

T R E Ś Ć : Prof. E. Bratro: Nawierzchnia Dammanna. — Inż. Dr. W. Burzyński: O znanych i nieznanymi ograniczeniach stosowalności twierdzenia Menabrea-Castigliano. — Inż. K. Marszałek: Wkreślanie nowych zdjęć do map katastralnych. — Recenzje i krytyki. — Różne sprawy. — Polemika.

Prof. Emil Bratro.

Nawierzchnia Dammanna.

(Komdrobit).

Nowoczesne warunki ruchu drogowego, który z roku na rok przemienia się coraz intensywniej na ruch motorowy, stawiają tych wszystkich, którzy sprawą drogową zajmować się muszą, przed nowymi zagadnieniami, tem cięższymi w naszych warunkach do rozwiązania, że równocześnie liczyć się należy z trudnościami finansowymi Państwa i samorządu, zatem tych ciał, na barkach których wyłącznie realizacja postępu drogowego spoczywa.

Nie ulega żadnej wątpliwości, że tak u nas, jak i zagranicą, jeszcze na bardzo długi okres czasu nawierzchnia tłuczniowa odgrywać będzie w całości dróg rolę dominującą. Niemniej jednak skonstatować należy, że dla poszczególnych, bardziej eksponowanych odcinków dróg między-miastowych, jak również dla dróg miejskich, uzdrojowiskowych, dróg o pewnym zdecydowanym ruchu przemysłowym, lub sportowym i t. p. istnieje silna dążność do zastosowania bardziej szlachetnych typów nawierzchni, dążność, która za granicami przybiera kształty realne bardzo szybko, u nas zaś dotychczas wobec braku środków pieniężnych, była do niedawna jeszcze rzeczą nieziszczalną. Stan ten dozna prawdopodobnie obecnie, po uchwaleniu przez Sejm ustawy o funduszu drogowym, bardzo znacznej poprawy.

O wadach, stosowanych dzisiaj jeszcze masowo nawierzchni tłuczniowych, rozpisywać się wiele nie będę, gdyż są nam one w okresie szybkobieżnego ruchu motorowego dostatecznie dobrze znane; przy całym szeregu stron ujemnych, ma jednak ona jedną dodatnią, która jest dla niej poprostu decydującą, a tą jest stosunkowo niskość kosztów inwestycyjnych. Wprawdzie z uwagi na koszt utrzymania należy ona do jednej z najdroższych¹⁾, jednakże moment ten schodzi często na plan drugi wobec niemożności jednorazowego wyłożenia większego kapitału na budowę nawierzchni ekonomiczniejszej.

Z tego powodu nawierzchnia, która pragnie zwycięsko konkurować z jezdnią tłuczniową, musi z jednej strony kosztami inwestycyjnymi możliwie zbliżyć się do ceny jednostkowej tej ostatniej, z drugiej zaś mieć znacznie dłuższy okres swego istnienia, gdyż ten właśnie moment przyczynia się głównie do obniżenia t. zw. wartości gospodarczej. Wreszcie trzeci czynnik zniżający wartość gospodarczą, to niskie roczne koszty utrzymania, które zresztą są przy wszystkich typach nawierzchni szlachetnych znacznie mniejsze, niżli przy jezdni tłuczniowej.

Naogół wzięwszy warunki, jakim nowoczesna nawierzchnia drogowa odpowiadać powinna, poza podanym już poprzednio natury finansowej, dadzą się podzielić na dwie kategorie: techniczną i zdrowotną.

Pod względem technicznym nawierzchnia powinna być silną, by zniosła znaczne nasilenie ruchu ciężkiego, trwała, oraz by odpowiadała technicznym wymogom w odniesieniu do szybkiego ruchu samochodowego. Mam tu na myśli należyłą spoiwość nawierzchni i opór przeciwko znanemu

¹⁾ Wedle dat uzyskanych na przestrzeni doświadczalnej w Brunświku (VII. Denkschrift über die Versuchsstrasse bei Braunschweig 1930) t. zw. wartość gospodarcza użytej tam nawierzchni tłuczniowej z gabra, przedstawiała się w kwocie 67,98 M/m², podczas gdy inne nawierzchnie o typie szlachetniejszym miały ją znacznie mniejszą. Tak: np. bruk drobny z bazaltu 21,72 M/m², beton uzbrojony 21,84 M/m², makadam maziowy 30,32 M/m², bruk klinkierowy 27,95 M/m², nawierzchnia Dammanna zaledwie 12,15 M/m² (bezwzględnie najniższa wartość gospodarcza ze wszystkich zastosowanych na tej przestrzeni doświadczalnej 23 typów).

objawowi ssania, wywołanemu szybkim ruchem pojazdów mechanicznych. Nie będę tutaj wspominał o pewnych specjalnych warunkach technicznych, które mogą być jednak w pewnych wypadkach miarodajne, jak n. p. cichość przejazdu, pożądana w pobliżu szkół, szpitali i t. p., dalej bezwonnosc, konieczna w miejscach klimatycznych i uzdrowiskach, wreszcie szybkość w oddaniu nawierzchni do ruchu i łatwość naprawy, gdyż są to wszystko rzeczy bardzo zależne od miejscowych potrzeb i stosunków. Niemniej jednak i te walory w pewnych warunkach mogą stanowić o użyciu takiej lub innej nawierzchni.

Z punktu widzenia zdrowotnego winna odpowiadać nawierzchnia warunkom higieny, ważnym tak dla przejeżdżającego, jakoteż dla otoczenia, a temi są: niedopuszczenie do tworzenia się tumanów pyłu, unoszącego się nad drogą po każdym przejeździe wehikułu, oraz łatwość czyszczenia nawierzchni, szczególnie ważna w miastach.

W dzisiejszym stanie nauki o budowie nawierzchni drogowych, posiadamy olbrzymią już wprost ilość typów, które mniej więcej czynią zadość wspomnianym powyżej warunkom, odnoszącym się do strony technicznej i higienicznej, natomiast znacznie mniej jest takich, któreby równocześnie odpowiadały warunkom kalkulacyjności materialnej, co w obecnych czasach jest jednakże rzeczą pierwszorzędного znaczenia. Z uwagi, iż w okresie pięcioletnich prób, przeprowadzonych z rozmaitymi typami jezdni na drodze doświadczalnej w Brunświku, na jedno z czołowych miejsc wysunęła się nawierzchnia Dra Dammanna, pragnę się nią zająć bardziej szczegółowo, aniżeli to miało miejsce w polskiej literaturze technicznej dotychczas, i to tem więcej, iż wykonywana jest ona wyłącznie z produktów pochodzenia krajowego, co z uwagi na nasz bilans handlowy przedstawia również cechę bardzo cenną.

Nawierzchnia Dammanna²⁾ nosząca również nazwę asfaltu esseńskiego przychodzi w Polsce pod nazwą komdrobitu. Odrazu zaznaczyć należy, celem uniknięcia jakichkolwiek nieporozumień, iż do pewnego stopnia istota tej nawierzchni stoi w sprzeczności z jej nomenklaturą, albowiem w rzeczywistości jezdni ta niema nic wspólnego z pojęciem asfaltu. Jest to typowo nawierzchnia maziowa, wykonywana na zimno, różniąca się tylko pewnymi charakterystycznymi cechami od innych jezdni tego rodzaju.

Przysiępując do opisu tej nawierzchni podzielić trzeba przedmiot na dwie części: pierwszą, odnoszącą się do wyrobu samego materiału, z którego wykonuje się nawierzchnię, oraz drugą, obejmującą jej właściwe wykonanie.

Składnikami, z jakich powstaje asfalt esseński, jest materiał mineralny oraz maź. Jako elementu mineralnego używa się szlaki wysokopieczowej, wapienia, bazaltu; w Polsce z bardzo dobrym skutkiem zastosowano do tego celu dolomit. Co do szlaki wysokopieczowej, to powinna ona być średnio porowata, wytrzymałą na wpływy atmosferyczne, oraz posiadać conajmniej 25% wapna. Użyty do wyrobu masy wapień powinien być zbity i twardy, ewentualnie zaś dość rzadko używany do tego celu bazalt nie powinien wykazywać żadnych objawów łuszczenia się. Zwrócić należy uwagę na to, że użyty w Polsce dolomit okazał się mater-

²⁾ Pierwsze początki tego typu sięgają roku 1916, w którym uzyskano odnośny patent w Niemczech. Inż. K. Berner: Das Teersandproblem und seine Lösung. Die Strasse 1928.

jałem tak znakomitym, iż przeważna część niemieckich producentów zamierza go wprowadzić zamiast dotychczas używanej szlaki.

Koniecznym warunkiem możliwości użycia materiału kamiennego jest jego bezwzględna suchość. Jest to rzecz zresztą zupełnie zrozumiała przy wszystkich typach nawierzchni maziowych. Z tego powodu dostarczony do fabryki materiał kamienny jest sztucznie suszony na odpowiednich suszarkach i dopiero po zejściu z nich podlega dalszej przeróbce. Będąc tu w użyciu suszarki są albo płytowe, albo też, dzisiaj powszechnie stosowane rzeszotowe. Pierwsze są wprawdzie znacznie tańsze odnośnie do kosztów inwestycyjnych, jednakże wymagają znacznego użycia opału i obsługi, tak, iż w postępowych zakładach przyjął się obecnie prawie wyłącznie system drugi.

Pierwszym etapem przeróbki jest zmielenie kamienia na młynach kulowych, przyczem niezmiernie ważną rzeczą jest dobroć przemiału. Obecnie nie dopuszcza się w masie kamiennej ziarn większych, niżli 2—3 mm. Myślą przewodnią użycia drobnego materiału jest to, iż przy tym typie zachodzi mniejsze niebezpieczeństwo ewentualnego miażdżenia się pojedynczych cząstek ułożonych w nawierzchni pod wpływem przejeżdżającego ciężaru.

Ziarno jednakże nie powinno być o jednakowej średnicy. Podana data odnosi się do maksimum wymiarów, natomiast pożądaną jest rozmaitość ziarn, którą zresztą dostarcza sam sposób przemiału w młynach kulowych³⁾. Sprawa ta była przedmiotem gorących dyskusyj w literaturze technicznej; przeciwnicy nawierzchni dammannowskiej, rekrutujący się przeważnie z kół zainteresowanych konkurencyjnymi typami jezdni maziowych i asfaltowych, robili zarzut, iż materiał mineralny nie jest zestawiany w granicach zachowania minimum miejsc pustych w luźnej mieszance kamiennej. Sprawa ta została już ostatecznie załatwioną⁴⁾, przyczem okazało się na podstawie przeprowadzonych doświadczeń, iż otrzymany z młynów luźny materiał posiadał ilość miejsc pustych w granicach dochodzących zaledwie do 14%, a zatem do tej miary, która jest bardzo trudno osiągalną nawet dla materiałów kamiennych, sztucznie wedle zasady minimalnej ilości miejsc pustych składanych.

W mieszaniu kamiennej znajduje się zatem również pył mineralny, który warunkuje późniejszą należyta zbitość wykonanej nawierzchni. Dodatek tego pyłu zależy od gatunku kamienia, rodzaju użytych mieszarek i waha się w granicach 10—20% całej masy.

Ponieważ wiele zależy na tem, by raz ustalony dla pewnych warunków stosunek pojedynczych ziarn został stale dochowany, przeto zmielony materiał przepuszcza się przez sita, które ustalają gatunkowość i dobroć zmielenia.

Ciężar gatunkowy rozluźnionego materiału powinien leżeć w granicach 1,5—1,6. Gdy ciężar wypada za niski, a posiadane urządzenia mechaniczne nie pozwalają na zwiększenie dobroci przemiału, należy dodać stosowną ilość n. p. pyłu wapiennego w granicach poprzednio ustalonych.

Maż⁵⁾, użyta przy tym typie, jest destylowaną mazią koksową. Chemiczny skład poszczególnych mazi wydaje się być dla komdrobitu do pewnego stopnia obojętny, z wyjątkiem naturalnie zawartości wody, która bezwarunkowo nie powinna przekraczać 0,05%. Jednakże należy natomiast położyć niezmierną wagę na jej konsystencji, oraz celowi odpowiadającą ilość.

Co do konsystencji mazi, to odpowiadać ona musi dwom warunkom: z jednej strony maż musi być o takiej płynności, aby było umożliwione dobre późniejsze stężenie nawierzchni przy normalnych temperaturach dnia, z drugiej zaś, by maż posiadała dostateczną siłę lepiszcza, aby

³⁾ Możliwe jest tu również użycie gniotowników walcowych, które dają najmniej pyłu, oraz gniotowników wałkowych o średniej ilości pyłu. Najlepsze jednakże pozostaną młyny kulowe.

⁴⁾ Dr. Dammann: Die Kornzusammensetzung im Dammann-Asphalt. Fortschritte im Städte u. Strassenbau. Berlin 1930.

⁵⁾ Dr. Dammann: Teer als Strassenbaustoff. Das Technische Gemeindeblatt Jahrg. XXIX. Nr. 1/2.

świeżo wykonanym nawierzchniom zapewniła początkową konieczną wytrzymałość w odniesieniu do wpływów ruchu. Innemi słowy użyta maż nie powinna być za rzadką, albowiem w lecie daje się w tych warunkach komprymować tylko z wielką trudnością, odwrotnie zaś, nie może być za gęstą, albowiem pomijając już nawet pewną trudność wynikającą z użycia masy komdrobitowej, wytworzonej z takiej mazi w okresach chłodniejszych, zachodzi niebezpieczeństwo, iż w czasie mrozów mogłaby się nawierzchnia okazać za kruchą i łamliwą. Użycie zbyt płynnej mazi może również spowodować niepożądany objaw, szczególnie przy jezdniach o ruchu bardzo silnym lub jednokierunkowym, pewnych przesunąć materiału w nawierzchni, co z natury rzeczy mogłoby się odbić ujemnie na całości jezdni.

Z przedstawionego stanu rzeczy widzimy, że jakiejś generalnej recepty na odpowiednią płynność użytej mazi ustalić nie można, gdyż sprawa ta musi być załatwioną od wypadku do wypadku, w zależności od położenia geograficznego (klimatu) budowanej partji. Dalsze rozważania w tej materji prowadzą nawet do tego, iż konsystencja użytej mazi powinna być właściwie zależną od pory roku, w której budowa nawierzchni ma być przeprowadzoną.

W każdym razie jest to sprawa wielkiej wagi, gdyż od niej zależy późniejsza dobroć wykonania⁶⁾. Dodać należy, iż w naszych warunkach użyta maż powinna mieć punkt skraplania, leżący około 16° C⁷⁾.

Bardzo starannych badań wymaga również sprawa ilości dostarczonej w masie mineralnej mazi. Teoretycznie sprawa ta dla nawierzchni maziowych właściwie do dzisiaj rozwiązana nie została. Panują pod tym względem dość sprzeczne zapatrywania. Jedni uzależniają ilość mazi od wielkości ziarn użytego materiału kamiennego w tem rozumieniu, iż wobec okoliczności, że im ziarna mają wymiary mniejsze, tem silniej wzrasta ich powierzchnia, tem też zatem musi być większą ilość mazi; inni stwierdzają natomiast, iż ilość mazi nie zależy od wielkości ziarn, gdyż ziarna większe mają wprawdzie mniejszą powierzchnię przy tej samej objętości, niżli drobne, jednakże grubość osadzającej się na ich powierzchni mazi jest znaczniejszą, co w rezultacie wyrównuje moment poprzedni. Dlatego też odpowiednia dla każdego typu nawierzchni ilość potrzebnej mazi o pewnej konsystencji musi być doświadczeni i empirycznie stwierdzoną. Dla komdrobitu ustalono, iż ilość ta wynosi około 5% ilości materiałów kamiennych w stosunku wagowym⁸⁾, co w każdym razie w porównaniu z innymi nawierzchniami maziowymi jest ilością bardzo nieznaczną.

Były robione również próby dodawania do mazi w nieznaczej ilości pewnych preparatów asfaltowych, jak spramex'u, bituroad'u, flugs'u i t. p., rozcieńczonych bądź to olejem antracenyowym, bądź też innymi olejami lekkimi. W tych wypadkach jest dopuszczalne ilościowe przekroczenie wskazanych powyżej 5% z tego powodu, że dodatki te wykazują zwyżką większą przyczepność do kamienia, aniżeli maż, wobec czego nie wystąpi tu przy większej ilości lepiszcza niebezpieczeństwo możliwości przesunąć pojedynczych cząstek mineralnych w gotowej nawierzchni.

