

TREŚĆ: Dr. Cz. Thullie: Kościoły i klasztory warowne w dawnej Polsce. — Inż. P. Tułacz: Rentowność budynków szkieletowych spawanych. — Inż. Dr. Wł. Burzyński: Jeszcze w sprawie naprężeń w przegrodach ciężkich. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Różne sprawy. — Sprawy Towarzystwa.

Dr. Czesław Thullie
Inż.-architekt.

Kościół i klasztory warowne w dawnej Polsce.

(Wyjątek z pracy p. t.: „Cechy obronne zabytków polskiego budownictwa“).

I.

Niekorzystne położenie geograficzne Ojczyzny naszej i jej otwarte granice narażały Polskę od wieków na ustawiczne wojny i najazdy, które ogniem i mieczem niszczyły ziemie kresowe, a nieraz i docierały do wnętrza Państwa. Stąd to pochodzi obronny charakter zabytków naszego budownictwa, gdyż nie tylko warowne zamki i grody, nie tylko murami obwiedzione miasta, lecz niejednokrotnie i oddzielne kościoły i klasztory, pałace i dwory szlacheckie, a nawet i żydowskie bożnice chroniły w swoich murach obrońców mienia i życia przed hordami najeźdźców. To też wpływ warownej architektury grodów i miast widoczny jest wyraźnie i w innych zabytkach budowlanych i to nie tylko w ogólnym założeniu, lecz także i w zewnętrznej szacie architektonicznej.

W wymienionej w nagłówku pracy opisane są zamki i miasta warowne, kościoły i klasztory, cerkwie i monastery obronne, dwory i pałace, oraz ratusze, bożnice i domy, które współuczestniczyły przy obronie miast. Wpływ budownictwa obronnego zamków i miast objawiał się bezpośrednio w tym wypadku, jeśli budynek, n. p. obronny klasztor, czy też dwór kresowy tworzył równocześnie warownię grodowego typu, lecz w mniejszych tylko rozmiarach. Wtedy budynek taki upodabniał się w większym, lub też mniejszym stopniu do zamkowego pierwowzoru. Stopień warowności zmniejszał się, gdy obronność budynku była tylko częściowa, raczej bierna, która zwartością budowy, grubością murów i zabezpieczeniem otworów chroniła mieszkańców przed wtargnięciem rabusiów i rzezimieszków. Kiedy indziej znów warowność budynku była tylko pośrednią i polegała na większym, lub mniejszym współdziałaniu z całością obrony miasta, czy też zamku.

Były również i takie założenia budowlane, jak np. pałace, które z czasem zatraciły niemal w zupełności swój charakter obronny, o ile cechy warowne pozostały, to tylko jako zamarłe i nieaktualne już przypomnienia i naśladownictwa dawnych obronnych umocnień.

Jest rzeczą niezmiernie trudną ująć i określić dokładnie te cechy warowne zabytków naszych, głównie z tego powodu, że czas a przedewszystkiem niefortunne przeróbki i przebudowy niszczyły je niejednokrotnie niemal doszczętnie. Rozbierano zatem stare mury attykowe, lub przerabiano je niedopoznania; skrzętnie zamurowano niepotrzebne już otwory strzelnic w ścianach i wieżach, usuwano obronne ogrodzenia i t. d. Tak zatem zanikały te warowne właściwości i cechy na wielu budynkach z wieków minionych, to też dzisiaj już trudno jest nieraz określić stopień obronności danego zabytku budowlanego. Jeszcze jest trudniej ustalić ogólne wnioski, określić typy założeń obronnych bez dokładniejszych danych, wobec niemożności dokładnego odtworzenia obrazu warownych świątyń i klasztorów, czy też dworów, lub bożnic i domów. Zwracamy uwagę, że szczegóły warowne, jak np. blanki, machikuły, hurdycje, atyki ze strzelnicami, obronne hełmy wież, strzelnice strychowe itp. mieściły się w górnych częściach budynków, a właśnie wierzch budynku narażony był w pierwszym rzędzie na zniszcze-

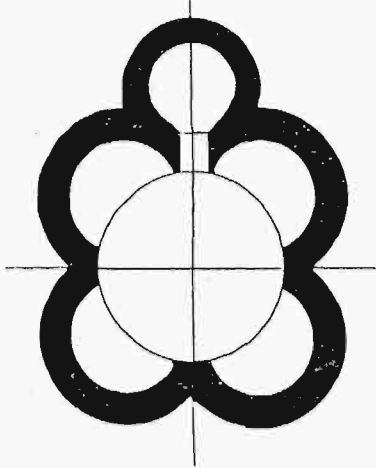
nie przez ogień, szkodliwe działanie wpływów atmosferycznych, zaś przy odnowieniu czy też przebudowie te górne partje budowy najpierw padały ofiarą, zmieniając niemal zupełnie swą zewnętrzną szatę. To też znaczne uzupełnienie do pracy naszej tworzą dawne rysunki i sztychy, które niejednokrotnie przedstawiają stan zabytków obronnego budownictwa w dawnym stanie z ubiegłych stuleci.

Najbardziej zbliża się do typu warownego umocnienia dawny kościół, to też na pierwszym miejscu należy nam określić stopień obronności staropolskich świątyń. Kościół, jako nazwa domu Bożego, (podobnie jak kostel po czesku) oznacza wyraźnie twierdzę, łacińskie „castellum“; nie też dziwnego, że w zabytkach budownictwa kościelnego skupiły się przedewszystkiem cechy obronne, przejęte od warownego grodu.

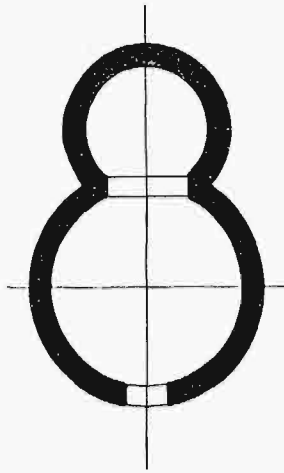
Najdawniejsze kościółki przedromańskie i romańskie posiadały w wybitnym stopniu charakter obronny; wznosiły się one najczęściej w obrębie obwarowań zamkowych, albowiem w bliskim sąsiedztwie grodu. Lecz były te świątynie również i same w sobie obronne, jako rzadkie podówczas budowle o potężnych murach kamiennych, z niewielkimi otworami okien. Najdawniejszym typem świątyń naszych z przedromańskiej jeszcze epoki były założenia okrągłe, z których kilka przykładów dochowało się szczęśliwie do naszych czasów. Okrągłą jest zatem odkryta niedawno na wawelskim wzgórzu Rotunda Najśw. Marji Panny (późn. kościółek św. Feliksa i Adaukta) w kształcie kolistej baszty, kopułą przykrytej, z którą zrastają się w jedną całość cztery niższe absydy, oraz półokrągłą przybudówką. (Rys. 1). Jest to zatem typowe w tych czasach zamierzonych dośrodkowe założenie świątynki, zmurowanej w prymitywny sposób z płaskich kamieni łupkowych. Według przypuszczeń prof. Szyszki-Bohusza rotunda wzniesiona została już z końcem IX. względnie z początkiem X. wieku na krańcu płaskowzgórza wawelskiego, opadającego od tego miejsca ku południowi. Przy późniejszej rozbudowie Wawelu została rotunda włączona w system fortyfikacyjny zamku, niby baszta warowna. Mianowicie książę Konrad Mazowiecki, opasując murami Wawelskie wzgórze, złączył niemi i wyzyskał dla obrony i katedrę i kościół św. Gereona, jakoteż i rotundę N. M. P., tak zatem powstał warowny trójkąt wyższego zamku na Wawelu. Zarówno Szyszko-Bohusz jak i Szydłowski przypisuje powstanie okrągłej świątynki wpływom wschodnich założeń centralnych, które poprzez państwo Morawskie, przedostały się do Polski. Przypuszczenie to jest wielce prawdopodobne, lecz nasuwa się na myśl także i inna przyczyna, która nadawała pierwotnym naszym świątyniom wygląd okrągłej i niedostępnej baszty. Wiemy dobrze z historii, że religia chrześcijańska nie od razu przyjęła się na naszej ziemi, gdyż konserwatyzm pogańskich wierzeń i zwyczajów długo jeszcze tkwił wśród mas i niejednokrotnie odwieczne pogaństwo przysłuszało kielkujące ziarna wiary Chrystusowej. Gdy na zgłiszczach gontyn wyrastały „castella“ chrześcijańskie, to z konieczności stawały one się warowniami, by nie ulec napadom ciemnych i nienawistnych tłumów. Nadto Polska była w epoce ówczesnej nieraz widownią krwa-

1.

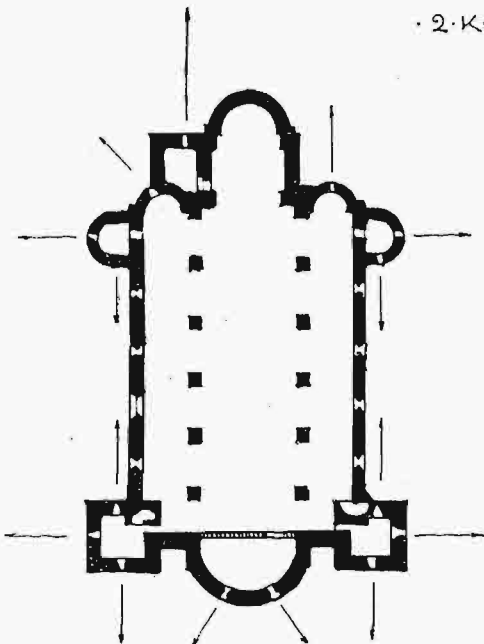
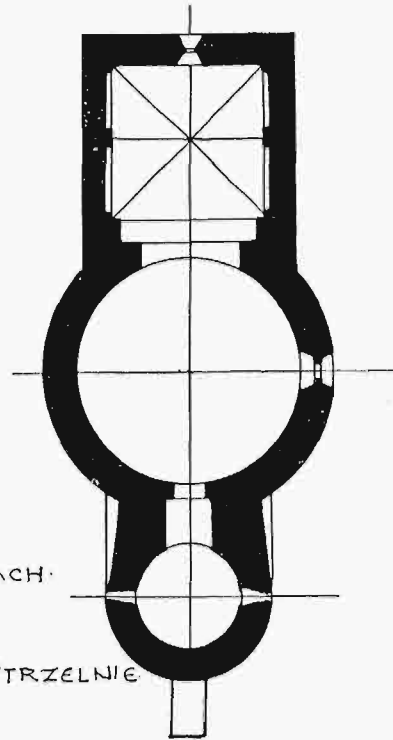
· ROZWÓJ ZAŁOŻEŃ OBRONNYCH ·



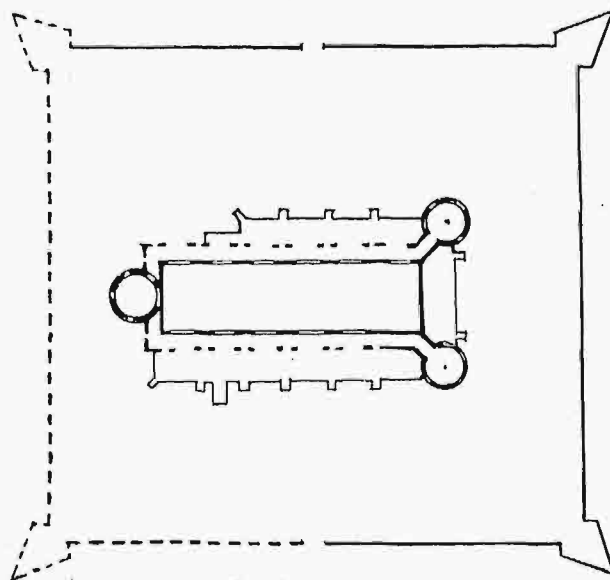
1. ROTUNDA N.M.P. NA WAWELU. 1. KOJCE W GRZEGORZEWICACH.



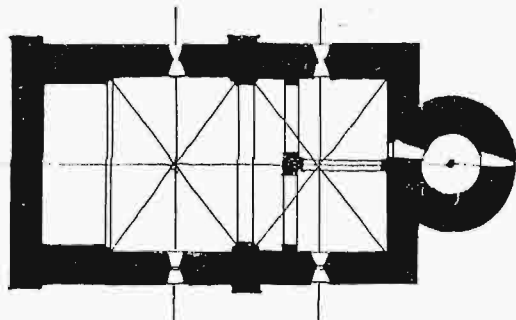
2. KOJCIÓŁ ŚW. PROKOPA W STRZELNIE



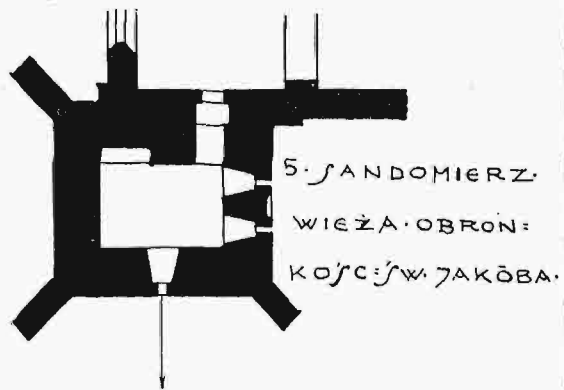
3. KOLEGIATA W ŁĘCZYCY.



6. KOJCIÓŁ W BROCHOWIE.



4. KOJCIÓŁ W ŻARNOWIE.



5. SANDOMIERZ.
WIEŻA OBRON:
KOJCE ŚW. JAKOBA.

wych najazdów nieprzyjacielskich i z tego też powodu kościoły, jako jedyne niemal podówczas budowle murywane stawały się z konieczności twierdzą i ostoją przed wrogiem.

Przypominamy, że najdawniejszym typem zamku była okrągła wieżyca (franc. *doujon*), jako niedostępna warownia, której potężne mury cylindryczne stawały skutecznym opór pociskom oblężniczym. Zatem i okrągłe kościoły murywane z lat najdawniejszych, jak n. p. kościółek św. Feliksa i Adaukta, łudząco przypominają warownie tego typu. Rotunda wawelska, wzniesiona na samym kraju wawelskiego wzgórza, ponad stoki łatwo mogła bronić doń dostępu i dlatego właśnie wykorzystał ją ks. Konrad Mazowiecki, włączając świątynię w trójkąt murów obronnych, w których narożu tkwiła ona, niczem prawdziwa baszta forteczna. Niewielkich rozmiarów okienka nie dopuszczały w zupełności nieprzyjaciela do wtargnięcia, mogąc służyć przytem i za otwory do wyrzucania pocisków obronnych. Przeciż i w dalekiej Skandynawji (prof. Sokołowski: „Nylasker”) istniały takie wieżowe kościółki piętrowe z ołtarzową absydą, albowiem podwójne kaplice o cylindrycznych murach, które tworzyły prastarego typu warownie, otoczone wałami i fosami. A jeśli nawet kościoły okrągłe z epoki przedromańskiej nie były budowane wyłącznie dla celów obronnych (prócz poświęcenia kultowi religijnemu), to napewno działał tu wpływ i analogia budownictwa obronnego i okrągłych wieżyc fortecznych.

Na przeciwległym wzgórzu Skałki w Krakowie wznosiła się również okrągła świątynka murywana pod wezwaniem św. Michała; była to prawdopodobnie budowla piętrowa, o założeniu kolistym, lecz bez absyd.

Natomiast bardziej rozwiniętą w założeniu była budowla świątyni zamkowej na Ostrowie jeziora Lednicy; rzut kościoła tworzyło tam koło, opisane na czterech ramionach greckiego krzyża, przyczem jedno z ramion kończyło się półokrągłą absydą. Tak ramiona te, jak i obejście kolistę przykrywały sklepienia, powyżej zaś dźwigała się w górę na czterech filarach wieżowa nasada.

Ta zwarta budowla centralna, zmurowana z kamienia, miała może bardziej wyrazisty charakter obronny, niż poprzednie świątynki, tembardziej, że łączyła się ona bezpośrednio z budową zamku mieszkalnego, chronionego pierścieniem 300-metrowego wału ziemnego. Prof. Sokołowski przypisywał wzniesienie kościoła dośrodkowego wpływom czeskiej budownictwa, opierając się na opisie Długosza: „ecclesiam, quam Dambrouca ad honorem Genitricis Dei beatae Mariae in castro Ostrow fundaverat...”. Przytem jednak pomieszzał Sokołowski pojęcia obronności i t. zw. inkastellacji kościołów, przypuszczając mylnie, że świątynie najdawniejsze nie służyły do obrony i nie były fortyfikowane, a dopiero we wieku XIII. dostosowane one były często do typu warownego przez inkastellację. Prastara świątynia polska, jako jedyne niemal budynki murywane, musiała być sama w sobie warowna, wobec ciągłych walk i zamieszek w pierwocinach chrześcijaństwa; castellum takie mogło skutecznie stawiać opór wobec prymitywnych środków i narzędzi ataku.

Przy późniejszym rozwoju techniki wojennej, pocisków i maszyn oblężniczych niejednokrotnie zachodziła potrzeba dodatkowej inkastellacji (uwarownienia) świątyni. Wobec groźby najazdu profanowano z konieczności kościoły, usuwając duchowieństwo i obsadzając je wojskową załogą; tamże magazynowano zapasy żywności, oraz wprowadzano dorywcze i najczęściej drewniane obwarowania uzupełniające, jakoto palisady, wieże, hurdyce obronne itp.

Przeciż dawne monety z czasów króla Bolesława Chrobrego uwiadcniają wyraźnie wieże z bizantyjskimi kopułkami; stąd też słusznie można wnioskować, że okrągłe świątynie basztowe były u nas w pierwotnych czasach budowane w znaczniejszej ilości.

Do tegoż typu kościołów okrągłych zaliczamy dalej rotundę św. Jana Chrzciciela w Grzegorzewicach prastarą budowlę cylindryczną z absydą, zmurowaną z kamienia łupanego (Rys. 1). Późniejszy jest już pochodzeniem kościółek okrągły w Cieszynie (z w. XII.) oraz również romański kościół św. Prokopa w Strzelnie o bardziej rozwiniętym założeniu. Świątynia w Strzelnie ma granitowy mur okrągły, kopułą przykryty; również okrągłą jest przypierająca doń wieżyca obronna, dostępna tylko od wnętrza nawy. To połączenie typu okrągłej baszty zamkowej z cylindryczną świątynią kopulastą jest dobrym przykładem zwartości i warowności pierwszych świątyni chrześcijańskich w Polsce (Rys. 2).

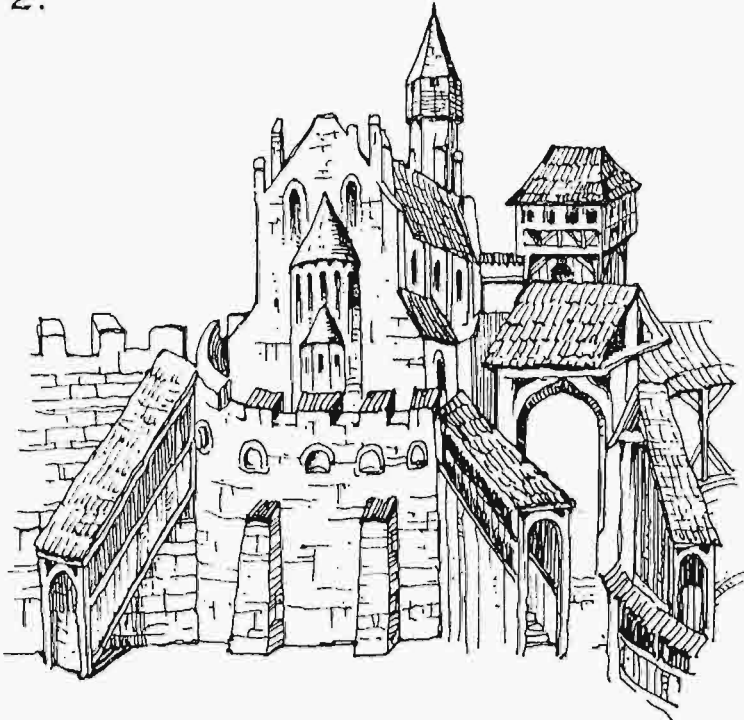
Budowa kościoła św. Prokopa w Strzelnie tworzy zatem jakby przejście od prastarych założen okrągłych do późniejszego typu romańskich kościołów podłużnych z wieżą od czoła. Ta wieżyca frontowa świątyni nie była jednak podówczas dzwonnica, gdyż wąskie otwory okienne nie nadawały się, (jak późniejsze *clairvoies*) do przepuszczenia głosu dzwonów, ani też dzwonów tych nie można było w starych wieżycach ani wyciągnąć, ani też osadzić. Ponieważ nadto użycie dzwonów kościelnych rozpowszechniło się u nas znacznie później, przeto dowód to oczywisty, że wieże kościelne były strażnicami obserwacyjnymi i obronnymi basztami. Taka baszta wieżowa miała często sklepione ubikacje mieszkalne na piętrze (empory wieżowe), zaopatrzone nieraz i w absydę dla pomieszczenia ołtarzyka, na wypadek gdy kościół sam, z powodu oblężenia nie mógł służyć jako miejsce kultu religijnego. Wyższe partje wieżycy, zaopatrzone u góry we wąskie otwory mieściły obrońców świętego miejsca, którzy przez te otwory, umieszczone pod hełmowym dachem, razili pociskami atakującego wroga. Nawet przebita w skalnej opoce studnia u dołu baszty, zaopatrywała we wodę zamkniętych tamże obrońców; komunikację między poszczególnymi piętrami tworzyły kamienne schody kręcone. Jak i w kościele św. Prokopa, tak za wsze dojście do świątyni było założone od południa, a nigdy od zachodu przez wieżę, gdyż baszta wieżowa była zupełnie od zewnątrz niedostępna. Wejście na wieżę prowadziło tylko od wnętrza kościoła, przez niewielkie drzwi okute silnie żelazem i zasuwane od wnętrza wieży potężnymi zaworami.

