{I_2} \cdot n (R_B + n R_C)}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C} \quad (78)$$

oraz analogicznie do równania 77a.

$$M_C = - \frac{n (R_B + n R_C)}{\frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2} \quad (78a)$$

Na przykład dla obciążenia pionowego jednostajnego  $q$  na całej rozporze mamy

$$\begin{aligned} R_B = R_C &= \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} q l^2 \cdot s = \frac{1}{24} q l^2 \cdot s \\ M_B &= - \frac{\frac{1}{8} q l^2 (1 + n)}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \end{aligned} \quad (79)$$

jeśli wprowadzimy powszechnie stosowane wyrażenia

$$k_1 = \frac{h_1}{s} \cdot \frac{I_2}{I_1}, \quad k_2 = \frac{h_2}{s} \cdot \frac{I_2}{I_3} \quad (80)$$

Dla momentu w narożu C mamy

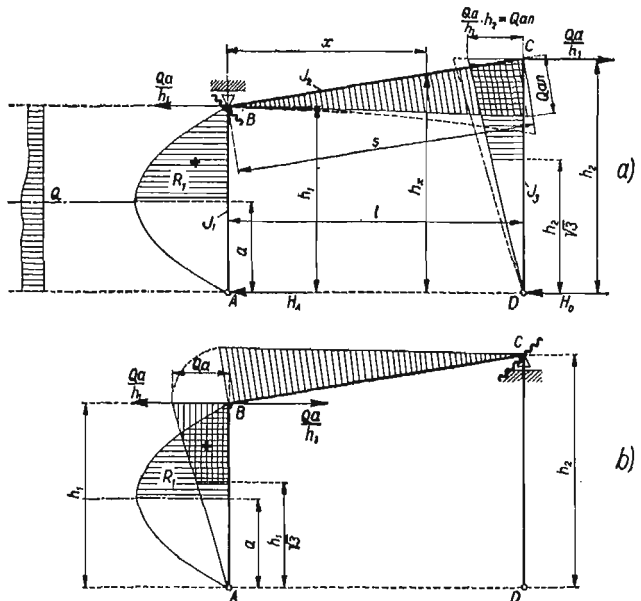
$$M_C = - \frac{1}{8} q l^2 \frac{n (1 + n)}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (81)$$

Przy stałym przekroju słupów  $I_1 = I_2$  oraz

$$k_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{n h_1}{s} = n k_1$$

otrzymamy pod obciążeniem jednostajnym  $q^1$

$$M_B = - \frac{1}{8} q l^2 \frac{1 + n}{k_1 (1 + n^3) + (1 + n + n^2)} \quad (82)$$



Rys. 25.

W przypadku gdy  $h_2 = h_1 = h$  mamy  $n = 1$  równanie 79 przybiera więc postać

$$M_B = - \frac{1}{4} q l^2 \cdot \frac{1}{k_1 + 3 + k_2} \quad (82a)$$

zgodną z równaniem 56 a na moment w narożu ramy dwuprzegubowej o poziomej rozporze obciążonej ciężarem jednostajnie rozłożonym  $q$ .

#### Obciążenie słupa $h_1$ (rys. 25)

Przyjmijmy dowolne obciążenie lewego słupa  $h_1$  i założmy, że w narożu B działa siła skupiona równa oddziaływaniu w B pod danym obciążeniem o wypadkowej  $Q$  (rys. 25 a), a więc siła o wartości  $\frac{Q a}{h_1}$

Przyjmijmy równocześnie dla wyznaczenia momentu w B, że w narożu tym rama zostaje przecięta a naroże B dla prawej odciętej części zastąpione przesuwną podporą (rys. 25 a).

<sup>1)</sup> Por. równ. 70 na str. 48 Riegera *Berechnung statisch unbestimmter Systeme*, cz. I.

Z warunku równowagi sił poziomych wynika, że moment w narożu  $C$  nie jest już równy pomnożonemu przez  $n$  momentowi w narożu  $B$  ( $M_C = n M_B$ ) jak to miało miejsce przy obciążeniu rozporą siłami pionowymi, lecz ma wartość równą

$$M_C = n (M_B - Q a) \quad (83)$$

W równaniu 83 —  $Q a$  przedstawia moment w  $B$  wywołany działaniem siły skupionej  $\frac{Q a}{h_1}$  (równej oddziaływaniu w  $B$  jako belce wolnopodpartej pod obciążeniem słupa  $h_1$ ) belki podstawowej wolno podpartej  $ABC$  (rys. 25 b) o przesuwnej podporze w  $C$ .

Wprowadzając ostatnią wartość na  $M_C$  w ogólne równanie 72 otrzymamy dla wyznaczenia  $M_B$  równanie (po uwzględnieniu, że  $R_C = 0$ ).

$$\frac{1}{I_1} R_1 + M_B \cdot \Sigma \bar{r}_B + n (M_B - Q a) \cdot \Sigma \bar{r}_C = 0 \quad (84)$$

W równaniu ostatnim przez  $R_1$  oznaczyliśmy wtórną reakcję zwykłej powierzchni momentów w  $h_1$  na podporze  $B$  ( $R_B = R_1$ ).

Z równania 84 otrzymamy

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_1} R_1 - n Q a \cdot \Sigma \bar{r}_C}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C} \quad (85)$$

Wartość na  $M_B$  dla obciążenia siłami poziomymi słupa  $h_1$  o wypadkowej  $Q$  różni się od równania 73 dla obciążenia pionowego rozporą zasadniczo tylko drugim wyrazem w liczniku. W wyrazie tym  $n Q a$  uważać możemy za moment w  $C$  belki podstawowej  $BCD$  (rys. 25 a) o przesuwnej podporze w  $B$  i obciążeniu  $\frac{Q a}{h_1}$  w narożu  $C$ , cały zaś wyraz

$n Q a \Sigma \bar{r}_C$  za iloczyn tego momentu przez sumę wtórnych reakcyj jednostkowych w narożu  $C$  lub też za powierzchnię zwykłych momentów (zredukowanych przez  $I$ ) zawartych między podporą  $B$  a maksimum ugięcia w  $h_2$  belki podstawowej  $BCD$ , zakreskowaną w rys. 25 a lecz o rzędnych pomnożonych przez stosunek wysokości  $h_x$  każdego punktu osi rozporą do wysokości słupa  $h_1$  a więc przez stosunek  $\frac{h_x}{h_1}$  (powierzchnia zaznaczona liniami kreskowanymi w rys. 25 a)<sup>1)</sup>.

Wstawiając w równanie ogólne 85 wartości wtórnych reakcyj jednostkowych (z równ. 75) oraz wartość  $\Sigma r_C$  otrzymamy na  $M_B$  równanie

$$M_B = - \frac{\frac{1}{I_1} R_1 - n Q a \left[ \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n + \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} s n + \frac{1}{6} s \right) \right]}{\frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2} \quad (86a)$$

lub po przemnożeniu przez  $\frac{I_2}{s}$  licznika i mianownika oraz wprowadzeniu  $k_1$  i  $k_2$  (por. równ. 80)

$$M_B = - \frac{\frac{1}{h_1} R_1 \cdot k_1 - n Q a \left[ \frac{1}{3} k_2 \cdot n + \left( \frac{1}{3} n + \frac{1}{6} \right) \right]}{\frac{1}{3} k_1 + \frac{1}{3} (1 + n + n^2) + \frac{1}{3} k_2 \cdot n^2}$$

lub wreszcie

$$M_B = - \frac{3 \frac{R_1}{h_1} \cdot k_1 - n Q a \left[ k_2 n + n + \frac{1}{2} \right]}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (86b)$$

Z równania 72 otrzymamy również wartość na  $M_C$  jeśli podstawimy za  $M_B$  wartość z równania 83

$$M_B = \frac{1}{n} M_C + Q a$$

a mianowicie

$$\frac{1}{I_1} R_1 + \frac{1}{n} M_C \Sigma \bar{r}_B + Q a \cdot \Sigma \bar{r}_B + M_C \cdot \Sigma \bar{r}_C = 0 \quad (87)$$

skąd

$$M_C = - \frac{n \left( \frac{1}{I_1} \cdot R_1 + Q a \cdot \Sigma \bar{r}_B \right)}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C} \quad (88)$$

jako ogólne równanie na moment w narożu  $C$  pod obciążeniem słupa  $h_1$ .

Podstawiając w ostatnie równanie wartości na wtórne reakcje jednostkowe (równ. 75) otrzymamy

$$M_C = - \frac{n \frac{1}{I_1} R_1 + Q a \left[ \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} s + \frac{1}{6} s n \right) \right]}{\frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{I_2} \cdot \frac{1}{3} s (1 + n + n^2) + \frac{1}{I_3} \cdot \frac{1}{3} h_2 \cdot n^2} \quad (88a)$$

a po pomnożeniu przez  $\frac{I_2}{s}$  licznika i mianownika i wprowadzeniu  $k_1$  i  $k_2$

$$M_C = - \frac{3 \frac{R_1}{h_1} \cdot k_1 n + n Q a \left( k_1 + 1 + \frac{1}{2} n \right)}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (88b)$$

Równania 86b i 88b podają nam równania na szukane momenty w narożach ustawione w postaci praktycznej przy użyciu cyfr stosunkowych  $k$ , używanych w znanych wydawnictwach Kleinogla, Riegera itp. Są to równania ogólne dla dowolnego obciążenia poziomego w  $h_1$  i przy różnych momentach bezwładności  $I_1$ ,  $I_2$  i  $I_3$ .

Na przykład dla obciążenia jednostajnie rozłożonego  $q$  w  $h_1$  mamy:

$$R_1 = \frac{1}{24} q h_1^3; \quad Q = q h_1; \quad a = \frac{1}{2} h_1,$$

otrzymamy więc po wstawieniu tych wartości i wykonaniu działań

$$M_B = + \frac{1}{8} q h_1^2 \frac{2n(2nk_2 + 2n + 1) - k_1}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (89)$$

$$M_C = - \frac{1}{8} q h_1^2 \frac{n(5k_1 + 2n + 4)}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (90)$$

<sup>1)</sup> Dowód z powodu braku miejsca przeprowadzony zostanie na innym miejscu.

Dla  $I_3 = I_1$  mamy  $k_1 = k_2 = k$ , a więc

$$M_B = + \frac{1}{8} q h_1^2 \frac{2n(2nk + 2n + 1) - k}{k(1 + n^2) + (1 + n + n^2)} \quad (89a)$$

$$M_C = - \frac{1}{8} q h_1^2 \frac{n(5k + 2n + 4)}{k(1 + n^2) + (1 + n + n^2)} \quad (90a)$$

zgodnie z równaniem 75 Riegera „Berechnung statisch unbestimmter Systeme”.

Dla poziomej siły skupionej  $Q$  zaczepionej w narożu  $B$  mamy:  $R_1 = 0$ ;  $a = h_1$ , otrzymamy więc z ogólnych równań

$$M_B = + \frac{Q h_2}{2} \cdot \frac{2n(k_2 + 1) + 1}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (91)$$

$$M_C = - \frac{Q h_2}{2} \cdot \frac{2(k_1 + 1) + n}{k_1 + (1 + n + n^2) + k_2 \cdot n^2} \quad (92)$$

Z ostatnich równań po wstawieniu  $n = 1$ ,  $k_2 = k_1 = k$  w przypadku, gdy pochyła rozpora przechodzi w poziomą przy równych przekrojach słupów — otrzymamy znane wartości momentów ramy prostokątnej dwuprzegubowej pod poziomą siłą  $Q$  w  $B$

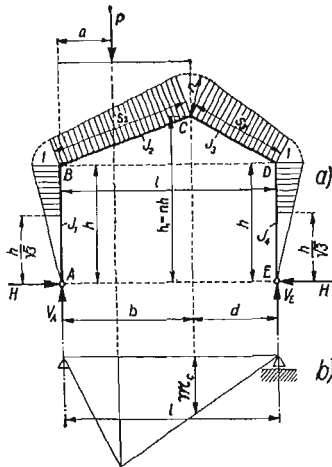
$$M_B = + \frac{Qh}{2} \cdot \frac{2k+3}{2k+3} = + \frac{Qh}{2} \quad (93)$$

$$M_C = - \frac{Q \cdot h}{2} \quad (94)$$

### 15. Rama przegubowa dwusłupowa o pojedynczo załamanej rozporze (rys. 26)

Obciążenie pionowe rozporzy w części  $s_2$

Pionowa siła skupiona  $P$  zaczepia w części  $s_2$  w odległości  $a$  od naroża  $B$ . Z sumy sił poziomych



Rys. 26.

zwykłych warunków równowagi otrzymujemy równość momentów w narożach obydwu słupów

$$M_B = M_D = H \cdot h$$

Równanie momentu zginającego w narożu  $C$  ma wartość

$$M_C = V_E \cdot d + H \cdot nh = V_E d + M_B \cdot n$$

Po wstawieniu za  $V_E$  wartości z warunku momentów ze względu na punkt  $A$ , czyli

$$V_E = \frac{Pa}{l}$$

otrzymamy

$$M_C = \frac{Pa}{l} \cdot d + M_B \cdot n = \mathfrak{M}_C + M_B \cdot n \quad (95)$$

W równaniu 95 wyraz  $\mathfrak{M}_C = \frac{Pa}{l} \cdot d$  przedstawia moment zginający w punkcie  $C$  belki wolnopodpartej o rozpiętości  $l$ , obciążonej siłą  $P$  (rys. 26 b). Oznaczyliśmy go przez  $\mathfrak{M}_C$ .

Dla wyznaczenia  $M_B = M_D$  zastosujemy warunek wtórnych reakcyj. Równania sumy wtórnych reakcyj w narożach  $B$ ,  $C$  i  $D$  mają postać

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \bar{M}_B &= \frac{\delta_B}{h} = \frac{\delta}{h} \\ \Sigma \bar{M}_C &= \frac{\delta_C}{h_1} = \frac{\delta}{nh} \\ \Sigma \bar{M}_D &= \frac{\delta}{h} \end{aligned} \right\} \quad (96)$$

Ponieważ składowe przesunięć naroży ramy przy odkształceniu są sobie równe, oznaczyliśmy je przez  $\delta$ . Jeśli drugie równanie z układu równań 96 pomnożymy przez  $n$  i dodamy do niego obydwie pozostałe równania otrzymamy

$$\Sigma \bar{M}_B + n \Sigma \bar{M}_C + \Sigma \bar{M}_D = 0 \quad (97)$$

Po wprowadzeniu wartości szczegółowych wyrazów  $\bar{r}$  i po wprowadzeniu reakcyj jednostkowych  $\bar{r}_B$ ,  $\bar{r}_C$  i  $\bar{r}_D$  oraz po uwzględnieniu równania 95 dostaniemy

$$\begin{aligned} \bar{R}_B + M_B \left[ \Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C + \Sigma \bar{r}_D \right] + \\ + n \bar{R}_C + \mathfrak{M}_C \cdot \Sigma \bar{r}_C = 0 \end{aligned} \quad (98)$$

skąd

$$M_B = - \frac{\bar{R}_B + n \bar{R}_C + \mathfrak{M}_C \cdot \Sigma \bar{r}_C}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C + \Sigma \bar{r}_D} \quad (99)$$

Wstawmy w powyższe równanie wartości sum wtórnych reakcyj jednostkowych, tj. powierzchni zakreskowanych w rys. 26.

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \bar{r}_B &= \frac{1}{I_1} \cdot \frac{1}{3} h + \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} s_2 + \frac{1}{6} s_2 n \right) \\ \Sigma \bar{r}_C &= \frac{1}{I_2} \left( \frac{1}{3} s_2 n + \frac{1}{6} s_2 \right) + \frac{1}{I_3} \left( \frac{1}{3} s_3 n + \frac{1}{6} s_3 \right) \\ \Sigma \bar{r}_D &= \frac{1}{I_4} \cdot \frac{1}{3} h + \frac{1}{I_3} \left( \frac{1}{3} s_3 + \frac{1}{6} s_3 n \right) \end{aligned} \right\} \quad (100)$$

Otrzymamy ostatecznie na  $M_B$  równanie

$$M_B = M_D = - \frac{\frac{1}{I_2} (R_B + n R_C) + \mathfrak{M}_C \left( \frac{1}{3} n + \frac{1}{6} \right) \left( \frac{1}{I_2} s_2 + \frac{1}{I_3} s_3 \right)}{\frac{1}{3} \left[ \frac{1}{I_2} \cdot h + \left( \frac{1}{I_2} s_2 + \frac{1}{I_3} s_3 \right) (1 + n + n^2) + \frac{1}{I_4} \cdot h \right]} \quad (101)$$

Po przemnożeniu licznika i mianownika przez 3 i po wprowadzeniu cyfr stosunkowych  $k$

$$k_1 = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{s_2}; k_3 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{s_3}{s_2}; k_4 = \frac{I_2}{I_4} \cdot \frac{h}{s_2} \quad (102)$$

mamy w postaci praktycznej wzór na momenty w narożach  $B$  i  $D$  ramy dwuprzegubowej o jednoznacznie, dowolnie załadowanej rozporze i zmieniających przekrojach we wszystkich przęsłach, obciążonej dowolnie siłami pionowymi w  $s_2$ , a mianowicie

$$M_B = - \frac{3 \left( \frac{R_B}{s_2} + n \frac{R_C}{s_2} \right) + \mathfrak{M}_C \left( n + \frac{1}{2} \right) (1 + k_3)}{k_1 + (1 + k_3)(1 + n + n^2) + k_4} \quad (101a)$$

Na przykład dla obciążenia pionowego jednostajnie rozłożonego  $q$  na długości  $s_2$  mamy

$$\frac{R_B}{s_2} = \frac{R_C}{s_2} = \frac{1}{s_2} \cdot \frac{1}{24} q b^3$$

$$\mathfrak{M}_C = \frac{q b^2}{l} \cdot d$$

a więc na  $M_B$

$$M_B = - \frac{\frac{1}{s_2} \cdot \frac{1}{8} q b^3 (1 + n) + \frac{1}{4} q b^2 \cdot \frac{d}{l} (2n + 1) (1 + k_3)}{k_1 + (1 + k_3)(1 + n + n^2) + k_4} \quad (101b)$$

(gdzie  $b = l - d$  czyli rzut  $s_2$ , por. rys. 26). W przypadku ustroju symetrycznego ramy  $s_2 = s_3 = s$ ,  $I_4 = I_1$ ,  $I_3 = I_2$  a więc  $k_4 = k_1 = k$  oraz  $k_3 = 1$ , na momenty w narożach słupów otrzymamy równanie w uproszczonej postaci

$$M_B = - \frac{\frac{3}{s} (R_B + n R_C) + \mathfrak{M}_C \cdot (2n + 1)}{2(k + 1 + n + n^2)} \quad (101c)$$

Gdy nachylone części rozporzy przybiorą poziome położenie dany ustrój przechodzi w ramę prostokątną dwuprzegubową, a równanie ostatnie przybiera po wstawieniu

$$n = 1, s = \frac{1}{2} l, \text{ oraz } \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{1/2 l} = 2k$$

postać

$$M_B = - \frac{\frac{3}{1/2 l} (R_B + R_C) + \mathfrak{M}_C}{2(2k + 3)} = - \frac{\frac{3}{l} [R_B + R_C + \frac{1}{2} \mathfrak{M}_C \cdot l]}{2k + 3} \quad (103)$$

Jak łatwo się przekonać wyrazy w nawiasie licznika przedstawiają zwykłą powierzchnię momentów rozporzy, jako belki wolnopodparłej. W równaniu tym  $R_B + R_C$  przedstawia powierzchnię momentów zakreskowanych w rys. 27, zaś  $\frac{1}{2} \mathfrak{M}_C l$  trójkątną powierzchnię zakreskowaną poziomo w rys. 27. Tym samym równanie 103 przedstawia wartość identyczną do wartości, jaką nam da dla danego obciążenia równanie 55.

Na przykład dla obciążenia jednostajnego  $q$  na długości  $s = \frac{1}{2} l$  otrzymamy

$$M_B = - \frac{\frac{3}{l} \left[ \frac{1}{12} q \frac{l^3}{8} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{16} q l^3 \right]}{2k + 3} = - \frac{1}{8} q l^2 \cdot \frac{1}{2k + 3}$$

Dla siły skupionej  $P$  (pionowej) zaczepionej w narożu  $C$  ramy symetrycznej o załamanej rozporze otrzymamy z równ. 101c wartość na  $M_B$  ( $R_B = R_C = 0$ )

$$M_B = - \frac{\mathfrak{M}_C (2n + 1)}{2(k + 1 + n + n^2)} = - \frac{1}{8} P l \cdot \frac{2n + 1}{k + 1 + n + n^2} \quad (104)$$

(gdzie  $\mathfrak{M}_C = \frac{1}{4} P l$ ).

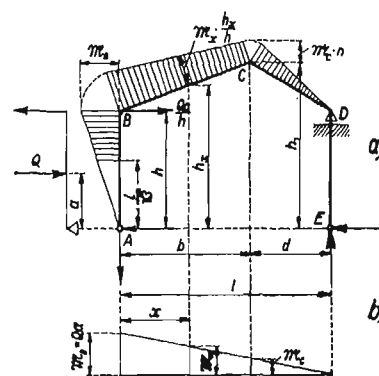
### Obciążenie poziome lewego słupa

Dla dowolnego obciążenia poziomego np. siłą skupioną  $Q$  lewego słupa (rys. 27) otrzymujemy ze zwykłych warunków równowagi

$$M_D = H \cdot h$$

oraz równanie analogiczne do równ. 95

$$M_C = \mathfrak{M}_C + M_D \cdot n \quad (105)$$



Rys. 27.

W ostatnim równaniu  $\mathfrak{M}_C$  przedstawia zwykły moment w narożu  $C$  (rys. 27 b) belki podstawowej jak w rys. 27 a obciążonej w  $B$  siłą skupioną  $\frac{Ql}{h}$  (równą zwykłej reakcji w  $B$  belki wolnopodparłej  $AB$ ), a więc

$$\mathfrak{M}_C = Q a \frac{d}{l} \quad (106)$$

Wyrażając teraz  $M_B$  przy pomocy

$$\mathfrak{M}_B = Q a \quad (107)$$

otrzymamy

$$M_B = M_D + \mathfrak{M}_B \quad (108)$$

Wstawiając w ogólne równanie sumy wtórnych reakcji (równ. 97) wartości  $R_1 = \Sigma R_B$  oraz  $M_B$ ,  $M_C$  i  $M_D$  otrzymamy po uwzględnieniu równań 108 i 105

$\bar{R}_1 + (M_D + \mathfrak{M}_B) \Sigma \bar{r}_B + (\mathfrak{M}_C + M_D \cdot n) \Sigma \bar{r}_C + M_D \cdot \Sigma \bar{r}_D = 0$  skąd

$$M_D = - \frac{\bar{R}_1 + \mathfrak{M}_B \cdot \Sigma \bar{r}_B + \mathfrak{M}_C \cdot \Sigma \bar{r}_C}{\Sigma \bar{r}_B + n \Sigma \bar{r}_C + \Sigma \bar{r}_D} \quad (109)$$

Po wstawieniu wartości wtórnych reakcyj jednostkowych (równ. 100) w powyższe równanie oraz po wprowadzeniu cyfr stosunkowych (równ. 102) otrzymamy na  $M_D$  wartość w postaci

$$M_D = - \frac{\frac{3}{h} \cdot R_1 \cdot k_1 + Qa \left[ k_1 + \frac{1}{2}n + 1 + \frac{d}{l} (k_3 + 3k_3n + k_4) \right]}{k_1 + (1 + k_3)(1 + n + n^2) + k_4} \quad (109a)$$

Znając wartość na  $M_D$  obliczyć możemy  $M_C$  przy pomocy równ. 105 (por. równ. 106), a  $M_B$  przy pomocy równ. 108 (por. 107).

Jak to łatwo można sprawdzić, moment w narożu  $D$  (równ. 109) równy jest sumie powierzchni momentów zakreskowanych w rys. 27 a (po podzieleniu przez  $l$ ) podzielonej przez sumę wtórnych reakcyj jednostkowych (podzielonych przez  $l$ ), jak powierzchnia zakreskowana w rys. 26 a.

(dokończenie nastąpi).

WACŁAW PASZKOWSKI (Warszawa)

## PRZYCZEPNOŚĆ BETONU NA CEMENCIE ALKA-ELEKTRO DO PRĘTÓW ŻELAZNYCH

Z inicjatywy producenta, wymienionego w nagłówku cementu, zostały wykonane w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Politechniki Warszawskiej badania, które zasługują na bliższe omówienie.

Wiadomo, że przyczepność, która opiera się przesuwaniu osiowemu prętów uzbrojenia w konstrukcji żelbetowej, w znacznym stopniu polega na zaciśnięciu prętów w kurczącym się podczas twardnienia betonie. Jest to może jedyna korzyść jaką zyskuje żelbet ze skurczu betonu. Wszelka przyczyna wpływająca na zmniejszenie tego zaciśnięcia może więc się odbić na zmniejszeniu przyczepności z mniejszą lub większą szkodą dla współpracy uzbrojenia z betonem. Ponieważ cement Alka wydziela przy wiązaniu więcej ciepła niż normalny cement portlandzki i przeto nagrzewa się do wyższej temperatury należy się spodziewać, że stygnąc następnie zaciska pręty mocniej niż cement portlandzki a w każdym razie nie słabiej. Wchodzi tu oczywiście w grę tylko spadek temperatury, który się odbywa po związaniu cementu.

Były jednak wypowiedane zdania przeciwne, może wskutek błędnego rozumowania. Jest bowiem jasne, że wszelkie dwa punkty jakie pomyślimy w materiale przed jego skurczeniem się, zbliżą się do siebie po dokonaniu się skurczu. Jeżeli oberzemy punkty na powierzchni zabetonowanego pręta na dwu końcach jego dowolnie obranej średnicy, to staje się jasne, że ich zbliżenie się zaciśnie pręt w betonie. Im większy skurcz tym większe zaciśnięcie. Stygnięcie betonu działa więc tylko dodatnio.

Badania, o których mowa, zostały wykonane celem przecięcia wątpliwości z tej strony.

Podstawowym faktem do stwierdzenia była sprawa przyczepności na powierzchni gładkiego pręta w betonie na cemencie Alka. Celem uzyskania jak najbardziej wyraźnego obrazu stworzono kilka zjawisk porównawczych.

a) Cementowi Alka przeciwstawiono cement portlandzki.

b) Zaakcentowano wpływ stygnięcia przez nagrzewanie podczas wiązania jednej serii próbek z cementem Alka.

c) Prętom okrągłym o powierzchni gładkiej, przejawiającym przyczepność powierzchniową, przeciwstawiono pręty dające przyczepność mechaniczną wskutek wystających grzebieni — stal grzebieniową.

d) Betonowi twardniejącemu w powietrzu, a więc ulegającemu skurczowi, przeciwstawiono beton twardniejący w wodzie, a więc ulegający pewnemu pęcznieniu.

Celem uwypuklenia wpływu interesujących czynników dobierano beton tak, by w chwili próby miał on we wszystkich wypadkach możliwie jednakową wytrzymałość na ściskanie.

Próbki miały kształt odcinka pręta stalowego zabetonowanego w walcu o średnicy i wysokości równej 16 cm, wzmocnionej spiralą z drutu  $\varnothing$  8 mm (Rys. 1). Jednocześnie wykonano walce  $\varnothing$  80 cm do badania na ściskanie betonu tego samego gatunku i w tym samym czasie co próbek na przyczepność. Przesunięcie czołowej powierzchni a wybetonowanego odcinka pręta względem podstawy próbki *bc* mierzono czujnikiem Zeiss'a (Rys. 2). Celem zbliżenia się do warunków mogących powstać w konstrukcji, pręty ze stali zlewnej okrągłe miały przekrój 3,14 cm<sup>2</sup>, zaś ze stali grzebieniowej 1,9 cm<sup>2</sup>.

Pierwsza seria badań obejmowała:

1) Badanie przyczepności w betonie z cementem portlandzkim po 28 dniach. W chwili badania stwierdzono wytrzymałość walcową  $R_{28} = 274 \text{ kg/cm}^2$ ;

2) Badanie przyczepności w betonie z cementem Alka po 3 dniach. W chwili badania stwierdzono wytrzymałość walcową  $R_3 = 273 \text{ kg/cm}^2$ ;

3) Badanie przyczepności w betonie z cementem Alka podgrzewanym. Próbki tego typu po upływie około 15 minut od zarobienia betonu wraz z formami zanurzono całkowicie w ciepłej wodzie na przeciąg 8,5 godzin. Temperaturę wody utrzymywano dla połowy liczby próbek w granicach 41° — 45°, a dla drugiej połowy 48° — 50° przez stałe podgrzewanie i kontrolowanie temperatury wody kilkoma termometrami. Stwierdzono dla próbek trzymanyh w temperaturze 41° — 45°:  $R_3 = 229 \text{ kg/cm}^2$ , zaś dla



próbek trzymany w temperaturze  $48^{\circ} - 50^{\circ}$ :  $R_3 = 207 \text{ kg/cm}^2$ .

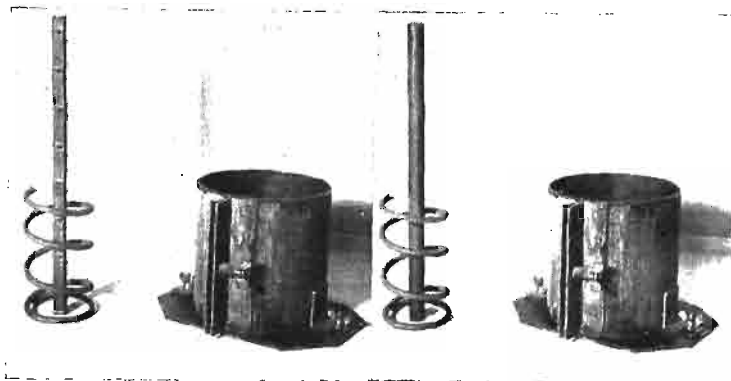
Dla każdego z omówionych trzech wypadków zbadano na przyczepność po 6 próbek ze stałą okrągłą i po 6 próbek ze stałą grzebieniową. Średnie krzywe, bez ścisłego wyliczenia punktów, obrazujące ogólny przebieg badania są zestawione na wykresach rys. 3. Nie będziemy z uszeregowania się tych krzywych wysnuwali zbyt daleko idących wniosków, możemy wczakże stwierdzić bez najmniejszej wątpliwości z bliskiego przebiegu krzywych przyczepności z jednej strony dla żelaza okrągłego z drugiej — dla stali grzebieniowej, że cement Alka niezależnie od większego nagrzewania się podczas wiązania i niezależnie od innych cech, które go odróżniają od cementu portlandzkiego, przejawia przyczepność do żelaza taką samą jak cement portlandzki.

