



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK I

LIPIEC 1938

NR 1

TREŚĆ: Od Redakcji. Inż. W. Pogány i mgr T. Zarosły — Utrwalanie powierzchni kamieni na działanie atmosfery. Inż. J. Erlich — Najnowsze postępy w zastosowaniu wapna do celów budowlanych. Inż. J. Nechay — Wartość cieplna lekkich betonów. Inż. W. Pogány — Nowe metody badania cegły budowlanej na budowie. Prof. S. Bryła — W sprawie badania materiałów izolacyjnych do celów budowlanych. Prof. F. Zalewski — Budowle w obrębie wpływu wyrobisk podziemnych. Budown. E. Czajewicz — Szkodliwość wilgoci pobudowlanej dla zdrowia mieszkańców i sposoby jej usuwania. Prof. S. Bryła i inż. H. Stankiewicz — W sprawie ochrony budowli od wody. Dr M. Popiel — Przewodność i stateczność cieplna zewnętrznych ścian budynków. Dr W. Olszak — O stropach przeciwlotniczych. Dr Cz. Kłóś — Osiedlenie gruntu, a trwałość budowli. Dr J. Bortkiewicz-Rodziewiczowa — Klimatyzacja powietrza z punktu widzenia higieny (cz. I). Inż. F. Bąkowski — Udział ogrzewania i wietrzenia w konserwacji budynków. Inż. L. Allweil, inż. W. Tubielewicz i inż. J. Hückel — Wpływ czynników zewnętrznych na budowę nadmorskie. Prof. S. Bryła — Rozporządzenie o przygotowaniu obrony przeciwlotniczej w budownictwie. Inż. J. Nechay — Polacy na VIII. Międzynarodowym Kongresie Drogowym w Hadze. Bitumy po-naltowe w budownictwie. — Materiały drzewne do celów budowlanych. — Kronika. — Przegląd prasy techn. — Biuletyn Polskich Laboratoriów Budowlanych. — Biuletyn Związku Polskich inż. Budowlanych.

OD REDAKCJI

Rozpoczynamy z dniem dzisiejszym wydawanie nowego czasopisma technicznego pod tyt. „Inżynieria i Budownictwo”. Powodem podjęcia tego wydawnictwa, nie tak łatwego do zrealizowania w dzisiejszych czasach obojętności dla prac naukowych, jest odczuwany ogólnie brak takiego pisma technicznego, poświęconego wyłącznie zagadnieniom konstrukcyjno-budowlanym.

Związek Polskich Inżynierów Budowlanych doceniając znaczenie i potrzebę stworzenia tego rodzaju wydawnictwa, tak potrzebnego dla rozwoju naszego budownictwa jak i postępu nauk inżynierskich w naszym kraju, podjął się realizacji wniosku Dyr. Inż. Leopolda Torunia, zgłoszonego we wrześniu ubiegłego roku na III. Zjeździe Inżynierów Budowlanych we Lwowie i oddaje niniejszym do rąk Członków Związku Inżynierów Budowlanych oraz szerszych sfer technicznych pierwszy numer nowego pisma.

Nie wątpimy, że podjęte zamierzenie znajdzie szerokie poparcie nie tylko wśród członków Związku, ale i Władz Rządowych i Samorządowych, opiekujących się budownictwem oraz wszystkich Instytucyj i osób związanych z techniką budowlaną. Ze swej strony zwracamy się do wszystkich Kolegów, pracujących zawodowo w budownictwie, zwłaszcza w dziedzinie konstrukcyjnej, jak również do wszystkich interesujących się poruszonymi przez nas zagadnieniami — z prośbą o poparcie naszego wydawnictwa przez nadsyłanie do teki redakcyjnej artykułów i prac naukowych z dziedziny budownictwa inżynierskiego. Najchętniej będą widziane prace z zakresu konstrukcji i wykonawstwa, ze statyki budowli, z budowy mostów i dróg komunikacyjnych, z ustawodawstwa budowlanego, z dziedziny zagadnień gospodarczych oraz kształtowania się cen robót i materiałów, z dziedziny badań budowlanych oraz z zakresu zagadnień zawodowych — a więc tych wszystkich spraw, którymi interesuje się absolwent Wydziału Inżynierii Lądowej.

W związku z IV. Zjazdem Budowlanym w Gdyni w dniach 10 — 12 września rb. pierwsze dwa numery pisma poświęcone zostały zagadnieniom będącym tematem Zjazdu i dlatego obejmują przeważnie referaty zgłoszone na ten Zjazd. Trzeci numer wyjdzie, jako numer pozjazdowy i będzie zawierał sprawozdanie ze Zjazdu i jego uchwały.

Numery zjazdowe wysyłamy zgłoszonym uczestnikom Zjazdu oraz wszystkim członkom Związku nie wątpiąc, że powstanie własnego organu zawodowego przyjęte zostanie z zadowoleniem, jako dalszy dowód zespolenia naszego zawodu. Trzeba bowiem pamiętać, że wszystkie grupy specjalności inżynierskich mają już swe własne pisma: jak koledzy mechanicy, architekci, elektrycy, górnicy itp. Dlaczegożby nasz zawód odgrywający tak ważną rolę w technice miał być wyjątkiem?

Oby najbliższa przyszłość dowiodła, że pismo nasze jest naprawdę niezbędne. Przyszłość ta jednak leży w ręku Kolegów i zależy od Ich współpracy z pismem.

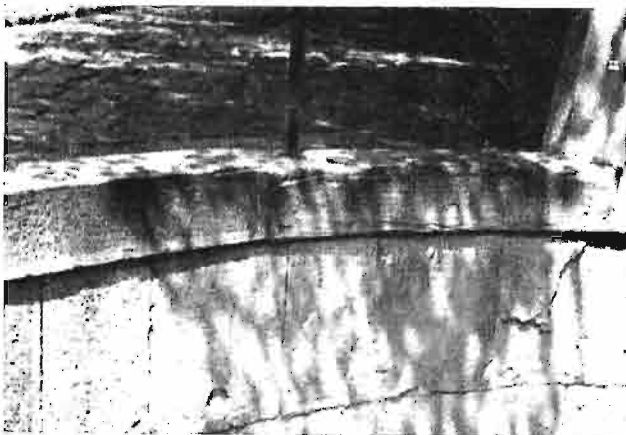
UTRWALANIE POWIERZCHNI KAMIENI NA DZIAŁA- NIE ATMOSFERY

Chcąc zwiększyć odporność kamieni używanych w budownictwie na wpływy atmosferyczne, impregnujemy ich powierzchnię zewnętrzną różnymi środkami chemicznymi. Użyte środki nie zwiększają wytrzymałości na mechaniczne działania, jak np. na ciśnienie, lecz tylko uodparniają na reakcje chemiczne zachodzące na ich powierzchni przy rozkładzie wietrznym. Środki te nie zawsze spełniają swoje zadanie i bardzo często powierzchnia kamienia napuszczona olejem lub pokostem, staje się (przez zamknięcie porów na powierzchni) podobna do kory wietrznej, przez co zapewniamy brak dopływu wilgoci z zewnątrz do kamienia, natomiast nie zabezpieczamy przed działaniem wody wewnątrz kamienia. Działanie wody krążącej pod powierzchnią napuszczoną kamienia daje w więk-

szości wypadków takie same zjawiska, jak przy naturalnej korze wietrznej (fot. 4).

Doświadczenia robione z różnymi preparatami dają tak odmienne wyniki, że trudno jest ustalić, który z nich odpowiada celowi. Każdy z tych preparatów stara się utworzyć na powierzchni kamienia *powierzchnię*, która by całkowicie zamknęła dostęp wilgoci i powietrza.

Są preparaty, które nie tworzą szczelnej powierzchni na kamieniu, lecz w miarę wzrostu wilgoci pęcznieją i tym samym zamykają pory (tak pracują niektóre oleje). Stosunkowo najlepszymi do impregnacji powierzchniowej olejami jest piaskowiec glaukonitowy, który nie ulega rozkładowi chemicznemu przez wpływy atmosferyczne (w normalnych warunkach zmieniają one strukturę piaskow-



Fot. 1.
Płyty z piaskowca impregn. olejami.



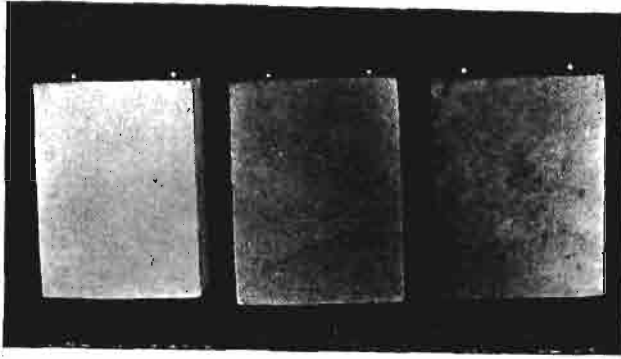
Fot. 3.
Figury z piaskowca impregn. umieszczone we wnękach.



Fot. 2.
Figury z piaskowca impregn. szkłem wodnym i olejami.



Fot. 4.
Portal z piaskowca impregnow. pokostem i olejami.



Fot. 5.

Powierzchnie piaskowca białego impregnowane i poddawane wpływowi temp. od $+ 20$ do $- 20^{\circ}$ przez 30 razy.



Fot. 6.

Powierzchnia dolomitu impregnowana stearyną na gorąco. Przy zmianach temp. powstają złuszczenia i spękania.

ca), nawet jeżeli powierzchnia jego nie jest zabezpieczona przed ich działaniem. Inne piaskowce przy impregnacji powierzchniowej olejami dają wyniki niewystarczające.

W swoim czasie do impregnacji powierzchni kamieni bardzo dużo używano oliwy „Szeremley”. Oliwa ta jest prawdopodobnie mieszaniną składającą się z kalafonii, pokostu i nafty, w normalnej temperaturze płynna, dająca po impregnacji szarą powierzchnię, która jest przez długi czas dobrze zachowana i stosunkowo dobrze chroni powierzchnię kamienia przed wietrzeniem. Inne mieszanki, jak stearyna gorąca, nafta ze stearyną, gorący pokost, impregnują również powierzchnię kamieni, ale po kilku latach tracą swe właściwości impregnacyjne i rozkład wietrzenny następuje normalnie.

Najlepsze rezultaty daje gorący pokost, w którym zanurzano kamienie przed ich użyciem na budowę. Impregnowane w ten sposób powierzchnie nie ulegały wietrzeniu przez kilkanaście lat. Z innych chemicznych preparatów bardzo często używa się fluatów i barytu, lecz sole te po pewnym czasie krystalizują i warstwa ochronna odpada. W handlu istnieją wiele preparatów, których używa

się do impregnacji kamienia i tak: roztwór szkła wodnego, mydła, aluny, np. mydło cynkowe lub glinowe w metodzie *Icrose-Laurent*, szczawian glinu w metodzie *Dent* i *Brown*, *Rasome'a* sole barowo-wapniowe kwasu krzemowego (użyto na budynku Parlamentu londyńskiego¹⁾).

Jednym ze znanych i często używanych preparatów chemicznych jest mieszanina wykonana przez *Anton Kubelka*, składająca się z krzemianu potasowego (szkło wodne potasowe) i siarczanu glinowego, dająca na piaskowcu warstwę do paru milimetrów grubości, chroniącą powierzchnię kamienia przez dziesiątki lat.

Wszystkie te preparaty po kilkunastu latach tracą swe właściwości impregnacyjne i procesy wietrzenia następują w tempie normalnym. Widać to na fotografiach 1, 2 i 4, gdzie obiekty były impregnowane pokostem, szkłem wodnym i innymi preparatami z olejów, jednak proces wietrzenny nie został zatrzymany.

Z przeprowadzonych przez nas badań nad trzema preparatami, to jest fluatem, pokostem i stearyną, stwierdziliśmy, że najgorsze wyniki daje stearyna, która przy zmianach temperatury pęka i złuszcza się razem z kamieniem (zwłaszcza na ostrych krawędziach). Pokost zmienia wybitnie barwę kamienia i tworzy na jego powierzchni plamy. Najlepszy okazał się fluat zwłaszcza użyty na piaskowcu, gdyż utworzona na powierzchni warstwa koloidalnej krzemionki jest bardzo elastyczna, szczelnie wypełniająca pory i chemicznie odporna na wpływy atmosferyczne. Krzemionka ta ma te właściwości do tego czasu, dopóki nie przejdzie w stan krystaliczny.

Chcąc dokładnie poznać działanie środków impregnacyjnych do kamieni i ich zachowanie się z biegiem czasu, musi się zestawić obserwacje nowobudujących się budynków i już wybudowanych i być w stałym kontakcie z konserwatorem budynków historycznych, oraz władzami technicznymi województwa, starostwa, zarządów miejskich i z zakładami naukowymi z zakresu mineralogii i petrografii, uniwersytetów, politechnik i akademii górniczej, gdyż stosowanie środków impregnacyjnych jest również bardzo zależne od warunków lokalnych panujących w danej dzielnicy.

¹⁾ Por. Dr *Alois Kieslinger*, *Zerstörungen an Steinbauten*, Prof. *Vincez Pollack*, *Verwitterung in der natur und an Beuwerken*, *Redlich—Terzaghi—Kampe*, *Ingenieur-geologie*, Dr *Inz. Annemarie Schmölzer*, *Die Rindenburgbildung an Bausteinen*, *International Association for Testing materials* 1937.

Zjazd Inżynierów Budowlanych w Gdyni

będzie także zjazdem całego świata budowlanego

10 - 12.IX

NAJNOWSZE POSTĘPY W ZASTOSOWANIU WAPNA DO CELÓW BUDOWLANYCH

Dowody używania wapna do sporządzania zaprawy do wiązania kamieni budowlanych znajdujemy już w zabytkach z czasów przedhistorycznych. Badając jednak metody jakie stosowano przy użyciu wapna do budowy, musimy stwierdzić, że zwłaszcza w Polsce metody te od wieków całych nie uległy żadnej zmianie, mimo że budownictwo jako takie dorównało kroku ogólnemu postępowi techniki.

Przy rozpatrywaniu poszczególnych elementów budowy stwierdzimy, że budowle dzisiejsze pod każdym względem różnią się nawet od budowli z okresu przedwojennego, jedynie tylko sposób przyrządzania ciasta wapiennego i zaprawy wapiennej oraz samo murowanie odbywa się identycznie jak przed wiekami. Tak samo, jak za czasów rzymskich sprowadza się na plac budowy bryły wypalczonego wapna i gasi się je do przygotowanych dołów, w których pozostaje ono aż do czasu sporządzenia zaprawy i zużycia jej do murów lub tynku.

W dawnych czasach wapno spoczywało w dołach tak długo, że dzieci dopiero używały wapno zgaszone przez ojców. Nie ulega wątpliwości, że wapno powinno leżeć w dole jak najdłużej, gdyż proces gaszenia przeciąga się zwłaszcza przy wapnach chudych na długi okres. Przed kilku laty znalezione przy robotach wykopaliskowych na zamku Landsberg w Niemczech doły, które zawierały ciasto wapienne leżące przeszło 300 lat. Ciasto to było tłuste i w zupełności nadające się do budowy.

Wydaje się jednak, że kilkudziesięcioletni okres, który obowiązywał w dawnych czasach byłby długi, dlatego też z czasem zwyczaj ten został zarzucony, aż wreszcie w czasach przedwojennych przepisy państw zaborczych wymagały tylko 1—3-letniego okresu dołowania wapna.

Po wojnie utarło się, że wapno do murów używa się po 2—3. tygodniach od czasu zgaszenia, niejednokrotnie jednak zdarza się, iż wapno bierze się do użytku bezpośrednio po zgaszeniu jeszcze gorące.

Rezultaty nie dają na siebie czekać: tynki pękają, mury kruszeją i budynki po paru latach wymagają kapitalnego remontu. Zdarzają się też katastrofy budowlane spowodowane niezwiązaniem zaprawy sporządzonej ze zbyt świeżego wapna, którego proces gaszenia, a więc pęcznienia trwa nadal już w murze.

Ponieważ jednak tempo dzisiejszego życia nie dopuszcza magazynowania ciasta wapiennego w dołach przez długi okres, postarano się o znalezienie lekarstwa na tę bolączkę. Częściowo sprawę rozwiązuje używanie tylko najlepszego bardzo tłustego wapna, gdyż wapno tłuste gasi się bardzo szybko, umożliwiając skrócenie czasu dołowania. Inne rozwiązanie stanowi zastąpienie zaprawy wapiennej zaprawą cementową; która daje się przyrządzić na poczekaniu, wiąże dobrze, ale daje mury o słabej izolacji termicznej i akustycznej oraz wilgotne.

Najlepszym rozwiązaniem stosowanym szeroko na Zachodzie jest stosowanie wapna gaszonego na sucho. Produkt ten sporządzany jest sposobem fabrycznym na wapiennikach, po czym w workach papierowych dostarczany jest na budowę, gdzie podobnie jak z cementu przez dodanie wody i piasku na poczekaniu sporządza się z niego zaprawę posiadającą wszystkie zalety zaprawy wapiennej. Korzyści dla budujących są tutaj ogromne: odpada konieczność rezerwowania miejsca na doły, unieruchamiania kapitałów w zapasach zawczasu zgaszonego wapna, wreszcie solidność budowli zyskuje znacznie, gdyż nie zachodzi obawa, aby proces gaszenia trwał wewnątrz murów czy tynku.

Biorąc pod uwagę, że cały zapas wapna potrzebny do danej budowli powinien być zgaszony przynajmniej na 2 miesiące przed rozpoczęciem robót i że koszt wapna wraz z wodą i robocizną przy gaszeniu wynosi do 10% ogólnego kosztorysu, widzimy że oszczędność, wynikająca z możliwości nie wykładania z góry kosztów wapna, zwłaszcza przy dużych budowlach, może być bardzo znaczna. Ma to zwłaszcza wielkie znaczenie w Polsce, gdzie szczupłość kapitałów obrotowych przedsiębiorstw budowlanych jest notorycznie znana.

Ponadto wapno gaszone na sucho w odpowiednim opakowaniu może być przechowywane przez czas prawie nieograniczony, wskutek czego wapienniki mają możliwość przygotowania tego produktu na zapas w martwym sezonie. Równomierne rozłożenie produkcji na cały rok, a nie jak ma to miejsce obecnie na okres sezonu budowlanego, niewątpliwie wpłynie na obniżenie kosztów produkcji, a więc tym samym na potaniecie wapna.

Niemalą ważną jest też rzeczą możliwość dostawy wapna ze składu, a nie jak ma to miejsce obecnie wprost z pieca wapiennego, przez co w momentach dużego nasilenia ruchu budowlanego zdarza się brak wapna na rynku, gdyż wapienniki nie mogą z produkcją nadążyć za zapotrzebowaniem.

Wapno gaszone na sucho teoretycznie zawiera 76 wagowych części tlenku wapnia (CaO) i 24 części wagowe wody. Obiekcję przeciwko stosowaniu tego produktu stanowi może konieczność opłacania przewozu za owe 24% wody, które przy gaszeniu na miejscu budowy czerpie się przeważnie z miejscowego wodociągu. Powyżej wymienione jednak korzyści równoważą całkowicie tę niedogodność zwłaszcza, że w większych miastach woda brana jest z wodociągów miejskich po cenie dość wysokiej od 40 groszy do zł 1.— za m³, podczas gdy wapienniki korzystają przeważnie z wody z własnych studni lub źródeł.

Kalkulacja kosztów przewozu na przeciętną odległość 190 km (patrz Mały Rocznik Statystyczny Rz. P. 1938 r.) przedstawia się następująco:

przewóz 1 tony wapna niegaszonego kosztuje zł 6,80,

przewóz 760 kg wapna + 240 kg wody = 1 tona wapna gaszonego na sucho kosztuje również zł 6.80,

Przyjmując cenę wody średnio 70 groszy za 1 m³ otrzymamy po potrąceniu wartości wody przy wapnie gaszonym na sucho koszt przewozu 1 tony CaO zł 8.83.

Wynika więc, że transport wapna gaszonego na sucho jest o ok. zł 2.— na tonie czyli blisko 30% droższy od wapna niegaszonego.

Należy jednak wziąć pod uwagę, że do gaszenia wapna niezbędny jest robotnik wykwalifikowany, którego płaca w większych miastach jest o co najmniej 100% wyższa niż na wapiennikach. Tak np.: w Warszawie wykwalifikowany lasownik zarabia zł 1.— na godzinę, w wapiennikach zaś na prowincji maksimum zł 0.50. Jeżeli przyjąć, że 1 robotnik w ciągu 8 godzin pracy może zgasić powyżej 4 tony wapna suchego, to przekonamy się, że na samych kosztach robocizny można zaoszczędzić przy użyciu wapna gaszonego na sucho co najmniej zł 1.— na tonie CaO.

Dla kalkulacji porównawczej kosztów użycia wapna gaszonego na sucho i ciasta wapiennego należy brać pod uwagę, że 1 tona wapna gaszonego na sucho przy sporządzaniu zaprawy wapiennej odpowiada 2,25 m³ względnie 2,7 tony ciasta wapiennego.

Z powyższych rozważań wynika, że wapno gaszone na sucho w ostatecznym rezultacie nie powinno wypaść drożej na miejscu budowy, niż ciasto wapienne sporządzone na miejscu, natomiast zapewnia ono znaczne i bardzo ważne korzyści budującym.

Wapno gaszone na sucho jest to proszek koloru mniej lub więcej białego, zależnie od jakości wapna. Na ogół wapno tłuste daje proszek śnieżnobiały, wapna zaś chude posiadają zabarwienie żółte lub sine. Rzecz jasna, że najekonomiczniejsze jest wapno tłuste gaszone na sucho, gdyż dzięki swej tłustości pozwala na dodawanie przy sporządzaniu zaprawy większych ilości piasku. Przy sporządzaniu zaprawy z wapna tłustego mamy możliwość dodawania na 1 część wagową wapna niegaszonego

4—6 części wagowych piasku, podczas gdy przy wapnach chudych ilość części wagowych piasku nie może przekraczać 3 na 1 część wapna niegaszonego. Oczywiście te same właściwości posiada wapno gaszone na sucho.

W Polsce wapno gaszone na sucho stosowane jest na budowach bardzo rzadko, skutkiem czego produkcja jego jest niewielka. Produkcja ta, o ile ma być tania i dać dobre wyniki, wymaga dość skomplikowanych urządzeń, zastosowanie ich daje jednak w wyniku produkt wysoce jednolity i pełnowartościowy przy dość niskich kosztach produkcji. Instalacje tego rodzaju, jakie istnieją we Francji, Niemczech itd. produkują dziennie po kilkaset ton gotowego produktu.

Wapno gaszone na sucho opakowane w worki z napisem firmowym i wskazaniem wagi wyklucza, tak często obecnie niestety popełniane przy sprzedaży wapna w bryłach, oszustwa zarówno co do wagi, jak i co do gatunku. Ścisła waga każdego worka ułatwia kontrolę i dozowanie, umożliwiając sporządzanie jednolitej zaprawy.

Należy zaznaczyć, że dzięki inicjatywie p. Prof. Dr Inż. Zenczykowskiego w ostatnim czasie powstało przy Politechnice Warszawskiej Laboratorium Badania Wapna, które przy poparciu finansowym przemysłu wapienniczego rozpoczęło swoją działalność od zbadania istniejących w Polsce gatunków wapna oraz wytrzymałości i kalkulacji kosztów zapraw wapiennych sporządzanych zarówno z ciasta wapiennego, jak i z wapna gaszonego na sucho. Krótki okres czasu dzielący nas od powstania laboratorium nie pozwala niestety na ogłoszenie już teraz konkretnych rezultatów jego prac, mam jednak nadzieję, że do czasu odbycia Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Gdyni wyniki te będą znane i będą mogły być ogłoszone.

Streszczając powyższe należy wyrazić życzenie, aby sfery budowlane w Polsce zainteresowały się bliżej tym ważnym czynnikiem postępu w budownictwie, a wtedy niewątpliwie znajdą się w Polsce wapienniki, które produkcję tę postawią na właściwym poziomie.

Inż. JERZY NECHAY

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

WARTOŚĆ CIEPLNA LEKKICH BETONÓW

Przed kilku laty polska prasa techniczna pełna była wiadomości o lekkich betonach. Pisano wiele o celolicie, gazobetonie, dimabetonie, cemunicie itp. **t z w . m a t e r i a ł a c h z a s t ę p c z y c h .** Później to zainteresowanie ucichło, głównie z powodu zaprzestania produkcji gazobetonu i dimabetonu (kosztowne domieszki musujące), a także z powodu niektórych niezbyt udanych sposobów zastosowania tych materiałów, co wyrobiło im ujemną opinię w świecie technicznym. W sukurs temu stanowi rzeczy poszły niepowodzenia ze stosowaniem betonu z żużla węglowego i wielkopieczowego. Słowem po kilku latach wielkich nadziei, jakie łączono z rolą lekkich betonów, nastąpił w budownictwie pozorny zastój w tej dziedzinie. Pomimo to praca w tej dziedzinie nie ustała i, nie bacząc na kryzysowe lata 1931—1936 i zupełny zastój w budownictwie, lekkie betony utrzymały się na rynku. Doświadczenia kilku lat poprzedzających zwięzły tylko zakres ich zastosowania i uświadomiły, że są one materiałami przeważnie tylko izolacyjnymi. Na rynku utrzymał się „celolit”, który dzięki racjonalnemu zastosowaniu zdobył duże powodzenie.

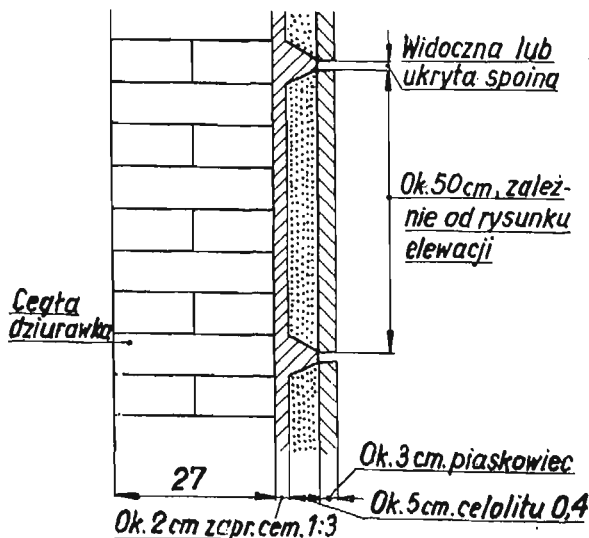
Dopiero niedawno zaznaczyło się ponowne ożywienie na rynku materiałów budowlanych w zakresie stosowania lekkich betonów, wystąpił bo-

wiem na rynku nowy materiał „termobet“, wyrobiony z żużla wielkopieczowego na Górnym Śląsku, jako lekkie kruszywo do betonów izolacyjnych. Ciężar objętościowy termobetu wynosi ok. 400 kg/m³, a wykonanego z niego lekkiego betonu, tzw. termobetonu o stosunku mieszanki 1 : 8, ok. 800 kg/m³, przy wytrzymałości ok. 10 kg/cm², a więc wystarczającej dla warstw izolacyjnych. Współczynnik przewodnictwa ciepła wynosi wtedy ok. 0,20. Przy dodaniu do zaprawy piasku uzyskuje się oczywiście większą wytrzymałość, lecz i przy tym mniejszą wartość izolacyjną. Termobet, tj. kruszywo, stosuje się w stanie luźnym jako podsypki na stropy, zaś termobetony we wszelkich znanych powszechnie formach, jak pustaki ścienne, płyty izolacyjne dachowe, ocieplenie stropów itp. Zbyt tego materiału szybko rośnie. Być może, że termobet odegra w przyszłości u nas choć w części tę rolę, co pumeks w Niemczech, jednakże dopiero po kilku latach doświadczenia będzie można ustalić formy i zakres jego stosowania w naszym budownictwie.

Celolit osiągnął w ostatnich latach bardzo poważną produkcję. W roku bowiem 1937 wykonano z niego ok. 70.000 m² izolacji dachowych, nie licząc innych jego zastosowań, głównie jako materiału izolacyjnego. Znane jest również użycie celolitu od r. 1931 jako okładziny zewnętrznej murów ceglanych wraz z płytą piaskowcą. Mianowicie na leżącą poziomo płytę z piaskowca o grub. 2—4 cm wylewa się 5—10 cm grubą warstwę celolitu o ciężarze 800 kg/m³. Po stwardnieniu blok taki, przymocowany do zewnętrznej strony murów zewnętrznych stanowi zarazem ich ocieplenie, jak również gotową i trwałą elewację (rys. 1 i 2). W roku bieżącym przy wzmożonych inwestycjach stosowanie celolitu przekroczyło znacznie rok poprzedni.

Jak wspomnieliśmy używa się go wyłącznie do celów izolacyjnych, najczęściej jako warstwę ocieplającą na dachach fabrycznych, płaskich stropach dachowych, a także na stropach międzypiętrowych.

Wykonanie izolacji celolitej na dachach odbywa się w dwojaki sposób: albo odlewa się celolit wprost na dachu, albo też odlewa się wpierw bloki,



Rys. 1. Przekrój ściany ocieplonej celolitem.

które po stwardnieniu kraje się piłą na płyty o grub. 4 do 10 cm i powierzchni ok. 50/50 cm, i układa się na dachu na chudej zaprawie cementowej. Szczeliny między płytami zalewa się celolitem, albo też zasypuje miłąkim gruzem celolitem. Wiadomo bowiem, że w razie zalania tych spoin zaprawą cementową dach przemarzlby na spoinach. Celolit ułożony na płycie żelbetowej o grubości warstwy celolitu 6 cm i ciężarze 400 kg/m³ (rys. 3) pokryty 1 do 2 cm warstwą zaprawy cementowej 1:3 i podwójną papą bitumiczną, daje współczynnik przewodnictwa ok. 1,5, wystarczający do utrzymania w hali fabrycznej podczas mrozów temperatury + 5°. Do celów konstrukcyjnych celolit okazał się w pierwotnych formach stosowania mniej odpowiedni. A więc nie stosuje się go jak początkowo do budowy ścian z bloków lub ścianek działowych z płyt, gdyż jest on za słaby do tego celu, a długotrwałe zjawiska skurczu powodują czasami powstawanie rys przez przeciąg nawet kilku lat.

Przy zastosowaniu celolitu do zbrojonych płyt stropowych lub dachowych, używanych w latach 1928—32 dosyć powszechnie—wprowadzono obecnie zmiany, mianowicie zaopatruje się te płyty w obustronną warstwę zaprawy cementowej, wzmocnionej siatką drucianą, dzięki czemu powiększa się znacznie nośność i trwałość tych płyt (rys. 4). Celolity rdzeń daje ciepło i zmniejsza ciężar.

Stale zwiększające się stosowanie lekkich betonów wywołuje potrzebę prawnego określenia właściwości tych materiałów. Dlatego też Komisja Cementu Betonu i Żelbetu P. K. N. przystąpiła do opracowania normy lekkich betonów mając za wzór od kilku już lat gotowe normy zagraniczne. Chodzi mianowicie o określenie zasadniczych cech, którym ma odpowiadać lekki beton, a więc ciężar, napawanie się wodą, mrozotrwałość, wytrzymałość, wartość izolacyjna, przyczepność uzbrojenia do betonu, ochrona uzbrojenia od rdzewienia itp. Wszystkie te cechy dadzą się określić bez większych trudności, z wyjątkiem oznaczenia przewodnictwa ciepła, dokładne bowiem jego określenie napotyka na różne trudności.

Ponieważ główną korzyść, jaką daje zastosowanie lekkich betonów, jest oszczędność na ogrzewaniu, a tę możemy obliczyć znając współczynnik przewodnictwa cieplnego materiału, przeto musimy nasze rozważania o ciepocie lekkich betonów rozpocząć od wyjaśnienia postanowień normy PN/B-102 „Ogrzewanie centralne“, gdzie podane są te współczynniki, a nadto zawarte są wyjaśnienia co do sposobu obliczania strat ciepła przy danych materiałach ścian i stropów. Otóż w normie tej figuruje jedynie w rozdziale „Ściany“ lekki żużlobeton (ok. 1000 kg/m³) z obustronną wyprawą, którego współczynniki przenikania ciepła k wynoszą:

grubość ściany w m	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40
$k =$	1,144	1,22	1,06	0,94	0,76

Dla porównania podajemy wartości k dla muru z pełnej cegły palonej, obustronnie wyprawionego (str. 11):

grubość ściany w m	0,27	0,41	0,55	0,69
$k =$	1,54	1,16	0,93	0,78



Rys. 2a. Gmach Zakładu Ubezpieczeń Społecznych w Gdyni ocieplony celolitem.

z czego wynika, że murom ceglany odpowiada następujące grubości ścian z żużlobetonu:

mur grub. w m	0,27	0,41	0,55	0,69
żużlobeton grub. w m	0,14	0,22	0,30	0,39

W rozdziale o dachach żelbetonowych znajdujemy w normie (str. 25 u dołu):

a) dach żelbetonowy bez żeber z warstwą tektury smołowcowej 0,5 cm, o płycie grubości 10 cm $k = 3,20$.

b) dach żelbetonowy o płycie 5 do 10 cm, z izolacją z betonu żużlowego lub gazobetonu żużlowego lub gazobetonu z warstwą tektury smołowcowej 0,5

przy grub. warstwy izolacyjnej 10 cm $k=2,10$
 " " " " " 15 cm $k=1,70$

c) dach żelbetonowy o płycie grub. 10 cm, z przestrzenią między żebrami, wypełnioną pustakami żużlobetonowymi lub ceglanymi, zaprawą od spodu 1,5 cm, ma następujące wartości k :

	tektura smołowcowa 0,5	tektura smołowcowa i beton izolacyjny grub.	
		10 cm	15 cm
grubość warstwy pustakowej 10 cm	2,10	1,30	1,10
jw. lecz 15 cm	1,65	1,15	0,95

Tablice te przytoczyłem celem wykazania, że wiele z powyższych postanowień jest już przestarzałych i wymaga śpiesznej nowelizacji. Wg nor-

my bowiem powszechnie stosowany jako nakrycie hal fabrycznych dach żelbetonowy o grub. płyty 8 cm (OPL), izolowany warstwą 6 cm celolitu o ciężarze 400 kg/m^3 (więc 2,5 razy lżejszego od żużlobetonu), daje $k = 1,70$ (ustęp b), gdy tymczasem wartość ta okazała się praktycznie znacznie większa (ok. 1,2). Bliższa prawdy jest wartość k dla dzisiejszej konstrukcji typu c), tj. płyta żelbetonowa 8 cm, pustaki ceglane wys. 15 cm i celolit 6 cm lub wełna drzewna 5 cm zamiast żużlobetonu 15 cm. Wtedy k wynosi prawdopodobnie jak w tablicy 0,95.

Powyższe dowody wykazują, że przy obliczaniu wartości cieplnej lekkich betonów nie można opierać się na normie PN/B-102, gdyż zawiera ona dane nieściśle; poza tym brak tam jest wielu wartości. Dlatego też należałoby normę tę poddać rewizji. Zanim jednak to się stanie (rewizja normy trwa długo, zwykle ok. 1 roku), podajemy poniżej jako przykład najpierw wartości przewodnictwa cieplnego celolitu, materiał ten bowiem został bez wątplenia najdokładniej zbadany ze wszystkich lekkich betonów i przeszedł najlepszą próbę życiową.

Badania te, prowadzone głównie przez prof. Krügera, ustaliły, że dla lekkich materiałów izolacyjnych można określić ich współczynnik przewodnictwa ciepła równaniem empirycznym

$$\lambda = c \left(\frac{\gamma}{5} + \frac{1}{30} \right)$$

przy czym γ jest ciężarem objętościowym materiału, zaś c współczynnikiem, wynoszącym 0,8 dla materiałów o drobnych porach, 1,0 o większych porach.



Rys. 2b. Gmach urzędników B. G. K. w Gdyni.

Przebieg krzywych dla obu wartości c podaje rys. 5. Ponieważ wartości λ odnoszą się do materiałów zupełnie suchych, wprowadzono na rys. 5 u dołu korektę wartości λ dla wilgotności 50 i 100 kg wody na 1 m³ materiału. Jeżeli rozważania nasze ograniczymy do celolitu i zestawimy liczne badania wartości λ , przeprowadzone w krajach, gdzie celolit jest stosowany, przy materiale naturalnie suchym, otrzymamy wykresy na rys. 6, gdzie wrysowano krzywą λ dla celolitu z czystego cementu i dla celolitu z cementu i piasku. Do wartości tych należy dodać ok. 10% na wilgoć budowlaną. Wtedy dla celolitu izolacyjnego, jakiego używa się na izolację dachową o ciężarze 0,35 do 0,40 będzie $\lambda = \text{ok. } 0,08$.

Dla termobetonu bez piasku, o stosunku mieszaniny ok. 1 : 8 i ciężarze obj. ok. 0,8 będzie w krzywych na rys. 5 dla $c = 1,0$ (celolit ma $c = 0,8$)

$$\lambda = 1,0 \left(\frac{0,8}{5} + \frac{0,8^4}{30} \right) = 0,173$$

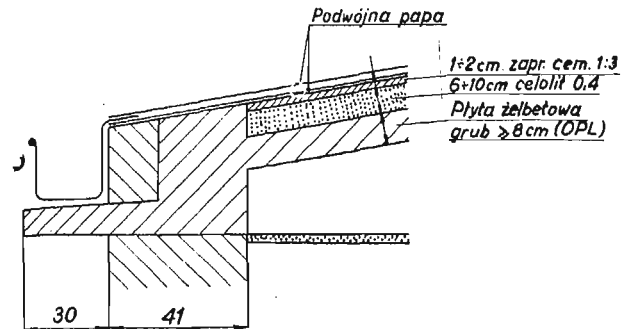
a gdy dodamy 10% na naturalną wilgoć budowlaną będzie $\lambda = 0,19$, czyli zgodnie z tym, co przyjmujemy w praktyce (0,20).