Oba produkty, tak mineralny, jakoteż maziowy, muszą być przed zmieszaniem odpowiednio ogrzane. Ogrzanie to dochodzi przy użyciu jako lepiszcza czystej mazi do 60° C, jest natomiast nieco większe przy dodatkach asfaltowych, waha się bowiem wtedy w granicach 70—100° C. Również nie jest obojętnym czas mieszania, który dla pewnych obję-

⁶⁾ Badanie płynności mazi przeprowadza się aparatem nurkowym Hutchinson'a przez pomiar czasu potrzebnego przy pewnej temperaturze do zanurzenia się aparatu w mazi na pewną głębokość.

⁷⁾ Inż. K. Berner: Der Einfluss des Hohlraumminimums auf die Mineraldichte bituminöser Decken. Asphalt und Teer Nr. 24/29.

⁸⁾ Dr. Inż. G. Klose w pracy swej, ogłoszonej w Nr. 51/29 „Asphalt und Teer p. t.: „Zwei Dammann-Asphaltstrassen in Berlin“ podaje nawet stosunek wagowy mazi na 5,5%, przyczem użyta maż składa się w 58 częściach ze smoły, zaś w 42 częściach z oleju antracenyowego.

tości ładunków zależny jest od rodzaju mieszarek mechanicznych. Przy mieszarkach skrzydełkowych wynosi on około 10 minut, natomiast przy użyciu ulepszonych mieszarek skrzydełkowo-ugniotowych (przeważnie systemu Eiricha) zmniejsza się do 8 a nawet do 6 minut. Cały proces mieszania wraz z załadowaniem surowców i wyładowaniem gotowego produktu jest zupełnie zautomatyzowany. Mieszarki zaopatrzone są w piaskowe klepsydry tak, iż nie potrzeba tu żadnej indywidualnej inwencji ze strony obsługującego je robotnika.

Wydobyta z mieszarki masa posiada kolor zupełnie ciemny i daje się doskonale ugniatać nawet w ręce. Przy ładowaniu na wagony, jak również z wagonu na wozy lub samochody należy, o ile możliwości unikać przerzucania na dalszą odległość z tych samych powodów, jakie są miarodajne przy transporcie zarobionego betonu. Rozchodzi się bowiem o to, by konglomerat różnych ziarn, rozłożony był w mieszaninie możliwie jednostajnie, czemu częste przerzucanie z większą siłą, stoi naturalnie na przeszkodzie.

Podstawowym jednakże warunkiem jest czystość zamagazynowania i transportu materiału. Należy zatem starannie baczyć, by w tym okresie nie dostawały się do gotowej już masy żadne ciała obce, które z natury rzeczy oddziaływać będą zawsze szkodliwie na późniejszą spistość nawierzchni. Magazynowanie w fabryce odbywa się w wielkich hałdach i wobec wielkiej ilości złożonego materiału nie szkodzi mu ani deszcze, ani też słońce. Hałdy te są zatem na wolnym powietrzu zupełnie nieosłonięte. Magazynowanie natomiast na placu budowy z reguły w ilościach mniejszych niżli w fabryce powinno być staranniejsze. I tutaj w wypadku zużycia materiału do budowy nawierzchni w krótkim czasie nie potrzeba żadnych specjalnych urządzeń; o ile jednak materiał ma przez dłuższy czas leżeć nieużyty, natenczas zaleca się przykrycie go stosownie izolowaną warstwą ziemi, która nie dopuści do bezpośredniego oddziaływania na niego deszczu i słońca. Kilkumiesięczne leżenie w hałdach jest zupełnie dopuszczalne i materiał nie traci nic na swej późniejszej spistości. Naturalne, że istnieje tu pewna granica czasu, po przekroczeniu której materiał ztraca swą wartość i od użycia powinien być bezwarunkowo wykluczony. Zresztą z tym samym objawem mamy do czynienia i przy innych materiałach budowlanych, jeśli wspomnę tylko mimochodem o cementcie.

Dobroć materiału i możliwość użycia go do budowy poznają praktycy w ten sposób, iż poruszony w złożonej kupie prętem lub laską, powinien na swej powierzchni wykazywać objawy samoczynnego usuwania się, co daje wobec małości elementu kamiennego wrażenie mrowiska. Jeśli materiał temu nie odpowiada, jest to dowodem, iż stracił swoje istotne wartości i z budowy winien być usunięty. Podobno przez dodatek olejów lekkich i nafty, można materiał stary niejako ożywić, sądzą jednakże, iż otrzyma się w tym wypadku zawsze tylko materiał drugorzędny, który nie powinien się znaleźć w nawierzchni.

Również nie jest wskazanym, wedle mego przekonania, transport w czasie mrozów. Bądź co bądź, masa cała pomimo złego przewodnictwa ciepła steża się z czasem silnie i traci własności komprymowania, a wszelkie późniejsze zabiegi w kierunku jej ożywienia nie dają gwarancji należytej dobroci. Sądzą jednakże, iż jest to moment małej wagi, gdyż i tak nikt w czasie mrozów nawierzchni wykonywać nie będzie, tem mniej zatem w tej porze roku okaże się potrzeba transportu. Materiał złożony w fabryce w wielkich hałdach znosi mróz bardzo dobrze, jeśli się zważy, iż wewnątrz takiej hałdy wobec słabego przewodnictwa materiału nie jest nim zupełnie dotknięty. W każdym razie należy przy wysyłce z nastaniem cieplejszej pory górą warstwę materiału zupełnie usunąć i ładować tylko materiał dolny.

Przechodząc do wykonania samej nawierzchni zaznaczam, iż zajmę się wyłącznie li tylko normalną nawierzchnią komdrobitową; uwaga ta jest o tyle konieczną, iż były po-

przednio czynione próby użycia komdrobitu jako lepiszcza dla nawierzchni tłuczniowej⁹⁾ oraz w formie t. zw. pokrowca, które jednak nie dały żadnego poważniejszego rezultatu i uważać je można raczej jako typy, należące do historii prób czynionych z tym materiałem.

Nawierzchnia Dammana wymaga, jak zresztą każda inna dobra jezdnia, starannego fundamentu. Z drugiej strony należy tu zwalczać zapatrywanie, jakoby nawierzchnia ta wymagała jakiejś szczególnej troskliwości w odniesieniu do tego elementu konstrukcyjnego. Zupełnie słusznie zaznacza jeden z autorów¹⁰⁾, iż dla każdej nawierzchni bitumicznej, dobry fundament jest rzeczą podstawową, że więc pod tym względem nawierzchnia Dammana nie stawia jakichkolwiek odmiennych wymogów, poza niejako normalnymi.

Przy drogach tłuczniowych i żwirowanych najlepszym sposobem wytworzenia fundamentu będzie zerwanie starej nawierzchni i ponowne jej ułożenie, przy założeniu jednak, iż stara nawierzchnia posiada podkład dolny. Nieobojętną jest tutaj odpowiednia grubość, co musi być zapomocą sondowania stwierdzone. Wytworzony w ten sposób fundament musi być ciężkim wałem dostatecznie dobrze stężony. Bardzo dobre rezultaty otrzymuje się nadto podówczas, gdy wykonany fundament może być na okres paru tygodni po jego wykonaniu oddany do ruchu, celem dalszego tężenia. Jednakże moment ten przy nawierzchni komdrobitowej jest w odróżnieniu do innych typów nawierzchni maziowych lub asfaltowych na gorąco o tyle mniejszej wagi, że masa komdrobitowa jest podatną i komprymując się sama pod wpływem ruchu dozwala również bez żadnej szkody dla siebie, na dalsze stężanie się fundamentu już po jego pokryciu.

Pamiętać należy przytem o konieczności złagodzenia spadku poprzecznego jezdni w stosunku do tego, jaki poprzednio nawierzchnia tłuczniowa posiadała. Normalnie doprowadza się fundament do przeciętnej spadku poprzecznego około 2—2,5‰, przy czem górna powierzchnia fundamentu musi być ukształtowaną ściśle równoległe do przyszłego profilu gotowej jezdni.

Możliwym jest także użycie jako fundamentu starej jezdni brukowanej; w tym wypadku należy jednak zbadać, czy podłoże jest dostatecznie wytrzymałe. Wszelkie bowiem późniejsze ruchy w bruku, wywołane niewytrzymałością podłoża, mogą się przykro odbić na całości nawierzchni. Jako fundamenty stosowane były nawet z dobrym skutkiem stare bruki dzikie z t. zw. kocich łbów¹¹⁾.

Mając na uwadze możliwość pewnych ruchów w fundamencie, stosuje się obecnie z reguły wykonania pomiędzy fundamentem a istotną nawierzchnią warstwy pośredniej, składającej się z czystego miazgu kamiennego, przemieszanego z masą komdrobitową¹²⁾.

Niezmiernie ważną sprawą jest jednakże należyte wykonanie bocznego obramienia w formie krawężników, które wytworzyć muszą sztuczne ramy, w których pomieści się istotna nawierzchnia. Krawężniki te powinny być tak założone, by nie wystawały poza późniejszy profil, a odnośna wysokość, jaką im nadać trzeba, łatwo wykombinować z dalszego opisu. Ta sama konieczność obramienia istnieje w kierunku poprzecznym do drogi w miejscach, w których stykać się będzie nowa nawierzchnia komdrobitowa z jezdnią innego typu. Brak należytego obramienia doprowadzić może w rezultacie do obsuwania się nawierzchni i do ewentualnego pęknięcia jej na powierzchni.

Mniej pożądanym jako fundament okazuje się beton, ze względu na zbytnią gładkość swej powierzchni, niema bowiem w tym wypadku możliwości należytego złączenia

⁹⁾ Dr. Dammann: „Schotterstrassen mit Essener Asphalt“. Die Strasse Nr. 10/29.

¹⁰⁾ Inż. H. Lesser: „Der Unterbau für Dammann-Asphalt“. Die Strasse Nr. 6/30.

¹¹⁾ Inż. Zöllner: „Strassendecken aus Dammann-Asphalt für Kreislandstrassen“. Asphalt und Teer Nr. 5/30.

¹²⁾ Inż. Lesser: „Erfahrungen über dem Einbau von Dammannasphalt“. Fortschritte im Städte u. Strassenbau. Band VI. Berlin 1930.

istotnej nawierzchni z fundamentem. Dobre usługi odda przy tym typie fundamentu poprzednie pomazowanie powierzchni betonu. Przy użyciu fundamentu betonowego okazuje się również korzystnym ułożenie cienkiej warstwy wspomnianej poprzednio masy pośredniej i to w pierwszym rzędzie z tego powodu, by ewentualne pęknięcia płyty betonowej nie przeniosły się bezpośrednio na nawierzchnię.

W ostatnich wykonanych konstrukcjach okazało się, iż zalecenia godnym jest pewne zgrubienie krawężne nawierzchni, analogicznie zresztą, jak to ma miejsce przy jezdniach betonowych, jednakże w znacznie skromniejszych wymiarach.

Po wykonaniu fundamentu rozsypujemy równomiernie komdrobit w żądanej grubości. Co do grubości tej pamiętać należy, iż luźno rozsypany materiał traci po skompromowaniu połowę grubości. Ponieważ doświadczenia wykazały, iż dla bardzo silnego ruchu pożądaną jest grubość 4—4,5 cm gotowej nawierzchni, przeto w tym wypadku grubość luźno usypanej warstwy powinna wynosić 8—9 cm. Dla ruchu średniego wymagana jest skompromowana grubość 3,5—4 cm, dla chodników zaś około 2—2,5 cm, z czego wynikają odpowiednie grubości luźno rozsypanego materiału.



Ryc. 1.

Ilość materiału potrzebnego do wykonania $1 m^2$ nawierzchni przy normalnej grubości 4—4,5 cm wynosi 100—120 kg. Dodac przytem należy, iż rozsypany materiał powinien być przedtem grabiami znakomicie rozdrobniony i przedstawiać się o jednolitej gęstości. Ryc. 1 i 2 przedstawiają odnośnie stadja budowy, drogi Skoczów - Ustroń, budowanej w r. 1929.



Ryc. 2.

Po rozsypaniu następuje skompromowanie nawierzchni przez wałowanie, które odbywa się początkowo

wałkiem ręcznym o wzrastającym, w miarę postępu roboty, ciężarze (ryc. 3).

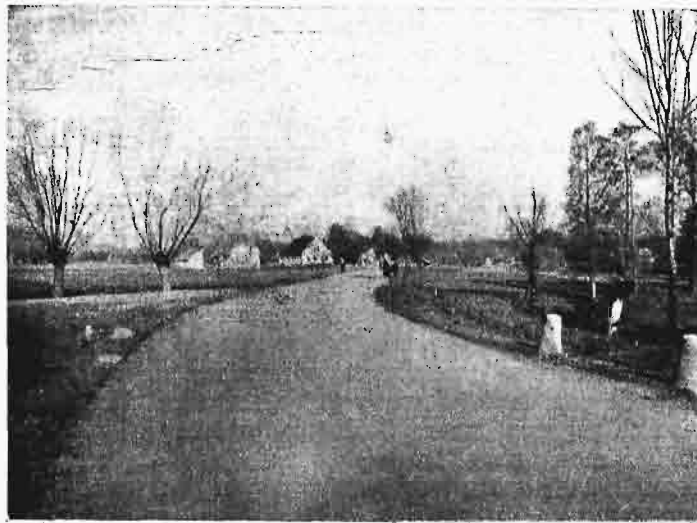
Walek taki, o średnicy około 1 m, szerokości płaszcza 40—50 cm, posiada początkowy ciężar 200 kg, który w trakcie roboty podwyższa się do 400, 600 i t. d. kg. w granicach możliwości pracy ręcznej. Naturalnie, jak przy każdym wałowaniu pracę rozpoczyna się od krawędzi jezdni ku środkowi. Operowanie tego rodzaju ręcznym wálkiem na zimno jest bardzo wygodne i nieutrudające robotników. Z reguły pracuje przy tem 2 lub 3 ludzi, którzy są w stanie zawałować dziennie jednym wálkiem 200—250 m^2 nawierzchni. Po ukończeniu wałowania ręcznego, należy puścić na nawierzchnię, celem lepszego skompromowania, wał motorowy, o ile możliwości tandemowy, przy czem pożądanem jest operowanie początkowo wálkiem lżejszym, przechodząc następnie zapomocą obciążników na typ cięższy.

W tem miejscu zwrócić należy uwagę na konieczność specjalnego traktowania obrzeży nawierzchni, oraz jej zetknięć z obiektami wbudowanymi w pokład drogowy, jak wloty kanałów i t. p. Zasadniczym bowiem postulatem dla tej nawierzchni jest równomierne zagęszczenie całości, co jednakże nie da się ani wálkiem ręcznym, ani też motorowym skutecznie przy powyższych wspomnianych obrzeżach. Z tego powodu stężanie w tych miejscach następuje z pomocą dołbi, oraz krótkich młotków, przez pobijanie aż do żądanej niwelety.



Ryc. 3.

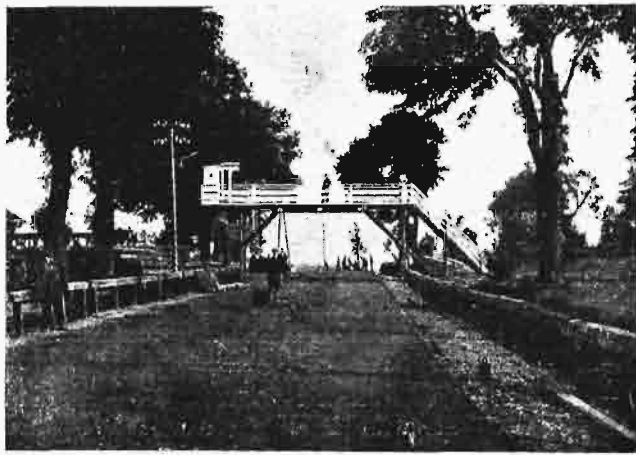
W ostatnich czasach ukazały się w handlu lekkie motorowe wálki o wale pojedynczym, które z korzyścią mogą być użyte przy nawierzchni komdrobitowej.



Ryc. 4.

Wykonana w ten sposób nawierzchnia jest bardzo czysta i równa, (ryc. 4 i 5 podaje gotową drogę Skoczów - Ustroń

oraz na Persenkówce obok Lwowa), nie mniej jednak w pierwszych okresach swego istnienia wykazuje pewną plastyczność pod naciskiem tak, iż koła ciężkich pojazdów, szczególnie w ciepłym okresie, pozostawiają na nich w pierwszych dniach dość silne ślady. Oddaje się ją natychmiast po wykonaniu do ruchu, przyczem przejeżdżające pojazdy wykonują dalsze prace zgęszczania pokładu, albowiem wiadomo, że koła pojazdów, szczególnie ciężarowych, wywołują często znacznie większy nacisk, aniżeli nawet bardzo ciężkie wały motorowe.