Druga seria badań obejmuje wyłącznie betony z cementem Alka, lecz w różnych terminach twardnienia i różnie przechowywanych celem uwypuklenia skurczu względnie spęcznienia betonu, na co rzuca światło zachowanie się z jednej strony prętów gładkich i z drugiej — stali grzebieniowej.

W tej serii zbadano:

1) Przyczepność w betonie po 24 godzinach wykonania. Próbki w 6 godzin po zarobieniu zostały wyjęte z form i pozostałe 18 godzin były przechowywane pod wilgotnymi płachtami, stwierdzono w chwili próby  $R_1 = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

2) Przyczepność w betonie po 3 dobach od chwili zarobienia. Próbki w 6 godzin po zarobieniu wyjęto z form, następnie 24 godziny przechowywano pod wilgotnymi płachtami, dalsze 24 godziny polewano kilkakrotnie wodą wreszcie czas pozostały trzymano w powietrzu w laboratorium, stwierdzono w chwili próby  $R_3 = 268 \text{ kg/cm}^2$ .

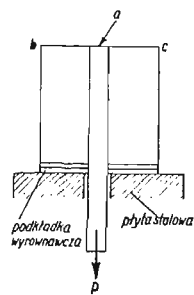


Rys. 1.

3) Przyczepność w betonie 28 dniowym. Próbki w 6 godzin po zarobieniu wyjęto z form i do 24 godzin przechowywano pod wilgotnymi płachtami, pozostałe 27 dni przechowywano w czystej wodzie wodociągowej w temperaturze  $16^{\circ}$ , stwierdzono w chwili próby  $R_{28} = 301 \text{ kg/cm}^2$ .

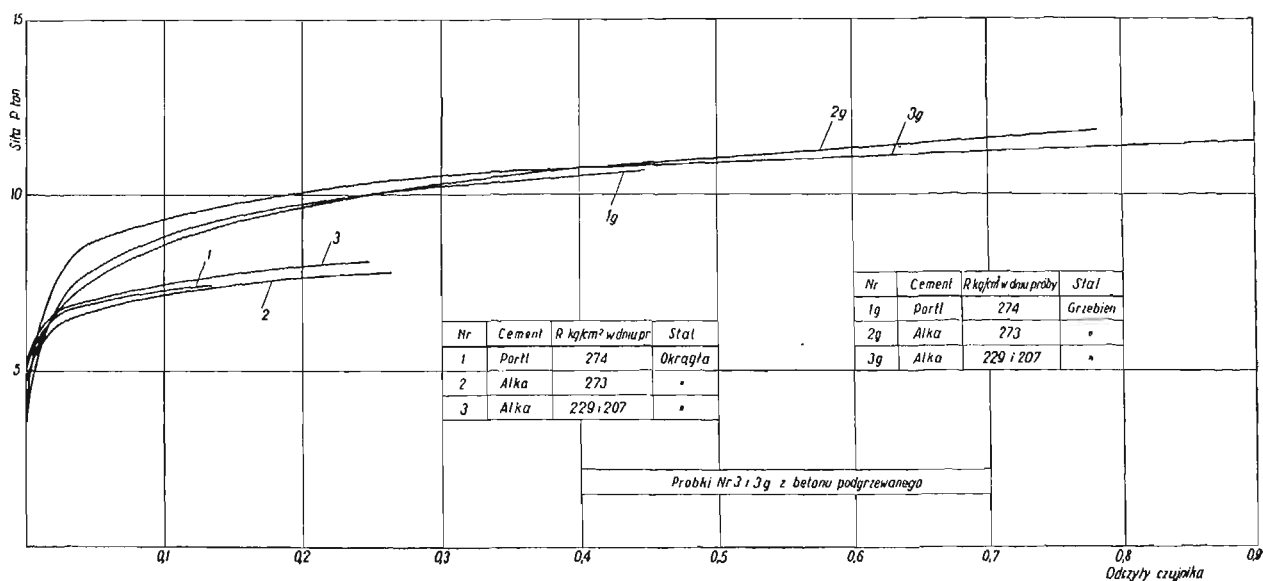
We wszystkich wypadkach próbki do badania wytrzymałości na ściskanie były przechowywane tak samo jak próbki do badania przyczepności.

Ta seria badań, jak było do przewidzenia, uwypukliła dobitnie wpływ pęcznienia betonu przechowywanego pod wodą na zmniejszenie przyczepności do prętów gładkich a przez to wykazała raz jeszcze w jak znacznym stopniu przyczepność do prętów gładkich zależy od zaciśnięcia prętów w betonie przez zjawisko skurczu.

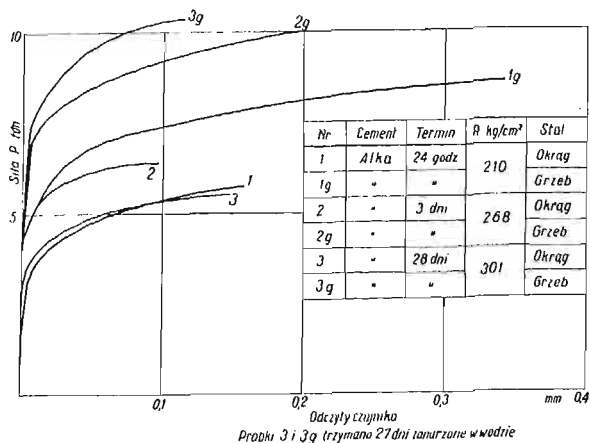


Rys. 2.

Porównanie w tych warunkach przyczepności prętów gładkich z przyczepnością stali grzebieniowej, na którą zaciśnięcie ma wpływ nieznaczny wobec mechanicznego zahaczenia przy



Rys. 3.



Rys. 4.

pomocy grzebieni, okazało się metodą dającą rezultat dosyć wyraźny.

Istotnie rozpatrując krzywe przyczepności (rys. 4) widzimy, że siła wrywająca stal grzebieniową wzrasta stosownie do wzrostu wytrzymałości betonu (krzywa 1 g przy  $R = 210$ , krzywa 2 g przy  $R = 268$  i krzywa g przy  $R = 301$  kg/cm<sup>2</sup>). Natomiast krzywe przyczepności prętów gładkich szeregują się inaczej: krzywa 2 przy  $R = 268$  znajduje się wyżej niż krzywa 1 przy  $R = 210$ , lecz krzywa 3 pomimo wzrostu wytrzymałości betonu do  $R = 301$  spadła wyraźnie do poziomu krzywej 1, co daje się wytłumaczyć jedynie spęcaniem betonu z powodu przechowywania go 27 dni w wodzie.

lnż. ADOLF HAUKE-BOSAK

## WZORY DLA OBLICZENIA SŁUPÓW ŻELBETOWYCH UZWOJONYCH WZGLĘDNIE OPŁASZCZONYCH

Nośność słupa betonowego o przekroju kołowym  $F_b$  i średnicy  $D_b$  wyrażamy wzorem:

$$P_{\max} = F_b \cdot k_b \quad (1)$$

gdzie  $k_b$  oznacza naprężenie łamiące. Na skutek obciążenia słupa ciężarem  $P$  słup ten dozna skręcenia oraz rozszerzy się. Zaopatrzymy teraz ten słup betonowy w zwoje blisko siebie ułożone albo w płaszcz żelazny o grubości ścianki  $\delta$  i poddamy go obciążeniu  $P$ .

Uzwojenie wzgl. opłaszczenie sprawia, że rozszerzenie się słupa będzie mniejsze, niż to miało miejsce dla słupa betonowego bez uzwojenia.

W związku ze zmniejszeniem się rozszerzenia poprzecznego słupa na skutek uzwojenia, rdzeń słupa betonowego naciskać będzie na uzwojenie wzgl. opłaszczenie.

Oznaczmy przez „ $\omega$ ” wielkość tego nacisku poziomego na jednostkę powierzchni. Pozostają one w stałym związku do wielkości naprężeń  $K_b$  i wyznaczyć je możemy drogą następującą.

Całkowite rozszerzenie poprzeczne  $\lambda_x = \lambda_y$  wyznaczamy ze wzoru:

$$\lambda_x = + \frac{1}{E} \left( \sigma_x - \frac{1}{m} \sigma_y - \frac{1}{m} \sigma_z \right) \quad (2)$$

wobec tego, że  $\sigma_y = \sigma_x$  otrzymamy:

$$\lambda_x = + \frac{1}{E} \left( \sigma_x \frac{m-1}{m} - \frac{\sigma_z}{m} \right)$$

Zważywszy, że w chwili równowagi sprężystej między siłami zewnętrznymi i siłami wewnętrznymi musi  $\lambda_x = 0$  oraz podstawiając za  $\sigma_z = \frac{P}{F_b} = K_b$  oraz  $\sigma_x = \sigma_y = \omega$  otrzymamy:

$$0 = \frac{1}{E} \left( \omega \frac{m-1}{m} - \frac{K_b}{m} \right) \text{ względnie: } \omega = \frac{K_b}{m-1} \quad (3)$$

gdzie  $m$  jest liczbą Poissona i dla betonu mieści się w granicach od 5,0 — 5,3.

Dla betonu o większej wytrzymałości przyjmuje się granicę górną — natomiast dla betonu o mniejszej wytrzymałości granicę dolną.

Siły poziome „ $\omega$ ” działające na płaszcz żelazny wzgl. uzwojenie wywołują w nim rozciąganie. Wielkość tej siły rozciągającej wynosi:

$$Z = \frac{\omega \cdot D_r}{2} = \delta \cdot K_z \quad (4)$$

gdzie  $\delta$  oznacza grubość płaszczka, zaś  $k_z$  naprężenie w żelazie.

Podstawiając za  $\omega = \frac{k_b}{m-1} = \frac{P}{(m-1)F_r} = \frac{P}{\nu \cdot F_r}$  gdzie  $\nu = m-1$  otrzymujemy:

$$\delta k_z = \frac{K_b \cdot D_r}{2\nu} = \frac{2P}{\nu D \nu \pi} \text{ stąd } P = \frac{\nu}{2} \delta D_r \pi \cdot k_z \quad (5)$$

Dla uzwojenia będzie:

$$P = \frac{\nu}{2} F_u \cdot k_z \quad (6)$$

gdzie  $F_u = \frac{a_u}{s} D_r \pi$ .

Jak już wspomniałem poprzednio, na skutek uzwojenia słup betonowy dozna znacznie mniejszego rozszerzenia — tym samym słup ten przenieść może większe obciążenie od słupa betonowego nieuzwojonego.

W słupie obciążonym — beton ściskany słupa będzie jakby „wypychany” pomiędzy zwoje. Im odstęp zwojów będą mniejsze to i „wypychanie” będzie mniejsze, tym samym zwiększa się nośność słupa.

Najmniejsze „wypchnięcie” betonu będzie wówczas, gdy zwoje ułożone będą tuż przy sobie

tzn. dla uzbrojenia płaszczowego. Ten objaw uważać możemy za jakby pośrednie zagęszczenie betonu.

Wielkość zagęszczenia betonu zależna jest od stosunku powierzchni zajętych przez zwoje do powierzchni całego obwodu słupa. Stosunek powierzchni zajętych przez zwoje do powierzchni obwodu walca określić możemy: przez  $\alpha = \frac{d_u}{s}$

gdzie  $d_u$  oznacza średnicę pręta, zaś  $s$  jest odstępem zwojów.

Na całkowite obciążenie słupa składają się zatem 3 czynniki:

a) Nośność słupa betonowego wyrażonego wzorem:

$$P_1 = F_b \cdot K_b$$

b) zwiększona nośność słupa betonowego na skutek pośredniego zagęszczenia betonu, wyrażającego się wzorem:  $\alpha F_r \cdot K_b$  oraz

c) od obciążenia, które przenoszą zwoje wg wzoru: 5 wzgl. 6.

Wobec tego całkowity wzór przybierze postać następującą:  
dla uzwojenia:

$$P = k_b \left( F_b + \alpha F_r \right) + \frac{\nu}{2} F_u K_z \quad (8)$$

dla oplaszczenia:

$$P = k_b 2 F_r + \frac{\nu}{2} \delta D_r \pi K_z \quad (9)$$

w słupie oplaszczonym nośny przekrój słupa będzie tylko  $F_r$ , zaś  $\alpha = 1$ .

Sprawdzenie wzoru 8 skutecznie możemy na doświadczeniach dokonanych ze słupami uzwojonymi przez inż. Bacha w Stuttgardzie a opublikowanych w czasopiśmie związku inż. niemieckich w r. 1915, str. 898 oraz w Mörsch'a *Eisenbeton*, str. 232.

Słupy poddane doświadczeniom miały przekrój ośmioboku umiarkowanego o  $F_b = 847 \text{ cm}^2$ ,  $F_r = 616 \text{ cm}^2$ ,  $D_r = 28 \text{ cm}$ ,  $D_r \pi = 88 \text{ cm}$ . Posiadały następujące uzbrojenia: 8 prętów podłużnych  $\varnothing 10 \text{ mm}$  oraz zwoje  $\varnothing 8 \text{ mm}$  o wytrzymałości  $K_z = 3486 \text{ kg/cm}^2$ .

Odstępy tych zwojów były zmienne od  $s = 5 \text{ cm}$  do  $s = 0,8 \text{ cm}$ , tj. aż do zetknięcia się zwojów ze sobą. Słupy wykonane były z betonu o wytrzymałości  $K_b = 129 \text{ kg/cm}^2$  oraz z betonu o wytrzymałości  $K_b = 61 \text{ kg/cm}^2$ .

W następującej tabliczce wykazane są maks. obciążenia słupów wynikłe z doświadczeń dla  $K_b = 129 \text{ kg/cm}^2$ .

T a b e l a 1  $K_b = 129$

odstęp zwojów $\varnothing 8 \text{ m/m } s = \text{cm}$	5,0	4,0	3,2	2,4	1,6	0,8
$F_u = \frac{a_u}{s} D_r \pi$	8,8	11,2	13,75	18,3	27,5	55,0
maks. zbadane obciążenie $P = t$	187,5	205,0	235,0	274,5	348,5	559,0

Wyznaczone maks.  $P$  wg wzoru 8 dla  $m = 5,2$ ,  $\nu = 4,2$ .

T a b e l a 2  $K_b = 129$

$\alpha = \frac{0,8}{s} =$	0,16	0,2	0,25	0,333	0,5	1,0
$K_b (F_b + \alpha F_r) = t$	122,0	125,0	129,0	138,2	149,0	159,0
$\frac{\nu}{2} F_u K_z = t$	70,4	82,0	100,8	134,0	201,8	403,0
$\Sigma P = t$	192,4	207,0	229,8	272,2	356,8	562,0

Porównując wyniki ze sobą widzimy nader rzadko spotykaną zgodność, maks. odchylenia wynoszą zaledwie 2%.

Celem lepszego zobrazowania w następnej tabliczce podamy zestawienia maks.  $P$  wyznaczone wg wzoru dotychczas używanego.

$$F_i = 1,25 F_r + 15 F_z + 30 F_u \quad (10)$$

T a b e l a 3  $K_b = 129$

dla $s = \text{cm}$	0,5	4,0	3,2	2,4	1,6	0,8
$F_i = \text{cm}^2$	1128,4	1200,4	1276,4	1414,4	1690,4	2514,4
$\max P = K_{bx} F_i =$	145,5	155,0	164,5	183,5	218,0	324,0

Jak dalece odbiegają te wyniki od poprzednich, wskazuje już samo porównanie.

Następna tabela 4 wykazuje maks. obciążenie dla słupów drugiej kategorii, tj. o  $K_b = 61 \text{ kg/cm}^2$ .

T a b e l a 4  $K_b = 61$

odstęp zwojów $s =$	3,2	2,4	1,6	0,8 cm
$F_u =$	13,75	18,3	27,5	55,0 cm <sup>2</sup>
$\max. P = t$	162,0	183,25	262,5	443,5

Wg wzoru 8 dla  $m = 5,0$ ,  $\nu = 4,0$  otrzymamy:

T a b e l a 5  $K_b = 61$

$\alpha = \frac{0,8}{s}$	0,25	0,333	0,5	1,0
$K_b (F_b + \alpha F_r) = t$	61,0	65,4	70,5	75,2
$\frac{\nu}{2} F_u K_z =$	96,0	127,5	192,0	384,0
$\Sigma P = t$	157,0	192,9	262,5	459,2

I tu również widzimy wielką zgodność wyników.

Porównanie drugie wg doświadczeń ze słupami Mörsch'a (*Eisenbeton*, str. 228).

Słupy kwadratowe uzwojone prętami  $\varnothing 6 \text{ mm}$  w odstępach  $s = 2,0 \text{ cm}$ , o  $K_z = 3000 \text{ at}$ . oraz

$K_b =$  przeciętnie 160 at.,  $F_b = 400 \text{ cm}^2$ ,  $D_r = 18,4 \text{ cm}^2$ ,  $D_r \pi = 58 \text{ cm}$ ,  $F_r = 265 \text{ cm}^2$ .

Doświadczenia wykazały nośność słupów w granicach od  $P = 102,0 \text{ t} - 127,0 \text{ t}$ .

Wyniki wg wzoru 8 wynoszą:

$$a = \frac{0,6}{2} = 0,3 \quad K_b (F_b + a F_r) = 160 (400 + 0,3 \cdot 265) = 76,8 \text{ t}$$

$$\frac{\nu}{2} F_u K_z = 2 \frac{0,28}{2,0} 58 \cdot 3000 = 48,72 \text{ t}$$

razem  $P = 125,52$

Tu również widzimy, że wynik jest zupełnie zgodny z maks. obciążeniem wg doświadczeń.

Gdy uważniej rozpatrzmy wzór 10:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 F_z + 30 F_u$$

to zauważymy, że wartość  $F_i$  pozostanie bez zmiany bez względu na to, czy odstępów zwojów zwiększymy lub też zmniejszymy przy zachowaniu tej samej wielkości  $F_u$ . — Pozostanie ona również

bez zmiany, jeśli odstępów zwojów będą równe średnicy pręta zwojów — tzn. dla uzbrojenia płaszczowego.

Współczynnik 1,25 przy  $F_r$  może być wartością stałą, lecz musi być zmienną funkcją — zależną tylko od odstępów zwojów, tj. od stosunku  $\frac{d_u}{s}$ .

Zwoje winny być zawsze okrągłe a nie dostosowane do przekroju słupa. Nie mogą one być zatem kwadratowe — sześciokątne lub ośmioboczne, — ze względu na momenty — które wywołują dodatkowe naprężenia w powłoce betonu.

Przed kilku laty z inicjatywy inż. A. Eigera wykonano próbne obciążenia ze słupami opłaszczonymi pod kierunkiem prof. Karasińskiego.

Pomimo usilnych starań moje prośby skierowane do Nich o udzielenie mi bliższych informacji w sprawie wyników tych doświadczeń — pozostały niestety bez uwzględnienia. A szkoda, gdyż może możnaby było otrzymać porównawcze zestawienia próbnych obciążeń u nas wykonanych z wynikami wzoru 9.

## PRZYKŁADY

1) Słup wysokości 5,0 m obciążony ma być ciężarem  $P = 100 \text{ t}$ . Naprężenie dopuszczalne na ściskanie betonu przyjęto w myśl przepisów  $k_b = 0,22 K_b$  dla  $K_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ ,  $K_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ . Maks. naprężenie w rdzeniu betonowym przyjęto  $K_b^r = \text{kg/cm}^2$ .

Przekrój potrzebny rdzenia słupa wynosi:

$$F_r = \frac{P}{100} = 1000 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } D_r = 36 \text{ cm } F_r = 1017 \text{ cm}^2$$

$$\text{stąd } k_b = \frac{P}{1017} = 98,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Całkowita średnica słupa będzie  $D_b = 36 + 2 \times 2 = 40 \text{ cm}$ , zaś  $F_b = 1256 \text{ cm}^2$ .

Sam słup betonowy o przekroju  $F_b = 1256 \text{ cm}^2$  oraz przy naprężeniu  $k_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  przenosi ciężar  $P_b = 1256 \times 35 = 43960 \text{ kg}$ . Różnicę ciężaru:  $100000 - 43960 = 56040 \text{ kg}$  przenosimy na uzwojenie.

Celem wyznaczenia przekroju uzwojenia posłużymy się wzorem 8  $P = k_b (F_b + a F_r) + \frac{\nu}{2} F_u k_z$  dla  $\nu = 4,2$

$$\text{przy czym } a = \frac{d_u}{s}, F_u = \frac{a_u}{s} D_r \pi, a_u = \frac{d_u^2 \pi}{4}$$

Podstawiając te wartości otrzymamy:

$$s = \frac{k_b F_r d_u + d_u^2 \pi^2 \frac{D_r k_b \nu}{4} \frac{2}{2}}{P - k_b F_b} =$$

$$\text{względnie: } k_b F_r d_u \frac{1 + d_u \frac{\pi k_z \nu}{2 D_r k_b}}{P - k_b F_b}$$

wreszcie:

$$s = \frac{d_u}{\beta} (1 + \gamma d_u) \quad (11)$$

$$\text{gdzie } \beta = \frac{P - k_b F_b}{F_r k_b}, \quad \text{zaś } \gamma = \frac{\nu \pi k_z}{2 k_b D_r}$$

Po podstawieniu wartości w rów. dla  $\beta$  i  $\gamma$  otrzymamy:

$$\beta = 1,58 \quad \text{zaś } \gamma = \frac{6,3}{a_u} \text{ cm dla } k_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{wobec tego } s = \frac{d_u}{1,58} (1 + 6,3 d_u)$$

$$\text{dla } d_u = 1,0 \text{ cm } 1,2 \text{ cm.}$$

$$s = 4,6 \text{ cm } 6,5 \text{ cm.}$$

jako zwojnicę przyjętą możemy pręty o średnicy 1,0 cm lub 1,2 cm.

a) przy użyciu zwojniczy o średnicy 1,0 cm i  $s = 4,6 \text{ cm}$

$$a_u = 0,79 \text{ cm}^2, \alpha = \frac{1,0}{4,6} = 0,217 \quad D_r \pi = 111,5$$

$$P = 35 (1256 + 0,217 \cdot 1017) + 2,1 \frac{0,79}{4,6} \cdot 111,5 \cdot 1200 = 51700 + 48300 = 100000 \text{ kg.}$$

b) przy użyciu zwojniczy o  $\varnothing 1,2 \text{ cm}$  i  $s = 6,5 \text{ cm}$

$$a_u 1,13 \text{ cm}^2 \quad \alpha = \frac{1,2}{6,5} = 0,185$$

$$P = 35 (1256 + 0,185 \cdot 1017) + 2,1 \frac{1,13}{6,5} \cdot 111,5 \cdot 1200 = 50500 + 48800 = 99300 \text{ kg.}$$

Prócz tych zwojów dajemy jeszcze ze względów konstr. pręty podłużne, które mają za zadanie usztywnienie całej zwojniczy. Użyjemy w tym celu 8 prętów  $\varnothing 12 \text{ mm}$  o przekroju:  $9,0 \text{ cm}^2$ .

Z przykładu powyższego widać zwiększenie nośności słupa — przez zmniejszenie odstępów  $s$  przy zachowaniu tego samego  $F_u$ .

Ciężar całego uzbrojenia wynosi przy użyciu zwojniczy z prętów  $\varnothing 10 \text{ mm}$ , tj.  $0,617 \text{ kg/mb}$ :

$$G_u = 0,617 \cdot 1,131 \cdot \frac{500}{4,6} = 76,0 \text{ kg.}$$

pręty podłużne  $\varnothing 12 \text{ mm}$  o ciężarze  $0,888 \text{ kg/mb}$ .

$$0,888 \cdot 8,5 = 35,5 \text{ kg}$$

Razem: 111,5 kg.

2) Jakże należy dać uzbrojenie poprzeczne w słupie o przekroju  $F_b = 1256 \text{ cm}^2$  przy przyjęciu  $k_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ , zaś  $k_b^r = 40 \text{ kg/cm}^2$  (dla rdzenia).

We wzorze 8 przyjmujemy  $\alpha = 0$ , gdyż odstępów zbrojenia poprzecznego będą duże — wobec tego  $P_b = 30 \cdot 1256 = 37680 \text{ kg}$ .

Dla przekroju rdzenia o  $D_r = 36 \text{ cm}$   $F_r = 1017 \text{ cm}^2$   
 $P_z = 1017 \cdot 40 = 40680 \text{ kg}$  — nadwyżkę:  
 $40680 - 37680 = 3000 \text{ kg}$  przyjąć mają zbrojenia poprzecz-  
 ne — zatem  $\frac{\nu}{2} F_u k_z = 3000 \text{ kg}$ .

$$\text{stad dla } \nu = 4,0 \quad F_u = \frac{3000}{1200,2} = 1,25 \text{ cm}^2 = \frac{a_u}{s} D_r \pi$$

$$\text{dla } D_r \pi = 113,1 \text{ cm} \quad \frac{a_u}{s} = \frac{1,25}{113,1} = 0,011$$

$$\text{dla } a_u \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad s = \frac{0,5}{0,011} = 45,5 \text{ cm}$$

$$d_u \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} = 0,79 \text{ cm}^2 \quad s = \frac{0,79}{0,011} = 72,0 \text{ cm}$$

dla  $a_u \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$  i  $s = 45,5 \text{ cm}$ .

$$\alpha = \frac{0,8}{45,5} \cdot 0,0176 \text{ wpływ zagęszczenia betonu wynosi:}$$

$$0,0176 \cdot 1017 \cdot 30 = 537 \text{ kg}$$

3) Jaka będzie nośność słupa betonowego z przy-  
 kładu 1. jeżeli zamiast uzwojenia mamy płaszcz żelazny  
 grubości 3 mm. Średnica słupa  $D_r = 36 \text{ cm}$ , wytrzymałość  
 walcową betonu przyjęto  $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ , wytrzymałość  
 żelaza na rozciąganie:  $k_z = 3600 \text{ kg/cm}^2$  ze wzoru 9

$$P = 200 \cdot 1017 \times 2 + 2,1 \cdot 0,3 \cdot 113,1 \cdot 3600 =$$

$$P = 406800 + 257000 = 663800 \text{ kg}$$

4) Jaką grubość otrzyma opłaszczenie słupa powyż-  
 szego jeśli

$$P = 100,0^t k_b = 35 \text{ kg/cm}^2, \quad k_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ze wzoru 9 otrzymamy: } \delta = \frac{P - 2 F_r k_b}{\frac{\nu}{2} k_z \pi D_r} \cdot 0,1 \text{ cm; } \nu = 4,2.$$

Ciężar płaszczka wynosi:  $0,1 \cdot 5,0 \cdot 113,1 \cdot 0,785 = 44,5 \text{ kg}$ .  
 Przy użyciu zwojnicy z prętów  $\varnothing 10 \text{ mm}$ , cały ciężar uzwo-  
 jenia wynosił 111,5 kg, oszczędzamy zatem na żelazie:  
 $67,0 \text{ kg}$ , tj. 60%.

Porównując przykład 4) z przykładem 1) widzi-  
 my, że przy zastosowaniu opłaszczenia zamiast uzwojenia  
 zyskujemy około 60% na żelazie.

5) Jak wielkim ciężarem obciążyć możemy słup  
 w przykładzie 1. jeśli zamiast zwojnicy  $\varnothing 10 \text{ mm}$  i  $s = 4,6 \text{ cm}$   
 zastosujemy żelazo płaskie o tym samym przekroju, tj.  
 $0,79 \text{ cm}^2$  i odstęp  $s = 4,6 \text{ cm}$ .

$$\text{Grubość żelaza przyjęto } \delta = 0,4 \text{ cm stad } d_u =$$

$$= \frac{0,79}{0,4} = 2 \text{ cm, } \text{ zaś } \alpha = \frac{2,0}{4,6} = 0,435.$$

Ze wzoru 8 otrzymamy:

$$P = 35 (1256 + 0,435 \cdot 1017) + 2,1 \cdot \frac{0,79}{4,6} \cdot 113,1 \cdot 1200 =$$

$$P = 60000 + 49000 = 109000 \text{ kg}$$

Jeżeli użyjemy zamiast zwojów okrągłych żelazo  
 płaskie to przy zachowaniu tego samego  $s$  i przekroju noś-  
 ność słupa zwiększa się o 9%.

6) Dla słupa betonowego w przykładzie poprzednim  
 zastosujemy zamiast zwojów siatkę Ledóchowskiego. Naprę-  
 żenia dopuszczalne dla takiej siatki można zwiększyć do  
 $1800 \text{ kg/cm}^2$  w myśl rozp. Min. Spraw. Wewn. z d. 22.II.35.

Siatkę taką należy układać w ten sposób, ażeby prze-  
 kątnie dłuższe rombu miały położenie poziome, gdyż wy-  
 trzymałość tej siatki w drugim kierunku jest bardzo mała.

Zastosujemy tu siatkę Nr 10 a wielkości oczka  $\frac{75}{200}$   
 szerokości pasków 10 mm, grubość blachy 4 mm i wadze  
 $8,52 \text{ kg/m}^2$ , 1 m<sup>2</sup> pełnej blachy grubości 4 mm, waży 31,4 kg.

$$\alpha = \frac{8,52}{31,4} = 0,27, \text{ dla obciążenia } P = 100^t$$

$$\sigma_z = \frac{P - k_b (F_b + \alpha F_r)}{2,1 A_u}, \quad F_u = \frac{a_u}{s} D_r \pi = \frac{d_u}{s} \delta D_r \pi =$$

$$= \alpha \cdot \delta \cdot D_r \pi = 0,27 \cdot 0,4 \cdot 113,1 = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{100000 - 35(1256 + 0,27 \cdot 1017)}{2,1 \cdot 22,2} = 1815 \text{ kg/cm}^2$$

Całkowita waga tej siatki wynosi:  $8,52 \cdot 1,13 \cdot 5,0 =$   
 $= 48,2 \text{ kg}$ , uwzględniając wagę 1 pręta celem złączenia siatki  
 ze sobą, którą przyjęto  $\varnothing 14 \text{ mm}$ , tj.  $5,0 \times 1,21 = 6,0 \text{ kg}$ ,  
 razem **54,2 kg**.