Poniżej podajemy przykład obliczenia współczynnika przenikania ciepła dla dachu żelbetowego o grub. płyty żelbetowej 8 cm, izolacji lekkim betonem o ciężarze 0,4 grub. 5 cm, pokrytej zaprawą cementową 1:3 grub. 2 cm i podwójną papą bitumiczną o łącznej grub. 0,5 cm. Podstawiając w znanym wzorze

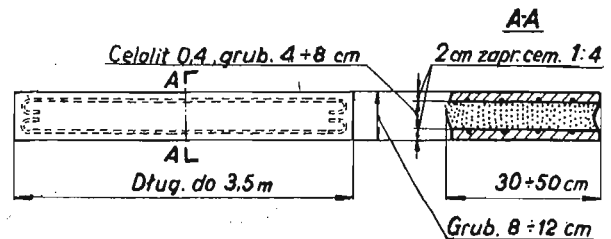
$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_n} + \frac{1}{\alpha_0} + \sum \frac{d}{\lambda} \quad (\text{norma PN/B-102 str. 34})$$

wartości dla powyższego przykładu, otrzymamy

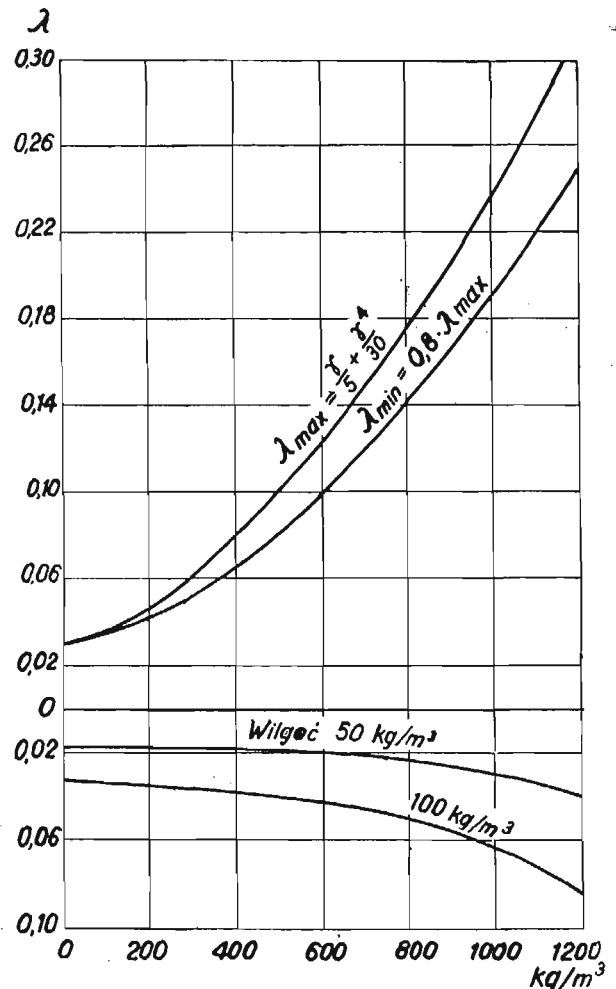
$$\frac{1}{k} = \frac{1}{7} + \frac{1}{20} + \frac{0,08}{1,0} + \frac{0,05}{0,08} + \frac{0,02}{1,0} + \frac{0,005}{0,12} = 0,959, \text{ czyli } k = 1,04.$$



Rys. 3. Przekrój dachu, ocieplonego lekkim betonem.



Rys. 4. Gotowe zbrojone płyty dachowe z celolitu.



Rys. 5. Krzywe współczynnika przewodnictwa ciepła dla lekkich betonów; u dołu korekta dla wilgotności betonu 50 i 100 kg/m³.

Ilość ciepła, która przenika w ciągu 1 godziny na 1 m² tego dachu dla temperatury zewnętrznej i wewnętrznej — 20° i + 5°, wynosi

$$Q = k (t_w - t_z) = 1,04 (+ 5 + 20) = 26,0$$

Przyjmując kaloryczność węgla 6.000, wydajność ogrzewania 50%, ilość dni ogrzewania 150 po 12 godzin, otrzymamy potrzebną ilość węgla na 1 m² dachu rocznie

$$G = \frac{26,0 \cdot 150 \cdot 12}{6000 \cdot 0,50} = 15,6 \text{ kg.}$$

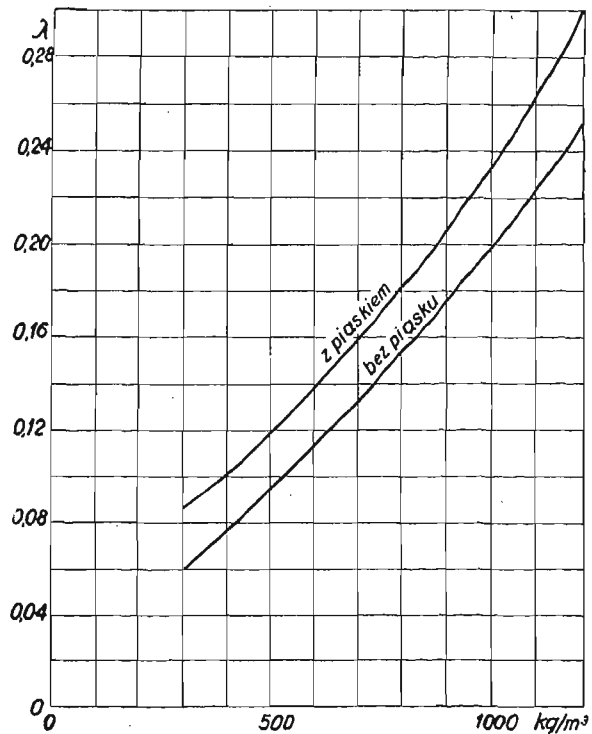
Jeżeli teraz zwiększymy grubość warstwy izolacyjnej z 5 na 10 cm, otrzymamy przy pomocy tego samego rachunku $1/k = 1,584$, $k = 0,63$, $Q = 15,7$, a ilość węgla $G = 9,5$ kg czyli o

$$\frac{15,6 - 9,5}{15,6} \cdot 100 = 39\% \text{ mniej.}$$

Gdy przyjmijemy cenę 5 cm grubej izolacji = 3,00 zł, a cenę 1 kg węgla z usługą i kosztami urządzeń opałowych 0,07 zł, to podwojenie grubości izolacji zamortyzuje się po

$$\frac{3,00}{0,07 (15,6 - 9,5)} = 7 \text{ latach.}$$

Przykład ten wskazuje, jak duże oszczędności daje nam należyte ocieplenie dachów, a tak samo i ścian i jaką rolę pełnią tu lekkie betony, dając przy należytnym ich zastosowaniu znaczne oszczędności w kosztach ogrzewania budynku. Jest więc koniecz-



Rys. 6. Krzywe λ dla celolitu z cementu i z zaprawy.

ne opracowanie normy dla tych betonów z szczególnym podkreśleniem sposobu przyjmowania ich współczynnika przenikania ciepła.

Doświadczenia lat ubiegłych i dzisiejszy rozwój lekkich betonów pozwalają mieć nadzieję, że materiały te, jako izolacja dachów, zajmą pierwsze miejsce wśród materiałów izolacyjnych.

Publikacja Stacji Doświadczalnej Akademii Górniczej w Krakowie

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

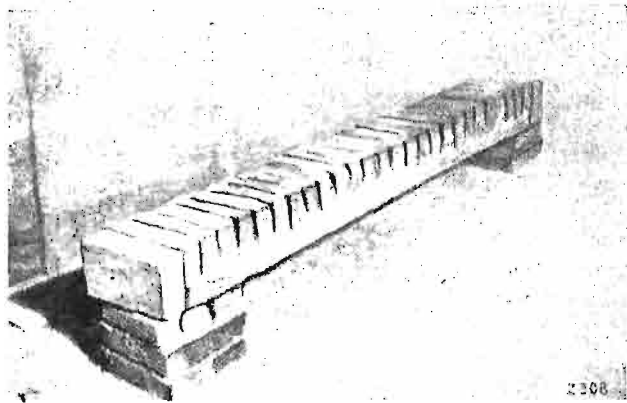
Inż. WOJCIECH POGĄNY

NOWE METODY BADANIA CEGŁY BUDOWLANEJ NA BUDOWIE

Dla większych budowli z cegły, w których cegła służy nie tylko do wypełnienia ram konstrukcji lub do budowy lekkich ścian przegrodowych ale pełni także funkcję statyczną, musi być ona zbada-
dana dla stwierdzenia jej cech wytrzymałościowych. W badaniach tych wchodzi w grę przede wszystkim (przewidziane przez normy polskie i niemieckie) badanie wytrzymałości na ciśnienie. Normy węgierskie uwzględniają prócz tego badanie wytrzymałości na zginanie.

Normalne badanie wytrzymałości na ciśnienie wymaga stosunkowo drogich urządzeń maszynowych (prasy) i z tego powodu może być przeprowadzone tylko w wyjątkowych wypadkach na miejscu budowy. Prócz tego przyrządy pomiarowe muszą być stale kontrolowane. Prasy wymagają

zbyt dużych i zbyt kosztownych urządzeń kontrolnych. Zazwyczaj przeprowadza się badanie na ciśnienie na normalnym murowanym słupie graniastym z pojedynczych przepołowionych cegieł, zlepionych ze sobą tłustą zaprawą cementową. Obliczamy następnie wytrzymałość na ciśnienie jako średnią z 10. pomiarów. Ponieważ na to badanie zużywa się przy stosowaniu wysokowartościowego cementu 24 godzin, natomiast w innych wypadkach zazwyczaj około 7. dni, powstaje zaramowanie w organizacji pracy (przejęcia materiału). Transport badanego materiału do zakładu badania materiałów powoduje wcale poważne koszty. Prócz tego badanie to nie daje pełnego i bez zarzutu obrazu, ponieważ zależy ono nie tylko od wytrzymałości cegły na ciśnienie ale także od specjalnych właściwości u-

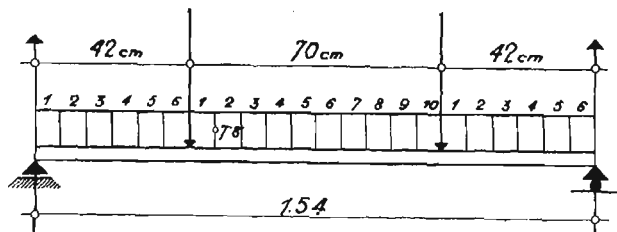


Rys. 1.

żytego cementu i ilości wody użytej do zarobienia cementu, a ta znowu zależy od porowatości i własności kapilarnych cegły.

Celem usunięcia tych trudności i niedokładności usiłowałem znaleźć metodę, która by z jednej strony umożliwiła przeprowadzenie badań na miejscu budowy bez większych kosztów przez każdego kierownika robót nieobznajmionego specjalnie z badaniem materiałów, z drugiej strony aby dawała wyniki dostatecznie jednoznaczne.

Wyszedłem z założenia, że nie należy badać zwykłej osiowej wytrzymałości pojedynczej cegły na ciśnienie lecz wytrzymałość na ciśnienie przy ugięciu belki (rys. 1). Belka do badania zrobiona jest następująco: na betonowej płycie 5 cm grubej uzbrojonej 4. prętami żelaza $\varnothing 10$ w sferze ciągniętej murujemy na zaprawie cementowej mur z cegieł wysoki na $\frac{1}{2}$ cegły a gruby na 1 cegłę. Belka posiada teoretyczną długość 22. cegieł (7 razy 22 razem z fugami, tj. 154 cm). Belka jest tak uzbrojona, że po przekroczeniu wytrzymałości na zginanie cegła ulega zniszczeniu.



Rys. 2.

Belkę obciążamy dwoma koncentrycznymi ciężarami, które działają albo od góry na dwa odpowiednie miejsca, albo są zawieszona na kabłąku żelaznym, na którym umocowana jest konstrukcja z belek drewnianych, nad tymi miejscami ciężary są od siebie w odległości 10. cegieł.

Przy tego rodzaju obciążeniu powierzchnia momentów jest trapezem i moment maksymalny P powstaje we wszystkich przekrojach pomiędzy ciężarami skupionymi. Niemal wszystkie 10 cegieł otrzymuje ten sam maksymalny moment na ugięciu. Ze wzrostem obciążenia w sposób ciągły odpryskują cegły od siebie. Notujemy przy tym pojedyncze wartości na P i obliczamy z tego momenty. Z średniej arytmetycznej tych wartości odczytanych obliczamy przeciętną wytrzymałość na zginanie. Ta

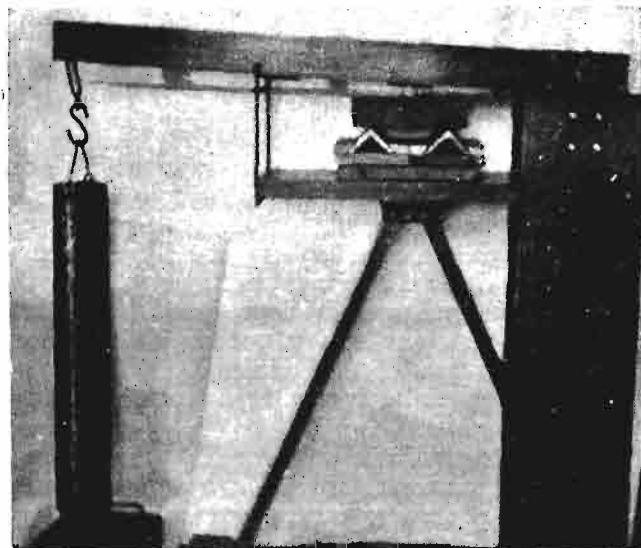
ostatnia stoi w prostym stosunku do osiowej wytrzymałości cegły na ciśnienie i jest (jak wykazują moje pomiary laboratoryjne) około 25 do 30% wyższa od osiowej wytrzymałości na ciśnienie. Dla dokładnego ustalenia tego przeliczeniowego współczynnika należy wyznaczyć go dla cegieł różnego pochodzenia, różnych temperatur wypalania, różnych surowców itd.

Jakkolwiek pomijamy obliczenia momentu bezwładności w sferze rozciągania (płaszczyzna betonu), — ponieważ nie wchodzi on w rachubę w dużym obszarze ciśnień, — to jednak przy metodzie tej odchylenia od wartości rzeczywistej nie są większe od tych jakie dają urzędowo przepisane metody badań kostek.

Metoda ta może być zawsze stosowana do określenia wytrzymałości cegły i może w warunkach normalnych zastąpić badanie laboratoryjne.

W ogólności powody niszczenia muru z cegieł leżą nie w wyczerpaniu wytrzymałości na ciśnienie ale w wyczerpaniu jedenaście razy mniejszej wytrzymałości na ciągnięcie (przy zginaniu). Polskie normy niestety nie przewidują badań na wytrzymałość na zginanie a także i niemieckie normy uwzględniają je tylko przy szczególnych materiałach ceramicznych (płyty gliniane Hourdis DIN DVM 2501). Uważam za konieczne rozszerzenie norm przez uwzględnienie badania wytrzymałości na ugięcie także i zwykłych cegieł budowlanych. Na tym stanowisku stanął międzynarodowy kongres w Londynie i jest to także stanowisko badaczy niemieckich („Właściwe metody normalizacyjne badania w gruboziarnistej ceramice”, Dr. H. Hecht).

Badanie wytrzymałości na zginanie służy nie tylko do klasyfikacji gatunków cegieł i do kontroli jednostajności produkcji ale może także zastąpić badanie wytrzymałości na ciśnienie. Badania są w swoim rodzaju proste i łatwe do wykonania. Wytrzymałość na ciśnienie daje się łatwo wyliczyć z wytrzymałości na ciągnięcie przy zginaniu. Jakkolwiek nie istnieje dokładny matematyczny związek między nimi, to jednak doświadczenie uczy, że ten stosunek jest stały dla tej samej produkcji, tego samego gatunku surowca i przy tym samym



Rys. 3.

wypalaniu. Badanie na ugięciu dokonuje się na łatwo dostępnych urządzeniach, bez manometrów, bezpośrednio małymi ciężarami i zazwyczaj przy pomocy dźwigni. Daje się ono zatem łatwo stosować w wszelkich warunkach (także i na miejscu budowy). Ponieważ miarodajnym czynnikiem dla wytrzymałości cegły jest wytrzymałość na ciągnięcie przy zginaniu, a nie wytrzymałość na ciśnienie, powinna być ona kontrolowana i powiększana przy ulepszeniach produkcji.

Dla określenia wytrzymałości na ciągnięcie przy zginaniu stosowałem bardzo proste urządzenie: pojedynczą, jednoramienną dźwignię (rys. 3). O ile mi wiadomo, aparat ten był stosowany po raz pierwszy przez prof. Terzaghi w badaniach oedometrycznych. Wykonany on jest masywnie i dopuszcza do stosunku dźwigni 1:3. Badanie na ciągnięcie przy zginaniu może być prowadzone aż do złamania ciężarami stosunkowo niewielkimi.

Prof. Dr Inż. STEFAN BRYŁA

W SPRAWIE BADANIA MATERIAŁÓW IZOLACYJNYCH DO CELÓW BUDOWNICTWA

Przez słowo „budownictwo“ rozumiemy tu tę dziedzinę techniki i przemysłu, która zajmuje się budową domów, mostów itp. obiektów o konstrukcji, której głównym celem jest przeniesienie działających ciężarów na grunt. W tak pojęty zasięg budownictwa nie wchodzi więc np. drogi, których nawierzchnia podlega przede wszystkim ścieraniu i zniszczeniu na skutek ruchu.

Granice poszczególnych dziedzin techniki nie zawsze są wyraźne, zawsze jednak można rozdzielić je według pewnych cech. Zbytnie zaś uogólnianie i wiązanie kilku dziedzin w jedną powoduje nieraz powstanie pewnej średniej arytmetycznej miary dla wszystkich złączonych dziedzin, co przynieść może niewystarczające albo wręcz ujemne wyniki. Dlatego pewne dziedziny musi się, pomimo cech wspólnych, wyodrębnić i indywidualnie je rozwijać, szczególnie, jeżeli idzie o badania naukowe.

Istnieje wiele materiałów budowlanych, stosowanych tak w budownictwie, jako też w budowie dróg czy maszyn, jednakowoż nie zawsze wymagania stawiane im mogą być jednakowe. Dlatego też należy warunki stosowalności materiałów i konstrukcyj indywidualnie badać i ujmować w odrębne normy.

W związku z potrzebami w zakresie zabezpieczenia budowli od wpływów atmosferycznych nabrało wielkiego znaczenia zagadnienie ochrony budowli przed ujemnymi skutkami wody, tym bardziej, że woda swoją obecnością znacznie pogarsza warunki, powstające na skutek innych ujemnych wpływów, jak np. zmian temperatury, procesów chemicznych i chorobotwórczych itd. Specjalnie przy tym zagadnieniu uwypukla się olbrzymia różnorodność różnorodności tych samych zasadniczo materiałów budowlanych, wyboru ich struktury i właściwszego ich uszeregowania.

Dla zobrazowania tych różnic trzeba by po-

Przyjmując, że dla ciężaru koncentrycznej

$$M_{max} = \frac{Pl}{4}, P \text{ ciężar w kg a moduł przekroju cegły}$$

$$W_x = \frac{bh^2}{6} \quad (b = \text{szerokość cegły, } h = \text{wysokość}$$

cegły) otrzymujemy na wytrzymałość na ciągnięcie przy ugięciu cegły. Podstawiając wartość na

$$\text{rozpiętość belki mamy } \frac{3Pl}{2bh^2} = \frac{1.5l}{F \cdot h} \cdot P \text{ innymi}$$

słowy: wytrzymałość na ciągnięcie przy zginaniu cegły przy uwzględnieniu przeniesienia dźwigni

$$\text{równa się } \frac{P}{23} \sim \frac{P}{24} \text{ obciążenia.}$$

Formułka ta jest praktycznie słuszna w wypadku stosowania prawa Hooke'a do materiałów ceramicznych aż do granicy wytrzymałości.

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

święcić wiele miejsca ze względu na obfitość materiału porównawczego. W skromnych ramach skrótu referatowego podajemy tutaj tylko przykładowo niektóre charakterystyczne fragmenty zagadnienia.

Jak wynika z przeprowadzonych badań w Zakładzie Badawczym Budownictwa Politechniki Warszawskiej i z obserwacji budowli wykonanych, zastosowanie materiałów izolacyjnych do celów budownictwa nie może być ujęte według tych samych norm, co do celów drogowych. Beton, asfalt, smoła posiadają w danym wypadku odmienne zastosowanie.

Beton jest, zależnie od stopnia porowatości, więcej lub mniej przepuszczalny dla wody. Budowla wymaga pewnego zróżniczkowania struktury betonu. Konstrukcja nośna i służąca do zabezpieczenia od wody grawitacyjnej powinna być wykonana z betonu bardzo wytrzymałego i możliwie nieporowatego.

Beton tego rodzaju, odpowiednio wykonany, a nawet uszczelniony odpowiednimi sztucznymi środkami w postaci domieszek, może w nowych warunkach pod ciśnieniem nie przepuścić wody grawitacyjnej. Jednakże wody molekularne, które pozostają w betonie po związaniu i które z łatwością przedostają się na skutek właściwości kapilarnych do najdrobniejszych por, czynią beton w rozumieniu budowlanym przepuszczalnym dla wody, a tym samym niewłaściwym do zastosowania, gdy tymczasem przy budowie nawierzchni dróg objaw taki może być obojętny. Wody bowiem molekularne w naszych warunkach nie zamarzają i z tego powodu w nawierzchniach betonowych nie powodują zniszczenia przez rozsadzanie materiału konstrukcyjnego, sam zaś fakt przechodzenia wilgoci i ciepła w tym wypadku nie posiada specjalnego albo żadnego znaczenia.

To samo będzie tyczyć się asfaltu. Dopóki nawierzchnia asfaltowa nie posiada innych rys i pęknięć jak włoskowate i dopóki przedostają się do niej wody jedynie molekularne, dopóty nie ulega ona zniszczeniu.

Natomiast w budownictwie, zwłaszcza mieszkalnym, nasiąkliwość wodami molekularnymi może sprawiać wielki kłopot, przede wszystkim w okresie obniżania temperatury, jak np. w nocy lub zimą, kiedy wody molekularne nie zamarzają, lecz posiadając większe właściwości kapilarne, powodują przedostawanie się do wnętrza budowli wilgoci oraz zmniejszają wybitnie właściwości ciepłochronne ściany. Dlatego też warstwa asfaltowa, dobra jako nawierzchnia drogowa, może często nie spełnić z tych samych powodów roli właściwej izolacji dla celów budowlanych.

Dochodzi do tego moment drugi, mianowicie fakt, że surowce te mają przy budowie dróg zadanie spełnienia roli spoiwa, możliwie niewrażliwego na wpływy atmosferyczne, zaś w izolacji te same surowce mają zadanie zasklepienia por, a kwestia spoiwa nie przedstawia specjalnego znaczenia. Stosowanie zatem do izolacji budowlanych asfaltów i smół według norm ustalonych do celów drogowych może nie przynieść pożądanego rezultatu.

Z tego też powodu wszelkie cechy wytrzymałości materiałów twardych czy nawet elastycznych nie zbiegają się z odpowiednimi cechami dotyczącymi trwałości środków izolacyjnych. Tak np. żąda się od środków izolacyjnych silnej przyczepności do podkładu, gdy tymczasem, jak to wynika z zasad izolacji, nie ma to w budownictwie z reguły większego znaczenia praktycznego, a nawet zbyt wielka przyczepność może niekiedy przyczynić się do przerwania izolacji, jeżeli następują deformacje w konstrukcji.

Właściwości asfaltu określamy przez oznaczenie ciężaru właściwego, punktu mięknięcia, penetracji, ciągliwości, odparowalności, rozpuszczalności w CS_2 , zawartości parafiny itd. Do celów drogowych na podstawie doświadczeń ustalono, że przy ściśle określonych cechach dany asfalt badany w ten sposób spełnia swoje zadanie najlepiej.

Używanie tego samego cechowania w budownictwie jest niewłaściwe. Niewłaściwe jest zwłaszcza w budownictwie przyjmowanie zasady, że do izolacji nadają się najlepiej asfalty odpowiadające najwyższym normom, właśnie izolacje wykonane na tej podstawie mogą się w budownictwie zupełnie nie nadawać.

Do właściwego stosowania asfaltów i smół jako materiałów izolacyjnych należy dochodzić wychodząc ściśle z potrzeb budownictwa. Należy przeprowadzać badania, robić doświadczenia praktyczne i tą drogą wycechować surowce najlepiej do tego celu odpowiadające, które dla izolacji budowlanej będą oznaczały gatunek pierwszorzędny, chociaż do celów drogowych mogą być nawet nieprzydatne.

Znane są np. fakty, że kierownictwa robót określały przydatność środków izolacyjnych do zalewania szpar dylatacyjnych, do powlekania powierzchni betonowych od wody itd. według norm dla asfaltów drogowych. Rezultatem tego było odrzucenie wszystkich mas izolacyjnych syntetycz-

nych, po czym pozostało tylko kilka gatunków asfaltów importowanych, które zawiodły nadzieje w nich pokładane.

Z tych powodów konieczne jest przeprowadzenie badań nad środkami izolacyjnymi budowlanymi i opracowanie norm izolacji budowlanych na podstawie uzyskanych wyników. Nie należy przez to rozumieć, że badanie właściwości asfaltu według podanego wyżej schematu jest niepotrzebne. Badania te jednak należy traktować wyłącznie jako rozpoznawcze dla określenia rodzaju gatunku, lecz nie jego jakości. Lecz badania te są dalsze i tyczą się raczej produkcji mas i środków izolacyjnych.

Jeżeli idzie o dobór materiałów izolacyjnych na budowie, należy kierować się zasadniczymi następującymi wskazówkami:

1) Materiały izolacyjne pod działaniem promieni słonecznych nie powinny ściekać z płaszczyzny pionowej. Ponieważ u nas temperatura dochodzi do 65° , to próbki muszą być odporne na temperaturę przynajmniej 100° , licząc słusznie że laboratoryjne normy powinny być przynajmniej o 50% ostrzejsze od warunków w naturze.

2) Materiały izolacyjne po odparowaniu nie powinny być kruche, lecz plastyczne.

3) Materiały izolacyjne nie powinny być łatwopalne, a szczególnie wybuchowe.

4) Materiały izolacyjne nie powinny na mrozie pękać, pomimo przegięć, ściskania i rozciągania na skutek odkształceń konstrukcji; jako granice niskiej temperatury należy przy tym przyjąć przynajmniej ok. 20° .

5) Materiały izolacyjne nie powinny oddziaływać ujemnie na powierzchnie izolowane.

6) Materiały izolacyjne powinny pod ciśnieniem komprimować się, lecz nie mogą pękać, nawet w temperaturze obniżonej.

7) Izolacje powinny zachowywać jak najdłużej swoje cechy plastyczności.

8) Izolacje powinny być niewrażliwe na wstrząsy.

9) Izolacje nie powinny przepuszczać wód molekularnych.

To są zasadnicze wymagania, które można postawić izolacjom budowlanym, w konsekwencji zaś metody badań materiałów izolacyjnych muszą pójść w takim kierunku, ażeby ułatwić wybór materiałów izolacyjnych, odpowiadających wyżej podanym warunkom.

Ujmując syntetycznie zagadnienie badań materiałów izolacyjnych do celów budownictwa, można je sprowadzić do następujących punktów wytycznych:

1) Izolacja powinna być odporna na drgania, zgięcia, rozciąganie, ciśnienie, zmiany temperatury, wody agresywne i przy występowaniu tych wszystkich czynników powinna być nieprzepuszczalna dla wody.

2) Izolacja powinna być odporna na starzenie się.

3) Izolacja powinna być na rynku w takiej postaci, ażeby było dogodna i łatwa w stosowaniu i była praktyczna do zastosowania z uwagi na warunki na budowie.

Rozumieć przez to należy sprawę dostosowania środków izolacyjnych do celów budowlanych.

BUDOWLE W OBRĘBIE WPŁYWÓW WYROBISK PODZIEMNYCH

W pracy niniejszej chciałbym zaznaczyć czynniki z trudnościami, jakie wynikają przy ustalaniu przyczyn uszkodzeń budowli różnego rodzaju na obszarze Zagłębia Węglowego. W Zagłębiu Węglowym bowiem zwyczajowo już przyczyną wszelkich uszkodzeń budowli muszą być kopalnie i tylko do Towarzystw Górniczych właściciele nieruchomości mają pretensje zwracając się do nich o odszkodowania. Nie zawsze jednak wina kopalni jest pewna, gdyż nie zawsze można jej dowieść. Niejednokrotnie przyczyn uszkodzeń budowli szukać należy gdzie indziej, a więc poza kopalnią. W przypadku, gdy przyczyn uszkodzenia jest więcej, to wpływy ich na stan budynku należałoby przecieć odpowiednio rozgraniczyć i ustalić. Trudno bowiem wymagać, by Towarzystwo górnicze było odpowiedzialne za całokształt uszkodzeń lub w ogóle za uszkodzenie, gdy wina jego jest częściowa lub gdy wina w ogóle nie ma. Dla wyjaśnienia tych zagadnień przystępuję teraz do omówienia niektórych przyczyn, jakie mogą wpłynąć na uszkodzenie budowli, znajdującej się w obrębie wpływów wyrobisk górniczych. Dopiero wtedy będzie zrozumiałe, jak trudno ustalić, które uszkodzenia i w jakim stopniu można przypisać tej lub innej przyczynie.

Należało również poruszyć tu sprawę wstrząsów, które mogą być różnego pochodzenia i wpływu ich na całość budowli, jak również sprawę ruchów wiekowych.

Nieodpowiednie fundamentowanie budynków jest przyczyną podobnych uszkodzeń jak przy wpływach górniczych. W artykule pod tyt.: *Zniszczenia budowli o pozorach uszkodzeń górniczych* pozwoliłem sobie rozpatrzeć kilka przykładów niewłaściwego fundamentowania.

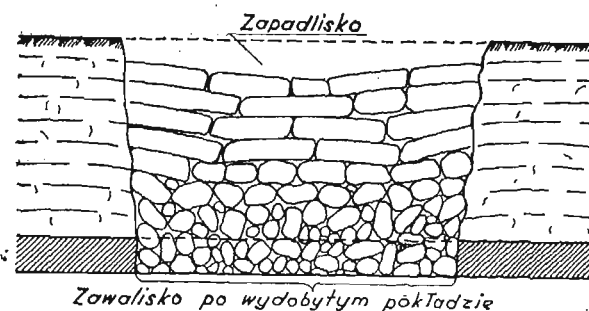
* * *

Szczególne trudności nasuwają się przy projektowaniu budynków różnego rodzaju, jak również linii kolejowych w obrębie wpływów podziemnych wyrobisk kopalń. Powierzchnia ziemi ponad tymi wyrobiskami niekiedy zapada, niekiedy mniej lub więcej obniża się tylko, najczęściej jednak obniża i zsuwa się jednocześnie, wywołując uszkodzenie wszelkich budowli, znajdujących się w pobliżu na powierzchni. Niekiedy jednak powierzchnia nie odkształca się w ogóle.

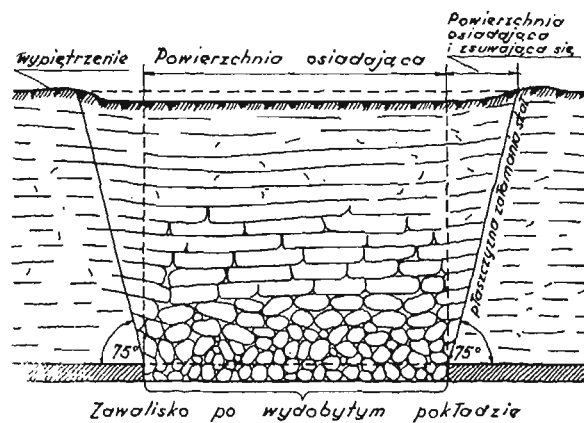
Po wydobyciu pokładu minerału użytecznego skały znajdujące się w stropie pokładu nad wyrobiskiem przeginają się, pękają i spadają bryłami różnej wielkości do wyrobiska. Zjawisko to nazywa się *zawaliskiem*. Zbiorowisko brył skalnych, wypełniających pustkę po wybranym mineralu oraz znajdujących się nad nią, jak również części pokładów skał znajdujących się obok, lecz popękanych i zsuniętych w stronę wyrobiska nazywają *zawaliskiem*.

Zasięg zawaliska czyli zasięg oddziaływania zawalu na powierzchnię ziemi będzie różny, zależny od przekroju geologicznego ponad wyrobiskiem (od charakteru pokładów i warstw skał i od ich nachylenia).

Przy wydobywaniu grubych pokładów minerałów użytecznych, znajdujących się na nieznacznej głębokości zawalisko dosięga powierzchni i tu powstaje zapadlisko (rys. 1). Jest to najbardziej jaskrawe uszkodzenie powierzchni wywołujące całkowite zniszczenie budowli. Przy wydobywaniu cienkich pokładów minerałów użytecznych, znajdujących się nawet na nieznacznej głębokości (rys. 2), przy pokładach różnej grubości (a więc i grubych), lecz znajdujących się na znacznych głębokościach oraz przy podsadzaniu wyrobisk pozostałych po wydobyciu minerału użytecznego z pokładów różnej grubości i różnej głębokości (rys. 3), wpływ wydoby-



Rys. 1.



Rys. 2.

wania pokładów na powierzchnię jest mniejszy, brak tu zapadlisk, są natomiast obniżenia powierzchni. Skały bowiem pękają nad wyrobiskiem i spadając do wyrobiska rozbijają się na bryłki; objętość tych bryłek jest większa niż objętość skały zwartej, od której oddzieliły się. Ten materiał zapełni z czasem całą przestrzeń po wydoby-

tym minerałom oraz pustką, powstałą w stropie nad zawaliskiem po opadłych skalnych bryłach. Zjawisko to, które można nazwać *s a m o p o d s a d z e n i e m* się wyrobisk, zakończy się tym szybciej, im większy będzie współczynnik zwiększenia objętości skał stropowych, to znaczy im kruchsze one będą i im więcej będzie odłamków, na które skały te się rozpadną. Z chwilą, gdy objętość odłamków skały stropowej zrówna się z objętością wybranej przestrzeni razem z przestrzenią w stropie po opadłych bryłach skały, ustaną dalsze zawały. Skały zalegające nad zawaliskiem będą jeszcze przez pewien czas osiadały, pękając oraz miażdżąc jednocześnie bryły skalne w zawalisku, które ulegnie coraz dokładniejszemu uszczelnieniu. W tych warunkach nie powstaje zapadlisko, lecz powierzchnia nad wyrobiskami tylko obniża się mniej lub więcej powoli, łącząc się dalej z powierzchnią nienaruszoną i nieobniżoną (rys. 2 i 3).

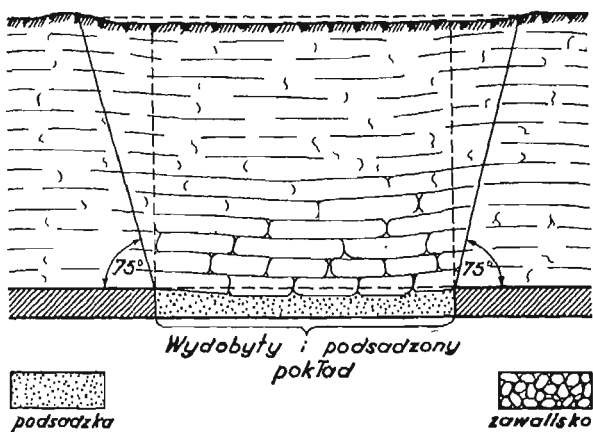
Charakter skał (skład ich mineralogiczny) znajdujących się w stropie wyrobisk wydobywanego pokładu wpływa również na rodzaj uszkodzeń powierzchni. Pokłady glin i łupków ilastych, a więc pokłady skał plastycznych, wpływają łagodząco na stopień uszkodzenia powierzchni. Inaczej zachowują się skały wytrzymałe: piaskowce, zlepieńce, wapień, dolomity itd.; skały te w przeciwieństwie do skał plastycznych występując w stropie w grubych pokładach, załamują się od razu większymi masami, niemal bez przeginania się, nagle po przekroczeniu swej granicy sprężystości, wywołując bardziej jaskrawe obniżenia i uszkodzenia powierzchni. Towarzyszące tym zjawiskom wstrząsy są przyczyną nagłych zawałów sąsiednich wyrobisk. Wyrobisko po pewnym czasie zapełnia się więc bryłami spadających lub spadających i zsu-

wających się skał z boków wyrobiska, jak to było przy zapadliskach oraz skałami pęczniejącymi (łupki ilaste) lub plastycznymi (gliny), znajdującymi się w spodzie i ścianach wyrobiska, które pod wpływem ciśnienia skał nad nimi leżących będą wtlaczone w zawalisko. Pustki pomiędzy bryłami w zawalisku z czasem wypełniają się drobnym materiałem zsypany się lub spływającym ze skał otaczających zawalisko, oraz osadami minerałów rozpuszczalnych w wodzie.