Ryc. 5.

Jest rzeczą szczególnie charakterystyczną, iż po raz przeprowadzonym skomprimowaniu nawierzchni, nie podlega ona w przyszłości wpływom temperatury i nie rozmiękcza się nawet w okresach bardzo gorących, co ją wybitnie dodatnio odróżnia pod tym względem od całego szeregu innych typów nawierzchni asfaltowych.

W początkowym okresie istnienia nawierzchni konieczną jest pieczołowita opieka nad nią, polegająca na tem, iż w pierwszym rzędzie należy ruch ciężkich pojazdów stosownie skierowywać, by nie używały stale jednego tylko śladu, następnie pewne nierówności, które początkowo okazywać się mogą, były natychmiast z pomocą stosownego ubijania usuwane. Wynika z tego do pewnego stopnia przesłanka, iż odbiór takiej nawierzchni powinien następować z reguły mniej więcej w okresie trzymiesięcznym po jej ukończeniu i oddaniu do ruchu.

Dobrze skomprimowana nawierzchnia wykazuje zaledwie 2—6% miejsc pustych¹³⁾, co jest efektem wprost doskonałym, przyczem skonstatowano również wypadki, iż ilość miejsc pustych ograniczała się zaledwie do 1/2% objętości¹⁴⁾.

Celem należytego uszczelnienia nawierzchni, następuje po jej wykonaniu, a jeszcze lepiej w pewien czas po oddaniu jej do ruchu, pociągnięcie powierzchni jakimkolwiek bitumem lub emulsją asfaltową. Do tego celu musi być nawierzchnia starannie oczyszczoną, a czas wybrany suchy, bezdeszczowy.

Rodzaj bitumu jest od pewnego stopnia obojętny, i mogą być użyte najrozmaitsze w handlu znajdujące się preparaty, jak olej antracenyowy, colas, bitumul, covabit itp. Pożądanem jest jednakże użycie tego rodzaju preparatów, któreby nie wpływały ujemnie na szorstkość nawierzchni komdrobitowej, będącą cenną cechą tego typu jezdni.

Ważną rzeczą jest również operowanie możliwie najmniejszą ilością bitumu do tego celu, by przez obfite zwilżenie nie rozmiękczała nawierzchni świeżej. Szczególnie dobrze do tego celu nadaje się colas, będący jednakże materiałem nieco za drogim, następnie znany powszechnie spramex. W ostatnich czasach zaczęto robić próby z wprowadzoną

¹³⁾ Inż. K. Berner: „Teersand und Teerfeinbeton“. Der Strassenbau Nr. 8/30.

¹⁴⁾ Dr. Dammann: „Sechs Jahre Essener-Asphalt“. Gesundheits-Ingenieur Nr. 16/27.

w handel emulsją magnon, kosztującą stosunkowo tanio i dopuszczającą 50% rozcieńczenia z wodą. Ilość bitumu potrzebnego do tego celu jest bardzo różną i waha się w granicach do 0,5 kg/m². Wreszcie należy dodać, iż z uwagi na zachowanie odpowiedniej szorstkości jezdni z korzyścią rozpoczęto stosowanie od tego celu emulsji maziowych.

Rozlewanie bitumu odbywa się od środka drogi, bądźto konwiami przy równoczesnym rozprowadzaniu go na całą nawierzchnię za pomocą grac gunowych, bądź też, w nowych urządzeniach, za pomocą specjalnych skrapiaczy, pracujących przeważnie pod ciśnieniem.

Z uwagi na wspomnianą powyżej konieczność zachowania odpowiedniej szorstkości jezdni, przysypuje się zwyczajnie rozprowadzony na powierzchni bitum cienką warstwą masy komdrobitowej z lekkim przywałowaniem. Były czynione również z dobrym skutkiem próby przysypywania jezdni zamiast masy komdrobitową miałem kamiennym 5—8 mm i przewałowywanie. Miał ten wciskając się w nawierzchnię pod wpływem wału, czynił ją jeszcze bardziej szorstką, aniżeli w warunkach normalnych¹⁵⁾.

Należy jeszcze wspomnieć, iż w ostatnich czasach dają się słyszeć zapatrywania¹⁶⁾ o zbędności zewnętrznego uszczelniania tej nawierzchni. Wykonane tym typem jezdnie we Francji, na konto należytości reparacyjnych, nie uszczelniano zupełnie, a główny powód opuszczenia tego zabiegu tkwił w tem, by nawierzchni nie pozbawiać rodzimej szorstkości, oddziaływującej bardzo dodatnio na szybki ruch samochodowy.

Dodać należy, że jakkolwiek bezsprzecznie wykonanie tej nawierzchni wypada najlepiej w czasie pogodnym o średniej temperaturze, to jednakże zmienne warunki atmosferyczne w czasie budowy zdają się mieć mały wpływ na nią. Miałem sposobność oglądania odcinka tego rodzaju nawierzchni w Wapienicy na Śląsku Cieszyńskim, wykonanego, wedle udzielonych mi objaśnień, w warunkach atmosferycznych bardzo przykrych, jesienią r. 1926 w okresie nagłego opadu śnieżnego, a pomimo tego stan jej znalazłem bardzo dobrym.

Nawierzchnia komdrobitowa jest niezmiernie dogodną tak dla ruchu zaprzęgowego, jakoteż motorowego; nie daje żadnego pyłu, a przejazd samochodem nawet z bardzo znacznymi chyżościami nie wywołuje żadnych przykrych objawów dla otoczenia. W pierwszych okresach, trwających zaledwie parę dni, uczuwa się nieco woń bitumiczną, która następnie zupełnie zanika tak, że i pod tym względem jest ona polecenia godną.

Dla nawierzchni o typie asfaltowym istnieją pewne trudności w zastosowaniu z uwagi na znaczną ich gładkość, niedopuszczającą do układania tych jezdni poza 1,5—2% spadku podłużnego. Natomiast nawierzchnia komdrobitowa jest znakomicie szarstka i chwytna, co przedstawia szczególnie walory dla ruchu samochodowego i może być bez jakiegokolwiek obawy układana nawet na spadkach dochodzących do 4%. Jest to moment szczególnie ważny dla niektórych ulic starych części miast¹⁷⁾, które często posiadają spadki nadmierne, a których złagodzenie jest zwykle ze względów lokalnych niemożliwe.

Z naciskiem jednakże należy jedno zaznaczyć. Jezdnia ta wymaga do swego istnienia ruchu, który, jak już wspomniano poprzednio, spełnia przy niej istotną pracę zagęszczania pokładu. Dlatego też układanie tej nawierzchni w partjach zupełnie martwych i ruchu pozbawionych, nie uważam za wskazane¹⁸⁾; może to brzmieć do pewnego

¹⁵⁾ Inż. F. Roth: „Dammann-Asphalt in Süddeutschland unter Verwendung von Asphaltbitumen“. Asphalt und Teer Nr. 25/29.

¹⁶⁾ Inż. H. Lesser: „Dammann Asphalt in Ostfrankreich“. Die Strasse Nr. 331.

¹⁷⁾ Inż. U. Seetzen: „Erfahrungen mit modernen Strassenbauweisen“. Bauamt u. Gemeindebau Nr. 27/29. Alte Städte — neue Strassen. Asphalt u. Teer Nr. 10/30.

¹⁸⁾ Do tej samej konkluzji dochodzi Inż. Zöllner w pracy swej p. t.: „Strassendecken aus Dammann-Asphalt für Kreislandstrassen“ ogłoszonej w Nr. 5/30, Asphalt und Teer.

stopnia jak paradoks, jednakże jest tak rzeczywiście, iż jezdni ułożonej w partji żywej i ruchliwej rokować można znacznie dłuższy okres istnienia, niżli analogicznej, położonej jednak na przestrzeni ruchu pozbawionej. Podobnie jak każda inna nawierzchnia maziowa lub asfaltowa, tak i ta nie nadaje się na miejsca postojowe dla dorożek samochodowych, albowiem ściekająca tam zwyczajnie z powodu większej lub mniejszej nie szczelności zbiorników benzyna, rozmiękcza wierzchnią część jezdni i przy większych rozmiarach doprowadzić może do silniejszych zniszczeń.



Ryc. 6.

Komdrobit może być również z korzyścią używany jako nawierzchnia chodnikowa przy grubości warstewki 1,5—2 cm.



Ryc. 7.

Ryc. 6 i 7 przedstawiają fragment chodnika komdrobitowego, wykonanego w r. 1928 w Krynicy.

Sposób wykonania chodnika nie różni się zupełnie od wykonania jezdni z wyjątkiem bardzo słabego fundamentu, którym będzie warstewka żwiru, lub gruzu ceglano, oraz grubości samej warstwy komdrobitowej.

Ważne byłyby daty odnoszące się do okresu istnienia raz wykonanej nawierzchni, aż do jej zupełnego zużycia. Otóż w tej mierze trudno jest wydać należyty osąd już choćby z tego powodu, że jest to nawierzchnia stosunkowo nowa.

Inż. Dr. Włodzimierz Burzyński.

O znanych i nieznanymi ograniczeniach stosowalności twierdzenia Menabrea-Castigliano.

Notatka niniejsza nie przedstawia dużej wartości — w całości bowiem jest nastrojona negatywnie. Sens jej leży w czem innym — w prostym zestawieniu pewnych szczegółów krytycznych, które — jak się zdaje — uszły uwagi dużej ilości autorów, posługujących się piękną zasadą Castigliano'a.

Faktem jest jednak, że najstarsze nawierzchnie tego typu wykonane jeszcze przed 10 laty, nie wykazują żadnej tendencji do ukończenia swego żywota. Jest to tem więcej objawem pocieszającym, iż nie ulega żadnej wątpliwości, że nawierzchnie później wykonane wykorzystywały błędy i doświadczenia uzyskane z nawierzchniami pierwszemi, że wskutek tego okres ich istnienia będzie bezsprzecznie dłuższy niżli jezdni pierwotnych.

Sprawy te rozwiąże definitywnie doświadczenie praktyczne na drogach, na co trzeba będzie jednakże jeszcze pewien okres czasu poczekać.

Pozostaje jeszcze do omówienia sprawa utrzymania tej nawierzchni, albowiem w okresie jej istnienia mogą powstać pewne objawy jej zużycia, które jak najszybciej opanować należy. Zużycie uzewnętrznia się dwojako, bądź to w formie lokalnych zagłębień, będących z reguły wynikiem albo nieodpowiedniego i mało starannego wykonania, albo też zanieczyszczeń masy komdrobitowej, ciałami obcemi w czasie budowy, bądź też w formie rys i pęknięć dowodzących ruchu w podłożu, lub też pewnych przesunięć samej nawierzchni.

Tak jedno jak i drugie niedomaganie nie jest niebezpieczne, musi jednak być możliwie szybko usunięte, albowiem pozostawienie tego rodzaju usterek bez naprawy doprowadza do zwiększenia się uszkodzeń.

Naprawa jest niezmiernie łatwą, a co najważniejsze i co jest również dodatnią cechą tej jezdni, nie przerywa zupełnie ruchu i nie wymaga sprowadzania żadnej większej aparatury. Polega ona na ostrokrawężnym wycięciu uszkodzonej partji, dokładnem oczyszczeniu wyciętego miejsca, następnie zaś na nałożeniu świeżej masy komdrobitowej i starannem ubiciu dobniami i młotkami. Pamiętać przy tem należy, iż z uwagi, że istotna komprymacja należy przy tym typie do ruchu, koniecznem będzie ułożenie w naprawionej partji masy z pewnym nadmiarem, który pozostać winien nawet po ubiciu młotkiem, a który w krótkim czasie zostanie zniwelowany przez ruch. Również pożądanem jest pociągnięcie naprawionej partji jakimkolwiek bitumem, celem uodpornienia jej przeciwko oddziaływaniu wody.

Nawierzchnia komdrobitowa zdobyła zagranicą bardzo szerokie uznanie w całym szeregu państw i zakres jej zasięgu powiększa się z roku na rok; również o ile mi wiadomo, wykonano jej w Polsce dość znaczną ilość na Śląsku, w Województwie warszawskiem i lwowskjem. Byłoby bardzo wskazanem, by z robót wykonanych w kraju ukazały się obszerniejsze monografie, albowiem tylko krytyczne rozpatrzenie dotychczas wykonanych prac, oraz pewna wymiana zdań pomiędzy fachowcami doprowadzić może w rezultacie do wyjaśnienia palącego pytania, które z dzisiaj stosowanych typów okażą się w pewnych warunkach lokalnych jako najkorzystniejsze. Nie wątpliwie nie będzie to typ jeden, lecz cały ich szereg w zależności od stawianych wymogów i najrozmaitszych okoliczności; poznanie zatem nietylko dodatnich stron poszczególnych nawierzchni, ale również i ujemnych, oraz ewentualnych błędów wykonania doprowadzi w rezultacie do wyjaśnienia wielu dziś jeszcze punktów spornych i przyczyni się do ugruntowania przeświadczenia w społeczeństwie, iż pieniądze publiczne, wydane na rozbudowę drogową użyte zostaną z korzyścią dla gospodarczego rozwoju kraju.

Samego twierdzenia dowodzi się bardzo prosto¹⁾. Już Clapeyron wykazał, że energja sprężystości Φ ciała, znajdującego się w równowadze pod danymi obciążeniami, jest równą połowie pracy sił zewnętrznych P_i , działają-

¹⁾ M. Bertrand de Fontviolant: „Le méthodes modernes de la résistance de matériaux“. Paryż 1920.

cych na przemieszczeniach składowych p_i od stanu zeroowego do końcowego, rozpatrywanego. Zatem:

$$\Phi = \frac{1}{2} \sum_i P_i p_i \dots \dots \dots (1)$$

Jest rzeczą niezwykle ciekawą, że przy dowodzeniu (1) nie zachodzi wogóle potrzeba robienia użytku z prawa linjowego Hooke'a. Innymi słowy twierdzenie Clapeyron'a jest niezależne od własności indywidualnych kontinuum materialnego. Natomiast wymaga się — przynajmniej w dotychczasowych wypadkach, — by przemieszczenia punktów ciała były wielkościami małymi (mianowicie w dowodzie egzystencji tej formy funkcji Φ , jakiej powszechnie w teorii sprężystości używamy).

Z pośród najrozmaitszych układów, do których odnosi się twierdzenie (1), wyodrębnimy w dalszym ciągu pewną kategorię specjalną, a mianowicie takie układy, w których przemieszczenie statyczne zależy linjowo od siły, je wywołującej. Do kategorii tej możemy oczywiście zastosować zasadę superpozycji skutków. W konsekwencji znajdziemy, że uogólnione przemieszczenie składowe p_i jest linjową jednorodną funkcją wszystkich uogólnionych sił P_i . Prawo powyższe wykazał pierwszy — zdaje się — Maxwell, jakkolwiek tylko dla układów o skończonej ilości punktów, stosując przy tem twierdzenie (1). Wypada od razu podkreślić, że prawo Maxwell'a nie jest wogóle identycznym z prawem Hooke'a; jest ono raczej dalekiem uogólnieniem prawa Hooke'a, jakkolwiek — o ile mi wiadomo — nie próbowano dotychczas wykazać, że obecność prawa Hooke'a jest tu wogóle konieczną. W każdym razie, jeśli układ o wspomnianej własności istnieje, to zasługuje on na pewne wyróżnienie; będziemy go krótko nazywać układem Clapeyron'a²⁾.

Wiążąc powyższą własność układu Clapeyron'a z twierdzeniem (1) widzimy, że energia odkształcenia Φ jest jednorodną kwadratową funkcją sił P_i . W myśl twierdzenia Euler'a o tego rodzaju formie będzie przeto:

$$\Phi = \frac{1}{2} \sum_i P_i \frac{\partial \Phi}{\partial P_i} \dots \dots \dots (2)$$

Wyrażenia (1) i (2) muszą się pokryć identycznie; przeto musi być:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial P_i} = p_i \dots \dots \dots (3)$$

czyli pochodna energii sprężystości względem uogólnionej siły jest równą uogólnionemu przemieszczeniu składowemu. Pod uogólnioną siłą rozumieć należy siłę skupioną, moment pary sił i t. p. Uogólnionem przemieszczeniem w tej samej kolejności jest przesunięcie, obrót i t. p. Ostatnie wyrażenia, zaczerpnięte z terminologii mechaniki ciała sztywnego dają dużo do myślenia; wyjaśnienie znajdzie się w odpowiednim miejscu tej notatki. Dla zupełności wreszcie dodajmy, że powiedzenie „przemieszczenie składowe“ wyjaśnia, iż na myśli mamy tylko tę część odnośnego przemieszczenia całkowitego, która odpowiada kierunkowi przyczyny; ostatnie jest jasnym z definicji pracy tkwiącej w (1).