Celem porównania, wyznaczmy teraz potrzebny prze-  
 krój żelaza wzorami powszechnie stosowanymi:

$$\text{dla } k_b = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad F_l = \frac{100000}{35} = 2860 \text{ cm}^2$$

$$\text{wg wzoru } F_l = 1,25 F_r + 15 F_z + 30 F_u$$

$$F_r = 1017 \text{ cm}^2, \quad 2860 - 1,25 \cdot 1017 = 1270 \text{ cm}^2 = 15(F_z + 2F_u)$$

$$\text{stad } F_z + 2F_u = \frac{1270}{15} = 85$$

$$F_z = 0,8 \frac{F_r}{100} = 0,25 F_u, \text{ stad } F_u = 32,54 \text{ cm}^2, \quad F_z = 8,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{dla } F_z = 8 \varnothing 12 \text{ mm} - 9,05^2 \text{ o } g = 0,888 \text{ kg/mb}$$

$$\text{odstęp zwojów winien być mniejszy od } 0,125 \times D_r =$$

$$= 0,125 \cdot 36 = 4,5 \text{ cm, } \text{ przyjęto zatem } s = 4,0 \text{ cm}$$

$$F_u = \frac{a_u}{s} 113,1 = 32,54 \text{ cm}^2, \text{ stad } a_u = \frac{32,54}{113,1} \cdot 4,0 = 1,14 \text{ cm}^2$$

przyjęto  $\varnothing 12 \text{ mm}$  o wadze 0,888 kg/mb.

Ciężar całego uzbrojenia wynosi:

$$\text{pręty podłużne: } 8 \times 5,0 \times 0,888 = 35,5 \text{ kg}$$

$$\text{pręty poprzeczne: } 0,888 \cdot 1,13 \cdot \frac{500}{4} = 125,5 \text{ kg}$$

$$\text{razem } \underline{\underline{161,0 \text{ kg}}}$$

Porównując tę ilość żelaza z ilością żelaza w przy-  
 kładzie 1. gdzie otrzymano 111,5 kg, to widzimy, że przy  
 stosowaniu wzoru 8 oszczędzamy na żelazie przeszło 30%.

Jeżeli natomiast w zamian zwojów zastosujemy uzbro-  
 jenie płaszczowe, przy czym potrzebne uzbrojenie wynosi  
 tylko 44,5 kg, to zyskujemy na żelazie: przeszło 70%.

Ogłaszajcie się

w «INŻYNIERII I BUDOWNICTWIE»

Organie Związku Polskich Inżynierów Budowlanych  
 Warszawa, Mazowiecka 4 m. 5, tel. 5.17-85.

## CZNNIK BIOLOGICZNY W PROJEKTACH INŻYNIERSKICH

Biologia, która w najszerszym tego słowa znaczeniu, jest nauką o życiu świata roślinnego i zwierzęcego na ziemi, wywiera na wiele projektów inżynierskich niezmiernie doniosły wpływ. Rzecz jasna, iż rola biologii w budowach inżynierskich będzie mniejsza lub większa w zależności od ich typu; przy pewnych jest wprost dominująca, przy innych spotykamy się zaledwie ze śladem jej istnienia jako problemu, którym się inżynier również zająć musi. Jeżeli chodziłoby o przeprowadzenie z powyższego punktu widzenia pewnego rodzaju projektów inżynierskich, to można je po dzielić zasadniczo na dwie kategorie. Do pierwszej należą będą projekty, przy których czynnik biologiczny stanowi istotną treść i cel projektu, do drugiej zaś te, przy których biologia odgrywa rolę wprawdzie uboczną, dotychczas może nienależycie ocenianą, niemniej jednak o tyle ważną, że nie uwzględnienie tego czynnika spowodować może bardzo często materialne szkody w wykonaniu projektu oraz przykre w skutkach następstwa dla okolicy, w której budowa zostaje wykonana.

Przykładowo wymienić należy, iż do pierwszej grupy należą będą projekty wszelkich melioracji rolnych, a więc osuszeń, nawadnień, kolmatacyj itp., dalej zakładanie stawów rybnych, przepławek dla ryb w przegrodach dolin, w których czynnik biologiczny jest istotnym motorem i celem projektu inżynierskiego; tego rodzaju projektami zajmować się w niniejszej pracy nie będziemy, albowiem pominięcie przy nich zagadnienia biologicznego w odniesieniu do świata roślinnego względnie zwierzęcego jest wprost nie do pomyślenia. Przedmiotem natomiast naszych rozpatrywań będzie ta druga grupa projektów inżynierskich, przy których czynnik biologiczny nie narzuca się zupełnie na plan pierwszy, po bliższym rozpatrzeniu jednakże dochodzi się do wniosku, iż jest on momentem, którym bliższe zajęcie się powoduje zawsze istotną korzyść dla wykonywanego projektu.

Zrozumienie wartości czynnika biologicznego w budowach inżynierskich doprowadziło w rezultacie do stworzenia w styczniu 1938 r. w Monachium nowej placówki naukowej dla studiów biologii inżynierskiej w ramach Zakładu dla badania gleb państwowego urzędu odżywiania, której przyszła działalność ma być w najbliższym czasie przedmiotem mającej się ukazać osobnej publikacji \*). Jest to pierwsze laboratorium, które zająć się ma celowo badaniem poruszonego momentu. Z uwagi, że w najbliższej przyszłości należy oczekiwać stworzenia podobnych placówek w innych krajach, okazuje się konieczne omówienie bodaj w najogólniejszym ujęciu istoty tego zagadnienia.

Należy sobie przede wszystkim zadać sprawę, o co właściwie w danym wypadku chodzi? Otóż celem tego zagadnienia jest nie tylko bliższe zbadanie wpływu robót inżynierskich na biologiczne czynne siły przyrody, by w ten sposób umożliwić celowe rozplanowanie tych budowli, ale również wychodząc z rozmaitych biologicznych zjawisk, uzewnętrzniających się na powierzchni ziemi, wyzyskać je bądź to w kierunku polepszenia projektu, bądź też uniemożliwienia pewnych nie miłych w czasie budowy niespodzianek, których ominięcie okaże się właśnie możliwe przy znajomości omawianego momentu. Dodać przy tym należy, iż z reguły przy projektowaniu budowli inżynierskiej wychodzić musimy z założenia, by nie tylko nie pozbawiała ona naturalnego piękna okolicy i krajobrazu, w którym pracujemy, ale nadto, by nie oddziaływała w sposób ujemny na istniejący na danej przestrzeni wpływ klimatu, wody, gruntu itp., a zatem na czynniki odgrywające w biologii rolę pierwszorzędą. Jeżeli już pod wpływem wykonywanej budowli mają w tym względzie powstać jakiegokolwiek zmiany, to raczej muszą one iść w kierunku dodatnim, mianowicie zwiększenia sił produkcyjnych przyrody w stosunku do stanu, jaki na danym terytorium istniał przed wykonaniem roboty inżynierskiej. Polepszenie warunków biologicznych jest przecież wobec naturalnego przyrostu ludności w każdym kraju postulatem już dawno powszechnie uznanym; nie może się zatem z tej ogólnej dążności wyłamywać inżynier, którego cel w danym momencie może być nawet bardzo odległy od poruszonego zagadnienia, jednakże środki, jakie do tego prowadzą muszą być w zgodzie z ogólną dążnością do jak najdalej posuniętego rozwijania warunków wegetacyjnych.

Prawie przy każdej pracy inżynierskiej, pierwszą czynnością są roboty ziemne, których rozmiary przy niektórych typach projektu, jak drogi, koleje, kanały, obwałowania itp., są w stosunku do innych robót wprost dominujące. Stąd wynika konieczność poznania wnętrza ziemi, umożliwionego z pomocą odkrywek, szypów próbnych i wierceń. Szczególnie ten ostatni typ jest szeroko stosowany, wobec stosunkowo niewielkich jego kosztów, który to czynnik odgrywa często bardzo ważną rolę. Rzecz oczywista, że dokładność uzyskanych w ten sposób profilów geologicznych zależy od gęstości otworów wiertniczych. Im otworów tych mniej, tym bardziej, pomijając już nawet ewentualną niesumienność w zestawianiu wyniku wierceń, przedstawia się przekrój problematycznie, co jest dla praktyków faktem dostatecznie dobrze znanym. Przy rzadkiej sieci otworów wiertniczych, w dodatku często nieszczęśliwie rozmieszczonych, zdarzy się przy projekcie drogi lub kolei, iż w partii pewnego projektowanego przekopu o większych rozmiarach uzyskujemy z profilu geologicznego

\*) A. v. Krüdcner: Biologisches Ingenieurwesen. Die Strasse N 20/1938.

nego przeświadczenie, iż będziemy mieli do czynienia z piaskiem, podczas gdy rzeczywistość smutnie nas rozczarowuje, gdyż przy wykonaniu spotykamy mniej lub więcej twardą skałę wapienną. Pomyłka, która tu jest bardzo dotkliwa, albowiem odbija się wybitnie na kosztach budowy, które najnie spodziewaniej silnie wzrastają, wynikała po prostu z tego powodu, iż sonda umieszczona została w przypadkowym i zupełnie lokalnym zagłębieniu piaszczystym, które jednakże wobec niewielkiej ilości sond nadało fałszywy charakter całości wnętrza terenu.

Tymczasem staranne i celowe zbadanie okolicznej roślinności mogłoby projektanta naprowadzić na domysł, że wnicski wyciągnięte z lokalnego sondowania terenu niekoniecznie muszą być słuszne. Stwierdzenie na przykład porostu na danym terenie, choćby nawet w pewnych koloniach wśród roślin charakterystycznych dla podglebia piaszczystego, tzw. kłosownicy leśnej (*Brachypodium silvaticum*), rośliny, której występowanie jest nieomylnie związane z wapieniem w niewielkiej głębokości pod terenem, musiałoby przy znajomości tego faktu naprowadzić na domysł, że z tym materiałem w czasie budowy będzie się miało do czynienia i że trzeba do tego projekt swój dostosować, szczególnie o ile chodziłoby o przekop głębszy. Przy wybitniejszej rzeźbie uwarstwowań poszczególnych pokładów, wystarczałoby może pewne skromne przesunięcie się z trasą w jedną lub drugą stronę, by uzyskać już znacznie korzystniejsze warunki pracy, do czego właśnie możnaby otrzymać wskazówkę z krytycznego zbadania okolicznej roślinności.

Wielkie niespodzianki dla budującego reprezentują również wody zaskórne, szczególnie niebezpieczne dla głębszych przekopów. Przy nacięciu szkarpy warstwy wodonośnej, występują często najnie spodziewaniej wielkie ilości wód wglebnych, które spływając po szkarpie wyrabiają nie tylko ścieki erozyjne ale z reguły niszczą górną część szkarpy w terenie przepuszczalnym, wytwarzając lokalne usuwiska. Rezultatem tego wszystkiego jest konieczność zakładania kosztownych sączków, żeber kamiennych lub zabezpieczenia szkarpy, czego można by było uniknąć przy znajomości faktu istnienia w obrębie głębokości przekroju wybitniejszej żyły wodnej. Gdyby świadomość tę posiadał projektujący inżynier, niewątpliwie nie zaprojektował by danego ciągu komunikacyjnego w tym miejscu w przekopie.

I tutaj może nam być pomocna biologia, albowiem na tego rodzaju silnie przewodnionych terenach niewątpliwie istnieje związana z tą okolicznością roślinność np. zwykła i znana powszechnie trzcina (*Phragmites communis*), która znajdującemu się nieco na tej sprawie wskazuje od razu, że w danych warunkach należy się liczyć z istnieniem w niewielkiej głębokości obfitszej żyły wodnej na warstwie nieprzepuszczalnej. Oczywiście, iż znajomość mokrego terenu nie redukuje się tylko do występowania wspomnianej trzciny lecz obejmuje również i inne rośliny jak np. skrzypy (*Equisetum maximum* i *silvaticum*), dalej turzycę zwisłą (*Carex pendula*), która jest szczególnie charakterystyczna dla horyzontów występujących na po-

wierzchnię źródeł, lub też pewne rośliny o charakterze ściśle regionalnym; zasadniczy sens tkwi w tym, iż zbadanie szaty roślinnej wchodzącego w krąg budowy terenu naprowadza od razu na pewne wnioski w odniesieniu do wnętrza ziemi. O ile ukazywać się będą w przewodzie rośliny związane istnieniem swym z terenami podmokłymi, natenczas projektujący ciąg komunikacyjny inżynier po zaznajomieniu się z tym faktem otrzymuje od razu wskazówkę, by unikał w tej partii przekopów, a szedł raczej nasypami, gdyż w tego rodzaju przekopach nastąpić mogą szczególnie niebezpieczne dla dróg objawy zamrozin i wysadzin, które mogą zniszczyć choćby najstaranniej wykonaną nawierzchnię.

Wspomniane powyżej momenty dawały możliwość ustalenia pewnej biologicznej diagnozy, a tym samym bądź to zapobieganie pewnym niepożądanym zjawiskom na przyszłej budowlu, bądź też przewidzenia od razu, już w projekcie, zarządzeń, któreby zjawiska te mogły opanować i unieszkodliwić.

Przejdziemy teraz do omówienia czynnika biologicznego przy wykonywaniu niektórych urządzeń ochronnych w robotach ziemnych.

Jak wiadomo, jednym z najbardziej przykrych objawów, a nadto niezmiernie trudnych do opanowania są usuwiska, które mogą posiadać charakter rodzimy lub też sztuczny, wywołany robotami wykonywanymi na powierzchni ziemi.

Bardzo często rodzimy teren znajduje się w równowadze chwiejnej, która jest zniszczona przez choćby niewielkie roboty bądź to przekopowe, bądź też nasypowe. Tak wycięcie pewnej partii ziemi w jej rodzimym stanie, jak również obciążenie jej nawet niewielkim nasypem spowodować może zaburzenia w równowadze i ostatecznym objawem tego są zmiany w tektonice warstw wewnętrznych i mniej lub więcej niebezpieczne ruchy terenu, mogące doprowadzić nawet do zmian w jego wyglądzie.

Przyczyna usuwisk prawie z reguły, z wyjątkiem bardzo rzadkich tzw. usuwisk suchych, leży w wodzie. Stąd też i prosty wniosek, że opanowanie tej wody doprowadzić musi w rezultacie do powstrzymania usuwisk. O ile spostrzemy od razu, często na podstawie podanej poprzednio biologicznej diagnozy, iż teren, przez który mamy przeprowadzić pewien ciąg komunikacyjny, grozi ruchliwością, natenczas rzecz prosta, najlenszym wyjściem będzie ominięcie tego terenu. Jeżeli jednak zjawiska usuwowe zaskoczyły nas w trakcie roboty lub po jej wykonaniu niespodzianie, natenczas środki ratunku mamy dwojakie: mechaniczne i biologiczne. Do pierwszych należą będą wykonania najrozmaitszych typów rowów odwadniających, sączków, żeber kamiennych, podkopów itp., które z natury rzeczy muszą być doprowadzone do warstwy nieprzepuszczalnej usuwowej, gdyż inaczej działanie ich byłoby zupełnie problematyczne. Pewną pomoc można czasami uzyskać w murach podporowych i oporowych, jakkolwiek z uwagi na występujące tu siły jest to środek mało skuteczny. Dodać przy tym należy, iż wspomniane zabezpieczenia natury mechanicznej przedstawiają się zazwyczaj bardzo kosztownie i wartością

swoją przekraczają często wielokrotnie koszty istotnej inwestycji, którą mają chronić.

Do znacznie tańszych i często bardzo skutecznych działających należą środki biologiczne w postaci obsadzenia całego niebezpiecznego terenu drzewami i krzewami o wybitnej chłonności wody, przy czym rozrastający się z czasem system korzeni przyczynia się w wysokiej mierze z jednej strony do utrwalenia terenu i zapobiegnięcia ruchom, z drugiej zaś do utrzymania odpowiedniego zwierciadła wody w głębszej. To samo działanie roślinności uzyskać można również przez wykonanie żywych płotków, które stanowiąc będą również medium wchłaniające w siebie nadmiar niebezpiecznej wody.

Opanowanie usuwisk rodzimych nie wchodzi właściwie w orbitę naszych rozważań, gdyż założeniem naszym było rozpatrzenie momentów biologicznych przy wykonywanych robotach inżynierskich. Mimochodem jednak zaznaczyć należy, że w tym wypadku najskuteczniejszym środkiem będzie zalanie całego obszaru usuwowego, co najprędzej i najtaniej doprowadzi do ustalenia się terenu. Wadą tego rodzaju zarządzeń jest bezsprzecznie konieczność operowania na dużych często partiach, co powoduje najczęściej potrzebę wykupu lub wywłaszczenia większych obszarów.

Przechodząc do innych typów robót zwrócić musimy uwagę na dodatnie skutki zabiegów biologicznych w kierunku zabezpieczenia szkarp i zboczy ziemnych. Konieczność tego rodzaju zabezpieczenia wynikać będzie bądź to wskutek wspomnianego już poprzednio destruktywnego oddziaływania wody, bądź też wskutek zbyt stromej szkarpy dla danego gatunku ziemi. Oczywiście, iż przede wszystkim należy zbadać przyczyny obsuwania się szkarpy, do czego konieczna będzie znajomość facji, rodzaju materiału, ułożenia warstw itp., albowiem wszystkie te czynniki odgrywają tu wybitną rolę. Na ogół możemy stwierdzić, że najlepsze rezultaty w kierunku zabezpieczenia szkarp i zboczy osiąga się przez ich zatrawienie z pomocą obsiewu lub darni, ewentualnie obsadzenia drzewami i krzewami absorbującymi większe ilości wody, lub też z pomocą płotków wykonanych z żywej roślinności (wiklina i wierzba), które dają znakomitą ochronę o charakterze mechanicznym przeciwko staczaniu się po szkarpie względnie zboczu drobnego rumowiska lub ziemi. Przy zabudowaniu potoków górskich, dalej łagodzeniu zbyt stromych spadków rowów drogowych i kolejowych, odgrywa żywy płotek rolę bardzo doniosłą, gdyż jest środkiem taniej ochrony przy wyzyskaniu żywotnych sił przyrody.

Omawiając zabezpieczenia szkarp i zboczy trzeba również zwrócić uwagę na możliwość destruktywnego oddziaływania świata organicznego w wietrzeniu skał, którego wpływ pośredni lub bezpośredni może mieć charakter chemiczny lub mechaniczny. Do pierwszych należą będą bakterie azotowe w glebie, wpływ porostów i mchów osadzających się na powierzchni rozmaitych skał, działanie chemiczne kwasów humusowych, powstających z rozkładu roślin itp.; do działań mechanicznych zaliczyć należy wpływ korzeni działających rozsadzając nawet na bardzo twarde skały. Do-

dać przy tym należy, iż rozkład chemiczny jest zawsze ułatwiony przez poprzedzające wietrzenie mechaniczne.

Sprawa związków pomiędzy biologią roślin danej okolicy a wykonywaną budowlą inżynierską może być również rozpatrywana pod kątem wpływu, jaki budowla ta wywiera na porost roślinności. Jak wiadomo inżynier zmienia często przez swoje budowle nie tylko zewnętrzny wygląd okolicy i jej krajobraz, lecz również stosunki wodne, powietrzne, a nawet klimatyczne w dość obszernych granicach. Szczególniej jaskrawo wystąpił ten moment przy budujących się obecnie niemieckich drogach samochodowych, gdzie ogrom wykonywanej budowli i olbrzymie masy ruchu ziemi umożliwiły stwierdzenie tego faktu.

Jest rzeczą łatwo zrozumiałą, iż wykonanie poważniejszego przekopu lub przekroju odcinkowego wywołać może zmiany wegetacyjne w partiach powyżej położonych wskutek wysuszenia wnętrza terenu, spowodowanego nacięciem szkarpy wykopu. Podobnie wykonanie wysokiego nasypu w poprzek dotychczas normalnego kierunku wiania wiatrów w danej okolicy spowodować musi wybitne zmiany w poroście roślinności, będące wynikiem nowo stworzonych warunków klimatologicznych dla danej partii. Przez wykonanie elementów odśnieżnych wzdłuż pewnego ciągu komunikacyjnego stwarzamy również dla okolicznego gruntu nowe warunki, które odbić się muszą w jego wegetacyjnym użytkowaniu.

Z natury rzeczy wynika, że spowodowane w ten sposób przez nas zmiany, mogą mieć charakter dodatni lub ujemny. Cały wysiłek projektującego inżyniera powinien iść w tym kierunku, by wykonana budowa nigdy nie pogorszyła stosunków wegetacyjnych danej okolicy w porównaniu ze stanem, jaki panował w jej niejako rodzimym charakterze, a raczej by oczekiwać należało polepszenia się warunków klimatologicznych. Kiedy dawniej uważano przy wielkich robotach ziemnych za kanon pierwszorzędnym należyte i zgodne z teorią wyrównanie mas, to dzisiaj coraz częściej przechodzi się nad tym momentem do porządku dziennego, wysuwając raczej na plan pierwszy nowy czynnik, mianowicie takie rozłożenie przekopów i nasypów, by co najmniej nie popsuć tych warunków wegetacyjnych dla danej okolicy, jakie dla nich stworzyła przyroda, nie wspominając już nawet o dalszej tendencji ich poprawy.

W naszych warunkach przykładem wpływu budowli na szatę roślinności okolicznej będą prawdopodobnie zbiorniki wodne w Porąbce i Rożnowie; nie wiadomo mi tylko czy ten moment był kiedykolwiek u nas przedmiotem rozważań i celowych wytycznych na przyszłość.

Wspomniane już poprzednio odstępstwa od teoretycznego wyrównania mas ziemnych czynią często niezbędne wykonanie większych rezerw dla pokrycia nasypów. I tutaj wysuwa się na plan pierwszy czynnik biologiczny, który żąda, by rezultatem założenia rezerwy nie było nigdy wyjałowienie i spustoszenie pewnej partii terenu, o czym niestety projektanci nie zawsze pamiętają. Stąd konieczność dokładnego rozważenia do jakiej głębokości rezerwa może być założona i to nie tylko



z punktu widzenia istniejącego zwierciadła wody zaskórnej, lecz raczej z gospodarczego stanowiska pozostawienia na dnie rezerwy jeszcze dostatecznie grubej warstwy ziemi, posiadającej odpowiednio nie zdolności produkcyjne. Rzecz jasna, że ten punkt wyjścia spowoduje często zwiększenie obszaru rezerwy, której nie będzie można wyeksploatować dostatecznie głęboko; niemniej jednak w ostatecznym bilansie powiększenie to opłaci się sowicie.

Wspomniany moment będzie również ważny w wypadku przeznaczenia przyszłej rezerwy pod staw, albowiem i tutaj rodzaj pozostawionego na dnie gatunku ziemi nie będzie obojętny w zależności od tego czy staw ten będzie miał charakter zwykłego zbiornika wody, czy też będzie użyty jako staw rybny lub kąpielowy.

Nie powinno pozostać również bez wpływu na sposób zużycia rezerwy stwierdzenie faktu, iż np. wydobyty z niej w górnych partiach materiał jest gospodarczo nader cenny, co często spotykamy przy marglach, lössach i glinkach lössowych. Może się nawet okazać, że materiałem tym będzie można poprawić warunki bonitacyjne gleb okolicznych tak, iż dla celów budowlanych raczej należy użyć pokładów mniej wartościowych, położonych np. poniżej. Są to wszystko rzeczy niedające się ująć w jakieś schematy, a ocena ich i wynikające stąd dyspozycje będą miały zawsze znaczenie lokalne, — i muszą być przeprowadzone od wypadku do wypadku.

Specjalnego znaczenia nabiera porost odpowiedniej roślinności przy zabezpieczeniu stóp nasypów oraz brzegów od niszczącego działania płynącej wody. Stwierdzić przy tym trzeba, iż jak dotychczas utarło się w świecie inżynierskim przekonanie, że najlepszymi materiałami do tego rodzaju zabezpieczeń są kamień, cement i beton. Jeżeli jednak sprawę tę traktować będziemy z biologicznego punktu widzenia, natenczas zrozumiemy, iż rezultatem ustawienia sztywnej i nieprzepuszczalnej ściany kamiennej lub betonowej wzdłuż brzegu, będzie zmiana w podziemnym bilansie wodnym gruntów obok położonych, co niewątpliwie wpłynie na stosunki wegetacyjne. Pragnąc jak najmniej zmienić te stosunki wskutek budowy, będziemy raczej używali zabezpieczeń z pomocą żywych płotków i roślinności, które nadto będą miały tę zaletę, iż wypadną mniej kosztownie a oprócz tego późniejsze utrzymanie ich nie spowoduje również nadmiernych wydatków.

Jeżeli już mowa o bilansie wodnym gruntów wzdłuż pewnego strumienia położonych, nie od rzeczy będzie zwrócenie uwagi, iż zbyt radykalne prostowanie krętego kierunku strugi wodnej, oddziałująca niekorzystnie nie tylko na warunki przepływu wód, ale również na rozłożenie wód wgłębnym, które są przecież żywiołem życiodajnym dla świata roślinnego i zwierzęcego. Stąd rzecz jasna, przy tego rodzaju prostowaniach strumienia występują często zaburzenia i zmiany w poroście wegetacyjnym na gruntach, które prostowaniem tym dokonane zostały. Jest to moment, który dotychczas w orbitę rozważań inżyniera nie wchodził, który jednak może posiadać dla danej okolicy doniosłe gospodarcze znaczenie.

Przy wykonywaniu nowoczesnych nawierzchni drogowych, szczególnie o ile chodzi o jezdnie maziowe i asfaltowe, nader ważną sprawą jest taka realizacja roboty, by wskutek jej przeprowadzenia nie poniósł szkody świat roślinny lub zwierzęcy. Wiemy bowiem doskonale jak na organizmy żywe zabójczo oddziałują fenole, których zupełne usunięcie z preparatów bitumicznych jest niestety rzeczą trudną i kosztowną. Stąd prosty wniosek, iż organizacja pracy musi być tego rodzaju, by nie dopuścić do spływania użytych do budowy bitumów z wykonywanej jezdni ani do gruntów sąsiednich, ani też do okolicznych wód.

W związku do pewnego stopnia z tą sprawą jest należyta ochrona drzew przydrożnych i ulicznych przeciw niszczącemu działaniu gazu ziemnego lub świetlnego, który atakując korzenie rujnuje w krótkim czasie całkowicie drzewo. Przy większych przekrojach rur, jak to ma np. miejsce przy naszych krajowych gazociągach i znacznie szerszych ich długościach, destruktywny wpływ gazu objawia się, przy pewnej nieszczelności tych urządzeń na bardzo znaczne obszary.

Pragnę jeszcze zwrócić uwagę na konieczność liczenia się z czynnikami biologicznym przy budowie lub przebudowie ulic miejskich podówczas, gdy idą one wyższymi nasypami, wykonywanymi bardzo często z odpadków i gruzu, jakie każde miasto dostarcza. Szczególnie niebezpieczne są materiały z zanieczyszczeniami organicznymi, które gnijąc w nasypie są powodem nie tylko psucia i zanieczyszczenia okolicznego powietrza, ale nadto mogą być rozsądkiem najrozmaitszych bakterii chorobotwórczych.

Należy pamiętać, iż w głębokościach mniej więcej do 1,00 m występują w ziemi najrozmaitsze bakterie w olbrzymiej ilości, w miarę pogłębiania się ilość ta maleje tak, iż w głębokościach poniżej 2,00 m prawie się ich nie spotyka. Zjawisko to odnosi się zarówno do bakterii obojętnych jak również chorobotwórczych. Wynika z tego, iż pragnąc otrzymać bezwzględnie zdrowy nasyp, należałoby właściwie wykonywać go z materiałów wydobywanych ze znaczniejszej głębokości. Rzecz ta jest niestety praktycznie prawie, że niewykonalna z tego powodu, iż robota wypadłaby w tych warunkach niezmiernie drogo, co w rezultacie odbić by się musiało na czynszach mieszkalnych realności, partycypujących w budowie ulicy.

Musimy się zatem starać, by używając do nasypu materiału w sposób normalny, pomieścić go tak, by nie oddziałował szkodliwie na otoczenie. Da się to skutecznie przez pewną segregację materiału, a w szczególności przez pomieszczenie ziemi z warstw górnych, najsilniej bakteriami przepojonej w dolnych partiach nasypu.

Doświadczenie wykazało, że w nasypach zamierają bakterie chorobotwórcze mniej więcej w okresie dwuletnim. Można zatem przypuszczać, iż w tym okresie masy ziemne niejako samoczynnie uzdrawiają się po zakażeniu. Jeśli to zatem możliwe, to pamiętając o tym powinniśmy roboty ziemne w ulicy wykonywać znacznie wcześniej aniżeli budynki przy niej, gdyż w ten sposób oddana partia będzie pod względem higienicznym bez zarzutu.

Widzimy z tego skromnego przykładu, że czynnik biologiczny może mieć również wpływ na termin przeprowadzonej roboty.

Przykłady wpływu działalności inżyniera na świat organiczny możnaby znacznie szerzej rozwinąć, aniżeli to tutaj uczyniono. Jednakże nawet z takiego w skróceniu przedstawionego stanu rzeczy wynika, iż w wielu wypadkach znaczenie czynnika biologicznego w budowlach inżynierskich jest doniosłe, a uwzględnienie go przyczynia się zawsze do korzystnego rozwiązania danego zagadnienia. Gdy

jednak wykształcenie dotychczasowe inżyniera nie daje mu niestety możliwości celowej i jasnej oceny w danej materii, przeto przy rozwiązywaniu szeregu zagadnień z momentem tym złączonych zajdzie konieczność współpracy doświadczonego biologa z inżynierem, którzy oparci o swe studia zawodowe a złączeni wspólną w danym wypadku ideą przewodnią, dadzą niewątpliwie rozwiązanie korzystne obustronnie, tak dla wykonywanego projektu, jak również z uwagi na wegetacyjne siły przyrody.