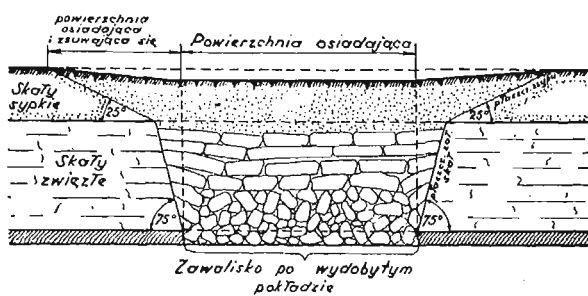
Zasięg pękań i ruchu skał przy osiadaniu kończy się więc nad zawaliskiem po pewnym czasie na pewnej wysokości, zależnej od miąższości wybranego pokładu lub pokładów, od głębokości zalegania pokładu pod powierzchnią ziemi oraz od charakteru petrograficznego i budowy geologicznej skał nadległych. Wysokość ta określa tzw. bezpieczną głębokość wydobywania. Jest to głębokość przy której tymczasem ruch skał nie jest już odczuwany na powierzchni. Przy wybieraniu pokładów z podsadzką suchą, której ściśliwość jest około 50% można zmniejszyć lub w ogóle uniknąć zawałów a tym samym już zmniejszyć bezpieczną głębokość wydobywania oraz skrócić czas osiadania skał nad wyrobiskiem. Czym szczelniejsza będzie podsadzka, to znaczy, czym mniejsza będzie jej ściśliwość, tym mniejsza będzie bezpieczna głębokość wydobywania oraz mniejszy będzie wpływ robót górniczych na powierzchnię. Przy podsadźce płynnej, której ściśliwość jest znacznie mniejsza, bo tylko 5—10%, możemy w ogóle uniknąć zawału ponad wyrobiskiem — strop osiadać będzie przez plastyczne ugięcie, a przy dostatecznej głębokości wydobywanego pokładu ruch skał nad wyrobiskiem w ogóle nie będzie odczuwalny na powierzchni.

Z powyższego wynika, że roboty górnicze są zawsze przyczyną ruchu skał, który w wyjątkowych warunkach (wydobywanie na zawał przy cienkich pokładach na dużej głębokości, kruchych skałach stropowych i przy wydobywaniu z podsadzką) może nie być odczuwany na powierzchni. Przy wydobywaniu pokładów na większej przestrzeni nastąpi jednak zawsze pewne, choćby tylko nieznaczne obniżenie powierzchni, które można zmniejszyć stosując szczelną podsadzkę.

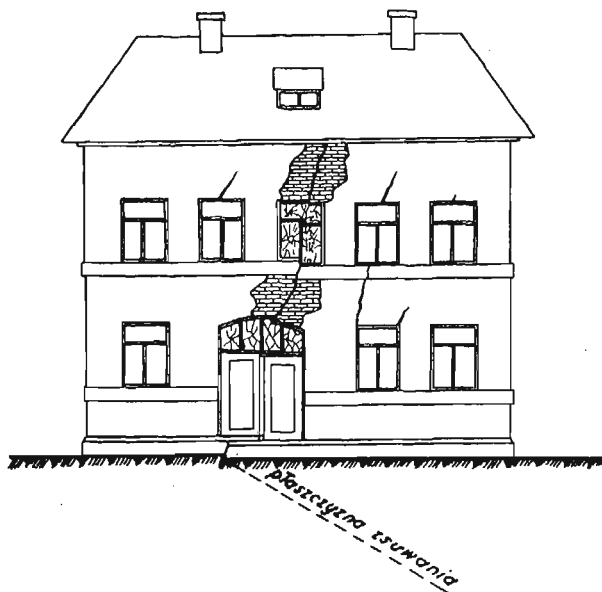
Jak już o tym mowa była wyżej, obniżenie się powierzchni bezpośrednio ponad wyrobiskami zazwyczaj bywa największe; dalej od wyrobisk obniżenie się zmniejsza i powierzchnia obniżona przeważnie nie traci łączności z powierzchnią nienaruszoną i łączy się z nią w pewnej odległości. Zasięg wpływu wydobywania, a więc odległość skrajnego punktu największego obniżenia do punktu nienaruszonego zależy od charakteru skał przekroju geologicznego, mianowicie od kąta ich załamania, a głównie od miąższości skał luźnych, przy powierzchni i od ich kąta zsypania. Te skały są o kącie zsypania różnym, zbliżonym do 45° , a gdy jest woda (piaski płynne, kurzawki), to kąt ten jest znacznie mniejszy (rys. 4) i zakres wpływu wyrobisk na powierzchnię rozszerza się. Również przy skałach zwiększonych lecz rozpuszczalnych w wodzie, a więc takich, jak: sól kamienna, gipsy, wapień, dolomity, zasięg wpływów wydobywania również zwiększa się. To samo będzie przy pokładach glin



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

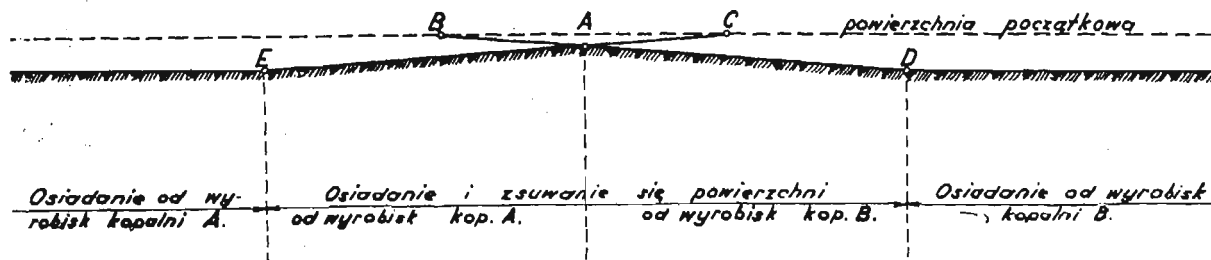
i lupków plastycznych, które pod ciśnieniem skał nadległych będą wypychane lub spływać będą w stronę wyrobiska (zawaliska) lub ogólnie mówiąc w stronę depresji (obniżenia). Te plastyczne skały pod ziemią zachowywać się więc będą podobnie jak przy powierzchni, spływając w podobnych warunkach do depresji, którą może być również dolina (rzeki).

Ponad wyrobiskami powierzchnia więc opuszcza się w pewnych granicach w kierunku pionowym (rys. 2, 3 i 4). Ruchy obniżenia pionowe nie są zbyt niebezpieczne dla budowli, o ile oczywiście obniżenia te są równomierne i powolne (nie gwałtowne). Dalej, poza tą granicą powierzchnia nie tylko opuszcza się, lecz i zsuwa się w kierunku wyrobisk (rys. 2, 3 i 4); zsuwanie połączone jest oczywiście ze zjawiskiem ciągnięcia, a więc i z rozrywaniem powierzchni i pękaniem znajdujących się tu budowli. Tu właśnie znajdują się najniebezpieczniejsze miejsca dla budowli. Niekiedy po brzegach obniżonej powierzchni (niecki), od powstających przy wyginaniu się pokładów skał momentów ujemnych, stwierdzić można wypiętrzanie się powierzchni poza niecką. Wypiętrzanie jest zwykle niewielkie w porównaniu z obniżeniem powierzchni w niecce. Pozioma początkowo powierzchnia ziemi ponad wyrobiskiem w przekroju pionowym przyjmie kształt linii podwójnie wygiętej. Z po-

czątku wygiętej do góry (AB — rys. 2 i 3) w strefie wypiętrzania, następnie linia ta obniża się w dół (BC) w strefie spełzania i obniżania i przechodzi powoli w linię poziomą (CD) w strefie obniżania. Przy skałach sypkich przy powierzchni strefy wypiętrzania nie będzie (rys. 4). Przesuwanie i obniżenie oraz wypiętrzanie wywołują czasem pęknięcia do mów w kierunkach prostopadłych do płaszczyzny pionowej, w której działa siła przesuwająca lub obniżająca. Pęknięcia te przecinają uszkodzony budynek od fundamentów nieraz aż do szczytu (choć nie zawsze) i są nachylone do części budynku obniżonej lub przesuniętej (choć również nie zawsze) (rys. 5). Pęknięcia te przeważnie przechodzą przez sklepienia i mury pomiędzy otworami okiennymi i drzwiowymi, znajdującymi się zwykle w jednej pionowej linii, a więc zawsze przez osłabione przekroje budynków. Uszkodzenia te są więc podobne do uszkodzeń budynku przy nieodpowiednim gruncie pod fundamentem, gdy jedna część budynku obniża się w stosunku do pozostałej, lub gdy budynek obniża się niejednakowo. W innych przypadkach pęknięcia nie są tak charakterystyczne i budynki pękają różnie, lecz tu pęknięcia przeważnie przecinają osłabione przekroje budynków (sklepienia). Podobnym uszkodzeniom ulegają mosty i inne budynki, znajdujące się na obszarze podlegającym oddziaływaniu wyrobisk podziemnych. Nasypy kolejowe i przekopy ulegają podobnym uszkodzeniom jak powierzchnia ziemi.

Najmniej niebezpieczny dla budowli jest środek obniżenia, najbardziej niebezpieczna jest strefa graniczna pomiędzy powierzchnią tylko obniżoną a obniżającą się i zsuwającą się jednocześnie (strefa ciągnięcia, rozrywania — rys. 2, 3 i 4). Oczywiście na stan budowli wpływa również czas, kiedy była wzniesiona, czy przed zauważonymi skutkami wydobywania (najniebezpieczniejszy okres), czy też pod koniec ruchu (okres bezpieczniejszy).

Budowla (linia kolejowa) wzniesiona tam, dokąd nie sięga wpływ wyrobisk lub tam, gdzie wpływ ten jest tymczasem niewielki, może ulec uszkodzeniu przy rozwoju robót wydobywczych, gdy wyrobiska wydobywcze zbliżą się do tej budowli. Ta powierzchnia, która początkowo znajdowała się w zasięgu nieznacznego zsuwania może znaleźć się z czasem w zasięgu największego zsuwania a potem i największego osiadania. Wydobywanie innych złóż tego samego lub innego minerału na tym samym nadaniu górniczym będzie przyczyną wznowienia, powtórzenia ruchów powierzchni w większym lub mniejszym zakresie i większego



Rys. 6.

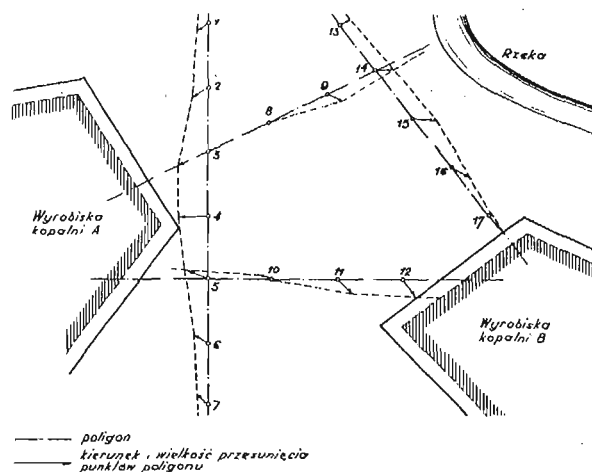
uszkodzenia budowli. Podobny wpływ na budowle mieć będzie wydobywanie pokładów na sąsiednich nadaniach, wydobywanych jednocześnie lub niejednocześnie z pokładami znajdującymi się na nadaniu, na którym znajduje się budowla.

Obniżenia powierzchni stwierdzić można dokładnie wykonaną niwelacją. Opierając się na wynikach niwelacji, przy dostatecznej liczbie punktów niwelacyjnych można będzie wykreślić krzywe jednakowych obniżień powierzchni; to ułatwi zrozumienie oddziaływania różnych przyczyn na obniżanie powierzchni. Inna przyczyna poza wyrobiskami omawianej kopalni, działając na powierzchnię równocześnie lub później, powiększy obniżenia. Gdy niwelacja wykaże, że obniżenia w kierunku od wyrobisk kopalni zmniejszają się, a potem znów zaczynają wzrastać, to należy szukać jeszcze innych przyczyn obniżenia, oprócz wpływu wyrobisk tej kopalni (rys. 6). Tymi przyczynami mogą być: inna kopalnia lub inne kopalnie oraz depresje na powierzchni (doliny, rzeki), do których może się zsuwać powierzchnia. Przyczyną takiego zjawiska może być również rozpuszczanie w wodach deszczowych skał znajdujących się przy powierzchni. Budynek znajdujący się na przelomie krzywej obniżień (punkt A rys. 6) ulega odkształceniom od obu przyczyn jednakowo. Budynek znajdujący się między punktami B i C będzie się znajdował pod wpływem obu przyczyn, raz z przewagą jednej, drugi raz z przewagą drugiej przyczyny. Natomiast budynek znajdujący się między punktami E i B oraz C i D będzie już tylko pod działaniem jednej przyczyny.

Przy wyciąganiu wniosków co do uszkodzenia budowli nie można się jednak opierać wyłącznie na obniżeniach niektórych punktów powierzchni, a więc na wynikach niwelacji. Obniżenia same przez się nie są tak niebezpieczne dla budowli, o ile są jednoczesne i jednakowe oczywiście. Dla budynków są bardziej niebezpieczne poziome przesunięcia powierzchni, które często tym obniżeniom towarzyszą. Przesunięcia poziome będą wykryte pomiarami poligonowymi. Tu, jak przy wynikach niwelacji, można będzie ustalić zasięg przesunięć oraz ich wielkość i kierunek (rys. 7) i można będzie wyznaczyć krzywe jednakowych przesunięć poziomych. Punkty nieprzesunięte nie będą się znajdować pod działaniem przyczyn przesuwających, o ile jednocześnie nie będą wykryte obniżenia tych punktów, w przeciwnym razie te punkty będą się znajdować pod jednakowym działaniem obu przyczyn obniżających i przesuwających. Dla wyjaśnienia więc charakteru i zależności uszkodzeń od różnych przyczyn oprócz obniżień punktów należy również wziąć pod uwagę i przesunięcia tych punktów w kierunku poziomym. Kierunek i wielkość obniżień i przesunięć umożliwi dopiero wyciągnięcie wniosków co do przyczyn odkształcających powierzchnię.

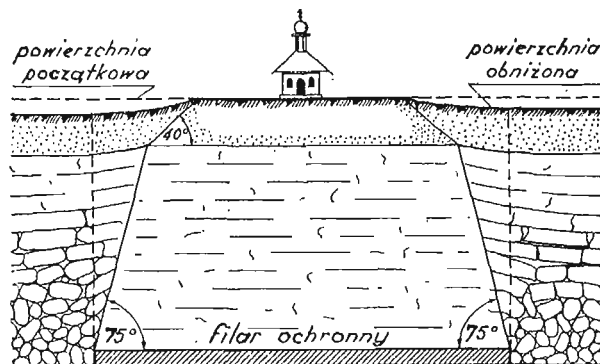
Przy pomiarach geodezyjnych należy zwrócić uwagę na stałość, nienaruszalność punktu wyjściowego. Punkt ten musi być nieruchomy, w przeciwnym razie wszelkie wnioski dotyczące obniżenia i przesunięcia poszczególnych punktów sieci oczywiście będą fałszywe; oznaczone odkształcenia nie dadzą bowiem obrazu rzeczywistych odkształceń

powierzchni. Oprócz tego trudno będzie wyznaczyć pochodzenia (źródła) odkształceń oraz zakres ich wpływu na powierzchnię. Obszary w pobliżu kopalń a nawet i w pewnej ich odległości są więc niebezpieczne dla całości wszelkich budowli.

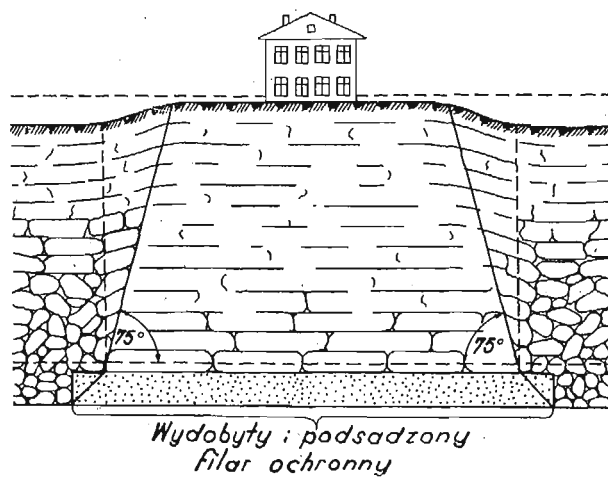


Rys. 7.

Monumentalne budowle, linie kolejowe, a w szczególności mosty itp. należy wznosić o ile można na terenach pewnych, nienaruszonych i tam, gdzie rozwijający się przemysł górniczy nie wywoła w przyszłości uszkodzenia powierzchni. W przeciwnym razie dla zabezpieczenia tych budowli przed zniszczeniem należy zostawiać



Rys. 8.

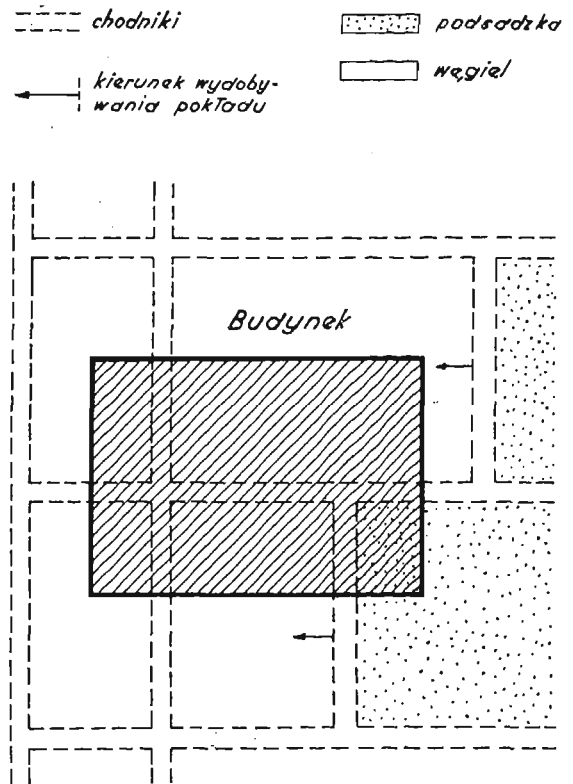


Rys. 9.

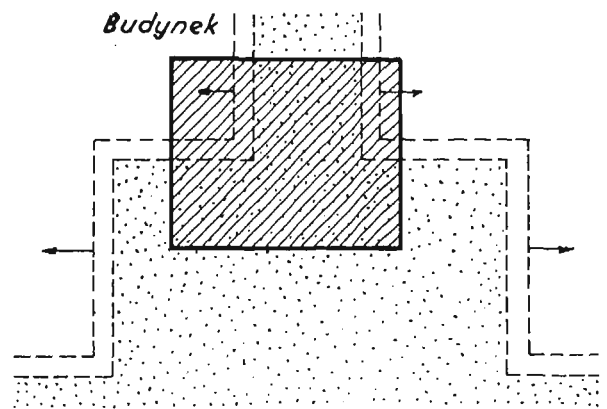
pod nimi niewybrane masy wydobywanego minerału, odpowiednich wymiarów, tak zwane filary ochronne. Te filary do pewnego stopnia zabezpieczą powierzchnię i budowlę przed uszkodzeniem (rys. 8) lecz tylko wtedy, gdy chronione budynki będą wzniesione wprost na skałach zwięzłych. Jeżeli natomiast ponad skałami zwięzłymi znajdują się skały sypkie, lub co gorsze skały plastyczne, płynne (płynne piaski, kurzawki) lub rozpuszczalne, to zasięg oddziaływania wyrobisk na powierzchnię a więc i granice pozostawionych filarów ochronnych nadmiernie rozszerzają się i filary te w ogóle mogą się okazać niedostateczne. W tych warunkach wyznaczanie filaru ochronnego jest trudne i nawet niepewne. Filary ochronne są jednak przyczyną dużych strat w mineralu użytecznym, pozostawionym w tych filarach. Straty te mogą niekiedy znacznie przewyższyć wartość chronionych obiektów na powierzchni.

Pozostawienie filarów ochronnych w pokładach węgla, w niektórych innych przypadkach może być nawet zawodne. Mianowicie wtedy, gdy filar ochronny może się zapalić przy niesprzyjających warunkach i po pewnym czasie powierzchnia ziemi jednak osiadzie; w tych warunkach osiadanie powierzchni będzie nierównomierne i odbywać się będzie długo (w miarę spalania się filaru ochronnego i pęknięcia oraz osiadania skał nadległych). Przyczyną zapalenia się filaru ochronnego może być sąsiedni pożar podziemny lub samozapalenie się tego filaru od miażdżenia węgla skałami nadległymi w obecności tlenu, wilgoci, miału węglowego i pirytu; przecięcie filaru wyrobiskami przygotowanymi (chodnikami) może przyspieszyć powstanie pożarów w filarach ochronnych. Powietrze potrzebne do palenia się węgla przyplływać może szczelinami z powierzchni ziemi lub z wyrobisk kopalnianych przez zawaliska; prawdopodobnie tymi drogami będą się usuwać produkty spalania. Podobne długoletnie pożary filarów ochronnych są liczne i dobrze znane w zagłębiach węglowych.

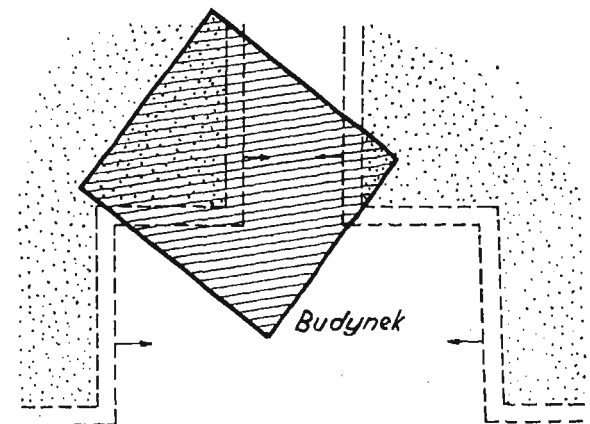
Są jeszcze i inne przypadki, gdy pozostawienie filaru ochronnego może okazać się niewystarczające. W naszym węglowym zagłębiu są okolice, w których już w średnich wiekach a może i wcześniej rozpoczęto wydobywanie blyszczu ołowiu. Wyrobiska te częściowo zawaliły się, częściowo jeszcze stoją, a powierzchnia ziemi po zapadnięciu lub obniżeniu pozostaje już od dawna w obecnym stanie. Wydobywanie węgla z pokładów znajdujących się głębiej od wyrobisk powstałych po blyszczu ołowiu narusza już ustaloną równowagę skał ponad tymi wyrobiskami. Wyrobiska te ponownie zawalają się, przy czym powierzchnia obniża się znacznie łatwiej i w znacznie większym stopniu oraz nierównomierne, a więc zupełnie nie tak, niż należałoby się tego spodziewać po wyrobiskach w pokładach węgla. W tych warunkach do uszkodzenia powierzchni oczywiście przyczyniają się nie tylko nowe wyrobiska w pokładzie węgla, lecz i dawniej wykonane wyrobiska po dawnych kopalniach blyszczu ołowiu. Przy wydobywaniu pokładów węgla na zawal uszkodzenia powierzchni będą znacznie większe niż przy wydobywaniu tych pokładów z podsadzką, gdyż w tym ostatnim przypadku ruchy skał znajdujących się ponad wyrobiskami po blyszczu ołowiu



Rys. 10.

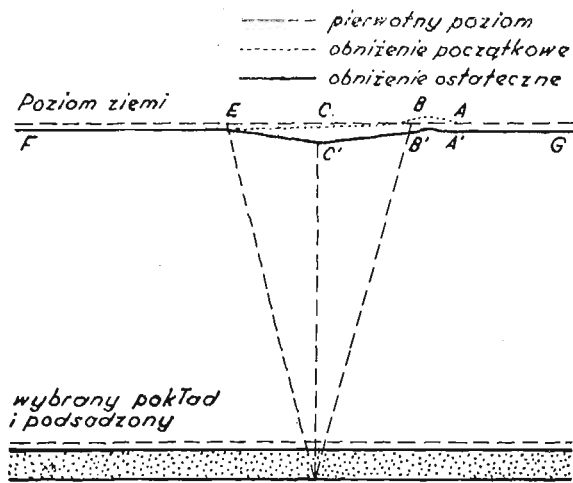


Rys. 11.

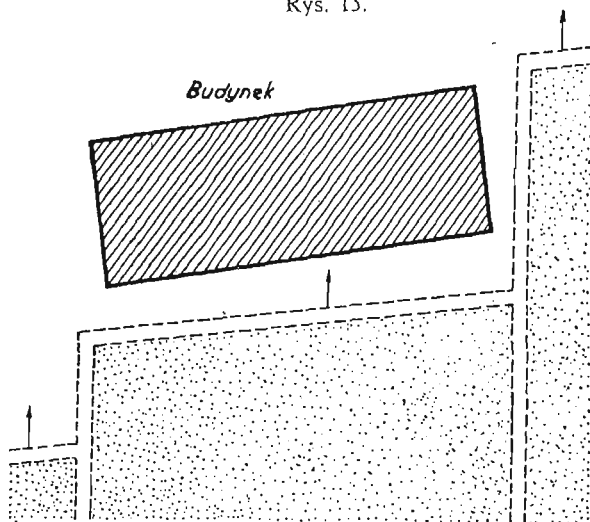


Rys. 12.

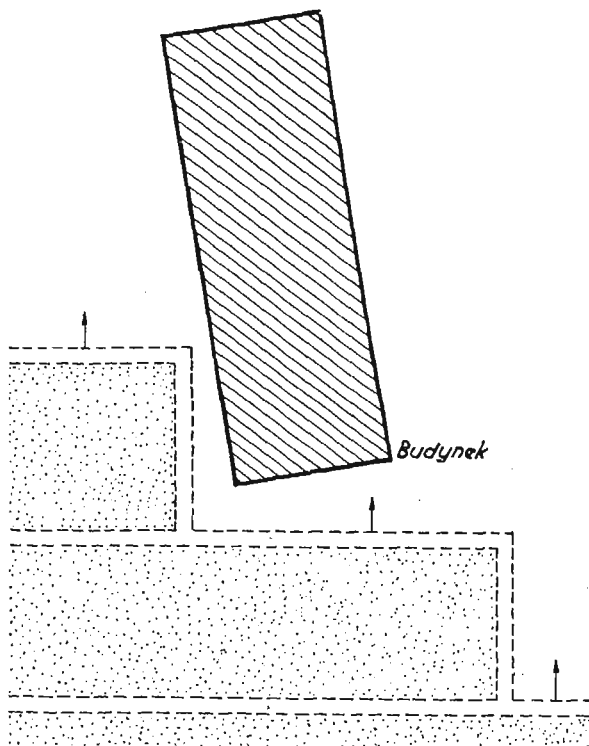
u
l
e
n
n
n
k
n
t
v
z
c
t
v
c
k
f
j
v
r
l
i
z
c
y
v



Rys. 13.



Rys. 14.



Rys. 15.

wiu mogą być tak nieznaczne, że nie wywrą wpływu na powierzchnię ziemi.

Podkreślić należy, że pozostawianie minerału użytecznego w filarach ochronnych jest w większości przypadków stratą niepowetowaną i to nie tylko dla towarzystwa górniczego, lecz i dla gospodarstwa narodowego. Dla środkowej części Zagłębia Polskiego na każdy m^2 chronionej powierzchni przypada około $60 m^3$ węgla pod ziemią czyli, przyjmując pod uwagę straty węgla podczas wydobywania, średnio około 60 t, znajdujących się w przestrzeni ograniczonej tylko pionowymi płaszczyznami, nie licząc węgla, który jeszcze należy zostawić dookoła filaru ochronnego ze względu na załamywanie się skał nie pionowo, lecz pod kątem do poziomu i nie licząc zwiększenia (rozszerzenia) filarów ochronnych ze względu na znaczne czasem nachylenie pokładów. Projektowanie budowli nadziemnych i podziemnych, wartość ich i użyteczność należy więc dostosować do strat, jakie są związane z pozostawieniem filarów ochronnych pod tymi budowlami.

Wydobywanie minerału w granicach filaru ochronnego z podsadzką szczelną wykonaną pod ciśnieniem zabezpieczy powierzchnię od poważnych uszkodzeń, nie zabezpieczy jednak przed nieznacznymi i nieszkodliwymi obniżeniami i pęknięciami (rys. 9). Decydując się wydobyć węgiel z wyznaczonego filaru ochronnego z zastosowaniem podsadzki, wymiary jego należy poprawić, rozszerzyć, mając na względzie, że kąt zesypu wprowadzonej na miejsce minerału podsadzki będzie mniejszy od kąta załamania wydobywanego minerału. Na rys. 9 uwidoczniono wymiary filaru ochronnego pod wartościową budowlą; na rysunku tym uwidoczniono, o ile należy powiększyć wymiary podsadzanej piaskiem przestrzeni po wybraniu filaru ochronnego.

Tak więc należy wydobywać pokład pod wartościową budowlą, by uzyskać nieznaczne, powolne i równomierne osiadanie powierzchni. Wydobywać więc przede wszystkim należy z natychmiastowym wypełnieniem wyrobiska podsadzką, lepiej podsadzką płynną pod ciśnieniem; podsadzka płynna jest bowiem szczelniejsza i umieszczona pod ciśnieniem wypełni dokładnie wszystkie wyrwy w wyrobisku, utrudniając pękanie i osiadanie skał ponad podsadzką. Osiadanie w tych warunkach będzie zależeć tylko od ściśliwości podsadzki i grubości podsadzanej pokładu i już na nieznacznej wysokości ponad podsadzonym wyrobiskiem może się wyrazić tylko wyginaniem i osiadaniem skał nadległych. To samo będzie z powierzchnią ziemi i budowlami; osiadać będą powoli i odpowiednio do grubości pokładu i charakteru podsadzki.

Tylko równomierne a więc wszędzie jednakowe i jednocześnie osiadanie powierzchni może zabezpieczyć większe budowle znajdujące się na powierzchni przed uszkodzeniem. Dla uzyskania tych warunków pokład trzeba wydobywać szerokim frontem, podsadzając natychmiast powstałe wyrobiska; wydobywanie należy prowadzić bez przerw, jednym ciągiem i możliwie szybko, by uzyskać powolne osiadanie jako skutek tylko powolnego przeginania się skał ponad podsadzonym wyrobiskiem. Wszelkie przerwy w wydobywaniu będą przyczyną

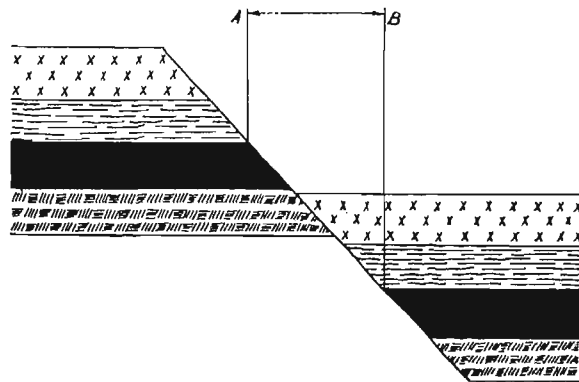
pękania skał stropowych i uniemożliwią ich powolne, sprężyste osiadanie razem z takimże osiadaniem powierzchni.

Jeszcze gorszy wpływ na osiadanie mieć będzie wydobywanie pokładu pod budowlą nie jednym frontem lub kilkoma zbliżonymi do siebie frontami w jednym kierunku, lecz wydobywanie w kilku miejscach w różnych kierunkach i różnocześnie w dodatku. W tych warunkach ma się nierównomierne i niejednoczesne osiadanie powierzchni i poważne uszkodzenie budowli. Przy wydobywaniu pokładów pod wartościowymi obiektami rozkład zaprojektowanych robót wydobywczych ma być taki, by obiekty te uległy jak najmniejszym ruchom, gdyż w tym przypadku będą najmniej uszkodzone. Wyrobiska wydobywcze mogą więc być skierowane jednostronnie do cennego obiektu (rys. 10) lub mogą być skierowane od środka tego obiektu na zewnątrz (rys. 11). W obu przypadkach obiekt lub obiekty z początku przechyła się w jedną stronę (w stronę obniżenia) a potem osiadając wyprostują się. Inaczej będzie przy zorganizowaniu robót wydobywczych od zewnątrz cennego obiektu do jego środka (rys. 12). Wtedy w środku wartościowego obiektu powstaną z początku zwykle zaburzenia powierzchni (rys. 3 i 13), których przyczyną będzie obniżenie (CF — rys. 13), obniżenie ze spelaniem (CB) i wypiętrzenie powierzchni (AB) od wyrobisk z jednej strony (z lewej na rys. 13). Tak odkształcona powierzchnia odkształci się ponownie pod wpływem zbliżających się wyrobisk z drugiej strony (z prawa), a więc obniży się (GA, B, C) obniży i zsunie się (rys. C, E). Odkształcenie powierzchni przy rozplanowaniu robót wydobywczych od środka będzie większe niż rozplanowanie jednostronne lub od środka na zewnątrz.

Kierunek wydobywania pokładu powinien być dostosowany do położenia budowli. W szczególności dotyczy to budowli o wydłużonych zarysach, dla których bezpieczniej wydobyć pokład w kierunku krótszych jej wymiarów, gdyż tylko w tych warunkach budowla uzyska jednocześnie osiadanie i będzie najmniej uszkodzona (rys. 14). Wydobywanie pokładu w kierunku jej długich wymiarów (rys. 15) da niejednoczesne osiadanie budowli przez co budowla ulegnie większym uszkodzeniom. W najdogodniejszych warunkach będzie się znajdować budowla o małych wymiarach rzutu poziomego. Dla takich budowli kierunek wydobywania pokładów jest bez znaczenia.

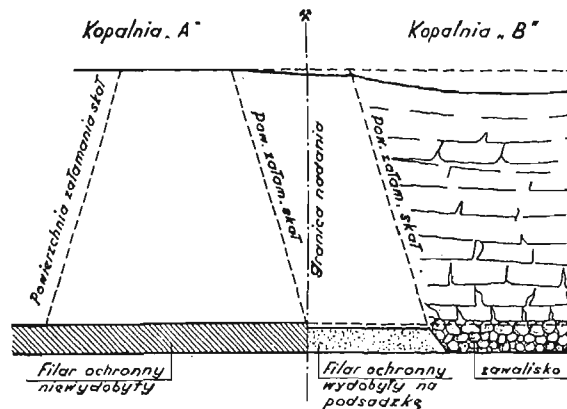
Dla uzyskania równomiernego osiadania powierzchni wydobywać należy pokład całkowicie, bez pozostawienia przestrzeni (filarów) niewybranych, gdyż odezwie się to niekorzystnie na równomierności osiadania powierzchni. Ponad pozostawionym filarem, na powierzchni powstanie bowiem wypiętrzenie. Filary te z czasem ulegną rozgnieceniu i samozapaleniu, a powierzchnia ziemi osiadać będzie długo i nierównomiernie. Podobne wypiętrzenie powierzchni powstanie również wzdłuż uskoku, nawet przy całkowitym wydobywaniu pokładu, gdyż pomiędzy obu częściami pokładu, przez rwanymi uskokiem pozostanie wzdłuż uskoku pas AB skał nienaruszonych (rys. 16).

W niektórych przypadkach można uniknąć większych uszkodzeń powierzchni i budowli, wy-



Rys. 16.

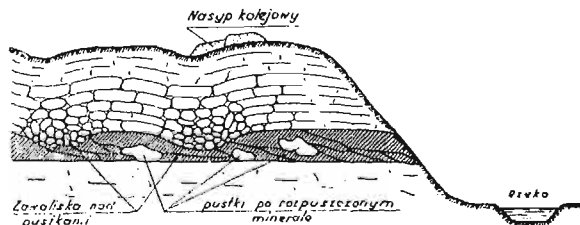
bierając pokłady nawet na zawal bez pozostawienia kosztownych filarów oporowych. Jest to możliwe wtedy, gdy skały stropowe są plastyczne a miąższość pokładów wybieranych niezbyt duża i gdy znajdują się na znacznych głębokościach. Pokład pod budowlą należy wydobywać od razu szerokim frontem (systemem ścianowym) stale, bez przerw i bez pozostawienia niewybranych filarów. O warunkach tych mowa była przy wydobywaniu pokładów z podsadzką; przy wydobywaniu na zawal



Rys. 17.

warunki te tym bardziej muszą być dotrzymane. Strop i powierzchnia ziemi będą się wyginały i osiadały powoli, równomiernie i nieznacznie, nie zalamując się i nie uszkodzając budowli.