Równanie (3) wyraża zasadę Castigliano'a. W wypadku, gdy $p_i = 0$, podaje równość:

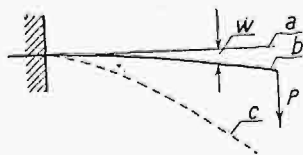
$$\frac{\partial \Phi}{\partial P_i} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

zasadę Menabrea'y. W swej szczególnej formie kryje jednak (4) pewne dodatkowe uogólnienie; mianowicie twierdzenie powyższe pozostaje ważnym i wtedy, gdy P_i jest uogólnioną siłą wewnętrzną. Wywodzenie (4) z (3) jest silnie krzywdzące; w ten sposób bowiem staje się (4) szczególnym tylko wypadkiem (3). Bez wątpienia tak jest; z drugiej jednak strony nie sposób nie zauważyć, że w ten sposób traci się w twierdzeniu Menabrea'y dość

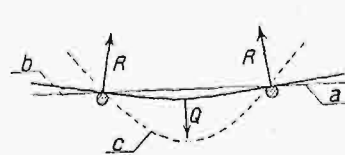
ogólną zasadę przyrodniczą minimum energii sprężystości jako funkcji sił. To naczelne znaczenie równania (4) można dodatkowo dość prosto wykazać; sprawa ta nie należy jednak do treści artykułu.

Przechodzimy do rozpatrzenia zapowiedzianych tytułem ograniczeń ważności zasady Menabrea'y - Castigliano'a. W literaturze technicznej podaje się zazwyczaj jako wskaźnik ważności omawianego twierdzenia spełnienie kilku żądań, które możnaby krótko określić warunkiem niezmienności działania sił. Warunek ten, zwany także — zapewne w ciaśniejszym znaczeniu — zasadą niezależności działania sił (n. p. u Timoszenki), nie może się — teoretycznie rzecz biorąc — spełnić nigdy; przeczyłoby to bowiem zasadzie przyczynowości. W bardzo dużej jednak ilości zagadnień technicznych warunek ten spełnia się z przybliżeniem odpowiadającym dokładności tego rodzaju obliczeń. Wyjaśnimy to na całym szeregu przykładów.

1. Przemieszczenia punktów układu muszą być małe w porównaniu do wszystkich jego wymiarów w tem znaczeniu, że wielkości rzędu $\left(\frac{d}{l}\right)^2$ można pominąć w porównaniu do wielkości rzędu $\frac{d}{l}$ względnie w porównaniu do jednostki, przyczem d i l wyrażają najmniejszy i największy wymiar badanego układu. Taki wypadek zachodzi n. p. dla zagadnienia, naszkicowanego na rys. 1, gdzie ugięcia w pierwotnie prostej osi a pręta są dla postaci b małe w znaczeniu scharakteryzowanym. Wyobraźmy sobie, że tak w rzeczywistości jest, to nietrudno zauważyć, że przechodząc z położenia b w postać c n. p. przez stosowanie metody kolejowych przybliżeń — przyjęta zależność linjowa między w i P musi ustąpić miejsca zależności kolejno kwadratowej, sześcienniej i t. d. Przyczyny wewnętrzne deformacji układu zależeć już będą od skutków przez siebie wywołanych; pozatem zmieniają one swój charakter jakościowy (przybędzie n. p. siła podłużna). Z wy-



Rys. 1.



Rys. 2.

łączonych powodów do teorii „cienkich“ prętów Kirchhoff'a zasady Castigliano'a stosować nie można, mimo, że ta teoria opiera się o podstawowe wyniki teorii klasycznej (proporcjonalność krzywizny do momentu zginającego, kąta skręcenia do momentu skręcającego i t. p.).

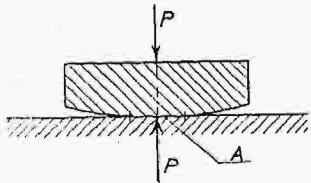
2. Założenie małych przemieszczeń jest niekiedy identyczne z żądaniem, by pierwotne punkty podparcia nie przesuwały się względem układu. Rys. 2. przedstawia tego rodzaju ewentualność; z powodu dużych przemieszczeń postaci c , różne punkty układu mogą kolejno stać się punktami podparcia; poza szczegółami omówionymi pod 1. może tu mieć miejsce zmiana kierunków reakcyj R .

3. Ilość punktów podparcia nie może ulegać zmianie, t. zn. ilość podpór nie może ubywać ani przybywać. Jeśli n. p., szynę kolejową uważać będziemy za belkę podpartą sprężystością na progach, to wciągnąwszy większą ilość podpór w rachunek często możemy się spotkać z przykrym faktem, że dla określonego obciążenia pewna ilość reakcyj automatycznie otrzyma znak ujemny. Fakt ten jest oczywiście niemożliwy, jeśli zważymy, że podpory spoczywają na materiale — mimo podbicia progów — sypkim; wypada przeto przyjąć, że pewna część szyny podniesie się bez żadnego ze strony podłoża sprzeciwu. Nieciągły charakter powyższego problemu odrzuca zastosowanie zasady Menabrea'y - Castigliano'a, ba — nie po-

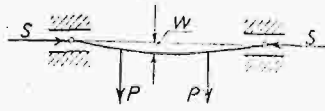
²⁾ Propozycję tej nazwy znaleźć można w pracy: M. T. Huber: „Kryteria stałości równowagi...“ Akademia Nauk Technicznych, Zeszyt 3, rok 1926.

zwolili on dotychczas wogóle na ustawienie poprawnej i ogólnej teorii obliczenia nawierzchni. Sprawa znacznie się upraszcza, gdy zjawisko ma charakter ciągły, więc n. p. gdy przyjmujemy, że szyna podparta jest w stanie nieobciążonym wzdłuż całej swej długości w sposób ciągły. Rozwiązanie tego rodzaju ciekawego zagadnienia istnieje³⁾; oczywiście zasada omawiana nie może tu również mieć zastosowania, albowiem długość podparcia w stanie obciążonym jest zależną właśnie od obciążenia. Z ciągłą zmianą podparcia mamy również do czynienia w słynnej teorii Hertz'a. Jeśli dwa ciała n. p. jak na rys. 3. stykają się ze sobą wskutek wzajemnego nacisku P , to ten ostatni działa na polu zetknięcia A , zależnym od wielkości P ; z wzrostem P rośnie w sposób ciągły powierzchnia podparcia A — w konsekwencji problem ów uchyla się od rozwiązania zasadą Castigliano'a.

Dla uniknięcia nieporozumień wypada tu wspomnieć o pewnym pozornym wyjątku, jaki ma miejsce, gdy zmiana ilości podpór da się z góry ustalić i w rachunku jest z góry przewidziana. Gdy długą lekko wygiętą belkę n. p. żelazno betonową opuszczamy na podpory do jej kształtu niedostosowane (przypuśćmy celem wyrównania momentów zginających), to w pewnej chwili belka osiądzie tylko na dwóch łożyskach, a dopiero po drobnym



Rys. 3.



Rys. 4.

odkształceniu spocznie ona na wszystkich w rachubę wziętych podporach. Oczywiście, że jest to wyjątek pozorny, albowiem w tym wypadku tylko stan końcowy faktycznie był brany pod uwagę, jako przypadek belki ciągłej na „nierówno wysokich“ podporach. Omawiane twierdzenie może tu być z korzyścią użyte.

4. Na charakter działania pewnej ilości sił układu nie mogą wpływać siły pozostałe. Że tak może wogóle być wykazano w ustępie 1 i 2; powodem takiej ewentualności były nadmierne przemieszczenia. Można jednak podać przykłady, gdzie przemieszczenia są małe, a wypadek zależności działania sił zachodzi. W sytuacji jak na rys. 4. siły S wywołują przy odrzuceniu obciążeń P wyłącznie siłę podłużną w dowolnym przekroju pręta prostego. Przy działaniu wszystkich obciążeń, wywoła S obok wspomnianej siły podłużnej jeszcze i moment zginający nadto drobną siłę poprzeczną. Oczywiście zasada dodawania (w dowolnym porządku) skutków upada tutaj, a tamsamem twierdzenie Castigliano'a, na tej zasadzie oparte.

Ale i po odrzuceniu sił P , zakres zastosowania twierdzenia (3) jest ograniczony. Wystarczy, by S przekroczyło chociażby nieznacznie krytyczną wartość obciążenia, a zasada omawiana staje się bezużyteczną z powodu pojawiającego się wygięcia. Będzie tak wogóle przy wszystkich zmianach stałej postaci równowagi.

Oczywiście można podać cały szereg innych konkretnych wypadków, w których upada zastosowanie zasady Menabre'y-Castigliano'a z punktu widzenia warunku niezmienności działania sił; przypuszczam, że dotychczasowe oświetlenie tego warunku jest wystarczające.

To, o czym obecnie będzie mowa nie ma wyraźnego charakteru ograniczenia; dotyczy to raczej samego mechanizmu stosowania twierdzeń (3) i (4). Jest rzeczą samo przez się zrozumiałą, że podstawą wszelkich rozważań statycznych muszą być warunki równowagi; warunki te

muszą być spełnione i przy stosowaniu dyskutowanej zasady. W wypadku ważności twierdzenia (4) są równania równowagi poprostu t. zw. warunkami ubocznymi zagadnienia ekstremum formy Φ jako funkcji sił. Te zrozumiałe uwagi wymagają nieco bardziej szczegółowego omówienia.

W równania równowagi wchodzi — jak wiadomo — wszystkie (uogólnione) siły zewnętrzne, t. j. obciążenia i odpory względnie te siły wewnętrzne, które dzięki wyodrębnieniu pewnej części rozpatrywanego układu nabrały charakteru sił zewnętrznych. Pod obciążeniami należy rozumieć faktyczne siły obciążające i wielkości hyperstatyczne, t. j. te wielkości, po usunięciu których układ staje się izostatycznym. Jeśli w tym sensie zdefiniujemy sytuację, to warunki równowagi będą równaniami uzależniającymi reakcje od obciążeń, zaś owe uogólnienie obciążenia będą — rzecz jasna — wielkościami wzajemnie od siebie niezależnymi; jako takie musimy je zawsze traktować, nawet wtedy, gdy ewentualna zależność nie ulega wątpliwości. Na ten właśnie szczegół — zresztą ogólnie znany, ale i często zapominany — chciałem obecnie zwrócić uwagę.

1. Przeoczenie powyższego żądania może doprowadzić do rażącego błędu. Jeśli chcemy wyznaczyć całkowite przesunięcie punktu zaczepienia siły P dla pręta, jak na rys. 5., to musimy zrezygnować z rezultu $\frac{d\Phi}{dP}$, bo

ten określi nam tylko część składową tego przesunięcia.

Rozłożymy przeto P na składowe P_x i P_y i temi wyrazimy energję $\Phi = \Phi(P_x, P_y)$. W ten sposób $\frac{\partial \Phi}{\partial P_x} = u$ określi nam prze-

sunięcie wywołane przez P_x i P_y , czyli krótko przez P — w kie-

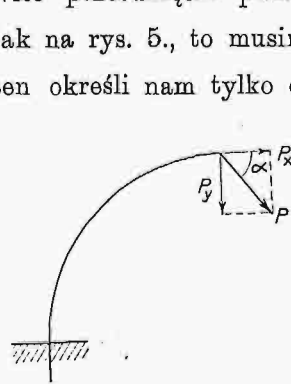
runku P_x i podobnie $\frac{\partial \Phi}{\partial P_y} = v$

będzie pomieszczeniem w kierunku P_y i to wywołanem obu składowymi przyczynami. Prze-

sunięcie całkowite wynosi $\sqrt{u^2 + v^2}$. Przy różniczkowaniu funkcji Φ musi się absolutnie zapomnieć o istniejącej zależności $P_x \sin \alpha = P_y \cos \alpha$, albowiem nie jest ona warunkiem równowagi badanego układu. Zależność powyższą uwzględnić należy dopiero w rezultatach końcowych kładąc $P_x = P \cos \alpha$, $P_y = P \sin \alpha$. Wyjaśnienie zupełne takiego postępowania jest nieco okrutne. Powyższy sposób postępowania prowadzi do bezpośredniego celu z tego powodu, że w miejscu badanym faktycznie działa siła. Gdyby chodziło o przemieszczenie u i v innych punktów osi pręta, to musielibyśmy tam chwilowo przyjąć fikcyjne siły w kierunkach u i v . Wiążąc tę uwagę z poprzednią operacją widzimy, że rozwiązanie wyżej naszkicowanego zagadnienia leży w rozszerzeniu układu P o fikcyjne, najzupełniej dowolne, a zatem rzeczywiście od siebie niezależne, siły X i Y , obliczeniu energii Φ za pośrednictwem rachunkowo wygodnych wielkości $X + P \cos \alpha$ i $Y + P \sin \alpha$, różniczkowaniu $u = \frac{\partial \Phi}{\partial X}$ i $v = \frac{\partial \Phi}{\partial Y}$, w którym zależność $P \cos \alpha \cdot \sin \alpha = P \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ faktycznie odpada, a wreszcie w założeniu końcowem $X=0$ i $Y=0$, uzgadniającem stan rachunkowy z rzeczywistym. Jest jasnym, że wyniki obu rozwiązań będą identyczne.

Inny przykład stanowić może układ kilkakrotnie statycznie niewyznaczalny; zastosujemy wtedy do niego metodę (4). Nieodpowiedni rozdział figurujących w warunkach równowagi wielkości na obciążenia i reakcje — szczególnie przy wielokrotnej niewyznaczalności — może doprowadzić często do nadmiaru zależności, rzeczywiście nieistniejących. Rzecz jasna, że doprowadzi to do rażącego błędu. Istotnie: jeśli zagadnienie jest n. p. czterokrotnie hyperstatyczne, to nadmierne uwzględnienie

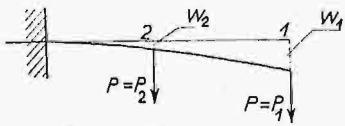
³⁾ K. Wieghardt: „Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage“. Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech. 1922.



Rys. 5.

wzajemnych zależności obniżałoby a priori ilość wielkości nadliczbowych niezgodnie z prawdą.

2. Odrzucenie żądania wzajemnej niezależności obciążeń doprowadzić często może do rezultatu nieoznaczonego lub dwuznacznego. Przypuśćmy, że na pręt jak na

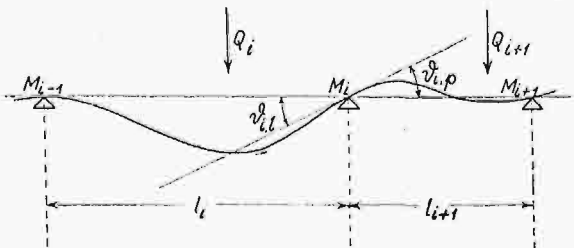


Rys. 6.

rys. 6. działają dwie równe siły P w miejscach 1 i 2. W tym wypadku jest z pewnością $\Phi = \Phi(P)$. Jednakże rezultat $\frac{d\Phi}{dP}$ nie ma dla nas

żadnego znaczenia; nie daje on bowiem ani ugięcia w_1 , ani też w_2 , lecz ich sumę $w_1 + w_2$. Pytamy, ile właściwie wynoszą przemieszczenia w_1 i w_2 . Otóż powyższe nieporozumienie leży w milczącym przyjęciu dla obu obciążeń zależności $P=P$. Unikając go obciążymy układ dwiema niezależnymi siłami P_1 i P_2 w tych samych miejscach 1 i 2. Wtedy będzie $\Phi = \Phi(P_1, P_2)$ a stąd poszukiwane ugięcia $w_1 = \frac{\partial \Phi}{\partial P_1}$ i $w_2 = \frac{\partial \Phi}{\partial P_2}$, przyczem w rezultatach końcowych dopiero wstawimy $P_1 = P_2 = P$ zgodnie z żądaniem tematu.