Inż. Dr W. SKALMOWSKI

## PRACE BADAWCZE NAD POLSKIM WAPNEM

Na skutek inicjatywy Katedry Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej, a materialnego poparcia ze strony Związku Przemysłowców w Krakowie -- Sekcja Wapieniczka, — na Politechnice Warszawskiej zapoczątkowane zostały pod kierownictwem prof. W. Zenczykowskiego systematyczne naukowe badania nad wapnem i jego zastosowaniem. Zorganizowano specjalne Laboratorium Badania Wapna przy Dziale Budowlanym Drogowego Instytutu Badawczego Politechniki Warszawskiej, które rozpoczęło swą działalność z dniem 1.IV.38 r. Do prac nad wapnem zaangażowanych zostało dwóch pracowników fachowych, w tym jeden inżynier chemik, ogólny zaś nadzór nad badaniami, a zwłaszcza ich stroną chemiczną oraz nad wykonaniem określonego programu zlecony został adiunktowi Instytutu Doc. W. Skalmowskiemu. Rozpoczęcie prac poprzedziło zapoznanie się z istniejącym dorobkiem naukowym w tej dziedzinie zarówno naszym własnym, jak też zagranicznym.

Laboratorium przyjęło opracowaną już poprzednio i wydaną przez P.K.N. normę PN/B—240 dotyczącą wapna niegaszonego.

Poza tym okazało się, że w języku polskim z zakresu badania wapna brak jest literatury dostępnej szerszemu ogółowi. Przewodzone badania przez poszczególne instytucje naukowe lub laboratoria zakładów i fabryk traktowane były przeważnie jako tajemnice i własność instytucji je wykonujących — dlatego też stosunkowo rzadko ukazywały się w literaturze technicznej. Laboratorium zmuszone było rozpocząć swe prace „od podstaw“, gdyż nie odziedziczyło żadnej poważniejszej spuścizny naukowej z tego zakresu. Przystudiowanie starszej i nowszej literatury zagranicznej niemieckiej, francuskiej i angielskiej z zakresu badania wapna wykazało, że sprawa badań bardzo poważnie postawiona jest w Anglii. W Building Research Board istnieje już od kilkunastu lat specjalne Laboratorium, które wydało kilka publikacji. Celem wykorzystania zdobytego tam doświadczenia do badań w naszym Laboratorium, należało się zapoznać z pracami angielskimi. Niestety uzyskanie ogłoszonych publikacji okazało się niemożliwe, gdyż zostały całkowicie wyczerpane. Z tego też względu umożliwiony został Doc. W. Skalmowskiemu wyjazd do Londynu w końcu grudnia 1938 r., w celu zapoznania się z organizacją i metodami prac Laboratoriów Budowlanych i Drogowych w Anglii, uzyskania streszczenia tych prac jak również materiału informacyjnego dotyczącego dotychczasowego dorobku naukowego.

Należy stwierdzić, że dorobek ten jest b. poważny. Poznanie go przyczyni się do podniesienia poziomu i zakresu prac naszego Laboratorium. Przemysł wapienny angielski operuje surowcem bardzo różnym, uzyskuje przeto produkt różnorodnej jakości. Z tego to względu prace badawcze, a zwłaszcza normalizacyjne tamtejszego Laboratorium muszą posiadać szerszy zakres i wiele trudnych problemów do rozwiązania. Powracając do organizacji prac naszego Laboratorium Badania Wapna należy nadmienić, że z chwilą rozpoczęcia prac określony został w Laboratorium następujący ogólny program działalności:

1. Prace normalizacyjne dotyczące wapna, zapraw i tynków wapiennych;
2. Ustalenie jakości i gatunków produkowanego w Polsce wapna;
3. Prace badawcze i badania praktyczne nad racjonalnym zastosowaniem wapna;
4. Prace mające związek z produkcją i stosowaniem wapna.

Prócz tego uznano za niezbędne dążenie do stworzenia polskiej literatury o wapnie przez ogłaszanie sprawozdań z postępu i wyników badań, dawanie streszczeń ważniejszych i ciekawszych prac z literatury zagranicznej, wreszcie wydawanie prac oryginalnych o wapnie w języku polskim.

Osiągnięte rezultaty prac dotychczasowych przedstawiają się następująco.

### 1. W dziedzinie normalizacji.

Ponieważ istniejąca norma PN/B—240 posiada jedynie charakter ogólny, przystąpiono niezwłocznie do opracowania niezbędnych uzupełniających przepisów i metod do poszczególnych jej punktów.

Do punktu IV. normy opracowano szczegółowe przepisy pobierania próbek wapna niegaszonego. Równocześnie opracowano i przyjęto przepisy pobierania próbek kamienia wapiennego stosowanego do wypalania wapna.

Do punktu V. opracowano metody analizy chemicznej wapna niegaszonego, opierając się na normach zagranicznych oraz na własnej praktyce. Metody te wymagają dalszych uzupełnień i ściślejszego sprecyzowania, co połączone jest z koniecznością dalszych studiów, gdyż wydanie norm bez dostatecznego ich wypróbowania w laboratorium i praktyce może się okazać szkodliwe zarówno dla przemysłu jak i odbiorców.

Wyżej wspomniane przepisy i metody zostały ogłoszone w Nr 9 Przeglądu Budowlanego z roku 1938.

2. W dziedzinie badań jakości i gatunków wapna produkowanego w Polsce.

Po ustaleniu wyżej wspomnianych przepisów i norm przystąpiono do pobrania i zbadania próbek kamienia wapiennego i próbek wapna niegaszonego z poszczególnych Zakładów Wapiennych należących do Związku.

Pierwsze pobranie próbek nastąpiło w dniu 14.17.V. 1938 r. z następujących Zakładów Wapiennych Okręgu Kieleckiego:

1. „Kadzielnia“ S. A. Zakł. Przem. w Kielcach;
2. „Wietrznia“ — Zakłady Wapienne A. Zagajski i Synowie w Kielcach;
3. „Międzygórze“ — Zakłady Wapienne M. Lipszycki i S-ka w Kielcach;
4. Zakłady Wapienne „Chęciny“ inż. Z. Krudzielski;
5. „Wapno i Kamieniołomy“ — S. A. w Jaworzni, p. Kielce;
6. Zakłady Przemysłowe „Sitkówka“ pod Kielcami;

7. Zjednoczone Zakłady Wapienne „Tokarnia—Zamczysko“ — Tokarnia, p. Chęciny 2;

Następne pobranie próbek miało miejsce w dniu 8—10 października 1938 r. z następujących Zakładów Wapiennych Okręgu Krakowskiego i Poznańskiego.

1. Zakłady Wapienne J. Elsner w Zabierzowie;
2. Mydlnicza Fabryka Wapna i Kamieniołomy B-cia Kamsler w Mydlnikach;
3. „Wapienniki i Kamieniołomy Pychowickie“ S-ka z o. o. w Krakowie;
4. Zjednoczone Fabryki Portland-Cementu „Firley“ S. A. Wapienniki i Kamieniołomy w Trzebini;
5. Wapienniki i Kamieniołomy „Liban i Ehrenpreis“ S. A. w Krakowie;
6. Miejskie Zakłady Ceramiczne, Wapienniki Miejskie w Krakowie;
7. Zakłady Wapienne, Wapienno, p. Barcin;
8. Fabryki Wapna i Cementu Piechcin S. A.

Na jednym z posiedzeń (24.IV; 5.V i 10.V.38 r.), odbytym w Laboratorium z udziałem pp. przedstawicieli Sekcji Wapienniczej zamieszkujących w Warszawie, zapadła

Własności kamienia wapiennego i wypalanego z niego wapna niegaszonego z poszczególnych Zakładów Wapiennych w P o l s c e

Znak	RODZAJ KAMIENIA WAPIENNEGO	Własności kamienia wapiennego						Własności wapna niegaszonego										
		Strata przy prażeniu	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	CO <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>	Strata przy prażeniu	SiO <sub>2</sub> nie rozp.	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Wolne CaO	Wydajność przy lasowaniu	Ciepłota nie łącząca
1	Wapień „marmur“	43,78	0,32	0,24	55,40	0,13	43,70	98,93	1,63	0,39	0,14	0,18	97,60	0,04	ślady	96,89	3,40	1,35
	odmiana jasna . . . . .	44,01	0,19	0,28	55,43	0,16	43,77	99,11										
	odmiana szara . . . . .	44,06	0,31	0,21	55,42	0,17	43,75	93,97										
2	Wapień „marmur“	44,17	0,53	0,09	55,20	0,11	43,51	98,57	1,09	1,03	0,20	0,13	96,33	0,32	0,18	96,10	4,00	2,47
	odmiana jasna . . . . .	43,60	1,55	0,18	54,55	0,16	43,04	97,41										
3	Wapień „marmur“	43,96	0,20	0,11	55,43	0,07	43,65	98,98	1,83	0,16	0,05	0,12	97,50	0,24	0,07	97,30	3,25	0,75
	odmiana jasna . . . . .	43,95	0,12	0,18	55,44	0,19	43,83	99,00										
4	Wapień „marmur“	43,96	0,14	0,20	55,60	0,18	43,88	99,28	1,49	0,28	0,08	0,03	97,54	0,19	0,28	97,48	3,75	0,55
	odmiana jasna . . . . .	43,90	0,36	0,24	55,41	0,18	43,76	98,95										
5	Wapień „marmur“	43,96	0,14	0,20	55,60	0,18	43,88	99,28	1,49	0,28	0,08	0,03	97,54	0,19	0,28	97,48	3,75	0,55
	odmiana bitumiczna	43,90	0,36	0,24	55,41	0,18	43,76	98,95										
6	Wapień jurajski . . . . .	43,15	2,29	0,22	54,30	0,09	42,79	96,97	1,40	3,63	0,16	0,06	94,08	0,30	ślady	92,61	4,05	0,88
	odmiana jasna . . . . .	43,34	1,62	0,37	54,69	0,22	43,23	97,66										
7	Wapień jurajski . . . . .	43,92	0,35	0,22	55,41	0,12	43,70	98,95	1,99	0,29	0,17	0,06	96,85	0,33	0,27	96,16	3,95	0,46
	odmiana jasna . . . . .	44,02	0,25	0,27	55,40	0,17	43,76	98,93										
8	Wapień jurajski . . . . .	44,19	0,44	0,17	55,08	0,30	43,61	98,36	1,07	0,56	0,14	0,14	97,60	0,40	0,09	96,77	3,88	0,75
	odmiana dewońska . . . . .	44,05	0,65	0,25	54,92	0,22	43,38	98,07										
9	Wapień jurajski . . . . .	43,66	0,86	0,33	55,02	0,14	43,40	98,27	1,01	3,54	0,39	0,36	93,73	0,72	0,25	92,54	3,87	0,39
10	Wapień jurajski . . . . .	42,96	2,01	0,60	54,21	0,17	42,77	96,82	0,96	3,12	0,38	1,13	92,62	0,80	0,99	89,86	3,75	3,33
11	Wapień jurajski . . . . .	43,82	0,72	0,36	55,10	0,16	43,49	98,39	0,64	0,88	0,18	0,16	98,00	ślady	0,15	97,51	3,25	0,45
12	Wapień jurajski . . . . .	43,97	0,35	0,22	55,30	0,20	43,69	98,75	1,12	0,98	0,20	0,25	96,63	0,36	0,46	95,97	4,00	0,95
13	Wapień jurajski . . . . .	43,68	0,90	0,91	54,60	0,33	43,29	97,50	1,40	2,02	0,41	0,35	95,85	0,82	0,17	94,01	3,82	1,70
14	Wapień jurajski . . . . .	44,04	1,18	0,22	55,40	0,22	43,78	98,93	2,19	0,43	0,21	0,16	96,81	0,17	0,03	93,38	3,90	0,38
15	Wapień jurajski . . . . .	44,05	0,16	0,24	55,45	0,15	43,75	99,02	1,16	0,26	0,19	0,23	97,31	0,22	0,67	96,68	4,25	0,23
15	Wapień jurajski . . . . .	43,77	1,04	0,25	54,66	0,28	43,28	97,61	1,12	1,73	0,20	0,22	96,32	0,16	0,28	95,92	3,75	0,40

uchwała, że wyniki badań laboratoryjnych będą ogłaszane anonimowo bez podawania pochodzenia próbek.

Jako założenie przyjęto zasadę, że wyniki badań mają służyć celom naukowym, stanowiąc materiał statystyczny obrazujący jakość i gatunki produkowanego w Polsce wapna.

### 3. W dziedzinie badań naukowych i praktycznych nad wapnem.

Rozpoczęte zostały obszerne i obliczone na dłuższy okres czasu badania wapna, zapraw wapienno-piaskowych i wapienno-cementowych.

Badania te objęły następujące zagadnienia:

a) Wpływ dojrzewania ciasta wapiennego (dołowania) na wytrzymałość zaprawy;

b) Wpływ rodzaju wapna co do tłuści na wytrzymałość zaprawy;

c) Wpływ dodatku wapna do zaprawy cementowo-piaskowej na własności wytrzymałościowe;

d) Ustalenie przebiegu i zmian własności wytrzymałościowych z upływem czasu (28 dni, 56 dni, 3 lub 4 miesiące, 6 i 12 miesięcy);

e) Ustalenie i wybór najwięcej celowych badań wytrzymałościowych, najlepiej charakteryzujących poszukiwaną cechę zaprawy. Na podstawie literatury zagranicznej przyjęto na razie do badań analogicznie jak i przy badaniach zapraw cementowo-piaskowych następujące cechy wytrzymałościowe: wytrzymałość na ściskanie sześcianów wykonanych z zaprawy o ustalonym składzie: wytrzymałość na rozrywanie ósemek z tejże zaprawy. W celu pogłębienia dotychczasowego zakresu wprowadzono następnie badania przyczepności zaprawy do cegieł oraz jej wytrzymałość w murze;

f) Badania chemiczne zapraw wapienno-piaskowych i cementowo-wapienno-piaskowych mające na celu zorientowanie się co do możliwości ustalania ich składu na podstawie uzyskanych wyników analitycznych. Z przeprowadzonych badań Laboratorium posiada fragmentaryczne wyniki. Z badań praktycznych przyjęto do wypróbowania metodę ustalania gatunku wapna w zależności od szybkości gaszenia i sposoby gaszenia i sprawdzono praktyczną wartość metody „słupkowej” podawanej w podręcznikach, a mającej na celu ustalenie jakości zaprawy wapiennej przy pomocy słupka z 10 cegieł spojonych badaną zaprawą.

4. W dziedzinie prac mających związek z produkcją i stosowaniem wapna, Laboratorium załatwiło kilka nadesłanych w tym względzie zapytań.

W konkluzji przytoczonego sprawozdania należy stwierdzić, że głównymi tematami prac Laboratorium w chwili obecnej jest pogłębianie i rozszerzanie wiadomości o wapnie przez gruntowne studia fachowej literatury zagranicznej i terminowe przygotowywanie próbek i przeprowadzanie prób wytrzymałościowych wchodzących w zakres punktu 3 programu.

Jak zaznaczono na wstępie, Laboratorium zmuszone było rozpocząć prace „od podstaw”, gromadząc stopniowo dorobek. Pierwszym etapem tej pracy musiało być głębokie, wszechstronne i wyczerpujące opanowanie zagadnienia, aby zdobyć samodzielną i krytyczną jego ocenę i uniknąć tzw. „otwierania drzwi otwartych” oraz wytknąć sobie właściwą dla naszych warunków i potrzeb drogę badań. Ponieważ do osiągnięcia konkretnych rezultatów w każdej pracy naukowej potrzebny jest czas i systematyczność, należy umożliwić Laboratorium Badania Wapna stopniową realizację określonego programu, stwarzając mu podstawę do dalszej egzystencji.

Przeszedłszy fazę organizacyjną wkroczyło Laboratorium obecnie w fazę intensywniejszych prac programowych. Zamierzenia Laboratorium na najbliższą przyszłość przedstawiają się następująco:

#### 1. W dziedzinie normalizacji.

a) Przygotowanie projektu rewizji normy PN/B—240 zawierającego uzupełnienia oparte na najnowszym dorobku badań nad wapnem;

b) Realizację wniosku uchwalonego przez IV. Zjazd Polskich Inżynierów Budowlanych w Gdyni w sprawie rozpowszechnienia stosowania wapna gaszonego na sucho.

#### 2. W dziedzinie badań jakości i gatunków wapna produkowanego w Polsce.

Przewidziane jest pobranie w marcu br. próbek kamienia wapiennego i wapna niegaszonego z pozostałych Zakładów Wapiennych należących do Związku, przede wszystkim w Okręgu Częstochowskim. Zbadanie tych próbek umożliwi wykonanie pkt. 2. programu i dostarczy zestawienia własności kamienia wapiennego i wapna niegaszonego z ważniejszych Zakładów Wapiennych Polski.

#### 3. W dziedzinie badań naukowych i praktycznych nad wapnem.

Przewidziane jest wykorzystanie dorobku prac zagranicznych, zwłaszcza angielskich w kierunku rozszerzenia dotychczasowych metod badań wapna i zmiany niektórych z nich jako już obecnie przestarzałych.

W dziedzinie publikacji zamierzone jest opracowanie kilku referatów ilustrujących dorobek i stan prac nad wapnem zagranicą, jak również zamieszczanie dalszych sprawozdań z postępu prac i uzyskiwanych rezultatów badań w Laboratorium. Wreszcie projektowane jest urządzenie co pewien okres czasu w Laboratorium posiedzeń dyskusyjnych i normalizacyjnych.

Na zakończenie, przytoczę kilka ciekawych informacji dotyczących laboratorium i badań wapna w Building Research Station.

Przeglądając zestawienie wyników dotychczas zbadanych próbek kamienia wapiennego i wapna niegaszonego z 15 Zakładów Wapiennych możemy stwierdzić, że: a) kamień wapienny stosowany do wypalania wapna posiada bardzo nieznaczną zawartość domieszek, a pod względem składu może być zaliczony do czysto wapiennych, gdyż domieszki MgO nie dochodzą nawet 0,5%; b) wapno niegaszone odznacza się czystością i wysoką zawartością CaO. Wszystkie próbki wykazują bardzo wysoką wydajność ustalaną metodą podaną w normach, a więc są wapnem bardzo tłustym. Ponieważ metoda pomiaru wydajności podana w normie PN/B—240 budziła od początku zastrzeżenia co do ścisłości, gdyż polega na zmierzeniu grubości warstwy ciasta wapiennego otrzymanego po zgaszeniu 10 kg wapna w określonych warunkach, przeto przestudiowałem metodę oznaczania wydajności stosowaną w Anglii. Wydaje się ona słuszniejsza gdyż opiera się na pomiarze C. w. ciasta wapiennego o ustalonej konsystencji uzyskanego przy gaszeniu. Metoda ta zostanie porównana z dotychczas stosowaną u nas i przypuszczalnie dać winna wyniki niższe, co jednak nie zmieni zasadniczej kwalifikacji zbadanych próbek wapna.

Kamień wapienny stosowany do wypalania wapna w Anglii jak również uzyskiwane wapno niegaszone odznacza się w porównaniu do warunków polskich dużą różnorodnością.

Jako surowiec do wypalania stosowane są wapienie czysto-wapienne, dolomityczne i wapienne z domieszkami o charakterze gliniastym i piaszczystym. Jako produkt uży-

skiwane jest wapno wysoko-wapienne (tłuste lub chude), wapno magnezjowe (chude) i kilka odmian wapna hydraulicznego (słabo hydrauliczne, średnio i mocno hydrauliczne) zawierającego nieraz tylko około 65% CaO. Ten rodzaj wapna przedstawia największe trudności normalizacyjne i badawcze dla Laboratorium. W Polsce dotychczas zbadań gatunki wapna należą do wysoko-wapiennych i tłustych przez co znacznie uproszczone zostaje nasz zakres badań.

Podstawą opracowanego ostatnio projektu normalizacyjnego w Anglii dotyczącego własności wapna jest jego przeznaczenie, w związku z czym rozróżnia się wapno do murów, zapraw i wypraw.

Bardzo ważne znaczenie w produkcji i zastosowaniu wapna w Anglii ma wapno gaszone na sucho. Osobne normy określają jego własności i sposób badania. W rozmowach z fachowcami angielskimi okazywano zdziwienie, że ten rodzaj wapna znajduje tak małe dotychczas zastosowanie w Polsce. Ciekawe i ważne wyniki uzyskało Laboratorium przy badaniach zależności wydajności wapna od jego temperatury gaszenia. Okazało się, że dla pewnych gatunków wapna (wapno wysoko wapienne) wydajność wzrasta w razie wzrostu temperatury gaszenia, inne natomiast gatunki wykazują pewną właściwą sobie temperaturę gaszenia, przy której uzyskuje maksymalną wydajność. Dlatego też projekt angielski przewiduje podawanie przez producenta optymalnej temperatury gaszenia dla danego wapna.

Poruszone zostało przez mnie zagadnienie analiz chemicznych zapraw wapienno piaskowych mających na celu ustalenie stosunku objętościowego wapna do piasku w gotowej zaprawie. Sprawa ta była przedmiotem długotrwałych badań, nie doprowadziła jednak do zadawalającego rozwiązania ze względu na zbyt dużą ilość czynników zmiennych komplikujących zagadnienie.

W sposób przybliżony stosunek wapna do piasku ustalany jest w Anglii z krzywej wyznaczonej w układzie osi współrzędnych. Każdemu punktowi krzywej odpowiadają dwie współrzędne. Na osi rzędnych stosunek na osi odciętych stosunek objętościowy wapna do piasku. Ponieważ z analizy chemicznej ustalany jest stosunek to mając jako wartość z punktu na krzywej można łatwo wyznaczyć przybliżony stosunek wapna do piasku.

Obecnie opracowany projekt normy angielskiej na wapno rozróżnia następujące gatunki wapna:

Wapno niegaszone:

- A — dla wypraw (tynków);
- B — niehydrauliczne dla zapraw murarskich;
- C — hydrauliczne dla zapraw murarskich;

Wapno gaszone, suche:

- D — dla wypraw (tynków);
- E — niehydrauliczne dla zapraw murarskich;
- F — hydrauliczne dla zapraw murarskich.

Wapno niegaszone bada się na zawartość tlenków wapnia i magnezu; stratę przy prażeniu tylko dla próbek pobranych w wytwórni, zawartość CO<sub>2</sub> tylko dla próbek, pobranych poza wytwórnię, np. na budowie; zawartość części nierozpuszczalnych, pozostałość na sicie po zgaszeniu i wreszcie tylko dla wapna tynkarskiego wydajność i urabialność.

Wytrzymałość oznacza się tylko dla wapna hydraulicznego.

Dla wapna gaszonego suchego oznacza się podobnie, jak dla niegaszonego, zawartość CaO + MgO, CO<sub>2</sub> i cz. nierozpuszczalnych, a poza tym miękkość, stałość objętości, wytrzymałość (tylko dla hydraulicznych) oraz przydatność do celów tynkarskich (tylko dla wapna D) przez oględziny wyglądu specjalnie przygotowanych krążków po odpowiednim okresie czasu.

MIKOŁAJ SAUZAREWSKI (Warszawa)

## PODZIAŁ POLA TRAPEZU NA RÓWNE CZĘŚCI

Przy wyznaczaniu położenia prętów odgiętych w konstrukcjach żelbetowych, przy rozmieszczaniu pali pod przyczółkami i murami podporowymi i w innych podobnych przypadkach spotykamy się z zadaniem podzielenia wykresu naprężeń na takie odcinki, aby odpowiadające im pola wykresów były sobie równe.

W przypadkach wykresu o kształcie trójkąta stosujemy zwykle znany sposób wykreślny, przedstawiony na rys. 1, na którym pokazano przykładowo podział na 5 równych części:

W ogólnym jednak wypadku wykresy naprężeń mają kształt trapezu.

Podział trapezu na równe części można wykonać zarówno wykreślnie jak i analitycznie, opierając się na łatwej do wyprowadzenia zależności, że różnice drugich potęg dwóch sąsiednich rzędnych ograniczających każde z równych pól, na jakie podzieliłmy pole trapezu, jest wielkością stałą i równą (rys. 2):

$$k^2 = b_m^2 - b_{m+1}^2 = \frac{b_o^2 - b_n^2}{n} \quad (1)$$

gdzie  $m$  oznacza liczbę porządkową danej rzędnej.

Wobec tego możemy napisać:

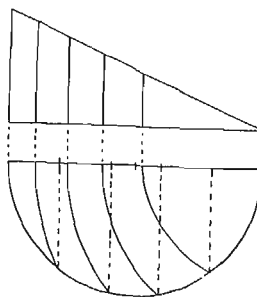
$$b_o^2 - b_m^2 = km^2 \quad (2)$$

lub

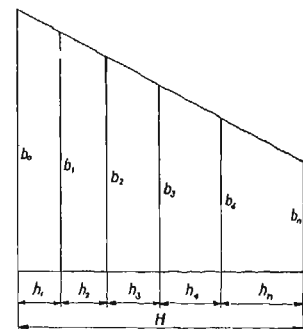
$$b_m^2 = \sqrt{b_o^2 - mk^2} \quad (3)$$

Znając wszystkie wielkości  $b$  łatwo obliczyć odcinki  $h$  ze wzoru

$$h_m = \frac{b_o + b_n}{b_{m-1} + b_m} \cdot \frac{H}{n} \quad (4)$$



Rys. 1.



Rys. 2.

Prościej jednak i z dostateczną dokładnością można to zadanie wykonać wykreślnie.

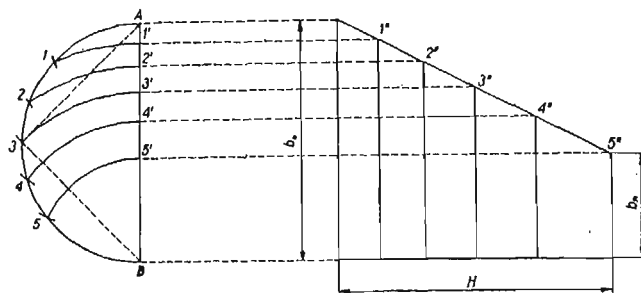
Ze wzoru (2) wynika mianowicie, że jeśli zbudujemy trójkąt prostokątny, którego przeciwprostokątną będzie  $b_0$ , a jedną z przyprostokątnych

$$k\sqrt{m} \quad \left( \text{gdzie } k = \sqrt{\frac{b_0^2 - b_n^2}{n}} \right),$$

to druga przyprostokątna tego trójkąta da nam wielkość  $b_m$ . Oparty na tej zasadzie sposób wykreślny pokazano na rys. 3, gdzie podano przykładowo podział trapezu na 5 równych części.

Wykreślamy mianowicie półkoło na  $b_0$  jako na średnicy, po czym z punktu A promieniami  $r_1 = k, r_2 = k\sqrt{2}, r_3 = k\sqrt{3}, r_4 = k\sqrt{4}, r_5 = k\sqrt{5}$  (ogólnie  $r_m = k\sqrt{m}$ ) odcinamy na półkołu punkty 1, 2, 3, 4, 5.

Za pomocą łuków o promieniach  $B1, B2, B3, B4, B5$ , wyznaczamy na średnicy  $b_0$  punkty  $1', 2', 3', 4', 5'$ , które po zrutowaniu na prostą ograniczającą wykres dadzą poszukiwane punkty podziału  $1'', 2'', 3'', 4''$ .



Rys. 3.

Rozpatrując np trójkąt prostokątny  $AB3$  widzimy, że

$$AB = b_0, \quad A3 = k\sqrt{3} \quad (\text{lub ogólniej } k\sqrt{m})$$

więc

$$(B3)^2 = (AB)^2 - (A3)^2 = b_0^2 - mk^2$$

a więc na podstawie wzoru (2)

$$B3 = b_m$$

co stanowi matematyczny dowód opisanej metody wykreślniej.

## RECENZJE

Dr Inż. Stanisław Jachimowski — *Właściwości techniczne i ekonomiczne łądowych komunikacji leśnych*. Nakładem autora, Warszawa 1938.

Komunikacje leśne są problemem łączącym się ściśle ze sprawą użytkowania lasów, toteż rozpatrywanie ich właściwości przeprowadzić można pamiętając o właściwościach produkcji drewna. Dlatego też Autor omawianej książki zanim przystąpił do właściwego tematu, przedstawił dane ogólne charakteryzujące stan zalesienia i gospodarki leśnej oraz stan komunikacji ogólnego znaczenia w Polsce i zagranicą. Następnie charakteryzuje ładunki łądowe leśne, podkreślając czynnik przestrzenności w gospodarstwie leśnym. Dział ten opatrzył Autor ciekawymi wykresami mówiącymi o nierównomierności ładunków w kierunkach, w czasie, na długości i na powierzchni. Po sklasyfikowaniu komunikacji leśnych, omawia kolejno, ilustrując swoje wywody rysunkami i fotografiami leśne drogi gruntowe ziemne i wzmocnione, drogi o nawierzchni z drewna, wreszcie o nawierzchni kamiennej. Koleje leśne normalnotorowe jak i koleje wiszące i terenowe oraz ślizgi leśne opisane treściwie kończą pierwszą część tej książki.

W części drugiej przedstawia Autor problemy ekonomiczno-gospodarcze zagadnienia komunikacji leśnych, podając metodę przeprowadzenia studiów i obliczeń ekonomicznych, obliczeń trakcyjnych oraz kalkulację kosztów.

Obszerna bibliografia przedmiotu kończy tę pożyteczną książkę.

Znormalizowane typy szklarni, wydane przez Państwową Szkołę Ogrodnictwa w Poznaniu, 1938, cena zł 3,65, stron 12 i 7 tablic.

Dla uproszczenia, ułatwienia i potania budownictwa szklarniowego opracowane zostały w Niemczech znormalizowane typy szklarni do uprawy warzyw i roślin doniczkowych. W Polsce zagadnienie ujednostajnienia typów zasadniczych konstrukcji szklarniowych nie zostało dotychczas postanowione. Podanie w języku polskim norm usta-

lonych dla Niemiec będzie ułatwieniem w zorientowaniu się co do podstawowych wymagań przy budowie szklarni określonego typu, aż do czasu opracowania norm dla naszych warunków.