Niektóre nawet niepodsadzone wyrobiska czasem nie wywierają żadnego wpływu na powierzchnię. Będzie tak przy wyrobiskach wąskich i niskich, przebitych na znacznych głębokościach. Przykładem podobnych wyrobisk są wyrobiska chodnikowe (przecznice, chodniki, pochylnie itp.). Niekiedy podobnie będą się zachowywać wyrobiska wydobywcze, podsadzone a nawet niekiedy zawałone. Tak



Rys. 18.



Fot. 1.

będzie przy nieznacznych wymiarach wyrobiska wydobywczego w rzucie poziomym w ogóle, lub przy nieznacznych wymiarach w rzucie poziomym w jednym tylko kierunku; tak samo będzie przy nieznacznej wysokości wyrobiska lub przy wyrobisku o znacznej wysokości lecz podsadzonym całkowicie lub nawet tylko częściowo.

Należy jeszcze omówić zabezpieczenie budowli filarami ochronnymi, których część znajduje się na nadaniach jednej kopalni, a część na nadaniach innej kopalni lub innych kopalń. Swoją część filaru ochronnego każda kopalnia może potraktować różnie, a więc albo wydobyć go tak, jak sąsiednie kopalnie go wydobywają lub odmiennie; wydobyć go na zawał w razie pomyślnych warunków lub wydobyć go z zastosowaniem podsadzki lub w ogóle pozostawić niewydobyty (rys. 17). Przy wydobywaniu go przez sąsiadujące kopalnie niejednakowymi sposobami, lub nawet jednakowymi sposobami lecz niejednocześnie, nie uzyska się równomiernego i jednoczesnego osiadania powierzchni i budowla będzie uszkodzona mniej lub więcej w zależności od czasu jej wykonania w stosunku do rozpoczęcia i zakończenia wydobywania swej części filaru ochronnego przez każdą z kopalń. Nie uzyska się również równomiernego osiadania, gdy budowla jest wzniesiona na filarze, który częściowo był bardzo dawno wybrany. Wydobywanie pozostałej części filaru nawet z zastosowaniem podsadzki nie uchroni powierzchni przed osiadaniami, a budowli przed uszkodzeniem. Nawet przy jednoczesnym wydobywaniu niejednakowo szczelna podsadzka, stosowana przez sąsiadujące kopalnie, może być przyczyną nierównomiernego osiadania powierzchni i uszkodzenia budowli. Zniszczenia będą jeszcze większe, o ile sposoby wydobywania były różne, a więc część była wydobyta na zawał, reszta z podsadzka lub w ogóle nie była wydobyta. Podobne różnice, a więc nierównomierne osiadanie może być wywołane nawet niejednakową grubością tego samego pokładu w obu nadaniach w granicach filaru ochronnego; podobny wynik będzie przy wydobywaniu różnej liczby, lub różnych pokładów (różna grubość, różna głębokość i różne sposoby wydobywania) w granicach filaru ochronnego w

sąsiednich nadaniach. Z powyżej przytoczonych przykładów wyciągnąć można wniosek, że nie zawsze wydobywanie pozostałej części filaru ochronnego jest nieszkodliwe dla budowli, niezależnie od tego, czy wydobywać go będziemy na zawał, czy też nawet z zastosowaniem podsadzki.

Bardziej niebezpieczne dla wszelkich budowli są obszary w pobliżu kopalń wydobywających minerały rozpuszczalne w wodzie np. sól kuchenną. Woda przedostając się z powierzchni do kopalni rozpuszcza i unosi z sobą sól i inne rozpuszczalne minerały, które zwykle soli towarzyszą. Pod ziemią powstają po rozpuszczeniu minerały pustki. Skały ponad tymi pustkami zapadają się nagle aż do powierzchni, razem ze znajdującymi się na niej budowlami. Zawaliska takie nie wykazują zazwyczaj strefy ciągnięcia i są bardzo strome.

Na fotografii 1*) są uwidocznione uszkodzenia powierzchni w Inowrocławiu, których przyczyną jest wydobywanie soli. Do złoża soli kamiennej opuszczają rurami wodę. Woda ta nasycza się solą, wylugowując ją z masy soli i z otaczających ilów solonośnych; solankę odpompowują z podziemi i skierowują do warzelni. Z czasem woda wylugowała pod ziemią olbrzymie komory, nad którymi zapada się powierzchnia ziemi razem z budynkami, przy czym powstają olbrzymie zapadliska wypełnione solanką. Zapadliska te są od jednego, kilku aż do kilkudziesięciu m średnicy i są znacznej głębokości dochodzącej nawet do kilkudziesięciu m. Zapadliska te powstają nagle bez żadnych oznak ostrzegawczych i zapełniają się natychmiast solanką.

Na fotografii 2 widać zapadlisko powstałe tuż obok ściany północnej kościoła Matki Boskiej; do zawaliska zsunęła się część tej ściany odsłaniając wnętrze kościoła.

Na fotografii 3 widać resztę domu mieszkalnego, którego część zsunęła się do zapadliska powstałego tuż obok.

Podobne zjawiska mogą powstawać nawet i niezależnie od kopalń, gdy w przekroju geologicznym drenowanym doliną znajdują się skały roz-

*) Fotografie 1, 2, 3 i 4 otrzymałam od p. prof. Budryka i składam mu za nie podziękowanie.



Rys. 2.

puszczalne (rys. 18). Są tu również warunki do powstawania pustek pod powierzchnią ziemi w skałach rozpuszczalnych i do nagłego zapadania się powierzchni.

Linie kolejowe, szczególnie ważniejsze, znajdu-



Rys. 3.

jące się w zasięgu oddziaływania wyrobisk kopalnianych powinny być doglądane dla wykrycia ruchów odkształcających i dla usunięcia ich skutków, które mogą być niebezpieczne dla ruchu pociągów. Rzecz oczywista, że to samo będzie, gdy odkształceń należy się spodziewać od innych przyczyn, niezależnych od wyrobisk kopalnianych (np. wpływy depresji, rozpuszczania skał itp.). Znaczne osiadania torów, a tym bardziej gwałtowne zapadnięcia mogą być przyczyną wprost nieobliczalnych katastrof. Tylko przy gwałtownych obniżeniach, zapadnięciach powierzchni, jakie dają się zauważyć tam, gdzie wydobywają minerały rozpuszczalne w wodzie, lub gdzie przekroje geologiczne i bez kopalń nasuwają możliwość rozpuszczania skał i zapadania powierzchni, zawczasu należy przesunąć tory w miejsca bezpieczne.

Na fotografii 4 uwidoczniło zapadlisko powstałe pod torem kolejowym w Inowrocławiu, które było zauważone w parę godzin po przejściu pociągu.



Rys. 4.

W podobnie niebezpiecznych okolicach tra-
sę kolei należy wyznaczyć po szczegółowych pra-
cach geologicznych po wyznaczeniu granicy oddzia-
ływania na powierzchnię kopalń czynnych i kopalń
już nieczynnych, których oddziaływanie na po-
wierzchnię może jeszcze być zauważone w przecią-
gu dłuższego czasu, oraz po ustaleniu zasięgu od-
działywania innych przyczyn od kopalń niezależ-
nych. Z osiadaniem i przesuwaniem toru można się
pogodzić, lecz pod warunkiem, gdy odbywa się po-
woli, nie nagle. Naprawy toru: dosypywanie pod-
sypki, podbijanie podkładów, regulowanie torów
można będzie wykonywać w miarę potrzeby nawet
bez zatrzymywania ruchu pociągów, gdyż przez za-
grożone odcinki pociągi mogą przebiegać ze
zmniejszoną szybkością.

Przyczyny uszkodzenia budowli są więc naj-
różnorodniejsze. Przed doszukiwaniem się wpły-
wów górniczych należy przeanalizować wszystkie
inne możliwe przyczyny. Tymi przyczynami mogą
być błędy budowlane, a więc nieprawidłowe zapro-

jektowanie budowli, nieprawidłowe wykonanie
(niezgodne z projektem), złe fundamentowanie (u-
nieszczęnie budowli na stoku, na pochyłym po-
kładzie lub na warstwie gliny lub piasku w szcze-
gólności podmokłym, okresowe zawadnianie i osu-
szanie powierzchni oraz działanie mrozu i zużycie
nieodpowiednich materiałów budowlanych (ka-
mien, cement, wapno, piasek). Poza tym na stan
budowli mogą mieć wpływ przyczyny zewnętrzne,
a więc wiekowe obniżania i przesunięcia powierzch-
ni pod działaniem sił tektonicznych, niezależnych
od wyrobisk kopalnianych; powoli lecz również
niekorzystnie wpłyną na stan budowli wstrząsy od
ruchu pojazdów, maszyn ustawionych w budynku
lub w sąsiedztwie. Mogą być i wpływy chemiczne.
Należy więc być bardzo ostrożnym przy ustalaniu
przyczyn uszkodzenia budowli. Są one bowiem
liczne i różnorodne, a działając zbiorowo i równo-
cześnie utrudniają a czasem nawet uniemożliwiają
rozgraniczenie skutków wywołanych różnymi przy-
czynami.

CZAJEWICZ EDWARD
budownicz

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

SZKODLIWOŚĆ WILGOCI POBUDOWLANEJ DLA ZDROWIA MIESZKAŃCÓW I SPOSOBY JEJ USUWANIA

Jednym z zasadniczych zadań budowniczego
jest oddanie do użytku nowowzniesionego budyn-
ku w stanie suchym i tak wykonanego, aby nie mo-
gła się w nim zagnieździć wtórna wilgoć. Aby u-
niknąć nieporozumienia należy od razu zauważyć, że
wilgoć budynków bywa, biorąc genetycznie, dwo-
jakiego rodzaju: w i l g o ć n a p ł y w o w a
zjawiająca się w poszczególnych partiach budynku,
jako zjawisko wywołane nasiąkaniem ścian wodą
gruntową lub wodą powstałą z kondensacji pary
wodnej, znajdującej się wewnątrz budynku. Tego
rodzaju wilgoć jest w zasadzie następstwem usterek
i wad konstrukcyjnych budowli i daje się usunąć,
czy to przez wprowadzenie poprawek, czy zastoso-
wanie dodatkowych izolacyj wzgl. innych ulepszeń
konstrukcyjnych budynku. Drugi rodzaj wilgoci,
to tak zwana w i l g o ć p o b u d o w l a n a,
wynikająca jako skutek nieuchronnego posługiwa-
nia się przy wytworzeniu murów b. wielkimi ilo-
ściami wody. Jest to wprawdzie wilgoć przejścio-
wa i jej obecność normalnie nie świadczy o jakiejś
wadliwości budynku, natomiast jest ona zjawiskiem
powszechnym dla wszystkich nowowznoszonych
murowanych budynków. Ominięcie zagadnienia tej
wilgoci w gospodarstwie budynkowym wyrządza
społeczeństwu poważną szkodę.

Tutaj zajmujemy się jednak kwestią walki z
drugim rodzajem trapiącej nas wilgoci, czyli z wil-
gocią tzw. pobudowlaną. O tym, że wszelkie za-
wilgocenie budynku odbija się fatalnie na stanie
zdrowia ludności zamieszkującej taki budynek, wie-
domo od wieków. W dawnej Polsce, która posia-
dała z natury rzeczy zawsze doskonale rozwinięte
budownictwo drzewne, istniało i bodaj do dziś

dnia istnieje w niektórych okolicach i w pewnych
klasach uprzedzenie do zdrowotności budynków
murowanych, jako z reguły wilgotnych. Znana jest
opowieść o szlachlicu XVI stulecia, który będąc
zmuszony do wyjazdu do Włoch i słysząc o tym,
że tam się mieszka w domach z kamienia, wziął ze
sobą cieśli z Polski, aby mu gdzie będzie drewnia-
ny dom wybudowali. Gdy zważymy, że wówczas
istotnie domy murowane budowano bez dostatecz-
nej izolacji, o ścianach b. grubych a otworach ra-
czej małych i skąpych, w miastach w dodatku gęsto
i ciasno zabudowanych, na skutek czego proces
naturalnego wysychania murów odbywał się nad-
zwyczaj powoli, to może przestaniemy dziwić się
naszemu szlachlicowi, pochodzącemu przy tym za-
pewne ze wsi. Zupełnie zaś za usprawiedliwioną
musimy uważać powszechnie okazywaną niechęć do
zamieszkiwania świeżo wzniesionych domów i do-
szuszenia ich, jak to się zwykło wyrażać, w ł a s-
n y m i p ł u c a m i.

Powiedzmy od razu — z danych jakie osiągnię-
to w czasach ostatnich przy badaniach i pomiarach
wilgotności muru wynika teza: *Ilość wody mecha-
nicznej związanej z murami nowozbudowanego
domu mieszkalnego nie powinna, w chwili wprowa-
dzenia się doń mieszkańców, przekraczać 3%.*

Niestety dopóki nie zżyci się Corbousierowski
ideał wznoszenia domów z elementów dużo więk-
szych od naszej cegły, a ściśle pasujących do sie-
bie i łączących się ze sobą mechanicznie bez użycia
zaprawy, a więc i bez wprowadzania do ścian po-
ważniejszych ilości wody i dopóki panować u nas
w dalszym ciągu będzie wszechwładnie, jako wątek
budownictwa murowego, wypalana z gliny cegła,—

materiał zresztą mający swe wielkie i niezaprzeczalne zalety, — a wapienna czy półwapienna wyprawa pokrywać będzie powierzchnię ścian, dotąd woda wprowadzona do murów w dużej ilości stanowić będzie o istnieniu i trwaniu przez długi czas stanu wilgotności pobudowlanej nowowzniesionego budynku i dotąd trwać będzie sprzeczność interesów pomiędzy chcącym jak najszybciej zacząć eksploatację włożony w budowę kapitał właścicielem domu, a społeczeństwem mającym zamieszkiwać te nowowznoszone domy.

Sposoby zwalczania wilgoci budowlanej

To też od pierwszej połowy XIX stulecia, gdy tylko zaczęły się na ziemiach polskich poważnie krystalizować tendencje wpływania na stan budownictwa, przez zarządzania prawnopubliczne, sprawa walki ze szkodliwością oddawania do zamieszkiwania domów niedostatecznie suchych nabrała życia. Skoro w owym czasie stan techniki budowlanej, a potrochu i zwyczaje budowlane nie pozwalały jeszcze na czynne usuwanie wilgoci z murów, nie pozostawało prawodawcy nic innego, jak zapewnić murom nowowznoszonego budynku możliwość należytego ich wyschnięcia w drodze naturalnej. I oto powstaje szereg przepisów prawnych, z których najważniejsze brzmią:

I. (Postanowienie Rady Administracyjnej Królestwa z dn. 4.IV. 1837 r. (b. Król. Polskie) ...art. 1).

Domów mieszkalnych, bądź to z kamienia, bądź z cegły palonej surowej, nie wolno jest w tym samym roku, w którym ściany wyprowadzone zostały, ani zewnątrz, ani wewnątrz tynkować, lecz po wyprowadzeniu ścian pod dach, należy otynkowanie onych odłożyć do roku następnego.

II. (Ustawa Budowlana Rosyjska, wyd. 1900 r.).

...195. Domów murowanych, wzniesionych w miastach w ciągu jednego lata, nie wolno na zewnątrz tynkować przed upływem roku po ukończeniu budynków, poleca się również przestrzeganie i innych zasad budownictwa, dotyczących osuszania nowych ścian. Przepis ten stosuje się również do budynków państwowych. Architekci, wykonawcy robót, oraz obywatele są obowiązani do przestrzegania niniejszego przepisu, — policja zaś powinna ściśle tego dopilnować.

III. (Ustawa Budownicza dla większych miast z dn. 28.IV. 1882 (b. Gal.).

§ 67. Budynek murowany podczas wiosny i pod dach doprowadzony, a w jesieni narzucony, może być w następnej wiosnie zamieszkały. Budynek zaś w jesieni pod dach doprowadzony, a w następnej wiosnie narzucony, może dopiero w jesieni do zamieszkania być oddany.

Przepisy te przyjęły się i do okresu wielkiej wojny były regularnie przestrzegane, dzięki temu oddawane do zamieszkiwania domy były raczej suche i uprzedzenie do zdrowotności domów murowanych prawie znikło. Lecz po wojnie stan powyższy uległ na ziemiach obecnej Rzeczypospolitej zasadniczemu i po dziś dzień trwającemu pogorszeniu.

Obowiązująca obecnie ustawa budowlana nie zawiera przepisu, w którym by się ogólnie i zasadniczo ustosunkowano do poruszonej kwestii. Wynika to może z jej charakteru, jako ustawy ramowej do przepisów miejscowych, które w myśl art. 420 mają między innymi uregulować warunki, którym powinny czynić zadość pomieszczenia przeznaczone na pobyt ludzi. Niestety pomimo upływu pełnych 10. lat od chwili wydania powyższej ustawy, przewidującej wydanie właściwych przepisów miejscowych. Nawet takie duże środowisko jak st. m. Warszawa nie zdobyło się na ich opracowanie, a samo zagadnienie niedopuszczania do wynajmowania lokatorom mokrych mieszkań pozostawia na uboczu, choć sprawa ta nosi cechy naglącej aktualności a jej odkładanie staje się równoznaczne z zaniedbaniem jednej z ważnych dziedzin zdrowotności publicznej.

W tych warunkach wytworzył się godny pożałowania stan, że w pogoni za szybką realizacją zysków budynki mieszkalne zakładane z wiosną są natychmiast po wyciągnięciu murów wyprawiane, następnie zaraz wykończane i już w jesieni oddawane do użytku. Wobec odczuwanego jeszcze w kraju głodu mieszkaniowego, znajdują takie mieszkania lokatorów, którzy albo nie zdają sobie sprawy ze skutków zamieszkiwania przez zimę w wilgotnym lokalu, lub też dają w siebie lekkomyślnie wmówić, że lokal jest zupełnie suchy. Niektóre osiedla podstołeczne, zwłaszcza na lewym brzegu Wisły, które się ostatnio silnie rozbudowały, czynią dotkliwie odczuwać skutki zamieszkiwania w niedość dosuszonych domach w postaci ogromnego rozpowszechnienia się cierpień, wywołanych przez działanie wilgoci (reumatyzm, ischiasy itp.), nie mówiąc już o skutkach, które nie występują tak doraźnie, choć mogą być jeszcze dotkliwsze (skłonność do gruźlicy i chorób dróg oddechowych).

I nawet przy zwróceniu uwagi władz budowlanych na poszczególne jaskrawsze wypadki naruszenia w omawianym kierunku elementarnych zasad higieny budowlano-mieszkaniowej, władze te okazują się bezsilne w walce ze złem nie mając w swoim ręku ani wyraźnych przepisów budowlanych, ani nawet wyraźnej dyrektywy postępowania. Co gorszej, istnieje rozporządzenie M.R.P. z dn. 21.IV. 1921 r. o ulgach budowlanych w miastach, zezwalające na tynkowanie w ciągu jednego sezonu, a posiadające następujące brzmienie:

§ 10. „W miastach na obszarze b. zaboru rosyjskiego w wypadkach, gdy budowla została wzniesiona w miesiącach letnich, lub zastosowano sztuczne środki osuszania, zezwala się na zewnętrzne i wewnętrzne tynkowanie budowli mieszkalnych w tym samym roku kalendarzowym, w którym ściany budowli zostały wyprowadzone pod dach. Pozwolenia na takie tynkowanie udziela władza budowlana I instancji“.

Rozporządzenie to, może zupełnie usprawiedliwione w okresie powojennym, kiedy należało budować i budowano byle jak, aby tylko zaspokoić ostry głód mieszkaniowy, nie zostało dotychczas zniesione, mimo, że koniunktura budowlana szybko kroczy ku coraz solidniejszemu i nawet zbytkowemu, a bynajmniej nie najtańszemu typowi budownictwa. Rozporządzenie to daje prawdziwą osłonę

dążeniu do zbyt szybkiego — z punktu widzenia dobra ogólnego — oddawania do zamieszkania budynków, których zewnętrzny, a więc i popłatny luksus, nie idzie w parze z wewnętrzną wartością mieszkalną, polegającą na zabezpieczeniu ich przed wilgocią pobudowlaną.

To ignorowanie postulatów higieny mieszkaniowej nabrało ostatnimi czasy takiego rozpędu, że nawet Pismo Okólne M.S.Wewn. z dn. 17.VII.37 r., w którym Ministerstwo prosi Panów Wojewódów, Komis. Rządu st. m. Warszawy itp. o zwrócenie uwagi na konieczność ścisłego przestrzegania wymienionych przepisów (w brzmieniu Ustawy z dn. 14.VII.36 r. Dz. U. R. P. Nr 36 poz. 405), jak również i nato, że na podstawie art. 357 cytowanego rozp. właściwa władza budowlana może odmówić pozwolenia na użytkowanie budynku mieszkalnego w poszczególnym wypadku, gdy stwierdzone zostanie, że nowowzniesiony budynek wykazuje taki stopień wilgoci, który może być szkodliwy dla zdrowia ludzkiego, — nie odniosło w praktyce jakoś najmniejszego skutku. Staje się rzeczą jasną, że tylko zarządzenia prawodawcze ujmujące sprawę pod kątem istniejącej ekonomicznej rzeczywistości, podające przy tym sposoby stosowania przepisów w praktyce, oraz uwzględniające jednocześnie zdobyte techniki budowlanej z dziedziny czynnego usuwania wilgoci, mogą zaradzić rozpanoszonemu złu.

Techniczne sposoby zwalczania wzgl. usuwania wilgoci pobudowlanej

Jak już wyżej wspomnieliśmy, zjawisko wilgoci pobudowlanej jest zjawiskiem normalnym, wpływającym ze stosowanych dziś sposobów budownictwa murowanego. Dlatego prawodawcza walka z tym złem koniecznym, sprowadziła się do niedawna tylko do przymusu oczekiwania pewnego okresu czasu na dopełnienie się procesu wyschnięcia murów w drodze naturalnej, przy czym narzucał się tu od razu związek zależności pomiędzy długością potrzebnego do wyschnięcia murów czasu a porą roku, na którą okres tego czasu przypadał. Obok tej naturalnej metody osuszania od dawna próbowano stosować metody sztuczne zarówno natury mechanicznej, chemicznej, jak i termicznej.

Lecz dwie pierwsze metody nie dały poważniejszych rezultatów. Umieszczanie chemikalij pochłaniających wilgoć z powietrza nie tyle osuszało mury, co pochłaniało wilgoć z powietrza, poza tym okazało się środkiem nieekonomicznym. Wyprawywanie czy pokrywanie ścian od wewnątrz pomieszczeń warstwą nie przepuszczającą wilgoci (oleje, pokosty, gudrony itp.) raczej przedłuża okres wysychania, niż go skraca, a do tego działa niehigienicznie, tamując oddech ścian. W dodatku usiłująca wy dostać się na zewnątrz para wodna niszczy strukturę takiej farby, czy warstwy ochronnej.

Lepsze rezultaty i bardziej zasadnicze osuszanie murów daje się osiągnąć drogą intensywnego nagrzewania budynku. Do ostatnich czasów posługiwano się w tym celu otwartymi koczami kokso wymi, lecz ten sposób ma tak wielkie wady, że chyba tylko w wyjątkowych wypadkach może być po-

lecony. Zbyt intensywne nagrzewanie ciepłem promienistym miejsc znajdujących się w bezpośredniej bliskości danego koca, przy zbyt słabym nagrzewaniu miejsc dalszych, dalej wydzielanie się czadu, przy którym równoczesna praca ludzka staje się niemożliwa, nie tylko wytworzyło nierównomierny rezultat, ale i działało wysoce szkodliwie na tynki, znajdujące się w pobliżu miejsca ustawienia koszy.

Ogrzewanie budynków w czasie budowy założoną instalacją centr. ogrzew., jest oczywiście zawsze pożyteczne i zupełnie nieszkodliwe, jednakże instalacja ta obliczona z natury rzeczy na wytworzenie niewysokich temperatur nie może dać w szybkim tempie poważniejszych rezultatów. Dopiero w latach ostatnich wzięto się do stworzenia specjalnych urządzeń do racjonalnego, a jednocześnie szybkiego osuszania murów z wilgoci pobudowlanej.

Wszystkie systemy, a jest ich parę, sprządzają się do czasowego ustawienia jakby wielkiej suszarki, wprowadzającej do budynku ogromne ilości nagrzanego powietrza. Najlepiej znany autorowi niniejszego referatu, rozpowszechniony już dzisiaj w całej centralnej Europie, jak również w Skandynawii i Rosji, jest system pochodzenia niemieckiego pod nazwą DEUBA. Polega on na wtłaczaniu za pomocą elektrycznych turbin rurociągiem blaszanym o półmetrowej średnicy wielkich mas powietrza nagrzanego do wysokiej temperatury (50 do 100°), w ustawionych na zewnątrz budynku przenośnych piecach kokso wych, po uprzednim zamknięciu (oszkleniu, wzgl. odeskowaniu) budynku. Piece te opalane są z reguły koksem i aczkolwiek proces spalania się tegoż koksu jest ze względu na niezmiernie intensywny, sztucznie wywołany ciąg powietrza b. dokładny, to jednak zawiera ono w sobie jeszcze pewną ilość bezwodnika kwasu węglowego dobrze działającego i przyspieszającego proces twardnienia zaprawy wapiennej. Przyspieszona filtracja powietrza na zewnątrz przez mury działa dodatkowo dobroczynnie na ich szybkie wysychanie, w wyniku czego w ciągu 3—4 dni nieprzerwanego procesu nagrzewania daje się osuszyć dość dokładnie normalnie zawilgocony zwykły budynek mieszkalny. Jedną taką suszarką wystarcza z reguły na bryłę budynku o pojemności 1000 m³.

Jednocześnie z wynalezieniem sposobu czynnego i intensywnego usuwania wilgoci pobudowlanej przeprowadzone zostały pewne badania dla ustalenia wysokości nieszkodliwego dla zdrowia mieszkańców procentu owej wilgoci w murach. Poszczególne źródła wskazują tu na liczbę 2 do 4%, jako na dopuszczalną ilość wody w murach ceglanych. Średnio zatem wypada 3% i to winniśmy tymczasowo uznać, jako odpowiadające naszym warunkom. Należy sobie z kolei zdać sprawę, ile potrzeba czasu, aby w drodze naturalnego wysychania budynku dojść do powyższej normy.

Dla przykładu podajemy rezultaty badań przeprowadzone przez Drogowy Instytut Badawczy Politechniki Warszawskiej, przy przeprowadzonym ostatnio sztucznym osuszeniu jednego z budynków w Warszawie oraz wyniki badania zaprawy cementowo-wapiennej przesłane przez Kate-

głębokość po- brania próbki	zawartość wilgoci w zaprawie		zawartość CO ₂	
	przed suszeniem	po suszeniu	przed suszeniem	po suszeniu
od 0 do 3 cm	5,65%	1,1%	3,05%	4,75%
" 8 ¹ / ₂ " 9 ¹ / ₂ "	6,90%	3,0%	0,40%	0,48%
" 17 " 19 "	6,50%	3,10%	0,34%	0,39%
" 27 " 28 "	7,90%	2,70%	0,36%	0,43%

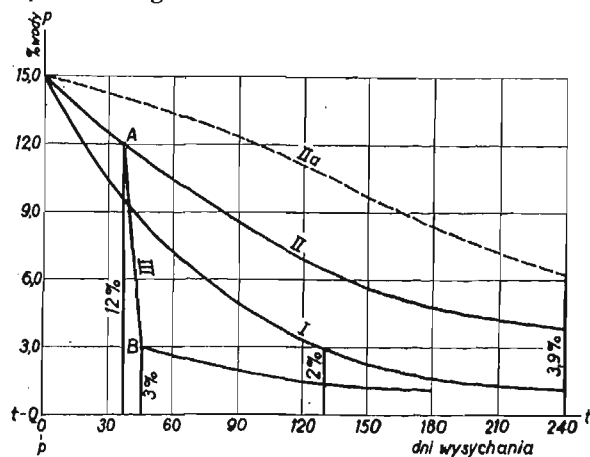
drę i Zakład Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej Nr. 19/38/Bud.

Z załączonego wykresu¹⁾ obrazującego w przybliżeniu proces wysychania grubej ściany ceglanej w drodze naturalnej w okresie letnim, niewyprawionej i pokrytej wyprawą, łatwo odczytujemy okres czasu potrzebny dla wyschnięcia jej do wymaganego stanu suchości 3% wody. Okres ten wynosi przy murze jeszcze niewyprawionym około 130 dni, zaś przy murze wyprawionym, oczywiście schnącym znacznie wolniej, po 240 dniach zawartość wody wynosi jeszcze 3,9% przy grub. 38 cm, względnie 6,3%, przy grubości 55 cm. Streszczając wyżej powiedziane musimy dojść do przekonania, że istnieje paląca konieczność uzupełnienia ustawy budowlanej następującym mniej więcej przepisem:

I. Nowowzniesione budynki murowane winny stać niewyprawione przynajmniej 4 miesiące od

¹⁾ Dane naukowe do sporządzenia krzywej wysychania I, udzielone zostały przez p. Inż. T. Mokłowskiego, dane doświadczalne do wykreślenia krzywej wysychania II, i IIa, zaczerpnięte z książki Prof. Dr Inż. W. Zenczykowskiego, pod tytułem „Budownictwo Ogólne” część II. str. 202 i 203, oraz itd. jak na załącz.

dnia ukończenia i pokrycia ich dachem, względnie przez zimę, o ile to pokrycie nastąpiło już po 1 sierpnia danego roku.



I. Krzywa naturalnego wysychania murów nie otynkowanych, od chwili wykonania.

II. Krzywa naturalnego wysychania murów 38 cm/gr., otynkowanych zaraz po wykonaniu.

IIa. Krzywa naturalnego wysychania murów 55 cm/gr., otynkowanych zaraz po wykonaniu.

III. Krzywa sztucznego maszynowego osuszania przez włączanie gorącego powietrza, przy założeniu, że średnia grubość murów budynku wynosi 38 cm.

2. Okres powyższy może nie być zachowany w wypadku, gdy budynek będzie poddany racjonalnemu osuszaniu sztucznemu, zdolnemu doprowadzić jego suchość do stanu odpowiadającego przeciętnie około 3% zawartości wody w murze.

Prof. Dr Inż. STEFAN BRYŁA i Inż. HENRYK STANKIEWICZ

Referat złożony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

W SPRAWIE OCHRONY BUDOWLI OD WODY

Pracujemy w czasach, które znamienne są tym, że zagadnienia ongiś uważane za specjalne, zamknięte i indywidualne, rozrastają się do roli ogólnospołecznych. Inżynier, wykonując swój zawód, wypełnia dzisiaj nie tylko obowiązek wobec swego bezpośredniego klienta, ale zarazem zarówno świadomie spełnia zadanie społecznie znacznie szersze. Każdy bowiem zdaje sobie sprawę, że interesy indywidualne scałkowane tworzą jeden wspólny interes publiczny, obchodzący cały ogół. Kwestia zużycia większego lub mniejszego takich lub innych surowców odbija się na bilansie wewnętrznym i zewnętrznym państwa. Nieracjonalne i gwałtowne zużycie bez właściwego wykorzystania zuboża kraj. Szczególnie dotkliwe jest pod tym względem nienależyte zabezpieczenie materiałów i budowli od zniszczenia, nienależyte zabezpieczenie budowli od ujemnych wpływów atmosferycznych, a zwłaszcza od ujemnych skutków działania wody na budowlę.

Sama inicjatywa poświęcenia zjazdu obecnego zagadnieniom zabezpieczenia budowli od wpływów zewnętrznych jest wyrazem zrozumienia tych wielkich dla gospodarstwa narodowego zagadnień.

A nawet radość z powodu wzniesienia pięknej i wytrzymałej konstrukcji jest przedwczesna, jeżeli nie pomyślimy o stworzeniu jej warunków długowieczności. Cóż bowiem z tego, że konstrukcja jest ekonomiczna i wytrzymała dzisiaj, jeżeli w niedługim czasie, na skutek niewłaściwego zabezpieczenia, straci tę pierwotną swoją wytrzymałość i będzie musiała ulec zniszczeniu. Z obserwacji budowli istniejących widać, że budynek niezabezpieczony w pierwszym okresie swego istnienia, niszczy się nieznacznie, lecz po tym, w wypadku nieprzejęcia środków zaradczych, ulega coraz gwałtowniej destrukcyjnemu działaniu wody.

Woda rzadko niszczy budowlę sama przez się, lecz niemal zawsze sprzymierza się z innymi zewnętrznymi wpływami. I tak, dzięki wielkiej zdolności absorpcyjnej wody deszczowej, wchłania ona gazy, kwasy, rozpuszcza niektóre sole i działa agresywnie na materiały. Poza tym woda, parując, zamarzając i ścierając, niszczy tworzywa więcej lub mniej gwałtownie, lecz zawsze konsekwentnie i systematycznie.

Na starych budowlach widzimy doskonale wielką rolę niszczylielską wody. Tym bardziej, stawiając nowe budowle, stosując nowe konstrukcje, musimy liczyć się z zagadnieniem długowieczności obok zagadnienia trwałości. Dlatego też zagadnienie ochrony budowli od wody powinno być jedno z pierwszych miejsc wśród rozpatrywanych tematów.

Ochrona budowli od wody powinna być brana w rachubę przy projektowaniu każdego domu, a szczególnie tych obiektów, które są własnością publiczną. Jakkolwiek zabezpieczenie budowli od wody powoduje pewne dodatkowe koszty, to jednak, biorąc pod uwagę oszczędności na skutek przedłużenia znacznego wielu budowli, są one minimalne w stosunku do całokształtu kosztów.

W celu właściwego postawienia zagadnienia ochrony budowli od wody, należy rozwinąć prace badawcze, zapoznać z tą dziedziną sztab pracowników technicznych i studiującą młodzież. Należy odpowiednie przepisy o ochronie budowli od wody wprowadzić do prawodawstwa budowlanego, żądając ujawnienia projektu zabezpieczenia przy zatwierdzaniu planów. W stosunku do budownictwa istniejącego należy żądać zabezpieczenia uzupełniającego wszędzie tam, gdzie budowle te należą do typów mieszkalnych.

W niżej podanych wnioskach zawarty jest materiał, który powinien stanowić podstawę przepisów ogólnych o ochronie budowli od wody.

1) Każda budowla powinna być zabezpieczona na odpowiednio przed wodą i wilgocią. Zabezpieczenie to powinno posiadać znaczenie konstrukcyjne, przez co rozumie się ochronę samej budowli od zniszczenia, — i higieniczne, tzn. stwarzające odpowiednie warunki zdrowotne dla mieszkańców.

2) Budowla jest całkowicie zabezpieczona od wody, jeżeli jej konstrukcja (fundamenty, bankiety, ściany su teren itd.), odcięta jest od wpływów ujemnych wód gruntowych, jeżeli ma dachy odpowiednio zabezpieczone, a ściany zewnętrzne wykonane są w ten sposób, ażeby być wykluczone przenikanie wilgoci i wody do pomieszczeń.

3) Każda budowla powinna uwzględniać już w projekcie zabezpieczenia jej od wilgoci. Tyczy się to zarówno form zewnętrznych architektonicznych, jak i konstrukcji, którą należy projektować tak, ażeby zabezpieczenie mogło być najbardziej racjonalne i najmniej kosztowne.

4) Szczególnie budowle podziemne powinny być projektowane pod kątem zabezpieczenia ich od wody i wilgoci, a inne zagadnienia konstrukcyjne powinny być z góry z tym uzgodnione. Powinno się postępować zatem wręcz odwrotnie niż dzisiaj, gdy izolację dorabia się, często już bezskutecznie, do zaprojektowanej budowli bez przewidywania jej od razu.

5) Inżynierowie-konstruktorzy i architekci, posiadający odpowiednie uprawnienia rządowe w zakresie projektowania budowli i kierowania robotami, powinni posiadać znajomość zasad zabezpieczenia budowli od wody i powinni pracować nad stworzeniem form architektonicznych i konstrukcyj najwłaściwszych dla naszego klimatu.

6) Wobec rozwoju techniki, należy uważać przepisy budowlane zabraniające budowania sute-

ren mieszkalnych, za przestarzałe, nieodpowiadające dzisiejszej rzeczywistości i sprzeczne z zagadnieniem obronności kraju. Pomieszczenia podziemne, właściwie zabezpieczone od wilgoci, z zastosowanym należywym zabezpieczeniem od wody, należy uznać za nadające się do zamieszkania. W ten sposób ułatwi się zadanie budowy schronów podziemnych. Schrony, użytkowane w czasie pokoju, nie będą bezprodukcyjną inwestycją i będą łatwe do doraźnego wykorzystania na wypadek wojny.

7) Należy opracować normy izolacyj minimalnych i wymagać ich stosowania na budowach publicznych i prywatnych. Wszystkie pomieszczenia podziemne z reguły powinny być należycie izolowane.

8) Wobec wysokiej wartości izolacyjnej smół pochodzenia węglowego i bardzo rozwiniętej ich produkcji w Polsce, należy przeprowadzić szczegółowe badania nad rozszerzeniem ich stosowalności w budownictwie.

9) Należy prowadzić szczegółowe badania nad środkami izolacyjnymi w celu dostosowania ich do potrzeb budownictwa.

10) Ze względu na to, że masy izolacyjne wykonywane na zimno zachowują znacznie dłużej swoją elastyczność, należy dążyć do zastąpienia możliwego mas izolacyjnych, stosowanych na gorąco, przez masy stosowane na zimno. Dzięki możliwości dotykania izolacji ręką w czasie roboty, istnieje większa możliwość dokładności w robocie. Masa izolacyjna na zimno lepiej przenika w porowatą powierzchnię.