Wobec tego warowność świątyni wieżowych w Polsce nie ulega wątpliwości, a jednak Szydłowski przypisuje ówczesnym kościołom tylko t. zw. bierną obronność, dzięki mocy i wytrzymałości kamiennych, grubych murów i potężnych wieżyc, odmawia im jednak czynnej obronności, gdyż otwory nie miały odpowiednich wykrojów, jak strzelnice dla łuków i kusz. (Pomniki architektury epoki piastowskiej). Jednakowoż trudno nam zgodzić się z tem zdaniem, gdyż przeciż otwory okienne, zawsze wąskie i wysoko pomieszczone (więc niedostępne), mogły w razie potrzeby służyć także i za strzelnice, gdy na codzien były tylko oknami. Pamiętajmy nadto o tem, że wszystkie te cechy obronności, które głównie kupiły się w górnych partjach murów (jak np. *mochikuły* i *hurdyce*) najprędzej niknęły pod zębami czasu, tak, że stan dzisiejszy zabytków nigdy nie może być miarodajny dla oceny stopnia obronności budowy.

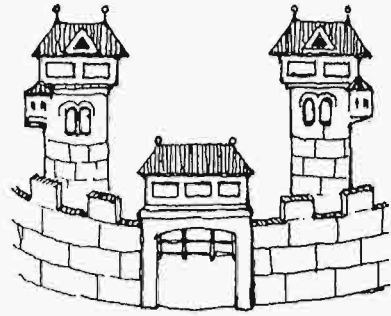
Gdy jednak średniowieczne kościoły gotyckie posiadały nieraz wszystkie cechy obronnej architektury zamkowej, a najdawniejsze wizerunki romańskich kościołów w Łęczycy i Płocku zdradzają czynną obronność wieżyc, stąd też przypuszczać należy, że i romańskie budowle kościelne nie poprzestawały tylko na biernej niedostępności i mocy, ale w razie potrzeby, broniły się również skutecznie, jak i obwarowania zamkowe.

Jeśli świątynia nie posiadała wieży murywanej, wtedy dostawiano do jej ścian drewnianą basztę wieżową; prawdopodobnie, jak i kościółek św. Wojciecha w Krakowie, tak i inne bezwieżowe świątynki romańskie, za-

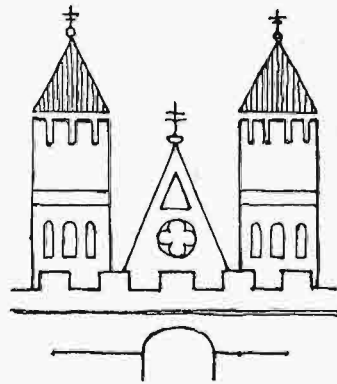
2.



7. KOŚCIÓŁ NA SKALCE W XVI W.

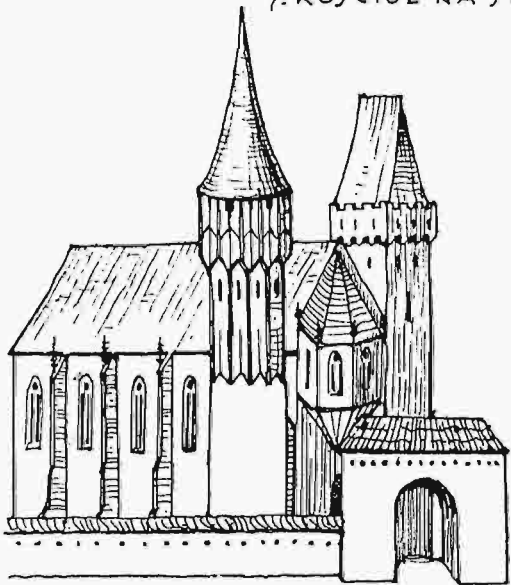


10. SANDOMIERZ XIV W.

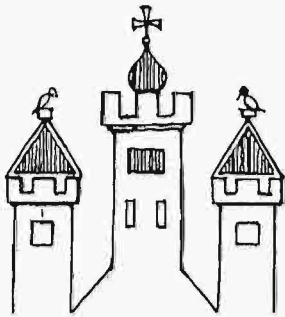
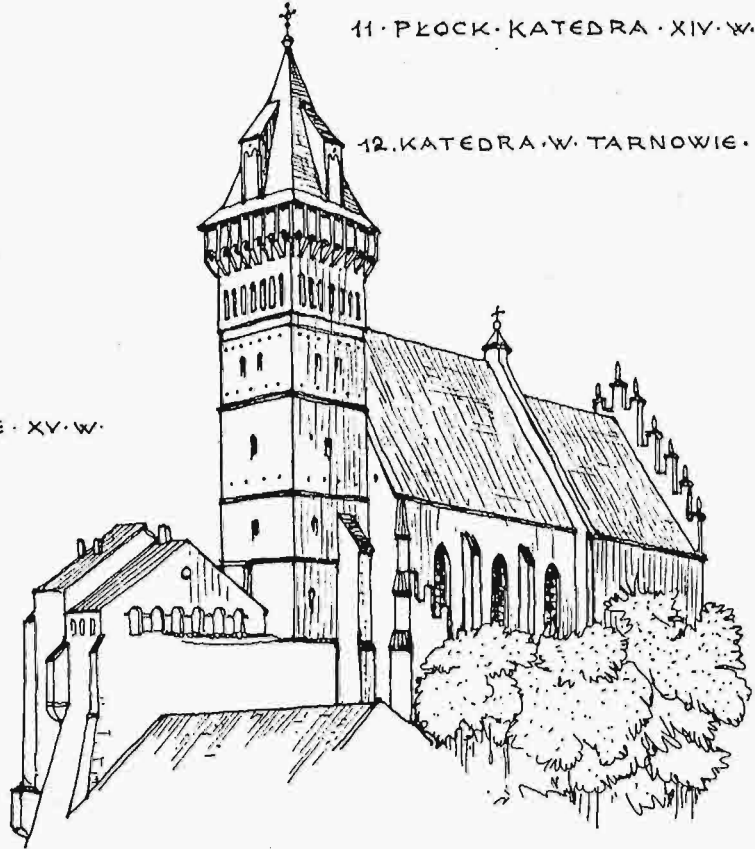


11. PŁOCK KATEDRA XIV W.

12. KATEDRA W TARNOWIE.



8. KOŚC. ŚW. CECYLIJI W KRAKOWIE XV W.



9. KOŚCIÓŁ W ŁĘCZYCY W XIV.

opatrzone były w drewniane wieże od czoła, gdyż wejście do nawy kościelnej zawsze było założone z boku, od strony południowej, a nigdy od zachodu. Potwierdza to przypuszczenie dawny rysunek romańskiego kościołka w Gieczu, w całości z kamienia zmurowanego, który miał dawniej drewnianą wieżę frontową z hełmowym dachem; dzisiaj ślad po tej dobudowce basztowej nie pozostał. (*Czasop. Techn.* r. 1927. „Formy stylowe zabytków polskiego budownictwa“. Rys. 2).

Lecz i sama nawa romańskiej świątyni mogła stać się skutecznym opór w razie napadu; miała ona bowiem kamienne mury, nieraz o bardzo znacznej grubości, a w murach tych otwory były wąskie i szczupłe, raczej do szczelin, niż do okien podobne. Otwory te o szerokich rozglifieniach umieszczano jak najwyżej ponad terenem, zwiększając przez to niedostępność budowy. Nie było tam może i prawidłowych wykrojów strzelnic, lecz pamiętajmy o tem, że były to podówczas pierwsze próby budownictwa murowanego, które dawały budowlę bardzo prymitywne tak w założeniu, rozmiarach jak i wykonaniu. Budownictwo warowne zamków i grodów rozwinęło się dopiero w epoce gotyckiej, za króla Kazimierza Wielkiego i jego następców, nie dziwnego zatem, że budowle romańskie nie mogły jeszcze wykształcić prawidłowo swoich cech obronnych. Obecność romańskich świątyń potwierdza dalej ten fakt, że kościoły ówczesne były zazwyczaj zamkowe, a zatem włączone w obręb warowny, albo też wznosiły się w bezpośredniej bliskości grodu, łącząc się oddzielnymi murami z właściwym zamkiem. Podówczas kościół tworzył uzupełnienie fortyfikacji zamkowych, np. strzegąc jednego ze stoków grodowego wzgórza, a wieża jego służyła niejednokrotnie za strażnicę.

Kiedyindziej wznosiły się świątynie, na wzgórzach i wyniosłościach, otaczając się wieńcem wałów, rowów i murów, lub też drewnianą palisadą, na wzór umocnień zamkowych. Były to zatem kościoły wiejskie, wznoszone przez możnowładców, które z czasem stały się świątyniami parafjalnymi.

Znaczniejsze świątynie otrzymywały dwie wieże obronne od zachodu z otworami strzelnic i dostępne tylko od wnętrza nawy; wyjątkowo, gdy nie front, lecz tył kościoła był więcej zagrożony w czasie napadu, wtedy baszty wieżowe dźwigały się w górę od tylnej jego strony, będąc tak strażnicą, jak i miejscem obrony.

Jak zaznaczyliśmy uprzednio, wieże domów Bożych były ostatniem i najpewniejszym schronieniem obrońców, gdy nieprzyjaciół zajął wały i przerwał pierścień murów, czy też palisad, to broniła się jeszcze świątynia. Gdy następnia i ona uległa atakowi wrażliwemu, wtedy zawierano szczelnie wejście na wieżę i tarasowano je kamieniami, chroniąc się w jej niedostępnych murach. Baszta kościelna była zatem nie do zdobycia siłą ataku, i tworzyła, podobnie, jak w zamku, niedostępną warownię z izbą mieszkalną (nawet z ustępem) i pomieszczeniem załogi, oraz ze składem żywności i broni. Piwnica ze studnią dostarczała obrońcom wody, a wąskie otwory górnych okien służyły jako strzelnica do rażenia nieprzyjaciół na dalszą odległość. Gdy wróg dobierał się do samych murów świątyni, wtedy rzucano nań pociski prawdopodobnie z wysuniętych przed lico ściany machikułów. Istnienie ich przekazała nam tradycja w dochoowanym po dziś dzień zarysie drewnianych dzwonnicy o ukośnych ścianach i rozszerzonej u góry nasadzie, czyli t. zw. makowicy; dzwonnice te przypominają żywo baszty obronne z machikułami. Niechaj zresztą mówią za siebie same zabytki kościelne z prastarej epoki romańskiej.

Czworościenne kościoły romańskie pokrewne były świątyniom drewnianym; gdy zrąb drewnianych ścian wieńcowych wymagał ze względów konstrukcyjnych zarysu kwadratowego, to również i w murowanych świątyniach nawa zbliżona jest w rzucie do kwadratu, podobnie jak i nieznacznie wydłużony prostokąt prezbiterjum.

Takim właśnie jest prastary kościółek kamienny św. Wojciecha na rynku krakowskim, który miał zapewne i drewnianą wieżę u czoła. Budową dwuwieżową była dawna katedra wawelska, oraz zachowany do dzisiaj okazały kościół św. Andrzeja na zamkowym przegródziu. Świątynia ta nie posiada wyraźnych śladów obronności, lecz wskazuje na nią potężna zwartość kamiennej budowy z osłoniętem murami wejściem bocznem, parą ośmiobocznych wieżyc od frontu, oraz z trzechstronną emporą, która nadawała się, równie dobrze, jak i obie baszty, na pomieszczenie obrońców. I w rzeczywistości według Długosza we wieku XIII. książę mazowiecki: „Conradus... ecclesiam st. Andree sub castra Cracoviensi... incastellavit... et praesidio, armis et vic-tualibus communit“. Nie wiadomo, co znaczyła ta dodatkowa inkastellacja, możemy tylko przypuszczać, że polegała ona tylko na prowizorycznych umocnieniach, które z biegiem czasu zanikały, tak, że i ślad po nich nie pozostał; najważniejszym jest jednak fakt, że świątynia ta nadawała się już w swem założeniu na miejsce obronne, trudno bowiem byłoby inkastellować budynek otwarty, do obrony zupełnie nieprzydatny.

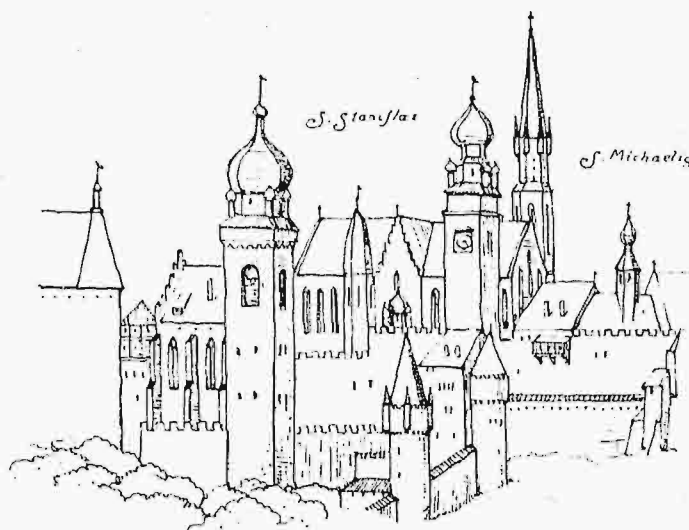
Do cech obronnych kościoła św. Andrzeja należy zaliczyć ślady fortyfikacji murowych, znaczną grubość ścian (1 60 m), okna nawy bardzo wysoko umieszczone, wąskie 15 centymetrowe szpary strzelnic we wieżach, które dla celów strażniczych i obronnych przechodzą u góry z kwadratu w ośmiobok.

Typową świątynią warowną romańskiej epoki jest kościół św. Mikołaja w Żarnowie (radomskie) z wieku XII. o prostokątnej nawie, grubych ciosowych murach i wysoko umieszczonych okienkach. Od frontu przypiera do nawy potężna baszta obronna, okrągła w rzucie, niby donjon zamkowy, z wejściem od wnętrza świątyni. W dolnej partii posiada wieżycę i strzelnicę; wyżej zupełnie ciemna, rozjaśnia się we wnętrzu dopiero pod samym dachem, gdzie rozmieszczone są niewielkie okienka. Że wieża ta była zamkniętą w czasie oblężenia warownią, dowodzi umieszczenie nawet ustępu w grubości ściany, oraz wykucie studni w piwnicy wieżowej. Na piętrze wieży znajduje się empora, otwarta ku kościelnej nawie. Jeśli dodamy ponadto, że kościół ten wybudowany został na wzniesieniu, wśród okopów i fos, oraz w obrębie, czy też w sąsiedztwie zamku, wtedy uzyskamy nawet dość dokładny obraz warowności dawnej, romańskiej świątyni. (Rys. 4).

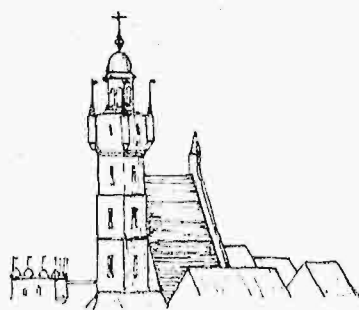
Kościół św. Jana Chrzciciela w Prandocinie z połowy XII. wieku jest również prostokątną budową ciosową, mającą, jak zwykle, wejście od południa z ośmiokątną wieżycą zachodnią, która nasadzoną jest dość nieorganicznie na półokrągłej absydzie, tworząc t. zw. emporę. Według przypuszczenia Łuszczkiewicza emporę kościołów romańskich łączyły się galerją bezpośrednio z mieszkaniem zamkowego kasztelana i służyły do jego użytku. Górna część baszty w Prandocinie dostępna jest przez strych kościelny i posiada w ścianie wąską szparę strzelniczą, jako widomy znak obronności świątyni. Okna nawy, umieszczone w wysokości 6 00 m ponad terenem, a tylko na 30 cm szerokie, uniemożliwiały wtargnięcie do wnętrza, a mogły służyć w razie potrzeby i za strzelnice. Ponadto świątynia chroniona była wieńcem wałów ziemnych, fos i murów. Ponieważ kościół w Prandocinie był inkastellowany we wieku XIII. łącznie z krakowskim kościołem św. Andrzeja, oraz z kościołem w Skalmierzu i Jędrzejowie, przeto możliwym jest, że z tego właśnie czasu pochodzi owa nasada ośmiobocznej baszty nad okrągłą absydą.

Kościół w Jędrzejowie z XII. wieku, wzniesiony z kamienia również na planie prostokąta, z absydą zachodnią i ośmioboczną wieżycą (inkastellacja z XIII. w.?) ma także i emporę nad absydą, jak i kościół w Prandocinie; przytem tak sam dom Boży jak też i późniejsze

3.



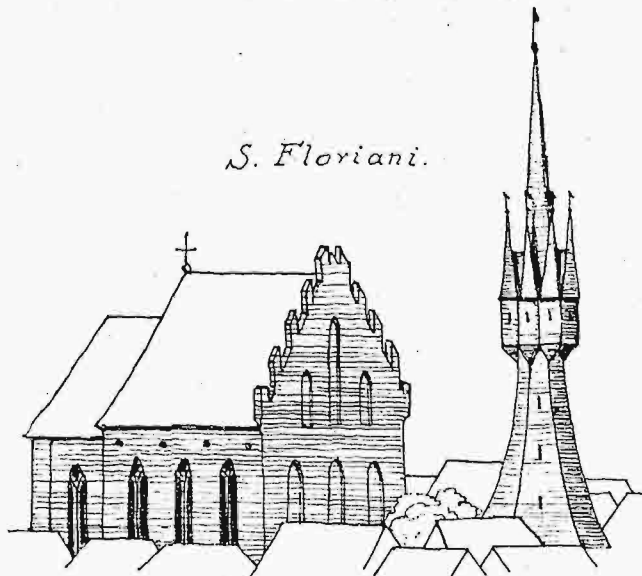
14. KATEDRA KRAKOWSKA PRZY KONEC XVI. W.



15. LUBLIN HASZTARZY KOŚCIÓŁ



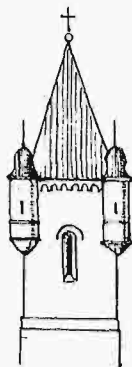
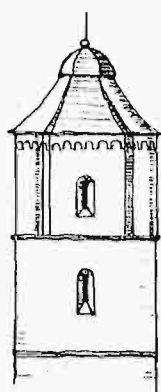
17. LWÓW KATEDRA
I BRAMA HALICKA



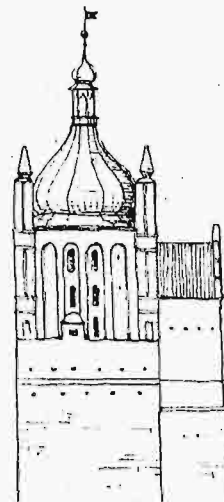
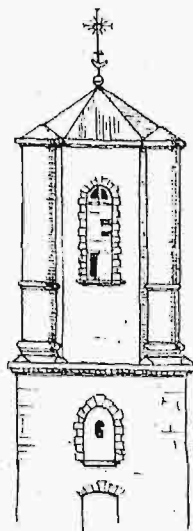
S. Floriani.

15. KOŚC. ŚW. FLORJANA W. KRAKOWIE W. R. 1617

18 WIEŻA KATEDRY
ORMIAŃSKIEJ LWÓW.



16. WIEŻE KOŚC. W. JAZŁOWCU I KAMIENCU.



19. WIEŻA KAT. W. PŁOCKU.

opactwo otaczały obronne mury, zaopatrzone nawet w okrągłe baszty forteczne. Wieżę i emporę posiada także niewielki kościółek w Gieble, gdzie szczupłą izbę wieżową powiększa przystawiona od wnętrza nawy galerja. Usytuowany na obronnym wzniesieniu kościół ciosowy w Siewierzu nie miał jednak wieży murowanej, tak samo, jak i znana nam już świątynka kamienna w Gierzu; wieżę zastępowała tam drewniana baszta, przystawiona do zachodniego frontonu.

Już jednak kościół św. Mikołaja w Wysocicach z XII. w. posiada okazałą wieżę czworoboczną od strony zachodniej; jest w niej i izba zamknięta na piętrze, a w ścianie znajduje się tam wgłębienie niższe, prawdopodobnie dla odprawiania Mszy św. w czasie oblężenia. Jest to zatem typowy zabytek ówczesny świątyni prostokątnej z kamienia zmurowanej, z wieżą czołową i absydą ołtarzową od wschodu.

Późnoromański kościół w Zębocinie (krak.) z XIII. w. posiada w obu ścianach rozmieszczone u góry okna, wykrojone już prawidłowo na kształt szpar strzelniczych. Nakoniec prastary kościół św. Idziego w Inowłodzu (z końca XI. w.) ma prostokąt wydłużonej nawy ujęty od tyłu półkolem absydy, od czoła zaś okrągłą basztą wieżową, bardzo nieznacznych rozmiarów, która jakby w miniaturze odtwarzała ówczesne obronne wieżycze świątyni.

Wyliczone powyżej kościoły były w przeważnej części świątyniami grodowymi wznosząc się w obrębie, lub też bezpośrednio sąsiedztwie zamkowych obwarowań. Również i katedry w Krakowie, Poznaniu, Gnieźnie i Płocku łączyły się z kompleksem zabudowań grodowych często niedostępnych dla okolicznej ludności, albo też niekiedy dla niezbyt szczupłych, powstają z czasem i oddzielne świątynie, niemal z reguły obronne, a dookoła nich kupią się nowe osady; są to kościoły farne, czyli parafjalne, zwykle znaczniejszych już rozmiarów.

Gdy nadto napływające podówczas zakony do Polski budowały obronne siedziby klasztorne, to z zabudowaniami temi łączyły się z reguły kościoły zakonne.

I tak romański kościół farny w osadzie Kościelcu (koło Inowrocławia) zachowuje typ jednonawowej świątyni kamiennej z absydą i czworoscienną wieżycą od frontu. Wieża ta, dostępna tylko od wnętrza świątyni, posiada na piętrze sklepioną emporę z wgłębioną w ścianie nyzą; ślad ołtarzowej menzy poucza nas, że gdy mury świątyni drżały wśród zgiełku walk i ataków, wtedy odprawiał kapłan Mszę św. w baszcie, umacniając na duchu obrońców w czasie oblężenia. Znaczna grubość ścian wieży powstała na założenie w ich grubości okrągłych schodów dla połączenia poszczególnych pięter, zaś prawidłowo wykrojone wąskie otwory strzelnic tak u dołu, jak i na piętrze ułatwiały skuteczną obronę, tembardziej, że jedyne dojście do baszty, okute żelazem drzwi dolne, zakładano tam silnymi belkami, uniemożliwiając ich wyważenie.