Na treść broszury składa się opis budowy szklarni na ogórki i pomidory, z nakładanymi oknami inspektowymi i na pomidory o stałym oszkleniu, szklarni wolnonośnej na pomidory ze stałym oszkleniem oraz do uprawy roślin doniczkowych. Ostatni rozdział i tablica omawiają wykonanie znormalizowanego okna szklarniowego.

Powyższe normy zalecają używanie części zakopanych w ziemi (słupki i ściany z betonu i żelbetu, częściowo jako wyroby gotowe, — zaś konstrukcję nadziemną mają stałową.

„Kalendarz Oficera Strażackiego na r. 1939“, Rocznik VII, Nakładem Wydziału Wydawniczego Straży Pożarnych R. P., Stron 462.

W ciągu 7. lat, odkąd się ukazuje co roku „Kalendarz Oficera Strażackiego“, pożyteczne to wydawnictwo skryształizowało się już pod względem treści jak i formy. Niemniej jednak każdy rocznik przynosi nowe materiały, które czynią go niezbędnym informatorem, przewodnikiem i doradcą nie tylko dla oficerów straży pożarnych, ale dla wszystkich tych, którzy w swej działalności zawodowej stykają się ze sprawami bezpieczeństwa pożarowego. Wobec tego, że w razie wojny nieprzyjaciół będzie usiłował zniszczyć nasz kraj i zdemoralizować ludność, przede wszystkim lotniczymi bombami zapalającymi, krąg zainteresowanych w obronie przeciwpożarowej rozszerzyć się powinien na ogół obywateli świadomych swych obowiązków wobec Państwa. Z tych względów ogólniejsze znaczenie mają takie materiały, jak tekst zarządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych o organach i kierownictwie przygotowań obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w zakresie akcji przeciwpożarowej, powołujące do tego kierownictwa Korpus Techniczny Związku Straży Pożarnych R. P.

# Z PRASY TECHNICZNEJ

## NOWE URZĄDZENIE DYLATACYJNE W MOSTACH DROGOWYCH

Przykrycie szczelin dylatacyjnych przedstawia trudności w mostach drogowych, zwłaszcza na autostradach. Jezdnia musi być tu możliwie jak najrówniejsza z tym, żeby przejście prędko jadących pojazdów z mostu na drogę i odwrotnie odbywało się bez nieporządnanych wstrząsów. Do czasów obecnych bardzo rozpowszechnione było przykrycie szczelin dylatacyjnych blachami zębatymi.

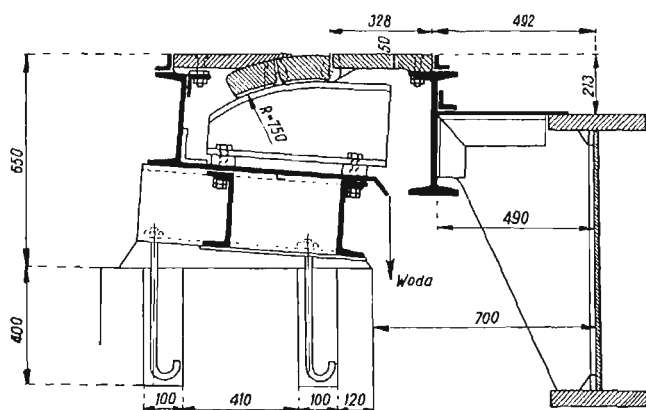
Jednakże szpary pomiędzy zębami blach łatwo zanieczyszczają się, tak że blachy mogą być nawet unieruchomione. Szpary te stanowią również pewne niebezpieczeństwo dla kopyt końskich.

Na moście Admirała Hr. Spee przez Ren zastosowano nowe przykrycie szczelin dylatacyjnych, które nie posiada wad blach zębatych.

Pokrycie to zupełnie nie ma szpar. Pracuje ono na tej samej zasadzie co i skręcająca się roleta. Szeroka blacha (patrz rys.) przymocowana z jednej strony do skrajnej poprzecznej beleczki jezdni mostu, z drugiej łączy się przegubowo z wąskimi paskami blach, których ilość zależy od długości przesuwu. Paski te połączone są między sobą przegubowo. Opierają się one na krótkich stołkach o zakrzywionym pasie górnym, nieruchomo przymocowane do przyczółka (lub do drugiej oddzielnej części mostu). Odległość pomiędzy tymi stołkami w poprzek mostu wynosi od 1 do 2 m. Są one umocowane na pochylej powierzchni co pozwala ściśle uregulować ich położenie ze względu na potrzebną wysokość. Ta pochyla powierzchnia służy również do odwodnienia. Zheblowana na ukos blacha, która przykrywa wąskie paski blach ruchomych zostaje podczas ich ruchu zawsze w położeniu poziomym.

Przymocowuje się ją do przyczółka w ten sposób, że blachy ruchome są z lekka przyciskane do beleczek zakrzywionych.

Wszystkie wyżej opisane blachy wykonane są ze stali lanej. Grubość ich sięga 5—7 cm. Podczas ruchów dylatacyjnych górna powierzchnia blach zostaje zawsze pozioma, o ile oczywiście sama jezdnia nie ma spadku podłużnego. Ponieważ w kierunku poprzecznym całe przykrycie składa się z kilku identycznych części, konstruktor proponuje



przy większych mostach przypawać do blach ruchomych haki w ten sposób, żeby chwytaly one wykrzywiony pas górny stołków, na których się opierają. Haki uniemożliwiłyby ruch poprzeczny blach, zostawiając pełną swobodę ruchu w kierunku osi mostu. Odcinki blach możnaby rów-

nić łączyć między sobą przegubowo w kierunku poprzecznym żeby stworzyć pewną całość.

Wyżej opisane przykrycie szczeliny dylatacyjnej może być zastosowane nie tylko w mostach prostych, lecz również i w ukośnych. Potrzebna tu jednakże większa ilość stołków o wykrzywionym pasie górnym ponieważ w planie całe połączenie urządza się schodkowo i każdy krótki element posiada 2 takie stołki. Ze względu na to, że wyżej opisana konstrukcja funkcjonuje bez zarzutu w moście imienia Admirała Hr. Spee, zastosowano analogiczną również przy remoncie Duisberg—Ruhrort Homberger'skiego mostu przez Ren. Przez most ten przechodzi tramwaj, co wcale nie komplikuje konstrukcji, gdyż szyny tramwajowe dzielą całe przykrycie na części w kierunku poprzecznym mostu, który to podział i bez szyn byłby konieczny. Wpasowanie nowej konstrukcji dylatacyjnej odbyło się bez przerwy w komunikacji.

P. S.

*Der Stahlbau* (11 Listopada 1938)

## MOST „TYSIĄCA WYSP”

W sierpniu br. została oddana do użytku drogą łącząca Kanadę ze Stanami Zjednoczonymi przez rzekę Św. Wawrzyńca, około 50 km poniżej jej wypływu z jeziora Ontario. Droga ta o długości 16 km przechodzi 5 mostami ponad odnogami rzeki i znana jest pod nazwą mostu „Tysiąca Wysp”. Łączna długość mostów i wiaduktów drogi wynosi 2400 m.



Warunki krajobrazowe wymagały mostów i konstrukcji jak najlżejszej, która by poza tym nie przesłaniała nigdzie widoku z drogi. Spośród pięciu mostów zaprojektowano: dwa mosty wiszące, z których większy o rozpiętości przęsła głównego 240 m, jeden most łukowy stalowy o rozpiętości 105 m, jedną stalową belkę ciągłą dwuprzęsłową o rozp.  $2 \times 90$  m i jeden most żelbetowy łukowy o rozp. 27 m. Szerokości jezdni wszystkich mostów wynosi 6,60 m, dwóch chodników 0,90 m. O tym, że warunek maksymalnej lekkości konstrukcji został całkowicie spełniony, świadczy załączone zdjęcie większego z mostów wiszących.

Całość robót wykonana została w niespełna 16 miesięcy. Tak szybkie tempo można było osiągnąć dzięki temu, że przy doskonałym gruncie skalistym fundowanie nie sprawiło żadnych niemal trudności.

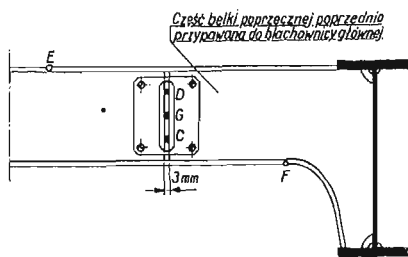
Koszty wykonania w sumie 2,2 milionów dolarów pokryte być mają — jak to jest w Ameryce w zwyczaju — z opłat za przejazd (opłata ta wynosi np. dla samochodów osobowych 1,25 dolara, to jest przeszło 6 zł).

*La Technique des Travaux* (Listopad 1938)

inż. E. O.

## PIERWSZY CAŁKOWICIE SPAWANY MOST W WIEDNIU

W Wiedniu zbudowano ze stali st. 37 most o długości przeszła 23 m i szerokości 5 m. Przy wykonaniu zastosowano wyłącznie spawanie. Jest to pierwszy całkowicie spawany most w Wiedniu. Ze względu na małe wymiary konstrukcji spawki w belkach głównych były wykonane na warsztacie, jak również do belek głównych przypawano skrajne części belek poprzecznych (rys.).



W ten sposób na budowie trzeba było przypawać tylko środkowe części belek poprzecznych, mniej więcej w punktach zerowych momentów w tych belkach.

W czasie pracy wszystkie spawki były badane Röntgenem. Ze względu na to, że spawacze mieli jednakże małą wprawę, osiągnięta wytrzymałość nie przekroczyła  $17 \text{ kg/mm}^2$ . Ponieważ naprężenia robocze obliczone były na  $10 \text{ kg/mm}^2$  a przy przyjęciu pod uwagę współpracy jezdni żelbetowej na  $8 \text{ kg/mm}^2$ , kierownictwo budowy uznało spawki za dostatecznie wytrzymałe.

Po spawaniu blachownic głównych okazało się, że skróciły się one o 10 mm.

Główną uwagę zwrócono na połączenie belek poprzecznych i belek głównych. Chodziło tu przede wszystkim o to, żeby stworzyć pewne możliwości ruchu złączonych części przy wykonywaniu spawek i w ten sposób zmniejszyć naprężenia skurczowe. W tym celu podczas przypawania belek poprzecznych do pierwszego dźwigara głównego zastosowano nakładki montażowe na śrubach, które nie były dokręcone i umożliwiały pewien ruch łączonych blach (do 2 mm). Nakładki te miały szparę umożliwiającą dostęp do styku, (rys.). Przed rozpoczęciem spawania umieszczono pomiędzy blachami pionowymi w punktach C i D wkładki grubości 3 mm i odpowiednio przynocowano nakładki montażowe. Samo spawanie rozpoczęło przypawaniem środka w punkcie G. Dalej jednym ciągiem przypawano jednocześnie blachy poziome: górną w punkcie E i dolną w F, poczem natychmiast wyrzucono wkładki C i D. W ten sposób spawki w E i F mogły swobodnie kurczyć się. Dalej powtórnie spawano w E i F i nakładki montażowe usunięto. Następnie spawkę w G wyświdrowano i zastąpiono spawką poprzez cały środek. Jednocześnie następuje wykończenie spawki w E i F. Dalej wykańcza się spawkę środka i rozpoczyna się przypawanie do niego blach poziomych. Najpierw na lewo od E i na prawo od F, później

na odwrót. W ten sposób przynocowano belki poprzeczne do głównego dźwigara A.

Przy spawaniu belek poprzecznych do głównego dźwigara B trzeba było wziąć pod uwagę, że belki poprzeczne były już unieruchomione ze względu na połączenie z dźwigarem A. Tu trzeba więc było postępować inaczej niż przy spawaniu do pierwszego dźwigara głównego.

Waga własna dźwigara B była zbyt wielka, żeby można było liczyć na jego ewentualny ruch pod wpływem naprężeń skurczowych w spawkach belek poprzecznych. Z tego względu dźwigar B umieszczono w ten sposób, żeby szpara pomiędzy nim a belkami poprzecznymi nie przekraczała 1 mm. Odległość ta była zapewniona przyśrubowanymi nakładkami jakie były użyte i w wypadku dźwigara A. Przed rozpoczęciem spawania każda szpara była poszerzona do 3 mm przy pomocy klinów.

Kliny te powodowały odkształcenie elastyczne i odpowiednie naprężenia ściskające w częściach przyległych do danej szpary. Kolejność spawania była taka sama jak i w wypadku dźwigara A. Tylko tu C i D są już klinami (rys.). Jak i poprzednio, po częściowym wykonaniu spawki E i F kliny usunięto i blachy zbliżając się jedna do drugiej i ściskając w ten sposób spawkę znacznie zmniejszając naprężenia skurczowe. Podczas przypawania skrajnych belek poprzecznych postępowano tak samo z tą tylko różnicą, że dźwigar B podniesiono lewarami aby w ten sposób umożliwić odkształcenie elastyczne przekrojów krańcowych przy wbijaniu klinów.

Wiatrownice przypawano już do sztywnej ramy, której dwa boki stanowiły dźwigary główne i dwa drugie, belki poprzeczne. Nie było więc żadnej możliwości uniknięcia naprężeń skurczowych. Po jej wykonaniu mierzono naprężenia w kątownikach wiatrownic. Okazało się, że naprężenia te sięgały tylko  $1 \text{ kg/mm}^2$ , podczas gdy teoretycznie przewidywano, że będą one o wiele większe.

Wyciągnięto stąd wniosek, że przy większych długościach elementów przypawanych (kątowniki miały 2,6 m), naprężenia skurczowe nie są niebezpieczne.

Po ukończeniu spawania, spawki były badane Röntgenem, przy czym okazało się, że w wierzchołku kąta ścicia spawki X były porowate. Wytrzymałość spawek była jednakże uznana za wystarczającą.

*Die Bautechnik* (25 Listopada 1938)

P. S.

## STADION „PIOTRA COUBERTIN“ W PARYŻU

Z okazji międzynarodowej wystawy światowej w Paryżu rada miejska postanowiła dobudować do istniejących już urządzeń sportowych stadion, który nadawał by się do bardziej wszechstronnego użycia oraz pomieścić możliwie dużo publiczności.

Pod budowę jego obrano teren w kształcie czworokąta o pow.  $21000 \text{ m}^2$ . Z planu wynika, że poza właściwym stadionem z wszelkimi urządzeniami pomocniczymi, przywidywano budowę krytego hallu przeznaczonego do lekkiej atletyki. W streszczeniu, urządzenie obejmuje: stadion zapasniczy na 5000 widzów, dwa tereny kryte, sześć krytych boisk w hali, dwa małe na wolnym powietrzu i jeden basket-ball.

W konsekwencji przyjęte plany pozwoliły przewidzieć zbudowanie sali konferencyjnej w podziemiu razem z kinem i strzelnicą o rozm.  $50 \times 6 \text{ m}$ . Całość konstrukcji ze względu na bardzo krótkie terminy wykonania podzielono na dwie części. Pierwsza zawiera kompleks krytych stadionów i tereny tenisowego klubu paryskiego. Podzielono ją na 3 części przez dylatacje. Deski użyto metalowych. Zużyto przy tym  $3100 \text{ m}^3$  betonu oraz 450 t uzbrojenia.

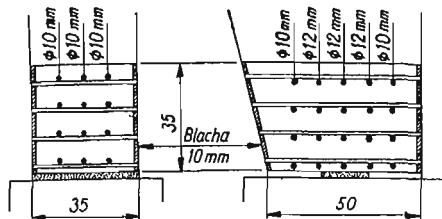


Druga część obejmuje stadion wielki (5000 miejsc) i dwa boczne. Miejsce krytego stadionu wyznaczone na starej kopalni piasku musiało być ufundowane na palach Franka o zmiennej długości (234 pale). Roboty ziemne (20.000 m<sup>3</sup>), wykonano mechanicznie za pomocą pięciu kopaczek parowych. Zużyto tu 1500 m<sup>3</sup> betonu oraz 200 t uzbrojenia. (*La Technique des Travaux*).

J. N—T.

#### UDOSKONALENIE PRZEGUBÓW ŻELBETOWYCH POMYSŁU INŻ. FREYSSINETA

W Polsce w konstrukcjach żelbetowych stosowane są niemal wyłącznie przeguby, których zasadą jest przenoszenie siły osiowej w całości lub w większej części przez zbrojenie. We Francji natomiast rozpowszechnia się coraz bardziej przegub pomysłu inż. Freyssineta, w którym cała siła przenoszona jest przez beton. Kształtując przegub według zwykłych wzorów, Freyssinet usuwa z niego po prostu zbrojenie, uważając że nawet bardzo zbliżone do wytrzymałości betonu na ściskanie naprężenia nie są groźne w bardzo niskiej i starannie wykonanej poduszce. Poduszka taka działa naturalnie klinowo na spoczywający na niej słup, tak że duże trudności sprawiało tu przejście powstałych poziomych oddziaływań przez odpowiednie zbrojenie.



Ostatnio w żelbetowej konstrukcji szkoły im. Barbusse'a w Alfortville pod Paryżem wprowadził Freyssinet nowe udoskonalenie do przegubów swego pomysłu, otaczając cały spód słupa trzewikiem z blachy stalowej spawanej, którego przeciwległe ściany boczne są poza tym związane ze sobą prętami poziomymi dospawanymi do trzewika (patrz rysunek).

Próby wykonane w Laboratorium Budownictwa i Robót Publicznych w Paryżu wykazały pełną przydatność tego rozwiązania, przy czym przy próbach tych poduszka betonowa wytrzymywała bez żadnej szkody naprężenie ściskające 315 kg/cm<sup>2</sup>.

*Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* — Luty 1938

*La Technique des Travaux* — Październik 1938  
inż. E. O.

#### BARWNY BETON

Jasno-szara barwa betonu jest uważana na ogół za zaletę tego materialu; niekiedy jednakże pożądane jest nadanie mu innego zabarwienia o czym rozstrzygają głównie względy architektoniczne. Poza tym ze względów drogowo-technicznych pożądane jest często przyciemnienie zbyt jasnej nawierzchni itp. Osiąga się to za pomocą barwienia betonu przez domieszkę zabarwionego cementu lub na drodze nafarbowania nawierzchni.

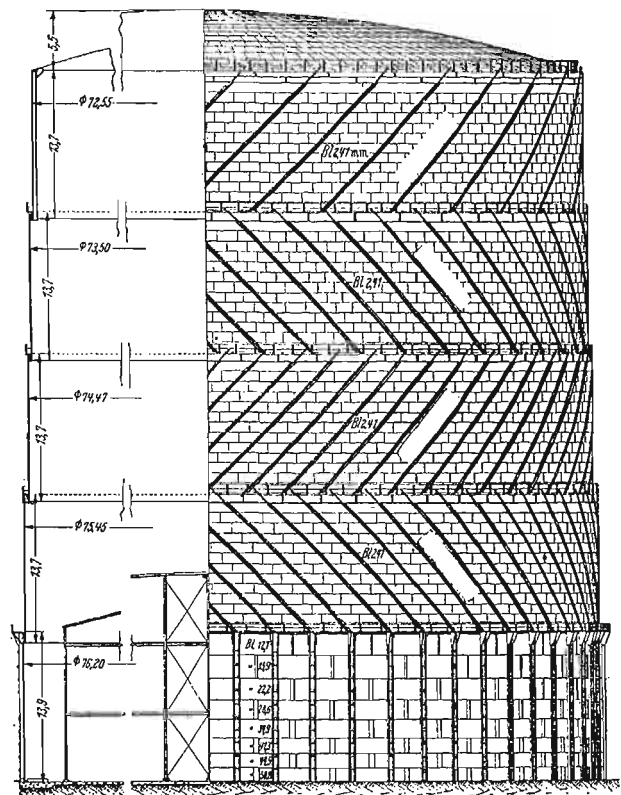
Jako barwniki nadają się tu jedynie farby cementowe np. farby powstałe z tlenków żelaza, barwniki nieorganiczne i sadze. Sposoby produkcji tych barwników i ich szczegółowe składy chemiczne podane są w czasopiśmie „Zement“ 1938, Zeszyt 41 i 42.

J. N—T.

#### ZBIORNIK GAZU W SHEFFIELD

W czerwcu 1938 r. oddano do użytku w Sheffield w Anglii zbiornik gazu o pojemności 226.000 m<sup>3</sup>, największy zbiornik o takiej konstrukcji. Zasadnicze wymiary pokazano na rys. 1. Zbiornik składa się z czterech „lunetowych“ części o wysokości 13,7 m ustawionych jedna na drugiej, z których wewnętrzna, czyli pierwsza od góry, przekryta jest kopułą. Części te zanurzają się w basen z wodą o wysokości 13,9 m spoczywający na płycie żelbetowej. Ze względu na znajdujące się w pobliżu zarzucone sztolnie kopalni węgla przyjęto ciśnienie na grunt tylko 2,2 kg/cm<sup>2</sup>.

Ściany basenu składają się z blach stalowych o grubości zmieniającej się stosownie do parcia wody od 51 do 13 mm. 64 zewnętrzne słupy dźwigają rolki, na które przenosi się całkowity ciężar górnej części konstrukcji.



Przy napełnianiu zbiornika gazem każdy kolejno pierścień jest podnoszony przez pierścienie znajdujące się wewnątrz niego. Krawędzie pierścieni zanurzone w korytkach z wodą zapewniają uszczelnienie.

Ściany pierścieni są od wewnątrz odpowiednio usztywnione, od zewnątrz znajdują się na nich spiralne szyny prowadzące. Konstrukcja jest nitowana, spawane są tylko ukośne stężenia.

Dzwon wewnętrzny jest znacznie silniejszy niż pierścień, gdyż przy całkowitym napełnieniu zbiornika dźwiga on ciężar trzech pierścieni a poza tym jeszcze obciążenie od kopuły.

Przy opróżnieniu zbiornika pierścienie wspierają się dolnymi krawędziami na specjalnych koźlach na dnie basenu. Oddzielne rusztowanie służy do podparcia kopuły dzwonu.

Rolki (w całym zbiorniku 200 sztuk) toczące się po szynach prowadzących są przymocowane do pierścieni. Naciski rolek styczne do powierzchni pierścieni przenoszą się na usztywnienia. Spiralny kształt torów prowadzących

umożliwia tylko pionowe ruchy pierścieni, uniemożliwia zaś wszelkie przechylenia.

W czasie mrozów woda w korytkach i w basenie jest ogrzewana parą. Stalowe dno basenu i cztery pierwsze szeregi blach płaszcza zmontowano na 32 prasach na wysokości 76 cm nad płytą fundamentową. Po znitowaniu opuszczono

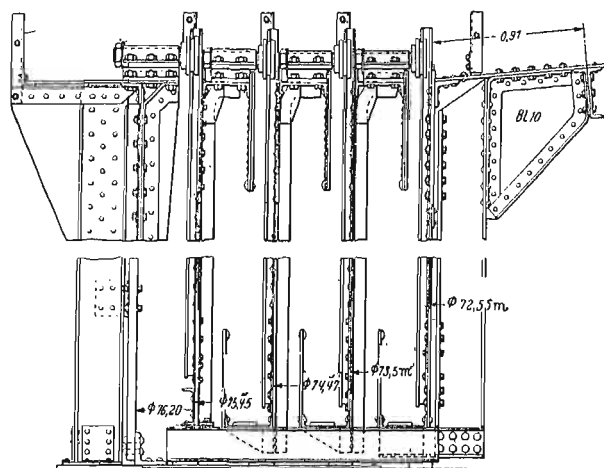


Abb. 2.

dno w ciągu jednego tygodnia, obniżając prasy i odsuwając je kolejno od środka na zewnątrz.

Następnie wykończono ściany basenu i zmontowano wewnątrz niego trzy następne pierścienie i dzwon.

Po ukończeniu budowy przeprowadzono próbę szczelności przy pomocy sprężonego powietrza.

(„Der Bauingenieur“ Nr 1/2 1939)

J. M.

#### NOWE GMACHY POLITECHNIKI W LIÈGE

Prof. F. Campus poświęca obszerny artykuł kompleksowi nowych budynków Wydziału Nauk Stosowanych Uniwersytetu w Liège odgrywającego właściwie rolę naszych Politechnik. Kompleks ten obejmujący gmachy Chemii i Metalurgii, Mechaniki, Inżynierii, oraz centralę termoelektryczną oddany został do użytku z początkiem zeszłego roku akademickiego.

Budowę poprzedziły długie studia zmierzające do ustalenia najracjonalniejszych zasad rozplanowania i konstrukcji.

Podstawowym założeniem było, aby budynki nie tylko odpowiadały obecnym wymaganiom, ale aby możliwe było łatwe ich przystosowanie do ciągłych nowych potrzeb związanych z ciągłym rozwojem nauki. Wynikła stąd konieczność przewidzenia możliwości rozbudowy, nadbudowy i przeróbek wewnętrznych poszczególnych gmachów. Racjonalność takiego założenia potwierdziła się już w czasie budowy. Jeden z zakładów, który właśnie zmienił wykładowcę, poddany został na jego żądanie dość poważnym przeróbkom. Bez specjalnych trudności umieszczono też w gmachu chemicznym dwa nowostworzone zakłady, przy czym dla jednego z nich zaszła konieczność nadbudowania części budynku. Również już dzisiaj projektuje się poszerzenie kilku laboratoriów w gmachu Inżynierii. Nie jest to wszystko wynikiem zbyt skąpego projektowania pierwotnego, lecz spowodowane zostało niemożliwym do przewidzenia w kierunku i zakresie rozwojem nauki.

Potrzeby dzisiejsze poszczególnych zakładów określone zostały tak na podstawie doświadczeń innych Politechnik, jak i na podstawie braków stwierdzonych w zbyt ciasnych pomieszczeniach dotychczasowych.

Co do ogólnego układu budynków rozważane były trzy możliwe systemy rozplanowania.

Pierwszy polega na umieszczeniu wszystkich sal i laboratoriów w jednym budynku. System ten jest zapewne najbardziej ekonomiczny w budowie i użytkowaniu. Powiększa on jednak nadmiernie trudności połączenia na poszczególnych piętrach pomieszczeń tak różnych jak audytorium, laboratorium, sale zbiorów i kreślarnie, dając także małe tylko możliwości rozbudowy i przeróbek. Prowadzi on do budynków bardzo dużych o nader wydłużonych komunikacjach wewnętrznych i skomplikowanym planie. Rozwiązaniem jest tu częste faktyczny podział gmachu na bloki o zróżnicowanym przeznaczeniu.

Drugi system polega na wydzieleniu laboratoriów do osobnego budynku, czy grupy budynków, z pozostawieniem w gmachu głównym wszystkich innych sal. System ten jest szczególnie korzystny tam, gdzie chodzi o zaopatrzenie w nowe laboratoria Politechniki, której pozostałe lokale odpowiadają jeszcze dzisiejszym potrzebom. Był on jednak też stosowany i w nowych uczelniach, główną zaś jego zaletą jest ułatwienie rozbudowy laboratoriów, które ze wszystkich pomieszczeń najszybciej jej mogą potrzebować.

W Liège zastosowano trzeci system wzorując się przy tym głównie na Politechnice Zurychskiej (analogiczny system — choć nie w częstej postaci — jest też podstawą rozplanowania Politechniki Warszawskiej). Pogrupowano tu mianowicie w osobne gmachy wszystkie lokale służące poszczególnym kierunkom nauczania — wskazanym w nazwach gmachów. W systemie tym również występują wprawdzie trudności połączenia na jednym piętrze laboratoriów z kreślarniami i audytoriami, podobnie jednak jak i trudności komunikacyjne zmniejszają się one wraz z rozmiarami budynku, poza tym zaś zgrupowanie zakładów o podobnych potrzebach upraszcza roboty instalacyjne. Poszerzenia i przeróbki laboratoriów są najbardziej ułatwione przy budynkach jednopiętrowych. Rozwiązanie takie spotykamy w kilku uczelniach angielskich, gdzie budynki są zazwyczaj rozrzucone w wielkich parkach, przy czym ich strona estetyczna jest na dalszym planie. W Liège tak ze względu na szupłość terenu, jak i na jego reprezentacyjne położenie system ten nie mógł być zastosowany, zdecydowano się więc na bloki kilkupiętrowe. Pociągnąć to musiało za sobą pewne trudności w przewidywaniu przyszłych poszerzeń. Plany poszczególnych pięter są ze sobą związane, niektóre więc laboratoria tak ze względów architektonicznych jak i konstrukcyjnych nie mogłyby być poszerzone niezależnie od innych. Z tego powodu na przykład laboratorium doświadczeń nad inżynierskimi elementami konstrukcyjnymi, które się okazało już dziś za szupłe, może być powiększone tylko przez wybudowanie nowej, niezależnej od istniejących bloków, hali. Na ogół jednak ewentualne możliwości rozbudowy były wszędzie brane pod specjalną uwagę przy sporządzaniu planów i wykonywaniu konstrukcji.

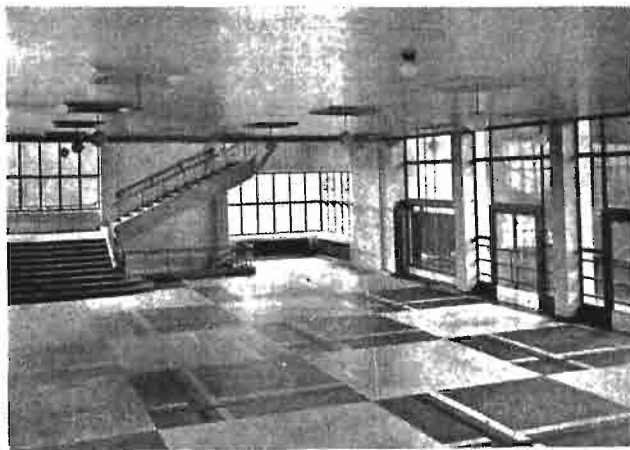
Przy rozplanowywaniu poszczególnych bloków kierowano się następującymi zasadami. Audytorium umieszczone są jak najbliżej wejść i głównych klatek schodowych, a przy każdym z nich znajduje się szatnia. Laboratoria i pomoce zakładowe pomocnicze zgrupowane są w elementy dostępne zazwyczaj z klatek schodowych bocznych, zaprojektowanych na mniejszy przepływ studentów. Sale zbiorów umieszczone są jak najbliżej audytorium, aby ułatwić przenoszenie modeli na wykłady. Kreślarnie w budynkach Chemii i Mechaniki umieszczono przy salach zbiorów, aby umożliwić częste z nich korzystanie. Jedynie w budynku Inżynierii kreślarnie zgrupowano dla zapewnienia dobrego światła na najwyższym piętrze, oddzielając je od sal zbiorów, korzystanie z nich bowiem przy kreśleniu jest tu radsze.