Szczególnie ważną cechą masy izolacyjnej jest jej elastyczność i plastyczność. Materiały kruche, chociażby bardzo twarde i doskonałe jako materiały konstrukcyjne, nie nadają się do izolacji, ponieważ dostają rys i pęknięć. Masy plastyczne wytrzymują drgania i ruchy podkładu na skutek odkształceń technicznych i konstrukcyjnych. Lepsza jest ta izolacja, która po odparowaniu części lotnych nie jest jeszcze twarda.

11) Izolacja nigdy nie powinna być stosowana w ten sposób, ażeby pracowała na rozerwanie. Powinna pracować tylko na ściskanie.

12) Należy wprowadzić do norm dla mas izolacyjnych do celów budowlanych granice dopuszczalności ściekania, jeżeli idzie szczególnie o zastosowanie do dachów i robót pod działaniem promieni słonecznych, — i granicy tężenia szczególnie podczas robót podziemnych. Dotyczy to zwłaszcza dachów o większym spadku (np. dachy pilaste).

13) Do budowli ulegających drganiom, podlegających zmianom temperatury i odkształceniom konstrukcyjnym, nie można stosować izolacyj twardej (np. domieszki uszczelniającej do betonu) jako izolacji wyłącznej.

14) W celu podniesienia jakości robót izolacyjnych, należy dążyć do wykształcenia odpowiednich fachowców. W tym celu należy:

a) odpowiednio wyposażyć Dział Ochrony Budowli od Wody w Zakładzie Badawczym Budownictwa Politechniki Warszawskiej, w celu prowadzenia stałych doświadczeń i obserwacji. Materiału doświadczalnego powinny dostarczyć instytucje państwowe i komunalne, które inwestują w budownictwie. Należy udostępnić praktyczne za-

poznanie się z dziedziną ochrony budowli od wody studentom politechniki wydziałów inżynierii i architektury.

b) Należy do szkół technicznych wprowadzić dział specjalizacji z dziedziny ochrony budowli od wody, w celu wykształcenia specjalistów-hydroizolatorów.

c) Należy stworzyć szkołę rzemieślniczą hydroizolatorów. Poza tym należy wprowadzić ochronę budowli od wody jako przedmiot obowiązujący do szkół rzemieślniczych przemysłu budowlanego.

Dzięki wprowadzeniu w życie nauki o ochronie budowli od wody, będzie można podnieść na wyższym poziomie robót zabezpieczających budowle od wody. Obecnie sprawa w Polsce przedstawia się wyjątkowo niedobrze i na skutek tego gospodarstwo narodowe traci wielomilionowe sumy z powodu niszczenia przedwczesnego budowlami. Poza tym olbrzymia większość budowli jest zawilgociona, co sprzyja rozwojowi całego szeregu chorób z gruźlicą na czele.

Poza tym wykształcenie w tej dziedzinie za pomocą sił fachowych jest jednym z podstawowych zagadnień dla wprowadzenia w życie zasad O.P.L.

podziemnego budownictwa obronnego, fortyfikacji itd.

15) Należy popierać zakładanie tarasów użytkowych na dachach, a szczególnie ogrodów, co ma związek z zagadnieniem obrony na wypadek wojny. Właściwie rozwiązane izolacje takich tarasów należą do najtrwalszych, jeżeli będą należycie zabezpieczone płytami, ziemią i innymi materiałami ochraniającymi izolację od wypalenia przez promienie słoneczne oraz od wybitcia i starcia przez opady atmosferyczne.

16) Przepisy, dotyczące zagadnienia ochrony budowli od wody, powinny obejmować wszelkie konstrukcje budowlane, a więc nie tylko domy mieszkalne, ale i budowle niemieszkalne, jak mosty, tunele, przepusty itd.

17) Przy badaniu gruntów pod budowlę należy uwzględnić badania wód gruntowych oraz badania wód deszczowych w celu sprawdzenia stopnia możliwości ujemnego oddziaływania na materiały budowlane. W zależności od wyników tego badania, powinny być uwzględniane odpowiednie materiały i właściwe zabezpieczenia do budowli podziemnej i nadziemnej.

Dr Inż. M. POPIEL

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

PRZEWODNOŚĆ I STATECZNOŚĆ CIEPLNA ZEWNĘTRZNYCH ŚCIAN BUDYNKU

Ściana zewnętrzna budynku w naszych szerokościach geograficznych odgrywa rolę przegrody, rozdzielającej dwa środowiska o różnym potencjale cieplnym i stanowiącej przeszkodę dla energii cieplnej, przepływającej ze środowiska o wyższym potencjale do środowiska, którego stopień napięcia energii cieplnej jest mniejszy.

Mówimy, że ściana stawia opór w przechodzeniu energii cieplnej z jednej jej strony na drugą. Ilość tej energii, przepływającej przez 1 m² ściany w ciągu jednej godziny, przyjmujemy jako techniczną jednostkę przewodności danej ścianki i nazywamy *współczynnikiem strat ciepła* dla danego typu konstrukcji. Współczynnik strat ciepła zależy od konstrukcji. Współczynnik strat ciepła zależy od oporu stawianego przez daną przegrodę i jest wielkością odwrotną tego oporu.

Opór termiczny zależy nie tylko od wymiarów grubości ściany rozdzielającej, lecz również od materiału oraz ilości warstw tworzących daną przegrodę. Składa się on z oporu napływu ciepła na ścianę, oporów poszczególnych stykających się ze sobą warstw ściany i oporu odpływu ciepła ze ściany do środowiska chłodniejszego. Możemy obliczyć ilościowo opory poszczególne a tym samym i opór całkowity znając przewodność materiału (ciał fizycznych) warstw tworzących ścianę oraz grubości tych warstw.

Jak wiadomo z fizyki, *przewodnością ciał* nazywa się ilość ciepła, obliczona w dużych kilogra-

mowych jednostkach, przechodzącego w ciągu jednej godziny przez wycinek 1 m² ciała jednorodnego, grubego na 1 metr, przy różnicy potencjałów cieplnych z obu stron danego ciała wyrażonej jednym stopniem C. Oznaczając tę wielkość literą λ oraz mając warstwę ścienną grubości e m wielkość oporu cieplnego tej warstwy można wyrazić przez

$$R_n = \frac{e_n}{\lambda_n}$$

Oznaczając współczynniki napływu i odpływu α_o i α_z opory dla tych elementów zjawiska przepływu ciepła przez ścianę napiszemy:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_o} \text{ i } R_z = \frac{1}{\alpha_z}$$

Wtedy dla całej przegrody $R = R_o + \Sigma R_n + R_z$ oraz współczynnik strat ciepła jako odwrotność wielkości poprzedniej

$$K = \frac{1}{R} = \frac{1}{R_o + \Sigma R_n + R_z} = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_o} + \Sigma \frac{e_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_z}}$$

O ile wśród warstw ściennych znajduje się powietrzna, opór jej wyraża się nieco inaczej niż opór warstw z ciał o stałym stanie skupienia; należy bowiem uwzględnić wpływ zjawiska zwanego

konwekcją oraz wpływy przenoszenia ciepła przez promieniowanie.

Konwekcja polega na tym, że wskutek znacznej ruchliwości cząstek ciał płynnych i lotnych oraz normalnego zmniejszania się gęstości (ciężaru objętościowego) przy zwiększaniu zasobów energii cieplnej, nagrzewające się cząstki będą dążyły do zajęcia najwyższego położenia, zaś oziębiające się będą opuszczać ku dołowi. Dlatego przy przepływie ciepła przez warstwę powietrzną, przy którym z jednej strony warstwy napływa a z drugiej odpływa energia cieplna, zjawi się ruch wstępujący cząstek powietrznych absorbujących, oraz zstępujący — cząstek emitujących ciepło. Tarcie wewnętrzne tych powietrznych cząstek oraz tarcie ich o ciała stanowiące granice warstwy wprowadzą zaburzenia w ruchu, wyrażające się w tworzeniu wirów. W wyniku tych ruchów przenoszenie energii cieplnej przez warstwę powietrzną odbywać się będzie energiczniej niż gdyby to miało miejsce przy bezruchu środowiska.

Promieniowanie ciepła będzie zachodzić wobec różnego stopnia nagrzania powierzchni warstwy powietrznej, „przezroczystej“ dla tych promieni.

W ostatecznym wyniku, przewodność techniczna warstwy powietrznej ściennej albo odwrotny jej opór będzie wielkością zmienną, zależną nie tylko od grubości warstwy, lecz i od wpływu wszystkich wspomnianych czynników. Praktycznie jednak, dla ujednostajnienia sposobów obliczenia, wpływy te można porównać do wpływu jednego czynnika np. przewodności, traktując tę ostatnią jako pewną fizyczną fikcję. Znaczenie tej fikcji w danym wypadku polega na tym, że symbol λ_p będzie oznaczać nie przewodność fizyczną, rzeczywistą materiału powietrznego, a taką która tylko ilościowo będzie wyrażać ilości ciepłostek przechodzących przez 1 m² warstwy powietrza grubości 1 m w ciągu jednej godziny (h) przy 1° różnicy temperatur obu ograniczających warstwę powierzchni, przy uwzględnieniu dodatkowych wpływów konwekcji i promieniowania. Należy przy tym zaznaczyć, że wartość λ_p nie jest wartością stałą, i zależy zarówno od temperatury warstwy powietrznej jak i od jej grubości, musi więc być dla każdego wypadku brana z odpowiednich tablic.

Wprowadzając więc fikcyjny współczynnik przewodności cieplnej λ_p zmienny i zależny od okoliczności, ujednostajnić można wzór na opór wielowarstwowej przegrody cieplnej:

$$R = \Sigma R_n = \frac{1}{\alpha_o} + \Sigma \frac{e_n}{\lambda_n} + \Sigma \frac{e_{pn}}{\lambda_{pn}} + \frac{1}{\alpha_z}$$

Ażeby ściana zewnętrzna budynku spełniała należycie swą rolę ochrony przed zbyt dużym wyziębianiem ogrzanego wnętrza, musi ona posiadać dostateczną liczbową wartość R, która znowu zależy od warunków termicznych zewnętrznej przestrzeni. Dla Polski można przyjąć w zachodnich, przyniemieckich, powiatach wartość R w wysokości 0,9, na wschodzie, poza południkiem środkowego Bugu oraz na podgórzu — 1,25 oraz w centralnych powiatach — 1,1 m². h/kal kg.

Z powyższych rozważań wynika, że ściana zewnętrzna, złożona z różnych warstw, będzie zawsze w granicach praktyczności posiadać stałą wartość oporu cieplnego R, niezależnie od kolejności tych warstw. Dla pełnej wartości technicznej ściany zewnętrznej jest to jednak za mało. Ściana taka bowiem musi posiadać jeszcze pewną stateczność cieplną, wyrażającą się w odpowiednim rozkładzie temperatur wewnątrz niej oraz w powolnym obniżaniu się temperatury jej wewnętrznej powierzchni w momentach przerw w uzupełnianiu strat ciepła wnętrza (pomieszczenia).

Przy wyznaczaniu wartości rozkładu temperatur wewnątrz ściany rozpatrywanej, wychodzimy z założenia stałości współczynnika przewodności ciepła dla danego materiału i niezależności jego od wahań temperatury, co ze względu na dość wąską granicę tych wahań jest praktycznie słuszne — wyjątek stanowi powietrze o czym powiedziano wyżej. Temperatury wewnętrzne dla ściany rozdzielającej środowiska o różnym potencjale cieplnym określamy z łatwością dla ustabilizowanego okresu zjawiska przepływu ciepła, opierając się na założeniu, że w każdym przekroju ściany, równoległym do płaszczyzn wewnętrznej i zewnętrznej (rozpatrujemy tylko ściany płaskie, stałej grubości), ilość ciepła przechodząca przez 1 m² w ciągu 1 godziny jest wielkością stałą, przy stałej różnicy potencjałów obu środowisk, co wyraża się stałą różnicą ich temperatur.

Algebraicznie wyrażamy to wzorami:

$$Q = K (T - t) \text{ ciepł./m}^2. \text{ I}^0 \text{ dla całej ściany,}$$

$$Q = \alpha_o (T - T_o) \text{ ciepł./m}^2. \text{ h. I}^0 \text{ dla wewnętrznej powierzchni ściany,}$$

$$Q = \alpha_z (t_x - t) \text{ ciepł./m}^2. \text{ h. I}^0 \text{ dla zewnętrznej powierzchni ściany,}$$

$$Q = K_n (T_n - t_n) \text{ ciepł./m}^2. \text{ h. I}^0 \text{ dla dowolnej warstwy ściany,}$$

w których

$$Q = \text{ilość ciepła w ciepł./h. m}^2. \text{ I}^0.$$

K, K_n — techniczne współczynniki strat ciepła dla całej ściany (K) i dla jej poszczególnych warstw (K_n),

α — współczynniki napływu ciepła na ścianę (α_o) i odpływu jego od ściany (α_z),

T — temperatura wewnętrznego środowiska,

T_o — temperatura wewnętrznej powierzchni ściany,

T_n — temperatura wewnętrznej powierzchni warstwy,

t — temperatura zewnętrznego środowiska,

t_x — temperatura zewnętrznej powierzchni ściany,

t_n — temperatura zewnętrznej powierzchni warstwy ściennej.

Ze wzorów powyższych łatwo wyznaczyć wartości T i t w poszczególnych wypadkach, o ile obliczono uprzednio K na podstawie danych o układzie i materiałach ściany, rozdzielającej dwa środowiska cieplne o różnej wartości potencjałów. Tak więc:

$$T_o = T - \frac{K \cdot (T - t)}{\alpha_o}$$

$$t_z = t + \frac{K \cdot (T - t)}{a_z}$$

$$T_n = T - k \cdot (T - t) \cdot (\Sigma R_n - 1 + R_o)$$

$$t_n = T - k \cdot (T - t) \cdot (\Sigma R_n + R_o)$$

Najwyraziściej przedstawić można rozkład temperatur w ścianie przy pomocy wykresu, składającego się z odcinków prostej, łączących punkty temperatur, występujących na powierzchniach poszczególnych warstw. Nachylenie takiej prostej do poziomu charakteryzuje opór cieplny danej warstwy: im odcinek prostej danego wykresu tworzy mniejszy kąt z poziomym, tym opór ten jest większy. Linia pozioma przechodząca przez punkt odpowiadający zeru temperatury dzieli ścianę na dwie części: w jednej wykres temperatur będzie poniżej linii zerowej, w drugiej — powyżej. Im grubość tej „dodatniej“ części ściany będzie większa, tym większy zapas energii cieplnej zawiera w sobie ścianą, tym jej stateczność cieplna jest lepsza.

Ale wobec tego, że oprócz temperatury, będącej wskaźnikiem potencjału cieplnego, w danym zagadnieniu dużą rolę odgrywa jeszcze ciężar objętościowy (gęstość) materiału ściany lub jej warstw oraz ciepło własne (pojemność cieplna jednostkowa) tego materiału, wykres rozkładu temperatur nie wyjaśnia danego zagadnienia całkowicie.

Znaczenie *stateczności cieplnej* ścian polega na tym, że dzięki zdolności absorbowania i akumulacji części ciepła przechodzącego przez ściany w okresach ustania dopływów energii cieplnej do środowiska wnętrza, spadek temperatury na powierzchni wewnętrznej przegrody jest nieco zahamowany i zachodzi tym wolniej, im większa ilość energii pozostała w danej przegrodzie. Zasób tego magazynu, pokrywającego prowizoryczne straty stale zachodzące przy niższym potencjale środowiska zewnętrznego, wyczerpuje się rozpoczynając od wewnętrznej powierzchni przegrody ściennej, co uzewnętrznia się przez *obniżanie temperatury* powyższej powierzchni.

To obniżenie, dla racji higienicznych, powinno być jak najmniejsze i jak najwolniejsze. Chodzi głównie o to, aby różnica pomiędzy temperaturą środowiska wewnętrznego a temperaturą wewnętrznej powierzchni przegrody nie przekroczyła tej praktycznej granicy, poza którą dość łatwo występują zjawiska kondensacji pary wodnej, zawartej w powietrzu wewnętrznego środowiska, przy zetknięciu tego powietrza z chłodniejszą od niego ścianą dzielącą (zewnętrzną). Przy skraplaniu tej pary, dzięki stale istniejącej w mniejszym lub większym stopniu chłonności materiałów, z których wykonywamy ściany, następuje zwiększenie zawilgocenia konstrukcji ściennej, związane z tym zmniejszenie oporów termicznych, dalszy spadek temperatur ściany itd. Intensywność zjawiska oziębiania się ściany oraz związana z tym intensywność jej zawilgacania wzrasta, wartość techniczna przegrody cieplnej spada coraz silniej i łatwo opada poniżej dopuszczalnego technicznego minimum. Zjawisko to groźniejsze jest przy wyższych wewnętrznych temperaturach, z nimi bowiem związana

jest zdolność większej absorpcji pary wodnej przez powietrze, a tym samym i większy jej zasób wewnętrzny oraz intensywniejsze skraplanie na chłodniejszych powierzchniach oziębianych ścian.

Minimalne obniżanie temperatury powierzchni ściany zwróconej do wnętrza pomieszczenia jest ważne też i z tego względu, że ze spadkiem tej temperatury wzrasta *wypromieniowanie* ciepła przez osoby znajdujące się w pomieszczeniu. Wypromieniowanie to, proporcjonalnie do różnicy czwartych potęg temperatur absolutnych (Kelvina) osób i ściany, wpływa bardzo niekorzystnie na fizyczny stan ludzi, o ile przekroczy się pewną granicę różnic termicznych. Obserwacja wykazała, że największa, dopuszczalna ze względów higienicznych, obniżka temperatury wewnętrznej powierzchni ściany w stosunku do ciepłoty pomieszczenia nie powinna przekraczać 4° C.

Znaczenie gospodarcze minimalnej wielkości spadku potencjału cieplnego rozpatrywanej wewnętrznej powierzchni ściany polega na tym, że wielkość powyższego spadku jest wskaźnikiem ilości ciepła, zużytego na „zagrzanie“ ściany, a więc nie dającej widomego efektu podniesienia ciepłoty środowiska wewnętrznego.

Powyżej wspomniane wahania ciepłoty wewnętrznej powierzchni ściany zależące od stateczności cieplnej tej ściany, będą tym mniejsze, im większa jest dodatnia część wykresu, ilustrującego rozkład temperatur w ścianie. Spadek jej (ciepłoty) w okresach przerw w zasilaniu energią środowiska wewnętrznego, w obecnym stadium rozwoju i ujęcia tego zagadnienia, nie posiada żadnych wartości absolutnych, jedynie przez porównanie z wielkością takiego spadku za określony czas konstrukcji ściennej uznanej za pewien wzorec, można praktycznie określić techniczną wartość badanej lub rozpatrywanej ściany, jako przegrody cieplnej.

Obecnie istnieją dwie metody ustalania większej lub mniejszej przydatności konstrukcji ściennych, ogradzających część przestrzeni o potencjale cieplnym większym od potencjału środowiska zewnętrznego. Obie powstały w Rosji, kraju dość znacznych i długotrwałych obniżen temperatury owego środowiska zewnętrznego. Jedną opracował prof. W. Maczinskij, drugą dał inż. O. Własow.

Prof. W. Maczinskij ustala spadek temperatury wewnętrznej powierzchni ściany rozdzielającej, zachodzący w ciągu 1 godziny, przy założeniu ustania dopływu ciepła do ściany. Wielkość tę porównywa z wielkością dla ściany wzorowej i z większej albo mniejszej ich zgodności lub rozbieżności wyprowadza wniosek o technicznej względnej wartości stateczności cieplnej badanej ściany. Metoda obliczania spadku polega na podziale badanej ściany płaszczyznami równoległymi do powierzchni na warstwy równej grubości, w granicach 50 — 60 mm i określeniu spadku temperatury w środku każdej z kolejnych warstw, poczynając od warstwy leżącej u zewnętrznej powierzchni ściany. Ponieważ wielkość spadku tego maleje bardzo szybko, praktycznie można przyjąć, że wielkość Δt_n dla środka trzeciej warstwy może być przyjęta równa zeru.

Oznaczając:

- Δt_n — wielkość spadku temperatury w środku warstwy n .
 T — wartość temperatury środowiska wnętrza.
 t — wartość temperatury środowiska zewnętrznego.
 K — współczynnik strat ciepła dla całej ściany.
 $R'_n = \frac{e_n}{2\lambda_n}$ opór techniczny połowy grubości warstwy n .
 e_n — grubość warstwy n .
 λ_n — współczynnik przewodności cieplnej warstwy n .
 C_n — ciepło własne materiału warstwy n .
 γ_n — ciężar objętościowy materiału warstwy n .
 z — czas, w danym wypadku = 1 godzinie.

Określamy Δt_n ze wzorów wyprowadzonych przez prof. W. Maczyskiego.

$$\Delta t_1 = \frac{0,75}{R'_1 + R'_2} t_z + K \cdot (T - t) \text{ stopni C.}$$

$$(C \cdot \gamma \cdot e) t + \frac{0,75}{R'_1 + R'_2}$$

oraz przy założeniu $\Delta t_3 = 0$:

$$\Delta t_2 = \frac{K \cdot (T - t) \cdot \left(1 - \frac{(c \gamma e)_1}{(c \gamma e)_1 + 0,75/(R'_1 + R'_2)}\right)}{(c \gamma e)_2 + \frac{0,75}{R'_2 + R'_3} \left(1 + \frac{(c \gamma e)_1}{(c \gamma e)_1 + \frac{0,75}{R'_1 + R'_2}}\right)}$$

oraz Δt wewnątrz. powierz. = $\Delta t_1 + \frac{\Delta t_1 - \Delta t_2}{2}$

Sposób dosyć przybliżony.

Inż. O. Własow wprowadza jako wielkość zasadniczą nowe pojęcie współczynnika stateczności cieplnej φ , który wyraża jednym z dwóch wzorów:

$$\varphi = \frac{R_{\text{ogólne}}}{R_{\text{wewn.}} + \frac{m}{y_1}}$$

dla wypadku gdy znaczniejsze wahania temperatury ściany zachodzą w grubości warstwy jednolitego materiału danej części ściany.

oraz

$$\varphi = \frac{R_{\text{ogólne}}}{R_{\text{wewn.}} + \frac{m}{y_1}}$$

gdy znaczniejsze wahania temperatury wnętrza ściany zachodzą w paru warstwach ściany z różnego materiału.

We wzorach powyższych:

- $R_{\text{ogólne}}$ — opór termiczny całej ściany.
 $R_{\text{wewn.}}$ — opór termiczny napływu ciepła na ścianę.

- R_n — opór termiczny warstwy n .
 m — liczba oderwana, charakteryzująca sposób ogrzewania i długotrwałości okresów ogrzewania oraz przerw między nimi. Ustala się ona na podstawie obserwacji.

- y_1 — własny współczynnik chłonności cieplnej danego materiału, wyrażający stosunek wahań potoku cieplnego do wahań temperatury wewnętrznej powierzchni ściany, przy periodyczności wymienionych wahań wyrażający się wzorem (pg Własowa).

$$y_n = \left(\sqrt{\frac{2 \pi \cdot c \cdot \gamma \cdot \lambda}{z}} \right)_n \text{ ciepł/m}^2 \cdot h \cdot \text{ } ^\circ$$

wartości poszczególnych liter jak wyżej. π — liczba Ludolfa.

$y_1 = \frac{R_1 \cdot y_1^2 + y_2}{1 + R_1 y_2}$ o ile maksymalne wahania

temperatur zachodzą w dwóch wewnętrznych warstwach.

$y_2 = \frac{R_2 \cdot y_2^2 + y_3}{1 + R_2 y_3}$ oraz $y_1 = \frac{R_1 y_1^2 + \frac{R_2 y_2^2 + y_3}{1 + R_2 y_3}}{1 + R_1 \frac{R_2 y_2^2 + y_3}{1 + R_2 y_3}}$

gdy wahania powyższe kończą się w trzeciej warstwie, oraz w ogóle

$y_n = \frac{R_n \cdot y_n^2 + y_{n+1}}{1 + R_n \cdot y_{n+1}}$ przy czym, o ile granica ma

ksymalnych wahań wypadła w warstwie $n + 1$, w wyrazach dla y z mniejszymi wskaźnikami należy wstawić wartości obliczone ze wzorów dla odpowiednich n .

Grubość warstwy maksymalnych wahań temperatury ustalamy na podstawie wzoru:

$D = R_1 y_1 + R_2 y_2 + \dots + R_n y_n \gg 1$. Ta kolejna warstwa ściany n , licząc od wewnętrznej powierzchni ściany, dla której D przyrówna się do 1 lub stanie się od niej większe, będzie ostatnią warstwą materiałów ściennych, w której kończą się wspomniane największe wahania temperatury. Przy $D = 1$ granica warstwy wahań pokrywa się z graniczną płaszczyzną danej warstwy materiałowej, przy $D > 1$ granica powyższa będzie leżeć wewnątrz materiału rozpatrywanego.

Obliczone wartości współczynnika stateczności cieplnej ściany dają charakterystykę techniczną rozpatrywanej ściany jedynie przez porównanie z takim samym współczynnikiem dla ściany uznanej za standartową, wobec jej stwierdzonej życiowej przydatności. φ mniejsze od standartu, wskazuje na

to, że ściana badana posiada niewystarczającą ilość ciepła zakumulowanego i łatwo może ulec zawilgoceniu, w tak wydatny sposób pogarszającemu własności izolacyjne ustrojów rozdzielających środowiska o różnych potencjałach cieplnych.

Metoda O. Własowa jest lepsza i technicznie bardziej życiowa i dająca pojęcia bardziej konkretne od założeń prof. W. Maczyskiego.

Na zakończenie podaję kilka współczynników, obliczonych metodą Własowa dla części spotykanych układów konstrukcyjnych ścian zewnętrznych budynków. Jako ściany standartowe, dające podstawowe wartości φ , przyjmujemy dla centralnej Polski ścianę dwuceglową z cegły pełnej, wyprawioną od wewnątrz, dla wschodnich i podgórskich okolic, takąż ścianę z cegły pełnej, grubą na

2½ cegły, dla zachodnich powiatów — 1½ cegłową. Wartości współczynników będą wynosiły:

dla ściany 1½ cegłowej $\varphi_z = 4,09 R = 0,86 \frac{m^2 \cdot h \cdot 1^0}{\text{ciepl}}$
 „ „ 2 „ „ $\varphi_s = 5,12 R = 1,07$ „
 „ „ 2½ „ „ $\varphi_w = 6,16 R = 1,29$ „

Dla pieców, które mię w chwili obecnej specjalnie obchodzą, przyjmuję jednorozowe palenie w ciągu doby, zakładając, że piece są tak zwane dużej pojemności cieplnej, tj. posiadają dostateczny magazyn akumulujący energię cieplną.

Przy takich warunkach ogrzewania O. Własow podaje wartość $m = 0,50$.

Zestawienie porównawcze wartości cieplnych ścian z izolacjami

L. p.	Ściana złożona z warstw materiału, licząc od wnętrza ku zewnętrznej powierzchni	Opór termiczny	Współcz. stateczn. cieplnej
		$R \frac{m^2 \cdot h \cdot 1^0}{\text{ciepl}}$	φ
1	Wyprawa 2 cm + celolit 5 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	0,92	3,60
2	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + celolit 5 cm + wyprawa 2 cm.	0,92	4,40
3	Wyprawa 2 cm + celolit 7 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	1,02	3,77
4	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + celolit 7 cm + wyprawa 2 cm.	1,02	4,88
5	Wyprawa 2 cm + celolit 10 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	4,32
6	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + celolit 10 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	5,60
7	Wyprawa 2 cm + heraklit 5 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	4,23
8	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + heraklit 5 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	5,60
9	Wyprawa 2 cm + korek 3 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	4,09
10	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + korek 3 cm + wyprawa 2 cm.	1,17	5,54
11	Wyprawa 2 cm + deska 2½ cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	0,85	4,06
12	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + deska 2½ cm + wyprawa 2 cm.	0,85	4,02
13	Wyprawa 2 cm + deska 3½ cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	0,92	3,80
14	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + deska 3½ cm + wyprawa 2 cm.	0,92	4,36
15	Wyprawa 2 cm + deska 5 cm + cegła 27 cm + wyprawa 2 cm.	0,99	4,09
16	Wyprawa 2 cm + cegła 27 cm + deska 5 cm + wyprawa 2 cm.	0,99	4,70
17	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + powietrze 4 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	0,81	3,90
18	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + powietrze 7 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	0,83	3,97
19	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + powietrze 10 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	0,84	4,00
20	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + żuzłobeton 7 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	0,73	3,50
21	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + żuzel 7 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	1,05	5,03

L. p.	Ściana złożona z warstw materiału, licząc od wnętrza ku zewnętrznej powierzchni	Opór termiczny $R \frac{m^2 \cdot h \cdot 1^\circ}{\text{calept.}}$	Współcz. stateczn. cieplnej φ
22	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + żużel 10 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	1,24	5,93
23	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + „izola“ 1½ cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	1,07	5,33
24	Wyprawa 2 cm + cegła 13 cm + „izola“ 2 cm + cegła 13 cm + wyprawa 2 cm.	1,28	6,13
25	Szkło 0,2 cm + powietrze 3 cm + szkło 0,2 cm.	0,36	0,29
26	Szkło 0,2 cm + powietrze 13 cm + szkło 0,2 cm.	0,40	0,27
27	Szkło 0,4 cm + powietrze 13 cm + szkło 0,4 cm.	0,41	0,46
28	Szkło 0,2 cm + wata szklana „izola“ 2 cm + szkło 0,2 cm.	0,83	0,80
29	Szkło 0,2 cm + „izola“ 4 cm + szkło 0,2 cm.	1,49	1,43

W tablicy powyższej, w konstrukcjach ściennych 1—16 pokazany wpływ umieszczenia materiału izolacyjnego, konstrukcje 17—24 pozwalają porównać wartości izolacyjne różnych materiałów, 25—29 poświęcone są ustaleniu wartości cieplnych szkła.

Z tych ostatnich widać, że szkło w postaci obecnie używanej jest bardzo złym materiałem rozdzielającym dwa środowiska o różnym potencjale cieplnym.

Doc. Dr Inż. WACŁAW OLSZAK

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

O STROPACH PRZECIWLOTNICZYCH¹⁾

(Garść uwag)

Pojęcie „stropu przeciwlotniczego“ nie jest pojęciem jednoznacznym. Inaczej bowiem zaprojektujemy i wykonamy strop nad normalnym schronem mieszkaniowym (schronem wytrzymałym pierwszego stopnia), inaczej strop odporny na działania bezpośrednie bomb burzących, (np. nad schronem

wytrzymałym drugiego stopnia), inaczej wreszcie strop zwyczajny wewnątrz budynku. A mimo to każdy z nich przystosowany być musi na swój sposób do spełnienia pewnych funkcji z tytułu opl.

Nie te jednak ogólne wymagania mają być tematem niniejszego referatu. Ograniczyć chciałbym się w nim raczej do omówienia jednego ściśle określonego problemu: czy — jeżeli już z pewnych uzasadnionych względów powzięte zostało postanowienie wykonania konstrukcji stropowej o pewnej (dość znacznej) grubości S — korzystniej będzie zastosować jedną płytę stropową S , czy też — zamiast niej — kilka stropów cieńszych s o łącznej grubości $\Sigma s = S$.

W toku odnośnych rozważań nadarzy się nam również parę okazji do sformułowania kilku uwag ogólnych. Na ich czele postawiłbym od razu na wstępie tezę, że odrzucić należy mniemanie, jakoby wymagania opl. prowadzić musiały do jakiejś zasadniczej rewolucji w dziedzinie budownictwa.

¹⁾ Referat niniejszy opracowany został w oparciu o jeden z rozdziałów wykładu habilitacyjnego autora, wygłoszonego w dniu 30 listopada 1937. W wykładzie tym, zatytułowanym „Budownictwo nowoczesne a postulaty opl. i ogp“ omówione zostały kolejno: I. Wojna a budownictwo przeciwlotnicze (Wstęp). II. Akcja rozplanowania regionalnego w różnych państwach (Anglia, Francja, Italia, Rosja, Czechosłowacja, Niemcy, Polska). III. Cele i zasady budownictwa przeciwlotniczego. IV. Rola inżyniera w budownictwie przeciwlotniczym. V. Bomby lotnicze. VI. Nowoczesne budowle nadziemne w świetle wymagań opl. VII. Kilka wskazań konstrukcyjnych (Fundamenty. Stropy). VIII. Schrony przeciwlotnicze. IX. Budownictwo przemysłowe (Zakończenie).

Nie należy bowiem zapominać o podstawowym fakcie, że wymagania te są na razie i — jak wszystko zdaje się na to wskazywać — pozostaną również i na przyszłość żądaniami kategorii tylko *dotatkowej*. Kryteria bowiem ekonomii, statyki i higieny pozostaną i nadal rzeczą pierwszą i najważniejszą²⁾.

Drugą tezę naczelną pozostać będzie musiał zawsze postulat dostosowania *całej* budowli do wymagań opl. Na nic bowiem zda się najlepiej nawet z punktu widzenia uodpornienia na wrogie naloży przemyślany element lub szczegół pojedynczy, gdy wskutek braków i zaniedbań w innym miejscu nie będzie miał on w ogóle możliwości spełnić swego zadania³⁾.

Trzecia wreszcie teza podstawowa da się streścić w żądaniu, by poprawki i inowacje proponowane z tytułu podniesienia bezpieczeństwa na naloży nie były ani dziwaczne ani też zbyt kosztowne. Wykroczenia w tej mierze byłyby równoznaczne z automatycznym pogrzebaniem odnośnych idei.

Wszystko to odnosi się z natury rzeczy również i do stropów. Bodaj jednak w tej właśnie dziedzinie obserwować mogliśmy ostatnio zdrową ewolucję, która umożliwiła zaspokojenie bardzo wybrednych nawet życzeń. Odnosi się to zwłaszcza do szeregu doskonałych, a w praktyce z najlepszymi wynikami wypróbowanych typów konstrukcyj stropowych masywnych (czy to czysto żelbetonowych, czy też powstałych z racjonalnej koordynacji dźwigarów stalowych z betonem zbrojonym).

Jeżeli teraz powrócimy do naszego specjalnego tematu, to zaznaczyć wprawdzie trzeba, że może on mieć sens praktyczny tylko wtedy, gdy wymagana grubość S będzie dość znaczna, w każdym zaś razie wydatnie większa od normalnie w budownictwie stosowanych wymiarów grubości stropów. Tak będzie na przykład, jeżeli żądać będziemy zabezpieczenia na wypadek bezpośredniego trafienia bomb o pewnej określonej ich wadze. Przy żądaniu ochrony przed bombami o ciężarze, dajmy na to, 100 kg, przewidzieć musimy, stosując beton zbrojony, grubość przykrycia około 1,10 m; przy bombach o wadze 300 kg, będzie odpowiednio $S = 1,40$ do 1,50 m. (Por. np. instrukcję francuską z r. 1935).

Podkreślić jednak należy, że przewidywanie tak znacznych wymiarów w praktyce inżynierskiej cywilnej — w odróżnieniu od problemów technicznych budownictwa wojskowego — będzie zawsze tylko dyspozycją wyjątkową. O ile w ogóle, to zastosujemy je np. tylko nad partią schronu pionowego (a nie nad całym rzutem poziomym¹⁾),

²⁾ H. Schoszberger, Gasschutz und Luftschutz 1934, Nr 10.

³⁾ Konieczność przestrzegania zasad współmierności podkreśla z naciskiem Mjr Inż. K. Biesiekierski w swym „Podręczniku Budownictwa Przeciwlotniczego“ (Warszawa 1937).

⁴⁾ Por. Prof. Inż. Stella-Sawicki: „Schrony piwniczne czy nadziemne? (Budynki o zabezpieczonym silnym trzonie wewnętrznym)“. Czasopismo Techniczne 1938, Nr 2.

lub nad obiektem szczególnie zagrożonym (np. w wypadku schronu dla załogi ważnych zakładów przemysłowych). Wtedy jednak tym bardziej nasuwać się muszą wątpliwości, czy korzystne być może zastosowanie grubości S w *jednej* dużej masie.

Na pytanie to trudno dać od razu zadawalającą odpowiedź, choć — uprzedzając wyniki rozważań — chciałbym już tutaj zaraz zaznaczyć, że kwestię tę rozstrzygniemy (z pewnymi co prawda zastrzeżeniami) na korzyść drugiej z wymienionych alternatyw: *stosownego* podziału grubości S i lepszego jej wtedy również wykorzystania pod względem konstrukcyjnym.

Chcąc rozpatrzyć zagadnienie to rzeczowo uczynimy to najlepiej formułując naszą pod tym względem opinię na tle odporności stropów na najróżnorodniejsze oddziaływanie znanych typów bomb lotniczych. Jako takie wchodzi w rachubę, jak wiemy, następujące ich rodzaje: bomby (A) burzące, (B) zapalające, (C) bakteryjne oraz (D) gazowe. Rozpatrzmy sprawy te po krótko w podanej kolejności.