Kościół większe otrzymują dwie wieże frontowe; przykładem jest świątynia w Czerwińsku nad Wisłą, o wieżach ze strzelnicami i zewnętrznym obwarowaniu. Również dwuwieżową jest potężna kolegiata w Łęczycy (Tumie) sama w sobie silnie obronna, a nadto otoczona wałami i niedostępna wskutek sąsiedztwa bagien i trzęsawisk. (Rys. 3). Trzynawowa budowa o grubych murach z granitowego ciosu, kończy się trzema absydami od Wschodu i jedną od Zachodu, przyczem na piętrze absydy zachodniej mieści się empora, zaś na sąsiednich narożach wysuwają się przekątnie przed lico ścian dwie okazałe wieże obronne. Wieżom tym odpowiadają od wschodu dwie półokrągłe baszty ze strzelnicami, tworząc malowniczą całość o charakterze wybitnie warownym. Dolne piętra wieżyc posiadają w trzech kondygnacjach prawidłowe otwory strzelnic (t. j. szpary 10–15 cm szerokie, 70 cm wysokie) z szerokim rozglifieniem ku wnętrzu.

Strzelnice te służyły do obrony frontu świątyni, jak też i jej boków, gdyż t. zw. obronę flankową umożliwiało wysunięcie narożni obu baszt i ostrzeliwanie wroga równoległe do ścian bocznych świątyni. Strażnice górnych pięter wieżowych mają otwory okienne dla obserwacji ruchów nieprzyjaciela; zaś wąskie wejście od dołu zamknęły belkowe zawory, wsuwane do czworobocznych wgłębień w ścianie. Strzelnice wieżowe posiadają dostęp z oddzielnych pięter, ponadto z wieżami łączy się zapomocą przejścia i poddasza naw bocznych, które również mogły współdziałać w obronie świątyni. Także i baszty wschodnie zaopatrzone były w otwory strzelnic, które widnieją nawet i w ścianie tylnej kościoła; w ten zatem sposób ta warowna budowa broniła się skutecznie ze wszystkich stron przed atakiem wroga. Przy tak znacznym stopniu czynnej obronności świątyni musiało i zakończenie odpowiadać warownemu charakterowi budynku i było napełnione odmiennie od obecnej sylwety hełmów wieżowych. I rzeczywiście stara pieczęć kościelna z XIV. wieku poucza nas dość nawet dokładnie, że obie baszty miały w góry rozszerzone nasady blankowe, przykryte daszkami, które służyły do rażenia pionowo z góry podchodzącego pod ściany nieprzyjaciela (Rys. 9).

Tegoż typu warownego, co kościół w Czerwińsku, a zwłaszcza kolegiata w Tumie, jest również i okazała katedra w Płocku z XII. w. Widzimy więc tam dwie osmioboczne wieże od frontu trzynawowej bazyliki sklepionej. Nawa krzyżowa posiada, analogicznie jak w Tumie, dwie przysadziste baszty półokrągłe, które, według słusznego przypuszczenia Łuszczkiewicza, służyły do obrony ścian bocznych świątyni. Katedra płocka wzniesiona została w obrębie zamku i jego umocowań, dlatego wieża zamkowa została w spokojniejszych czasach przerobiona na dzwonicę (jak to zresztą u nas często się działo). (Rys. 19). Dzwonnica ta zdradza swe obronne pochodzenie przez cztery okrągłe wieżyczki na narożnikach, otaczające okazały hełm wieżycy. Ten sposób zwieńczenia baszt zamkowych przeszedł z czasem i do budownictwa kościelnego, czego najpiękniejszym przykładem w Polsce jest hełm wieży Marjackiej w Krakowie. Wieże katedry płockiej wyglądały dawniej inaczej, stosując się do obronnego charakteru zamkowej świątyni; i tak dawna pieczęć kościelna z XIV. w. uwidacznia wyraźnie ówczesny stan murów z blankowaniem, bramą, a w głębi okazuje fronton katedry, której obie wieże mają poniżej dachów zębate blanki forteczne dla użytku łuczników i procarzy. (Rys. 11). Widzimy zatem, że świątynie romańskie nie poprzestawały na biernej obronności zwartych murów kamiennych, lecz gradem pocisków i strzał odpowiadały na atak wroga.

Inne świątynie, jak n. p. kolegiata św. Marcina w Opatowie, zatraciły bez śladu swe obronne urządzenia, tylko dwie potężne wieże czworoboczne, wzniesione od frontu bazyliki świadczą o jej dawnej warowności, gdyż, według opisu Długosza: „locus ipsae ecclesiae ferventibus bellis in Polonia, aut extrinsensis, aut civilibus incastellabatur, et vallis, atque fossatis, diversisque muniebatur propugnaculis“. Miała zatem kolegiata warowny pierścień murów i basztowych umocnień.

Musimy zwrócić uwagę na tę okoliczność, że wieże kościelne, które nie były podówczas dzwonicami, lecz strażnicami i obronnymi basztami, musiały i swem usytuowaniem w stosunku do kościoła odpowiadać warunkom tej obronności. Gdy zatem świątynia tak była umieszczona wśród obwarowań i murów, że nie czoło, lecz tył budowy narażony był na niebezpieczeństwo ataku, wtedy wieże wyrastały od strony ołtarzowej. W ten sposób miał założone dwie wieżycze kościół w małopolskim Kościelcu z pocz. XIII. w. Bazylika ta o trzech nawach, posiada na przedłużeniu naw bocznych z emporami dwie wieże czworoboczne obok presbiterjum, które są na zewnątrz wskutek przebudowy świątyni niewidoczne. I ro-

mańska część kolegiaty w Skalbmierzu z w. XII–XIII. posiada dwie wieże ciosowe zgrupowane przy części ołtarzowej, które napewno były odpowiednio wyzyskane we wiekach minionych dla obrony kościoła, gdy w XIII. stuleciu książę Konrad Mazowiecki świątynię tą inkastelował.

Kiedykolwiek wieże kościelne nie łączyły się z nawami, stojąc całkiem oddzielnie; zupełnie mylną jest opinia, że wieże oddzielano od świątyni, by nie wciągać samego domu Bożego we wir walki! Powód oddzielenia wielu wież kościelnych był zupełnie inny i wypływał najczęściej ze względów obronnych. Gdy względy te kazały wieżę włączyć we wieniec czworoboków murów cmentarnych, wtedy stawała się ona zupełnie basztą obronną; i nie inny jest powód oddzielenia dzwonnicy przy kościółkach i cerkiewkach drewnianych. Gdy z czasem rozsypały się w gruz obronne mury cmentarza, wtedy zostawała tylko samotnie baszta wieżowa, stercząc oddzielnie, niby murowany komin wśród ruin pogorzelska. Taką wolno stojącą wieżycę potężnych rozmiarów dochował kościół Bożogrobowców w Miechowie, gdzie dolne partje ścian dochowały jeszcze zrąb romański.

Zaznaczyliśmy uprzednio, że prócz kościołów grodowych i farnych były świątynie zakonne, mieszczące się w obrębie klasztorów, które zazwyczaj fortyfikowano również na sposób zamkowy. Najciekawszym przykładem obronnego klasztoru romańskiego jest opactwo Cystersów w Sulejowie.

Kościół i zabudowania klasztorne, wznoszące się na wzgórzu nad Pilicą, otacza po dziś dzień jeszcze pierścieni warownych murów z bramą wieżową i pięcioma basztami, z których jedna tj. okrągła baszta klasztorna ze strzelnicami sięga epoki romańskiej. Inne wieże są późniejsze tj. gotyckie, jak np. czworościenna baszta z ceglana nasadą na kroksztynach (machikuły) i ostrym hełmem, lub

dalsze o renesansowych attykach z dachem wklęsłym i otworami strzelnic strychowych. Opactwo sulejowskie stanowi zatem obronną siedzibę o typie średniowiecznych obwarowań zamkowych. Podobnie umocnione były klasztory Cystersów w Jędrzejowie i Wąchocku.

W wieku XIII. pojawiają się budowle ceglane, okazując czerwone, niewyprawione mury; i tak ceglane są w pierwszym rzędzie kościoły zakonne Dominikanów i Franciszkanów. Romańską ceglana świątynią jest zatem sędziwy kościół klasztorny św. Jakóba (O. O. Dominikanów) w Sandomierzu. Kościół ten, wzniesiony opodal zamku i miasta i nie chroniony jego murami, musiał być do pewnego stopnia obronny. Nie zdradza co prawda warowności sama świątynia, conajwyżej wązkie okienka romańskie o wymiarach 30×160 cm nieco przypominają szpary dawnych strzelnic. Natomiast frontowa wieża kościelna o ścianach dwumetrowej grubości wysterczająca na narożu murów obwodowych i szkarpami umocniona posiada w dwu kondygnacjach i z dwu stron szpary strzelnicze (wym. 0.08×1.00 i 0.15×0.60) z wewnętrznymi wnękami prawidłowego wykroju dla kuszy i łuczników. Słusznie też przypuszczał Łuszczkiewicz, że baszta ta (jako oddzielona od świątyni) przeznaczona była do obrony furty wejściowej, umieszczonej w obronnym ogrodzeniu klasztoru. Część górna baszty o szerokich oknach bliźniaczych była dzwonnica, służąc przytem i za wartownię. (Rys. 5).

Tyle mówią zabytki ze zamierchłej epoki romańskiej; pouczają nas one, choć dziś już bardzo niedokładnie o dawnej obronności pierwszych świątyni chrześcijańskich w Polsce, gdy i wojny i wewnętrzne zamieszki zmuszały niejednokrotnie z konieczności do zamiany domu Bożego na warownię, stawiającą dzielnie opór hordom napastników.

(C. d. n.).

Inż. Piotr Tułacz.

Rentowność budynków szkieletowych spawanych.

Szkielety stalowe są oddawna stosowane w budownictwie monumentalnym, przede wszystkim tam, gdzie wysokość budynków zbliża się do granicznej wysokości ściany murowanej.

Granica rentowności budowli szkieletowej, w zależności od jej wysokości, jest również dobrze znaną i liczne przykłady wykonanych szkieletów tworzą obszerną dokumentację dla rozmaitych rozwiązań konstrukcyjnych.

Inaczej rzecz ma się w budownictwie szkieletowym małych domów mieszkalnych i will. Tutaj mniejszą rolę grają względy techniczne n. p. własności mechaniczne normalnych materiałów budowlanych, natomiast oprócz nowoczesnych wymagań higieny i komfortu decydują względy ekonomiczne t. j. taniość i szybkość budowy.

W państwach zachodnich rozwinęło się w ostatnich latach bardzo silnie budownictwo szkieletowe małych mieszkań. Szkielety te wypełnia się t. zw. materiałami zastępczymi, jak n. p. cellozitem, gazobetonem, heraklitem i t. p.

U nas w Polsce, gdzie dotychczasowy ruch budowlany nie jest w stanie zaspokoić głodu mieszkaniowego, istnieje również gwałtowna potrzeba zmodernizowania odwiecznych zasad budowy domów mieszkalnych i w związku z tem, od przeszło roku rozpoczęły niektóre firmy budowlane na własną rękę propagandę na rzecz budownictwa szkieletowego.

Początkowo propaganda ta szła głównie w kierunku bezpośredniego przejęcia wzorów zagranicznego budownictwa szkieletowego. Takie postawienie kwestji nie miało naturalnie wielkich szans powodzenia, ze względu na inne warunki klimatyczne, inne kształtowanie się cen materiałów budowlanych i robocizny oraz inną strukturę finansową naszego kraju.

W ostatnich czasach, od kiedy propagandę tę ujęły w swe ręce organizacje gospodarcze i zrzeszenia techniczne — sprawa budownictwa szkieletowego zaczyna wchodzić na właściwe tory. Zaczynają się zarysowywać inne poglądy i własne koncepcje rozwiązań, oparte wprawdzie na doświadczeniach zagranicy na tem polu, ale uwzględniające należycie swoiste, odmienne od zagranicznych warunki.

Największą przeszkodą w rozwoju budownictwa szkieletowego było dotychczas negatywne stanowisko, zajmowane w tej sprawie przez przedstawicieli kas oszczędności oraz podobnych instytucji popularnej pewności, na których kredytach hipotecznych opiera się całe nasze budownictwo prywatne.

Instytucje te udzielają z reguły kredytów hipotecznych jedynie na budynki murowane o masywnych stropach i ogniotrwałej budowie, chociaż w ostatnich czasach i w tym względzie nastąpiła pewna ewolucja poglądów, to jednakowoż w większości wypadków, gdzie chodzi o kredyty budowlane, ze wszystkich materiałów, jakie można zastosować do wypełnienia szkieletu, największe szanse posiada przede wszystkim cegła pustakowa, gdyż wobec budynków szkieletowych, wypełnionych cegłą pustakową nie można wysuwać żadnych zastrzeżeń, o jakich mówi się z reguły przy t. zw. „materiałach zastępczych“ i budynki te bezwątpienia uznane być muszą za równoważące z budynkami o normalnych, pełnych murach.

Natomiast, jeżeli chodzi o inne, przede wszystkim znacznie lżejsze od cegły pustakowej, materiały wypełniające, tak rozpowszechnione dzisiaj zagranicą — to w naszych warunkach mieć one mogą większe szanse rozwojowe na

najbliższą przyszłość, dopiero przy zmianie dotychczasowego stanu finansowania budownictwa.

Na zachodzie w Anglii, Francji n. p. wielkie kapitały prywatne oraz organizacje społeczne o charakterze publicznym, przeprowadzają budowę licznych osiedli szkieletowych, które następnie eksploatują, wydierżawiając lub sprzedając poszczególnym osobom. W ten sposób buduje się seryjnie, co znacznie obniża koszt. Co więcej przy tym systemie budowy możliwe jest zastosowanie specjalnie dobrze przystosowanych profilów, wypracowanych na zamówienie specjalnie dla jakiegoś typu szkieletu.

Znormalizowane przez nasze huty profile niezbyt nadają się do budowy szkieletowej małych domów mieszkalnych. Jeżeli bowiem porównamy na zginanie belki dwuteowej n. p. Nr. 10, 20 i 30 — to ciężary belek tej samej długości mają się do siebie jak 1 : 3, 16 : 6.5, nośność zaś jak 1 : 6, 26 : 19, a więc nośność wzrosła wielokrotnie ze wzrostem ciężaru. Profile te są prawie geometrycznie podobne, wobec czego w przybliżeniu ciężar 1 m. b. belki proporcjonalny jest do kwadratu wysokości profilu, gdy tymczasem moment oporu „W” proporcjonalny jest do sześciastu wysokości profilu. Jeszcze niekorzystniej przedstawia się porównanie tych belek przy wyboczeniu, gdzie moment bezwładności wzrasta w czwartej potęgę. Nasze profile obecne przystosowane są więcej do obciążeń znacznych i skupionych, gdy tymczasem zasadą budowy szkieletowej jest stworzenie sztywnej sieci pionowej i poziomej, a więc z reguły rozdzielenie obciążenia na małe elementy. W obecnych warunkach nie można żywić nadziei, że huty podejmą się, bez pewności zbytu większych partij, walcowania nowych profilów; wprawdzie niedogodność tę skompensować można w znacznym stopniu dzięki zastosowaniu spawania, które pozwala, przez łatwe wzmocnienia miejscowe, tworzyć belki o zmiennym przekroju, dostosowanym ściśle do obciążenia, nie ulega jednak wątpliwości, że dla lekkich materiałów wypełniających korzystniejsze byłyby profile specjalne.

W tych warunkach zupełnie inaczej przedstawia się u nas możliwość zmodernizowania dotychczasowych zasad budownictwa mieszkaniowego.

Jeżeli zastosowanie szkieletu stalowego w budownictwie domów mieszkalnych przedstawia oczywiste korzyści, zbyt znane ogólnie, ażeby je tu ponownie wliczać — należy w pierwszym rzędzie odpowiedzieć na pytanie, czy można zastosować go w budynkach murowanych z cegły pustakowej, przy istniejących profilach i budowie indywidualnej, bez zwiększenia kosztów 1 m³ surowej budowy. Tylko w razie odpowiedzi pozytywnej będzie można spodziewać się rozpowszechnienia budownictwa szkieletowego, gdy w większości wypadków decydującym momentem będzie rentowność budowy.

Pod tym kątem widzenia wykonano w roku ub. w Katowicach dwie wille, według projektu inż. arch. Michejdy. Szkielety żelazne, całkowicie spawane, wykonała jedna z hut Górń. Śląska, według moich projektów konstrukcyjnych.

Wille, o których mowa, są to budynki jednopiętrowe, jeden o kubaturze użytecznej 1160 m³, drugi o 2,150 m³. Ilość żelaza wbudowanego wraz z belkami stropowemi, przy stropach systemu Kleina, wynosi dla mniejszego budynku: 9.750 kg dla większego 16.000 kg, co daje w przeliczeniu na 1 m³ przestrzeni użytecznej 8.3 i 7.5 kg/m³.

Cyfr ostatnich nie można naturalnie porównywać z budynkami szkieletowemi o kilku piętrach gdzie ilość żelaza wynosi od 18—22 kg/m³. Jednakowoż nawet abstrahuując od tego porównania ilość wbudowanego żelaza przy wspomnianych willach została znacznie zredukowaną, dzięki zastosowaniu spawania.

Ażeby sobie zdać sprawę ze znaczenia tej redukcji, podaje, że 1 kg szkieletu spawanego lub nitowanego kosztuje ca 90 groszy, m³ zaś budowy wykończonyj ca 65 zł., surowej budowy o normalnych murach z cegły 30 zł.

Ażeby, mimo małej ilości żelaza, wypełnił szkielet swoją funkcję statyczną — musi być żelazo dobrze wykorzy-

stane, z czem liczyć się powinien architekt i konstruktor-statyk. Nie ulega jednak wątpliwości, że rezultat taki osiągnąć można jedynie przy zastosowaniu spawania.

Dla szczegółowego wykazania rentowności spawania, przy tego rodzaju budowlu weźmy najpierw pod uwagę belki stropowe.

Przy mniejszym budynku użyto na belki stropowe 4.400 kg przy wadze własnej stropu 200 kg/m². Belki te, przechodzące przez dwa lub trzy pola były wzmocnione na podporach zapomocą spawanych przykładek, wskutek czego zaoszczędzono przeciętnie ca 33% materiału. Wzmocnienia tego nie można by racjonalnie wykonać zapomocą nitowania. Te same stropy, wykonane przy domach i normalnych murach i przy tej samej rozpiętości pól, przy belkach niespawanych i nienitowanych wymagałyby o ca 33% więcej żelaza, jednak koszt 100 kg belki założonej na pełnych murach pod strop Kleina wynosi:

loco skład	48,— zł.	
dowóz	3,50 zł.	
ułożenie	12,00 zł.	63,50 zł.

Koszt więc 1 kg wynosi 6,35 t. j. około 33% mniej, jak konstrukcje spawane lub nitowane. Widzimy z tego prostego przykładu, że konstrukcja nitowana, nie zmniejsza ciężaru belek stropowych, powiększa ich koszt o 33% w stosunku do stropu, opartego na normalnych murach, natomiast konstrukcja spawana, nie dając wprawdzie oszczędności, wytrzymuje konkurencję, to znaczy, że stropy w szkielecie spawanym kosztują nas to samo, co w budynku murowanym normalnie.

Jeżeli teraz od ciężaru całego szkieletu, wynoszącego 9.750 kg odejmiemy ciężar belek stropowych, wynoszący kg 4.400 pozostaje na podciągi i słupy 3.350 kg, co licząc po 90 gr/kg wyniesie 4.820 zł. Koszt ten kompensuje się następująco:

1. Ściany zewnętrzne, wypełniające szkielet między słupami, posiadają grubość jednej cegły t. j. 25 cm i składają się właściwie z podwójnego muru o grubości 6.5 cm każdy, między którymi znajduje się przestrzeń pusta, grubości 12 cm. Obydwa murki połączone są co trzecia cegła cegłą poprzeczną, tak, iż ściana taka posiada dostateczną sztywność. Przy użyciu cegły dziurawki ciężar całej ściany, grub. 25 cm, wynosi 150 kg/m². Ponieważ dla zwiększenia izolacyjnego ściany przestrzeń pustą między murkami wypełniono, w naszym wypadku żużlem, ciężar ten zwiększa się o 100 kg/m² i 1 m² waży ostatecznie 250 kg. Przy wykonaniu murów zewnętrznych, według tego systemu, okazało się, że murowanie nie jest wcale trudniejsze od normalnych ścian i ściany takie można było wykonać wraz z wypełnieniem przestrzeni pustej żużlem na kwotę złotych 13,— za 1 m².

Ponieważ normalna ściana na 1 1/2 cegły grubości kosztuje 20,— złotych otrzymujemy oszczędność na 1 m² ściany zewnętrznej w kwocie zł. 7,—.

2. Przy normalnej budowie murowanej ściany wewnętrznej, niosące strop, muszą być również na 1 1/2 cegły, gdy tymczasem w szkielecie można je albo zupełnie usunąć lub też zastąpić ścianami na 1/4 cegły pustakowej, która kosztuje tylko 6,50 zł./m². Daje to oszczędność 13,50 zł. na m².

3. Pozatem, wskutek cieńszych murów wewnętrznych i zewnętrznych zwiększa się kubatura użyteczna o ca 44%.

W naszym przykładzie już wykonanej budowy otrzymamy następujące zestawienie:

1. Oszczędność na ścianach zewnętrznych =	zł. 2.500
2. Oszczędność na ścianach wewnętrznych =	„ 1.750
3. Powiększenie kubatury o 55 m ³ à 30 zł. =	„ 1.590
razem zaoszczędzono	zł. 5.840
Koszt słupów i podciągów	„ 4.820
pozostaje	zł. 1.020

Czyli, że w rezultacie ostatecznym zaoszczędzono, po potrąceniu kosztów szkieletu, zł. 1.020, w stosunku do surowej budowy normalnej.

Powyższy przykład dowodzi, że nawet w obecnych warunkach można zastosować szkielet w murowanych budynkach mieszkaniowych, jednopiętrowych, bez zwiększenia kosztów budowy, o ile stosuje się spawanie. Gdybyśmy natomiast w powyższym przykładzie przyjęli szkielet nitowany, co powiększyłoby ciężar belek stropowych o 33% czyli o 1.450 kg a więc o 1.300 zł. już granica rentowności w stosunku do normalnego murowanego domu byłaby przekroczoną, tembardziej, że i ciężar innych części szkieletu nitowanego byłby przynajmniej o 20% większy od spawanego.

Jak na wstępie zaznaczyłem, wykonane w Katowicach budowy stanowią pierwszą próbę rozwiązania konstrukcyjnego szkieletu całkowicie spawanego, dlatego też spodziewać się należy, że dalsze próby przyniosą znaczne ulepszenia, zarówno przez lepsze przystosowanie projektu architekt. jak i konstrukcyjnego, co dać może w sumie większą oszczędność n. p. 10—15% kosztów normalnej surowej budowy. Nie ulega jednak wątpliwości, że dalszy rozwój tego budownictwa związany jest ściśle ze spawaniem.