Dużą uwagę zwracano na właściwe rozmieszczenie pomieszczeń pomocniczych jak pokoje profesorskie, mieszkanie woźnych, umywalnie itp.



Gmach Inżynierii.

Konstrukcja wszystkich bloków jest szkieletowa, szkielet złożony z szeregu ram wieloprzęsłowych i wielopiętrowych wykonano bądź w żelbecie, bądź w obetonowanej stali. Posadowienie na palach Franki. Stropy, z reguły żelbetowe, obliczono na największe możliwe obciążenie, tak że wszelkie przesunięcia ścianek, ustawiania nowych aparatów itp. mogą się odbywać bez wzmocnienia stropów. Poszczególne bloki zostały podzielone na mniejsze części odpowiednią ilością szczelin dylatacyjnych. Sztywność konstrukcji jest tak duża, że pomimo ruchu na pobliskiej linii kolejowej i szosie, najczulszych aparatów można używać niemalże bez dodatkowych zabezpieczeń.



Gmach Inżynierii. Hall.

Politechnika zaopatrzona jest we własną centralę termo-elektryczną, jednocześnie wytwarzającą energię elektryczną i dostarczającą gorącą wodę do ogrzewania budynków. W okresie letnim centrala nie jest czynna i energia elektryczna pobierana jest z elektrowni okręgowej. Własna stacja pomp dostarcza z pobliskiej Mozy wody do polewania trawników, mycia budynków i napełniania zbiorników przeciwpożarowych. Woda do innych celów czerpana jest z wodociągów miejskich. Cztery obecnie zbudowane gmachy posiadają łączną kubaturę 279 tysięcy m<sup>3</sup>.

W przyszłości przewidywane jest jeszcze wzniesienie na terenach przyległych gmachu Fizyki i Mineralogii i gmachu Elektrotechniki.

*La Technique des Travaux* (Listopad 1938)  
inż. E. O.

## PRÓBA OBCIĄŻENIA PALI ŻELBETOWYCH

Badania siły nośnej pali żelbetowych, które wbito 20 lat temu, a które od tego czasu wytrzymały przewidziane obciążenia, należą do rzadkości. Z tego też względu godna uwagi jest publikacja badań przeprowadzonych we Włoszech nad starym przeznaczonym do rozbiórki mostem.

Choć pełnił on swe funkcje od lat ponad dwudziestu, zakonserwował się pomimo to znakomicie i chociaż chodzi tu o wieloprzęsłową ramę z zamocowanymi oporami, istnienia żadnych pęknięć nie stwierdzono. Postanowiono więc na drodze bezpośredniego obciążenia, wykryć sposób zakonserwowania się i stwierdzić wielkość siły nośnej pali. Należy przy tym wspomnieć, że w swoim czasie most podparto palami Züblin'a: mianowicie wbito 4-metrowej długości pale o pięciokątnym przekroju o promieniu 19 cm kola wpisanego. Obciążenie ograniczone zostało w planie na 30 t. Jednakże później zwiększono ich ilość, dzięki czemu istotne obciążenie zmalało o około 20 t. Przed zburzeniem mostu dwa z tych pali obciążono usuwając głowicę pala od stopy filara znajdującej się nad nim, co umożliwiło zainstalowanie prasy hydraulicznej. Na drodze równoczesnego pomiaru ruchu stopy filara i osiadania głowicy pala można było określić jego osiadanie bezwzględne. Obciążenie powiększono co 10 t odczytując każdorazowo wys. osiadania. U jednego ze wspomnianych pali dopiero przy 50 t obciążeniu stwierdzić można było lekkie osiadanie. Przy 100 t obciążeniu osiadanie wyniosło 2,50 mm. Z chwilą zaś jego usunięcia ustąpiło natychmiast o 1,8 mm. Po upływie 30 min. znikło zaś zupełnie. Drugi pal dopiero pod 80 t obciążeniem osiadł, co przy 100 t obciążenia doszło do 0,50 mm. Równocześnie i całkowicie niezależnie od osiadania przy pomocy aparatu Whittemore'a określono jednostkową ściśliwość.

Poza tym z porównania maks. wartości ściśliwości jednego z pali, która wyniosła 0,63 mm/m i maks. osiądnięcia (2,50 mm) pod obciążeniem 100 t wynika, że jedynie ułamek długości pala bierze udział w jednostkowym ściśnieniu.

J. N—T.

## JEDNOWARSTWOWE WIBROWANIE NAWIERZCHNI BETONOWYCH ZA POMOCĄ WIBRATORA

Instytut Badawczy Budownictwa w Niemczech przeprowadzał w roku 1935 badania wibratorów. Zadaniem tych badań było stwierdzenie pewności jednowarstwowego zgręszczenia 20 cm grubości płyt betonowych za pomocą wyprodukowanego w Niemczech sprzętu. W celu wydania opinii co do jakości tego zgręszczenia określono na próbkach o wym. 20 × 65 × 210 cm wytrzymałość na osiadanie powierzchni ziemi i ogólnej pow. płyty.

W ciągu całego szeregu doświadczeń z bardzo ciężko nadającym się do obróbki betonem stwierdzono, że samo działanie aparatu „Vibromax” A 200” z balastem jest na ogół zadawalające.

Aparat ten posiadający pobór mocy w wys. 0,27 KW okazał się jednak niewystarczający do jednowarstwowego zgręszczenia wspomnianych już wyżej płyt betonowych, wobec czego f-ma Losenhausenwerk wyprodukowała aparat „Vibromax AT 300”, będący daleko silniejszym i bardziej przydatnym do wymienionych uprzednio zadań i zarządziła nowe badania.

Aparat ten posiada motor trójfazowy 220/380 V na 0,2 KW. Siła odśrodkowa określona została na 300 kg, a liczba obrotów na 2850/min. Poza tym obliczono, że siła odśrodkowa przewyższa 7,9 raza całkowity ciężar aparatu wynoszący 38,0 kg.

Po dłuższych badaniach nad 20 cm grubości betonowymi płytami stwierdzono, że „Vibromax AT 300” podczas okresu wstrząsania wynoszącego 90 sek/m<sup>2</sup> jednowarstwowo zgęszcza powierzchnię bez zarzutu. Jeżeli chodzi o 30 cm grubości płyty z miękkiego betonu, to przy jednowarstwowym zgęszczaniu wytrzymałość pow. ziemi i pow. zgęszczonej płyty są praktycznie sobie równe, zaś co do tych ostatnich, to poleca się zarządowi budowy podniesienie czasu wstrząsania na 135 sek/m<sup>2</sup> powierzchni. Sprawność na godzinę przy trwającej stale pracy wynosi 8 m<sup>3</sup>. Z pomiaru prądu przy tej sprawności oblicza się jego cenę, która dochodzi do 0,0025 km/m<sup>3</sup> betonu.

*Die Betonstrasse, 1938.*

*J. N—T.*

## ZACHODNIA WYLOTOWA AUTOSTRADA PARYŻA

Problem dróg wylotowych postanowiono rozwiązać w Paryżu przez budowę kilku autostrad rozpoczynających się na przedmieściach i łączących się poza regionem podparyskim z głównymi ośrodkowymi drogami państwowymi. Rozwiązanie takie pozwolić ma na oddzielenie ruchu dalekobieżnego od bardzo intensywnego ruchu podmiejskiego.

Najdalej posunięte są roboty przy autostradzie zachodniej, która rozpoczynając się przy moście Saint-Cloud na Sekwanie obsługiwać ma ruch w kierunku Bretanii i Normandii. Ruch na autostradzie, której dłuższa z dwu odnóg będzie mierzyć 22 km, będzie całkowicie wydzielony, a dojazdy boczne przewidziane są tylko w dwóch punktach. Normalna szerokość drogi wynosi 2 × 9 m + 2,5 m międzytorza, na odnogach wymiary te zmniejszają się do 2 × 7 m + 1,25 m. Maksymalny spadek jest 5%, minimalny promień łuku : 1000 m.

Przy samym początku autostrady znajduje się tunel o długości 830 m, który zaprojektowano nie tyle ze względów terenowych ile aby nie naruszać pięknego zabytkowego parku Saint-Cloud.

Grunt posiada w tym miejscu około piętnastometrową warstwę wapienia, leżącą na nawodnionych piaskach i ilach. Tunel na całej prawie swej długości przechodzi warstwą wapienia. Jedynie na krótkim odcinku spód tunelu znalazł się już w warstwie ilastej, poniżej poziomu wody, i zaszła konieczność oparcia jego ścian na studzienkach betonowych zagłębionych aż do gruntu macierzystego, na głębokość około 18 m.

Tunel posiada szerokość 17 m, z czego na jezdnię przypada 15 m. Otrzymuje on ściany i dno z betonu żużlowego, sklepienie przykrycia zaprojektowano natomiast w kamieniu łamanym. Przekroje konstrukcji są zmienne zależnie od rodzaju gruntu, jego osłabienia przez dawne kamieniołomy, zagłębienia tunelu pod terenem itp. Na odcinku złego gruntu ściany zostały jeszcze dodatkowo wzmocnione zewnętrznymi kontroforsami.

Budowę tunelu rozpoczęto od wykonania trzech szeregow studzien, przy czym studnie środkowego szeregu znajdujące się na osi tunelu mają następnie służyć do celów wentylacyjnych. Studnie połączono dalej galeriami, którymi wywożono później ziemię i dowożono materiały. Przeznaczenie studni zostało wyspecjalizowane. Część z nich posiada wyciągi do wydobywania ziemi, wewnątrz jednej urządzono małą fabrykę betonu. Wykonywanie obudowy tunelu rozpoczynano od ścian a kończono na dnie. Partie tunelu przy wylotach wykonywano z wykopu.

Pod linią kolejową do Wersalu krzyżującą tunel zaprojektowano most, tak że nie obciąża ona sklepienia tunelu, ale bezpośrednio jego ściany.

Budowę tunelu rozpoczęto w lecie 1936 r., w chwili obecnej roboty zbliżają się ku końcowi.

*La Technique des Travaux (Listopad 1938)*

*inż. E. O.*

## UZBROJONA DROGA KLINKIEROWA

W stanie Ohio (Stany Zjednoczone), zastosowano nowy typ nawierzchni — uzbrojoną drogę klinkierową.

Podłoże składające się z „kocich łbów” zasypało warstwą piasku o grubości 2 cm. Po ubiciu tej warstwy ułożono uzbrojenie, którego zastosowano trzy różne rodzaje: 1) spawaną siatkę metalową, 2) luźne pręty metalowe i 3) spawaną siatkę drucianą.

Siatka metalowa składa się z prętów o grubości 9,5 mm spawanych w ten sposób, że tworzą one kwadraty o długości boku około 23 cm. Każda siatka składa się z 13¼ × 19¼ takich kwadratów.

Układając obok siebie dwie siatki, w ten sposób, że jedna pokrywa drugą na długość połowy kwadratu, otrzymuje się 27 kwadratów na szerokości jezdni. W każdy kwadrat ułożono na płasko klinkier o wymiarach 20 × 20 × 9 cm<sup>3</sup>. Po ułożeniu w podobny sposób pewnego odcinka drogi, pod stalowe pręty siatki podłożono cegielki betonowe o grubości 2 cm, żeby podnieść siatkę ponad poziom piasku. Wtedy klinkier wałowano ręcznym 200 kg wałcem o długości około 1 m. Walcowanie wykonuje się w kierunku pochyłym pod kątem 45° względem osi drogi. Po zniwelowaniu powierzchni i zwilżeniu klinkieru szczeliny wypełnia się betonem o proporcji 1 : 3.

Aby wykonać szczelinę poprzeczną założono deskę drewnianą długości 6,3 m, szerokości 9 cm i grubości 1,5 cm u dołu i 2 cm u góry. Przez specjalnie wykonane otwory w desce, w pole sąsiednie przechodzi uzbrojenie podłużne na długości 40 cm. Przed zabetonowaniem posmarowano je tłuszczem, a oprócz tego na koniec każdego pręta nałożono kapturek korkowy, który zapewnia możliwość ruchu. Tak wykonana szczelina dylatacyjna funkcjonuje bez zarzutu.

W wypadku zastosowania uzbrojenia składającego się z licznych prętów, najpierw za pomocą gabarytu na warstwę ubitego piasku układa się klinkier, później gabaryt usuwa się i zakłada się uzbrojenie pod spód podłużne i na wierzch poprzeczne.

Poza tym wszystkie czynności wykonuje się jak wyżej.

Na próbnym odcinku zastosowano również uzbrojenie składające się ze spawanej siatki drucianej o średnicy drutu 6 mm.

*Engineering News—Record (10 Listopad 1938)*

*P. S.*

## BUDOWA DRÓG NA BŁOTACH W HOLANDII

Większa część zachodnich i północnych prowincji holenderskich leży na torfowiskach lub na gruntach słabych ilastych.

Grunt nośny (piasek) znajduje się tam przeważnie na głębokości od 3. do 20. metrów pod powierzchnią terenu.

W zasadzie przy wykonywaniu robót ziemnych drogowych stosowane są w gruntach tego rodzaju metody następujące:

a) grunt słaby do głębokości 4. metrów.

Jeżeli grubość pokładu gruntu słabego nie przekracza 4. metrów, to z reguły bywa on całkowicie w obrębie podstawy przyszłego nasypu wybagrowywany i zastępowany gruntem nośnym, piaszczystym lub żwirowym.

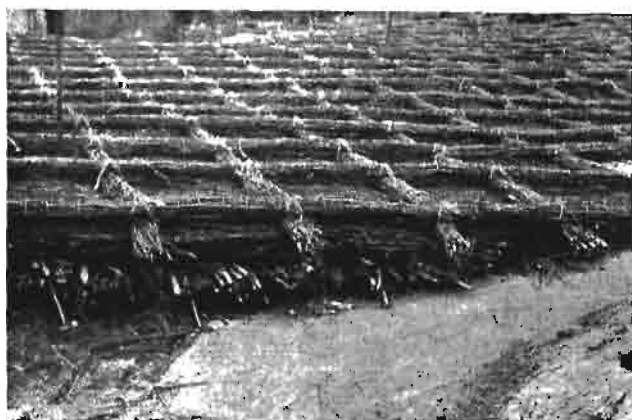
b) grunt słaby na głębokości od 4. do 10. metrów.

Jeżeli grubość pokładu gruntu słabego wynosi od 4. do 10. m to w tych wypadkach górna część tego pokładu

do połowy jego głębokości bywa wybagrowywana i zastępowana przez nasyp z piasku. Po wykonaniu tego nasypu dolne pokłady niewybagrowanego gruntu słabego częściowo wytłaczają się na boki, częściowo zaś pozostają pod korpusem drogowym, jak wskazuje rys. 1.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny drogi wraz z rdzeniem piaskowym po wytłoczeniu gruntu słabego częściowo na boki, częściowo zaś zagęszczeniu go.



Rys. 2. Materace faszynowe.

Dla ułatwienia wypierania gruntu na boki, po obu stronach nasypu drogowego wykonuje się szerokie i głębokie rowy poboczne.

W celu przyspieszenia osiadania nasypu, wykonuje się go do poziomu o 1. do 2. metrów wyższego od pro-



Rys. 3. Wypełnianie materaców piaskiem.

jektowanej niwelety, przy czym ewentualny nadmiar nasypu usuwa się dopiero po ostatecznym ustabilizowaniu się robót ziemnych.

c) grunt słaby na głębokości powyżej 10 m.

Jeżeli grubość pokładu gruntu słabego przekracza 10 m, to sposoby wykonania robót ziemnych, wymienione w punktach a) i b) nie są ze względu na ich znaczne koszty stosowane, wykonuje się natomiast pod podstawę nasypu

specjalne materace faszynowe (rys. 2) o grubości od 1/2 do 1,5 m i wypełnia się je piaskiem.

Materace te stanowią podstawę przyszłego nasypu, który wykonuje się z piasku, usypywanego równomiernie warstwami poziomymi. Ustabilizowanie się i równowaga korpusu drogowego następuje w tym wypadku częściowo dzięki temu, że materac faszynowy zgęszczając słaby grunt przenosi obciążenie nasypu na szerszą podstawę podłoża, częściowo zaś dzięki temu, że sam materac pracuje jako ściąg, przejmując naprężenia rozciągające.

Powierzchnia jezdni na nasypach o podstawie faszynowej z biegiem czasu zatracą z reguły swoją gładkość i przybiera kształt falisty, najodpowiedniejszym zatem materiałem do wykonania nawierzchni na takich odcinkach jest klinkier.

Nasypy ziemne wykonywane są z reguły z piasku, który niejednokrotnie wydobywany jest z kopalni z głębokości do 20 m pod powierzchnią terenu i dostarczany bywa na miejsce robót ze znacznych nieraz odległości.

„Die Strasse” N 15, z roku 1938, str. 496.

S. L. S.

## BADANIE GRUNTÓW Z TECHNICZNEGO PUNKTU WIDZENIA

Grunt w badaniach laboratoryjnych może być rozpatrywany jako: 1) fundament budowli, 2) jako materiał, 3) jako zbiornik wody gruntowej.

### 1. Grunt jako fundament przyszłej budowli

W tym wypadku należy przede wszystkim określić:

a) dopuszczalne obciążenie gruntu;

b) niebezpieczeństwo powstawania usuwisk. Do określenia zdolności gruntu do zachowania stałego położenia służą niżej wymienione współczynniki: kąt tarcia wewnętrznego, kohezja, porowatość absolutna, oraz ilość wolnych przestrzeni w gruncie.

c) niebezpieczeństwo uszkodzeń od działania mrozu. Dla określenia odporności gruntu na działanie mrozu miarodajne są: uziarnienie gruntu, grubość badanego pokładu, jego wodoprzepuszczalność oraz zdolność do podciągania wody na skutek zjawisk włoskowatości.

### 2. Grunt jako materiał budowlany

Jeżeli grunt ma być użyty do wykonania nasypów, kanałów, wałów ochronnych, do zasypania murów oporowych lub przyczółków mostowych, to winien on być zbadany przede wszystkim pod kątem widzenia zachowania stałości objętości i nadanego danej budowli kształtu (pochylenie skarp, nasypów itp.).

### 3. Grunt jako zbiornik wody gruntowej

W tym wypadku należy zaobserwować w danym gruncie wahania poziomów wody gruntowej, przy czym dla oceny danego gruntu ważną rzeczą jest zaobserwowanie nie tyle chwilowego położenia zwierciadła wody gruntowej, co określenie jego najniższego i najwyższego położenia w różnych możliwie długich okresach czasu.

Badania kontrolne gruntu mogą być przeprowadzone z dostateczną dla celów praktycznych ścisłością bezpośrednio w terenie na miejscu zamierzonej budowli oraz w przenośnym laboratorium polowym, również zorganizowanym na terenie przyszłej budowli.

Badania w terenie polegają głównie na:

a) zebraniu danych statystycznych oraz danych z praktyki;

- b) wykonaniu dołów próbnych;  
 c) wykonaniu otworów wiertniczych i pobraniu próbek z żądanych głębokości w stanie możliwie nienaruszonym w celu przeprowadzenia dalszych badań laboratoryjnych;  
 d) określeniu passywnego parcia ziemi oraz obliczeniu

na tej podstawie wytrzymałości gruntu na ścinanie w złożu naturalnym;

- e) próbnych obciążeniach gruntu.

Badania, które można przeprowadzić w laboratorium polowym zainstalowanym na miejscu projektowanej budowy, zestawione są w poniższej tablicy.

Rodzaj oznaczenia	uzyskane współczynniki	cel określenia
1. Określenie ciężaru objętościowego	ciężar objętościowy $\text{gr/cm}^3$	określenie porowatości bezwzględnej ( $n$ ) dane do obliczeń geostatycznych określenie ilości próżni.
2. Określenie ściśliwości przy niemożności rozszerzania się próbki gruntu na boki	współczynnik ściśliwości moduł sprężystości	opracowanie wykresów osiadania gruntu, oraz wykresów porowatości w zależności od ciśnienia.
3. Zawartość wilgoci	wilgotność w % od stałego ciężaru	dane do określenia możliwości powstawania osuwisk, dane do obliczeń geostatycznych.
4. Uziarnienie	równomierność lub różnorodność uziarnienia	określenie możliwości zagęszczenia gruntu, odporności na działanie mrozu oraz wodoprzepuszczalności.
5. Określenie tarcia	współczynnik przyczepności; kąt tarcia wewnętrznego	określenie stateczności murów oporowych, stałości skarp, skłonności do osuwania się oraz zależności kąta tarcia od zawartości wilgoci.
6. Określenie wodoprzepuszczalności przy stałym lub zmiennym ciśnieniu na grunt	współczynnik wodoprzepuszczalności „ $k$ ”	określenie zachowania się wody gruntowej, ocena zjawisk na skutek przemarzania gruntu, przebiegu osiadania oraz możliwości rozmoczenia.

## ○ PRZECHYLENIACH JEDNOSTRONNYCH NA ŁUKACH

Przejście z prostej do łuku i z łuku do prostej na trasie drogowej wymaga specjalnych połączeń zarówno w planie jak i profilu podłużnym z powodów następujących:

1) w celu łagodnego przejścia z przekroju o poprzecznych spadkach dwustronnych na prostej do przekroju o pochyleniu jednostronnym na łuku.

2) w celu uzyskania łagodnego i stopniowego przejścia w planie z kierunku prostej do krzywej, przez co uzyskuje się stopniowe zwiększanie się przyśpieszenia dośrodkowego, które w wypadku połączenia prostej z łukiem bez odcinków przejściowych zmienia się gwałtownie od 0 do wartości stałej w zależności od wielkości krzywizny łuku.

Z artykułu wynikają następujące wnioski:

1) pochylenia jednostronne w przekroju poprzecznym na łuku przewidziane w normach i przepisach technicznych, w praktyce okazują się chwilowo za duże;

2) wielkość pochylenia poprzecznego można określić z poniższego wzoru:

$$\text{tg } i = \frac{v^2 - \mu \text{ gr}}{\mu v^2 + \text{gr}}$$

3) Nawierzchnia na łukach winna być:

a) dostatecznie wytrzymała i odporna na działanie sił stycznych, wywołanych kołami samochodów;

b) dostatecznie szorstka w celu przeciwdziałania wyrwocieniom się samochodu.

4) Połączenie prostej z łukiem może być wykonane jako odcinek paraboli sześcienniej o równaniu:

$$y = \frac{x^3}{6 lr}$$

5) Długość odcinka przejściowego winna zmieniać się proporcjonalnie do szybkości samochodu.

Dla maksymalnych szybkości samochodu długość odcinka przejściowego winna odpowiadać w przybliżeniu drodze przebytej przez tenże samochód i z taką szybkością jak na prostej w przeciągu 2,5 — 3,0 sekundy.

6) Wobec znanych różnic w stosowanych dla różnych pojazdów bądź mechanicznych bądź konnych maksymalnych szybkości, na żadnej drodze nie ma wiraży takich, które byłyby jednakowo odpowiednie dla wszystkich środków lokomocji.

„Stroitelstwo dorog” Nr 2 z r. 1938, str. 12.

## PĘCZNIE GRUNTÓW

Zjawisko pęcznienia gruntów znane jest w technice drogowej zarówno w gruntach, rozpatrywanych jako podłoże nawierzchni, oraz jako materiał do wykonywania nasypów.

Zjawisko to polega na zdolności gruntu do zwiększenia swojej pierwotnej objętości pod wpływem wilgoci, przy czym zdolność tę posiadają przede wszystkim drobne frakcje granulometryczne.

Według prof. Terzaghi zjawisko to polega na sprężystym rozszerzeniu się cząstek gruntu suchego, zanurzonego do wody, na skutek zanikania międzycząsteczkowych sił przyczepności. W związku z tym grunt wchłania w siebie wodę, przez co zwiększa swoją pierwotną objętość.

Doświadczenia laboratoryjne lat ostatnich wykazują coraz częściej, że zjawisko to ma bardziej skomplikowany charakter, aniżeli wynikałoby to z założeń Terzaghi, oraz że uzasadnienia tego zjawiska szukać należy w dziedzinie elektrochemii.

Według elektrochemicznej teorii pęcznienia gruntów zjawisko to polega na tym, że wchłonięte przez cząsteczki gruntu kationy posiadają zdolność przyciągania i utrzymywania ze znaczną siłą cząsteczek wody, na skutek czego wokół danych cząsteczek gruntu tworzy się błonka wodna, przez co zwiększa się pierwotna objętość gruntu.

Grubość tej błonki zależy od ilości i charakteru wchłoniętych przez cząsteczki gruntu kationów.

Autor omawianego artykułu w drodze laboratoryjnej, ustalił, że wielkość pęcznienia w gruntach gruboziarnistych proporcjonalna jest do zawartości w nich gliny, oraz że zależność ta zatracca swój liniowy charakter w miarę dodawania do badanego gruntu części pyłowych.

„Stroitelstwo dorog” N 2, z r. 1938, str. 7. S. L. S.

## PRZEGLĄD PRASY

**ZYCIE TECHNICZNE** Nr 9—10 Organ Polskich Stowarzyszeń Technicznych. Numer ten otwiera wykład Prof. W. Aulicha wygłoszony na inauguracji roku akademickiego w Politechnice Lwowskiej pod tyt. „Cywilizacja, stan inżynierski i szkoły politechniczne”. Podkreśla Autor szkodliwość „przespecjalizacji” i zbyt wczesnej specjalizacji dla wytworzenia się specjalnego światopoglądu inżynierskiego, własnej myśli filozoficznej, która „czyni z ogółu pracowników pewnej dziedziny zawodowej świadomą swęj ważności grupę społeczną, stan społeczny”. W dalszym ciągu numer zawiera następujące artykuły: Dr W. Roniewicza „Maccaresse”, Inż. K. Cybulskiego i Egiejmana „O kauczuku erytrenomym”, Inż. F. Doborzyńskiego — „Telewizyjna technika nadawcza”, Insp. L. Mistata „Morskie znaki żeglugowe”, S. Szymańskiego — „M. S. Pilsudski”, Prof. G. Mokrzyckiego „Lotniczy salon paryski”, Inż. S. Mieczysławskiego — „Most przez Wisłę we Włocławku” oraz J. Czerepowickiego „Po paryskim salonie samochodowym”. Poza tym przegląd prasy i kronika.

**PRZEGLĄD POŻARNICZY** Nr 1 — Organ Związku Straży Pożarnych R. P.—Inż. J. Kowalczyk w art. p. t. „Realizacja planów motoryzacji i zaopatrzenia” omawia plany zaopatrzenia Straży pożarnych i sposoby ich sfinansowania. Inż. J. Szczeniowski opisuje „Działanie izolacji chroniących konstrukcje przed pożarem” podając rodzaje i sposoby obliczenia zasadniczych ich typów a inż. M. Rogowski w art. „W sprawie muzeum pożarnictwa” podkreślają konieczność powstania muzeum pożarnictwa i rolę jaką winno ono spełniać. Poza tym numer ten zawiera następujące artykuły: Inż. J. Kowalczyka „Sprawa techniki pożarniczej w roku 1938”, St. Rudzińskiego „O wzorowy regulamin zapobiegania i tłumienia pożarów”, S. Pągowskiego „Kierunki pracy pożarniczej a obronność Państwa”. Kronikę zagraniczną a krajową.

**ARCHITEKTURA I BUDOWNICTWO** Nr 10 — poświęcony Szkole i jej urządzeniom otwiera art. dr Jana Biłki i Dyrektora Wydziału Oświaty i Kultury Warszawskiego Zarządu Miejskiego p. t. „Szkoly warszawskie”. Fotografie i rysunki kilkunastu nowych szkół warszawskich podane w starannej jak zwykle formie graficznej ilustrują olbrzymi dorobek Miasta w tej dziedzinie i są bardzo pożytecznym zbiorem materiału dla interesujących się tą gałęzią budownictwa. Tadeusz Filipczak w art. „Architektura szkoły powszechnej” rozważając problem architektury szkoły powszechnej, dochodzi do wniosku konieczności ujęcia zagadnienia budowy szkół „w ramy ściślejszej dyscypliny organizacyjnej”. Dr S. Sienicki omawia poszczególne urządzenia szkolne, sposób ich wykonania, wykończenia i materiał w art. p. t. „Urządzenia szkolne”. Poza tym Kronika.

**INŻYNIER KOLEJOWY** Nr 1 — Organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych, poświęcony dwudziestolecu Polskiego Kolejnictwa. Po wstępnym artykule redakcyjnym „Na progu trzeciego dziesięciolecia Polskiego Kolejnictwa” obszerny ten numer zawiera następujące artykuły charakteryzujące dorobek i stanowiące przegląd wszystkich zagadnień Kolejnictwa Polskiego: Inż. M. Łopuszyńskiego „Ogólna sytuacja gospodarcza w Polsce oraz wyniki eksploatacji Polskich Kolei Państwowych”, Prof. A. Miszkego — „Rozwój sieci kolejowej i ulepszenia na liniach istniejących”, Inż. S. Wasilewskiego — „Powiększenie i ulepszenie taboru kolejowego”, Inż. T. Krzyżanowskiego — „Ewolucja gospodarki warsztatowej”, Inż. B. Cywińskiego — „Organizacja Polskich Kolei Państwowych”, Inż. A. Tuza — „Usprawnienie ruchu i przewozów”, Prof. J. Giejsztor — „Polityka taryfowa”, Inż. B. Cywińskiego — „Gospodarka personalna”. Poza tym Kronika i Przegląd prasy, oraz jako załącznik „Przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego”.