3. Nieodpowiednie postępowanie w dyskutowanym sensie może często nie doprowadzić wprawdzie do żadnego namacalnego błędu, ale znacznie sytuację utrudnić i zagmatwać. Oto przykład: Wiadomem jest, że równanie Bertot'a-Clapeyron'a, czyli t. zw. równanie trzech momentów M_{i-1}, M_i, M_{i+1} belki ciągłej można wyprowadzić w rozmaite sposoby n. p. przez przyrównanie kątów $\vartheta_{i,i} = \vartheta_{i,p}$ osi odkształconej po lewej i prawej stronie i -tej podpory (rys. 7). Porządkując ową równość znajdziemy



Rys. 7.

poszukiwane równanie w znanej powszechnie formie, którą tu dla zwięzłości wyrazimy krótko schematem:

$$[M_{i-1}, M_i, M_{i+1}] = U_i \dots \dots \dots (5)$$

gdzie U_i zależne jest od obciążeń Q_i, Q_{i+1} przesyłających z i -tą podporą. Przypuśćmy, żeśmy na tej drodze znaleźli związek (5). Do równania tego można jednak dojść — jak wspomniano — i w inny sposób, więc n. p. stosując zasadę Menabrea'y w formie:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial M_i} = 0 \dots \dots \dots (6)$$

Faktycznie tak będzie, jeśli będziemy pamiętać o tem, że momenty $\dots, M_{i-1}, M_i, M_{i+1}, \dots$ są jako wielkości hyperstatyczne (uogólnienie obciążenia) wzajemnie od siebie niezależne. Jeśli o tem zapomnimy i w wykonaniu (6) będziemy inną drogą uzyskane (5) uważać za równanie, określające wzajemną zależność momentów podporowych, to zamiast równania Bertot'a-Clapeyron'a uzyskamy w ten sposób równanie zawierające pięć momentów. Równanie to — dokładnie nazywając — błędem nie będzie; przy bliższym rozpatrzeniu okaże się, że ma ono budowę następującą:

$$\begin{aligned} & -\frac{2}{l_i} \cdot [M_{i-2}, M_{i-1}, M_i] + \frac{1}{l_i + l_{i+1}} \cdot [M_{i-1}, M_i, M_{i+1}] - \\ & -\frac{2}{l_{i+1}} \cdot [M_i, M_{i+1}, M_{i+2}] = -\frac{2}{l_i} U_{i-1} + \frac{1}{l_i + l_{i+1}} U_i - \\ & -\frac{2}{l_{i+1}} U_{i+1} \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

Krótko mówiąc równanie (7) powstało z dodania trzech równań typu (5), pomnożonych stronami kolejno przez czynniki $-\frac{2}{l_i}, \frac{1}{l_i + l_{i+1}}, -\frac{2}{l_{i+1}}$. Oczywiście — z prawdziwości (5) wynika prawdziwość (7), jakkolwiek nie naodwrot. Równanie (7) nie jest przeto błędem w pełnym tego słowa znaczeniu, ale poprawnym ono też nie jest; zresztą, kto zechce używać równania pięciowyrazowego, gdy z tem samym powodzeniem może użyć równania trójwyrazowego?

Przykładów tego rodzaju można podać dość dużo, chociażby już na temat belki ciągłej. W naszkicowany sposób można n. p. dla belki na sprężystości poddających się i skracających się podporach uzyskać dwa równania ogólne po ośm momentów, gdy tymczasem powinny one zawierać tylko sześć momentów. Podana ilustracja jest wystarczającą.

Mimo swej przejrzystości kryje w sobie utarty sposób stosowania zasady Menabrea'y-Castigliano'a pewne niejasności. Wyjaśnimy to na dwóch przykładach. Pierwszy z nich można znaleźć prawie w każdym obszerniejszym podręczniku wytrzymałości materiałów.

Niech — dla prostoty — symetryczny płaski łuk dwuprzegubowy będzie w dowolny sposób obciążony; wtedy składowe pionowe reakcyj dadzą się wyznaczyć z dwóch warunków równowagi, a wspólną składową poziomą H uważać należy za wielkość nadliczbową. Stosownie do podanych już wyjaśnień udzielamy jednej podporze jednego stopnia swobody, uważamy H za dodatkowe obciążenie, w konsekwencji znajdujemy energję Φ

i wreszcie przesunięcie $\frac{\partial \Phi}{\partial H}$. Ten sposób postępowania ogólnie jest przyjęty; ogólnie też rozumuje się dalej tak: Należy H dobrać tak, by było $\frac{\partial \Phi}{\partial H} = 0$, albowiem w rzeczywistości podpora oswobodzona jest przecież nieprzesuwną. Jest to zupełnie jasne i przemawia do przekonania; pójdźmy jednak krok dalej. Spotkamy się zaraz z przykładem dodatkowym: Ile mianowicie wynosi H , jeśli założymy, że łuk podlega równomiernemu podwyższeniu temperatury o $t^\circ C$. I tutaj H jest wielkością nadliczbową i tu pozwala się przeto jednej podporze na swobodę ruchów w jednym kierunku i rozumuje się dalej tak: Z powodu równomierności zmiany temperatury łuk pozostanie geometrycznie podobnym do swego kształtu początkowego. W szczególności na oswobodzonej podporze nie znajdziemy przesunięcia w kierunku pionowym ani też zmiany nachylenia stycznej, natomiast skonstatujemy przemieszczenie poziome $\delta = \alpha t l$, jeśli l oznacza rozpiętość łuku, zaś α współczynnik rozszerzalności termicznej. Jeśli przeto Φ^* oznacza energję sprężystości układu, to należy H dobrać tak, by akurat było $\frac{\partial \Phi^*}{\partial H} = \delta$ — od siebie dodajemy — mimo, że i tym razem podpora jest w rzeczywistości nieruchomą.

Inny przykład wyglądać może następująco: Wyznaczyć równanie trzech momentów belki ciągłej na podporach równo wysokich metodą Menabrea'y-Castigliano'a. Rozumujemy tak: Wielkościami hyperstatycznymi niech będą momenty podporowe M_i ; za pośrednictwem ich możemy określić Φ . Lecz M_i są wielkościami wewnętrznymi; według uogólnienia (4) musi przeto być $\frac{\partial \Phi}{\partial M_i} = 0$, a stąd poszukiwane równanie. Jako pewnego rodzaju uzupełnienie rozpatruje się dodatkowo zazwyczaj przypadek, w którym podpory leżą w nierównej wysokości tak, że ciężkiy podporowe tworzą między sobą pewien drobny kąt np. δ_i na i -tej podporze. I tutaj wyrazić można momentami podporowymi M_i energję Φ^* i tu tworzy się pochodną cząst-

kową $\frac{\partial \Phi^*}{\partial M_i}$, lecz równanie trzech momentów wywodzi się z założenia $\frac{\partial \Phi^*}{\partial M_i} = \delta_i$ — mimo, że i tym razem M_i było przecież wielkością wewnętrzną.

Dla uniknięcia nieporozumień odrazu w tym miejscu uprzedzimy, że bezwzględnie postępowanie naszkicowane w powyższych dwóch przykładach nie prowadzi do żadnego błędu. Nie da się jednak zaprzeczyć, że widoczna różnorodność postępowania wymaga ścisłego wyjaśnienia. Przecież w obu alternatywach była podpora łuku stała, w obu też możliwościami było M_i wielkością wewnętrzną; dlaczegóż raz była mowa o przemieszczeniu zerowym, a drugi raz o różnym od zera?

Wyjaśnienie jest tak proste, że — możliwe — właśnie z tego powodu nigdzie go nie można znaleźć. Otóż Φ^* nie jest całkowitą energią sprężystości, natomiast jest nią Φ . Zauważmy następujące: O istnieniu funkcji o charakterze energii sprężystości Φ wnioskujemy z egzystencji jej różniczki zupełnej⁴⁾. Całkę odnośnej funkcji można zawsze uzupełnić stałą całkowania. Ponieważ w rachubę zawsze wchodzi różnica wartości energii między stanami końcowym i początkowym, przeto stała owa odpada. Innymi słowy — możemy za stałą przyjąć wartość dowolną; przyjęło się, że obieramy dla niej wartość zerową. Jest to zupełnie dopuszczalne, o ile faktycznie owa „stała“ na to miano zasługuje — o czym właśnie często się zapomina. Przyjęło się mianowicie, że za stan początkowy czyli zerowy uważa się stan nieobciążony w dosłownym tego słowa znaczeniu; otóż tak nie zawsze jest.

Wyobraźmy sobie wypadek następujący: Końce nieodmkniętego płaskiego kabłąka o odpowiednim kształcie zmuszamy do zetknięcia się i spawamy je tak, że powstały w ten sposób kołowy pierścień można traktować za jednolity układ sprężysty. Obok tego „sztucznego“ pierścienia wyobraźmy sobie drugi z identycznego materiału, o tych samych wymiarach, lecz sporządzony „naturalnie“. Dla kogoś nieznającego historii powstania obu pierścieni będą one układami identycznymi. Ale obciążmy dokładnie tak samo oba ciała; oczywiście — stany przemieszczenia obu, a w każdym razie stany napięcia będą wogóle różne. Rzecz jasna — zamknięty kabłąk posiadał już w stanie nieobciążonym pewną energią i to nie dowolną, lecz zależną od dokonanego na nim przemieszczenia.

Podobnie przedstawia się sprawa w niedawno cytowanych przykładach. Całkowita energia w alternatywach drugich wynosi tam $\Phi = \Phi_0 + \Phi^*$, przyczem Φ_0 oznacza energję nagromadzoną między stanami zerowym i nieobciążonym, zaś Φ^* resztę t. j. energję nagromadzoną między stanami nieobciążonym i końcowym. Za Φ_0 można przyjąć stałą dowolną, a zatem i zwyczajowe zero tylko wtedy, gdy stan początkowy (zerowy) jest identyczny ze stanem nieobciążonym. Jak wykazałem — nie zawsze tak jest.

Nasuwa się oczywiście pytanie — jak i czy należy poprawić dotychczasowy sposób postępowania. Na pierwszą część już odpowiedziano: Należałoby energję Φ^* uzupełnić odnośnym dodatkiem Φ_0 . Wtedy zasada najmniejszości energii (4) przybiera postać:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial P} = \frac{\partial \Phi_0}{\partial P} + \frac{\partial \Phi^*}{\partial P} = 0. \quad (8)$$

Podobnie rozszerzy się i ogólna zasada Menabrea'y-Castigliano'a. Na pytanie „czy“ — można odpowiedzieć, że poprawka odnośna nie jest koniecznie potrzebna, skoro tradycyjny sposób nie prowadzi do błędu. Istotnie też widzimy, że (8) prowadzi do równania:

$$\frac{\partial \Phi^*}{\partial P} = \delta, \quad (9)$$

jeśli:

$$\delta = - \frac{\partial \Phi_0}{\partial P}. \quad (10)$$

Równanie (9) z różną od zera prawą stroną jest jednak zasadą Menabrea'y t. j. minimum energii. Właśnie z warunku (9) korzystano w dwóch naszkicowanych przykładach. Poza to δ da się zwyczajnie szybko obliczyć z prostych rozważań geometrycznych, zaś najczęściej do obliczenia Φ_0 będzie już δ potrzebne. Z tego powodu zapewne (9) przedstawia większą szybkość w obliczeniach konkretnych aniżeli (8). W każdym razie niejednolitość postępowania znalazła tu poprawne wyjaśnienie.

Szczegół, który mamy zamiar obecnie omówić jest chyba najprostszym ze wszystkich tu poruszanych. Ograniczenie ważności albo raczej bezwartościowość zasady Menabrea'y-Castigliano'a nie jest w tym wypadku wogóle znana. Przeciwnie twierdzenie omawiane jest tu stale stosowane i nadużywane i stale też prowadzi do błędu. Niestety — im sprawa jest prostsza tem dłuższego zwykle wymaga wyjaśnienia. Tym razem dla uniknięcia nieporozumień musimy przed przystąpieniem do rzeczy istotnej określić w pierw ogólną różnicę między t. zw. rozwiązaniem ścisłym a praktycznym (technicznym) zagadnień teorii sprężystości.

Pod wpływem obciążeń P względnie i innych dodatkowych przyczyn dowolny punkt (x, y, z) układu doznaje przemieszczeń (u, v, w) ; obciążenia wywołują mianowicie stan napięcia t. j. ciągnięcia σ i ścinania τ wszystkich elementów tak, że znajdują się one w stanie odkształcenia t. zn. doznają zmian długości ε i kierunków γ . Określonym przyczynom zewnętrznym w rodzaju P odpowiadają jednoznacznie określone u, v, w . Żeby tak naprawdę było muszą być spełnione warunki równowagi, prawa wiążące składowe obu stanów (n. p. prawo Hooke'a), nadto warunki brzegowe zagadnienia. Żeby poza to u, v, w były dokładnie możliwe muszą być spełnione t. zw. warunki nierozdzielności sąsiadujących elementów⁵⁾. W przeważającej ilości zagadnień technicznych (t. zw. wytrzymałości materiałowej) poprzestajemy na takim rozwiązaniu, w którym przedewszystkiem spełnione są trzy pierwsze wymogi; że właśnie trzy pierwsze, a nie trzy inne — to ma to oczywiście pewne uzasadnienie; nie ma potrzeby tej sprawy tu wyjaśniać. W każdym razie — ściśle rzecz biorąc — stwarzamy w ten sposób rozwiązanie, które właściwie są niemożliwe. W większości jednak wypadków okazało się, że uzyskane rozwiązanie techniczne różni się od ścisłego bardzo nieznacznie, albowiem wprawdzie lokalne wartości u, v, w nie są dokładnie możliwe, ale zato ich przeciętne wartości najczęściej czynią zadość warunkom nierozdzielności.

Powyższe poprzemy kilku przykładami. I tak korzystamy n. p. w teorii zgięcia prętów prostych z założenia, że krzywizna osi jest proporcjonalną do momentu zginającego (Bernoulli-Euler). Tymczasem można wykaazać, że już w wypadku, gdy obciążenie belki jest równomiernie rozłożone wzdłuż jej długości, założenie powyższe nie spełnia się; atoli odnośna różnica jest rzędu $\left(\frac{d}{l}\right)^2$, gdzie d oznacza wymiar poprzeczny przekroju, a l długość pręta — da się przeto z korzyścią rachunkową w porównaniu do jednostki pominąć. Podobnie okazuje się, że nawet w tych wypadkach obciążeń, w których założenie Bernoulli'ego-Euler'a ściśle się spełnia, płaskie przekroje pręta nie pozostają po przemieszczeniu płaskimi (Navier)

⁵⁾ T. zw. *conditiones compatibilitatis*. H. Jewniewicz („Teoria sprężystości...“, Warszawa 1910) stosuje nazwę „warunki jednoczesności odkształceń“. Nazwa ta nie oddaje fizycznego znaczenia odnośnych równań i mówi raczej o matematycznym ich sensie, tkwiącym w tem, że istnieje możliwość niesprzecznego równoczesnego istnienia sześciu wzajemnie od siebie niezależnych wyrażeń, utworzonych z pochodnych cząstkowych tylko trzech funkcji.

⁴⁾ W. Thomson (Kelvin): „Quart. Journ. of Math. vol. 5, 1855. Mathematical and Physical Papers by Sir William Thomson“, vol. 1., Cambridge 1882.

i to nawet wtedy, gdy pod uwagę weźmiemy — o ile się to wogóle da wyodrębnić — tylko ten wpływ, który pochodzi od momentu zginającego, a nie od siły poprzecznej. Lecz i tutaj poprawki klasyczne są wyżej wymienionego rzędu i dadzą się pominąć. Nota bene w ostatnim wypadku pominięcie wspomniane nie może w rachunkach technicznych wogóle doprowadzić do błędu, bo tam zajmujemy się z reguły tylko osią pręta; a właśnie szczęście chciało, że — po odrzuceniu szczegółów klasycznej teorii — założenie niezmiennego płaskości przekroju prowadzi akurat do związku proporcjonalności M i $\frac{1}{\rho}$. Co się tyczy

stanu napięcia, to wynikające z naszkicowanych prostych założeń prawo liniowego rozkładu naprężeń podłużnych σ spełnia się ściśle w teorii sprężystości; w rozwiązaniu technicznym nie popełniamy przeto w tym kierunku żadnego błędu. Pewne dodatkowe pominięcia n. p. naprężeń lokalnych, ich wpływu na krzywiznę osi i t. p. są najczęściej bez znaczenia; z niektórymi wpływami nawet teoria ścisła nie dała sobie rady. Istnieje i rozwiązanie techniczne rozkładu siły poprzecznej wzdłuż przekroju. Trzy pierwsze założenia łącznie z pewnymi narzucającymi się uproszczeniami „przeciętnymi“ pozwoliły do składowej σ dostosować i składową τ . Odpowiadające takiemu rozwiązaniu przemieszczenia u, v, w wskazują wprawdzie na spaczenie przekroju, ale nie czynią zadość warunkom współistnienia. Mimo tego okazuje się, że tylko w rzadkich wypadkach, dla których pozatem rozwiązania zupełnie ścisłego często nie posiadamy, dochodzimy do widocznego błędu. Zależy to pozatem od kształtu przekroju i od własności indywidualnych materiału. Tak n. p. — nie wiem, czy ogólnie jest wiadomem, że — rozwiązania przybliżone i dokładne dla przekroju prostokątnego pokrywają ściśle ze sobą, jeśli stała Poisson'a znika ($\mu=0$). Podobnie bezbłędnie okazuje się rozwiązanie dla koła i elipsy, gdy $\mu=\frac{1}{2}$. Że zaś wogóle jest $0 \leq \mu \leq \frac{1}{2}$, przeto najwidoczniej rzadko spotykamy się z błędem rażącym; pozatem leży on nie tyle w wartości naprężenia, co w określeniu jego położenia.