Co do samego wykonania szkieletu należy przede wszystkim zaznaczyć, że prawie wszystkie połączenia wykonane zostały zapomocą spawania acetylenowo-tlenowego.

Chociaż spawanie acetylenowo tlenowe wymaga nieco odmiennego projektowania połączeń, jak przy spawaniu elektrycznym, to jednak przy odpowiednim doborze metody spawania, można było wykonać palnikami te same elementy, które, ze względu na konieczność wykorzystania urządzeń elektrycznych, spawano również łukiem. Przy spawaniu acetylenowym stosowano głównie nową metodę, czyli t. zw. „spawanie w prawo“. Przy tej metodzie materiał mniej się nagrzewa i przy większych profilach, powyżej Nr. 8, nie należy obawiać się deformacji elementów. Niemniej przeto należy dbać o to, ażeby w czasie spawania miały one swobodę wydłużania się, gdyż inaczej ryzykujemy zawsze pewne deformacje. Dotyczy to w równej mierze spawania elektrycznego, szczególnie przy montażu większych budowli, gdzie drobne odchylenia mogą się zsumować, przekraczając granice dopuszczalnych tolerancji. Dlatego też spawanie przy montażu wymaga wielkiego doświadczenia kierownika budowy i spawaczy. Nie wolno tutaj zbyt nagrzwać jednego miejsca bez odpowiedniej, symetrycznej kompensaty, powstałego stąd wydłużenia.

Przy spawaniu acetylenowym można zawsze symetrycznie spawać równocześnie dwoma palnikami lub też użyć drugiego palnika jedynie do podgrzewania, ażeby skompensować miejscowe, jednostronne wydłużenie. Przy spawaniu elektrycznym stosuje się spawanie przerywane, spawając naprzemian obie strony, ażeby nagrzanie materiału było symetryczne, podobnie jak postępujemy przy spinaniu. Bardzo często dla ułatwienia montażu stosuje się połączenia prowizoryczne na śruby i dopiero po złożeniu całej budowy spawa się połączenia właściwe. W tym wypadku należy pamiętać, że połączenia prowizoryczne na śrubach — jako mało sztywne nie zwalniają nas od przestrzegania wyżej wspomnianych reguł spawania montażowego. I w tym wypadku stosować należy spawanie symetryczne wzgl. przerywane, jak przy spinaniu.

Przy mniejszych budowlach można w zupełności zrezygnować z połączeń pomocniczych i wykonać również cały montaż zapomocą spawania. W naszym wypadku zastosowano tę właśnie metodę, wskutek czego, można było zaprojektować całą konstrukcję szkieletu w zupełnie odmienny sposób, jak przy nitowaniu, co dało niewątpliwie korzyści i przede wszystkim zaoszczędziło dużo materiału. Opisane poniżej szkielety stanowią przykłady typowej konstrukcji spawanej, zupełnie niewzorowanej na konstrukcjach nitowanych i która swym charakterem monolitycznym zbliża się raczej do odlewu, gdyż odlewnictwo jest bardziej pokrewnem ze spawaniem sposobem formowania metalu. I tak wszystkie słupy wykonane są z dwóch kątowników spojonych ze sobą grzbietami w kilku punktach palnikiem acetylenowo-tlenowym (ryc. 1).

W ten sposób otrzymujemy symetryczny profil krzyża, o największym momencie bezwładności, przy bezpośrednim styku kątowników, który pod względem wykorzystania materiału nie ustępuje w średnich wymiarach słupów dwóm ceownikom, jeżeli uwzględnimy przy ceownikach niezbędne nakładki, natomiast wykonanie jest przy ceownikach droższe, gdyż oprócz przycinania nakładek szwy są znacznie dłuższe. Ponadto posiadają one wiele innych zalet w porównaniu z ceownikiem.



Ryc. 1.
Spawany słup środkowy.

Przedewszystkiem słupy te ustawione w ścianie jak litera „x“ stanowią naturalne zamocowania boczne dla cegieł, również w narożnikach. Niema w nich żadnej pustej przestrzeni niedającej się wypełnić zaprawą cementową, która jest najpewniejszą ochroną przed rdzewieniem. — w ścianach zewnętrznych niema większej powierzchni żelaza pod zaprawą, wskutek więc lepszej izolacji cieplnej ściana się nie poci w linii słupa. Wolnostojące słupy, wypełnione z boków częściami cegły na zaprawie i owinięte drutem, dają się łatwo wyprawić bez używania drogich siatek ceglanych.



Ryc. 2.
Podciągi wzmocnione nad słupami, gotowe do montażu.

Są to wielkie zalety i doświadczenia nasze przy budowie omawianych domów wykazały w zupełności ich znaczenie. Naturalnie słupy takie można racjonalnie łączyć z podciągami jedynie zapomocą spawania. Ażeby wykorzystać na-

BUDOWNICTWO STALOWE

DODATEK DO „ZASOPISMA TECHNICZNEGO“

TREŚĆ: Inż. E. Cieślewski: Korzyści wynikające z nowoczesnych metod budowania. — K.: Stal na wystawie budowlanej w Berlinie 1931 r. — Przewóz drobnicy w skrzyniach — Most o największej rozpiętości na świecie. — W obronie polskiego przemysłu karoseryjnego. — J. K.: Międzynarodowa współpraca w dziedzinie budownictwa stalowego. — Stal w budownictwie gmachów i dróg

Inż. E. Cieślewski.

Korzyści wynikające z nowoczesnych metod budowania¹⁾.

Wybór materiału budowlanego, związany ściśle z nowoczesnym kierunkiem budowania, stanowi zwykle dla jednostki lokującej swój kapitał, tak jak zresztą każdy inny problem gospodarczy, kwestją wielkości inwestycji i spodziewanego zysku. Przewidujący jednak ekonomista tym sposobem ujęcia problemu się nie zadawała; jego zajmują przede wszystkim z jednej strony pierwotne koszty zakładowe i okresowe wydatki związane z utrzymaniem, z drugiej natomiast regularny dochód, ekonomiczny czasokres trwania budowli i wartość jaką budowla po tym czasie przedstawia.

Pod ekonomicznym czasokresem trwania, w odróżnieniu od technicznego, należy rozumieć przeciąg czasu, podczas którego używa się budowlę wyłącznie w tym celu, w którym ją wzniesiono.

Po upływie tego czasu posiada ona tylko pewną wartość resztującą, która może być też i ujemną, o ile n. p. stosunki tak się ułożą, że zmuszą do jej zdemolowania, a koszty z tego wynikłe przewyższą wartość materiału pozostałego ze zburzenia.

Zachodzą jednak często wypadki, że resztująca wartość może przybrać znaczną wielkość dodatnią, osiagającą w przybliżeniu nawet wartość początkową, o ile przez stosunkowo nieznaczną zmianę można budynek użyć do innego, rentowniejszego celu, niż do tego, w jakim go pierwotnie wybudowano.

Wyżej wspomniana synteza wydatków, dochodów, ekonomicznego okresu trwania, wartość resztująca i w dalszym ciągu od nich zależny wybór materiału budowlanego da się z łatwością wyjaśnić przy pomocy prostego wzoru.

Jeżeli nazwiemy: „B“ — pierwotne koszty budowy, „K“ — przeciętne roczne wydatki (konserwacja, podatki i t. d.), „D“ — roczny dochód (czynsze i t. d.), „L“ — ekonomiczny czasokres trwania, „W“ — wartość resztująca, „Z“ — czysty zysk w procentach, to roczna amortyzacja wyniesie $\frac{B-W}{L}$, a czysty dochód $D-K$.

Wobec tego otrzyma się czysty zysk $D-K-\frac{B-W}{L}$, co wyrażone w procentach z włożonego kapitału można przedstawić:

$$Z = \frac{\left(D - K - \frac{B - W}{L}\right) 100}{B} \%$$

Wzorowi temu nadano z tego powodu tak prostą formę, gdyż zamierzono ująć relacją czysty dochód, w konsekwencji czego przyrównano amortyzację, która najbardziej ułatwia porównanie różnych budynków, w prostym stosunku do czasu. Z tej samej przyczyny przyjęto wydatki jako roczną przeciętną wielkość, co jednak nie gra zasadniczej roli w brannym pod uwagę wypadku.

Aby uzasadnić wartość przytoczonego wzoru dla celowości stosowania pewnego tworzywa przy większych budowlach, należy po krótko rozpatrzyć czynniki wywierające

swój wpływ na dochód, a w dalszym ciągu na czysty zysk i to w relacji do tworzywa.

I tak czynnik „B“ — pierwotny koszt budowy — może być przy alternatywie użycia różnych tworzyw nietrudno ustalony, gdyż chodzi tu o kosztorys budowli mającej odpowiadać pewnemu jasno określone celowi, niezależnie czy ma być wykonaną n. p. ze stali, czy też z innego materiału.

W łączności z powyższym da się też wyznaczyć roczny dochód — „D“, uwzględniając dodatkowo powierzchnię użytkową i inne pochodne wynikające z danego sposobu budowania. W każdym razie nie będzie tu większych różnic między budynkiem o szkieletie stalowym, a budynkiem z innego tworzywa.

Również i przeciętne roczne koszty związane z utrzymaniem — „K“ dadzą się z dostatecznym przybliżeniem wypośredkować na podstawie licznych istniejących statystyk.

O ile dotychczas brane pod uwagę wyrazy wzoru nie dają jeszcze możliwości do wyciągania wniosków co do kwestji poruszonej tematem, to ostatni człon licznika, reprezentujący amortyzację, a mający tymczasem wielki wpływ na rentowność całej budowli $\frac{B-W}{L}$, nadaje wzorowi całkiem zdecydowane znaczenie.

Z punktu widzenia tylko samej techniki jest się skłonny do twierdzenia, że pewna budowla przetrwa wieki, czyli, że amortyzacja $\frac{B-W}{L}$ z powodu znacznej wielkości mianownika „L“ przedstawiać będzie bardzo małą wartość. Kapitał jednak liczy się tylko z ekonomicznym czasokresem trwania (okresem celowej użyteczności), a ten wynosi zazwyczaj zaledwie kilkanaście procent technicznej długotrwałości budynku.

W tak zrozumianym ułamku, wywiera więc czynnik „W“ — wartość resztująca budowli — dominujący wpływ na amortyzację i tu dopiero występują okoliczności przemawiające całkiem znamienne za budową o szkieletie stalowym.

Różnica między techniczną a ekonomiczną długotrwałością budowli zaczęła się w ostatnich dziesiątkach lat dobitnie wypuklać, a to z powodu szybkich zmian, któremu obecnie podlega życie gospodarcze; lada chwila mogą zaistnieć okoliczności stawiające nowe wymagania co do wielkości i urządzenia budowli, a mające swą przyczynę w zmianie wewnętrznego i zewnętrznego techniczno-gospodarczego trybu przedsiębiorstwa, eksploatującego daną budowlę.

Wewnętrzne zmiany trybu przedsiębiorstwa wymagają adaptacji, która staje się konieczną, aby utrzymać bieg pracy na poziomie rentującym się, wzgl. zmienić całkowicie jej dotychczasowy kierunek. Tak n. p. we fabrykach

¹⁾ Literatura: Arch. A. North: „The Bank Director“ New-York 1930. — Dr. A. Meijer: „Bouwbedrijf“, Amsterdam 1929.

powstaje potrzeba przejścia na przeróbkę innych surowców, użycie nowych maszyn, zmianę fabrykacji i t. d.; przy innych budowlach znowu, przeistoczenie się hotelu w dom handlowy, domu czynszowego w hotel, teatru w skład i t. p. Przyczynami zewnętrznymi natomiast, wymagającymi przeistoczenie się przedsiębiorstwa, a z niem budowlą, są takie czynniki jak n. p. przeniesienie się w danej miejscowości arterij komunikacyjnych, centrów handlowych i t. p.

Zmiany te zmuszają kapitał do bardzo ostrożnej oceny ekonomicznej długotrwałości finansowej budowli.

Ten wzgląd na ekonomiczną długotrwałość budynku przyczynił się, że w ostatnich dziesiątkach lat wykrystalizował się zupełnie nowy kierunek budowania, rozgraniczający ściśle konstrukcję nośną od ścian, reprezentowany przez szkielet stalowy, a to z tego powodu, ponieważ stal jest materiałem umożliwiającym w najszerszych granicach, najtańsze i najłatwiejsze przystosowanie budowli do nowego celu przeznaczenia.

Stalowe słupy, belki, podciąg, jak też całe części konstrukcyj można łatwo skracać, wydłużać, przesuwac i wycinać, ponieważ statyczne warunki są bardzo łatwe do ujęcia, a materiał sam nadaje się dobrze do mechanicznej miejscowej obróbki, w odróżnieniu od monolitycznych szkieletów, nie znoszących dzielenia materiału, a tracącego zalety monolityczności w razie zamierzonego wzmocnienia.

Czas przeróbki przy stali jest nadzwyczaj krótki i przeróbka nie daje się przy utrzymaniu ruchu przedsiębiorstwa tak we znaki, jak przy innych sposobach połączonych z rozsadzaniem, waleniem, szalowaniem i t. d.

Również przy nadbudówkach, których ilość pięter w normalnych budowlach z kamienia sztucznego wynosi ze względu na ograniczoną nośność słupów i ścian 2 lub 3 kondygnacje, szkielet stalowy zachowuje się zupełnie inaczej, gdyż łatwe wzmocnienie słupów umożliwia podwyższe-

nie budowli niekiedy nawet o 6, 10 i więcej pięter, przy czem nośność samych ścian nie gra tu żadnej roli; wzmocnienie fundamentów lub ułożenie dodatkowych, jest kwestją już dawno przewyżoną.

Kto stawia budynek niedający się w przyszłości przebudować i skazuje go przez to nieodwołalnie na starzenie się, ten stawia sam sobie zaporę nie do usunięcia, wykluczającą w przyszłości rentowną kalkulację.

Z powyższego wynika jasno, że budynek o szkielecie stalowym podnosi wartość resztującą budynku „W”, co sprawia, że niska ocena jego ekonomicznej długotrwałości nie wpływa tak bardzo na wielkość kwoty amortyzacyjnej i z nią ściśle związaną rentowność, gdyż wartość „W” osiąga wtedy prawie wielkość „B” z odliczeniem naturalnie kosztów adaptacji.

Nie wymaga też wyjaśnień, że w tym wypadku rata amortyzacyjna kurczy się do wydatków spowodowanych adaptacją, podzielonych przez ilość lat, po których ona prawdopodobnie nastąpić powinna. Procentowy zysk zależy więc będzie prawie tylko od stosunku rocznych dochodów pomniejszonych o wydatki, do pierwotnych kosztów budowy.

O ile natomiast wartość „W” jest mała lub nawet ujemna (wypadek ten zachodzi przy monolitycznym charakterze murów), to wtedy ekonomiczny okres używalności „L” daje się przy rentowności budowli w znaczniejszej mierze (i to nawet niekorzystnie) odczuć, niż przy stosowaniu szkieletu stalowego, gdyż z powodu zmniejszonej łącznej wartości licznika, maleje wartość całego ułamka. W wypadkach więc, w których wielkość rocznego odpisu $B-W$ wywiera dominujący wpływ na rentowność, należy przy finansowaniu każdej większej budowli przekalkulować również celowość stosowania szkieletu stalowego.

Stal na wystawie budowlanej w Berlinie 1931 r.

Hala 8 wystawy budowlanej w Berlinie mieści grupę wystawową p. n. „stal”. Z racji wystąpienia na wystawie stali można ustalić pewną linię rozwoju budownictwa czasów powojennych, uzewnętrżającą się we wzroście wspólnych interesów budownictwa stalowego z innymi dziedzinami budownictwa. W przeważającej części pokazuje się zastosowanie stali w budownictwie stalowo-szkieletowym. Z konieczności musiały się rozwijać odpowiadające warunkom budownictwa szkieletowego materiały wypełniające. Oba te elementy nowoczesnego budownictwa znajdujemy wobec tego na wystawie budowlanej w ścisłej łączności. Główne miejsce w grupie stal zajmuje stoisko niemieckiego Związku Budownictwa Stalowego, który objął reżyserję w tej grupie.

Rdzeń wystawy stanowi grupa 6-iu potężnych słupów stalowych, monumentalnych filarów dwuteowych o przekroju 1,25 m: świadczą one o znaczeniu i zdolności produkcyjnej przemysłu stalowego w dziedzinie budownictwa. — Cztery z tych słupów są świetnymi okazami techniki walcowniczej. Dwa najgrubsze słupy dają również dowód, że technika spawania — w tym wypadku celem uzyskania wielkich dwuteówek — przyczyniła się do szybkiego rozwoju budownictwa stalowego, gdyż takie duże przekroje nie mogą być obecnie jeszcze walcowane. Takie profile o dużych przekrojach otworzą nowe horyzonty dla budownictwa stalowego, jak n. p. dla przebycia wielkich rozpiętości i możliwości wznoszenia wysokich budowli. Artystycznie ułożony pas fotografii i obrazów ciągnie się dookoła stoiska. Obrazy te ujawniają dobitnie piękno budowli inżynierskich. Widoki wykonywanych budynków szkieletowych uwypuklają zalety stali jako materiału budowlanego, w szczególności korzyści na wadze, na powierzchni użytkowej i dobrem oświetleniu pomieszczeń.

Postęp w badaniach konstrukcji stalowej i badaniach materiałów znajduje swój wyraz w tem, że na miejscu sto-

sowanych dotychczas maszyn do badania wytrzymałości, które ustalają zachowywanie się materiału przy statycznych obciążeniach, używa się coraz częściej maszyn do badania dynamicznych wpływów podczas eksploatacji. Pręty próbne poddaje się w tych maszynach tysiącom różnych naprężeń, aby ustalić w niedwuznaczny sposób wytrzymałość stali w najniekorzystniejszych wypadkach obciążenia. W dostępnej formie przedstawia się próby wytrzymałościowe na drgania. Specjalna maszyna do wstrząsów wywołuje na modelu mostu z odpowiednimi prętami próbnymi odnośne drgania. Aczkolwiek nowoczesne sposoby badania budzą w pierwszej linii zainteresowanie kół fachowych, to jednak także laicy odnoszą wrażenie bezwarunkowej i absolutnej pewności konstrukcji stalowych.

Nie zapomniano również o filmie, jako doskonałym środku nauczania. Techniczne szkoły, które odwiedzają liczne wystawy, jak również inni zainteresowani mają okazję śledzenia produkcji, przeróbki i stosowania stali, włącznie aż do ukończenia montażu wielkich budowli.

Dookoła tego centralnego stoiska ugrupowały się różne firmy budownictwa stalowego jak również firmy wytwarzające stalowe okna, drzwi, sufity, siatki i t. d., Pokazuje się tutaj różne modele, wykonanych budynków stalowych przy uwzględnieniu licznych problemów, które stoją w ścisłym związku z nowoczesnym budownictwem stalowym. Równocześnie odbywają się podczas wystawy specjalne kursy spawania stali zarówno sposobem elektrycznym jak i autogenicznym. Zetknięcie się różnych systemów, firm i osób wywołuje żywą wymianę zdań i doświadczeń o stali, co przyczynia się znakomicie do podniesienia technicznego poziomu i do utwierdzenia teoretycznych podstaw. Tutaj też zajęła miejsce niemiecka „Poradnia dla zastosowania stali”. Znajdujemy tam ogólny przegląd materiałów budowlanych, wytwarzanych przez przemysł żelazo — wyczerpy i prze-

twórczy. Zainteresowane koła mogą się poinformować o stosowaniu stali w różnych dziedzinach budownictwa. Wystawiono wszystkie wchodzące w rachubę profile dla budownictwa stalowego wysokiego i małego, dla wodnego, kopalnianego jak również dla elementów budowlanych i mebli stalowych. Wzrastające znaczenie materiałów wypełniających znalazło uwzględnienie w specjalnym stoisku w grupie „stal“. Dzięki pomysłowości w ustawianiu tych małych budynków szkieletowych pokazano wszystkie szczegóły celowych sposobów wypełniania szkieletu w różnych fazach budowy.

Na wolnym terenie stoją obok potężnych maszyn bu-

dowlanych domki i garaże stalowe. W części poświęconej wsi spotykamy silosy stalowe, dachy kryte blachą, stalowe urządzenia obór i liczne maszyny rolnicze.

Próbne drogi reprezentuje zastosowanie siatek drucianych w budowie dróg.

Na wystawie budowlanej w Berlinie zwraca uwagę silne współzawodnictwo różnych materiałów budowlanych. Po jej zwiedzeniu można się nauczyć i przekonać jaki szalony i celowy postęp dokonał się w ostatnich czasach zarówno w formie architektonicznej, konstrukcji jak i materiałach, używanych w nowoczesnym budownictwie. K.

Międzynarodowa Współpraca w Dziedzinie Budownictwa Stalowego.

Obecnie podjęto ścisłą międzynarodową współpracę, aby przez wymianę doświadczeń i wzajemne poparcie zapewnić stali należyte miejsce w różnych dziedzinach zastosowania oraz, aby nowe możliwości zastosowania badać i rozszerzać. Wzorem amerykańskim zorganizowały się poradnie dla zastosowania stali w Niemczech, Anglii, Francji, Belgii, Polsce (Poradnia dla Zastosowania Żelaza Syndykatu P. /H. Z., Katowice), Węgrzech i Czechosłowacji. Początkowo luźne stosunki zacieśniły się. Szczególnie na polu budownictwa stalowego doprowadziła współpraca do nader dodatnich wyników.

W czerwcu ub. r. wygłosił inż. G. Pistor, dyr. American Institute of Steel Construction na zaproszenie Poradni dla Zastosowania Żelaza Stahlwerksverbandu odczyt na temat rozwoju budownictwa stalowo-szkieletowego w Ameryce, który zawierał cenne wskazówki również dla europejskiego budownictwa. Dyr. Niem. Poradni dla Zastosowania Stali p. Halem rewizytował niedawno amerykańców, wygłaszając na rocznym zebraniu American Institute of Steel Construction Pinehurst odczyt o stanie budownictwa szkieletowego w Niemczech.

Dalszym postępowaniem w zacieśnieniu stosunków międzynarodowych było posiedzenie komitetu dla naukowego badania budownictwa stalowego, zwołane w Düsseldorfie, w którym wzięli udział przedstawiciele nauki i przemysłu budownictwa stalowego Anglii, Francji, Holandji, i Belgii.