**GOSPODARKA WODNA** Nr 6 — Na numer ten składają się następujące artykuły: Inż. K. Dębskiego — „Wytyczne metodyki bilansowania wód”, Prof. A. Różańskiego — „Wielka woda w potokach” z uwagami inż. J. Lambora, Dr J. Ostromeckiego — „Bilans wodny i stosunki odpływu zlewni bagna Czemerne”, Inż. J. Szowhenowa — „Organizacja robót melioracyjnych w Czechosłowacji”, Inż. A. Golczewskiego — „Próby ustalenia kryteriów przy zabudowie potoków górskich” oraz Inż. S. Ichnatowicza — „Suwak do obliczenia hydrologicznej miary żeglowności rzek”. Poza tym ciekawie redagowany dział „Z robót wodnych w kraju”, przegląd prasy, literatury technicznej, recenzje i kronika.

**PRZEGLĄD BUDOWLANY** Nr 1 — Organ Stow. Zaw. Przemysł. Bud. R. P. Po omówieniu rządowego projektu ustawy inwestycyjnej na najbliższe trzecieście w art. p. t. „Trzyletni plan inwestycyjny”, rozwijając szerzej zagadnienie inwestycji, widzimy w tym numerze wyjątki z art. Z. Szemplińskiego (Polska Gospodarcza) p. t. „Rozwój polskiej polityki inwestycyjnej” oraz art. p. t. „Inwestycje miast” i „Zagadnienie budownictwa wiejskiego”. Poza tym inż. P. Zaremba opisuje „Betonowy basen ozdobny w parku Kasprowicza w Poznaniu”, Dr W. Skalmowski przedstawia stan „Prac normalizacyjnych nad materiałami izolacyjnymi”, a Inż. T. Konic „Centrum Budowlane w Londynie”, Inż. Jakowlew-Herbaczewski w art. p. t. „12-to miesięczny sezon budowlany” wskazuje na skutki przerwy zimowej w budownictwie i wykazuje opłacalność budowania i w porze zimowej. Działy „Z doświadczeń i obserwacji”, bardzo obszerny przegląd wydawnictw, felieton „Niedyskrecje budowlane”, kronika życia budowlanego, ceny materiałów i ustawodawstwo zamykają ten numer. Jako dodatek „Przegląd ceramiczny”.

---

Każdy Inżynier Budowlany  
powinien być  
członkiem Związku  
Polskich Inżynierów Budowlanych

---

# Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

## SEKRETARIAT

Podajemy do wiadomości Kolegów, że Bal Inżynierski, który miał odbyć się w dn. 11 Lutego b. r., został na skutek powszechnej żaloby z powodu zgonu Ojca Św. Piusa XI, przesunięty na dzień 2 maja br.

## WYCIECZKA DO NEW YORKU

Wobec licznych zgłoszeń i zapytań o wycieczkę do New Yorku, zawiadamiamy zainteresowanych, że na skutek badania przez Ministerstwo Skarbu gospodarki dewizowej Linii Okrętowej terminy tej wycieczki nie są jeszcze ustalone.

Wszyscy, którzy zgłosili swój udział w tej wycieczce, po otrzymaniu przez Sekretariat Związku od Linii Okrętowej wiadomości i terminów, zostaną natychmiast o tym zawiadomieni.

## WOJNE POSADY

Wydział Techniczny Towarzystwa Zakładów Przemysłowo-Górnich w Starachowicach poszukuje młodego inżyniera ze znajomością projektowania stalowych konstrukcji szkieletowych oraz budowli fabrycznych.

Podania z życiorysem i odpisami świadectw należy przesłać do Tow. Zakł. Przem. Górn. w Starachowicach.

W Zarządzie Miejskim w Starogardzie jest do objęcia stanowisko inżyniera-kierownika budowy dróg i kanalizacji. Zgłoszenia przyjmowane będą do dn. 25 marca br. Warunki: 1) obywatelstwo polskie, 2) dyplom z ukończenia studiów, 3) co najmniej 3-letnia praktyka w dziale budowy kanalizacji i dróg. Uposażenie według umowy.

## TARGI LIPSKIE

W związku ze zbliżającymi się Targami Lipskimi podajemy do wiadomości naszych członków, że w tym roku zbiorowej wycieczki do Lipska organizować nie będziemy. Wszystkich Kolegów, którzy chcieliby być na targach, kierujemy do Polskiego Biura Podróży „Francopol”, które ze swej strony obiecało dla członków naszego Związku jak najdalej idące ulgi i ułatwienia.

## ZAGADNIENIA TECHNICZNE W PRACY SAMORZĄDOWEJ

W dniach 19—21.XI.1938 odbył się w Kaluszu zjazd przewodniczących wydziałów powiatowych, inspektorów samorządu gminnego, prezydentów miast, burmistrzów i przelożonych większych gmin wiejskich z terenu woj. stanisławowskiego, na którym omówiono całokształt spraw związanych z gospodarką miejską, głównie w zakresie inwestycji.

Kolegów, pracujących w samorządzie, zachęcamy do zaznajomienia się z protokołem tego Zjazdu, który jest do przejrzania w Sekretariacie naszego Związku, znajdują tam bowiem oni bardzo wiele cennego materiału w zakresie technicznej gospodarki miejskiej.

## Z KOMISJI AKCJI N.O.I.

### NOWY PROJEKT RZĄDOWY O ZMIANIE USTAWY W PRZEDMIOCIE TYTUŁU INŻYNIERA

W grudniu 1938 r. Rząd zgłosił do Sejmu nowy projekt ustawy w sprawie tytułu inżyniera. Projekt ten ma zupełnie odmienny charakter od projektu poprzedniego wy-

suniętego przez Ministerstwo Oświaty. Spełniono w nim przede wszystkim zasadniczy postulat sfer inżynierskich, dotyczący istnienia jednego tytułu inżyniera, nadawanego przez Rady Wydziałów szkół akademickich. Sam projekt odbiega jednak w wielu punktach od memoriału z dn. 21 marca 1938 r., uzgodnionego przez N. O. I. z Komitetem Wykonawczym Zjazdu Wawelberczyków i doręczonego członkom Sejmu i Senatu oraz Ministerstwu W. R. i Oświecenia Publ.

Jednym z najważniejszych postulatów tego memoriału było zlikwidowanie szkół typu wyższego nieakademickiego a utworzenie na ich miejsce Politechniki w jednym z dużych miast (podano Kraków, Poznań, Katowice, Łódź. Dopiero przyjmując powyższą zasadę, stworzono warunki przejściowe dla wychowanków szkół wyższych nieakademickich określone w memoriale.

Ten zasadniczy postulat został całkowicie przez sfery miarodajne pominięty, rozciągając warunki przejściowe na czas stały, co wywołuje rozgoryczenie tak jednej jak i drugiej strony. Drugim ważnym niedociągnięciem nowego projektu jest pominięcie warunku wykonania pracy dyplomowej i zastąpienie go sprawozdaniem z odbytej praktyki. W całym projekcie widać ogólne obniżenie ilości wymaganych lat praktyki przy czym brak jest zróżniczkowania pod tym względem między wychowankami szkół średnich technicznych a Wawelberczykami.

W punkcie rozwiązującym sprawę absolwentów wyższych szkół technicznych nieakademickich, którzy ukończyli przed 31 grudnia 1922 r., umieszczono w nowym projekcie rządowym cały szereg szkół, których poziom nie odpowiada poziomowi szkół ustalonych przez N. O. I.

Również nie wydaje się właściwy sposób tworzenia komisji egzaminacyjnych, które wybiera minister spośród profesorów odpowiedniego wydziału szkoły akademickiej. Minister ustala także zakres i regulamin egzaminów, na podstawie wniosku powołanych w tym celu komisji wybranych przez rady wydziałowe.

Najsłuszniejsze byłoby rozwiązanie tych kwestii w ten sposób, aby przewidziane egzaminy odbyły się przed tą samą komisją, która tytuł inżyniera rozdać absolwentom szkół akademickich. Wymaga tego bezwzględnie równomierność traktowania kandydatów do akademickiego stopnia inżyniera, pochodzących tak z absolwentów szkół akademickich jak i innych. Regulaminem egzaminu winny być przepisy egzaminu dyplomowego. Komisja Akcji opracuje poprawki do zgłoszonego projektu, które we właściwym czasie przedstawi czynnikom miarodajnym

## Z PRAC KOMISJI KAMIENI BUDOWLANYCH

Komisja Kamieni Budowlanych przed przystąpieniem do znormalizowania szczegółowych metod badań materiału kamiennego, opracowała orientacyjną tablicę, obejmującą wszelkie przewidziane rodzaje badań z zaznaczeniem, które z tych badań wskazane jest przeprowadzić w zależności od przeznaczenia materiału kamiennego.

Zważywszy, że powyższe zagadnienie może zainteresować szersze grono inżynierów i osób pracujących w budownictwie, a zwłaszcza wszystkie nasze placówki badawcze, zamieszczamy dosłowny tekst omawianej tablicy.

Inż. A. Kobyliński  
Sekretarz Komisji



**Zestawienie rodzajów badań materiału kamiennego do celów budowlanych z zaznaczeniem (+)  
wskazanych badań w zależności od przeznaczenia materiału kamiennego**

Przeznaczenie materiału kamiennego		Budownictwo ogólne							Budownictwo mostowe i wodne			Budownictwo drogowe					Gotowe kruszywo naturalne i sztuczne		
		Elementy nośne budynków					Licówka i elementy dekoracyjne		Przyczółki, filary i mury oporowe			Podkład	Tłuczeń drogowy i kolejowy	Brukowiec i kostka	Krawężniki	Płyty chodnikowe		Kamień przeznaczony do wyrobów gryków i grysków granulowanych	
		Fundamenty	Ściany, słupy i sklepienia budynków ogrzewanych	Ściany, słupy i sklepienia budynków nieogrzewanych	Nadproża, gzymsy, wsporniki i belki	Stopnie schodowe	Zewnętrzne	Wewnętrzne	Płyty podłogowe i okładziny stopni schodowych	Licówka	Mur wewnętrzny								Łuki i sklepienia
Rodzaje badań																			
Pochodzenie, opis i sposób pobrania próbki		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
Określenie mineralogiczno-petrograficzne		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
Cechy fizyczne	Ciężar objętościowy (gęstość)	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
	Ciężar właściwy																		
	Szczelność		+	+			+												
	Porowatość																		
	Nasiąkliwość	+	+	+	+	+	+		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
	Odporność na zamrożenie <sup>1)</sup>	+	+ <sup>2)</sup>	+ <sup>2)</sup>	+ <sup>2)</sup>	+ <sup>2)</sup>	+					+	+	+	+	+	+	+	
	Odporność na prażenie																	+ <sup>1)</sup>	+ <sup>1)</sup>
	Ognioodporność		+	+	+	+													
	Przewodność cieplna		+																
Pojemność cieplna		+																	
Cechy mechaniczne	Wytrzymałość na ściskanie	+	+	+	+	+	+				+	+	+	+	+	+	+	+	
	Wytrzymałość na zginanie					+	+						+			+	+		
	Wytrzymałość na rozciąganie																		
	Twardość																		
	Wytrzymałość na uderzenie (Page)						+	+ <sup>3)</sup>				+ <sup>3)</sup>			+	+	+	+	
	Wytrzymałość na uderzenie (Martens)										+								
	Wytrzymałość na uderzenie (Föppl)														+			+	
	Ścieralność na tarczy						+				+				+	+	+	+	
	Ścieralność strumieniem piasku							+											
	Ścieralność w bębnie Dewal'a														+			+	
Zdolność cementacyjna																			
Podatność do polerowania								+	+	+									
Śliskość powierzchni								+		+						+	+		
Cechy chemiczne	Odporność na działanie kwasów i soli																		
	Odporność na ługujące działanie wody	+				+ <sup>2)</sup>		+			+		+						
	Odporność na działanie dymu							+					+ <sup>5)</sup>						
	Podatność do utrwalaania fluatami, krzemianami itp.																		
	Własności emulgujące																	+ <sup>1)</sup>	+ <sup>1)</sup>
Przyczepność do bitumów																	+ <sup>1)</sup>	+ <sup>1)</sup>	
Badanie materiału luźnego	Analiza sitowa																	+	
	Zanieczyszczenia																	+	
	Kształt ziarn																	+	
	Ciężar objętościowy																	+	
	Ilość próżni																	+	

<sup>1)</sup> Gdy nasiąkliwość kamienia jest niższa od 0,5% wag., próby na zamrażanie przeprowadzać nie trzeba.

<sup>2)</sup> Dla kamienia przeznaczonego do elementów **wewnątrz budynku** próba zbyteczna.

<sup>3)</sup> Badania odporności na uderzenie są wskazane przy przeznaczeniu kamienia na cokoly i izbiece.

<sup>4)</sup> Badania są wskazane przy zastosowaniu materiału kamiennego do nawierzchni bitumicznych.

<sup>5)</sup> Badania są wskazane dla kamieni do sklepień nad torami kolejowymi.

## Z KOMISJI SPRAW ZAWODOWYCH

Sprawa nowelizacji ustawy przemysłowej, w duchu zgodnym z dzisiejszym stanem techniki budowlanej, była wielokrotnie przedmiotem interwencji naszego Związku i tematem dyskusji na zebraniach i zjazdach naszych Kolegów. Ostatnio otrzymaliśmy w tej sprawie doskonale opracowany memoriał z Oddziału Gdynińskiego, na terenie bowiem Gdyni ujawniło się w formie najbardziej jaskrawej rygorystyczne stosowanie obowiązującej obecnie ustawy wobec naszych Kolegów-przedsiębiorców, którym nawet zabroniono przez jakiś czas wykonywać samodzielnie budowle.

Komisja Spraw Zawodowych naszego Związku działając w porozumieniu ze Stowarzyszeniem Przemysłowców Budowlanych R. P., w osobie inż. S. Kądziałko i p. Martensa ze Stow. Przemysł. Budowl. R. P., złożyła w Ministerstwie Przemysłu i Handlu memoriał w sprawie nowelizacji Prawa Przemysłowego dotyczącej przyznawania inżynierom i technikom uprawnień do wykonywania rzemiosła murarskiego i ciesielskiego, którego treść poniżej podajemy:

### DO MINISTERSTWA PRZEMYSŁU I HANDLU

W dążeniu do podniesienia poziomu wykonawstwa oraz zapewnienia bezpieczeństwa publicznego i w związku z rozporządzeniem Pana Ministra z dn. 25 maja 1938 r. Dz. Ust. 40/38, poz. 332 § 1 p. a. i ust. II, Zarząd Związku Polskich Inżynierów Budowlanych niniejszym ma zaszczyt prosić Pana Ministra o:

1) zniesienie ograniczenia, zawartego w przytoczonym wyżej rozporządzeniu i dotyczącego wykonawstwa robót murarskich i ciesielskich w zakresie robót budowlanych, wyszczególnionych w §§ 333 i 334 prawa budowlanego;

2) przyznanie inżynierom, kończącym wydziały Inżynierii i Architektury po trzech latach praktyki, a technikom, kończącym szkoły budowlane — po pięciu latach praktyki — prawa wykonywania robót, określonych w p. 1 niniejszego (przyznanie uzdolnienia do samodzielnego prowadzenia przemysłu budowlanego z wykonywaniem rzemiosł: murarskiego i ciesielskiego);

3) nałożenie obowiązku na odnośne władze przemysłowe i budowlane (w porozumieniu z Min. Spr. Wewn.), ściślej kontroli, aby żadna budowa w momencie prowadzenia na niej prac, nie pozostawała bez dozoru właściwego mistrza, technika lub inżyniera.

Uzasadniamy powyższe następująco:

Rozporządzenie, wydane na zasadzie ustępu 2 art. 145 prawa przemysłowego, udziela inżynierom po ukończeniu uczelni a technikom po trzyletniej praktyce prawo do samodzielnego prowadzenia rzemiosła w zakresie odpowiadającym ich fachowemu przygotowaniu. Spośród wszystkich rzemiosł jedynie murarstwo i ciesielstwo w zakresie budownictwa naziemnego tj. objętego prawem budowlanym są wyjęte spod uprawnień inżynierów i techników.

Istniejący w budownictwie stan rzeczy ani porównanie rzemiosła murarskiego i ciesielskiego z innymi rodzajami rzemiosł nie uzasadniają tego wyjątkowego traktowania tych dwu gałęzi pracy rzemieślniczej.

W budownictwie nowoczesnym zakres i ważność pracy rzemiosła murarskiego i ciesielskiego schodzi na dalszy plan. Dawniej bezpieczeństwo budowy zależało w dużej mierze od umiejętności wykonawczej murarza (wiązanie murów

i sklepień) i cieśli (wiązanie dachu). W chwili obecnej konstrukcje budowlane uległy znacznemu skomplikowaniu wynikającemu z zastosowania nowych materiałów: zaprawy cementowej, betonu, żelbetu i stali, a ponadto skutek zwiększenia obciążeń i wysokości budynków a przede wszystkim skutek wymagań postawionych przez przepisy o obronie przeciwlotniczej.

Z tego powodu: przy projektowaniu i wznoszeniu budynków wymagane są kwalifikacje przerastające wiedzę rzemieślniczą, murarstwo i ciesielstwo przestały być rzemiosłami pierwszoplanowymi w budownictwie, gdyż części nośne murów są coraz częściej zastępowane przez szkielet żelbetowy lub stalowy, przy czym murarstwo schodzi tu do roli trzeciorzędnej, mianowicie do zapełnienia przestrzeni międzyskieletowej ceglami, a dachy drewniane zostały przez przepisy obrony przeciwlotniczej prawie w zupełności skasowane.

Życiowe zatem warunki stworzyły taki stan rzeczy, iż na budowlach o trudniejszej konstrukcji wykonawstwem robót musi kierować inżynier lub technik, a w tym wypadku narzucony przez istniejące przepisy mistrz murarski i ciesielski schodzi do roli zbędnego a zatem kosztownego figuranta.

Dążąc do uzyskania uprawnień rzemieślniczych przez inżynierów i techników nie pragniemy w niczym umniejszyć praw rzemieślników. Chcemy tylko, by prawo było w danym wypadku zgodne z życiem. Uprawnienia mistrzów murarskich i ciesielskich mają wykonawstwo robót budowlanych bronić przed partactwem, a ich samych przed nielojalną konkurencją osób bez kwalifikacji. Nie powinny one jednak dawać tym mistrzom prawa do zajmowania zbędnych stanowisk na budowach, których wykonawstwo wymaga wyższych kwalifikacji.

Wreszcie odebranie inżynierom i technikom uprawnień do kierowania robotami murarskimi i ciesielskimi jedynie w zakresie objętym art. 333 i 334 prawa budowlanego wytworza paradoksalny stan rzeczy, iż ten sam inżynier ma prawo bez pomocy mistrza murarskiego i ciesielskiego wykonać najbardziej skomplikowane budowle inżynierskie jak mosty, porty, przegrody dolin; natomiast przestaje być samodzielnym, gdy ma wybudować zwykły dom.

Przedkładając Panu Ministrowi memoriał niniejszy, Zarząd Związku Polskich Inżynierów Budowlanych zapewnia, że wystąpienie swoje opiera na najgłębszym przekonaniu o konieczności przeprowadzenia zmian w interpretacji prawa przemysłowego dla spraw budowlanych, a to nie w obronie tych czy innych grup fachowych, lecz w celu podniesienia poziomu wykonawstwa budowlanego, zwiększenia stopnia bezpieczeństwa publicznego oraz w celu stworzenia warunków do powstawania nowych przedsiębiorstw budowlanych przez ludzi znacznie lepiej i wszechstronniej przygotowanych do tego zawodu niż mistrzowie danego rzemiosła.

Deklarując dalszą swoją współpracę w tym kierunku, pozostajemy itd.

### KOMUNIKAT

Pragnąc przystąpić do zorganizowania kursu przygotowawczego dla kolegów życzących sobie zdawać egzaminy na uprawnienia budowlane, Zarząd Koła Warszawskiego prosi Kolegów, którzy zdawali ten egzamin w ostatnich latach, o łaskawe zaofiarowanie swej pomocy w charakterze wykładowców za odpowiednim wynagrodzeniem. Zgłoszenia w Sekretariacie Związku, Mazowiecka 4, m. 5, tel. 517-85 w dniu urzędowania osobiście lub pisemnie.

# SPRAWOZDANIE Z DZIAŁALNOŚCI ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH ZA R. 1938

## W s t ę p

Zanim omówimy poszczególne prace Związku, prowadzone w Oddziałach i Komisjach, podamy krótką charakterystykę ogólnej działalności Związku i położenia jego członków na tle ogólnej sytuacji gospodarczej kraju.

Rok 1938 zaznaczył się przede wszystkim znacznym powiększeniem zapotrzebowania inżynierów budowlanych w związku z rozwojem inwestycji, szczególnie w Centralnym Okręgu Przemysłowym. Z tego powodu nie tylko, że ilość Kolegów bezrobotnych praktycznie zmalała do zera, — gdyż pozostali bez pracy jedynie ci, których kwalifikacje lub żądania, nie były proporcjonalne do wymagań pracodawców, — ale zaznaczył się ostatnio niebezpieczny objaw braku inżynierów budowlanych na stanowiska specjalne, a więc jako kierowników większych budowli, na odpowiedzialne stanowiska administracyjne i do wykonywania robót specjalnych.

Równocześnie podniosły się wydatnie płace Kolegów zajętych w przedsiębiorstwach prywatnych i wolno-praktykujących. Ostatnio absolwenci Politechnik otrzymywali co najmniej 400 zł jako pierwszą płacę miesięczną. Niestety uposażenia pracowników państwowych pozostały nadal więcej niż skromne, stąd też wielu Kolegów opuszcza służbę państwową w poszukiwaniu lepszych zarobków, co jest dla należytego funkcjonowania aparatu państwowego zjawiskiem wysoce nieporządnym. Nic też nie wskazuje na to, aby ten stan miał się zmienić w najbliższej przyszłości na lepsze. Ten brak inżynierów budowlanych, który daje się jeszcze boleśniej odczuwać w zawodzie inżynierów mechanicznych i elektryków skłania miarodajne czynniki do kreowania trzeciej politechniki. Ostatnie uchwały Rady Głównej N.O.I. domagają się przyśpieszenia załatwienia tej sprawy; gdyż brak inżynierów może być niebezpiecznym hamulcem rozwoju naszego życia gospodarczego.

Drugim ważnym momentem w naszym życiu zawodowym były w okresie sprawozdawczym sprawy związane z naszym ustawodawstwem. Znowelizowane prawo budowlane zapewniło nam wprawdzie większą aktywność w dziedzinie konstrukcyj budowlanych, ale zarazem odebrało nam możliwość projektowania nawet małych budynków, nie posiadających znaczenia architektonicznego. To zacieśnienie naszych możliwości odbiło się bardzo ujemnie na zarobkowości naszych Kolegów, pracujących w małych miastach i stanowi drogowskaz dla usiłowań naszych na przyszłość w kierunku zmiany odnośnych przepisów prawnych.

Również wysoce szkodliwie odbiła się na członkach naszego Związku ustawa przemysłowa, nakazująca wykonywanie robót murarskich i ciesielskich na budowach jedynie majstrom odnośnego rzemiosła. Kwalifikacje inżyniera uznaje ustawa za niedostateczne do takich robót. Możemy więc budować wielopiętrowe szkielety żelbetowe, czy stalowe, ale wara nam wypełniać je cegłą! Budujemy stropy żelbetowe, ale strop drewniany może robić tylko cieśla! Niestety sprawdza się tu, że łatwiej ustawę wydać niż ją zmienić. Może w bieżącym roku uda się Zarządowi Głównemu naszego Związku przeprowadzić potrzebną nowelizację ustawy przemysłowej.

Współpraca z innymi organizacjami inżynierskimi, tak konieczna dla umocnienia stanowiska Związku dała jedynie pozytywne wyniki jeżeli chodzi o zbliżenie się do Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych i Zw. Inżynierów Drogowych. Próby nawiązania kontaktu z kolegami — archi-

tektami ponawiane przez nas od dłuższego czasu na tle wspólnych prac naukowych i obrony interesów zawodowych nie dały niestety realnego dostrągu efektu, — tym więcej, że SARP. nie należy nadal do N.O.I., które jest najlepszą formą porozumień międzystowarzyszeniowych.

Znacznie większe sukcesy wykazał za to Związek nasz na niwie prac naukowych o czym świadczą obszernie sprawozdania licznych Komisji, podane w dalszym ciągu tego sprawozdania. Prace te stwierdzają, że Związek nasz i jego członkowie objęli całkowitą prawie opiekę organizacyjną nad rozwojem nauk budowlanych, albowiem najważniejsze komórki naukowe i formy organizacyjne w jakich przejawia się rozwój polskiego budownictwa, kierowane są przez nas. Wyliczymy tu: objęcie całokształtu prac normalizacyjnych w zakresie budownictwa, koordynacja prac laboratoryjno-badawczych, organizacja zjazdów naukowych, zarządzanie działów budownictwa na Targach, prasa techniczno-budowlana itd.

Widomym dowodem wielostronności prac badawczych, jakim poświęcają się nasi liczni Koledzy był Zjazd w Gdyni, którego wysoki poziom naukowy, świetne referaty i bogata dyskusja były nie tylko świadectwem dokonanych prac, ale stanowiły zarazem program na przyszłość.

Wszystkie prace Związku prowadzone w zakresie rozwoju nauk budowlanych, dokształcania zawodowego Kolegów i obrony ich interesów zawodowych były wynikiem harmonijnego współdziałania Zarządu Głównego w Zarządami Oddziałów, które wielokrotnie nie tylko dawały inicjatywę wielu posunięć, ale często same przeprowadzały wiele spraw dla dobra ogółu Kolegów.

Niewątpliwie dalsze lata przyniosą nam nie tylko powiększenie liczby członków, która wnet dojdzie do tysiąca, ale przez dalsze zbliżenie i zespolenie organizacyjne pozwolą przyśpieszyć realizację celów Związku, wskazanych w jego statucie.

## A. WŁADZE ZWIĄZKU

### 1. Zjazd Delegatów

Zjazd Delegatów odbył się w czasie IV. Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Gdyni we wrześniu ub. r.

Sprawozdanie i uchwały zamieszczone były w Nr 4. „Inżynierii i Budownictwa”.

### 2. Zarząd Główny

Prezes: prof. dr inż. Andrzej Pszenicki;  
I Wiceprez. prof. inż. Wacław Paszkowski;  
II Wiceprez. prof. dr inż. Stefan Bryła;  
Sekretarz Generalny: inż. Jerzy Nechay;  
Skarbnik: inż. Zygmunt Protassewicz.

Członkowie: inż. Erwin Brenneisen, prof. Wacław Zenczykowski, dr Bronisław Bukowski i delegaci Oddziałów.

### 3. Główna Komisja Rewizyjna

Inż. J. Cwiżewicz z Oddz. Śl.-Dąbrowskiego;  
Inż. H. Wagner z Oddz. w Gdyni;  
Inż. A. Makowicz z Oddz. we Lwowie;  
Inż. St. Andruszkiewicz z Oddz. w Krakowie;  
Inż. J. Różański z Oddz. w Warszawie.

4. Główny Sąd Koleżeński: Prof. Huber Maksymilian;  
Prof. Nestorowicz Melchior; Inż. Oppman Feliks; Inż. Czarnota-Bojarski Roman; Inż. Różański Józef.

### 5. Główny Sąd Konkursowy:

Prof. Pszenicki Andrzej; Prof. Zenczykowski Wacław;  
Dr Kluz Tomasz.

## B. DZIAŁALNOŚĆ OGÓLNA ZWIĄZKU

Poniżej podajemy schemat organizacyjny władz i komisji naszego Związku, przy czym dla Zarządu Głównego i Oddziału Warszawskiego podaliśmy pełny wykaz czynnych dziś Komisji, a dla Oddziałów zaznaczyliśmy to dla skrócenia tablicy tylko schematycznie. Tablica ta daje pojęcie o szeroko rozbudowanej działalności naszego Związku na polu nauki i obrony naszych interesów zawodowych.

1. Oddział Gdyniński	56
2. „ Krakowski	67
3. „ Lwowski	73
4. „ Łódzki	45
5. „ Pomorski	36
6. „ Poznański	39
7. „ Śląsko-Dąbrowski	90
8. „ Warszawski	323
<b>Razem</b>	<b>729</b>

Razem 729

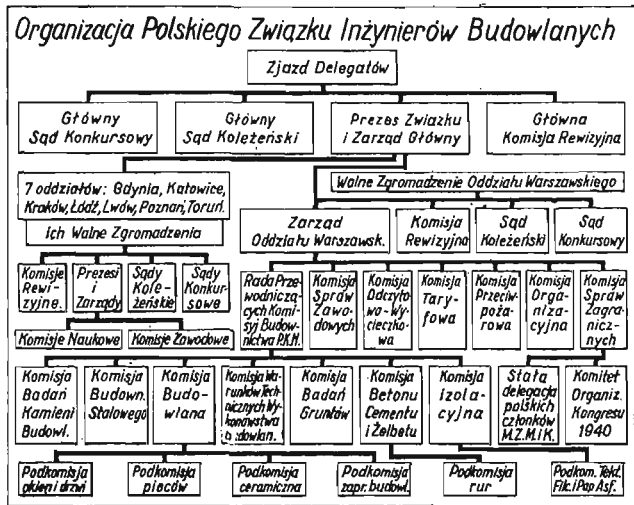
W powyższej tabelce podano jedynie ilość członków opłacających regularne składki. Poza tym pewna ilość Kolegów zalega ze składkami, tak że rzeczywisty stan liczby Związku na dzień 31.XII.1938 należy przyjąć co najmniej o 10% większy od wyżej obliczonego.

Zjazd delegatów w Gdyni w dn. 11.IX.38 r. wprowadził doniosłą, dotyczącą członków, zmianę w części II, p. 2 statutu Związku Polskich Inżynierów Budowlanych. Obecnie punkt ten brzmi: „W poczet członków zwyczajnych Związku mogą być przyjęci inżynierowie obywatele polscy z wyjątkiem osób wyznania mojżeszowego“.