A. Działanie *bomb burzących*, najniebezpieczniejszych, jak wiadomo, z punktu widzenia ochrony i zabezpieczenia budowli, poświęćmy już wiele uwagi. Dla ułatwienia studium skutków ich detonacji działania te rozkładać się zwykło na szereg ich oddziaływań składowych, wyszczególnionych w punktach 1 do 6 poniższego omówienia⁵⁾. Rozbicie efektu na wymienione komponenty elementarne stanowi, rzecz jasna, ułatwienie znaczne choć z grubsza tylko słuszne, gdyż poszczególne te składowe (patrz niżej) występują bądź to równocześnie, bądź też w bardzo krótkich po sobie odstępach czasu, tak że zasięg i efekty poszczególnych zjawisk przecinają się wzajemnie (w sensie superpozycji dodatniej lub ujemnej). Przebieg tych zjawisk w czasie, jak i szereg innych momentów teoretycznych i praktycznych zaliczyć należy na razie do rzeczy nam jeszcze nieznanych. Ścisłej w tej mierze informacji będą nam mogły dostarczyć tylko należyte badania naukowe, kontrolowane przez systematycznie opracowany program doświadczalny.

Chciałbym zaznaczyć, że o głębokości zanurzenia się bomb lotniczych w środowiska o różnym oporze, o strefie zniszczenia spowodowanej eksplozją i parciem gazów oraz o wynikającej stąd z konieczności minimalnej grubości płyt, wytrzymałych na bezpośrednie działanie bomb o różnych ciężarach, pisano stosunkowo już bardzo wiele. Rzeczy tych, jako znajdujących się w licznych podręcznikach i stąd każdemu sprawami tymi zainteresowanemu dobrze znanych, nie chcę tu powtarzać. Zaznaczę tylko, że w oparciu o te dane zwykło się ustalać potrzebną w danych warunkach grubość konstrukcji S .

Przechodzę teraz do zapowiedzianej powyżej analizy, która umożliwi nam ma wyrobienie sobie należytego sądu w interesującej nas materii.

⁵⁾ Oddziaływania 1 i 2 nazywa się zwykle bezpośrednimi, grupę ich natomiast 3 do 6 — pośrednimi (lub wtórnymi).

1. *Zywa siła uderzenia*. Skutki uderzenia bomby w strop na skutek nabytej przez nią w czasie rzutu energii kinetycznej K uzewnętrzniają się w dwóch głównie rodzajach przejawów. Pierwszy z nich to (a) zagłębienie się bomby w miąższ stropu. Zagłębienie to przerodzić się może w całkowite przebicie konstrukcji. Temu rodzajowi zniszczeń *lokalnych* przeciwstawiają się opory zależne nie tyle od statycznych cech trafionego ustroju, ile głównie od własności użytego doń materiału, w tej mierze jednak nie tylko od samej jego wytrzymałości w potocznym zrozumieniu tego wyrażenia, lecz również od charakteru jego spoiwości wewnętrznej (struktury), zależącej się z kolei o jego wytrzymałość na ścinanie. Niektórzy autorzy wprowadzają tu nowe pojęcia. I tak np. Vieser⁶⁾ chciałby opór ten mierzyć „plastyczną twardością” materiału. — Należyte naświetlenie kompleksu tych zagadnień wymagać jeszcze będzie sporego nakładu pracy badawczej.

Uderzenie bomby powoduje ponadto (b) drgania całego trafionego ustroju, w danym wypadku stropu, ewentualnie również połączonych z nim podciągów, słupów itd. Drgania te, tłumione na skutek wewnętrznych oporów materiału, zanikają dość szybko, niemniej spowodowany nimi stan wytężenia stanowić może znaczne niebezpieczeństwo dla całości konstrukcji.

Zarówno zjawisko (a) jak i (b) pochłania część zapasu energii kinetycznej bomby, każde z nich zaś na swój sposób zagrażać może istnieniu względnie przeznaczeniu budowli⁷⁾.

Niezależnie od wyniku potrzebnych tu jeszcze badań ściślejszych⁷⁾ już teraz orzec można, że w rozpatrywanej grupie oddziaływań (1) konstruk-

⁶⁾ W. Vieser „Berechnung der Wirkung von Geschossen un Bomben”. Gasschutz und Luftschutz 1934, Nr 12.

⁷⁾ Jest rzeczą charakterystyczną, że wielu autorów wojskowych, a za nimi również szereg cywilnych jest zdania, iż wzięte tu obecnie przez nas pod uwagę zjawiska dokonywają się tak szybko, że ustrój trafiony bombą „nie ma w ogóle czasu” zareagować na uderzenie jako całość, tak iż właściwie do głosu dochodzą jedynie opory kategorii pierwszej (a) charakteru lokalnego. Zapewne, że tak w wielu wypadkach być może. Świadczyć o tym może np. znany również technikom cywilnym wygląd przestrzelonych na wylot z karabinu szyb szklanych, na których jedynym śladem przejścia kuli jest okrągły otworek o ostrych konturach, bez jakichkolwiek dalszych spętań szyby. Niemniej jednak twierdzenia tego na cały wachlarz różnorodnych w tej mierze możliwości uogólniać nie wolno. Bezkrytyczne zaakceptowanie stanowiska takiego prowadzić by musiało m. in. w konsekwencji do paradoksalnego poniekąd rezultatu, objawiającego się w stwierdzeniu, iż w myśl tego rodzaju ustaleń bez żadnego znaczenia jest w ogóle charakter *statyczny* trafionego ustroju. A zatem np. płyta podparta na całej swej powierzchni (a więc spoczywająca na naziomiu lub innym podłożu) całkowicie odpowiadać by musiała z tego punktu widzenia płycie wolnopodpartej (a więc stropowi lub podobnej konstrukcji nośnej). Ze tak ogólnie być nie może, jest rzeczą jasną. W pewnych bowiem warunkach udział zjawisk (b) w absorpcji energii K może być wcale pokaźna. Do omówienia sprawy tej ze stanowiska naukowego powrócić chciałbym w oddzielnej notatce.

cyjami najlepszymi będą te, które będą w stanie pochłonąć i unicestwić jak największą ilość destrukcyjnej energii kinetycznej, jaką reprezentuje bomba o ciężarze Q i szybkości v . Mówić się zwykło, że układ stropów tak pomyślany, by energia ta zużywała się na pokonywanie oporów poszczególnych ich płyt, działa na bombę hamująco⁸⁾.

a) Ze względu na scharakteryzowane powyżej *zniszczenia lokalne* trudno orzec, któremu z ustrojów, S czy Σs , należy się pierwszeństwo. W kwestji tej, o ile mi wiadomo, nie przeprowadzono dotychczas jeszcze badań. Nie popełnimy jednak przypuszczalnie znacniejszego błędu, gdy z tego punktu widzenia obydwie alternatywy, uznamy za mniej więcej równowarte, przy czym, jak się zdaje, pewna przewaga będzie raczej po stronie zespołu Σs . Przebicie bowiem pierwszej (najwyższej) płyty s_1 , spowodować może zwichnięcie kierunku lotu bomby względnie jej skręt, tak że jeżeli druga płyta s_2 znajduje się w pewnej od s_1 odległości — bomba uderzy w nią może pod zmniejszonym kątem lub też bokiem, co spowoduje z kolei redukcję destrukcyjnego jej działania.

Ponadto zużyje się, choć nieznaczna zapewne tylko, część jej siły żywej na deformację (wygięcie) stropu s_1 , tak że uderzenie w ustrój s_2 ulec może dalszemu złagodzeniu. Okoliczność ta wkacza już jednak w zależności poruszone w następnym punkcie (b).

Z tych zatem racji stosowany podział Σs wydaje się raczej korzystniejszy od zastosowania masywu S .

Pamiętać jednak trzeba o tym, by konstruować wtedy płyty s tak, aby przebicie ich lokalne nie powodowało runięcia całego stropu, w przeciwnym bowiem razie rozczłonkowanie wymiaru S na zespół Σs mogłoby się stać niebezpieczne. Urzeczywistnienie zresztą postulatu tego — choć nie zawsze łatwego do spełnienia, a pozostającego nadto w pewnej sprzeczności z pewnym dalszym żądaniem, domagającym się takiego rozwiązania konstrukcyjnego stropu, by w razie trafienia bezpośredniego zagwarantowane było współuczestnictwo jak największej jego partii w akcji statycznej i dynamicznej — byłoby bardzo pożądane również i w odniesieniu do stropu grubego S , gdyż zastosowanie bomby kategorii cięższej aniżeli ta, która służyła za podstawę wyboru grubości S (możliwość, jak wiemy, zawsze otwarta) spowodowałoby bezapelacyjną ruinę nie tylko konstrukcji S , ale i przygniecionych dużymi jej masami wszystkich poniżej leżących części budynku. Wtedy zaś

⁸⁾ Uwagi niniejsze mają w pewnym stopniu znaczenie również w stosunku do spadających z pewnej wysokości gruzów. Istnieje jednak godna uwagi różnica między wywołanymi stąd oddziaływaniami: przy bombach liczyć się nam trzeba z szybkościami końcowymi v , bardzo znacznymi (250 a nawet i więcej m/sek.); przy gruzach wynosi one mogą natomiast drobny tylko ułamek tych wartości (do około 15 m/sek.). W efekcie K , proporcjonalnym do kwadratu szybkości, prowadzi to już do zjawisk zgoła innego rzędu wielkości.

szkody wynikłe z zastosowania takiej konstrukcji „ochronnej” byłyby większe aniżeli jej korzyści⁹⁾.

b) *Dynamikę* trafienia bomby sprowadzamy zwykle do prostszego zagadnienia statycznego operując tzw. współczynnikiem dynamicznym μ . Zrezygnować wtedy musimy, rzecz oczywista, ze studium przebiegu zjawiska w czasie. Dla wielu celów uproszczenie to będzie jednak dopuszczalne i pożyteczne.

Wzór ogólny uzależnienia współczynnika dynamicznego przy (niesprężystym) uderzeniu poprzecznym belki od wszystkich aktualnych tu elementów. Wzoru tego w ogólnej jego postaci tutaj nie wprowadzam. W mocno uproszczonej formie przypadku belki wolnopodpartej trafionej w środku napisać go możemy — przy założeniu dużych wartości samego μ oraz dużego stosunku G/Q (co aktualne będzie zazwyczaj właśnie w problemach budownictwa przeciwlotniczego ze względu na duże wartości v) w sposób następujący:

$$\mu = k_1 v \sqrt{\frac{EI}{G}} \quad (1)$$

We wzorze powyższym¹⁰⁾ oraz w formułach (2) oznaczają:

- G ciężar trafionej belki,
- EI jej sztywność zginania,
- Q ciężar bomby,
- v jej szybkość końcowa,
- f_{stat} strzałkę ugięcia statycznego pod ciężarem Q ,
- f_{dyn} analogiczną strzałkę ugięcia rzeczywistego (dynamicznego),
- k_1 pewne nie interesujące nas teraz bliżej mnożniki.

Wzory wprowadzone potwierdzają wyraźnie znany skądinąd fakt, że chcąc stłumić wstrząsy i chronić podłoże przestrzegać musimy zasady: „du-

9) Względ na powyższą możliwość skłania wielu autorów do zajęcia stanowiska zdecydowanie negatywnego w stosunku do szerszego stosowania ciężkich płyt betonowych czy pancernych w budownictwie cywilnym. Stanowisku nieco liberalniejszemu daliśmy wyraz już na wstępie nawiązując do tych wyjątkowych okoliczności, które usprawiedliwiają odstępstwa od tej zasady. Z drugiej strony część fachowców obaw podobnych nie ma, rozumując że w razie niespodziewanego trafienia budynku wielką bombą straty tak czy owak muszą być zawsze znaczne (por. Inż. Biesiekierskiego „Fodručnik”,³⁾, str. 67).

10) Wzór ten w nieco innej formie podaje Prof. J. Lührs.

$$\mu = k_2 \sqrt{\frac{Q v^2}{G f_{\text{stat}}}} = k_3 \frac{Q v^2}{G f_{\text{dyn}}} \quad (2)$$

Występujące w mianownikach wartości na strzałkę ugięcia łączą relacja

$$f_{\text{dyn}} = \mu f_{\text{stat}}$$

ża masa, miękkie sprężynowanie”. Realizacja zasady tej jest ideą przewodnią przy traktowaniu szeregu dynamicznych problemów technicznych: w szczególności inżynierowie projektujący urządzenia przemysłowe, jak np. fundamenty młotowni itp., przekonali się o konieczności przestrzegania jej w szerokim zakresie. Podobne zresztą w istocie swej wytyczne obowiązują i w innych pokrewnych poniekąd działach techniki, jak np. w zabiegach budowlano-akustycznych przy zwalczaniu hałasu (drgań dźwiękowych) (por. R. Thienhaus, *Der Bauingenieur* 1938, Nr 11/12).

Informacje wzoru (1) w odniesieniu do naszego problemu prowadzą nas do przekonania, że pozycje G oraz I w mianowniku względnie liczniku, klócą się ze sobą, gdy zechcemy uzyskać możliwie mały współczynnik μ . (Zakładamy przy tym, jak z natury sformułowania rozpatrywanego zagadnienia wynika, stałość modułu E). To samo mówią nam w sposób nieco odmienny formuły (2), w których tendencje rozbieżne wykazują sąsiadujące z sobą w mianowniku wyrażenia G oraz f . Gdy bowiem zdecydujemy się zwiększyć G , powiększając grubość stropu S , powiększamy równocześnie, i to znacznie szybciej, jego moment bezwładności I (względnie zmniejszamy odpowiednio strzałkę ugięcia f), co w rezultacie prowadzi do wzrostu współczynnika μ ; uderzenie staje się wtedy twarde (choć sam strop, ze względu na zwiększoną grubość, odporniejszy). Na odwrót zmniejszenie wymiaru S prowadzi wprawdzie do mniejszego I (równoznacznego ze wzrostem strzałki f), maleje wtedy jednak również, choć znacznie wolniej, ciężar G ; uderzenie staje się bardziej miękkie (choć sam strop mniej wytrzymały).

Staje się rzeczą zrozumiałą, że w wypadku drugim, na skutek większej podatności ustroju, więcej energii kinetycznej K pójść musi na przezwycięzenie jego odkształceń, aniżeli w pierwszym — strop zatem podatniejszy działać będzie jako lepszy amortyzator (pochłaniacz) tej energii¹¹⁾.

Bezsporny ten fakt stał się już źródłem szeregu pomysłów, jednak zbyt — jak na budownictwo przeciwlotnicze — fantastycznych propozycji; w bujnej wyobraźni niektórych autorów obiekty poszczególne chronione być miały przez naciągnięte nad nimi siatki metalowe, zatrzymujące względnie nawet odrzucające lżejszego kalibru pociski lotnicze. W tej formie lansowane propozycje uznać jednak trzeba za nierealne. Niemniej nie można wykluczać faktu, że oparcie się o (rozszerzony na deformacje skończone) wzór (2) pozwoli może kiedyś na praktyczne stosowanie, przy tym i ekonomiczne urzeczywistnienie konstrukcji ochronnej w budownictwie nadziemnym.

Rzecz jasna, że w obecnie stosowanych, uświęconych niejako dotychczasową tradycją zabiegach budowlanych, nie możemy w naszkicowanej tu tendencji przesadzać i pójść na przykład tak da-

11) W granicznym wypadku dochodzimy do znanego i nieraz już obserwowanego (pod pewnym względem jednak nieco odmiennego natury) faktu, że np. kula karabinowa może nie przebić cienkiego luźno zwisającego dywanu.

leko, by strop S rozparcelować na bardzo dużą ilość cienkich i wiotkich błon ΔS , gdyż poza względami właśnie omawianymi isinieją inne jeszcze wymagania opl, a ponadto konstrukcje stropowe, poza (niekiedy aktualnym) hamowaniem bomby, mają do spełnienia szereg swych normalnych funkcji statycznych i konstrukcyjnych (jak przejęcie ciężarów użytkowych i własnych, usztywnienie budynku itd.), choć niewątpliwie podział taki byłby równoznaczny ze znaczną depresją funkcji μ .

Jeżeli zatem zarzucimy powyższą ekstremalną koncepcję, a płytę S podzielimy na n równych, dostatecznie jednak przy tym sztywnych, wzajemnie się podpierających warstw s , to współczynnik dynamiczny w przypadku takiego zespołu (przy utrzymaniu ważności wspomnianych już powyżej założeń) zmaleje do $\mu_{ns} = \frac{1}{n} \mu_s$, gdy przez μ_s rozumiemy będziemy analogiczny współczynnik dla stropu grubego S . Tak więc z tego stanowiska podział taki jest korzystny; zwiększona amortyzacja energii wyraża się bowiem przyrostem strzałki z wartości $f_{s \text{ dyn}}$ na $f_{ns \text{ dyn}} = n \cdot f_{s \text{ dyn}}$.

Podział ten wydaje się zaś tym bardziej pożądanym, gdy zważymy, o czym poucza nas prosty rachunek, iż stan napięcia w płytach zespołu ns pod wpływem uderzenia $\mu_{ns} Q$ nie jest bynajmniej niebezpieczniejszy od stanu wywołanego uderzeniem $\mu_s Q$ na strop grubo S . Napisać bowiem możemy dla naprężeń skrajnych:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{s \text{ dyn}} &= \mu_s \frac{Ql}{4 W_s}; \\ \sigma_{ns \text{ dyn}} &= \mu_{ns} \frac{Ql}{4 W_{ns}} = \frac{1}{n} \mu_s \frac{Ql}{4 W_s} = \mu_s \frac{Ql}{4 W_s}; \end{aligned} \right\}$$

a zatem:

$$\sigma_{s \text{ dyn}} = \sigma_{ns \text{ dyn}}.$$

W powyższym przez W oznaczyliśmy odnośne momenty wytrzymałości. Wynika stąd, że — w zasadniczym odróżnieniu od przypadku obciążeń charakteru statycznego, kiedy to przyrost stanu napięcia w scharakteryzowanym powyżej zespole ns w porównaniu do stanu aktualnego dla ustroju S wyrażałby się stosunkiem $\sigma_{ns \text{ stat}} = n \sigma_{s \text{ stat}}$, co oznacza, że każda z poszczególnych płyt zespołu tego wyciągać by się musiała n razy mocniej od stropu S — wypadku rozpatrywanego uderzenia poprzecznego zespół ns , mimo iż „hamujący” skuteczniej od ustroju S , bynajmniej nie będzie bardziej od niego zagrożony w swej całości ($\sigma_{ns \text{ dyn}} = \sigma_{s \text{ dyn}}$), przynajmniej tak długo, dopóki ograniczymy się do rozpatrywania wpływu samego uderzenia i nie wyjdziemy poza zasięg odkształceń sprężystych.

W tym punkcie powrócić musimy raz jeszcze do uprzednio poruszonej już myśli, czy i w jakiej mierze dałoby się urzeczywistnić wyjście poza bardzo, bądź co bądź, ciasny stosunkowo zasięg odkształceń sprężystych (a nawet plastycznych) w dziedzinie deformacji skończonych, przy równoczesnym zagwarantowaniu możności normalnego użytkowania stropów. H. Schosberger (Gasschutz und Luftschutz 1934, Nr 12) odrzuca wprawdzie

pewien konkretny już w tej dziedzinie pomysł (H. Benzinger, Der Bautenschutz 1934, Nr 10). Przekonany jednak jestem o tym, że sprawa ta nieraz jeszcze odżyje i że nie należy idei samej jako takiej potępiać. I tak np. w oparciu o pewne konstrukcje schronów polowych przeciwartylerijskich podaje Prof. J. Lührs (Gasschutz und Luftschutz 1934, Nr 4) pomysł w dość dalekich granicach podatnego stropu, co prawda również na razie tylko w odniesieniu do schronu polowego. Ponadto mamy w tej dziedzinie już spory zasób doświadczeń z zakresu górnictwa, w którym bardzo często stosuje się w warunkach szczególnie ciężkich podatne (na naciski skał) typy obudowy górniczej¹²⁾, (niejako w myśl zasady, że łatwiej czasem trudność ominąć, aniżeli ją pokonać). Bezspornie wymagania z dziedziny budownictwa przeciwlotniczego będą zazwyczaj natury odmiennych, niemniej istnieje jednak w tej mierze parę punktów statycznych, których uwzględnienie będzie polecenia godne tym bardziej, gdyż pomyslna i stosowna transplantacja doświadczeń rokować mogłaby w niektórych wypadkach widoki na pozytywne sukcesy w dziedzinie racjonalnej ochrony budowlanej.

Zmysł krytyczny nakazuje nam jednak pewną dozę rezerwy w ustosunkowaniu się do zbyt daleko z rozważań powyższych wysnuwanych uogólnień, a to z tej zasadniczej racji, iż w rozumowaniach naszych oparliśmy się, jak zresztą była już o tym wzmianka, o schemat uderzenia z kateorii tzw. niesprężystych. Tymczasem w rzeczywistości chodzić będzie o zjawisko bardziej zwarte, mianowicie o uderzenie z równoczesnym częściowym zniszczeniem (czyli, jak moglibyśmy też powiedzieć, przewyciężeniem spójności) pewnej partii ustroju nośnego. Taki stan rzeczy wymagać musi z konieczności odmiennego podejścia do problemu (por. pracę o której wzmianka w końcowym zdaniu uwagi⁷⁾). Zwłaszcza też zaznaczyć trzeba, że chybnym byłoby chcieć używać wprowadzonych formuł za podstawę do wymiarowania stropów przeciwlotniczych. Oparcie się o nie wymaga pewnej giętkości, o ile chodzić będzie o (przybliżoną) orientację w charakterze interesujących nas obecnie zależności, w którym to przekonaniu utwierdzimy się o tym bardziej, gdy przypomnimy sobie, że kształt wzorów (1), (2) wywodzi się z założenia słuszności znanego prawa Hooke'a o proporcjonalności odkształceń i naprężeń, podczas gdy rozpatrywane tu zjawiska wyjdą niechybnie poza ciasne te ramy, rozgrywając się w dużej mierze w fazie deformacji posprężystych, mogących nawet być innego rzędu wielkości niż leżące u podstawy wzorów teoretycznych sprężyste odkształcenia liniowo zależne od stanu napięcia.

Ponadto nie uwzględniliśmy przesunięcia się wyników z tytułu współlistnienia obciążeń sta-

¹²⁾ Por. W. Olszak i W. Zaleski: „Cegła czy beton w obudowie górniczej? (Studium porównawcze)”. Przegląd Górniczo-Hutniczy 1936. Ponadto: W. Olszak: „O zjawiskach ciśnienia przy robotach górniczych i tunelowych”. Technik (Śląski) 1934, Nr 11.

łych, a więc np. ciężaru własnego stropu. Przy aktualnych tu jednak znacznych grubościach będą naprężenia z tej racji zarówno w ustroju S , jak i płytach s stosunkowo nieznaczne. Jeżeli przypomnimy sobie bowiem wspomniane już uprzednio dane orientacyjne ($S \approx 1,10$ m, względnie $S \approx 1,50$ m dla bomb o ciężarze 100 względnie 300 kg), to przy podziale grubości S na np. trzy płyty po $s \approx 0,40$ m, względnie $s \approx 0,50$ m, łatwo się przekonać, iż w przypadkach praktycznie spotykanych rozpiętości zaniedbanie powyższe jest bez większego znaczenia.

To samo powiedzieć można o obciążeniach użytkowych normalnej intensywności. Jedynie tylko względ na konieczność przejścia ciężaru gruzów mogłaby wymagać w tej mierze pewnej ostrożności (prowadząc do pewnego ponadnormalnego, obowiązującego jednak minimum s). Ciężar ten, jak wiemy, przyjmować się zwykło w wielkości od 1000 do 2500 kg/m² w zależności o.l liczby kondygnacji ponad danym stropem (por. np. Biesiekiński³⁾ lub Leipold, Die Bauwelt 1934, Nr 6). Słusznie zauważa jednak Schoszberger²⁾, że sztywne normy w tej mierze krzywdziłyby wyraźnie nowoczesne budownictwo szkieletowe zwłaszcza wtedy, gdy spełnia ono wymagania opl. i opieruje ściankami wypełniającymi lekkimi, których gruzu ważyć muszą bez porównania mniej, tak że w korzystnych wypadkach strop już normalnej konstrukcji i grubości zdolny będzie przejąć ciężar możliwych tu gruzów.

O wpływie dynamicznym spadających gruzów była wzmianka w uwadze 8).

Przy wprowadzonych uprzednio danych rachunkowych, dotyczących wartości μ_{ns} , f_{ns} , oraz σ_{ns} , wyobrażaliśmy sobie, że grubość S rozczłonkowaliśmy w ten sposób, iż płyty s w liczbie n spoczywały bezpośrednio jedna na drugiej, a zatem podierały się wzajemnie, przy czym jednak styki ich gwarantowały swobodę wzajemnego przesuwu, wolne zatem być miały od sił stycznych. Efekt ten osiągnąć można oddzielając płyty między sobą np. cienką warstwą plastycznego izolatora. Sposób podobny zaproponował niedawno Prof. Stella-Sawicki, stosując go przy wzmocnieniach stropów: płyta dolna od (wzmacniającej) górnej oddzielona ma być izolatorem wykonanym np. z 1 do 3-centymetrowej warstwy asfaltu⁴⁾. Sposób ten posiada i tę jeszcze zaletę, że w razie popękania konstrukcji górnej pod wpływem uderzenia, płyta dolna zachować się może nieknięta. Będzie ona wtedy nie tylko wspierała uszkodzoną górną, lecz zagwarantuje również szczelność konstrukcji, konieczną ze względu na skutki akcji aerochemicznej (por. ustęp C).

Gdy natomiast stropy s_1, s_2, \dots rozmieścimy nie bezpośrednio nad sobą, lecz z pewnymi między sobą odstępami, sprawa komplikuje się ze stanowiska teoretycznego. Trudno bowiem ocenić, ile energii k_1 (z całego zasobu K) pochłonęło przebiecie i wzbudzenie drgań stropu s_1 . Powracamy w ten sposób znów do niewyjaśnionego jeszcze zagadnienia, czy strop trafiony bombą bezpośrednio „ma czas” zareagować ugięciem czy też nie. Do chwili dopóki sprawa ta nie deczna należyte-

go naświetlenia⁷⁾, trudno tu orzekać o całym efekcie.

Na tych samych jednak zasadach, jakie poznaliśmy rozpatrując reakcję na uderzenie stropu S względnie zespołu ns , oprócz możemy również studium nad zachowaniem się pierwszej z trafionych płyt, s_1 , przy czym, z natury rzeczy, obowiązywać muszą również poczynione już tam krytyczne zastrzeżenia. Nie rozwodząc się bliżej nad tą alternatywą podaję interesujące nas w tej mierze wartości w załączonym zestawieniu tabelarycznym¹³⁾.

Dla lepszej orientacji uwidoczniono w nim również komplet danych charakterystycznych, odnoszących się do poprzednio już omówionych alternatyw, przy czym kolumny I, II, III podają wzajemny stosunek:

Zestawienie tabelaryczne

S	ns	s
I	II	III
G_S	$G_{ns} = G_S$	$G_s = \frac{1}{n} G_S$
W_S	$W_{ns} = \frac{1}{n} W_S$	$W_s = \frac{1}{n^2} W_S$
I_S	$I_{ns} = \frac{1}{n^2} I_S$	$I_s = \frac{1}{n^3} I_S$
μ_S	$\mu_{ns} = \frac{1}{n} \mu_S$	$\mu_s = \frac{1}{n} \mu_S$
$f_{S\text{stat}}$	$f_{ns\text{stat}} = n^2 f_{S\text{stat}}$	$f_{s\text{stat}} = n^3 f_{S\text{stat}}$
$f_{S\text{dyn}}$	$f_{ns\text{dyn}} = n f_{S\text{dyn}}$	$f_{s\text{dyn}} = n^2 f_{S\text{dyn}}$
$\sigma_{S\text{stat}}$	$\sigma_{ns\text{stat}} = n \sigma_{S\text{stat}}$	$\sigma_{s\text{stat}} = n^2 \sigma_{S\text{stat}}$
$\sigma_{S\text{dyn}}$	$\sigma_{ns\text{dyn}} = \sigma_{S\text{dyn}}$	$\sigma_{s\text{dyn}} = n \sigma_{S\text{dyn}}$

objaśnionych już powyżej wartości $G, W, I, \mu, f_{\text{stat}}, f_{\text{dyn}}, \sigma_{\text{stat}}, \sigma_{\text{dyn}}$ w przypadkach: (I) stropu o grubości S ; (II) zespołu złożonego z n wzajemnie się wspierających płyt s o łącznej grubości $ns = S$; oraz (III) stropu o grubości $s = S/n$. Zestawienie to nie wymaga już bliższych objaśnień po uprzednich naszych uwagach.

2. *Eksplozja bomby* połączona jest, jak wiadomo, z gwałtownym parciem gazów powodującym, obok zniszczeń bezpośrednich, wstrząs całej budowli. Siły wybuchu bezpośrednio mierzyć nie można, gdyż nie posiadamy jak dotąd takiego instrumentu, który by sam w pobliżu ogniska deto-

¹³⁾ Warto jednak nadmienić, że przyrost stanu napięcia z $\sigma_{S\text{dyn}}$ na $\sigma_{s\text{dyn}} = n \sigma_{S\text{dyn}}$ jest bez porównania mniej niebezpieczny, aniżeli analogiczny przyrost w wypadku obciążenia charakteru statycznego: $\sigma_{s\text{stat}} = n^2 \sigma_{S\text{stat}}$, jak poucza porównanie dwóch ostatnich wierszy tabelki.

nacji nie uległ zniszczeniu. Toteż posługujemy się tu metodą pośrednią, badając strefę zniszczenia r oraz zasięg wpływów wybuchu.

Wiemy, że promień zniszczenia r zależy jest od ciężaru aktywnego ładunku L , od jakości i stopnia oporu materiału (ujmowanych stałą materiałową c oraz od tzw. uszczelnienia mierzonego wartością

$$\frac{1}{d}.$$

Wielkość tę zwykło się łączyć ze sobą za pomocą relacji

$$r = \sqrt[3]{\frac{L}{c \cdot d}} \quad (3)$$

Ponieważ obecnie chodzi nam o porównanie wartości stropu S oraz zespołu Σ_s w warunkach podobnych, jedyną zmienną w relacji tej jest uszczelnienie $\frac{1}{d}$. Wiemy zaś, że uszczelnienie to wzrasta w miarę zagłębiania się pocisku w miększym materiale, przy czym liczy się zwykle, że na swobodnej powierzchni, a zatem dla ładunku wolnoprzyłożonego, wynosi ono $\frac{1}{d} = \frac{1}{2}$ i wzrasta z głębokością w zanurzenia się bomby do $\frac{1}{d} = \frac{1}{1} = 1^{14)}$.

Widzimy zatem, że czym strop grubszy, tym większe prawdopodobieństwo wzrostu wartości $\frac{1}{d}$, a zatem tym większe niebezpieczeństwo i tak groźnej już w swej skutkach detonacji.

Inaczej przy podziale Σ_s . Tutaj wartość zagłębiania w w ogóle jest ograniczona ze względu na znacznie mniejszą grubość s . Jeżeli przy $S = 1,50$ m wartość d opisać może np. do $d = 1$, to przy $n = 3$, a zatem $s_1 = s_2 = s_3 = 0,50$ m, wartości te w warunkach resztą identycznych¹⁴⁾ ocenić można na przypuszczalnie około $d = 2$ do 3 , promień zatem zniszczenia przy podziale Σ_s w najgorszym wypadku wynieść może

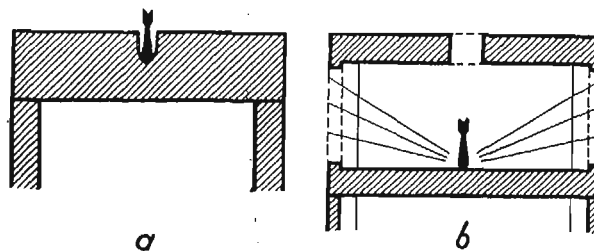
$$r_s = (0,8 \text{ do } 0,7) r_s,$$

o ile przy tak zredukowanych grubościach można w ogóle jeszcze powoływać się na wzór (3).

Ponadto jednak istnieje inna jeszcze wyraźniej korzystna dla tej właśnie alternatywy okoliczność. Zdarzyć się bowiem może, że bomba przebije strop s_1 , i eksplodować będzie w trakcie spadania w przestrzeni między s_1 a s_2 , albo też w chwili uderzenia o s_2 lub też lekkiego tylko weń zagłębienia

¹⁴⁾ Por. S. Heidinger „Decken aus Beton und Eisenbeton gegen Sprenggeschosse“. Wehrtechnische Monatshefte 1937, Nr 6/7. Jeżeli uwzględnić, że autor ten każe również zmieniać się (i to maleć) wartości c ze wzrostem zagłębienia w , i to np. dla betonu z $c = 5$ do $c = 3$ (jak podają i inni autorzy, jak np. Gredler-Oxenbauer, Reichart itd.), to wychodzi to na to samo, jak gdybyśmy c ustalili jako niezmienną, wartości natomiast d kazali się zmieniać w granicach od $d = 3^{1/2}$ do $d = 1$.

(por. rys. 1 b). Jest rzeczą jasną, że eksplozja taka, zwłaszcza gdy nastąpi w środowisku nieuszczelnionym (ścianki podatne), minąć w ogóle może bez groźnych dla całości budynku następstw — w zasadniczym odróżnieniu od przypadku zastosowania jednego masywu S (por. rys. 1 a).



Rys. 1.

W tym oświetleniu zatem przewaga zespołu Σ_s nad masywem S jest bezsprzeczna.

Co prawda tego rodzaju rozwiązanie (rys. 1 b) pociąga za sobą konieczność wymiarowania stropów również na działania pewnych sił o zwrocie przeciwnym, aniżeli przyjmuje się go w potocznych obliczeniach. Ale nad momentem tym i przy stropie grubym (rys. 1a) nie zupełnie będziemy mogli przejść do porządku dziennego, gdyż mimo iż płyta taka obliczona i uodporniona będzie na uderzenie, eksplozję i działanie bomb o pewnym ustalonym ciężarze, przewidywanym na podstawie rozporządzalnych danych i opartych o nie rozważań jako „miarodajnym“, nikt zagwarantować nie może, że ten właśnie przewidywany ciężar będzie naprawdę maksymalny, tzn. że następnik nie użyje pocisków z kategorii jeszcze cięższych (zwłaszcza gdy stwierdzi bezskuteczność swego ataku). W tej właśnie okoliczności zaznacza się jeden ze śladów owego w budownictwie przeciwlotniczym tak ważnego, a już raz uprzednio wspomnianego czynnika prawdopodobieństwa, który nazwać moglibyśmy poniekąd statystycznym, w odróżnieniu od aktualnych gdzie indziej kryteriów statycznych.

W świetle rozważań nad skutkami pośrednimi detonacji bomb burzących (punkty 3 do 6) notujemy również podobną przewagę zespołu Σ_s , choć nie zaznacza się ona już tak wyraźnie. Ze względu na:

3. *podmuch* (por. też uwagi końcowe punktu 8) oraz

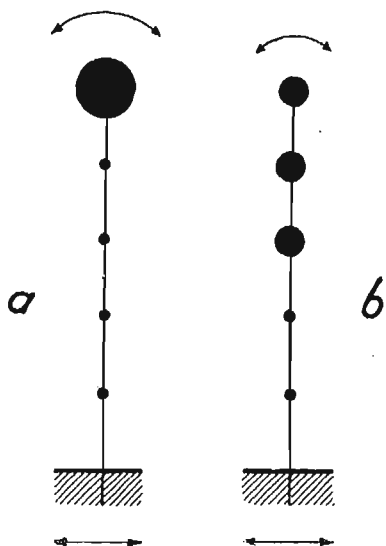
4. *działanie odłamkowe* nie stwierdzamy większych różnic między sposobem jednym a drugim. Natomiast przy uwzględnieniu

5. *działania gruzów* większy udźwieg statyczny ustroju S mógłby być, jak wspomnieliśmy o tym już uprzednio, w pewnych wypadkach požądany, zwłaszcza gdy zważymy, że niebezpieczeństwo rozrzutu gruzów bywa często raczej niedoceniane. Wobec wzmianek uprzednich (punkt 1b) oraz uwagi⁸⁾ dalsze uzupełnienia do tego tematu są zbędne.

6. Jeżeli zaś rozpatrzymy *wstrząs ziemi* objawiający się w występowaniu pewnych periodycz-

nych sił poziomych¹⁵⁾, przekonamy się, że i z tej racji rozłożenie grubości S na parę płyt cieńszych okazać się może zabiegiem korzystnym.

Duży bowiem ciężar na górze budynku mógłby być powodem znacznie większego rozkołysania się budowli (por. rys. 2a, b) i większych w związku z tym jej wyteżeń. Co prawda równy stopień bezpieczeństwa w alternatywie drugiej będziemy mieli dopiero pod ostatnim ze stropów s wchodzących w skład zespołu Σs . Również przełożenie grubego stropu S na tę wysokość prowadziłoby do



Rys. 2.

zmiany naszkicowanego tu obrazu. Wstrząs ziemi nie jest na ogół jednak zjawiskiem tak decydującym, by wpłynąć miał w większej mierze na nasz wybór. Będą tu raczej aktualne względy wyliczone już uprzednio.