Pozatem przybyli licznie na zjazd, który się odbył dnia 10 lutego, przedstawiciele urzędów i związków, jak również architekci i inżynierowie ze wszystkich dzielnic Niemiec, co świadczyło o dużym zainteresowaniu, jakim się cieszy obecnie budownictwo stalowe wśród kół fachowych. Pierwszy referat wygłosił p. Halem na temat: „Nowe kierunki rozwoju amerykańskiego budownictwa stalowo-szkieletowego“, z którym miał możność dokładnie się zapoznać podczas ostatniej naukowej podróży po Ameryce.

Z pomiędzy sprawozdawców międzynarodowych przemawiał p. E. A. von Genderen Stort na temat „Międzynarodowe próby ogniowe przy ogniotrwałych konstrukcjach stalowych“, przytaczając interesujące przykłady zachowania się budynków betonowych i stalowych przy pożarach.

Inż. Peissi z francuskiej „Office Technique pour L'Utilisation de L'Acier“, wygłosił referat o stanie budownictwa stalowego we Francji, wyjaśniając również zadania, które postawiono sobie tam, celem dalszego rozwoju tej metody budowania we Francji.

„O konstrukcyjnych problemach w budownictwie“ mówił inż. Mensch, „O materiałach zastępczych“ arch. Batz, „O ekonomiczności budynków stalowo-szkieletowych“ inż. Hünnebeck. Wyżej wymienione uzupełniające się referaty dały jasny pogląd na stan obecny budownictwa szkieletowego i wywołały żywą dyskusję. J. K.

Przewóz drobnicy w skrzyniach.

Konkurencja kolei z samochodem zmusza zarządy kolejowe wszystkich krajów do udoskonalenia dotychczasowych swych metod przewozowych. W Polsce sprawa ta dopiero od niedawna w związku z silnym rozwojem ciężarowego ruchu samochodowego należy do palących zagadnień gospodarki kolejowej. Jest bowiem rzeczą jasną, iż drobne ładunki, szczególnie wartościowszej drobnicy, przewożone są coraz częściej samochodami ciężarowymi, zapewniającymi szybszą dostawę do samego miejsca przeznaczenia. W naszych warunkach wybór przewozu samochodowego tłumaczyć należy po części również chęcią utrzymania w tajemnicy obrotów handlowych danego przedsiębiorstwa, gdyż dane o przewozach towarowych Urzędy Skarbowe łatwiej uzyskują od odnośnych instytucji kolejowych, aniżeli od prywatnych przedsiębiorstw przewozowych.

Na zachodzie Europy w Anglii i Stanach Zjednoczonych kwestię racjonalnego przewozu drobnicy rozwiązano przez wprowadzenie t. zw. containerów, t. j. skrzyń przewoźnych, sporządzonych z żelaza. Skrzynie takie, dowożone do kolei samochodami ciężarowymi załadunku się na wagon zapomocą dźwigów lub też przetacza się zapomocą kółek, w które skrzynie niektórych systemów są zaopatrzone. System ten daje więc możność dowolnego niejako odłączania pudła wagonowego od podwozia i dzielenia go na szereg mniejszych lub większych ułamków. Dla nadawcy przewóz

w skrzyni żelaznej reprezentuje następujące korzyści: skrzynie czynią opakowanie towaru przeważnie zbędnym lub też poważnie je redukują, dając tem samem oszczędność na koszcie materiałów opakunkowych, jakoteż kosztów przewozu opakowania t. j. ciężaru martwego. Zabezpieczają one towar od uszkodzeń, kradzieży i ognia, upraszczają operacje przeładunkowe i tem samem skracają czas przewozu. Wreszcie umożliwiają uskutecznienie kolei transportu w sposób dostępny dotychczas jedynie dla transportu samochodowego t. j. „od drzwi do drzwi“.

Kolej system ten umożliwia zredukowanie ilości drobnych przesyłek (poszczególnych pak, worków, skrzyń etc.) wymagających odrębnego liczenia, sygnowania i zapisywania, a tem samem zmniejsza personel zajęty temi czynnościami. Ponadto skrzynie obniżają prawie do zera możliwość uszkodzenia lub zagubienia przesyłki, zmniejszając odpowiedzialność kolei z tego tytułu. Do naszkicowanych powyżej zalet skrzyni dodać należy szereg innych momentów dla kolei niezmiernie korzystnych, jak n. p. odciążenie ładowni i magazynów, lepsze wykorzystanie taboru i znaczna oszczędność na kosztach przewozu. Bliższe szczegóły znaleźć mogą zainteresowani w wydanej nakładem Syndykatu Polskich Hut Żelaznych ciekawej broszurce pod tytułem: „Racjonalny przewóz drobnicy w skrzyniach“.

Dzięki tym zaletom skrzynie przewoźne stały się bar-

dzo popularnym środkiem przewozowym zarówno w Stanach Zjednoczonych, jak i w Anglii i Francji. W ostatnich zaś czasach wprowadzono je również na niektórych liniach kolei niemieckich i austriackich.

W Polsce niestety dotychczas ten nowoczesny środek przewozowy nie zdobył sobie należnego mu zrozumienia, nie należy jednak wątpić, iż po bliższym przestudjowaniu

sprawy Ministerstwo Komunikacji wprowadzi i na kolejach polskich tę ze wszech miar pożądaną innowację. Niedawno zajmował się tą sprawą Komitet Eksploatacyjny Państwowej Rady Kolejowej; Zjazd Izby Handlowo-Przemysłowej we Lwowie powziął zaś rezolucję, domagającą się wprowadzenia skrzyń przewoźnych na kolejach polskich celem usprawnienia przewozu drobnicy.

Most o największej na świecie rozpiętości.

Największe na świecie przesło wiszące ma być rzucone przez cieśninę Golden Gate, łączącą zatokę kalifornijską z Oceanem Spokojnym, nad którą leży miasto San-Francisco.

Projekt mostu przewiduje trzy przesła, z których dwa boczne mierzyć mają po 305 m, natomiast środkowe 1,280 m, tak, że całkowita długość budowy wyniesie 1.890 m. Długość ta nie uwzględnia jeszcze dwa wiadukty dojazdowe od wschodniej i zachodniej strony mostu.

Wysokość konstrukcyj podpórowych dla węzłów linii łańcuchowej mostu będzie wynosić 213 m. Wieże te spoczywające na filarach, fundowanych na skalistym dnie morza, dozwolą ze swego wierzchołka ogarnąć horyzont w promieniu przeszło 40-kilometrowym.

Ciężar lin nośnych ze stali niklowej, długości każda po 2.350 m, wynosić będzie 20.000 tonn; całkowity ciężar stali zużytej na budowę mostu obliczono na 75.000 tonn.

Oprócz samej jezdni szerokości 28 m, przewidywanej na ruch ośmiu szeregów pojazdów, pomost posiadać będzie jeszcze po obu stronach chodniki dla pieszych.

Obustronne pojazdy oskrzydłone będą monumentalnymi portalami.

Preliminowane koszty konstrukcji mostowej wraz z podporami wyniosą około 21.000.000 dolarów, co odpowiada w przybliżeniu 401 dolarów za 1 m² powierzchni użytkowej.

Całkowite koszty budowy (wraz z wiaduktami) przewidziane są na sumę 25 milj., natomiast roczne wydatki na konserwację 100.000 dolarów.

Projektowany most ma być zbudowany jako dochodowy, t. zn., że tylko osoby korzystające z niego bezpośrednio będą uiszczać pewną opłatę.

Celem uskutecznienia finansowania zostanie wybrany przez stan Kalifornię specjalny zarząd, który dopiero na podstawie osobnej uchwały zainteresowanych gmin zostanie upoważniony do emisji sprzedaży obligacji w drodze stosowanej zazwyczaj w Ameryce licytacji finansowej. — Przedmiotem licytacji będzie między innymi kurs emisyjny obligacji, stopa procentowa, czas przewidziany na amortyzację i t. d.

Należy jeszcze dodać, że początkowo noszono się z myślą, aby zatokę San-Francisco—Oakland przekroczyć tylko jednym przesłem. Odnosny projekt przedłożony przez Inż. Ch. Fowlera przewidywał wiszące przesło długości około 1.500 m, o szer. jezdni 53,4 m. Łożyska kablowe miały leżeć 247 m nad powierzchnią morza.

Dla porównania niech służy, że z istniejących dotychczas mostów na świecie najdłuższe przesło posiada stalowy most wiszący nad rzeką Hudson obok Ford Lee, bo mierzące 1067,5 m, czyli, że przesło mającego się budować mostu będzie jeszcze o 20% dłuższym.

Wykonanie tak długiego przesła możliwe jest tylko dzięki ogromnemu rozwojowi techniki, a w szczególności hutnictwa, gdyż drut stalowy służący do wyrobu kabli nośnych musi posiadać wielkie zalety wytrzymałościowe.

Most ten ma stanowić wielkopomne i monumentalne dzieło sztuki inżynierskiej, a przede wszystkim stalowego budownictwa mostowego Ameryki.

W obronie polskiego przemysłu karoseryjnego.

Polski przemysł karoseryjny liczący cały szereg dobrze urządzonych zakładów w każdej dzielnicy Polski znajduje się wobec ciężkiego kryzysu w obliczu grożącej likwidacji. Na fatalny stan tego przemysłu składa się wiele przyczyn: przede wszystkim ogólny ciężki stan gospodarczy kraju i zagranicy, następnie wzrastający przywóz karoserji wyrobu obcego.

Jak nas informują polscy wytwórcy karoserji, sytuację pogarsza okoliczność, że sfery zamożniejsze, a także niektóre urzędy państwowe i instytucje samorządowe, nie licząc się z powagą sytuacji, sprowadzają w dalszym ciągu samochody karosowane zagranicą. Oczywiście musi się to odbijać ujemnie na warsztatach krajowych, zwiększając bezrobocie.

Specjalne rozgoryczenie wywołało wśród przemysłow-

ców karoseryjnych polskich sprowadzenie w ostatnich czasach kilkunastu maszyn z karoserjami zagranicznymi przez Kasę Chorych w Warszawie. i kilka instytucyj, korzystających z opieki czynników rządowych.

Przemysłowcy karoseryjni zwracają uwagę, że, jak to stwierdzono na kilku pokazach piękności samochodów w Warszawie, karoserje krajowe — wykonane w większej części całkowicie ze stali — nie ustępują zagranicznym, zarówno pod względem estetycznego wyglądu jak solidności wykonania, a nawet górują nad wyrobami zagranicznymi swą taniością, nie licząc oszczędności uzyskanych z tytułu mniejszego cła przy sprowadzaniu jedynie podwozia.

Na podkreślenie zasługuje fakt, że samochody niektórych pierwszorzędných marek zagranicznych karosowane są u nas w kraju.

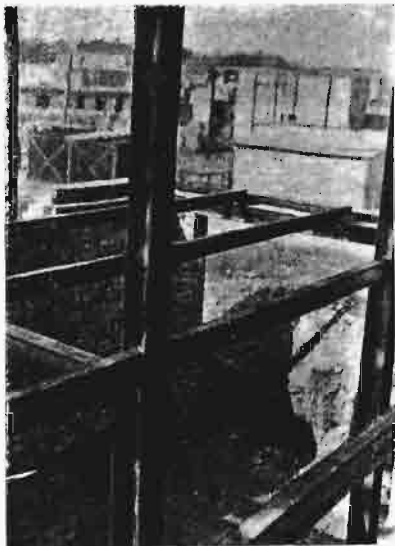
Stal w budownictwie gmachów i dróg.

Angielskie „British Steelwork Association“, które zajmuje się różnymi zastosowaniami stali w budownictwie, podaje: Obecnie buduje się niemal 95% wszystkich budynków w Londynie i innych wielkich miastach kraju na szkieletach żelaznych. Konsumcja żelaza w budownictwie w Anglii wynosiła w r. 1929 ca. 500.000 t, z czego 20% przypada na budownictwo mostów. Jednym z największych obecnie znajdujących się w budowie gmachów jest „Thomas-house“, przy którym znajduje zastosowanie ca. 12.000 t żelaza.

Szerokie zastosowanie znajdują w Anglii rusztowania budowlane z rur żelaznych, które przy licznych przebudowach w Londynie nadają ulicom charakterystyczny wygląd. Na podkreślenie zasługuje również fakt, że około 50% nowo wybudowanych gmachów posiada okna żelazne.

Anglia poświęciła również specjalną uwagę rozbudowie sieci dróg, ze względu na wzrastającą komunikację samochodów. Drogi samochodowe budowane są przeważnie z betonu, z wkładkami z siatki drucianej lub jednolitej.

leżycie materiału, słupy mają wysokość jednej kondygnacji i profil ich zmienia się w następnej odpowiednio do obciążenia, przyczem z powodu mniejszych długości i mniejszej wagi słupów, łatwiejszy jest również montaż, jak przy stosowanych często słupach, przechodzących przez dwa i więcej pięter. Przy tym rozwiązaniu przenoszą siły ściskające słupów podciągi, które stanowią połączenie między słupami dwóch kondygnacji. Podciągi te są w tych miejscach odpowiednio wzmocnione, dla zabezpieczenia mostków przed wyboczeniem. W tym celu przypawano przed montażem do dolnego i górnego pasa kątowniki (ryc. 2) tego samego profilu co słup dolny, dzięki czemu otrzymuje się po spojeniu zupełnie jednolite połączenie słupów przy przechodzących, jako belki ciągłe, podciągach.



Ryc. 3.
Przenikanie w węźle końcowym podciągu.

Ryc. 3 przedstawia nam linię przenikania węzła, gdzie końce podciągu stanowią przejście dla słupów; na podciągu opierają się przypawane doń i do słupa górnego, odpowiednio zacięte, belki stropowe. Tam, gdzie do mostka podciągu przypawany jest w tej samej płaszczyźnie leżący podciąg poprzeczny, wzmocnienie mostka jest zbyt duże (ryc. 4).



Ryc. 4.
Węzły przy dwóch podciągach.

Na ryc. 1 i 4 widzimy wzmocnienie przez nakładki belek stropowych na środkowych podporach, o czym wspomnieliśmy poprzednio. Tam, gdzie ze względów konstrukcyj-

nych, nie możemy zastosować nakładek, możemy wzmocnić profil dwuteownika przez przyspawanie nakładek wewnętrznych do dolnego i górnego pasa, jak to widzimy na ryc. 5.



Ryc. 5.
Wzmocnienie profilu przez wkładki wewnętrzne.

Połączenie podciągów poprzecznych z podłużnymi uskutecznione jest, jak widzimy na ryc. 4 w bardzo prosty sposób, przez przypawanie pasów i mostków.

Połączenie dwuteowników różnej wysokości wykonuje się normalnie, gdy chodzi nam o estetyczny wygląd, przez odpowiednie wycięcie mostka i wygięcie pasa w większym profilu dla utworzenia przejścia, przyczem spoić można ze sobą oba pasy i mostki. W tym wypadku ze względu na późniejsze zamurowanie możemy wykonać to prościej i taniej (ryc. 6), zacinając odpowiednio końce belek i spawając jedynie górne pasy ze sobą, pas zaś dolny łączymy z mostkiem wyższego profilu obustronnie szwem bocznym.



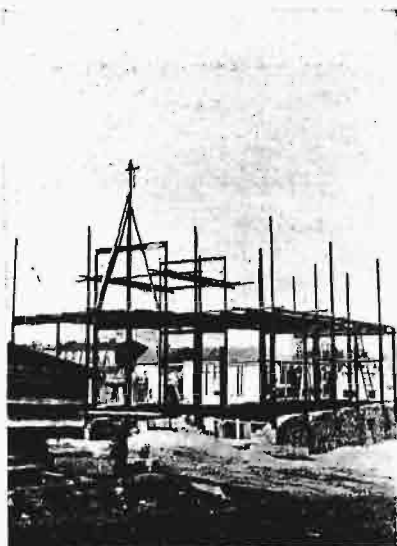
Ryc. 6.
Połączenie dwuteowników o równej wysokości.

Ryc. 7 przedstawia montaż pojedynczych przęseł I piętra na szkieletie parteru mniejszego budynku. Przy budynku tym szkielet oparty jest na murach suterenu, wykonanych w normalny sposób o grubości $1\frac{1}{2}$ cegły ze względu na napór ziemi. Przy większym budynku warunki terenowe pozwalały zastosować lekką ścianę również i dla suterenu, wskutek czego szkielet, jak to widzimy na ryc. 8 opiera się wprost na fundamentach, pozatem przy tym budynku zastosowano

*

również masywne dachy Kleinowskie, natomiast przy mniejszym budynku konstrukcja dachu jest drewniana.

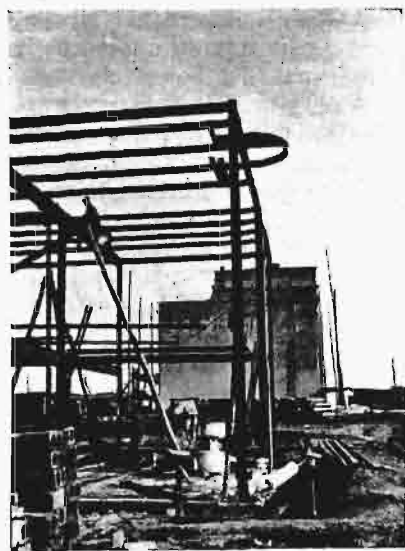
ślejsze zanalizowanie prowadzi do wniosku, iż decydującym jest w pierwszym rzędzie ciężar własny ścian wypełniają-



Ryc. 7.

Montaż pojedynczych przęseł I. piętra na szkieletcie parteru.

Na ryc. 8 uwidatnia się łatwy sposób wykonania balkoniku na I piętrze, przez odpowiednie wygięcie i spojenie belki stropowej.



Ryc. 8.

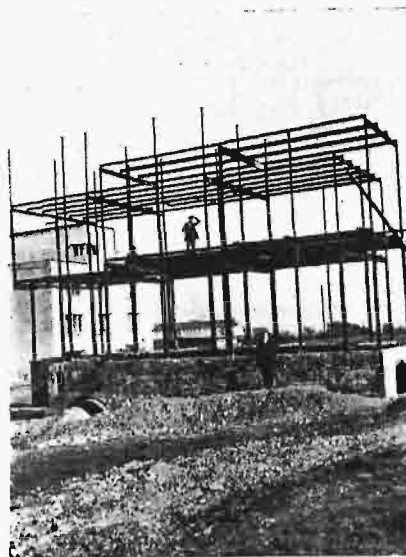
Spawanie szkieletu większego budynku z balkonikiem I. piętra.

Na ryc. 9 widzimy szkielet budynku mniejszego, po ukończeniu montażu. Do słupów wolnostojących poddasza przyśrubowane będą belki drewniane konstrukcji dachowej. Ryc. 10. przedstawia powyższy budynek po ukończeniu surowej budowy.

Ryc. 11 przedstawia gotowy szkielet większego budynku przy murowaniu suterenu.

Ryc. 12 większy budynek po ukończeniu surowej budowy.

Jak już na wstępie zaznaczyliśmy szkielet większego budynku jest stosunkowo znacznie lżejszy od szkieletu budynku mniejszego, bo mimo tego, że budynek ten posiada sutereny i dachy wykonane w szkielecie ilość żelaza na $1 m^3$ zabudowanej przestrzeni wynosi $7,5 kg$, gdy tymczasem przy mniejszym budynku powiększa się ilość powyższa do $8,3 kg/m^3$. Zdawaćby się mogło, że jednopiętrowe budynki o większej kubaturze z reguły dają korzystniejsze rezultaty, jak budynki mniejsze. W rzeczywistości tak nie jest, gdyż ści-



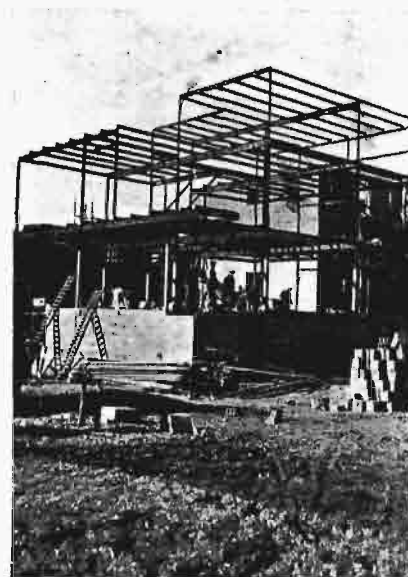
Ryc. 9.

Szkielet mniejszego budynku po ukończeniu montażu.



Ryc. 10.

Budynek z ryc. 9. po ukończeniu surowej budowy.



Ryc. 11.

Wypełnienie szkieletu.

cych oraz ciężar własny stropów. W obydwu budynkach stropy przyjęto o jednakowym ciężarze własnym i jednakowym obciążeniu użytecznym, natomiast inaczej rzecz się ma



Ryc. 12.

Większy budynek szkieletowy po ukończeniu surowej budowy.

ze ścianami. Ściany zewnętrzne większego budynku zbudowane są z jednej warstwy cegieł pustakowych o grubości 10 cm i wyłożone są wewnątrz dla izolacji płytami solomitemi. W ten sposób ciężar własny takiej ściany wynosi

około 140 kg/m^2 , gdy tymczasem ciężar ściany mniejszego budynku składa się z ciężaru cegieł wynoszącego 150 kg/m^2 i wypełnia przestrzeń pustej między murkami żużlem, który waży 100 kg . Gdyby do wypełnienia ścian zastosowano zamiast żużlu impregnowaną wełnę drzewną lub impregnowane trociny, ciężar ściany takiej zrównałby się z ciężarem ściany budynku większego, przyczem ściana ta posiadałaby zaletę większej sztywności, nie wymaga więc zbrojenia i znacznie łatwiej się muruje, ale co najważniejsze ściana taka byłaby jeszcze przynajmniej o 20% tańszą od ściany zastosowanej w większym budynku. Nie ulega wątpliwości, że w tym wypadku zaoszczędzić można na ciężarze szkieletu przeszło 20%. Ciężar ściany decyduje o ciężarze szkieletu, przede wszystkim zaś o ciężarze słupów zewnętrznych, co przy małych domkach posiada większe znaczenie, jak przy budowach dużych.

Nie mamy niestety bliższych danych wzgl. dokładnej kalkulacji kosztów ścian domu większego, jednakowoż i w tym wypadku, przy droższych ścianach zewnętrznych, porównanie ogólnych kosztów surowej budowy z budową normalną wykazuje nieznaczne oszczędności.