### 2. Biuro Zarządu Głównego

Administracyjne prace Związku wykonywało Biuro, pozostające pod kierownictwem Sekretarza Zarządu Głównego. Prowadził je w okresie sprawozdawczym inż. Zbigniew Drecki. Ponadto byli zatrudnieni w biurze: buchalterka, maszynistka i woźny. Od 1. lipca 1938 r. wydawanie własnego czasopisma zwiększyło biuro Związku. Administrację i techniczną redakcję „Inżynierii i Budownictwa“ prowadzi inż. Władysław Kędziński. Z dniem 1 stycznia 1938 r. nastąpiło skomasowanie administracji czasopisma i Sekretariatu Związku pod kierownictwem inż. Kędzińskiego i zatrudnienie dwu pracowniczek całodziennie — buchalterki i maszynistki oraz woźnego.

W okresie sprawozdawczym przyjęto 1078 listów, wysłano pism pojedynczych i okólników 929.



### 1. Członkowie

O rozwoju naszego Związku i o konieczności jego istnienia świadczy niewątpliwie fakt, że ilościowo szeregi nasze się powiększają. Poniżej podajemy tabelkę ilustrującą obecny ilościowy stan członków Związku Polskich Inżynierów Budowlanych.

Na dzień 31 grudnia 1938 r. Związek liczył 729 członków. Na poszczególne Oddziały przypada:

### WPLYWY:

### SPRAWOZDANIE RACHUNKOWE ZA 1938 ROK

### WYDATKI:

1. Pozostałość gotówkowa z 1937 r. . . . .	548,99	1. Wydawnictwo „Inżynieria i Budownictwo“:		
2. Składki członkowskie:		Druk czasopisma, honoraria autorskie,		
Wpływy składek zaległych i za rok		korekta, rysunki, wydatki personalne,		
sprawozdawczy . . . . .	4.009,85	ekspedycja, porto i inne . . . . .	14.390,11	
3. Subsydia:		2. Wydawnictwo plk. W. Mroczyńskiego . . . . .	3.156,32	
Otrzymane subsydia na działalność		3. Wycieczki i Zjazdy:		
czasop. „Inżynieria i Budownictwo“,		Zjazd w Gdyni . . . . .	1.340,55	
Komisji Kamieni Budowlanych oraz Kom-		Zjazd w Krakowie Międzynarodowego		
misji Przeciwpozarowej . . . . .	7.000,—	Związku Mostow. i Konstrukcyj . . . . .	818,31	
4. Wydawnictwo „Inżynieria i Budownictwo“:		Wycieczka do Lipska . . . . .	523,75	
Składka 18 członków - założycieli oraz			2.682,59	
wpływy osiągnięte za ogłoszenia, prenu-		4. Różne wydatki:		
meratę czasopisma, druk referatów		Sekretariat, wydatki personalne i świad.		
i inne . . . . .	11.433,97	socjalne, porto, depesze i telefony,		
5. Wydawnictwo plk. W. Mroczyńskiego	2.290,—	książki, druki i materiały piśmienne,		
6. Wycieczki i Zjazdy:		prowizje i koszty bankowe, opłaty		
Zjazd w Gdyni . . . . .	3.648,94	stemplowe i inne . . . . .	6.098,15	
Wycieczka do Lipska . . . . .	525,—	Druk Biuletynu Nr 1—6 . . . . .	321,66	
	4.173,94	Naczelna Organizacja Inżynierów —		
7. Różne wpływy . . . . .	498,31	Składka za 1938 r. . . . .	652,—	
8. Sumy przechodnie . . . . .	2.156,14	5. Sumy przechodnie . . . . .	1.069,80	
			Zł. 28.370,63	
			Pozostałość gotówkowa na I.I. 1939 r.,	
			w kasie i na r-ku czekowym w P.K.O.	3.740,57
			<b>Razem Zł.</b>	<b>32.111,20</b>
			<b>Razem Zł.</b>	<b>32.111,20</b>

#### 4. Wydawnictwa Związku

To że Związek Polskich Inżynierów Budowlanych wien posiadać własny organ prasowy było oczywiste, jedynie strona finansowa tego przedsięwzięcia opóźniła ukazanie się naszego wydawnictwa. Po głębokim rozważeniu i przekalkulowaniu budżetu czasopisma — Zarząd Główny postanowił rozpocząć wydawać miesięcznik pt.: „Inżynieria i Budownictwo” i powołał Komitet Redakcyjny w składzie: prof. Bryła, inż. Brenneisen, dr inż. Kluz, inż. Nechay i prof. Zenczykowski, zaś na Redaktora Naczelnego zaprosił dr Kluza.

Pismo rozpoczęło wydawać z dniem 1 lipca 1938. Wydano w 1938 r. 6 numerów czasopisma, liczących w sumie 370 stron druku, w formie bezsprzecznie estetycznej, tak że pismo nasze stało się od razu w rzędzie najlepszych i najstaranniej wydawanych wydawnictw technicznych.

Dzięki powstaniu tego pisma referaty IV. Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Gdyni, jak również sprawozdanie z tego Zjazdu mogły być opublikowane już we własnym organie prasowym. W ten sposób rocznik I. „Inżynierii i Budownictwa” stał się dokumentem, ilustrującym wielki wysiłek Związku i rejestrującym największy Jego dorobek w okresie sprawozdawczym, tj. IV. Zjazd Naukowy w Gdyni.

„Biuletyn Związku Polskich Inżynierów Budowlanych” ukazywał się do 1. lipca jako dodatek do „Przeglądu Budowlanego”, potem zaś w „Inżynierii i Budownictwie”. Poczujemy się na tym miejscu do milego obowiązku podziękowania Redakcji „Przeglądu Budowlanego” za długoletnie goszczenie naszego Biuletynu na swych łamach.

Budząc stale potrzeby wydawnicze w zagadnieniach budowlanych i chcąc przyczynić się choćby w najmniejszym stopniu do ich zaspokojenia, przygotowaliśmy do druku książkę pułk. s. s. Władysława Mroczyńskiego Kierownika Sekcji Zakupów i Przetargów Zarządu Miejskiego w Warszawie p. t. „Warunki Ogólne i Szczegółowe, Przepisy, Instrukcje, Zasady, Wytyczne”, która ujmuje wszechstronnie całokształt gospodarki budowlanej w Wydziałach Technicznych Zarządów Miejskich i stanie się niewątpliwie nie tylko drogowskazem dla każdego Zarządu Miejskiego, ale i nieodzownym podręcznikiem dla przedsiębiorcy.

W ramach Naczelnej Organizacji Inżynierskiej, Związek nasz współpracował przy wydaniu drukiem referatów III Sekcji Kongresu Inżynierów we Lwowie.

Obecnie przygotowuje się do druku II wydanie broszury „Laboratoria Budowlane w Polsce”, w której przedstawiony będzie obecny stan tych tak ważnych placówek naukowych.

#### 5. Współpraca z organizacjami technicznymi

Należą tu przede wszystkim wszystkie sprawy, związane z należeniem naszego Związku do Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P. Członkowie naszego Związku biorą w pracach NOI żywy udział, gdyż prof. dr Bryła jest wiceprezesem NOI, a inż. Kądziałko członkiem prezydium i przewodniczącym Komisji Spraw Zawodowych. Obaj są delegatami Związku do Rady Głównej NOI. Poza tym został kooptowany do tej Rady inż. Nechay, który jest również przewodniczącym Komisji Wydawniczej, wydającej drukiem referaty I Polskiego Kongresu Inżynierów we Lwowie. Wreszcie szereg innych Kolegów bierze czynny udział w pracach komisyjnych NOI. Nie należy pominąć, że przewodnictwem tak ważnej komórki, jaką jest Komisja Akcji, która prowadzi obronę tytułu inżyniera, spoczywa w rękach wiceprezesa naszego Związku, prof. Bryły.

Tak wybitny udział naszych Kolegów w pracach NOI nie tylko przyczynia się do żywotności tej organizacji, ale podnosi również znaczenie naszego Związku. Szczegółowy opis prac NOI podawaliśmy w naszych Biuletynach.

Koło Inżynierów Dróg i Mostów przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie, w którym posiadamy wielu wspólnych członków i które przyczyniło się w dużej mierze do powstania naszego Związku w r. 1934, utrzymywało z nami nadal przyjazne stosunki organizacyjne. Urządzaliśmy więc wspólnie z nimi zebrania towarzyskie, odczyty i wycieczki oraz wspólne wystąpienia na zewnątrz w sprawach zawodowych.

W okresie sprawozdawczym podjęliśmy kroki celem zbliżenia się do dwu pokrewnych nam organizacji, a to Zw. Polskich Inżynierów Drogowych i Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych R. P., jako że wywodzimy się z tego samego Wydziału Politechniki. Są nawet pomysły daleko idącego zespolenia organizacyjnego. Na razie porozumieliliśmy się z Kolegami wodziarzami, z którymi mamy wspólny lokal i razem urządzamy imprezy towarzyskie, pewne odczyty itp.

Kontakt ze SARP-em jest, jak już wspomnieliśmy na wstępie luźny i daleki, choć mamy tyle wspólnych terenów pracy.

Na zakończenie chcemy podkreślić przyjazne stosunki, jakie nas stale łączą ze Stowarzyszeniem Przemysłowców Budowlanych R. P., w których organie „Przeglądzie Budowlanym” i wydawanym przez to Stowarzyszenie „Kalendarzu Przeglądu Budowlanego” członkowie naszego Związku biorą żywy udział.

#### 6. Współpraca z Władzami

Najszerzej zaznaczyła się w okresie sprawozdawczym współpraca z Ministerstwem Spraw Wojskowych, głównie z Departamentem Budownictwa w zakresie licznych spraw, związanych z budownictwem wojskowym i obronnym. Prace normalizacyjne prowadzimy w stałym kontakcie z tym Ministerstwem, z jego inicjatywy opracowaliśmy normy wynagrodzeń, zorganizowaliśmy kilka odczytów itp. Wreszcie na wniosek Dyr. Dep. Bud. inż. L. Torunia powołaliśmy do życia nasze pismo, które u Władz Wojskowych znajduje bardzo życzliwe poparcie.

Nasza współpraca z Min. Spraw Wewnętrznych (dep. Techniczno-Budowlany) dotyczy naszych interesów zawodowych, wynikających z obowiązujących obecnie ustaw i przepisów. Na życzenie tegoż Ministerstwa opracowaliśmy kilka opinii i memorialów, o których donosiliśmy obszernie w naszych Biuletynach.

Mając na celu zorganizowanie budownictwa i przemysłu budowlanego na terenie COP-u wnieśliśmy do władz obszerny memoriał, który stanowi materiał przy planowaniu Okręgu Centralnego.

Dzięki poparciu Władz i Samorządu, biuro naszego Związku otrzymuje często zapytania w sprawie wolnych posad, dzięki czemu szereg kolegów uzyskało przez Związek pracę.

#### 7. Wystawy i Targi

Ponieważ pierwszy zbiorowy pawilon budowlany na Targach Poznańskich, zorganizowany przez nasz Związek w r. 1937 dał dobre wyniki, zajęliśmy się i w r. 1938 wspólnie z Dyrekcją tych Targów urządzeniem Działu Budowlanego. Mość wystawców, którzy wzięli udział w tym działale wzrosła znacznie w porównaniu do roku poprzedniego, tak iż należy mieć nadzieję iż nasza myśl osobnej grupy budowlanej będzie już na stałe urzeczywistniona. Jak wiadomo grupa ta mieści się w Wieży Górnoląskiej.

W r. 1938 w ramach Działu Bud. wystawił własne stoisko nasz Oddział Poznański, w którego rękach spoczywała główna praca organizacji Działu. Na stoisku tym pokazano najciekawsze projekty budowli inżynierskich, wykonane przez członków Oddziału Poznańskiego.

Ponadto współpracowaliśmy z Dyrekcją Targów Wschodnich przy urzędzeniu grupy budowlanej na Targach Technicznych. Pracę organizacyjną wykonywał na miejscu specjalny Komitet, utworzony przez nasz Oddział Lwowski z prof. dr Bartoszewiczem i prof. Bratro na czele.

W Muzeum Techniki i Przemysłu Związek nasz w dalszym ciągu współpracuje przy organizacji działu budowlanego.

### C. SPRAWOZDANIE KOMISJI NAUKOWYCH I ZAWODOWYCH

#### 1. Komisja Zagraniczna

Skład osobowy:

Prof. Stefan Bryła — przewodniczący

Inż. Eugeniusz Olszewski — sekretarz (do 1.X.38 r.).

Główną pracą Komisji Zagranicznej była współpraca z Polską Sekcją Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich, której Prezydium składa się w znacznym stopniu nawet z tych samych osób, które wchodzi w skład Komisji Zagranicznej. W dniach 2—5 czerwca odbył się mianowicie w Krakowie — Zjazd Prezydium oraz stałej Komisji Związku Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich w Krakowie jako wstęp do Międzynarodowego Kongresu Mostów i Konstrukcyj, jaki ma się odbyć w Polsce w roku 1940.

W dniu 2.VI odbyło się w sali Krakowskiego Towarzystwa Technicznego posiedzenie Prezydium M. Z. M. K., zaś dnia 3.VI zebranie Stałej Delegacji pod przewodnictwem prezesa prof. dr Rohna z Zurychu. Oprócz szeregu spraw bieżących omówiono i uchwalono tematy Kongresu w r. 1940. Na zakończenie zebrania wybrano nowego prezesa M. Z. M. K. prof. Andreae z Zurychu zaś prof. Rohna, dotychczasowego i pierwszego zarazem prezesa wybrano w dowód uznania za zasługi na prezesa honorowego. Obecnie prezydium M. Z. M. K. stanowią: prezes prof. Andreae z Zurychu i wiceprezysi: prof. dr Bryła z Warszawy, inż. dr Klönne z Dortmundu i prof. Pigeaud z Paryża. Delegatami Polski są: prof. dr inż. Stefan Bryła (Przewodniczący Polskiej Sekcji), prof. inż. Maksymilian Huber, prof. dr inż. Andrzej Pszenicki, dyr. inż. Leopold Toruń, zaś zastępcami delegatów: dr inż. Bronisław Bukowski, inż. Jerzy Nechay, inż. Bolesław Plebiński, dr inż. Zbigniew Wasutyński.

W Zjeździe wzięło udział 39 delegatów, reprezentujących łącznie 10 państw, mianowicie: Anglię, Belgię, Czechosłowację, Estonię, Francję, Niemcy, Polskę, Szwajcarię, Węgry i Włochy.

Oprócz części urzędowej Zjazdu była również część towarzyska, która zaczęła się od śniadania wydanego w dniu 3.VI. w salonach prezydenta m. Krakowa dr Kaplickiego. Potem nastąpiło zwiedzenie kopalni soli w Wieliczce, a wieczorem bankiet w Grand hotelu przez P. Z. I. B. i przez Krakowskie Towarzystwo Techniczne. Liczne toasty, wnoszone przez gości były pełne przyjaznych uczuć dla Polski. Z Polaków przemawiali: prof. Bryła w imieniu Delegacji Polskiej, inż. Gajkowicz w imieniu Min. Komunikacji, prof. Stella-Sawicki w imieniu Krak. Tow. Techn. i prof. Bielski w imieniu Akademii Górniczej. Z gości przemawiali prof. Andreae i prof. Rohn z Zurychu, inż. Andrews z Londynu, inż. Brebera z Pragi i inż. Tanto z Budapesztu.

Inni przedstawiciele, a to dr Klönne (Niemcy) i inż. Cambournac (Paryż) przemawiali podczas następných przyjęć. Nazajutrz 4.VI wyjechano rano lux-torpedą, użyczoną przez Min. Komunikacji do Zakopanego, skąd autobusami P.K.P. pojechano do Morskiego Oka. Wieczorem zebrani byli gośćmi prezydenta m. Zakopanego inż. Zaczyńskiego. W niedzielę 5.VI zwiedzano Kraków i zabytki, przy czym śniadanie wydał Związek Polskich Inżynierów Budowlanych.

Calość, przygotowana starannie przez Krakowski Oddział Z. P. I. B. przy ogromnej pomocy Min. Komunikacji i Komisji Zagranicznej Związku, zrobiła na zagranicznych gościach jak najlepsze wrażenie, czemu jednomyślnie dawali wyraz wszyscy, nawet ci, którzy zrazu raczej powściągliwie odnosili się do naszego kraju.

Obecnie Komisja Zagraniczna wraz z Sekcją Polską M. Z. M. K. rozpoczyna przygotowywanie Międzynarodowego Zjazdu Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich w Warszawie na rok 1940.

Oprócz tych spraw Komisja brała udział w przygotowaniach wycieczek zagranicznych, na Targi Lipskie i Wystawę do Paryża, oraz utrzymywała kontakt z zaprzyjaźnionymi organizacjami inżynierskimi zagranicą. Również umieściła ona kilka prac opisujących dzieła techniki polskiej w pismach zagranicznych.

#### 2. Komisja Badań Pożarowych

Skład osobowy:

Inż. Rogowski Mieczysław — przewodniczący

Inż. Konic Tomasz — sekretarz

Arch. Ciszewicz Karol

Mgr Ejchler Zdzisław

Inż. Gierczyński Stanisław

Inż. Jakowlew - Herbaczewski Paweł

Inż. Leppert Zygmunt

Insp. Kosewski Kazimierz (M. Kom. Ref. Poż.)

Bud. Kostecki Mieczysław

Prof. dr Krzysik Franciszek

Inż. Martens Henryk

Olkiewicz Alojzy (Związek Hut Szklanych)

Inż. Puciata Kazimierz

Inż. Reda Jan

Inż. Sawicki Mieczysław (M. S. Wewn.)

Sokolnik Karol

Płk. inż. Szychowski Józef

Inż. Zięborak Jan

Dr inż. Zieliński Roman

Prof. dr inż. Zenczykowski Wacław.

Prace Komisji Badań Pożarowych opierały się w roku sprawozdawczym na gromadzeniu materiałów do badań na większą skalę (jakiej wymagają tego rodzaju doświadczenia) oraz przygotowanie gruntu do tych badań przez nawiązywanie i utrzymywanie stałego kontaktu z odpowiednimi instytucjami, zainteresowując je podjętą przez Komisję inicjatywą.

W wyniku tych starań udało się Komisji uzyskać od Powszechnego Zakładu Ubezpieczeń Wzajemnych kwotę w wysokości 1000 zł, przeznaczoną przez ofiarodawców specjalnie na badania nad odpornością drewna na ogień. Jedynym warunkiem PZUW jest ogłaszanie o wyniku tych prób w organie PZUW p. n. „Przewodnik Ubezpieczeniowy”.

Z uzyskanej w ten sposób kwoty Komisja przeznaczyła 200 zł. na opracowanie obszernego planu prób nad odpornością drewna na ogień przez fachowców laboratoryjnych, pod kierunkiem prof. S. O. O. W. inż. dr F. Krzy-

sika oraz inż. dr Zielińskiego. Opracowany program ustalił definitywnie metodę badań (Falck) oraz kosztorys badań. Sfinansowanie ich pomyślane jest przez odpowiednie wpłaty od firm, produkujących impregnaty przeciwpożarowe dla drewna. Zakupienie odpowiedniej aparatury nastąpić będzie musiało z funduszy: specjalnie na ten cel uzyskanych.

W sprawie budowy pieca badawczego przy Ośrodku Pożarniczym na Żoliborzu Komisja uzyskała zgodę Min. Spraw Wewnętrznych na budowę tego pieca przy Ośrodku. Na jesieni roku sprawozdawczego zbudowano też pomieszczenie na ten piec w postaci hali o dwóch kondygnacjach. Obecnie Komitet Budowy Ośrodka rozważa dwa projekty pieca: inż. Redy i inż. Rogowskiego. Projekt drugi opracowany został po specjalnym wyjeździe inż. Rogowskiego do Stockholmu i Kopenhagi w celu zbadania laboratoriów przeciwogniowych i oparty jest na systemie pieca szwedzkiego.

Poza omówionymi wyżej piecami Komisja zajęła się zawsze aktualną sprawą wyjść z pomieszczeń zagrożonych pożarem. Projekt norm w tym względzie opracowany przez inż. M. Rogowskiego, uzyskuje obecnie aprobatę i poprawki członków Komisji i instytucji reprezentowanych przez tych członków.

### 3. Komisja Spraw Zawodowych

Skład osobowy.

Inż. Kądziałko Stanisław -- przewodniczący.

Komisja Spraw Zawodowych zajmowała się w roku bieżącym sprawami następującymi:

1) Nowelizacja przepisów Prawa Przemysłowego, które nie dają inżynierom i technikom możliwości samodzielnego wykonywania robót murarskich i ciesielskich, zastrzegając te uprawnienia wyłącznie dla majstrów murarskich i ciesielskich.

W sprawie tej udała się w dniu 6 lutego r.b. do Ministerstwa Przemysłu i Handlu delegacja w osobach Przewodniczącego Kom. Spr. Zawodowych kol. S. Kądziałko i p. Martensa ze Stowarzyszenia Przemysłowców Budowlanych. Delegacja była przyjęta przez Naczelnika Wydziału w Departamencie Przemysłowym p. T. Sągajło, któremu przedstawiła postulaty inżynierów budowlanych i udzieliła wyjaśnień. Jednocześnie został złożony memoriał, którego treść zamieszczamy w komunikacie. Analogiczny memoriał, lecz z oświetleniem omawianych ograniczeń ze strony gospodarcej, złożony został przez Stowarzyszenie Przemysłowców Budowlanych. P. Naczelnik Sągajło zapewnił delegację, że sprawa ta będzie rozpatrzona i ewentualnie uwzględniona w zamierzonej nowelizacji Prawa Przemysłowego.

Konstrukcje skomplikowane. Pomimo wielokrotnych interwencji Ministerstwo Spraw Wewnętrznych dotychczas nie wydało rozporządzenia wykonawczego do znowelizowanej Ustawy Budowlanej, dla ścisłego określenia konstrukcji skomplikowanych. Komisja Spraw Zawodowych bezustannie zabiega o wydanie takiego rozporządzenia, co jednak z niezależnych od nas przyczyn postępuje bardzo opornie.

3) Wobec nieudanych uprzednio prób zorganizowania kursów dla chcących zdawać egzaminy na uprawnienia budowlane — Komisja Spraw Zawodowych podjęła ostatnio nowe starania o zrealizowanie kursów.

4) W sprawie ochrony tytułu inżyniera, Komisja wobec objęcia całokształtu przez Komisję Akcji N. O. I. ograniczyła się do występowania przeciwko nadużywaniu nazwy „inżynieryjny” w przedsiębiorstwach nie mających do tego

żadnego prawa, czyli nie prowadzonych przez inżynierów i nie wykonywających robót inżynierskich (jak np. „Przedsiębiorstwo robót inżynieryjnych--dostawa piasku”).

### 4. Komisja Taryfowa

Skład osobowy:

Inż. E. Brenneisen — przewodniczący

Inż. A. Chmieleński — sekretarz.

Komisja zakończyła prace nad ustaleniem norm:

1) „Norma wynagrodzeń za obliczenia statyczne, projekt konstrukcyjny i inne czynności techniczne przy wzniesieniu budowli inżynierskich”.

2) „Norma wynagrodzeń za obliczenia statyczne i inne czynności inżynierskie wykonane przy opracowaniu projektu architektonicznego”.

3) „Norma wynagrodzeń za sporządzanie projektu dróg, urządzenia placów i terenów z pomiarami technicznymi w terenie”.

4) „Norma wynagrodzeń za sporządzanie projektów mostów stalowych, żelbetowych, betonowych i kamiennych”.

Normy powyższe zostały wydane łącznie w formie broszury. Delegaci komisji brali udział w opracowaniu „Wytocznych” Departamentu Budownictwa M. S. Wojsk. dla wynagrodzeń za sporządzanie projektów budynków i innych czynności inżynierskich dla wojska. Do „Wytocznych” zostały przyjęte w zasadzie wszystkie normy Z. P. I. B.—, prócz normy za obliczenia statyczne i rysunki konstrukcyjne do projektu architektonicznego, która została zmieniona w dziale projektów nieszkieletowych (budynki szkieletowe w zasadzie pozostały bez zmian).

Normy te będą więc obowiązywać przy zleceniu projektów przez władze wojskowe, Fundusz Kwaterniku Wojskowego i inne zależne od władz wojskowych instytucje.

Komisja opracowała projekt normy wynagrodzeń za kierownictwo robotami ziemnymi, drogowymi (w zakresie odcinków dróg do 10 km), plantowania i drenowania niesystematycznego terenu. Projekt ten został przesłany do Departamentu Budownictwa M. S. Wojsk. oraz zostanie podany do wiadomości członków w najbliższym „Biuletynie” celem zgłaszania krytycznych uwag dla ostatecznej redakcji.

Skład komisji taryfowej poza:

inż. Brenneisenem Erwineim jako przewodniczącym oraz inż. Chmieleńskim Andrzejem jako sekretarzem był każdorazowo ustalony w zależności od rozpatrywanego zagadnienia, jak np. normy mostowe, za obliczenia statyczne budynków, roboty ziemne lub drenarskie. Poza członkami Związku brali udział w opracowaniu norm i posiedzeniach inżynierowie specjaliści, znani komisji, oraz delegaci Związków: Inżynierów Wodnych, Drogowych oraz Koła Inżynierów Dróg i Mostów przy stowarzyszeniu Techników w Warszawie. Delegaci tych Związków uczestniczyli przy opracowaniu projektu normy za kierownictwo robotami ziemnymi, drogowymi, plantowaniem i drenarzem.

### 4. Komisja Laboratoriów

Zarząd Komisji:

Prof. inż. Emil Bratro,

Prof. inż. dr Stefan Bryła,

Prof. inż. Wacław Paszkowski,

Inż. Antoni Kobyliński,

Inż. R. Kurowski,

Inż. Jerzy Nechay.

W okresie sprawozdawczym rozpoczął wychodzić drukiem „Biuletyn Laboratoriów Budowlanych” pod redakcją

inż. dr Stan. Gawlińskiego z Laboratorium Budowlano-Drogowego Politechniki Lwowskiej. Wobec wyczerpania pierwszego wydania broszury „Laboratoria Budowlane w Polsce” przystąpiono do opracowania drugiego wydania na podstawie nadsyłanych sprawozdań z poszczególnych laboratoriów. Komisja Laboratoriów prowadziła ponadto prace nad ujednostajnieniem cennika opłat za najważniejsze

znormalizowane badania i opracowała regulamin swej działalności.

Na zebraniu Komisji w dniu 9.XII.1938 złożyli przedstawiciele Laboratoriów pisemne sprawozdanie ze swych prac w ostatnim roku, które rozesłano władzom z prośbą o szersze wykorzystywanie prac badawczych dla celów praktycznych.

c. d. n.

---

## **Już wkrótce ukaze się**

wydana nakładem  
**Związku Polskich Inżynierów Budowlanych**  
**KSIĄŻKA**

**pułk. s. s. Władysława Mroczyńskiego**  
Kierownika Sekcji Zakupów i Przetargów Wydziału  
Technicznego Zarządu Miejskiego m. st. Warszawy

o treści następującej:

### **Warunki ogólne i szczegółowe**

obowiązujące przy wykonywaniu robót budowlanych, instalacyjnych, brukarskich, asfaltowych i wodno-melioracyjnych w Wydziale Technicznym Zarządu Miejskiego m. st. Warszawy.

### **P r z e p i s y**

normujące postępowanie organów administracji przy wykonywaniu robót zamiennych i dodatkowych, odbiorach robót i materiałów oraz sprawdzaniu rachunków przejściowych i ostatecznych.

### **Instrukcja**

dla kierowników robót budowlanych, instalacyjnych i wodno-melioracyjnych.

### **Z a s a d y**

przekładania na właścicieli działek, kosztów pierwszego urządzenia ulic i placów.

### **W y t y c z n e**

w sprawie powierzania wykonania projektów budowlanych i instalacyjnych, oraz normy wynagrodzenia za czynności związane z projektowaniem i kierownictwem pod tymi robotami.

**Cena książki wyniesie zł 20.—** które należy wpłacać na konto  
Zw. Pol. Inż. Bud. w P.K.O Nr 29.787

---

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

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

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

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

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

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

---

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



BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

# INŻ. JÓZEF SZMIGIELSKI

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

WYKONYWA Z GWARANCJĄ IZOLACJE BUDYNKÓW OD WODY  
(TARASY, BALKONY, SCHRONY  
OPL., KOTŁOWNIE, PIWNICE, itp.)

SPRZEDAŻ PRODUKTÓW IZOLACYJNYCH

**T R I C O S A L**

## Solomit i Trzcinit

lekkie płyty budowlano-izolacyjne. Izolacja  
ciepła i dźwiękowa stropów i ścian; samo-  
dzielne ściany działowe, współczynnik przew.  
ciepła  $k = 0,57$

Katowice, Mickiewicza 36, tel. 302.08, 252.17.

## CHANARD' A

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

Bracia T. i J. SŁUCCY Inżynierowie  
Warszawa, Królewska 27  
Telefon 242-38, 242-69

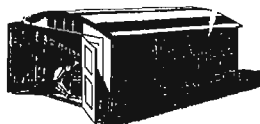
CHŁODNIE I TĘŻNIE DO WODY

4

Ciepłe, ruchome i niepalne

## GARAŻE

pojedyncze i boksy  
o stalowej konstrukcji  
wypełnionej płytami



„Mastewal” z instalacją elektrycznego  
oświetlenia i ogrzewania,

DOSTARCZAMY i MONTUJEMY  
po cenach konkurencyjnych

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

Inż. Aleksander Chmielowski  
Warszawa, ul. Krucza 6, m. 7. Tel. 9.99-85

FABRYKI WAPNA I CEMENTU

## „PIECHCIN”

SPÓŁKA AKCYJNA

W PIEHCINIE POD PAKOŚCIĄ

ADRES TELEGR. WAPIENNIKI PAKOŚĆ-TEL. PAKOŚĆ 20135

WAPNO PALONE  
o najwyższej wydajności

WODZIAN WAPNIA  
do tynków

TŁUCZEŃ WAPIENNY  
o różnym uziarnieniu do prac  
betonowych i żelbetowych

T Ł U C Z E Ń  
do podsypki torów kolejowych

KAMIEŃ WAPIENNY  
dla cukrowni, celów odlewni-  
czych i chemicznych

W A P N O  
nawozowe mielone

...a jednak najlepiej grzeją  
piece z kafli stalowych

## „PIECE SZRAJBERA”

Sp. z o. o.

Warszawa

ul. Bracka Nr 11, m. 2, tel. 9.20-33