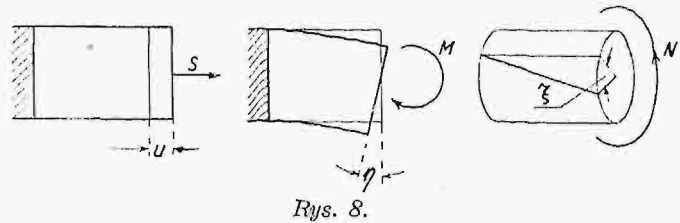
Resumując powyższe możemy stwierdzić, że w dużej liczbie zagadnień praktycznych można zrezygnować z warunków nierozdzielności. Właśnie o uniknięcie nieporozumień na ten temat nam chodziło; takie właśnie rozwiązanie nazywać będziemy w dalszym ciągu krótko rozwiązaniem. Ba — okaże się za chwilę, że w odniesieniu do zasady Menabrea'y-Castigliano'a musimy nawet tak zrobić; w przeciwnym bowiem wypadku zasada ta straci wogóle sens — a w każdym razie tak się stanie w większości wypadków.

Jeśli na ciało o dowolnym kształcie działa układ sił pozostających w równowadze (zresztą i w sensie zasady bezwładności), to punkty (x, y, z) tego ciała doznają przemieszczeń $u=u(x, y, z)$, $v=v(x, y, z)$, $w=w(x, y, z)$. Wykonajmy przez ciało jakiś przekrój n. p. $ax+by+cz+d=0$; działanie jednej z części odrzuconej na pozostałą możemy według prawideł redukcji zastąpić trzema siłami składowymi i trzema składowymi momentami. Budowa wyrażeń u, v, w może się o tyle zmienić, że jedną z współrzędnych będziemy mogli wyrugować kładąc n. p. $y = -\frac{ax+cz+d}{b}$.

Czy przez to co uzyskamy? Więc — w szczególności — czy n. p. zdarzy się, że u, v, w będą jakimiś prostymi, powiedzmy — linjowymi funkcjami od x i z ? Czy wymienionym sześciu składowym siłom i momentom odpowie kolejno sześć charakterystycznych współrzędnych? Z pewnością nie — albo ściślej — tylko w pewnych specjalnych wypadkach się to zdarzy t. zn. tylko dla pewnych kształtów ciała, tylko dla pewnych obciążeń i tylko dla pewnych przekrojów. Z tego to powodu z słowem „prze-

krój“ spotykamy się tylko w pewnych specjalnych teoriach wytrzymałości materiałów; gdzieindziej słowo to nie ma zastosowania; niczego się doń nie przywiązuje, bo to co się przed deformacją nazywało przekrojem, przestało po odkształcaniu nim w rzeczywistości być. W owych specjalnych wypadkach, w których z przekrawywania korzystamy, spotykamy się zaraz z terminologią mechaniki ciała sztywnego; mówi się o „przesunięciu“ przekroju i o „obrocie“ przekroju i wogóle traktuje się przemieszczenie jako sumaryczny rezultat względnych ruchów sąsiadujących jakgdyby sztywnych przekrojów. Ma to miejsce w teorii prętów, płyt i t. p.

Weźmy pod uwagę, znane powszechnie, rezultaty teorii prętów prostych (rys. 8). Siła podłużnej S , jako wypadkowej z układu napięć całego przekroju, odpowiada przesunięciu u wspólne dla wszystkich punktów przekroju. Moment zginający M wywoła obrót całego



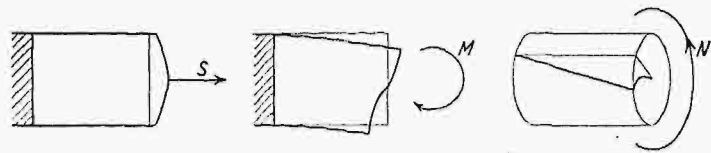
Rys. 8.

przekroju o kąt η . Jeśli wreszcie na przekrój działa moment skręcający N , to dowolny pomysłany ze środka przekroju promień (prosty) obróci się tak, że po odkształceniu znajdzie się on w płaszczyźnie, przechodzącej przez oś pręta; krótko mówiąc przekrój obróci się o kąt ξ . Współrzędne U, η, ξ mają kierunek przyczyn S, M, N i nawzajem też do określenia zmian w kierunku S, M, N wystarcza w zupełności przemieszczenie U, η, ξ . Zasada Castigliano'a ma tu pełne zastosowanie i wobec tego jest:

$$U = \frac{\partial \Phi}{\partial S}, \quad \eta = \frac{\partial \Phi}{\partial M}, \quad \xi = \frac{\partial \Phi}{\partial N}. \quad (11)$$

Obok wymienionych przemieszczeń doznał oczywiście przekrój jeszcze innych ubocznych; w pierwszym wypadku zmieniło się jego pole, w drugim doznał zmiany kontur, w trzecim przekrój wybrzuszył się i tych zmian nie można już określić jedną — współrzędną; zasadą Castigliano'a ich nie znajdziemy; traci tu ona swe znaczenie. Lecz nie o te uboczne wpływy nam obecnie chodzi, lecz o kwestję istotną.

Zyskamy na wyrazistości, jeśli wyobrazimy sobie rzecz następującą: Przypuśćmy, że w wypadku pierwszym pierwotny przekrój przyjął po odkształceniu kształt paraboloidy obrotowej, w drugim powierzchni walcowej o kierunku parabolicznej 3-go stopnia, wreszcie w trzecim, że zdeformowany promień leży w jakiejś powierzchni walcowej (rys. 9), przyczem jednak wszelkie zastrzeżenia



Rys. 9.

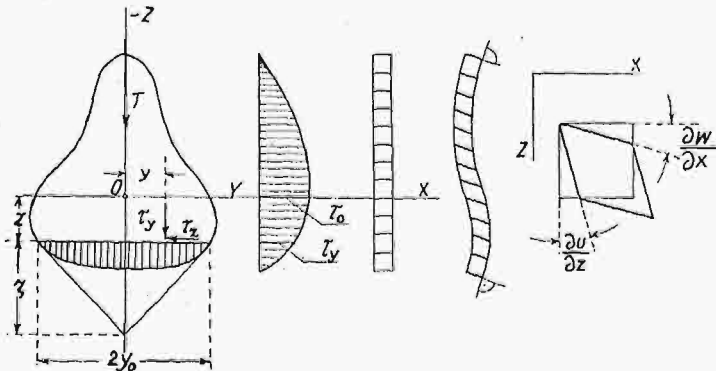
dotyczące energii Φ i wprost samej zasady Menabrea'y-Castigliano'a są spełnione. Rzecz jasna — dotychczasowe U, η, ξ straciły swój sens, albowiem przemieszczenia przekroju w kierunku przyczyn S, M, N nie można wystarczająco określić jedną współrzędną w każdym z wypadków. Z pewnością można powiedzieć, że pochodne z kwadratowej jednorodnej funkcji Φ dadzą jakieś średnie U, η, ξ , ale i te średnie będą bez żadnego znaczenia; zależnie bowiem od kształtu przekroju od wypadku

do wypadku owa średnia będzie inną średnią. Zasada Castigliano'a straci w opisanym wypadku całkowity swój sens.

Jeśli po powyższych wywodach przypomnimy sobie, że trwała płaskość przekroju, trwała prostoliniowość odcinka, mierzącego grubość płyty i t. p. założenia wynikają najczęściej z odrzucenia warunków nierozdzielności ścisłej teorii sprężystości, to staje się nam jasnym, że w owej teorii klasycznej nie ma miejsca dla twierdzenia Menabrea'y-Castigliano'a, chyba wyjątkowo.

Zacieśniliśmy dość silnie granice stosowalności twierdzenia tytułowego. Szczególny przykład jaki został przedstawiony w poprzednim ustępie mógłby doprowadzić do mylnego wniosku, że scharakteryzowane ograniczenie ma znaczenie tylko dla rozwiązań ścisłych, a nie praktycznych — technicznych. Otóż tak nie jest. Właśnie teraz omówimy zapowiedziany szczegół, zacierpięty z praktycznej teorii sprężystości, podawany bezkrytycznie prawie w każdym podręcznym kursie wytrzymałości materiałów.

Chodzi o wpływ siły poprzecznej T na kształt zgiętej osi pręta prostego — dla prostoty — o stałym przekroju. Przybliżone rozwiązanie rozkładu siły T na przekrój prowadzi do rezultatów (rys. 10):



Rys. 10.

$$\tau_y = \frac{TU}{2y_0I}, \quad \tau_z = -\tau_y \frac{y}{\zeta} \quad (12)$$

przyczem I jest momentem bezwładności przekroju względem linii obojętnej y , zaś dla przyjętego z oznacza U moment odciętego pola przekroju względem osi y . Składowa τ_y , niezależna od y , znika dla skrajnych z i osiąga maximum

$$\tau_0 = s \frac{T}{A} \quad (13)$$

w linii obojętnej; w ostatnim wzorze A oznacza pole przekroju, s jest współczynnikiem, zależnym od postaci przekroju ($s = \frac{3}{2}$ dla prostokąta, $s = \frac{4}{3}$ dla elipsy, koła i trójkąta i t. p.). W płaszczyźnie symetrii (w tej leży oś pręta i tę wystarcza wziąć pod uwagę) jest $y = 0$, zatem τ_z odpada z rachunku. Stosownie do tego jest odkształcenie postaciowe:

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (14)$$

funkcją wyłącznie x i z . Owo odkształcenie wyraża się zmianą pierwotnie prostego kąta między kierunkami x i z (rys. 10) mianowicie $\frac{\partial w}{\partial x}$ powoduje „dodatkové ugięcie“

warstw pręta, zaś $\frac{\partial u}{\partial z}$ wywołuje spaczenie przekroju.

W warstwach skrajnych γ_y znika, czyli pierwotnie kwadratowe elementy płaszczyzny symetrii w tych miejscach nadal takimi pozostają; w linii obojętnej osiąga γ_y największą wartość:

$$\gamma_0 = \frac{\tau_0}{G} = s \frac{T}{AG} \quad (15)$$

Zależność γ_y od z doprowadziła cały szereg poważnych autorów do fałszywego wniosku, że ugięcia sąsiadujących nad sobą warstw są różne, t. j., że $\frac{\partial w}{\partial x}$ jest zależne od z .

Tymczasem zwyczajne geometryczne rozważania (rys. 10) i prosty rozum temu przeczą; również i z teorii ścisłej — po pominięciach rzędu już cytowanego — wynika, że tak nie może być. Innymi słowy jest (dla płaszczyzny symetrii):

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{dw}{dx} = w'(x) \quad (16)$$

wyłącznie i tylko funkcją x . Całkowita przeto zmienność kąta γ_y tkwi w drugim jego dodajniku t. j. $\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_y - \frac{dw}{dx}$; dzięki właśnie tej zmienności wyrażenia $\frac{\partial u}{\partial z}$ zostaje zrujnowaną płaskość przekroju.

Przy przemieszczeniu, wywołanem tylko momentem zginającym, sprawa przedstawia się dość prosto; jeśli przekrój obrócił się o kąt η , to i oś pręta obróciła się o kąt η — przekrój i oś były bowiem trwale do siebie prostopadłe. Przy rozpatrywaniu skutków siły poprzecznej tak nie jest; owa prostopadłość jest tu zniweczona. Zaczodzi pytanie: Ile wynosi $\frac{dw}{dx}$? Najwidoczniej jedno

równanie (14) nie może nam dać odpowiedzi. Istotnie tak jest; odpowiedź tkwi w warunkach brzegowych zagadnienia t. j. w sposobie podparcia względnie utwierdzenia końców czy też pewnych miejsc pręta. „Dodatkowe ugięcie“ pręta jednym końcem unieruchomionego może być mniejsze lub większe w zależności od tego, czy utwierdziliśmy element osi czy też element przekroju. Nachylenie $\frac{dw}{dx}$ może przebiegać cały szereg wartości zawartych między zerem a wartością (15). Ogólnie tedy wypada zanotować dla dodatkowego przemieszczenia w relację:

$$\frac{dw}{dx} = c \frac{T}{AG} \quad (17)$$

przyczem współczynnik c , zależny od postaci przekroju i warunków zagadnienia, zawarty jest w nierówności:

$$0 \leq c \leq s \quad (18)$$

Czy zasada Menabrea'y-Castigliano'a może dać odpowiedź w formie (17) z różnorodnością (18); Oczywiście nie; da bowiem tylko jedną odpowiedź. Wróćmy do pręta jednym końcem umocowanego. Energię Φ można wyznaczyć przy pomocy wpływów zawartych między pomyslanym przekrojem a końcem swobodnym nie wchodząc zupełnie w sposób umocowania drugiego końca pręta. Oczywiście nie można twierdzić, że doszliśmy w ten sposób do błędnego wyniku dla Φ ; poprostu tylko energia Φ w tym wypadku jest niezależną od warunków brzegowych. Tembardziej też i wynik otrzymany stąd drogą różniczkowania energii sprężystości będzie od owych warunków niezależny. Będzie to tylko jeden wynik; dla prętów o stałym przekroju — któryś z możliwości (18); dla prętów o przekroju zmiennym będzie to często wynik wogóle niemożliwy. Rozwijając ostatniego zdania nie chcemy z braku miejsca. Jest pewnem, że twierdzenia (3) i (4) w omawianym wypadku zawodzą. Nie od rzeczy będzie dodać, że o tem, iż twierdzenia mające coś wspólnego z energją Φ czasem zawodzą, niektórym autorom wiadomo. Z podaną tu krytyką zasady Castigliano'a — jak już zaznaczałem — nigdzie się nie spotkałem. Natomiast w pięknej książce Love'a⁶⁾ znalazłem krótką wzmiankę o tem, że twierdzenie Clapeyron'a (1), użyte do wyznaczenia przemieszczenia wywołanego siłą poprzeczną w pewnym konkretnym

⁶⁾ A. E. H. Love: „Treatise on the theory of elasticity“, Cambridge 1906. Tłum. niem. A. Timpe: „Lehrbuch der Elastizität“, Leipzig u. Berlin 1907.

wypadku, uchyliło się wogóle od dania jakiegokolwiek odpowiedzi.

Wykazana powyżej bezwartościowość zasady Castigliano'a opierała się na niemożliwości wciśnięcia w wyrażenie na energję odkształcenia różnych ewentualności brzegowych. Przypuśćmy jednak, że z punktu widzenia warunków brzegowych istnieć może tylko jedna możliwość jak to ma np. miejsce w wypadku belki wolno-podpartej na obu końcach i symetrycznie obciążonej. Omawiane twierdzenie przewiduje w tym wypadku — jak i ogólnie — też tylko jedną odpowiedź dla dodatkowego ugięcia. Okazemy, że i tutaj odpowiedź ta będzie fałszywą.