Wychodząc poza klasyfikację na oddziaływania składowe uderzenia i detonacji bomby (punkty 1 do 6), warto jeszcze dodać parę dalszych nasuujących się w odniesieniu do interesującego nas tutaj pytania uwag. I tak ze względu na

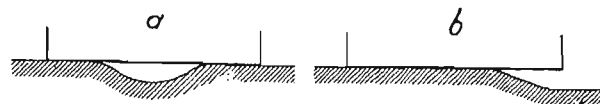
7. *używalność budynku* możnaby się skłaniać raczej do podziału Σs , a to z tej racji, gdyż w razie stosowania bomb lżejszych, aniżeli przewidujemy to projektując grubość $S = \Sigma s$, uszkodzony zostanie w razie trafienia tylko np. pierwszy strop s_1 , przy nietkniętej reszcie płyt stropowych, o czym łatwo po zakończeniu nalotu się przekonać, kontrolując rozmiary i zasięg zniszczenia. Stopień natomiast uszkodzenia stropu grubego S trudniej będzie ustalić w krótkim czasie w sposób niezawodny i pewny. Łatwiejsza też okazać się może rekonstrukcja lżejszej płyty s_1 , aniżeli należyta naprawa nadwątlonej ciężkiej konstrukcji S . W sprawie tej jednak brak jeszcze na razie doświadczeń,

tak że i opinie w tej mierze mogą być po części rozbieżne.

8. *Niebezpieczeństwo uszkodzenia fundamentów.* Wiadomo, że eksplozja bomby w sąsiedztwie danego budynku, prowokując parcie boczne na jego fundamenty oraz prowadząc do tworzenia się lejów oraz wyrw i połączonych z nimi osunięć ziemi, zagrozić może jego posadowieniu. Stajemy w ten sposób przed problemami znanymi nam tak dobrze z praktyki inżynierskiej w terenach zagrożonych szkodami górniczymi. I tu i tam bowiem znaleźć się może zarówno śródkowa jak i skrajna część budowli ponad niecką osunięcia, tworząc albo pomost (rys. 3a), albo też działając jako wspornik (rys. 3b). Rzecz zrozumiała, że tego rodzaju niebezpieczeństwo wymagać musi specjalnie pieczołowitego zaprojektowania i fundamentowania budynku, bo zupełnie bezużyteczne okazać się może najlepsze nawet przekonstruowanie szkieletu, stropów i ścian wypełniających, gdy ruina grozić będzie budowli od strony jej posadowienia.

Sprawie tej poświęcam oddzielnie parę uwag na innym miejscu łącznie z uwzględnieniem postulatów aktualnych w zagłębieniach węglowych¹⁶⁾, istnieją bowiem między szkodami górniczymi a skutkami eksplozji bomb lotniczych liczne paralele, jednak i zasadnicze różnice.

W odniesieniu zaś do interesującego nas obecnie tematu, — pytania, czy racjonalniej jest stosować jeden strop gruby czy też lepiej rozczłonkować go na parę cieńszych, — zaznaczyć trzeba co następuje. Jest rzeczą gospodarczo, a czasem i technicznie prawie że niemożliwą stworzyć budy-



Fot. 3.

nek całkowicie sztywny, tzn. taki, który by przy występowaniu wspomnianych zagłębieni w terenie przechylał się raczej w jedną lub drugą stronę jako sztywna całość (por. rys. 4 a, b), nie doznając przy tym żadnej szkody w wewnętrznej swej spoiwości i strukturze. Takie sztywne jednostki, dające się w razie potrzeby w położeniu swym znów należy zrektyfikować (na przykład, jak w wypadkach podobnych zwykle to się dzieje, przy pomocy wind), projektuje się nieraz w terenach górniczo zagrożonych, zwłaszcza w dziedzinie obiektów przemysłowych jak zbiorniki, wieże wyciągowe itd.¹⁶⁾. Są to jednak zazwyczaj budowle specjalne, od których nieuszkodzonego stanu zależy częstokroć sprawne funkcjonowanie całego mniejszego lub większego zakładu fabrycznego względnie jego urządzeń, tak że dodatkowy, niejednokrotnie dość znaczny koszt, opłaca się wtedy ze względu na gwarancję ciągłości ruchu przedsiębiorstwa.

Inaczej przy budynkach mieszkalnych. Te zajmują zwykle dość duży rzut poziomy, tak że stworzenie z nich usztywnionej całkowicie w sobie i niewrażliwej z tego powodu na ruchy naziomu

¹⁵⁾ Por. W. Olszak: „Żelbetowe schrony przeciwlotnicze”. Przegląd Techniczny 1936, Nr 10 i 21, zwłaszcza uwagę ²⁾ tej publikacji.

¹⁶⁾ W. Olszak: „Szkody górnicze a budowle”.

jednostki technicznej byłoby z góry bardzo utrudnione. Sprzeciwiają się temu w znaczniejszej bodaj jeszcze mierze racje gospodarcze. Urządzenia natomiast z punktu widzenia bezpieczeństwa lotniczego nie mogą, jak wspomnieliśmy o tym już na wstępie, przekraczać pewnego, na ogół skromnego, ułamka całkowitego kosztu inwestycji. Toteż liczyć się musimy z nierównomiernym osiadaniem poszczególnych fundamentów względnie poszczególnych ich grup.

Wobec takiej zaś perspektywy rozczłonkowanie wymaganej grubości S na kilka płyt Σ_s będzie znów raczej zabiegiem korzystnym. Gdy bowiem nie jest możliwe stworzenie jednostki całkowicie sztywnej, wspomniane ruchy ziemi będą zalecać konstrukcje możliwie podatne, tzn. takie, które w pewnych, dość szerokich granicach mogłyby partycypować w tych ruchach bez narażania na szwank całości i użyteczności budowli. Pamiętając zaś o tym, że stropy bywają zazwyczaj w ścianach względnie podciągach w dość znacznej mierze utwierdzone, że stanowią zatem do pewnego stopnia rygle poziome w ustrojach ramowych, łatwo nam uzmysłować sobie, że wrażliwość takiego ustroju na nierównomierne osiadania podpór wzrastać musi z jego sztywnością. A strop S jest, rzecz jasna, niewspółmiernie sztywniejszy od stropów s . Zresztą nieuniknione (i korzystne skądinąd) działanie płytowe ustrojów stropowych reąować musi pewnym wzrastającym z ich sztywnością (na zginanie i skręcanie) stanem napięcia na nierównomierne osiadanie budowli nawet w wypadku przegibnego (swodnego) podparcie ich obrzeży.

Z drugiej strony podatność ta nie może być znów tego rodzaju, by zaszkodzić mogły budynkowi parcia tłoczące i ssące podmuchu. Pożądane jednak w tej mierze uodpornienie budowli przeciw siłom poziomym łatwiej będzie uskutecznić operując dogodniejszym zespołem Σ_s , aniżeli jednym ciężkim elementem S .

9. *Ekonomia w rozplanowaniu i względ na praktyczną użyteczność* budynku potwierdza w dalszym ciągu nasze dotychczasowe wnioski. Każdy bowiem ze stropów zespołu Σ_s będzie mógł spełnić pewne swe zadania w ramach programu budowlanego, czy to przez umożliwienie stworzenia większej liczby lokali mieszkalnych, czy też może składów lub innych ubikacyj użytkowych. Kwestia, ta, jak łatwo zrozumieć, zająć się zresztą w znacznej mierze o założenia całokształtu projektu i łączy się z omówioną już w punkcie 6 sprawą bezpieczeństwa. Bezpieczeństwo bowiem „pełne” (— w ramach gwarantowanych przez gru-

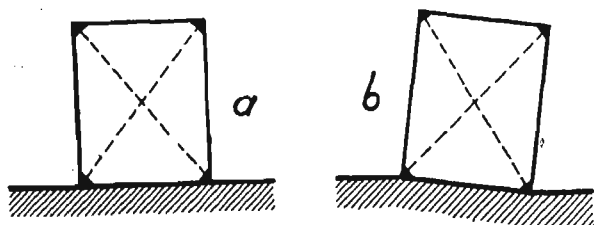
bość S —) dane będzie dopiero pod ostatnim ze stropów Σ_s , tzn. że ubikacje wyżej położone będą z punktu widzenia opl bardziej zagrożone. Mogą one jednak być wykorzystane w celach praktycznych, dopuszczających nieco większy stopień zagrożenia, np. na składy, magazyny itd.¹⁷⁾, lub też na sposób, jaki znamy z wzmiankowanego już rozwiązania⁴⁾.

B. O ile chodzi o bomby zapalające, to względ na ich użycie w stosunku do specjalnego tematu naszego nie nasuwa żadnych godnych uwagi wniosków. Ciężar bowiem takich bomb w porównaniu do ciężaru bomb burzących jest stosunkowo bardzo nieznaczny, momentów zaś innych (jak ognioodporności konstrukcji, przystosowania jej do zabiegów gaszenia pożaru itd.) z rozmysłem tu nie poruszam.

C. Podobnie przejść nam tutaj wolno do porządku nad względami pochodzącymi z ewentualnego użycia *środków bojowych bakteryjnych*. Pomijając bowiem całą dyskutowaną jeszcze problematyczność i wątpliwą celowość tego rodzaju broni zaczepnej, nawet na wypadek pozytywnego ich przesądzenia nie wynikają stąd, przynajmniej w oparciu o dotychczasowe nasze w tej mierze wiadomości, dla budownictwa przeciwlotniczego żadne specjalne utrudnienia. Znane nam bowiem mikroby nie atakują ani używanych obecnie materiałów budowlanych, ani też nie warunkują stosowania nowych budowlanych środków ochronnych. Natomiast na plan pierwszy wysuwa się w tej mierze konieczność wysokiego uświadomienia w dziedzinie higieny i zaznacza się niedoceniana czasem jeszcze potrzeba pewnego minimum kultury sanitarnej.

D. Natomiast wzmianka specjalna należy się *środkom bojowym aerochemicznym*. Niewątpliwie ochrona budowlana przed gazami bojowymi byłaby stosunkowo prosta (przynajmniej ze stanowiska konstrukcyjnego i „wytrzymałościowego”), gdyby używano jedynie tylko bomb gazowych samych. (W tym też kierunku zaznaczył się zrazu pęd do tworzenia tzw. „pomieszczeń uszczelnionych” — dziś już przez fachowców krajowych i zagranicznych zarzuconych).

W odróżnieniu od tego zabezpieczenie budowli przed bombami burzącymi jest, jak wiemy i jak widzieliśmy, zagadnieniem bez porównania trudniejszym. Ale jeszcze trudniejszy jest problem równoczesnej ochrony przed działaniami bomb zarówno burzących jak i gazowych. Nie dość bowiem, że strop oprze się działaniom (pośrednim względnie, zależnie od potrzeby, i bezpośrednim) bomb burzącej, że zatem pod wpływem tych działań nie runie i bombę ewentualnie również zatrzyma; strop bowiem nad schronem przeznaczonym dla ludzi musi być nie tylko dostatecznie wytrzymały; ten sam strop musi być również bezwarunkowo szczelny, by przeciwstawić się wdarciu do wnętrza gazów bojowych.



Fot. 4.

¹⁷⁾ P. Vauthier: „Le danger aérien et l'avenir du pays”. Paryż 1930.

I tu problem zaczyna się wikłać. By bowiem móc ocenić stopień bezpieczeństwa przed powstawaniem w stropie rys, znać musimy panujący w nim stan napięcia, a o tym nie wiemy jak dotąd prawie że nic. Nie jest to zresztą wina badaczy zajmujących się praktyką i teorią budownictwa ochronnego, gdyż podobnie jak każda nowa gałąź wiedzy, tak i budownictwo ochronne nie może powstać nagle z niczego, lecz musi iść drogą stopniowej i systematycznej ewolucji.

Niemniej jednak luka powyższa jest bardzo dotkliwa. Mimo iż problem ten jest niewątpliwie trudny, nie wolno nam skapitulować przed nim, lecz sforsowany być on musi w ten czy inny sposób. Inaczej wszelka prognoza na temat wytrzyma-

łości i szczelności naszych konstrukcji przeciwlotniczych będzie zawsze wątpliwej wartości. Zagadnienie to jednak, jako zbyt obszerne by zmieścić je w ramach niniejszego referatu, pozostawiam obecnie na uboczu mając zamiar omówić je obszerniej w zapowiedzianej już uprzednio pracy⁷⁾.

Tymczasem notujemy jedynie fakt, że niektórzy autorzy, jak np. Schoszberger²⁾, radzą za projektowanie specjalnej warstwy uszczelniającej (z papy lub blachy), która by spełniała swe funkcje nawet na wypadek większych deformacji i wstrząsów stropu. Rozwiązanie takie, pomijając nawet trudności praktycznej jego realizacji, posiada jednak raczej tylko charakter zabiegu pomocniczego.

Streszczając wszystkie dotychczasowe pro i contra, zastrzegając się jednak równocześnie przeciw zbyt daleko idącym uogólnieniom i zaznaczając, że wniosków naszych nie należy uważać za niewzruszone pewniki, gdyż są one raczej tylko pierwszą próbą w kierunku naświetlenia poruszonych tu zagadnień i z tej racji wymagałyby jeszcze sprawdzenia i potwierdzenia przez doświadczenie, — stwierdzić ostatecznie nam trzeba, że rozważania nasze prowadzą nas do przekonania, iż korzystniej na ogół będzie stosować podział wymaganej (znaczniejszej) grubości S na parę konstrukcji pochodnych.

Jest rzeczą godną uwagi, że istnieją poważne propozycje praktyczne potwierdzające w zupełności naszą powyższą opinię. Z dorobku polskiego wymienię w tej mierze jedynie znaną nam już z

uprzednich uwag publikację⁴⁾, w której Prof. Stella-Sawicki wymaganą grubość S dzieli na dwa względnie trzy niezależne od siebie stropy, wykrzystując zamkniętą między nimi przestrzeń na stworzenie komór detonacyjnych (w czasie pokoju użytecznie wykorzystanych na cele gospodarcze). W świetle naszych rozważań rozwiązanie takie uważać należy za bardzo celowe, tym bardziej, że w powodzi dobrych lecz często nieuchwytnych lub niezyciowych rad i propozycji zagranicznych stanowi ono jedną z prób ujęcia problemu uodpornienia budynków na naloty nieprzyjacielskie w sposób konkretny; drugą zaletą tego rozwiązania jest ważna, moim zdaniem, okoliczność, iż budynek tak wyposażony dopuszcza łatwą możliwość wzmocnienia stropów ochronnych nad partią schronową, o ile zajęć miałaby tego potrzeba.

Dr Inż. CZESŁAW KŁOŚ

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

OSIADANIE GRUNTU A TRWAŁOŚĆ BUDOWY

Bez przesady powiedzieć możemy, że najważniejsza część zjawisk natury, otaczającej budowę, ma w odniesieniu do niej charakter niszczycielski. Wrogiem jest mu atmosfera i klimat, groźne są procesy chemiczne tak organiczne jak i anorganiczne, nieprzyjemne zmęczenie materiału konstrukcyjnego itd.

Odrębną dziedzinę, niemniej ważną, stanowią przejawy ruchu w gruncie budowlanym, na którym stoi lub leży budowa. Zjawiska te spotykamy zawsze i wszędzie i w zależności od trafnego ich przewidywania i oceny ich ważności możemy nadać budowie mniejszą lub większą trwałość.

Ruchy w gruncie budowlanym spostrzegamy różne: to ruchy przesunięcia poziomego lub ukośnego (przykład: skarpa nadwiślańska w Warszawie), to pęcznienie ziem ilowatych (przykład: budynki kolejowe w Kowlu), to wreszcie osiadanie gruntu mniej lub więcej pionowe. To ostatnie jest

wśród wszystkich ruchów najpospolitsze, jednak wszystkie one są dla trwałości budowy doniosłe i decydujące.

I tu zauważyć musimy, że tak pospolite zjawisko, jakim jest osiadanie gruntu budowlanego, najmniej jest znane wśród wszystkich innych zagadnień budownictwa. Ma się jeszcze dzisiaj wrażenie, że jeżeli ekspert, komisja lub tp. może tylko jakieś niepowodzenie budowlane uzasadnić osiadaniami gruntu budowlanego, fakt niepowodzenia tłumaczy od razu siłą wyższą, wobec której budowniczy jest jakoby bezsilny, i wskutek tego wytłumaczony. Tak przynajmniej było w miarę, jak budujący inżynier opierał swe wiadomości na 3000-letniej empirii swych ojców i dziadków. Doświadczenie to zresztą mogło być zupełnie dostateczne i zadawałać w czasie, kiedy człowiek mniej liczył się z przestrzenią, kiedy budował tam, gdzie mu było wygodnie, bo miejsca było dosyć i zaw-

sze można było wybrać pod budowlę takie miejsce, o którym wiadome było, że grunt budowlany jest „dobry“.

Dzisiaj, kiedy na świecie stało się znacznie ciśnień i miejsca budowy wybieramy nie według swobodnego uznania a tam, gdzie nas warunki życiowe do tego zmuszają, doświadczenia tysiącleci mogą okazać się niewystarczające, i wtedy doświadczeni niepowodzeniami, wnिकamy głębiej w istotę sprawy, przeprowadzając nad gruntem budowlanym badania ścisłe z pomocą nowoczesnego aparatu teoretycznej analizy i praktycznych metod doświadczeń laboratoryjnych. Wtedy dochodzimy do wniosku, że dotychczasowe barwne rysunki przekrojów warstwy gruntu, wyniki i odzwierciedlenia wierceń, stanowiące podstawy naszych rozważań, należy odesłać w krainę bujnej fantazji genialnego Wallace lub Wellsa.

Ze sprawa badania gruntu była dotychczas tak dalece zaniedbana, pochodzi to także stąd, że budownictwo i geologia spotykają się z swym materiałem naukowym w granicznych tylko dziedzinach i najczęściej ani inżynier budowniczy nie ma dostatecznych wiadomości z geologii, ani geolog dostatecznego zainteresowania w budownictwie: toteż ocena gruntu z jednej strony a wycucie potrzeb budownictwa z drugiej, były na ogół i do niedawna zbyt niedostateczne, aby można było powiedzieć, jakie właściwości minerału z punktu widzenia budowlanego są ważne, a jakie mniej ważne.

Przechodząc do samego zagadnienia osiadania gruntu, wyjść możemy z pewnika, że nie ma gruntu budowlanego, który by nie osiadał, od minimalnych odkształceń skały New-Yorskiej począwszy a na załamaniach skorupy ziemskiej przy trzęsieniu ziemi skończywszy. I nie ma wypadku, aby to osiadanie gruntu nie odbijało się na trwałości budynku. Sztuką zaś inżynierską będzie wzajemny wpływ ruchu ziemi i ruchu budynku powiązać w funkcjonalny stosunek, pierwszy możliwie przewidzieć, drugi tak ukształtować, aby ujemny stosunek osiadania gruntu na trwałość budynku był jak najmniejszy.

Na wstępie jednak chcemy jeszcze zrobić pewne ograniczenie, wprowadzić samo się przez się rozumiejące, jednak warte podkreślenia. Osiadanie gruntu, przez nas rozpatrywane, musi się trzymać w wymiarach budowy. Jeżeli np. przy trzęsieniu ziemi utworzą się szczeliny, które przewyższają swymi rozmiarami rozmiary budynku, lub jeżeli budowa leży na stoku góry, która się obsunie, wtedy funkcjonalny stosunek między gruntem budowlanym a budową jest zerwany i nasze rozważania tego wypadku dotyczyć nie będą.

Może zachodzić jedynie ten wypadek, że budowniczy naprzód określi, jaki teren należy wyłączyć spod budownictwa, że np. takie a takie zbocze z biegiem czasu ulegnie obsunięciu się i wskutek tego w ogóle nie nadaje się do zabudowania.

Wychodząc jednak jak wyżej z założenia, powtarzamy, że nie ma gruntu budowlanego, któryby nie ulegał deformacji i że nie możemy deformacji tej ominąć zupełnie — a musimy naszą budowlę pomyśleć tak, aby się deformacji tej albo jak najbardziej oparła, albo do niej jak najbardziej dosto-

sowała. Opierać się deformacji gruntu będzie budowa o jak największym momencie bezwładności, dostosować się do niej zaś budowa o jak największej odkształcalności. W praktyce jest stosowana i jedna i druga metoda, najczęściej zaś obydwie łącznie. W stosunku do trzęsienia ziemi pierwsza metoda wyraża się budowaniem sztywnych szkieletów żelbetowych, druga budowaniem domów drewnianych, trzciniowych itp. Pierwsze mają ze wszystkich nam znanych budowli największy moment bezwładności, drugie — największą odkształcalność. Ameryka pobudowała w St.-Louis domy żelbetowe, Japonia zaś u siebie domy wiotkie. Dotychczasowe czysto budowlane doświadczenia przy trzęsieniu ziemi przemawiają za domami żelbetowymi, a strzechy Japońskie mają za sobą jedynie plus ogromnej taniaści budowli.

Oddzielny rozdział stanowią budowle, wznoszone na terenach kopalnianych, podminowanych starymi sztolniami, szybami itp. W ostatnim czasie sprawa ta straciła na ostrości, ponieważ podziemne próżnie kopalniane są zasypywane, jednak nie wszystkie sztolnie dawnych czasów są zasypywane a po wtóre nawet szczelne zasypianie nie jest wystarczające do tego, aby dawną równowagę sił wewnętrznych ziemi przywrócić do tego stopnia, żeby nie było śladu po wykopaliskach. Znane są tereny kopalniane, których osiadanie wyraża się w ciągu kilku lat od kilku centymetrów do kilku metrów.

Budowle dawniej wznoszone na tych terenach, są wszystkie popękane i budynki stoją krzywo. Budynek taki stoi, jak się mówi popularnie „z przewyzajenia“. Znaczy to, że wskutek odkształcalności materiałów budowlanych w poszczególnych elementach budynku jako takich, oraz wskutek odkształcalności budynku jako całości, wytworzył się stan równowagi sił, trwający tak długo, dopóki przez stałe nowe deformacje gruntu granica odkształcalności budowy nie będzie przekroczona i budynek nie ulegnie dalszej i ostatecznej destrukcji.

W nowoczesnym budownictwie budynkom stojącym na terenach podkopanych, nadaje się specjalnie duży moment bezwładności. Prawo niemieckie przewiduje np. do takich budowli fundamenty żelbetowe, tak skonstruowane i przeliczone, aby bankiet fundamentowy, obciążony budynkiem, mógł w każdym miejscu na rozpiętości 5 m utrzymać się w powietrzu. Oczywiście rozpiętość 5 m jest dowolnie dobrana, jednak w warunkach niemieckiego budownictwa okazała się zupełnie wystarczająca. Należy sobie bowiem uprzytomnić, że bankiet fundamentowy, dobrze z budynkiem połączony, stanowi w systemie nośnym, jakim jest cały budynek, tylko pas rozciągany przestrzennej kratownicy, że więc obciążenie go na długości 5 m jako swobodnie leżącej belki, jest pomyślane z wielkim zapasem. Jeżeli dodamy, że budynek taki o względnie dużym momencie bezwładności jest równocześnie w górnej swej części dość odkształcalny, to istotnie zrozumiemy, że całość daje skuteczny opór deformacjom gruntu i trwałość budowy jest, oczywiście w skali dla tego rodzaju budowli przewidzianej, bardzo duża.

Do pojęcia skali w tym znaczeniu chcielibyśmy dorzucić jeszcze słów parę: skala ta jest wy-

mierna w czasie oraz ciężarze gatunkowym ważności budynku. Jeżeli bowiem wykonywamy jakąś budowlę, zdajemy sobie zazwyczaj sprawę z prawdopodobnej trwałości tejże budowy w czasie oraz oceniamy jej ważność. Jeżeli np. wiemy, że w danych okolicznościach przeciętny wiek budowy wynosi t lat, a potem z tych czy innych względów budowla będzie zniesiona (albo jako przestarzała, albo zniszczona wpływami atmosferycznymi, chemicznymi lub tp.), wtedy nie miałyby głębszego uzasadnienia zarządzić takie fundamenty, któreby trwałość budowli gwarantowały znacznie ponad t lat.

Jeżeli dalej wznosimy jakieś dzieło sztuki, które przez długi czas trwać winno w nieskazitelnej całości bez pęknięć, uszkodzeń itp., wtedy do fundamentów przyłożymy inną i większą wagę niż np. do domu mieszkalnego, o którym wiemy, że drobne pęknięcie parapetu lub ściany działowej, nie stanowi ani rzadkości ani też nie zmąci zamierzonych celów architekta. Innymi słowy: wpływ osiadania gruntu na trwałość budynku należy uważać za nie niebezpieczny, jeżeli przebieg funkcji niszczeniowej wywołany parametrem osiadania, ma bieg wolniejszy niż wywołany parametrami innych.

W stosunkach budownictwa polskiego specjalnie ważne jest osiadanie normalnych gruntów piaszczystych oraz gliniastych. Na nich bowiem posadowiona jest znakomita większość wszystkich budowli, i od ich osiadania zależna jest trwałość większości naszych budowli. Ważność tego zjawiska polega nie tyle na wielkości poszczególnego osiadania ile na jego powszechności, które w sumie drobnych osiadań i drobnych oszczędności gospodarczych nieskończenie dużej ilości wypadków, daje w rezultacie poważne pozycje w gospodarce narodowej. Do specjalnych umiejętności inżyniera-budowniczego, należeć będzie potrzebna trwałość budowli wprowadzić w taki stosunek do przewidzianego osiadania gruntu, aby z jednej strony warunek wymaganej trwałości był utrzymany, z drugiej strony, aby koszty fundamentu nie przekroczyły sum koniecznych i tylko koniecznych. Aby temu postulatowi zadość uczynić, musi budowniczy osiadanie gruntu, na jakim ma zamiar budować, przewidzieć — nie tylko jakościowo ale i ilościowo. Aby zaś osiadanie przewidzieć ilościowo, musi się zapoznać z charakterem gruntu i tymi wszystkimi jego właściwościami, które są powodem osiadania.

W naturze spotykamy dwie duże rodziny gruntów: sypkich i wiązłych. Do pierwszych należą jak wyżej wspomniano, piaski i wszystkie pochodne, do drugich — ily ze wszystkimi odmianami. Nie należy jednak wyobrażać sobie, że piaski i ily, to dwa zupełnie nie podobne do siebie materiały, nie mające ze sobą nic wspólnego. Przeciwnie: matką jednemu i drugiemu była skała, a różne ich własności fizyczne i chemiczne, są wyrazem różnego stopnia rozkładu w jakim się znajdują. Jeżeli bowiem jedną z głównych charakterystycznych cech ily jest jego stan koloidowy, to zaznaczyć trzeba, że każdy piasek, którego ziarno jest mniejsze niż 0,002 mm nabiera cechy koloidu, tj. tej cechy, która z materiału sypkiego

robi materiał wiązły. Oczywiście ziarna ily czy stego mają średnicę mniejszą niż 0,0002 mm, jednak różnica w przekroju jest raczej cechą stopnia rozkładu i w sprzyjających warunkach każdy piasek o każdym przekroju przejdzie z czasem w piasek o ziarnie najmniejszego przekroju. Chemiczne różnice jednego i drugiego materiału prowadzą się raczej do chronologii rozkładu danej skały, niż do istoty sprawy.

Bo w zależności od szybkości rozkładu danego minerału są niektóre jego części szybciej wyługiwane, przez wodę odnoszone i w podatnych miejscach osadzone, niż inne. Dotyczy to zwłaszcza tych części minerałów, które rozpuszczane są na drodze chemicznej (węglany) i przez hydrolizę (krzemiany). Toteż nawet w języku potocznym znajdujemy określenia „głina piaszczysta” lub „piasek gliniasty”, pomiędzy którymi to gruntami nie ma żadnej istotnej różnicy. Mierząc zaś kryteriami dotykowymi byłibyśmy skłonni „piaszczystymi” nazywać ziarna o przekroju średnicy wyżej 0,1 mm.

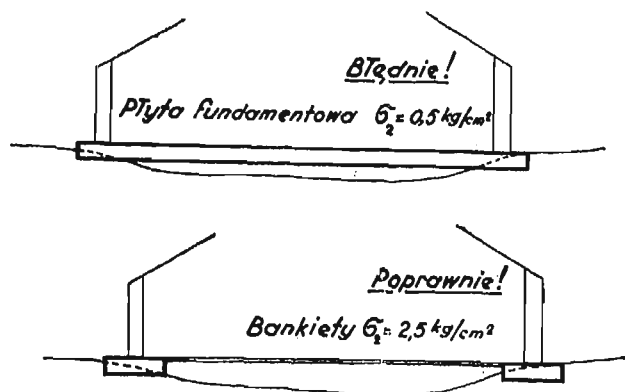
Dla budownictwa, które wymaga od gruntu budowlanego takich właściwości jak wytrzymałość, stałość, trwałość itp., pochodzenie i stan zwiędzenia a nawet skład chemiczny materiału gruntowego mniej jest ważny niż jego konsystencja, to jest sposób, w jaki materiał jest ułożony i w jaki jedno ziarno do drugiego jest przyłożone. Zwłaszcza dla zagadnienia osiadania gruntu, które nas na tym miejscu zajmuje, jest to względnie pierwszorzędny i — z wyłączeniem nasypów o składnikach organicznych — wyłączny. Pod pojęcie konsystencji danego gruntu podpadają bowiem takie znamiona jak rodzaj i średnica uziarnienia, geometryczne kształty poszczególnych ziarn i próżni, sposób dotyku ziarna do ziarna, gęstość, stan nasycenia wodą i przepuszczalność na wodę, plastyczność, ściśliwość, uciążliwość, namulenie, wewnętrzne naprężenie włoskowate, tarcie wewnętrzne, Atterberga granica plastyczności, granica konsystencji, poza tym ciężar właściwy i objętościowy w stanie naturalnym, wreszcie wytrzymałość na ścianie i wiele innych, których na tym miejscu wymienić nie możemy.

Każde z powyższych znamion danego gruntu daje nam przy laboratoryjnych doświadczeniach pewne współczynniki, charakteryzujące grunt budowlany i znajomość tychże współczynników daje nam dopiero możność przewidzenia ilościowego tych zjawisk, które w swej całości określamy właściwie osiadaniami gruntu.

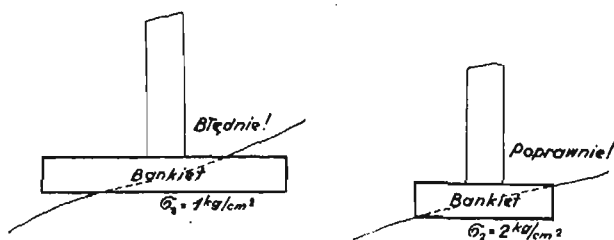
Wobec nieskończenie dużej różnorodności gruntów praca ta natrafia w ujęciu ogólnym na nieskończone trudności, to też w praktyce rozwiązywana bywa od wypadku do wypadku, to jest, że badany bywa indywidualnie właśnie ten grunt, na którym ma stanąć dana budowa. Domyślamy się zapewne na tym miejscu, że badania muszą mieć zupełnie inny kierunek oraz inny stopień dokładności niż nasze rodzime już wyżej scharakteryzowane „wiercenie gruntu”, którego wynikiem jest wydobywanie na powierzchnię ziemi materiału ziemnego w formie zupełnie niepodobnej do konsystencji gruntu w stanie naturalnym.

Dzięki pracy całego szeregu Komisji naukowych w Szwecji, Ameryce i Niemczech oraz przy pionierskiej pracy Terzaghi'ego udało się już powyższe właściwości tak dalece sklasyfikować, że możemy z pewnym przybliżeniem osiadać gruntu pod budowę przewidzieć i stąd właściwe dla budowy wnioski wyciągnąć. Szczegóły tych metod musimy jednak pominąć, bo temat ten nie mieści się w ramach naszego referatu. Dość jednak wskazać na ten charakterystyczny wypadek, że Terzaghi nie zawahał się postawić fundamentu pod turbogenerator na świeżo używanym wale ziemnym, którego osiadanie obliczył z taką dokładnością, że położenie osi turbiny w stosunku do kotła budynku mógł naprzód oznaczyć i odpowiednio zorientować.

Powracając do naszego właściwego tematu, to jest trwałości budowli w zależności od efektywnego osiadania gruntu, pragnęlibyśmy zagadnienie to ujawniające się już w wyżej wspomnianej odporności i odkształcalności budowli jeszcze bliżej sprecyzować. Odporność budowli na odkształcanie i łamanie wyraża się jej momentem bezwładności względem najniekorzystniejszych osi. Jeżeli np. hala, jak ją Niemcy budują dla swych Zeppelinów długości 200 m nie posiada ani jednej fugi dylatacyjnej, to niepodobniestwem przypuszczać jest, aby fundamenty pod halę były wszędzie na przeciąg dłuższego czasu obciążane zawsze równo i równomiernie. Przeciwnie, na pewno potworzą się pod ciężarem fundamentów z biegiem czasu pasy mniej obciążone a nawet próżnie. Ale tym niemniej, jeżeli tylko hala jako całość będzie miała dostateczny moment bezwładności, całość tej hali będzie nietknięta. Takimi systemami halowymi są np. sklepienia Zeiss-Dywidag, Zolla i podobne, których moment bezwładności we wszystkich kierunkach jest bardzo duży.



Rys. 1.



Fot. 2.

Do budowli o dużych momentach bezwładności należą poza tym, jak wyżej wspomniano, wszystkie piętrowe szkielety stalbetowe itp. Wyliczając moment bezwładności danej budowli jako całości, możemy już stworzyć pewne normy rozmieszczenia szczelin dylatacyjnych potrzebnych wskutek, jak się to mówi, nierównomiernego osiadania gruntu. Bo troszcząc się o niepęknięcie budynku chcielibyśmy tych szczelin dylatacyjnych zarządzić jak najwięcej, z drugiej jednak strony szef dylatacyjny stanowi zawsze czułe miejsce budynku, przez które przedzierają się do wnętrza wszelkie ujemne wpływy naszego klimatu; należałoby z drugiej więc strony szwów dylatacyjnych unikać jak najbardziej. Wskutek tych rozważań jesteśmy nieraz w rozterce do jakich granic pójść możemy, aby obydwa postulaty uwzględnić we właściwym racjonalnym stopniu. Jednak rozpatrzenie ściśle ilościowo przewidywanego osiadania gruntu łącznie z powstającym zawsze przy osiadaniu gruntu momentem gnącym i przyrównanie tegoż momentu gnącego do momentu bezwładności całego budynku, da nam kryteria i punkty wyjściowe w rozważaniu, czy nasze zarządzenia szwów dylatacyjnych są słuszne i nie przesadne.

Z powyższego wynika, że ponieważ trzy składniki odgrywają przy ocenie szkodliwości gruntu na budynek decydującą rolę, trzy te składniki muszą między sobą być należycie zrównoważone. Można przy tym ustalić następujące trzy ogólne tezy:

1. Na gruncie o którym wiemy, że będzie ulegał znacznie większym osiadaniom, a zwłaszcza osiadaniom nierównomiernym, należy dążyć raczej do zmniejszenia fundamentów i powiększenia naprężenia gruntu niż odwrotnie. Nierównomierne osiadanie gruntu wywołuje bowiem nierównomierne jego obciążenia, a co za tym idzie momenty gnące całej budowli. Momenty te wywołują w budynku naprężenie wewnętrzne i w wyniku dalszym — pęknięcie. (Rys. 1 i 2).

2. W ramach możliwości należy dać budowli dużą sztywność (duży moment bezwładności), która by się lokalnym osiadaniom gruntu skutecznie przeciwstawiała.

3. Jeżeli zarządzenia powiększenia sztywności przekraczałyby wymiary, wtedy należy wziąć pod uwagę uelastycznienie budynku. Osiągamy to albo przez zarządzenie dostatecznej ilości szwów dylatacyjnych, albo przez dobór odpowiedniego materiału budowlanego, jak drzewo, stal itp. Należy tutaj zaznaczyć, że domy murowane na zaprawie wapiennej wykazują znacznie większy stopień odkształcalności, niżby to na pozór się wydawało, w każdym razie większy niż murowane na półcement lub tylko na cement, i większy niż szkielety żelbetowe.

Nie od rzeczy będzie jeszcze na tym miejscu zaznaczyć, że liczenie fundamentów ułożonych na sprężystym podłożu z zastosowaniem właściwości podłoża gruntu nie daje najczęściej wyników podobnych do stanu rzeczywistego nie tylko dla tego, że o właściwościach tych mamy wiadomości niedostateczne, lecz głównie i dla tego, że pomiędzy gruntem budowlanym a fundamentem leży po-

wierzchnia dotyku, przerywająca wszelką ciągłość działania i matematycznej analizy. Tak np. dowiódł Terzaghi, że doświadczenie nad obciążonym sprężystością gruntem może dać wyniki diametralnie odwrotne od tych, jakie nam daje obliczenie statyczne. Przykład ten przytaczam jedynie jako ostrzeżenie, aby w tak zawiłym problemie jak obciążenie i osiadanie gruntu budowlanego, nie wyciągać wniosków zbyt pośpiesznych.