Chociaż opisane powyżej budowle stanowią pierwsze próby zastosowania szkieletu stalowego w mniejszych budynkach murowanych, jednak wykazują one dostatecznie, że w naszych warunkach jedynie jaknajszersze stosowanie w ich konstrukcji spawania zapewnić im może w przyszłości większą rentowność od budynków o murach pełnych.

Inż. Dr. Włodzimierz Burzyński.

Jeszcze w sprawie naprężeń w przegrodach ciężkich.

W krytyce przybliżonego rozwiązania p. Jakobsen'a zagadnienia naprężeń w przegrodach ciężkich zaszło nieporozumienie, które wymaga wyjaśnienia.

1. Rozwiązanie Levy'ego jest rozwiązaniem ścisłym. Jednakże wykazane w tem rozwiązaniu naprężenia σ_x , σ_y , τ_x będą faktycznie zachodzić, o ile przemieszczenie u , v stopy przegrody będą się mogły rozwinąć w formie wykazanej przez p. Bełzeckiego względnie p. Hubera¹⁾. Aby tak było musiałby fundament (niezależnie — jak mi się zdaje — od tego czy podstawa przegrody pozostaje czy też nie w skończoności) w niczem odnośnych ruchów stopy nie krępować, to znaczy — musiałby on być zupełnie podatnym. Tymczasem tak nie jest. Nasuwa się w tej chwili jako drugi krańcowy wypadek ten, w którym założymy, iż fundament jest absolutnie sztywny, co w połączeniu z założeniem dokładnego współdziałania stopy i fundamentu prowadzi do założenia wstępnego $u=0$, $v=0$ dla podstawy przegrody. Rozwiązanie rzeczywiste leży pomiędzy wyszczególnionymi dwiema alternatywami. Otóż można wykazać, że — wbrew wzmiance o „esowatem“ odkształceniu stopy — p. Jakobsen poszukiwał rozwiązania przybliżonego właśnie dla wypadku, w którym stopa nie wykonuje żadnych przemieszczeń. Aby powyższe wykazać należy zwrócić uwagę na następujące momenty:

2. W teorii sprężystości istnieją dwa różne twierdzenia o minimum energii sprężystości z warunkiem ubocznym. Pierwsze wynika z warjacji stanu odkształcenia i brzmi: Z pośród wszelkich możliwych przemieszczeń u , v , w , które czynią zadość warunkom podporowym, zdarzają się w rzeczywistości te, dla których wyrażenie:

$$\int_V e(\varepsilon, \gamma) dV - \int_V (Xu + Yv + Zw) dV - \int_A (X_n u + Y_n v + Z_n w) dA$$

(poprostu całkowita energia potencjalna układu) staje się minimum. W powyższem wyrażeniu jest $e(\varepsilon, \gamma)$ gęstością energii odkształcenia, wyrażonej składowemi ε , γ stanu

odkształcenia; X , Y , Z są składowemi sił masowych, odniesionych do jednostki objętości, wreszcie X_n , Y_n , Z_n są składowemi danych sił powierzchniowych; całka powierzchniowa obejmuje właśnie tylko te miejsca, w których siły powierzchniowe są dane. Na tem twierdzeniu oparta jest metoda ciągów minimalizujących Ritz'a. Metoda zastosowana przez p. Jakobsen'a — jak słusznie stwierdza p. Bełzecki — bezwzględnie metodą Ritz'a nie jest.

Istnieje jednak i drugie twierdzenie minimalne. Wynika ono z warjacji stanu napięcia i brzmi: Z pośród wszelkich układów napięć, które z danymi siłami masowymi i powierzchniowymi pozostają w równowadze, zdarza się w rzeczywistości ten, dla którego wyrażenie:

$$\int_V s(\sigma, \tau) dV - \int_A (u X_n + v Y_n + w Z_n) dA$$

osiąga minimum. Tutaj oznacza $s(\sigma, \tau)$ gęstość energii sprężystości, wyrażoną składowemi stanu napięcia σ , τ ; siły X_n , Y_n , Z_n nie są obecnie czynnymi (danymi), lecz biernymi t. j. wynikającymi z założonego stanu napięcia w formie równości: $X_n = \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) + \tau_{yz} \cos(n, z)$ i t. p., przyszem n oznacza kierunek normalnej do powierzchni; całka powierzchniowa obejmuje tę część powierzchni ograniczającej układ, na której przemieszczenia są dane. Podane twierdzenie wyraża w najogólniejszej formie zasadę Castigliano'a. Na zasadzie tej można również oprzeć rozwiązanie przybliżone różnych zagadnień. Nie wchodząc bliżej z braku miejsca w różnice między obu twierdzeniami, w zasięg ich zastosowania, w wartości ich ogólną i t. p. szczegóły wyjaśniam rzecz zasadniczą:

3. P. Jakobsen użył do celów swego zadania twierdzenia Castigliano'a, przyczem świadomie lub nieświadomie odrzucił z twierdzenia całkę powierzchniową²⁾. Ponieważ w rozważanym wypadku całka ta obejmuje stopę

¹⁾ P. Bełzecki zakłada dwuwymiarowy stan odkształcenia; p. Huber przyjmuje dwuwymiarowy stan naprężenia.

²⁾ Warto zwrócić uwagę na to, że cały szereg pierwszorzędnych pozatem podręczników (n. p. Föppl'a: „Drang und Zwang“) podaje powyższe twierdzenie właśnie w formie szczególnej bez owej drugiej całki.

przegrody, a dla tej jest $X_n = \tau_x$, $Y_n = \sigma_y$, $Z_n = 0$, ponieważ ponadto przyjętemu „od ręki” stanowi napięcia σ , τ nie odpowiadają ogólnie rzecz biorąc możliwe przemieszczenia u , v , w , albowiem wynikające z σ , τ składowe ε , γ nie czynią zadość warunkom nierozdzielności (conditions compatibilitatis), przeto pominięcie całki powierzchniowej da się wyjaśnić tylko przyjęciem *a priori* $u=0$, $v=0$ t. j. założeniem nieruchomej stopy, co było do wykazania. Jak wspominałem w ust. 1. znalezienie takiego rozwiązania nie jest bez korzyści.

Nie jest prawdziwym jakoby twierdzenie użyte przez p. Jakobsen'a traciło swą ważność w wypadku istnienia sił masowych. Z warjacji stanu napięcia nie wynikają bowiem związki:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_x}{\partial y} + \frac{\partial \tau_y}{\partial z} = 0, \dots\dots\dots$$

$$\sigma_x \cos(n, x) + \tau_x \cos(n, y) + \tau_y \cos(n, z) = 0, \dots$$

lecz tylko ich warjacje, to jest równania:

$$\frac{\partial \delta \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \delta \tau_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta \tau_y}{\partial z} = 0, \dots\dots\dots$$

$$\delta \sigma_x \cdot \cos(n, x) + \delta \tau_x \cdot \cos(n, y) + \delta \tau_y \cdot \cos(n, z) = 0 \dots$$

Oczywiście bowiem siły masowe i dane powierzchniowe nie biorą w warjacji udziału. Wreszcie o minimum energii (z warunkiem ubocznym) może być tu mowa, albowiem całkowita warjacja wyżej podanego wyrażenia jest zawsze dodatnią.

4. Oparcie rozwiązania przybliżonego o twierdzenia minimalne ma — jak to zaznacza p. Huber — tę słabą stronę, iż z reguły trudno jest ocenić o ile rozwiązanie przybliżone bliskim jest ścisłego. Z tego powodu ryzykownym jest z góry coś powiedzieć o wartości założenia wstępnego:

$$\sigma_y = A y + B x + C \frac{x^2}{y} + F \frac{x^3}{y^2}$$

p. Jakobsen'a. Pewną ocenę możnaby uzyskać uzupełniając powyższe o wyraz następny $K \frac{x^4}{y^3}$ i badając o ile rezultat tego nowego rachunku będzie się różnił od poprzedniego; jeśli wyniki ulegną nieznacznej zmianie, to przypuszczać wypada, że założenie pierwotne było dość dobre. Że rozwiązaniu omawianemu nie odpowie dla stopy $u=0$, $v=0$ jest więcej jak pewnym; jak bowiem zaznaczyłem przyjętemu dość dowolnie stanowi napięcia odpowiedzą w konsekwencji niemożliwe, t. j. wręcz nieistniejące, przemieszczenia u , v ; z tej przeto strony badać po-

prawności założenia niema celu. Pomyślnym szczegółem dla dyskutowanego rozwiązania jest fakt, iż reszta równania Levy'ego:

$$\frac{2}{y} \left(1 + \frac{x^2}{y^2}\right)^2 \cdot \left(C + 3F \frac{x}{y}\right)$$

zmienia w obrębie przekroju przegrody znak algebraiczny, to znaczy, że podane rozwiązanie w jakiś przeciętny sposób spełnia równanie Levy'ego³⁾. Jeśli jednak obiektywnie wspominać o tym pomyślnym szczególe, to muszę równocześnie wskazać i na ujemną stronę założenia wstępnego p. Jakobsen'a. Otóż σ_y jest względem x i y jednorodnie stopnia pierwszego; to samo oczywiście w konsekwencji dotyczy i σ_x tudzież τ_x . Z powyższego wynika — co podkreśla również p. Pomianowski, — że stałe A , B , C i F są od wysokości H przegrody niezależne. Niezależnie zatem, jakie dla nich wartości obierzemy są wykresy naprężeń podobne względem x i y . Że tak jest w rozwiązaniu Levy'ego jest to jasnym, bo rozwiązanie to z konieczności matematycznych jest linjowem, że jednak podobieństwo to jest z góry nałożone w założeniu nielinjowem jest to zapewne niepoprawnym. Według p. Hubera z malejącymi y stan napięcia rzeczywisty będzie się zbliżał do stanu podanego przez Levy'ego; w rozwiązaniu p. Jakobsen'a nie stanie się to nigdy.

Na zakończenie albo raczej dla uniknięcia nieporozumień wyjaśniam następujące: Zasada de St. Venant'a nie jest sprecyzowana zupełnie jasno. Po odrzuceniu jednak szczegółów niejasnych można za bezwzględnie pewne przyjąć twierdzenie tego rodzaju: Stan napięcia względnie odkształcenia w miejscach dostatecznie oddalonych od swobodnych części powierzchni układu jest niezależny od sposobu rozmieszczenia sił zewnętrznych na owych częściach powierzchni, byleby te siły były każdorazowo statycznie równowarte; w powyższem brzmieniu rozumiem pod siłami — siły czynne a nie bierne. Tymczasem stopa przegrody jest powierzchnią nieswobodną — jest siedliskiem reakcyj. Otóż bynajmniej nie z racji istnienia zasady de A. Venant'a uważam założenie jednorodne p. Jakobsen'a za ryzykowne. Wydaje mi się tylko, że ogólność użytego twierdzenia tudzież sama metodologia postępowania nakazywały unikać efektów szczególnych.

³⁾ Sześć równań Michell'a z powodu szczególnej formy zadania i związku $\sigma_z = \mu(\sigma_x + \sigma_y)$ przechodzi na jedno równanie Levy'ego. Nasuwam tu nową koncepcję przybliżonego rozwiązania zagadnień teorii sprężystości. Możemy zażądać, by suma kwadratów reszt sześciu równań de St. Venant'a lub sześciu równań Michell'a, wzięta po objętości układu, była minimum.

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Zniszczenie jazu pod Dörverden na Wezerze.** Jaz ten wybudowany i ukończony dopiero co przed wojną, a mianowicie na wiosnę 1914 r., skutkiem działań mechanicznych i chemicznych doznał uszkodzeń w tym stopniu, że tak część stała, jak i konstrukcja żelazna muszą być zarzucone, a nowy jaz wybudowany 15 m powyżej dawnego.

Uszkodzenia mechaniczne wywołane były tem, że między żelaznymi odrzwiami ruchehomemi a płytami łożyskowymi, oraz między odrzwiami skrajnymi a ścianami przyczółków były szpary, przez które przeciskała się woda zmieszana z ostrym piaskiem rzeczny i w ciągu tego niezbyt długiego okresu zdołała wyłobić głębokie doły tak w podłożu, jak i w przyczółkach oraz w płytach łożyskowych i odrzwiach, a nawet wydrążyć otwory. Działanie chemiczne polegało na tem, że woda Wezery, zawierająca kwas siarkowy, niszczyła beton, wnikała w mury i osadzała w nich gips.

Tak więc zaledwie po kilkunastu latach istnienia musi się kosztowny jaz wykonać na nowo, przyczem zużytkowane będą nowe doświadczenia co do składu betonu, jak również

pożycznione zmiany w konstrukcji żelaznej. Konstrukcja ta polegająca na zastosowaniu odrzwi ruchomych, podnoszonych w stronę dolnej wody, miała tę wadę, że z powodu osadów żwiru poniżej łożysk nie można było odrzwi odryglować.

Zauważyć należy, że przed opracowaniem projektu jazu należy zawsze podać wodę badaniu chemicznemu; wypadki niszczenia konstrukcji żelaznej jazu przez wodę rzeczną, chemicznie zanieczyszczoną nie są odosobnione, m. i. uszkodzenia takie skonstatowano i przy jazach kanalizacji Wełtawy. (*Die Bautechnik*, zeszyt 19/1931).

— **Konstrukcję nowego typu klap Chanoine** (systemu Aubert'a), zastosowanych przy przebudowie kanalizacji Sekwany pod Vives Eaux, oraz pod Suresnes w pobliżu Paryża, o której wzmiankę podało *Czasopismo Techniczne* w Nr. 5 z r. 1931, str. 87, podaje szczegółowo artykuł inż. Cicin'a, p. t. „Eine neue Wehranlage in der „Seine“, w czasopiśmie *Der Bauingenieur*, zeszyt 22/23 z r. 1931. Budowę tę wykonuje niemiecka fabryka maszyn Augsburg-Norymberga.

— **Zbiorniki wody na bardzo znacznych wysokościach.** *Le Génie Civil* wymienia szereg zbiorników, zamkniętych przegradami dolin, położonych na bardzo znacznych wysokościach,

tak że nie można w roku budować dłużej jak przez 100 do 150 dni. Są to:

1. Chambon na Romanche (Isère), wzniesienie 1042 m n. p. m. Przegroda 120 m wysoka, 290.000 m³ betonu.

2. D'Albergche-Burguillo (Hiszpanja) wysokość 95 m, 300.000 m³ betonu (wzniesienia nie podano).

3. Gelmer (Szwajcaria), wzniesienie 1850 m n. p. m.; wysokość przegrody 30 m, 90.000 m³ betonu.

4. Grimsel (Szwajcaria), dwie przegrody, Spitalamm i Seuferegg, wzniesienie 1900 m n. p. m., 340.000 i 60.000 m³ betonu, wysokość 115 i 40 metrów, instalacja może produkować do 2000 m³ betonu dziennie.

— **Przejścia dla ryb i przechodzenie ryb na stopniach drogi wodnej Ren-Men-Dunaj.** Artykuł ten zamieszczony w Nr. 12/1931 czasopisma *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* zawiera bardzo ciekawe bezpośrednie spostrzeżenia. Stopnie kanalizacji Menu, tej drogi wodnej posiadają spadły od 4 do 6 m, stopień „Kachlet“ na Dunaju 9 m. W tym ostatnim wbudowano przejście schodkowe, z wycięciami u wierzchu ścianek przedziałowych. Wysokość stopni wynosi 0,30 m, długość przedziałów 2,20 m, szerokość 1,50 m, szerokość wycięć znajdujących się naprzemian raz z jednej, raz z drugiej strony, 0,40—0,50 m; w ciągu stopni umieszczono 1 lub 2 dłuższe przedziały „spoczynkowe“. Zwierciadło wody przy normalnym przepływie dotyka korony ścianek przedziałowych, a prędkość wody w wycięciach wynosi 0,75—1,30 m/sek. Ważną rzeczą jest duża głębokość przedziałów, które wynosi tu po stronie górnej 1,0, po stronie dolnej 0,8 m. Jak doświadczenie wykazało przejścia mają być tak urządzone, aby wszystkie gatunki ryb mogły przechodzić.

Spostrzeżenia na stopniach tej drogi wodnej miały przede wszystkim wykazać, czy ryby rzeczywiście przechodzą przez przejście, gdyż pod tym względem stawały przedsięwzięcia rybackie zarzuty.

Pierwsze spostrzeżenia na stopniu Kachlet, z r. 1928, wykazały, że w czasie ożywionego ruchu ryb, przechodziło ich przez przejście 120—160 na minutę z wody dolnej do górnej. Badania dalsze z r. 1929 wykazały maksymalne ilości następujące: 754 sztuk na godzinę (12/V), 502 sztuk w 35 minutach (2/VI), co daje 800—900 sztuk na godzinę. Waga ryb wynosiła 125—1000 gr — większe ryby omijały urządzenie chwytania (skrzynia siatkowa z wycierzem o okach 28 m/m), a mniejsze, poniżej 15 cm długości, przechodziły przez oka. Największe skonstatowane ilości idące w górę stopni były w godzinie 910 sztuk, na dobę 2811 sztuk ryb poniżej 15 cm długości.

Dłuższe badania wykazały, że wstępowanie na schodki dokonuje się ze zmiennym bardzo nasileniem i trwa przez niewiele dni, a mianowicie przy wyższych (spadających) stanach wody i ciepłocie od 13° C w górę, przyczem jeszcze i inne czynniki, bliżej niezbadane, muszą mieć wpływ.

Również bardzo dobre rezultaty otrzymano i na stopniach kanalizacji Menu, gdzie wysokość poszczególnych stopni schodków dla ryb wynosi tylko 13—18 cm, a długość przedziałów 0,8—1,50 m.

Badania te wykazały również, że osobne przejścia w jazach potrzebne są dla wszystkich gatunków ryb, oraz że przez przejścia te przechodzą również małe węgorze, co do których miano dotychczas wątpliwości.

— **Żegluga śródlądowa we Francji w okresie 1831—1931.** Jest to jeden z artykułów historycznych, zamieszczonych w numerze specjalnym czasopisma *Annales des ponts et chaussées*, wydanym z okazji stulecia. Autorzy pp. H. Watier, dyrektor dróg wodnych i portów morskich ministerstwa robót publicznych w Paryżu i inż. J. Parmentier, przedstawiają w sposób nader zajmujący rozwój żeglugi śródlądowej w tym czasie, ilustrując go zdjęciami urządzeń z czasów dawnych i obecnej chwili. Podajemy tu najważniejsze szczegóły.

Sieć żeglowna. 1831. Prócz wód naturalnych ze słabą żegluga, 2129 km kanałów, z czego 985 km na podstawie koncesji. 1931. Sieć rzek żeglownych 7870 km długości, z czego

4787 km, na których uprawia się żeglugę. Długość kanałów wynosi 5257, z czego 245 na podstawie koncesji.

Rzeki. 1831. Prócz małej liczby wód, współdziałających z kanałami du Nord, reszta zupełnie dzika. 1931. Obecnie jest 2480 km rzek skanalizowanych, z czego 1663 km dostosowanych jest do profilu legalnego. Rzeki nieskanalizowane uregulowano dla żeglugi według zasad Girardona. Szczególnie wiele zrobiono na Sekwanie, Rodanie, Saonie, Oise i Mozie. Sekwana w stanie przegrody miała pod Paryżem zaledwie 0,7 m głębokości przy stanie niskim, a 1,40 przy dobrej wodzie, trwającej jednak krócej, jak pół roku. Kanalizacja wykonana poniżej Paryża na głębokość 3,20 m, a powyżej na 2 m, stworzyła dopiero właściwą żeglugę. Obecnie, jak to już na tem miejscu dwukrotnie opisano, przekształca się kanalizację na zupełnie nowoczesną, ze zmniejszeniem ilości stopni, przebudowując stare jazy iglicowe (Poirée 1838) i Chanoine na nowe typy. M. i. wykonano pod Bezons jaz Stoney'a o 3 otworach po 30,5 m, a słuzy utrzymują 141 m długości i 17 m szerokości.

Rodan, na którym przed regulacją, na małą wodę głębokości spadały do 0,40 m, a statki ładowały poniżej 150 ton, po przeprowadzeniu regulacji ma przez 9 miesięcy zapewnioną głębokość 2 m, a przez 11½ miesiąca 1,40 m.

Saona jest obecnie skanalizowana między Lyonem a Corres (374 km) na głębokości 2 m.

Kanały. 3650 km kanałów ma przekrój dostosowany do wymogów ustawy z r. 1879, o głębokości 2 m. Kanały w rejonie północnym zaczyna się przekształcać na typ o głębokości 2,50 m, przeznaczony dla statków o szerokości 5,60 m i zanurzeniu 2,20 m, ładujących 400 t, zamiast jak obecnie (péniche) 280 t. Słuzy kanału Saint-Quentin i kanału bocznego Oise mają otrzymać urządzenia automatyczne; następuje również elektryfikacja słuzy na kanałach głównych. Słuza pod Jonville (kanał lateralny pod Oise) otrzymała urządzenie holownicze napowietrzne systemu Chesneau (lokomotywa holownicza elektryczna na kolei górnej).

Statki na Sekwanie mają ładowność 600—1800 ton, na Rodanie 600 ton, holowniki na Sekwanie 700—900 koni, na Rodanie i Renie do 2000 koni.

Na kanałach trakcja konna przechodzi na motoryczną; w ostatnich czasach szybko wzrasta ilość statków towarowych z własnym silnikiem, przeważnie Dieslem.

Ręka w rękę z rozwojem żeglugi rozwinęły się i porty. Obecnie jest 577 większych portów. Największy port rzeczny Strasburg miał w r. 1838 obrót 1,900.000 ton, w roku 1930 5,700.000 ton. Dziesięć portów ma obrót ponad 1 milion ton, 10 dalszych między 500.000 a milionem ton.

W zakończeniu autorzy stwierdzają, że przewóz na drogach wodnych francuskich wzrósł od r. 1847 (data pierwszego notowania) do r. 1929 z 1.813 milionów 1 km na 7000 milionów tkm. Rozwój kanałów i ich ulepszeń dokonuje się we Francji powolnie, natomiast rozwój urządzeń żeglugowych na rzekach był znaczny i dokonał się szybko. Dr. M. M.

Wytrzymałość materiałów.