Energję ścinania — przyjmijmy bez ujemności — pomyślanej jedności długości pręta można — jak wiadomo — przedstawić w formie:

$$\Phi_1 = \frac{1}{2} \beta \frac{T^2}{AG} \quad (19)$$

przyczem β jest współczynnikiem, zależnym znów od kształtu przekroju; wynosi on dla prostokąta $\frac{6}{5}$, dla koła i elipsy

$\frac{32}{27}$ i t. p. Zauważmy następujące: Energja Φ_1 wyraża się

całami τ_y i całami γ_y , a nie częściami $\frac{\partial w}{\partial x}$ i $\frac{\partial u}{\partial z}$. O rozdziale energii na części, odpowiadające z osobna wpływom ostatnich dwóch dodajników, nie ma co myśleć, podobnie jak nie można sobie wyobrazić naprężenia τ_y w płaszczyźnie (y, z) , by go nie zauważyć w płaszczyźnie (y, x) ; wystarcza w tym celu przypomnieć sobie twierdzenie o równowartości odpowiadających naprężeń stycznych. Jeśli przeto różniczkujemy (19) według siły poprzecznej T , to rezultat:

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial T} = \beta \frac{T}{AG} = \gamma_s \quad (20)$$

określi nam średnią wartość wszystkich kątów γ_y , przynależnych do przyjętego przekroju x . Jaka to będzie średnia — niewiadomo, bo w każdym poszczególnym wypadku będzie ona inną średnią. W każdym razie wyrażenia (20) i (17) będą się wybitnie między sobą różnić i to nie tylko znaczeniem, podkreślonym w (14) i dalszych uwagach, ale i wartością. Zatem zasadą Castigliano'a nie znajdziemy dodatkowej stycznej $\frac{dw}{dx}$; pozatem nie określimy też deformacji przekroju, bo ten nie pozostał płaskim, więc jego kształt nie da się określić jedną współrzędną w rodzaju (20); scharakteryzujemy tylko ryczałto wo ogół odkształceń; — nie ma to żadnego wybitnego znaczenia.

Łudzące podobieństwo formuł (20) i (17) doprowadziło cały szereg autorów do fałszywego zidentyfikowania średniej wartości odkształcenia postaciowego γ_s z niezależną od współrzędnej x wartością posunięcia warstw $\frac{dw}{dx}$.

Odwracając milcząco rozumowanie zrobiono konsekwentnie błąd drugi; stwierdzono, że właśnie energja sprężystości Φ jest tym cudownym czynnikiem, który pogodzi obniżenie osi z kunsztowną deformacją przekroju, a jedynie zasada Castigliano'a jest takim automatycznym środkiem, który szybko prowadzi do wyniku (17), za który błędnie uznano (20). Jest rzeczą ciekawą, że niema prawie podreçznika, w którymby tego błędu nie było; są to prze-

ważnie dzieła poważnych autorów. Tak np. Föppl⁷⁾ wyjaśnia, że $\frac{\partial w}{\partial x}$ jest zależne od działania wzajemnego sąsiadujących warstw pręta tak, że na obniżenie osi wpływa pewna średnia jego wartość i tę określić nam może energja sprężystości. Zasady Menabrea'y-Castigliano'a do wyznaczenia dodatkowego przemieszczenia używa też Lorenz⁸⁾. W dziełach najnowszych Geckeler⁹⁾ powtarza dosłownie i bezkrytycznie zapatrywania Föppl'a. Przykładów można tu cytować bez końca. Dla zupełności jednak trzeba przyznać, że w połowie wolnym od powyższej usterki jest znany kurs wytrzymałości Timoszenki (teorja prętów prostych, natomiast nie teorja prętów „zakrzywionych“).

Pikantne poniekąd zakończenie niniejszego artykułu stanowić może pytanie następujące: Jak na obszernie przez nas dyskutowaną sprawę zapatrywał się sam Castigliano? Niestety oryginalna praca tego autora na temat jego słynnego twierdzenia¹⁰⁾ względnie jej niemiecki przekład Hauff'a (1886) były mi niedostępne. Korzystałem przeto z innej pracy Castigliano'a¹¹⁾. Otóż między innymi znalazłem tam równanie trzech momentów (str. 84), podane z uwzględnieniem wpływu sił poprzecznych. Wartości współczynników liczebnych (str. 71), zestawione dla różnych postaci przekrojów, są identyczne z naszymi β . Innemi słowy Castigliano dał się również unieść powierzchownemu znaczeniu swego twierdzenia i... pociągnął w ten sposób swoich następców.

Streszczenie. Pochodna energii sprężystości układu, wywołana jego faktycznym obciążeniem, względem niezależnej uogólnionej siły jest równą odpowiadającemu uogólnionemu przesunięciu składowemu. Gdy uogólnioną siłą jest dowolna wielkość hyperstatyczna, to uogólnione przemieszczenie składowe wynosi zero. Powyższe twierdzenia są ważne, gdy zachodzi zasada niezmienności (niezależności) działania sił (t. j. dla t. zw. układów Clapeyron'a), gdy stan nieobciążony układu jest równocześnie stanem zerowym (początkowym), gdy odpowiadające przyczynie przemieszczenie da się wystarczająco i jednoznacznie określić jedną współrzędną, gdy wartość energii jest zależną od warunków brzegowych zagadnienia. Jeśli drugie z powyższych zastrzeżeń nie jest spełnione (np. w wypadku naprężeń pierwotnych, termicznych i t. p.), to należy albo zdefiniowaną wyżej energję uzupełnić o energję stanu nieobciążonego nie zmieniając przytem twierdzenia, albo też (co zapewne jest wygodniejszym) nie zmieniając energii uzupełnić odpowiednio przemieszczenie i to w obu wyrażonych na wstępie alternatywach. Jeśli pozostałe zastrzeżenia nie są spełnione, to ważność zasady Menabrea'y-Castigliano'a upada. W szczególności traci powyższe twierdzenie swą wartość przy ocenie wpływu siły poprzecznej na wartość t. zw. dodatkowego ugięcia prętów prostych.

Lwów, w lutym 1931 r.

⁷⁾ A. Föppl: „Vorlesungen über technische Mechanik“. Bd. III. Festigkeitslehre, Leipzig 1905.

⁸⁾ H. Lorenz: „Lehrbuch der technischen Physik“. Bd. IV. Technische Elastizitätslehre, München u. Berlin 1918.

⁹⁾ „Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik“. Bd. III., J. W. Geckeler, Biegung, Leipzig 1927.

¹⁰⁾ A. Castigliano: „Nuova Teoria Interno dell' Equilibrio dei Sistemi Elastici“. Torino, Atti della Academia delle scienze, 1875.

¹¹⁾ A. Castigliano. „Manuale Pratico per Gli Ingegneri, Parte terra, Resistenza dei Materiali“, Torino 1908.

Inż. Karol Marszałek.

Wkreślanie nowych zdjęć do map katastralnych.

Celem zachowania ciągłej zgodności map katastralnych ze stanem faktycznym w terenie wkreślamy każde nowe zdjęcie, stwierdzające zmianę stanu faktycznego w mapę katastralną.

Dla umożliwienia takiego wkreślenia opieramy nasze nowe zdjęcie na t. zw. „punktach katastralnych“ t. j. punktach, których sytuacja odpowiada zupełnie odpowiednim punktom terenowym. Sprawdza się takie punkty

przez skontrolowanie kilku odległości do najbliższych szczegółów. Jeżeli odległości te pomierzone w terenie zgadzają się z odczytanymi na mapie w dozwolonych granicach, to wtedy przyjmujemy, że uważany punkt jest punktem katastralnym.

Wkreślenie zdjęcia „taśmowego“ t. j. wykonanego tylko przy użyciu taśmy i pryzmatu nie sprawi zupełnie trudności, jeżeli jest ono na dwu przynajmniej punktach katastralnych oparte. Natomiast wkreślenie zdjęcia większego obszaru, który prawie z reguły wykonywujemy metodą poligonową, natrafia już na szereg trudności i tem zagadnieniem chcemy się tutaj pokrótce zająć.

W praktyce rozmaicie sobie — jak dotychczas — radzono. Początkowo przedstawiano tylko na miarach długości i kątów. Zdjęcie poligonowe opierano na kilku przynajmniej punktach katastralnych; do mapy katastralnej wkreślano przy pomocy podziałki i transportera. Później zaczęto obliczać współrzędne punktów poligonowych odniesionych do „układów katastralnych“. Za układy takie przyjmuje się poprostu ramy sekcyjne arkusza szczegółowego. Współrzędne takie obliczano, używając różnych sposobów nieraz bardzo prymitywnych.

Współrzędnych katastralnych w myśl obowiązujących przepisów powinien dostarczyć Urzędowi katastralnemu sam wykonawca zdjęcia, a więc przeważnie mierniczy przysięgły. Oblicza on najpierw zdjęcie w dowolnym układzie i wykreśla pierworys dla swego użytku (dla zaprojektowania komasacji czy parcelacji, podziału wspólnot i t. p.) w odpowiedniej skali. Dla uzyskania nawiazania katastralnego obiera punkty poligonowe tak, aby niektóre z nich były równocześnie punktami katastralnymi. Dla użytku Urzędu katastralnego musi on jeszcze obliczyć współrzędne katastralne. W tym celu sporządza sam lub zamawia w Urzędzie katastralnym kopję zdejmowanego obszaru wraz z ramami sekcijnymi. Odczytuje na tej kopji graficznie z uwzględnieniem skurczu współrzędne punktów nawiazania odniesione do ramy sekcyjnej. Następnie przeprowadza transformację swego dowolnego układu na układ katastralny tak, by samo zdjęcie nie uległo zmianie. Elementy potrzebne do przeliczenia transformacji uzyskuje bądź to przez porównanie boków wspólnych obu układom, bądź to stosując rachunek wyrównawczy¹⁾. Przy pomocy tak uzyskanych współrzędnych wkreśla później urzędnik to zdjęcie w mapę katastralną.

W całym tem postępowaniu są pewne nieścisłości:

1. Za układ katastralny przyjmuje się ramę sekcijną, zakładając że jest ona dokładnym prostokątem. Tymczasem tak nie jest, gdyż mapa katastralna jest już kopją (suchodrukiem), przy której rama sekcyjna nie zawsze jest dokładnie skopjowana. Dalej mapa uległa skurczowi i to niejednostajnemu, największy jest on w partiach środkowych mapy tak, że boki ramy sekcyjnej nie są prostymi, lecz krzywymi zwrócone wypukłościami do wnętrza ramy. Pozatem grubość kreski ramy sekcyjnej w odbicie litograficzne nie zawsze pozwala na dokładne odmierzenie współrzędnych i na dokładne naniesienie.

2. Współrzędne punktów nawiazania zostały odczytane na kopji z mapy katastralnej sporządzonej na kalce. Kopja taka choćby wykonana bardzo starannie nie może być podstawą do odczytywania współrzędnych katastralnych. Współrzędne tak odczytane będą się różnić od tych, jakiebyśmy odczytali wprost na mapie katastralnej. A więc i całe obliczenie innych punktów nie będzie ściśle katastralne.

3. Mierniczy przysięgły powinien przy nowem zdjęciu tylko poprzestać na wykonaniu nawiazania, t. j. obrać

¹⁾ Stosuje się tutaj wzory podane przez prof. Dr. K. Weigla w pracy: „Dostosowanie tymczasowych sieci triangulacyjnych do ostatecznej sieci Państwa Polskiego“. Lwów 1924, lub przez inż. A. Morpurgo w pracy: „Anpassung einer Neumessung an den Stand eines Operates älteren Ursprunges“. Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen 1924.

i sprawdzić punkty katastralne na którychby się opierało nowe zdjęcie. Samo wkreślenie w mapę katastralną a więc i obliczenie współrzędnych katastralnych powinien wykonać urzędnik katastralny.

Dla usunięcia tych nieścisłości proponuję, by mierniczy dostarczał tylko dokładnych szkiców polowych (wykonanych w dowolnej skali) nowego zdjęcia obliczonego w dowolnym układzie, oraz by wykazał nawiazanie katastralne na osobnym szkicu w skali katastralnej. A urzędnik katastralny sam przeliczy zdjęcie na układ katastralny i wkreśli zdjęcie w mapę. Tok obliczeń będzie następujący:

Jako osie układu obierzmy sobie nie ramę sekcijną, ale dowolny układ prostokątny najlepiej o początku w środku obszaru zdjęcia. Odczytajmy współrzędne punktów katastralnych odniesione do tego układu bez uwzględnienia skurczu mapy katastralnej.

Należy teraz przeliczyć układ dowolny (x, y) , w którym jest obliczone zdjęcie dostarczone przez mierniczego przysięgłego, na układ katastralny (X, Y) wedle wzorów transformacyjnych:

$$X_i = dx + k_1 x_i \cos \varphi - k_2 y_i \sin \varphi$$

$$Y_i = dy + k_2 y_i \cos \varphi + k_1 x_i \sin \varphi.$$

We wzorze tym dx i dy oznaczają przesunięcie początku układu dowolnego w układzie katastralnym, φ oznacza kąt skręcenia układu dowolnego w stosunku do układu katastralnego, a wreszcie k_1 i k_2 są to współczynniki uwzględniające zarówno niejednakowy skurcz mapy w kierunku obu osi katastralnych, jak i błąd systematyczny wynikły z powodu niezgodności nowego zdjęcia z mapą katastralną.

Dla obliczenia tych stałych służą właśnie współrzędne punktów nawiazania. Obliczenie przeprowadzimy w sposób przybliżony, wyznaczając każdą z niewiadomych z osobna.

Skręt zdjęcia w stosunku do układu katastralnego przy dwóch punktach nawiazania możemy obliczyć przez porównanie azymutów boku łączącego te dwa punkty. Różnica azymutu $(A)_{1,2}$ obliczonego ze współrzędnych katastralnych i azymutu $(a)_{1,2}$ obliczonego ze współrzędnych dowolnych jest szukanym skretem φ :

$$\varphi = (A)_{1,2} - (a)_{1,2}.$$

Przy więcej (n) punktach nawiazania otrzymamy takich wartości tyle, ile jest możliwych kombinacji t. zn. $\frac{n(n-1)}{2}$. Najbardziej prawdopodobną wartością będzie średnia arytmetyczna ogólna z tak uzyskanych $\frac{n(n-1)}{2}$

wartości na skręt. Ponieważ wpływ błędu położenia punktu na obliczenie skrętu jest odwrotnie proporcjonalny do długości odpowiednich boków s , więc jako wagi przy obliczaniu średniej ogólnej przyjmujemy kwadraty tych długości:

$$\varphi = \frac{[\varphi_i s_i^2]}{[s_i^2]}.$$

s najlepiej wyrazić w km i wystarczy odczytać z planu z dokładnością do jednego miejsca dziesiętnego. Do obliczenia tego wzoru wystarczy tylko użyć wartości uzyskane z porównania najdłuższych boków.

Dla obliczenia stałych k_1 i k_2 należy skrócić układ dowolny o obliczony kąt φ dookoła jego początku:

$$X_i' = x_i \cos \varphi - y_i \sin \varphi$$

$$Y_i' = y_i \cos \varphi + x_i \sin \varphi.$$

Przy dwu tylko punktach nawiazania, k_1 i k_2 obliczymy ze stosunku różnic współrzędnych w układzie katastralnym i dowolnym:

$$k_1 = \frac{X_2 - X_1}{X_2' - X_1'} = \frac{\Delta X_{1,2}}{\Delta X_{1,2}'}$$

$$k_2 = \frac{Y_2 - Y_1}{Y_2' - Y_1'} = \frac{\Delta Y_{1,2}}{\Delta Y_{1,2}'}$$

Należy też sprawdzić czy iloczyn $(1-k_1)\Delta X$ i $(1-k_2)\Delta Y$ jest mniejszy niż przypuszczalny skurcz mapy powiększony

o odchyłkę dopuszczalną pomiędzy długościami pomierzonymi a odczytanymi z mapy (tablica V z instrukcji stołowej $+\frac{M}{5000}$). Gdyby granica została przekroczoną, należy odpowiedni punkt nawiązania odrzucić przy obliczaniu współrzędnych katastralnych.

Przy więcej punktach nawiązania obliczymy k_1 i k_2 jako średnie arytmetyczne ogólne (wagi przyjmiemy równe dX^2 i dY^2):

$$k_1 = \frac{[k_1^{(i)} dX_i^2]}{[dX_i^2]}$$

$$k_2 = \frac{[k_2^{(i)} dY_i^2]}{[dY_i^2]}$$

Nie potrzebujemy dla obliczenia k_1 i k_2 brać pod uwagę wszystkich możliwych kombinacji, ale wystarczy wybrać tylko najdłuższe różnice współrzędnych.

Pozostałe niewiadome potrzebne dla wykonania transformacji t. j. przesunięcia dx i dy obliczymy też jako średnie arytmetyczne. W tym celu ponownie skręcamy układ dowolny o kąt φ z uwzględnieniem współczynników k_1 i k_2 :

$$X_i'' = k_1 x_i \cos \varphi - k_2 y_i \sin \varphi$$

$$Y_i'' = k_2 y_i \cos \varphi + k_1 x_i \sin \varphi.$$

RECENZJE I KRYTYKI.