— **Wpływ wielkości i formy ciał próbnych na wyniki badania kamieni pod względem wytrzymałości na ciśnienie.** Prof. H. Burchartz i Inż. G. Saenger. *Der Strassenbau* Nr. 16 i 17/31. Autorzy przeprowadzali w Zakładzie badań materiałów w Berlin-Dahlem szereg doświadczeń odnoszących się do poruszonego tematu. Badano 11 gatunków kamieni, mianowicie 3 typy bazaltów, 2 typy diabazu, 2 typy piaskowca, oraz 4 typy granitu, przyczem ciała próbne miały formę kostki o krawędzi 2, 4, 6 i 8 cm, oraz walców ϕ 4,5 cm wys. 4 cm i o ϕ 6,8 cm i wysokości 6 cm. Dodac przy tem należy, iż daty otrzymywane dla każdego typu kamienia i formy próbnej były wynikiem 6-krotnych prób. W sumie przeprowadzono zatem 396 próbek, uzyskując materiał nader obfity. Rezultaty badań dadzą się ująć w następujących punktach:

1. Potwierdza się znana już poprzednio zależność wyników od formy ciała próbnego. Wartości wytrzymałości na ciśnienie zmniejszają się w miarę zwiększania się próbki.

2. Badania przeprowadzane na kostkach próbnych o krawędzi 2 cm nie dają wzbudzających zaufanie wyników. Z powyższego powodu okazują się tego typu ciała próbne jako nieodpowiednie.

3. Najpewniejsze daty uzyskuje się przy badaniu kostek o krawędzi 4 i 6 cm dla wszystkich gatunków kamienia,

4. Wytrzymałość na ciśnienie kostek o krawędzi 6 cm leży około 5% poniżej wytrzymałości przy kostkach o krawędzi 4 cm.

5. Na podstawie otrzymanych wyników należy zmienić niemieckie normy (DINDVM 2105), ustalając formę ciała próbnego jako kostkę o krawędzi 4 cm.

6. Wyniki otrzymane przy kostkach o krawędzi 4 względnie 6 cm są o około 5% niższe, niżeli te, które otrzymano z badania walców o średnicy 4·5 względnie 6·8 cm.

7. Ciała próbne w formie cylindrycznej, przy zastrzeżeniu dostatecznej ich wielkości, okazują się taksamo odpowiednie do badań wytrzymałości na ciśnienie jak kostki. E. B.

Drogi.

— **Znaczenie robót drogowych dla opanowania bezrobocia** jest przedmiotem artykułu Inż. K. Witte w Nr. 5/1931 *Die Betonstrasse* oraz w Nr. 9/31 *Der Strassenbau*.

Z uwagi na obecne trudne stosunki związane z rynkiem roboczym, zastanawia się autor nad rozstrzygnięciem pytania, które w używanych obecnie nawierzchni drogowych zabezpieczają możliwość jak najszerzego zajęcia robotników. Sprawa ta była przedmiotem ankiety przeprowadzonej z końcem ubiegłego roku przez Urząd pracy w Dessau. Wynikła ona z tendencji jak najszerzego odciążenia funduszu bezrobocia.

Zebrane daty o charakterze przeciętnym przedstawiają się następująco:

Rodzaj nawierzchni	Ilość materiału na 1 km drogi o szerokości 5 m	Ilość dniówek do otrzymania i dostawy materiału na 1 km	Ilość dniówek na wykonanie nawierzchni 1 km (5000 m ²)	Sumaryczna ilość możliwych do uzyskania dniówek
Naw. tłuczniowa wraz z podkładem dolnym	1200 m ³ tłucznia (masz.) 400 m ³ żwiru	747 227	840	1814
Naw. tłuczniowa bez podkl. dolnego	750 m ³ tłucznia (masz.) 250 m ³ żwiru	384 141	552	1077
Brak drobny wraz z podkładem dol.	500 m ³ tłucznia 400 m ³ żwiru 500 m ³ bruku drobnego	256 227 787	1680	2950
Maziowanie powierzchniowe	1200 m ³ tłucznia i mialu 19 t mazi prepar.	600 17	1120	1737
Maziowanie głębne	1200 m ³ tłucznia i mialu 15 t mazi prep.	600 16	950	1566
Makadam maziowy	1200 m ³ tłucznia i mialu 25 t mazi prep.	600 22	2300	2922
Odnowienie maziowania powierzchniowego	50 m ³ żwiru 18 t mazi prep.	28 13	130	171
Naw. asfaltowa (ubijany lub walcowany)	150 t asfaltu	150	750	900
Naw. betonowa łącznie z robotą ziemną	1500 m ³ żwiru 500 t mialu 300 t cementu	846 170 168	2500	3684
Naw. betonowa 15 cm gr. na starej żwirówce	900 m ³ żwiru 500 t mialu 200 t cementu	509 170 112	1100	1891

Należy nadmienić, iż nieco niejasno przedstawia się sprawa nawierzchni asfaltowych, które podciągnięte zostały w jedną rubrykę bez żadnej specyfikacji.

W podanych danych uwzględnione są roboty ziemne związane z regulacją poboczy, wyjątkowo tylko przyjęto większy

rozmiar robót ziemnych przy nawierzchni betonowej dla pozycji przedostatniej, mianowicie w ilości 1100 dniówek na km.

— **O budżecie austriackich dróg państwowych na r. 1931** pisze Inż. G. Schneider w Nr. 14/31 *Der Strassenbau*.

Budżet austriackich dróg państwowych obejmuje w r. 1931 kwotę 42,770.000 S. (∞ 53·5 milj. zł.) i w porównaniu z rokiem poprzednim jest o 6,130.000 S. (∞ 7·65 milj. zł.) wyższy. W szczególności składa się on następujących pozycji:

1. Roboty zachowawcze	15,400.000 S.
2. Nowe budowle i inwestycje	13,231.300 „
3. Nowoczesne wyposażenie dróg państwowych	11,000.000 „
4. Datki państwowe	2,018.700 „
5. Wydatki nieprzewidziane	1,100.000 „
Razem	41,770.000 S

Co do poz. 1. to wobec sieci długości 4.130 km (sieć państwowa powiększyła się w porównaniu z r. u. o ∞ 100 km), wypada koszt utrzymania 1 km 3.729 S. (∞ 4.700 zł.), a właściwie o ile się uwzględni, iż w poz. 3 będzie pokazała ilość km wykonaną stale, preliminowany koszt utrzymania 1 km jest co najmniej o 5% wyższy.

W poz. 2. ujęte są koszty budowy większych mostów (3,882.000 S.), korekcie drogowe (8,419.300 S.), sprawienie maszyn drogowych oraz budowa remiz, magazynów i domów drewnianych (950.000 S.).

Bardzo suto dotowaną jest poz. 3., obejmująca właściwie głównie budowę nowoczesnych nawierzchni. Mimoходом zaznaczyć należy, iż po ukończeniu tegorocznego programu będzie Austria posiadała 500 km (12%) dróg zaopatrzonych w nowoczesne jezdnie.

Datki państwowe ujęte poz. 4. przeznaczone są na konkurencję do zabudowań potoków górskich, budowę dróg konkurencyjnych i samorządowych, wynikającą z istniejącego ustawodawstwa lub też na podstawie dobrowolnych świadczeń.

Jeżeli porównamy nasze stosunki z małą Austrią i jeśli zwrócimy uwagę, że kryzys światowy również i jej nieoszczędził, zrozumieć będziemy mogli olbrzymi wysiłek zniszczonego państwa, na jaki my niestety dotychczas zdobyć się nie możemy.

— **O drogach betonowych w Czechosłowacji** składa sprawozdanie Inż. A. Hloušek za okres 1926—29.

W okresie przedwojennym 1905—1914 wykonano w Czechach sumarycznie 9·6 km tzw. nawierzchni bazaltoidowej (znanej i u nas z Krakowa), która się do dzisiaj nieźle utrzymała. Po wojnie przystąpiono do naprawy zniszczonych dróg, zastosowując początkowo z szlachetniejszych nawierzchni przeważnie bruki; jednakże coraz silniej rozwijający się ruch samochodowy dał impuls do rozpoczęcia rozbudowy nawierzchni więcej do niego zastosowanych.

W okresie 1926—29 wykonano następnie ilości dróg betonowych:

a) na dr. państw. o dług. 47.066 km o pow. 283.982 m ²	
b) „ „ samorząd. „ 8.510 „ „ 53.676 „	
c) „ „ prywat. „ 0.900 „ „ 2.227 „	
Razem 56.476 km 339.885 m ²	

Ponieważ w r. 1930 wykonano nadto na drogach państwowych 39.747 km o powierzchni 238.482 m², przeto całość nawierzchni betonowych w okresie pięcioletnim 1926—30 wynosi długość 87.263 km o powierzchni 525.164 m².

Szerokość jezdni wykonano przeważnie 6 m ze spadkiem poprzecznym 2¹/₃—3% i z wyokrągleniem w osi na szerokość 2 m. W łukach doprowadza się spadek poprzeczny do 4%, przyczem skonstruowano dopuszczalność stosowania również spadku 5% bez szkody dla ruchu animalnego. Fundamentem dla jezdni betonowej jest tu przeważnie stara, wyrównana nawierzchnia tłuczniowa w grubości 25—30 cm, a grubość płyty w tych wypadkach doprowadzono do 15 a nawet 12 cm w osi, z zastosowaniem wzmocnień krawężnych.

W partjach układanych bezpośrednio na wytrzymałym podłożu projektuje się grubość płyty w osi 20 cm.

W Czechosłowacji wykonują z reguły nawierzchnię dwuwarstwową, przyczem warstwa górna posiada grubość 5 cm. Jakkolwiek jezdnia jednotorowa okazuje mniejszą tendencję do tworzenia rys, stosuje się dwuwarstwową ze względu na ekonomję budowy, albowiem do warstwy spodniej można użyć kamienia słabszego, miejscowego pochodzenia, zatem tańszego. Wkładki żelazne są rzadko stosowane, tam zaś, gdzie ich użyto wynosił ciężar wkładek 2.5 kg/m^2 , wypadkach wyjątkowych 3.4 kg/m^2 . Do warstwy dolnej używa się żwiru o średnicy 30—50 m/m, dochodząc nawet w wyjątkowych wypadkach do 70 m/m, natomiast do warstwy górnej stosowany jest tłuczeń z bazaltu, porfiru, diabazu lub granitu o ziarnie 15—25 m/m. Ziarn większych unika się z uwagi na łatwość późniejszego wrywania ich z pokładu, gdyż stanowią one łatwy punkt zaczepienia dla kół i kopyt końskich, mniejszych zaś z uwagi na większy wydatek cementu, nieprzyczyniający się przy tem do zwiększenia wytrzymałości betonu.

Piasku używa się przeważnie rzecznoego, albowiem kopany musi być przemylwany, co go podraża.

Z reguły używa się normalnego cementu portlandzkiego, zastosowując gatunki wysokowartościowe wyjątkowo tylko tam, gdzie rozchodzi się o skrócenie okresu budowy, a więc w partjach końcowych wykonywanych robót. W tym wypadku używa się mieszaniny cementu wysokowartościowego z normalnym w stosunku 1:1.

Ilość cementu do podkładu dolnego na 1 m^2 mieszaniny tłuczni z piaskiem waha się w granicach 220—265 kg; w ostatnich czasach doprowadzono nawet do 160 kg; w podkładzie wierzchnim ilość ta wynosi 300—400, przy użyciu solidititu 700 kg.

I tutaj okazuje się tendencję do zmniejszonej ilości dochodzącej do 230 kg, przy soliditicie do 600 kg. Doświadczenia poczynione jednak z użyciem różnych ilości cementu w warstwie dolnej i górnej nie są zachęcające, ponieważ różnice temperatur w okresie wiązania doprowadzają w rezultacie do szkodliwych nateżeń w płaszczyznach zetknięcia się obu warstw, oraz do tworzenia się rys. Dodatek wody jest możliwie mały, by otrzymać tylko beton plastyczny.

Ubijanie betonu odbywało się do niedawna zapomocą brusa o wadze 670 kg wyciętego u dołu do formy przyszłej nawierzchni, a podnoszonego i opuszczanego raz z jednej, drugi raz z drugiej strony jezdni. Obecnie odbywa się ubijanie z pomocą 20 kg ciężkich ubijaczy pneumatycznych. Gładzenie ubitych partij nie jest stosowane. W ostatnich czasach wprowadzono również w użycie maszyny Dinglerowskie do ubijania i wykańczania nawierzchni.

W okresach letnich przykrywa się na okres około 10 dni wykonaną nawierzchnię warstwą mokrego piasku, ziemi lub płachtami, które są okresowo zwilgacane. W dwa lub trzy tygodnie po ukończeniu zostaje droga oddaną do ruchu.

Drogi o szerokości powyżej 6 m otrzymują szew podłużny. Szwy poprzeczne 3—8 m/m szerokie przychodzą w odstępach 8—12 m, (z czego około 60% w odstępach poniżej 10 m). Głębokość szwów 10 cm poniżej niwelety. Wypełnienie papą. Szerokość szwów dróg wykonywanych w lecie mniejsza, w jesieni większa. Krawędzie szwów zaokrąglone. Jako pewnego rodzaju nowość należy uznać to, iż na szerokość 30 cm od szwu wykonywaną jest płyta z betonu silniejszego, przy którym dodatek cementu wynosi 500 kg na m^3 betonu.

Firmy dają gwarancję 5-letnią. Koszt 1 m^2 nawierzchni bez wykonywania fundamentu około 65 k. cz. (≈ 17 zł.).

E. B.

Mosty.

— **Most na Ohio w Paducah** opisuje E. Howard w *Eng. News Rec.* (1929, I. str. 831). Rzeka Ohio jest przy zwykłej wodzie około 1200 m szeroka. Długość mostu z przęsłami żaluzowymi wynosi 2750 m. Właściwy most składa się z 7 przęseł po 120.7 m, jednego 157.7 m i jednego 218.2 m. Dźwigary żelazne są nitowane częściowo ze zwykłej stali, częściowo z krzemowej. Pomost wznosi się około 30.5 m ponad wodą

małą i jest żelbetowy. Zestawienie konstrukcji żelaznej trwało od 6 września do 29 stycznia, pomimo kry i wielkiej wody o różnicy wysokości 12 m.

— **Most wiszący łańcuchowy na Ohio** między Point Pleasant i Gallipolis opisuje Ballard w *Eng. News Rec.* (1929, I, str. 997). Jest to pierwszy most łańcuchowy w Stanach Zjednoczonych. Część środkowa łańcucha jest zarazem pasem górnym belki stężającej. Główne przęsło ma 213 m rozpiętości, boczne po 115.8 m.

— **Most żelbetowy na stacji Szarlej-Piekary** opisuje inż. Stan. Hempel w *Cemencie* (1931, str. 190). Most ten jest o tyle ciekawy, że jest podparty nie jak zwykle w 4 punktach, lecz ze względu na statyczną wyznaczalność oddziaływań tylko w 3 punktach, przyczem na jednym filarze założono łożysko kuliste. Most ten fundowany jest nad kopalnią, a obawa zapadnięcia się dowolnego miejsca gruntu o wielkości, nie dającej się z góry przewidzieć. usprawiedliwia tak niezwykły w praktyce budownictwa mostowego system oparcia mostu. Most jest zaopatrzony w dach i boczne oszklenia, wskutek tego parcie wiatru na most znaczne. Aby zmniejszyć moment parcia wiatru, podniesiono łożysko filara znacznie ponad teren.

Dr. M. Thullie.

Lotnictwo.

— **Komunikacja lotnicza Londyn-Kapsztat.** Towarzystwo Imperial Airways otworzyło stałą komunikację, na razie raz na tydzień w obie strony, z lotniska Croydon pod Londynem do Afryki środkowej. Droga, przebywana przez płatowce na tej linii wynosi 8200 km. Pierwszy jej odcinek: Londyn-Morze Śródziemne przelatuje się płatowcem, drugi: Morze Śródziemne-Kairo wodnopłatowcem, dalszy: Kair-Chartum znowu płatowcem lądowym, a ostatni Chartum-Moranca wodnopłatowcem z jeziora Viktorja. Projektowane jest przedłużenie tej linii do Kapsztatu.

Przełot Londyn-Kapsztat (12.800 km) ma kosztować 130 f. szt., czas podróży 9 dni. (*Engineer* 6. III. 1931; *Przełot Techniczny* 1. IV. 1931). Inż. A. W. Krüger.

Koleje.

— **Stan kolejnictwa Sowietów.** *Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen* (zeszyt 39 z r. 1930) przedstawia stan kolejnictwa sowieckiego w czasie obecnym w niekorzystnym świetle. Wprawdzie po wojnie światowej i rewolucji w r. 1921 nastąpił okres poprawy pod względem technicznym i organizacyjnym, ale trwało to niedługo.

Dzisiaj stan nawierzchni przedstawia się bardzo mizernie. Zachodzi potrzeba wymiany w miliony idących ilości podkładów. Wymiana szyn nie postępuje we właściwym tempie. Z taborem nie jest lepiej, naprawy parowozów i wagonów są niedbałe. Zatem idzie wzrost nieszczęśliwych przypadków i nieregularności ruchu. Do tego należy dodać zupełny upadek dyscypliny, dochodzący do samowolnego opuszczania stanowisk i luźne kradzieże.

— **Pochodzenie normalnej szerokości toru 1435 mm.** Nasz normalny prześwit toru pochodzi z Anglii i odpowiada 4 stopom i $8\frac{1}{2}$ cali. Pierwsze dwa parowozy, zamówione w Anglii dla pierwszej niemieckiej kolei Lipsk-Drezno przeniosły go na kontynent Europy.

Starzy Rzymianie swoje drogi wojskowe wykładali już płytami kamiennymi, w których wyżłabiali rowki dla kół wozów. Wyżłobienia takie znaleziono w wykopaliskach Pompei, w wale obronnym na północy Anglii, chroniącym ją przed Szkocją, a wybudowanym w latach 120—110 przed Chr. przez cesarza Hadrijana. Rowki te już wtenczas posiadały prześwit 4 stóp i $8\frac{1}{2}$ cali.

Przy udzielaniu konsensu na pierwszą kolej Anglii komisja, wydelegowana do zbadania sprawy przez Izbę niższą nie mogła dojść do zgodnego rozstrzygnięcia co do szerokości toru. Różni rzeczoznawcy stawiali różne wnioski, wreszcie jeden z członków zaproponował, by wyjść na ulicę i zmierzyć pierwszy

przejeżdżający wóz, przyczem uzyskano wymiar 4 stóp i $8\frac{1}{2}$ cala. Dowodzi to tylko, jak długo przechował się przy wozach drogowych rzymski rozstaw kół. (*Der Bahnbau* 29. III. 1931).

— **Koleje polskie w r. 1931.** Przedwstępne obliczenie podaje, że na polskich kolejach normalnotorowych w r. 1930 przewieziono 156,024.731 osób, które wpłaciły za bilety 335,237.721 zł. Towarów przewieziono 71,772.417 t za opłatą 974,597.950 zł. Bagaży i przesyłek ekspresowych przewieziono 343,557 t za 18,360.003 zł. Koleje wąskotorowe przyniosły 9,709.106 zł.

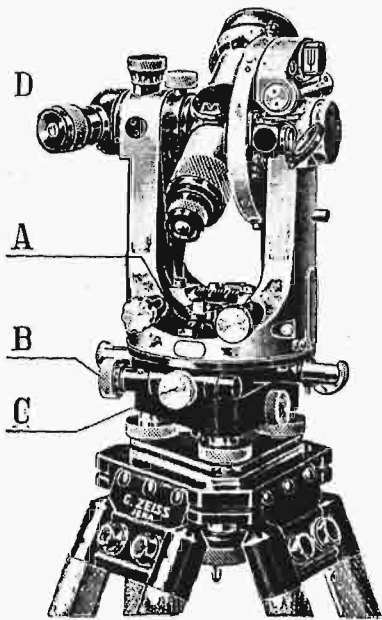
— **Kwiaty i drzewa na kolei.** Pod tytułem „Blumen und Baume am Bahndamm“ wydał inspektor W. Berkowski książeczkę o 97 stronach i 51 obrazkach, którą się przyjemnie czyta. Autor mówi w niej o gospodarstwach na stacjach i ozdobach kwiatowych, drzewach owocowych na przestrzeni, pasach ochronnych przed pożarami w lasach, uszlachetnieniu kultury łąk ze względu na hodowlę pszczół, ochronie ptaków, ogrodnictwie i t. d.

Inż. A. W. Krüger.

Miernictwo.

— **Niwelacja precyzyjna w Argentynie w latach 1899 - 1926.** Przy niwelacji tej, rozpoczętej z inicjatywy Generalnego Inspektoratu Wodnego, zastosowano metodę Seibta (holenderską). Przy metodzie tej nie odczytuje się położenia nitki poziomej pomiędzy kreskami podziału łąty niwelacyjnej, lecz nastawia się nitkę na kreskę podziału łąty i robi się odczyt na libelli, na podstawie którego poprawiamy odczyty na łącie. Do niwelacji użyto głównie łąt i instrumentu Seibt-Breithaupta, przy użyciu którego, A. Lelli, kierownik niwelacji uzyskał średni błąd na 1 km przy 8 nastawieniach $\pm 0,74$ mm. Niwelacja wykonywana była stale przez dwóch obserwatorów, z których każdy prowadził osobny dziennik niwelacyjny. Średnio potrzebowali na jedno stanowisko instrumentu około 12 minut czasu. Sieć niwelacyjna obejmuje w całości około 12,420 km z 6,385 punktami stałymi tak, że średnio na około 0,5 km ciągu wypada 1 punkt stały. (*Zeitschrift für Vermessungswesen* 1931. Nr. 1).

— **Teodolit repetycyjny III firmy C. Zeiss dla celów triangulacji III i IV rzędnej, oraz dla pomiarów kątów w poligonach** opisuje P. Werkmeister w *Zeitschrift für Instrumentenkunde* 1931, Nr. 2. Charakterystyczną nowością tego instrumentu jest jeden tylko sprzęg i jedna śruba do ruchu leniwego



zarówno do posuwania limbusu jak i alchidady. W tym celu instrument zaopatrzony jest w załącznik A w kształcie małej dźwigni. Jeżeli załącznik spuścimy, to tem samem limbus i alchidada zostają razem sprzęgnięte, wtedy zarówno sprzęg B jak i śruba do ruchu leniwego C działają na limbus. Natomiast przy podniesionym załączniku obraca się tylko alchidada a limbus pozostaje nieruchomy.

Podział wykonany jest na szkłe w odstępach co 20'. Instrument zaopatrzony jest (na życzenie) albo mikroskopem z podziałką mikrometryczną na podwójne minuty, albo mikroskopem ze śrubą mikrometryczną z możliwością szacowania 2''. Oba mikroskopy odczytuje się przy użyciu wspólnego okularu D.

Luneta analaktyczna do przerzucania, powiększenie 27-krotne.

Dla ustawienia osi instrumentu do pionu, posiada instrument libelę pudełkową, oraz dla dokładniejszych celów libelę rurkową. Koło pionowe też jest opatrzone libelą.

Dla zorjentowania się co do dokładności pomierzył P. Werkmeister kierunki do trzech punktów w 4 serjach:

1 serja	2 serja	3 serja	4 serja	średnia
0° 0' 0''	0''	0''	0''	0° 0' 0''
18 43 51	51	51	54	18 43 52
34 3 36	33	36	33	34 3 35

Natomiast kąty pomierzone między temi trzema punktami w 6 repetycjach:

18° 43' 52'' 15° 19' 41'' 34° 3' 34''

Jak więc wynika z tych pomiarów, nowy instrument uniwersalny Zeissa III doskonale nadaje się dla celów triangulacji III- i IV-rzędnej, oraz dla poligonów. K. W.

RECENZJE I KRYTYKI.

„Cieślictwo Polskie“. Prof. Dr. Jan Sas Zubrzycki. Z. I. Lwów 1930. Cieślicą nazywa lud nasz topór zakrzywiony, służący do obróbki pnia drzewnego. Przez cieślictwo rozumie zaś autor sztukę cieśliorską w jej znaczeniu narodowotwórczym.

„Istota cieślictwa Polskiego wypływa ze wzniosłości ducha, górnicy panującego nad życiem i ponad sprawami codzienności. Na żaden sposób zgodzić się nie możemy na orzeczenie, jakoby budownictwo Słowian wynikało jedynie z pobudek czysto użytkowych (praktycznych)“.

To nawskróś idealistyczne założenie przenika całą tę pracę Prof. Z., jak zresztą i inne poprzedzające jak np. „Mistrz Twardowski“.

Celem jej jest wskazać swemu społeczeństwu, jak cenne skarby zawiera budownictwo drewniane w Polsce, jak wielką szkodę kulturze polskiej sprawia z jednej strony zaniedbanie rodzimej sztuki ludowej, a z drugiej bezmyślne naśladownictwo niezrozumiałych i nieodczuwanych przez lud nasz obcych wzorów i konstrukcyj budowlanych.

W zeszycie niniejszym zajmuje się autor głównymi tworami sztuki cieśliorskiej, rozszanami licznymi na ziemiach polskich. Są tu więc w pierwszym rzędzie twory kultu religijnego od dawnej pogańskiej świątyni t. zw. gontyny do dzisiejszego kościółka i cerkiewki, obok nich nieodłącznej od obrzędów kościelnych, a tak charakterystycznej dzwonnicy. Jest w dalszym ciągu chata piastowa ze świetlicą, komorą, sienią, z podcieniem i przyłapem, przekształcona z biegiem czasu na dworek polski, obok dla celów gospodarczych stodoła i spichrz (lamus, świronek), a dla najpierwszych potrzeb przemysłowych wiatrak. Cele obronne grodziszczą spełniają: wieża, baszta i brama.

Osobne i bardzo poczesne miejsce w polskim budownictwie drewnianem zajmują bożnice starożydowskie, budowane prawie wyłącznie ręką cieśli polskiego. Autor podaje liczne przykłady bożnic według ich znanego badacza Glogera.

W rozdziale drugim I. zeszytu poddaje autor analizie główne znamiona „cieślictwa“ polskiego, powołując się na rozliczne przykłady z prac: Matlakowskiego, Karłowicza, Puszcza, Mokłowskiego i Matzelbacha „Das Bauernhaus in Oesterreich-Ungarn“, na swoje własne zdjęcia i rycinę.

W ciągu swych rozważań autor z goryczą wyrzuca społeczeństwu polskiemu obojętność, z jaką patrzy na zanik tak bogatej kultury ludowej, której wartość ocenili należycie obcy

badacze, jak np. A. von Gutty: „Galizien“, „Land und Leute“. München 1916.

Praca Dra Zubrzyckiego zasługuje na właściwą ocenę ze strony sfer kulturalnych naszego społeczeństwa. Nie godzimy się wprawdzie na jego filozoficzno-estetyczne wywody; uważamy, że stałe podciąganie wszystkich form architektonicznych pod stworzone przez autora prawa „dwudziału polskiego“, „kołomiru i ostromiru“ itd., zaciemnia raczej zrozumienie konstrukcyj artystycznych; mimo to jednak uważamy jako niezaprzeczoną zasługę Prof. Z. budzenie zamiłowania do swojskiej sztuki budowlanej, oraz gromadzenie zdjęć i rycin z charakterystycznych okazów tego budownictwa, które z dniem każdym znika z obszarów naszego kraju. K. D.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Inż. A. T. Troskoleński: „O legalizacji wodomierzy w Polsce“. Odbitka z czasopisma *Gaz i Woda*.

Sprawozdanie z I Zjazdu Samorządowego Województwa Lwowskiego. Lwów 1931. Wydawnictwo Lwowskiego Wydziału Wojewódzkiego.

„Prace badawcze P. W. U.“ Warszawa 1931. Zeszyt I obejmuje: Inż. E. Steczko: „Azotowanie pewnych stali specjalnych przez amoniak“. Prof. Dr. I. Feszczeko-Czopiński i Inż. A. Wójcik: „Azotowanie stali przez amoniak oraz zjawiska starzenia“. Nakładem Państw. Wytwórni Uzbrojenia.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w IV kwartale r. 1929.

I. Dział nauk ścisłych i przyrodniczych.

Portman S. Tabela wyliczenia procentów od 1 do 12% w stosunku miesięcznym i od 1 do 18% w stosunku rocznym. Łuck 1928. — **Olszewski J.** Nieco o broszurze „O największej prawdzie matematycznej“. Łódź. Str. 8. — **Carnap R.** Der logische Aufbau der Welt. Berlin 1928. Str. 290. — **Kenngott A.** Mineralogie. 4 wyd. Esslingen 1933. — **Rolle Fr.** Geologie u. Paläontologie. Esslingen 1886. **Schubert G. H. u. Willkomm M.** Naturgeschichte des Pflanzenreichs nach dem Linnéschen System. 4. wyd. Esslingen 1887. Str. 77. Tb. 54. — **Kraemer H.** Weltall u. Menschheit. Berlin. Str. 468. — **Klapka J.** O jedné třídě W-kongruenci. Brno 1928. Str. 8. — **Čupr K.** Z praxe diferenciálních lineárních rovnic. Brno 1928. Str. 15. — **Niklewski B., Krause A. u. Lemańczuk K.** Zur Kenntnis der Aufnahmemechanik der Mineralbestandteile durch die Wurzeln der Pflanze. Leipzig 1928. Str. 17. — **Wojtosowicz S.** Utwory dyluwjalne i morfologia wschodniego krańca t. zw. „Półwyspu Pińskiego“. Brześć nad Bugiem 1929. Str. 50. Tb. 6. — **Heine F.** Die Inoceramen des mittelwestfälischen Emschers und unteren Untersenons. Berlin 1929. Str. 124. Tb. 20. — **Graff O.** Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe u. der Konstruktionselemente. Berlin 1929. Str. 181. — **Levy F.** Strömungsercheinungen in rotierenden Röhren. Berlin 1929. — **Lohrlisch W.** Bestimmung von Wärmeübergangszahlen durch Diffusionsversuche. Berlin 1929. **Záruba L.** Výpočet napětí v tenkostěnném paraboloidu a plochách kulových. Brno 1929. Str. 26. — **Semerád A.** Zkouška dělicích strojů lineárního a kruhového. Brno 1927. Str. 18. — **Huber M.** Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten. Warszawa 1929. Str. 165. — **Huber M.** W sprawie nowego wzoru na wyboczenie. Wilno 1929. Str. 14. (C. d. n.).

RÓŻNE SPRAWY.

Stulecie czasopism „Annales des ponts et chaussées“ (1831—1931). Z okazji jubileuszu wydało to zasłużone czasopismo numer specjalny (Numéro spécial du centenaire, mars-avril 1931), poświęcony rozwojowi robót publicznych w ubiegłym stuleciu, a zawierający 15 prac historycznych ze wszystkich dziedzin robót publicznych, napisanych przez pierwszorzędną powagę naukową. Są to: 1. Suquet: „Annales des ponts et chaussées“ w ciągu stulecia. 2. Suquet: „Szkola dróg i mostów w czasie od r. 1831—1931“. 3. Pigeaud: „Wytrzymałość materiałów i sprężystość“. 4. Mouret: „Rzut oka na rozwój hydrauliki ogólnej“. 5. Feret: „Łączniki hydrauliczne, zaprawy i beton“. 6. Gavrian: „Drogi w ciągu stulecia“. 7. Colson: „Koleje żelazne“. 8. Watier: „Żegluga śródlądowa“. 9. Larroche: „Ewolucja robót morskich 1831 do 1931“. 10. Rouville: „Oświetlanie i wytyczanie brzegów“. 11. Eydoux: „Zaopatrzenie Francji w elektryczność“. 12. Séjourné: „Jak się dziś projektuje i konstruuje wielkie sklepienia z muru?“ 13. Pigeaud: „Mosty metalowe w ciągu ostatniego stulecia“. 14. Caquot: „Beton uzbrojony i jego zastosowanie“. 15. Mercier: „Wielkie przegrrody dolin“.

Z pracy pierwszej dowiadujemy się m. i., że drukuje się obecnie około 1800 egzemplarzy, z czego około 400 dla zagranicy. Między współpracownikami i redaktorami spotykamy nazwiska najwybitniejszych uczonych francuskich, które dobrze utkwiły w pamięci inżynierów całego świata. Dr. M. M.

I Polski Zjazd Żelbetników. Rada Cementowa, powołana do życia przez Związek Polskich Fabryk Portland-Cementu, jako organ doradcy przemysłu cementowego, uchwaliła na zebraniu swem dnia 16 maja r. b. zwołać I Polski Zjazd Żelbetników celem szerszego poznania się osób pracujących w budownictwie betonowym i żelbetowym, oraz skoordynowania ich wysiłków nad podniesieniem techniki tej dziedziny budownictwa. Zarazem Zjazd ten ma dostarczyć materiału do szerszego wystąpienia Polski na Międzynarodowym Kongresie Konstrukcyj Inżynierskich, który zapowiedziany jest w Paryżu na r. 1932.

Zjazd odbędzie się w Warszawie w dniach 21 i 22 listopada 1931. Referaty obejmą 3 działy zagadnień:

1. Teoria żelbetu,
2. Badanie materiałów składowych betonu,
3. Opis wykonanych konstrukcyj.

Szczególny nacisk położono na dział trzeci, gdyż będzie to najlepsza sposobność wykazania naszego postępu w dziedzinie żelbetnictwa.

Referaty należy zgłaszać pod adresem biura Zjazdu, Warszawa, ul. Czackiego 1. m. 1 do dnia 15 września, nadsyłać zaś je do dnia 15 października. Referaty nadesłane do tego terminu zostaną wydrukowane w postaci skrótów i rozesłane uczestnikom Zjazdu, którzy zgłoszą swój udział do dnia 1 listopada.

Przewiduje się uzyskać dla uczestników Zjazdu specjalne udogodnienia w formie zniżek kolejowych, zbiorowych wycieczek, tanich kwater i t. p.

Nie wątpimy, że polscy żelbetnicy zgłoszą licznie swój udział w Zjeździe, aby wykazać nasz dorobek naukowy i praktyczny w dziedzinie żelbetnictwa.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P. odbytego dnia 11 maja 1931 r. Obecni: Prezes St. Rybicki, Wiceprezesi: Inż. Fr. Blum, i Prof. Dr. O. Nadolski. Członkowie: Dr. W. Aulich, Prof. E. Bratro, Inż. M. Bessaga, Inż. E. Bronarski, Inż. T. Jarosz, Inż. K. Knaus, Inż. St. Kozłowski, Prof. D. Krzyżkowski, Inż. T. Laskiewicz, Prof. Dr. M. Matakiewicz, Inż. A. Tomaszewski, Inż. J. Wokroj. Usprawiedliwił swą nieobecność Inż. Z. Kalitwiński.

1. Protokół ostatniego posiedzenia przyjęto bez zmian.
2. W sprawie pisma Inż. Rapfa z Tarnowa, które zapytuje, czy absolwenci przedwojennego kursu geometrów przy

Politechnice Lwowskiej mogą być przyjmowani na członków zwyczajnych P. T. P. postanowiono ze względu na dotychczasową praktykę, że absolwenci tego kursu mogą być członkami zwyczajnymi Towarzystwa.

3. Przyjęto jednogłośnie przez balotaż nowych członków: Inż. Wacława Czerwińskiego, Inż. Tadeusza Radoszewskiego i Marjana Bilskiego.

4. Prof. Krzyżkowski referuje sprawę nagrobka dla śp. Prof. Skibińskiego i proponuje ze względu na bliski termin ukończenia robót kamieniarskich, wybranie komitetu, któryby w porozumieniu ze Związkiem Studentów Inżynierji ustalił termin i program odsłonięcia nagrobka. Komitet wybrano w składzie: Prezes Rybicki, J. M. Rektor Minkiewicz, Prof.

Bratro, Prof. Dr. Matakiewicz, Prof. Dr. Nadolski, Prof. Wą-
torek, Prof. Zipser.

Prof. Nadolski stawia wniosek, ażeby Polskie Towarzystwo Politechniczne wszczęło kroki, by pieczę nad grobem objęło miasto Lwów lub ew. Politechnika, względnie gdyby starania te nie dały rezultatu zajęło się Towarzystwo późniejszą konserwacją pomnika. Wniosek ten przekazano Komitetowi.

5. Prezes Rybicki podaje do wiadomości Wydziału, że sprawa protestu przeciw utworzeniu Towarzystwa Akcyjnego dla budowy domów mieszkalnych Zakładów Ubezpieczeń została już wdrożona.

6. Prezes Rybicki referuje sprawę Komisji dla nowelizacji dekretu Prezydenta Rzeczypospolitej o ubezpieczeniu pracowników umysłowych z dnia 24 listopada 1927 r. Stowarzyszenie Polskich Inżynierów Przemysłu Naftowego w Borysławiu wniosło tę sprawę na XII. Zjazd Delegatów we Lwowie, który polecił Polskiemu Towarzystwu Politechnicznemu zwołanie Komisji, złożonej z delegatów Towarzystw we Lwowie, Poznaniu, Warszawie, Wilnie, Borysławiu i Katowicach. Ponieważ odpowiedni materiał przedstawiony przez Stowarzyszenie Inżynierów naftowych nadszedł dopiero obecnie, jest już zapóźno, by sprawę tę przygotować przed XIII. Zjazdem Delegatów, który się odbędzie w czerwcu w Warszawie. Po dyskusji postanowiono na wniosek Prof. Krzyczkowskiego zaprosić fachowca z działu ubezpieczeń do zaopiniowania memoriału Inżynierów naftowych i na podstawie jego opinii podjąć dalsze kroki.

7. Prezes Rybicki zdaje sprawozdanie z przyjęcia wycieczki Czechosłowackich Inżynierów Meljorantów, którzy gościli we Lwowie w dniach od 27—29 kwietnia b. r., przyczem w dniu 28. kwietnia b. r. byli gośćmi Polskiego Towarzystwa Politechnicznego. Przyjęcie odbyło się ściśle według programu, ustalonego na ostatnim posiedzeniu Wydziału. Inż. Tomaszewski przedstawia sprawozdanie kasowe z przyjęcia. Po dłuższej dyskusji, w której zabierali głos p. Prof. Bratro, Inż. Blum, Prof. Dr. Matakiewicz, Prof. Dr. Nadolski, przyjęto do wiadomości sprawozdanie i wyrażono podziękowanie Prezesowi Rybickiemu i Inż. Tomaszewskiemu za gorliwe zajęcie się i nadzwyczaj udane zorganizowanie wycieczki.

8. Prezes Rybicki przedstawia projekt odezwy do społeczeństwa w sprawie zapisów na cele popierania nauki polskiej. Na wniosek P. Prof. Dr. Matakiewicza przyjęto tekst odezwy bez zmian.

9. Prezes referuje pismo Związku Obrony Kresów Zachodnich z propozycją przystąpienia do zbiorowego protestu przeciwko ostatnim wystąpieniom Niemców na terenie Gdańska. Postanowiono przesłać kwotę zł. 100 na Polską Macierz Szkolną w Gdańsku, jako najskuteczniejszy sposób protestu.

Na tem posiedzenie zamknięto.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego z dnia 15. czerwca 1931 r. Obecni: PP. Prezes St. Rybicki, Wiceprezes Inż. F. Blum. Członkowie: Prof. E. Bratro, Inż. M. Bessaga, Inż. E. Bronarski, Inż. A. Broniewski, Inż. K. Knaus, Inż. St. Kozłowski, Prof. D. Krzyczkowski, Inż. T. Laskiewicz, Prof. Dr. M. Matakiewicz, Inż. A. Tomaszewski, Prof. Dr. K. Weigel, Inż. J. Wokroj. Usprawiedliwili swą nieobecność: Prof. Dr. O. Nadolski, Dr. W. Aulich, Inż. T. Jarosz, Inż. Z. Kalitynski, Prof. Zipser.

1. Protokół po odczytaniu przyjęto bez zmian.

Prof. Dr. Matakiewicz stawia wniosek o zaproszenie Prof. Sokolnickiego jako obecnego Rektora do Komitetu odsłonięcia pomnika śp. Prof. Skibińskiego. Wniosek przyjęto.

2. Przyjęto następujących nowych członków: Inż. Adama Brodowicza, Inż. Marjana Czaplińskiego, Inż. Tadeusza Janiszewskiego, Inż. Marjana Łomeja, Inż. Stanisława Maliszewskiego, Inż. Wiktora Mamuka, Inż. Edwarda Montalbettiiego, Inż. Romana Mromlińskiego, Inż. Tadeusza Ścibora, Inż. Ze-

nona Thienela. Cztery deklaracje członkowskie, które były wypełnione na starych formularzach postanowiono zwrócić do wypełnienia na formularzach nowych.

3. Skarbnik przedkłada sprawozdanie kasowe za miesiąc kwiecień b. r., przyczem zaznacza, że wpływy oraz rozchody są normalne. Zapytuje, czy stypendjum im. Prezesa St. Rybickiego przyznane w roku bieżącym p. Filarowi należy wypłacać także w miesiącach wakacyjnych. Prof. Bratro stawia wniosek, aby wnieść prośbę do Ministerstwa Robót Publicznych o subwencję dla *Czasopisma Technicznego*. Prof. Dr. Matakiewicz popiera ten wniosek z tem, ażeby posłać podanie na ręce P. Ministra. Sprawę wypłaty stypendjum w czasie wakacyj postanowiono do uznania Prezesa.

4. Na przedstawicieli Polskiego Towarzystwa Politechnicznego na XIII. Zjazd Delegatów Polskich Zrzeszeń Technicznych wybrano Prof. D. Krzyczkowskiego oraz Inż. J. Nechay'a.

5. W sprawie przyjęcia Stowarzyszenia Techników w Nowogrodku do Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych postanowiono oddać głos imieniem Towarzystwa za przyjęciem pod warunkiem zmiany § 6 statutu.

6. W sprawie memoriału Inż. Sippko o przyjęcie nazwy „Wielkiego Zagłębia Polskiego“, odczytano opinię p. Prez. Inż. Gąsiorowskiego. Po dłuższej dyskusji, w której zabierali głos Prezes Rybicki, Prof. Dr. Matakiewicz, Prof. Dr. Weigel, Prof. Bratro, Inż. Kozłowski, postanowiono postawić wniosek na przyjęcie nazwy „Polskie Zagłębie Węglowe“, któreby obejmowało tylko części Zagłębia, leżące w granicach Rzeczypospolitej. Starania o wprowadzenie tej nazwy na gruncie międzynarodowym powinny być podjęte z ostrożnością, gdyż nieprzyjęcie tej nazwy przez czynniki zagraniczne przesądziłyby sprawę raz na zawsze. Należy jeszcze raz odnieść się w tej sprawie do Akademii Umiejętności, Akademii Nauk Technicznych, oraz Akademii Górniczej w Krakowie.

7. Prezes Rybicki zdaje sprawę z zebrania w sprawie Towarzystwa Akcyjnego dla budowy domów mieszkalnych z funduszu Zakładów Ubezpieczeń Społecznych. Zebranie bardzo licznie obsłane przez delegatów Politechniki, Izby Inżynierskiej, Izby Przemysłowo-Handlowej, Zakładu Ubezpieczeń Pracowników Umysłowych, Izby Rzemieślniczej i Stowarzyszenia Budowniczych wybrało Komisję, która ma opracować dwa memoriały, a mianowicie w sprawie podziału kredytów budowlanych Zakładów Ubezpieczeń między poszczególne miasta, z należytem uwzględnieniem Lwowa, oraz w sprawie utworzenia Spółki Akcyjnej w Warszawie dla budowy domów. Postanowiono oprócz tego zainicjować zwołanie przez Prezydium Miasta Lwowa wiecu protestacyjnego.

8. W sprawie wykładu Inż. Fiszlera postanowiono po dłuższej dyskusji na wniosek Wiceprezesa Bluma zwrócić się do p. Inż. Rapaczyńskiego w D. R. P. z prośbą o opinię w sprawie pracy Inż. Fiszlera.

9. Prof. Dr. Weigel przedstawia swą opinię w sprawie memoriału Izby Inżynierskiej we Lwowie, dotyczącego zniesienia średnich szkół mierniczych w Polsce. Opinię przyjęto jednogłośnie i postanowiono przesłać Dyrekcji Robót Publicznych we Lwowie jako opinię Towarzystwa.

10. Prezes Rybicki zdaje sprawę z posiedzenia Komitetu wybranego do ułożenia programu odsłonięcia pomnika śp. Prof. Skibińskiego. Komitet postanowił odłożyć odsłonięcie do jesieni b. r. ze względu na wakacje.

11. Postanowiono wysłać Stowarzyszeniu Inżynierów Polaków w Ameryce Księgę pamiątkową Towarzystwa, oraz wysłać bezpłatnie jeden egzemplarz *Czasopisma Technicznego*.

12. W sprawie ustalenia programu odczytów w czasie „Targów Wschodnich“ postanowiono zwołać w najbliższych dniach Komisję.

Na tem posiedzenie zamknięto.