Inż. J. Nechay: „Beton, jego tworzenie i własności“. Praktyczne wiadomości do użytku w szkole i na budowie. Str. 246 + XIV, 117 rysunków. Nakładem Związku Polskich Fabryk Portland-Cementu i Księgarni Polskiej Bernarda Połonieckiego. Lwów-Warszawa 1931. Cena 15 zł.

Całość obejmuje trzy obszernie rozdziały i dodatek z przepisami Ministerstwa Robót Publicznych wraz z normami badania normalnego cementu portlandzkiego.

Rozdział pierwszy, zatytułowany „Materiały składowe betonu“, dzieli się na trzy części t. j. *A. Cement*: 1. Historia cementu i betonu. 2. Rodzaje cementów. 3. Sposoby produkcji cementu portlandzkiego. 4. Cechy normalnego cementu portlandzkiego powoli wiążącego; *a)* barwa, *b)* waga, *c)* stałość objętości, *d)* skurcz, *e)* stopień zmielenia, *f)* warunki wiązania, *g)* wytrzymałość na rozciąganie i ściskanie, *h)* wzrost temperatury w czasie wiązania, *j)* magazynowanie cementu. *B. Kruszywo*; 1. Rodzaje kruszywa. 2. Własności mechaniczne kruszywa kamiennego: *a)* pochodzenie geologiczne, *b)* powierzchnia zewnętrzna, *c)* kształt ziarn, *d)* ciężar objętościowy ziarn, *e)* ciężar objętościowy kruszywa, *f)* napawanie się wodą, *g)* mrozotrwałość, *h)* wytrzymałość na ściskanie, *j)* ścieralność. 3. Zanieczyszczenia: *a)* glina, *b)* części organiczne, *c)* inne zanieczyszczenia, *d)* mycie kruszywa. 4. Wielkość ziarn. 5. Dobór ziarn pod względem wielkości: *a)* stosunek piasku do żwiru jak 1:2, *b)* najgęstsza mieszanina, *c)* piasek wypełnia próżnię w grubszych ziarnach. 6. Próba przesiewu. 7. Co daje krzywa przesiewu? 8. Jak stosować praktycznie próbę przesiewu? *C. Woda*. *D. Żelazo*: 1. Badanie. 2. Własności fizyczne. 3. Łączenie kilku części.

Rozdział drugi „Betonowanie“ obejmuje: *A. Tworzenie betonu*: 1. Urządzenia na budowie dla cementu i kruszywa. 2. Oznaczenie stosunku mieszaniny. 3. Mieszanie ręczne. 4. Betoniarki. 5. Mieszanie w betoniarkach. 6. Próba opadnięcia. *B. Transport betonu*: 1. Nosze i taczki. 2. Wózki i wozy. 3. Wyciągi. 4. Przenośniki taśmowe. 5. Kolejki linowe. 5. Technologia betonu lanego. 7. Urządzenie dla betonu lanego: *a)* wieże i maszty, *b)* kubły wyciągowe, *c)* zbiornik wieżowy, *d)* rynny, *e)* przykład obliczenia wymiarów, *f)* uwagi ogólne. 8. Sprężone powietrze. 9. Beton pompowy. *C. Rusztowanie i deskowanie*: 1. Przygotowanie drzewa. 2. Rusztowanie. 3. Deskowanie. 4. Przykłady. *D. Gięcie i układanie żelaza*: 1. Cięcie i gięcie. 2. Sortowanie wkładek. 3. Układanie wkładek w deskowaniu. *E. Nanoszenie betonu*: 1. Ubijanie betonu. 2. Układanie betonu plastycznego i lanego. 3. Be-

Następnie tworzymy różnice między współrzędnymi katastralnymi a tak przeliczonymi. Średnia arytmetyczna utworzona z tych różnic dostarczy nam dx i dy :

$$dx = \frac{[X_i - X_i'']}{n}$$

$$dy = \frac{[Y_i - Y_i'']}{n}$$

Zalety tak opisanego sposobu postępowania:

1. Przez przyjęcie układu katastralnego wewnątrz ramy sekcyjnej, a nie wprost ramy sekcyjnej, zwiększy się dokładność nanoszenia nowego zdjęcia w mapę katastralną.

2. Możliwość użycia koordynatografów do odczytywania współrzędnych punktów nawiązania i nanoszenia przeliczonych punktów nowego zdjęcia.

3. Uwzględnienie skurczu nie na podstawie długości ramy sekcyjnej, która inaczej się kurczy aniżeli środkowa część mapy i która nie zawsze jest dokładnie skopjowaną w suchodrukach, lecz na podstawie porównania wielkości odczytanych z mapy i pomierzonych w polu.

4. Łatwy i przejrzysty sposób transformacji układu lokalnego na katastralny.

ton natryskowy. 4. Przerwy w betonowaniu. 5. Szczeliny dyfuzyjne. *F. O pieka nad świeżym betonem*: 1. Polewanie wodą. 2. Zimno i mróz. 3. Ochrona przed innymi wpływami zewnętrznymi: *a)* ciepło, *b)* woda, *c)* ciśnienie, *d)* wstrząsy. 4. Zdjęcie deskowania.

Rozdział trzeci „Własności betonu“ zawiera: *A. Wytrzymałość betonu*: 1. Wpływ cementu i wody. 2. Wpływ wieku betonu. 3. Kostki próbne. 4. Belki próbne. 5. Ścieralność. 6. Współdziałanie betonu z wkładkami żelaznymi. 7. Burzenie budowli betonowych. *B. Nieprzepuszczalność wody*: 1. Środki naturalne. 2. Środki dodawane do betonu. 3. Powłoki zewnętrzne. *C. Odporność na wpływy atmosferyczne*. 1. Ogniotrwałość. 2. Gorąco i mróz. 3. Elektryczność. 4. Przewodnictwo ciepła. *D. Wpływy chemiczne na beton*: 1. Wpływy w czasie wiązania betonu: *a)* wpływ składników wody użytej do betonu, *b)* zewnętrzne wpływy chemiczne. 2. Wpływy chemiczne na beton związany: *a)* zasady, *b)* kwasy, *c)* sole, *d)* oleje, *e)* wody.

Z treści rozdziału pierwszego, oprócz wiadomości zasadniczych, podkreślić należy słusznie położony (a niestety jeszcze bardzo często niedoceniany) nacisk na należyty dobór składników tj. na właściwe ustosunkowanie przedewszystkiem materiałów syplikich. Najodpowiedniejsze przygotowanie należytego doboru składników syplikich daje tak zwana próba przesiewu, opisana bardzo szczegółowo wraz z potrzebami do tego celu przyrządami. W poddziale o żelazie znajdujemy, między innymi, praktyczne wskazówki doboru prętów żelaznych dla konstrukcji żelbetowych, sposoby przedłużania wkładek i rysunki wykonawcze dla gięcia żelaza.

Rozdział drugi, traktujący o betonowaniu, podaje naprzód wstępne uwagi o sposobach magazynowania materiałów składowych betonu, poczem następują wyczerpująco opisane sposoby oznaczania stosunku mieszaniny. Krótka a zupełnie wystarczająca charakterystyka mieszania ręcznego poprzedza dokładny opis betoniarek. Obszernie potraktowano czynności bardzo ważne na budowie, a więc sposób mieszania betoniarkami i kontrolę wilgotności betonu przy pomocy próby opadnięcia (rozpływu). Bez zarzutu opisano sposoby przewożenia betonu od najprymitywniejszych przy pomocy nosz i taczek aż do najnowszego sposobu tłoczenia betonu zapomocą urządzeń pompowych, pozwalających beton w stanie plastycznym tłoczyć na odległość poziomą do 100 m i na wysokość do 50 m. Wszystkie te sposoby ilustrowane są praktycznymi zdjęciami fotograficznymi z budowy. Bez przeładowania a wyczerpująco podano dział o rusztowaniu, obróbce i układaniu wkładek żelaznych. Trafnie dobrane rysunki i zdjęcia fotograficzne mają, zwłaszcza

dla początkujących, wartość nieocenioną. Z taką samą dokładnością, a zarazem zwięzłością wymieniono sposoby betonowania z uwzględnieniem przerw i ochronę świeżo wykonanych konstrukcji betonowych.

Rozdział ostatni o własnościach betonu zawiera przede wszystkim, — poza określeniem wpływów ilości dodanego cementu, wody i wieku betonu na wytrzymałość, — opisy praktycznego przeprowadzenia kontroli wytrzymałości betonu przy pomocy kostek i belek próbnych. Z pośród wymienionych innych własności, podanych w spisie powyżej, znajdujemy racjonalne scharakteryzowanie nieprzepuszczalności. W dziale o przewodnictwie ciepła podano źródłowy opis aktualnych dziś materiałów zastępczych, mogących stanowić n. p. wypełnienie w postaci ścian pół między słupami i podciągami w żelbetowych konstrukcjach szkieletowych. Rozdział kończy się rozpatrywaniem wpływów chemicznych na beton.

Całość jest jedynym w języku polskim podręcznikiem o betonie, nadającym się tak dla studujących jak też i dla praktyków mało obznajomionych z wykonywaniem budowli betonowych i żelbetowych. Ujęcie materiału jest tego rodzaju, że korzystać może z podręcznika tak inżynier o wyższym wykształceniu technicznym, jak i budowniczy, a nawet majster budowlany, który znajdzie tam wiele praktycznych, prostych a ważnych wskazówek.

Prof. A. Kuryłło.

RÓŻNE SPRAWY.

XV-lecie Koła Inżynierji Wodnej. Koło Inżynierji Wodnej Studentów Politechniki Warszawskiej urządza 10. maja 1931 r. uroczysty obchód w auli Politechniki 15-lecia swej pracy i Zjazd Inżynierów-Seniorów Koła celem zrzeszenia Inżynierów Wodnych przy Stowarzyszeniu Techników w Warszawie i nawiązania ścisłego kontaktu między obecnymi studentami Wydziału Inżynierji Wodnej a tymi, którzy już mury uczelni opuścili.

POLEMIKA.

Otrzymujemy następujące pismo z prośbą o ogłoszenie:

JWielmożny Panie Kolego i Redaktorze!

W Nr. 6 *Czasopisma Technicznego*, w referatach z literatury bieżącej, pojawiła się wzmianka następująca: „Prof. Pomianowski przedstawia (w *Przeglądzie Technicznym*) swój projekt zakładu wodnego na Dunajcu w Rożnowie, biadając na wstępie, że Rząd odrzucił ofertę elektryfikacyjną Harrimana, oraz wyliczając z wielkim optymizmem i zapałem, godnym lepszej sprawy, jakiego korzyści utraciła Polska“.

Ta niezwykła w swej treści, a zwłaszcza formie w tak poważnym piśmie zamieszczona wzmianka nie może pozostać z mej strony bez odpowiedzi i rzeczowego wyjaśnienia, o których umieszczenie w najbliższym numerze *Czasopisma* najuprzejmiej upraszam.

Wielkim optymistą był niewątpliwie Wielce Szanowny Autor tej wzmianki, gdy jako Minister Robót Publicznych w ubiegłym roku zajął nieprzejednane stanowisko wobec kapitału zagranicznego. Wyrazem tego było niemal równocześnie nietylko odrzucenie a limine oferty Harrimana, lecz i podyktowanie Elektrogródkowi warunków, które uniemożliwiły współpracę z nim kapitałowi szwajcarskiemu, o tę współpracę się ubiegającego. Były to wówczas dwa duże wiążące się ze sobą projekta elektryfikacyjne Polski, z których jeden obejmował południowo-zachodnie Województwa i był już przedmiotem dochodzenia, jako tak zwana popularnie koncesja Harrimana, drugi był opracowany przez Elektrogródek, lecz podanie o koncesję nie było jeszcze wniesione, przed uzgodnieniem jej warunków z Rządem, projekt obejmował Poznańskie, Pomorze i pewne powiaty byłego Królestwa. Pierwsza była niczem innym, jak tylko realizacją projektu i programu rządowego, po kilkuletnich studiach, a następnie uciążliwych pertraktacjach ostatecznie ustalonego, oraz uzgodnionego z firmą Harrimana za czasów Ministra Moraczewskiego. Przewidywała ona rozbu-

dowę sił wodnych początkowo do 90.000 KM. wykupno elektrowni O. E. W., budowę dużej parowej w Zagłębiu Dąbrowieckim, doprowadzenie energii nietylko do głównych miast i centrów przemysłu, lecz także do każdego z 54 miasteczek znajdujących się na terenie koncesji, liczących ogółem 185.000 mieszkańców, a zatem w przecięciu po 3.440 mieszkańców w jednym miasteczku. Koncesja zapewniała stopniowy dopływ kapitału w sumie najmniej stu milionów dolarów kapitału, który miał w Polsce pracować na własne ryzyko, bez żadnej gwarancji ze strony Państwa swej opłacalności. Projekt Elektrogródka przewidywał złączenie Pomorza, Poznańskiego i kilku powiatów b. Królestwa w jedną ograniczoną całość, opartą na wyzyskaniu sił wodnych: Brdy, Czarnej Wody, ewentualnie górnego biegu Raduni i dolnego Drwęcy, przyczem zbiorniki na tych rzekach pobudowane miały kryć szczyty zapotrzebowania, oraz część podstawowej energii, reszta podstawowej energii miała być wytwarzana na istniejących zakładach ciepłych i pobierana ze sieci Harrimana. W koncesję tę miał inwestować około sto milionów franków szwajc. kapitał przeważnie szwajcarski, reprezentowany przez Motor-Columbus. Warunki były korzystne, zarząd techniczny jak i prawie cały handlowy miał spoczywać w ręku polskim.

Po odrzuceniu ofert, kontakt z kapitałem amerykańskim został w taki sposób zerwany, że przez długi czas jest wykluczonym, aby dał on się jakimś istotnie wielkim pregramem elektryfikacyjnym w Polsce zainteresować; z kapitałem szwajcarskim został pod koniec ubiegłego roku kontakt na nowo nawiązany, wyłoniły się nowe, już mniej korzystne koncepcje, pertraktacje te jednak także w ostatnich tygodniach stanęły na martym punkcie.

Otóż stwierdzić muszę, że pełny optymizm był udziałem Wielce Szanownego Autora wzmianki, gdy odrzucił korzystne propozycje, względnie zerwał właściwie zakończone rokowania, nie mając pewności, czy pustka w ten sposób powstała da się czemkolwiek wypełnić. Życie wykazało dziś już aż nadto dobitnie, że optymizm nie był uzasadniony.

Gdy Rosja uruchamia Dnieprostroj, ma uruchomiony Wołchow, szereg innych zakładów wodnych i olbrzymich ciepłych, sieć przeniesienia w programie piatiletki szybko rozszerza, i zamyka brakujące jej oka, gdy Niemcy program Oscara Millera w głównych zarysach już wykonali, i rozbudowują się w tym stopniu, że w samej tylko Nadrenji południowej, w ubiegłym roku ukończyli samych zakładów pompowych dwa, kosztem stu mil. Mk., mają w zachodnich prowincjach wybudowane linie zbiorcze 800 km długie, na napięciu 380.000 V., połączone już siecią wszystkie prowincje Rzeszy, pozostawienie w środku tych dwu państw Polski bez jakiegokolwiek nadziei na szybkie zrealizowanie planowej elektryfikacji, uważam za zbyt niebezpieczne nietylko pod względem gospodarczym, ale i politycznym i wojskowym. W styczniu b. r. wydana publikacja przez Min. Rob. Publ. pod tytułem: „Najpilniejsze Roboty Publiczne w Polsce“ wykazuje potrzebę wydatku 1200 mil. zł. dla wykonania najpotrzebniejszych robót elektryfikacyjnych w samych tylko zachodnich Województwach Państwa, i to tylko dla zaspokojenia najpilniejszych potrzeb najbliższych potrzeb lat dziesięciu. Jest to oczywiście tylko część kapitału, a mianowicie ta, która jest potrzebna dla wykonania zasadniczych i podstawowych tylko robót. Istotnie potrzebny kapitał jest wielokrotnie większy. Otóż nikt nie może się łudzić, aby tak znaczny kapitał mógł się znaleźć w samej Polsce, z pożyczek zagranicznych, z gwarantowaniem ich oprocentowaniem, wykonywać tego nie można, zaś po doświadczeniach z ubiegłego roku kapitał zagraniczny nie łatwo da się nakłonić, aby na własne ryzyko inwestował w Polsce w robotach elektryfikacyjnych.

Z góry dziękując Wielce Szanownemu Panu Koledze i Redaktorowi za łaskawe pomieszczenie w *Czasopiśmie* powyższego oświadczenia, łączę wyrazy prawdziwego szacunku i poważania.

Warszawa, 30 marca 1931 r.

Dr. K. Pomianowski
prof. Polit. Warsz.