Najmniejszy moment bezwładności w porównaniu do swego dużego znaczenia mają nawierzchnie drogowe. Jeżeli jeszcze dodamy, że nowoczesna droga betonowa ma bardzo małą odkształcalność oraz że kładzona jest najczęściej na względnie niegłębokiej powierzchni warstwy ziemnej, zrozumiemy od razu, w jak niekorzystnych dla siebie warunkach taka nawierzchnia drogowa pracuje. Działają na nią i osiadanie gruntu — wywołane przemianami ogólnymi podłoża, — i zmienne naciski i wreszcie zmienna temperatura ziemi tuż pod nawierzchnią. O ile bowiem samo przemarzanie gruntu wywołuje pęcznienie ziemi i unoszenie w górę nawierzchni, to odtajanie gruntu nie tylko powoduje powrotny proces skurczenia się poprzednio przemarzniętej warstwy ziemi, ale osiadanie to zawsze jest większe niż poprzednie rozpęcznienie, a to z tego powodu, że ziemia pod zamrażającą powłoką przytłoczona jest siłą rozsadzającą zamrażonego gruntu, jest skurczona i nie mając stałego współczynnika sprężystości, nie powraca nigdy do swego poprzedniego stanu. Przemarzanie więc gruntu, pociąga za sobą dwa

ujemne zjawiska: pęcznienie gruntu z rozsądzeniem budowy oraz osiadanie gruntu, przewyższające poprzednie rozpęcznienie wskutek przemarzania. Jeżeli w tych okolicznościach nawierzchnia drogowa nie posiada dostatecznego momentu bezwładności i dostosowanej do lokalnych warunków odkształcalności — wynik osiadania gruntu będzie ujemny.

Dobiegając do końca referatu nadmienić należy, że poruszane w nim zagadnienia są drobnymi wyjątkami z ogólnego tematu badań nad gruntem budowlanym, i traktowane są jak najbardziej szkicowo. Doniosłość ich jest jednak ogromna. Podkreśliśmy już niejednokrotnie, że sprawa badania gruntu u nas w Polsce jest w danym momencie w dużym zaniedbaniu, na czym cierpi gospodarka narodowa; należałoby więc w interesie świata budującego stworzyć instytut badań i orzecznictwa w sprawach osiadania gruntu, od którego możnaby otrzymywać niezawodne dane na tematy przez nas poruszane. W przeciwnym bowiem razie budujemy wadliwie, albo niedoceniając niebezpieczeństw złego gruntu i narażając się na niepowodzenia, albo ulegając nadmiernej ostrożnie, narażając właściciela na niepotrzebne koszty.

Instytut taki powinien być, naszym zdaniem, wzorem zagranicznych prowadzony przez wybitnego specjalistę, z współdziałaniem fachowców ze świata nauki i praktycznego budownictwa.

Dr Med. JANINA BORTKIEWICZ-RODZIEWICZOWA
Adiunkt Zakładu Higieny U. S. B.

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

KLIMATYZACJA POWIETRZA Z PUNKTU WIDZENIA HIGIENY

Klimatyzacją powietrza nazywamy uzyskanie zespołu czynników meteorologicznych specjalnie korzystnych dla danych warunków bytu lub pracy zawodowej. Chodzi tu o powietrze wewnątrz lokali zamkniętych.

Ujemny wpływ na ustrój powietrza lokali zamkniętych, niewietrzonych lub wietrzonych niedostatecznie, był znany od dawna. *Lavoisier* przypisywał ten wpływ skupieniu nadmiernej ilości dwutlenku węgla w lokalach zamkniętych i przebudnionych. *Pettenkofer* wykazał doświadczalnie, że ilości dwutlenku węgla, spotykane w lokalach przebudnionych są zbyt małe na to, żeby wywołać zatrucie ustroju. Badacz ten wysunął teorię o istnieniu specjalnych lotnych substancji trujących, wydzielanych przez ustrój podczas przemiany materii. Do tejże hipotezy powrócił *Wichard* w swojej teorii o kenotoksynach. Jednak lotnych substancji trujących dotąd nie wykryto.

Natomiast eksperyment *Flüggego* wykazał, że samopoczucie osobników, zamkniętych w doświadczalnej komorze wentylacyjnej i pełniących tam pracę umysłową lub fizyczną, nie ulegało zmianie nawet przy zwiększeniu ilości dwutlenku węgla do 1,5%. Natomiast wzrost ciepłoty powietrza do 24° C i 30° C i wilgotności względnej do 90% powodowały uczucie znużenia i złe samopoczucie. Kilkakrotnie powtarzano ten eksperyment i w wyniku badań ustalono, że przyczyną złego samopoczucia były zmiany fizykalne czynników atmosferycznych, a mianowicie: wzrost ciepłoty, wilgotności, brak ruchu powietrza i utrudnione oddawanie ciepła z powodu zbyt dużego skupienia ludzi.

Rola czynników meteorologicznych polega na tym, że od nich w wielkiej mierze zależy utrzymanie równowagi cieplnej ustroju, niezbędnej do normalnego przebiegu wszystkich procesów życiowych w naszym organizmie. Organizm nasz stale musi normować ilość ciepła oddawanego na zewnątrz,

zmniejszając produkcję ciepła lub zwiększając ją. *Termoregulacja chemiczna* (procesy utleniania w tkankach ustroju) i *fizyczna* (aktywna czynność skóry) odbywa się odruchowo, wskutek podrażnienia nerwów skórnych czujących na zimno i na ciepło. W normalnych warunkach życia i pracy nerwy te zawsze są w pewnym napięciu. Minimalne podrażnienie ich wytwarza przyjemne samopoczucie, spokojny nastrój, który nazywamy uczuciem *komfortu atmosferycznego*. Jest to stan psychiczny, indywidualnie odczuwany. Praca każdego osobnika jest najwydatniejsza w warunkach komfortu atmosferycznego. Przy wszelkich objawach zachwiania równowagi cieplnej, a więc zarówno przy wzmożonym oddawaniu ciepła z ustroju, jak też i przy objawach stagnacji ciepła w organizmie wydajność pracy spada.

Po ustaleniu zależności regulacji cieplnej od wpływu czynników atmosferycznych, starano się wyjaśnić, który z tych czynników ma dominujący wpływ na termoregulację. *Haldane* jako wskaźnik komfortu atmosferycznego proponował notowania termometru wilgotnego. Jest to jeden z termometrów psychrometru, albo zwykły termometr, którego rezerwuar został owinięty warstwą muślinu, zwilżonego w wodzie. Dzięki stałemu parowaniu z powierzchni rezerwuaru, przyrząd ochładza się: ciepło bowiem, zużyte na parowanie wody z powierzchni przyrządu, przechodzi w utajone ciepło parowania. Wskutek stałego ochładzania się rezerwuaru przyrządu, termometr wilgotny wskazuje ciepłotę niższą niż termometr suchy. Im bardziej suche jest powietrze, tym szybciej odbywa się parowanie z powierzchni rezerwuaru termometru wilgotnego i tym większa jest różnica w notowaniach suchego i wilgotnego termometru. Na szybkość parowania wpływa też i ruch powietrza. Po pewnym czasie (15—20 minut, zależnie od warunków lokalnych), ciepłota obu termometrów ustala się na pewnej dla każdego odrębnej wysokości. Oznacza to, że nastąpiła równowaga pomiędzy oddawaniem ciepła z powierzchni rezerwuarów obu termometrów a ogrzewaniem ich przez otaczające powietrze. Dla wilgotnego termometru ma to miejsce wówczas, kiedy powietrze, otaczające wilgotny rezerwuar, jest nasycone parą wodną. Odnajdując w specjalnych tablicach prężność pary wodnej, odpowiadającą wskazaniom suchego i wilgotnego termometru, możemy określić wilgotność powietrza (bezwzględna i względna).

Nie wszyscy badacze uważali notowania termometru wilgotnego za wystarczające do określenia komfortu atmosferycznego. *Vernon* polecał brać pod uwagę wskazania obu termometrów psychrometru.

Psychrometr jest to przyrząd, służący do określania wilgotności powietrza. Istnieje kilka odmian tego aparatu. Zasadniczą jednak częścią każdego psychrometru są dwa zupełnie jednakowe i dokładne termometry, pionowo umieszczone na statywie w pewnej odległości od siebie. Jednego z termometrów używa się jako termometru suchego, drugiego jako wilgotnego.

Nowojorska komisja wentylacyjna stwierdziła, że właściwymi przyczynami złego samopoczucia w lokalach źle wietrzonych, są: przegrzanie powietrza, zwiększenie wilgotności względnej i brak ruchu powietrza.

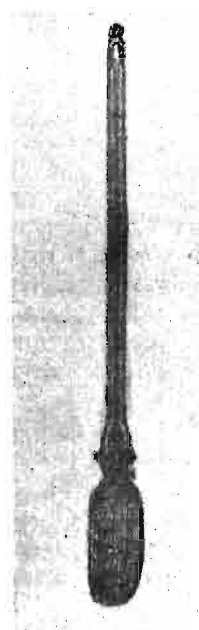
W ten więc sposób zostały zbadane poszczególne czynniki atmosferyczne i określony ich wpływ na gospodarkę cieplną ustroju. Wylaniała się jednak potrzeba poznania zbiorowego działania tych czynników na ustrój ludzki. Niezbędny zdawał się być przyrząd mierzący jednocześnie ciepłotę, wilgotność i ruch powietrza w warunkach ochłodzenia bliskich do tych, w których się odbywa oddawanie ciepła z ustroju naszego.

Taki właśnie przyrząd został wynaleziony przez angielskiego fizjologa *Hilla* w 1916 roku. Jest to *katatermometr Hilla*.

Katatermometr *Hilla* jest to czuły termometr, za pomocą którego możemy określić utratę ciepła w milikaloriach z 1 cm² powierzchni przyrządu w ciągu 1 sekundy. Średnia ciepłota ochładzającego się przyrządu jest zbliżona do ciepłoty ciała ludzkiego. Możemy więc tu mówić o analogii z ustrojem naszym, chociaż bardzo dalekiej. Przyrząd ten posiada duży rezerwuar (4 cm długi, o 1,8—2,0 cm średnicy i powierzchni 22,6 cm). Rezerwuar jest napełniony rtęcią, alkoholem, benzolem lub innym płynem ze związków pierścieniowych. Rurka termometru 20 cm długa, zamiast zwykłej skali ma tylko 2 podziałki: górna podziałka odpowiada 100° F lub 38° C. Górny koniec włoskowej rurki termometru jest zakończony małym owalnym rozszerzeniem, tworzącym górny rezerwuar, do którego wchodzi nadmiar gazu, podnoszącego się w rurce podczas ogrzewania przyrządu. Przyrząd stosujemy w stanie suchym lub wilgotnym. W ostatnim przypadku na rezerwuar katatermometru wkłada się palec rękawiczki bawełnianej lub jedwabnej.

Za pomocą przyrządu bezpośrednio określa się prędkość jego ochłodzenia od 38° C do 35° C. Zależy ona od różnicy pomiędzy ciepłotą katatermometru, a temperaturą otaczającego powietrza.

Pośrednio katatermometr służy do określenia utraty ciepła przez nasz ustrój. Ustrój nasz ochładza się tym prędzej, im większa jest różnica pomiędzy ciepłotą naszej skóry, a ciepłotą otaczającego powietrza, a także ochładza się on szybciej w czasie wiatru. Według założenia katatermometr ma analogię ze skórą suchą lub wilgotną człowieka i określa siłę chłodzącą powietrza przy ciepłocie przyrządu, bliskiej do ciepłoty ciała ludzkiego, tj. 36,5° C. A więc, mierząc prędkość własnego ochłodzenia, katatermometr określa też chłodzącą siłę atmosfery dla naszego ustroju.



Rys. 1.

Suchy katatermometr notuje utratę ciepła wskutek promieniowania i przewodnictwa, wilgotny zaś przyrząd określa utratę ciepła wskutek promieniowania, przewodnictwa, a także wskutek parowania. Różnica pomiędzy notowaniami suchego i wilgotnego katatermometru stanowi utratę ciepła wskutek samego parowania.

Posługując się katatermometrem, musimy znać tak zwany **f a k t o r** czyli **k a t a f a k t o r**. Jest to liczba milikaloryj, oddawana przez 1 cm² rezerwuaru w przeciętnej temperaturze 36,5^o C. Przeciętną temperaturę otrzymujemy w ten sposób:

$$\frac{35 + 38}{2} = 36,5.$$

W celu oznaczenia faktora określamy ogólną utratę ciepła, oddawanego przez katatermometr przy ochładzaniu przyrządu od 38^o C do 35^o C. Otrzymaną w ten sposób wielkość dzielimy przez powierzchnię rezerwuaru przyrządu. Iloraz z tego podziału jest to **f a k t o r** danego **k a t a**. (skrót słowa katatermometr, przyjęty przez angielskich). Faktor danego przyrządu jest dla niego wielkością względnie stałą. Oznaczamy go literą **F**. Zazwyczaj jest on podany na każdym przyrządzie.

Badanie powietrza za pomocą kata polega na określaniu prędkości ochłodzenia suchego i wilgotnego kata w danych warunkach atmosferycznych. Prędkość ochłodzenia suchego katatermometru oznaczamy przez **H**, a prędkość ochłodzenia wilgotnego przyrządu przez **H₁**.

Technika badania następująca: ogrzewa się ¼ — ½ litra wody do ciepłoty 50^o—80^o C. Do gorącej wody zanurza się rezerwar kata. Obserwujemy podnoszenie się słupka alkoholu w rurce włoskowej watej zanim alkohol nie zapełni do połowy górnego rezerwuaru przyrządu, a ze słupka płynu nie znikną pęcherzyki powietrza. Wówczas wyjmujemy przyrząd z wody, prędko wycieramy go na sucho i zawieszamy na statywie w pozycji pionowej, możliwie nieruchomo, w tej przestrzeni powietrza, której stan sanitarny mamy badać. Następnie z sekundomierzem w rękę z pewnej odległości (30—40 cm) obserwujemy szybkość (w sekundach) przejścia słupka płynu od kreski górnej — 38^o C do kreski dolnej — 35^o C. Badanie powtarza się kilkakrotnie (3—5 razy) i, odrzucając wynik pierwszy, jako niedokładny, bierze się średnią ze wszystkich badań.

Przy badaniu za pomocą wilgotnego kata na rezerwar przyrządu wkłada się koszulkę z porowatej tkaniny. Po wyjęciu przyrządu z wody, nadmiar wilgoci z powierzchni koszulki usuwa się, osuszając przyrząd ręcznikiem, a następnie postępujemy tak samo jak z suchym kata. Badania za pomocą suchego i wilgotnego katatermometru należy wykonywać jednocześnie, gdyż jedynie wówczas będą one miarodajne.

Podaję przykład badania. **F**. — 459. Suchy kata ochładza się od 38^o do 35^o C w ciągu 75 sekund. Wilgotny kata ochładza się od 38^o C do 35^o C w ciągu 25,9 sekundy. A więc **H** czyli prędkość ochładzania wynosi dla suchego $H = \frac{F}{T} = \frac{459}{75} = 6,1$, **H₁** czyli prędkość ochładzania wilgotnego kata —

$H_1 = \frac{459}{25,9} = 17,7$, **H** i **H₁** mogą mieć różne wielkości zależnie od ciepłoty danego powietrza, jego ruchu i wilgotności. To też wielkości te charakteryzują powietrze pod względem sanitarnym i dlatego znalazły zastosowanie przy sanitarnych badaniach powietrza w warsztatach pracy. Sprzyjała temu łatwa i dostępna metoda badania.

Pomiary **H** i **H₁** przeprowadzone w pracowniach naukowych i warsztatach pracy wyjaśniły, że człowiek w spoczynku lub przy lekkiej pracy czuje się najlepiej przy **H** = 6—7, a **H₁** = 18—20 przy ciepłocie powietrza 18^o—20^o C. Są to więc wskaźniki komfortu atmosferycznego dla danych warunków. Wskaźniki komfortu, a także i krańcowe wielkości **H** i **H₁**, są uzależnione od klimatu, pory roku, ilości energii promienistej, dostarczanej ustrojowi z zewnątrz, ubrania, rodzaju pracy. Istnieją specjalne dane (**H i l l**) co do komfortu atmosferycznego podczas pracy zawodowej.

Badania, wykonane doświadczalnie, a także i w zakładach przemysłowych, ujawniły, że katatermometr nadaje się do badania „grzejącej” siły powietrza otaczającego (**L e w i c k i, M a r s z a k**). Przyrząd, ochłodzony do 35^o C, zawieszamy w miejscu badania i notujemy ilość sekund, potrzebną do ogrzania przyrządu od 35^o C do 38^o C.

Bardziej jednak ważną i do dziś dnia niezastąpioną własnością katatermometru jest możliwość mierzenia szybkości ruchu powietrza za pomocą tego przyrządu. Ma to ogromne znaczenie z tego względu, że chodzi tu o prądy powietrzne o bardzo małej szybkości ruchu, na które zwykle anemometry są nieczułe. Prądy te jednak mają wpływ na termoregulację ustroju i muszą być brane pod uwagę przy rozstrzygnięciu zagadnień komfortu atmosferycznego.

Przy obliczaniu ruchu powietrza posługujemy się następującymi wzorami:

$$V = \left(\frac{H}{\Theta} - 0,20 \right)^2 \dots \dots \dots (1)$$

Dla szybkości ruchu powietrza do 1 m na sek.

$$V = \left(\frac{H}{\Theta} - 0,13 \right)^2 \dots \dots \dots (2)$$

Dla szybkości ruchu powietrza od 1 m na sek. do 17 m na sek.

Dla określenia \dot{V} musimy znać wielkość **H** i t^0 , to jest ciepłotę powietrza, w którym się przeprowadza badanie.

Na przykład **H** = 7, $t = 20^{\circ}\text{C}$. **Q** = 36,5 (średnia ciepłota ochłodzenia kata) minus ciepłota powietrza w miejscu badania, odczytana na termometrze; 0,20; 0,40; 0,13; 0,47 są to współczynniki, określone doświadczalnie dla każdej szybkości ruchu powietrza.

Mając te dane określamy **Q** = 36,5 — 20 = 16,5.

Wówczas obliczamy $\frac{H}{\Theta} = \frac{7}{16,5} = 0,42$

$$V = \left(\frac{0,42 - 0,20}{0,40} \right)^2 = 0,303 \text{ m/sek.}$$

Wykonano dużo badań, mających na celu wykrycie zależności między notowaniami katatermometru, a wydajnością pracy ewentualnie objawami zmęczenia. W toku tych badań wyjaśniły się niektóre słabe strony przyrządu, a mianowicie:

1) pewna niedokładność wyników badań w odniesieniu do istotnej wielkości chłodzącej siły powietrza. Zdaniem badaczy, niedokładność pomiaru przypisać należy powstawaniu prądów konwekcyjnych wewnątrz przyrządu, zwłaszcza przy szybkim ogrzewaniu się lub ochładzaniu. Mają tu pewien wpływ i temperatury środowiska, szczególnie wysokie i niskie. 2) Następnie katatermometr jest bardzo wrażliwy na działanie energii promienistej. Skutkiem tego w obecności źródeł takiej energii przyrząd daje wyniki nieodpowiadające rzeczywistości. 3) Były też zarzuty co do wskaźników komfortu atmosferycznego, uznawano indeksy komfortu *H i l l a* za nieodpowiednie dla ludzi nie zbliżonych rasowo, ani pod względem klimatu i metod wychowania do anglosasów. Toteż niektórzy badacze dążyli do określania własnych norm komfortu atmosferycznego. 4) Robiono także spostrzeżenia, że walcowaty kształt rezerwuaru powoduje nierównomierne ochładzanie kata. Polecano rezerwuwar w kształcie kuli (*f r i g o r i m e t r D o r n o*).

W dążeniu do uzyskania przyrządu wolnego od tych zarzutów stworzono cały szereg nowych aparatów.

Najważniejszym jednak zarzutem przeciwko katatermometrowi, podniesionym i przez naszą katedrę, a którego i nowe modele nie rozwiążą, jest założenie analogii pomiędzy skórą ustroju żywego, a przyrządem martwym, który, chociaż jest bardzo czuły, to jednak zawsze się ogrzewa i ochładza według pewnych praw fizycznych. Natomiast ustrojem żywym rządzą prawa fizjologiczne. A obok tego, każdy odczyn ustroju na bodźce zewnętrzne zależy jest od cech indywidualnych ustroju: konstytucji, stanu zdrowia, przebiegu w organizmie procesów fizjologicznych, napięcia systemu nerwowego, aklimatyzacji w danych warunkach atmosferycznych i innych.

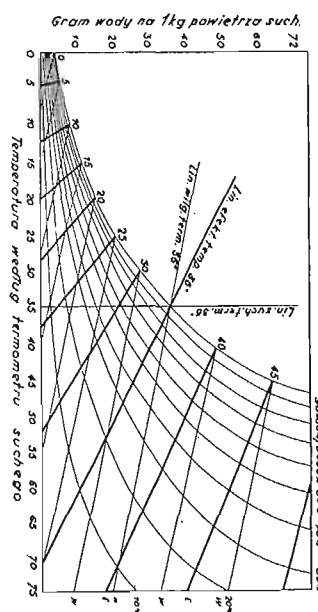
Mimo to jednak katatermometr, zabezpieczony od wpływu energii promienistej i dotąd jest bardzo wartościowym przyrządem przy mierzeniu chłodzącej siły powietrza. Jako anemometr jest on niezastąpiony.

Prawie jednocześnie z teorią katatermometrii Hilla powstała amerykańska teoria *t e m p e r a t u r e f e k t y w n y c h*. Metoda badania była uważana przez autorów za bardziej racjonalną niż w katatermometrii: miernikiem bowiem sanitarne go stanu atmosfery środowiska było tu subiektywne samopoczucie żywych ustrojów ludzkich osobników, badanych w czasie eksperymentu, a nie wskazania przyrządu fizycznego, jak to ma miejsce w katatermometrii. (Temperaturą efektywną nazywamy subiektywnie odczuwany i określany przez

ustroj sumaryczny wpływ ciepłoty, wilgotności i ruchu powietrza).

Dane, na podstawie których nakreślono skalę temperatur efektywnych, powstały w wyniku wielkiej ilości badań samopoczucia w danych warunkach atmosferycznych przeszło 100 osobników. Badania te przeprowadzano w specjalnie skonstruowanych komorach doświadczalnych, gdzie zmieniając ciepłotę, wilgotność i ruch powietrza, do kładnie notowano czynniki fizyczne powietrza w poszczególnych nowych kombinacjach i odpowiadające im samopoczucie badanych osobników. Na przykład: przy ruchu powietrza równym 0 i ciepłocie 35,4° C podług termometru suchego i 30,7° C podług wilgotnego w jednej komorze, i 46,1° C termometru suchego i 28,1° C termometru wilgotnego w drugiej, ta ostatnia wydaje się badanym zimniejsza. Natomiast podniesienie ciepłoty termometru suchego do 36,1° C i wilgotnego do 31,4° C w komorze pierwszej daje jednakowy subiektywny efekt cieplny, to znaczy badani uznają obie komory za jednakowo ogrzane.

W wyniku graficznego notowania w ten sposób otrzymywanych danych doświadczalnych powstały karty psychrometryczne. Jedną z nich tu łączam.



Rys. 2.
Wykres temperatur efektywnych powietrza nieruchomego (pg Karaffy-Korbutta).

Na osi odciętych oznaczone są wskazania suchego termometru. Linia pionowa, przeprowadzona od każdej podziałki, notującej wskazania suchego termometru, oznacza daną temperaturę przy wszystkich kombinacjach czynników atmosferycznych, a więc przy wilgotności względnej od 10% do 100% i przy różnych wskazaniach termometru wilgotnego. Na karcie mamy nakreśloną linię termometru suchego 35° C.

Na osi rzędnych jest oznaczona zawartość pary wodnej w gramach na 1 kilogram powietrza suchego. Łącząc punkty zawartości pary wodnej na rozmaitych poziomach (odpowiadających zawartości

pary wodnej w 1 kg powietrza) otrzymamy krzywe wilgotności względnej. Górna linia odpowiada 100% wilgotności względnej. Następnie idą krzywe wilgotności względnej w odstępach o 10%.

Kierunek linii termometru wilgotnego jest ukośny. Notowanie stopni termometru wilgotnego jest umieszczone w lewej części karty psychrometrycznej wzdłuż linii 100% wilgotności względnej. Na karcie jest oznaczona linia termometru wilgotnego 35° C.

Jeśli, jak to mamy oznaczone na karcie psychrometrycznej, termometr suchy i termometr wilgotny wskazywał po 35° C, a wilgotność względna powietrza wynosiła 100%, to graficzne zsumowanie tych wszystkich czynników znajdziemy w miejscu przecięcia się linii termometru suchego i wilgotnego na krzywej wilgotności względnej 100%. Jest to właśnie temperatura efektywna dla danych warunków atmosferycznych. Stanowi ona 35° C, jak to mamy podane na wykresie. Sumaryczne bowiem działanie na ustrój ludzki szeregu połączeń czynników atmosferycznych przyjęto oznaczać w stopniach. Autorzy tej teorii posługiwali się stopniami Farenheita, przełożonymi przez sowieckiego badacza *Jakowienkę* na stopnie Celsjusza.

Na podanym wykresie temperatura efektywna jest oznaczona grubymi liniami o kierunku ukośnym zbliżonym do kierunku linii termometru wilgotnego, tworząc z linią wilgotnego termometru pewien kąt, zmniejszający się w miarę wzrostu temperatury. Świadczy to o tym, że w wysokich ciepłotach ustrój nasz reaguje raczej jak termometr wilgotny, czyli że w miarę wzrastania ciepłoty zwiększa się oddawanie z ustroju ciepła za pomocą parowania. Czynnikiem bardzo ważki w regulacji ciepłoty ustroju. Nazwa temperatury efektywnej powstała stąd, że wyraża ona sumaryczny efekt ciepłoty rozmaitych kombinacji czynników fizykalnych atmosfery. Jako to widzimy z przebiegu linii temperatury efektywnej na załączonym wykresie, mogą to być i inne kombinacje niż te, które zostały podane na wykresie i na przykładzie. Jeśli więc przeprowadzimy linie termometru wilgotnego od 25° C do 35° C i linie termometru suchego od 35° C do 70° C, to rozmaite kombinacje wskazań obu termometrów w tym zakresie również dadzą temperaturę efektywną 35° C. A więc: termometr wilgotny 25° i suchy 70° C przy wilgotności względnej 30%—40%; termometr wilgotny 30° i termometr suchy 52½° C przy wilgotności względnej 70%—80% itd. — wyszczególniłam te kombinacje, które łatwo odnaleźć na załączonej karcie psychrometrycznej.

W wyniku opracowania kart psychrometrycznych powstały tablice temperatur efektywnych: normalna w wyniku badań ludzi lekko ubranych, pozostających w spokoju lub trudniących się lekką pracą fizyczną i podstawowa w wyniku badań ludzi rozebranych do pasa i pozostających w spokoju.

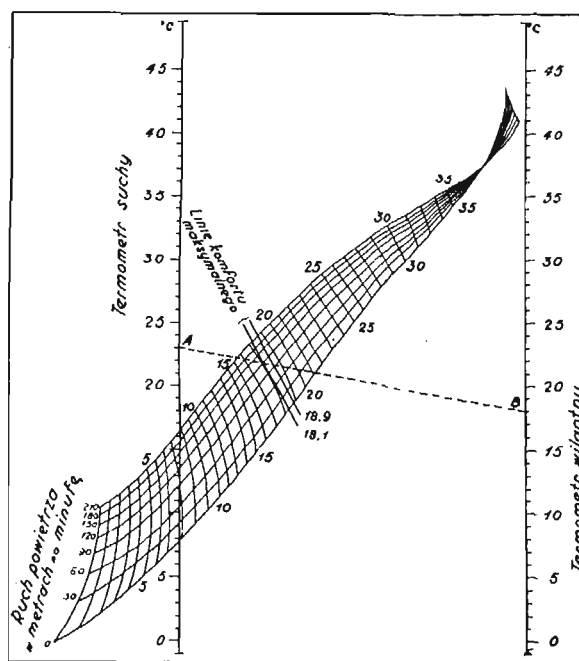
Podczas badań doświadczalnych nad ułożeniem skali temperatur efektywnych, okazało się, że większość badanych w zwykłym ubraniu w stanie spoczynku lub podczas lekkiej pracy fizycznej najlepiej się czuje w granicach temperatur efektywnych 17° C—22° C. Najlepsze samopoczucie, pełny komfort atmosferyczny większość badanych osiągała

przy temperaturze efektywnej 19°—20° C. Toteż ten zakres temperatur efektywnych nazwano pasem komfortu cieplnego, a linię temperatury 20° C — linią komfortu. Dla ludzi obnażonych do pasa w stanie spoczynku pas komfortu od 19° do 28° C, a linia komfortu 25° C.

Podany niżej nomogram daje możliwość łatwego i prędkiego określenia temperatur efektywnych w powietrzu nieruchomym, a także i przy dowolnym ruchu powietrza.

Mamy tu podane skale obu termometrów: suchego i wilgotnego w zakresie od 0° do 45° C i ruch powietrza w metrach na minutę od 0 do 210 m/min. Z charakteru krzywych dla ruchu powietrza możemy wnioskować, że ma on małe chłodzące działania w ciepłotach powietrza bliskich do ciepłoty ciała ludzkiego; po przekroczeniu 35° C nie ochładza wcale, lub ochładza bardzo mało, zależnie od wilgotności względnej powietrza, natomiast po przekroczeniu 37° C działa grzejąco.

W celu określenia temperatury efektywnej za pomocą tego nomogramu, odczytujemy na lewej skali wykresu temperaturę termometru suchego, na prawej temperaturę termometru wilgotnego, uzyskane w danych warunkach atmosferycznych. Oba punkty łączymy prostą. Na przecięciu tej prostej z krzywą szybkości ruchu powietrza odczytujemy efektywną temperaturę w danych warunkach atmosferycznych. Na przykład na nomogramie mamy podane: ciepłota termometru suchego 25° C — wilgotnego — 18° C. Łącząc te dwa punkty linią prostą, otrzymamy linię temperatury efektywnej. Dla ruchu powietrza 0 jest to 21° C, przy zwiększeniu ruchu powietrza do 30 m/min temperatura efektywna wynosi 20° C, przy dalszym zwiększeniu ruchu powietrza do 60 mm/min temperatura efektywna spada do 19,2° C. Mamy tu więc przy tych samych notowaniach termometrów różną temperaturę efektywną, zależnie od zmian w szybkości ruchu



Rys. 3.

powietrza. Temperatura efektywna 21°C w powietrzu nieruchomym jest równoważna, czyli jak chcą autorzy teorii, równoważna temperaturze efektywnej przy ruchu powietrza 30 m na min. — 20°C i temperaturze $19,2^{\circ}\text{C}$ przy ruchu powietrza 60 m na min. A więc tam, gdzie nie możemy zmniejszyć ciepłoty powietrza, możemy zbliżyć się do komfortu atmosferycznego, zwiększając ruch powietrza.

Jednak należy się zastrzec, że dane, uzyskane za pomocą powyższego nomogramu, są miarodajne dla wilgotności względnej w granicach 30%—60%. Bardzo suche zarówno jak i bardzo wilgotne powietrze daje różne samopoczucie osobnicze przy tej samej temperaturze efektywnej, a więc i temperatura efektywna nie będzie odpowiadać istotnemu samopoczuciu.

Pas komfortu cieplnego i tutaj, podobnie jak i w katatermometrii, zależy od klimatu, warstw ubrania, rodzaju pracy. W wielkiej mierze też zależy od cech indywidualnych ustroju.

Jednak dzięki teorii temperatur efektywnych możemy nie tylko scharakteryzować sanitarne warunki atmosfery środowiska, ale też i określić w jaki sposób możemy zbliżyć dane warunki do komfortu atmosferycznego. Toteż określanie temperatur efektywnych znalazło szerokie zastosowanie w przemyśle i innych warsztatach pracy, i jednocześnie z pomiarami katatermometrycznymi w niektórych państwach weszło do schematu badań zakładów przemysłowych jako obowiązujące.

I ta metoda nie jest wolna od zarzutów. Pierwszym z nich jest subiektywizm wyników, dalej trud-

ność dostosowania norm amerykańskich do innych narodów, odmiennych rasowo i wychowanych w innych warunkach bytu, niedostatecznie szeroka skala pomiarów.

W połączeniu z katatermometrią (obie te metody doskonale uzupełniają się wzajemnie) metoda ta oddała znaczne usługi higienie i dała możliwość wykonania całego szeregu badań niedostępnych dotąd. Zbadano czynniki atmosferyczne w całym szeregu przemysłów: papiernictwie, młynarstwie, przemyśle włókienniczym, a także w wielu warsztatach pracy umysłowej. W niektórych państwach były określone własne wskaźniki komfortu atmosferycznego. (Niemcy, Rosja Sowiecka).

W miarę dalszego rozwoju badań czynników atmosferycznych okazało się, że na nasze samopoczucie w danym środowisku wpływa nie tylko stan ciepłoty, wilgotności i ruchu powietrza, ale też i naładowanie elektrycznością atmosfery — jonizacja powietrza, wahania w ciśnieniu barometrycznym, insolacja i promieniowanie. A więc i poczucie komfortu atmosferycznego zależy od zespołu tych czynników. Toteż obecnie mamy cały szereg nowych metod badania i nowe przyrządy uwzględniające te własności powietrza: *termometr kulisty Vernona*, *termointegrator Winsłowa* i inne. Możemy badać efektywną temperaturę promieniowania i temperaturę promienisto-konwekcyjną. Mamy skalę temperatury równoważnej i inne. Jednak podstawowymi przyrządami dotąd są: termometr i katatermometr suchy, zabezpieczone przed promieniowaniem oraz psychrometr. c. d. n.

Inż. FRANCISZEK BAKOWSKI

Referat zgłoszony na IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych

UDZIAŁ OGRZEWANIA I WIETRZENIA W KONSERWACJI BUDYNKÓW

Korzystny wpływ ogrzewania i wietrzenia na konserwację budynków jest rzeczą tak oczywistą i powszechnie znaną, że mówić o nim — byłoby zupełnie zbyteczne. Toteż w referacie niniejszym pragnąłbym wykazać tylko na podstawie kilku przykładów, jak można najskuteczniej wyzyskać te właściwości konserwacyjne ogrzewania i wietrzenia przez: a) właściwy wybór systemu, b) odpowiednią eksploatację dla osiągnięcia trzech celów tj. *trwałości, higieny i zachowania estetyki budynków.*

O tym, że ogrzewanie i wietrzenie budynku w chłodnej porze roku jest dla niego korzystne, wiemy wszyscy, zdając sobie również sprawę ze zjawisk fizycznych, sprzyjających konserwacji. Jak wiadomo powietrze zewnętrzne o niskiej temperaturze, a więc o małej zawartości pary wodnej, dostając się dzięki różnicy temperatur przez okna lub nieszczelności okien i drzwi oraz porowatości ścian do wnętrza ogrzewa się, skutkiem czego jego *wilgotność względna się zmniejsza*; powietrze względnie suche jest zdolne do chłonięcia pary wodnej, wydzielanej przez organizmy ludzkie lub

przez procesy gospodarcze (gotowanie, pranie) i unosi ją na zewnątrz, co wychodzi na korzyść budynkowi. Natomiast daleko mniej zdajemy sobie sprawę ze zjawiska odwrotnego w lecie, polegającego na tym, że powietrze zewnętrzne, ciepłe i wilgotne, dostając się do pomieszczeń zimniejszych (przede wszystkim podziemia) może strącać w nich swą parę wodną i *zawilgocąć ściany.*

Zjawisko to może stać się czasem bardzo uciążliwe. Mam tu np. na myśli podziemie gmachu pocztowego w jednym z naszych większych miast, gdzie ściany oraz aparaty telegraficzne i telefoniczne ulegały w lecie takiemu zawilgoceniu, uniemożliwiającemu ich pracę, że wypadło wykonać kosztowną instalację klimatyzacyjną w której studzi się wodę za pomocą chłodzarki, pracującej dwutlenkiem siarki, wprawia się tę wodę w obieg, chłodzi się nią powietrze na złożu z pierścionków Raschiga i w ten sposób wykrapla się z niego wilgoć, — następnie ogrzewa się je do temperatury właściwej, otrzymując jako wynik powietrze względnie suche, a dzięki niemu suche ściany i aparaty.

Przykład, wyżej przytoczony, wprowadza nas w dziedzinę nowej gałęzi techniki wentylacyjnej, mianowicie w *dziedzinę klimatyzacji*, mającej na celu wytwarzanie w pomieszczeniu właściwej wilgotności i temperatury powietrza i właściwego ich wzajemnego ustosunkowania, które zapewnia nie tylko właściwy komfort i warunki higieniczne dla osób przebywających w tych pomieszczeniach, lecz ma doniosłe znaczenie dla *konserwacji zabytków sztuki*. Tak np. w obrazach olejnych farby są bardzo wrażliwe na wahania temperatury a werniksy na stopień wilgotności powietrza. Często powtarzające się ruchy tych dwóch warstw mogą spowodować i powodują pęknięcie a nieraz i łuszczenie się powierzchni. Również rzeźby drewniane a nawet marmurowe cierpią od wahań wilgotności względnej, o czym świadczą uszkodzenia lub trwałe zabrudzenia ich w wielu muzeach ¹⁾.

Liczba muzeów w Polsce jest stosunkowo mała, czego przyczyną była stukilkudziesięcioletnia niewola i nieszczęścia krajowe. Zbiory o charakterze dzieł sztuki kryły się po pałacach i dworach, a także w kościołach. I tu należy skierować nasze wysiłki konserwacyjne.

Otóż z przyczyn wyżej wyluszczonej możemy stwierdzić w wielu budynkach dawno istniejących zawilgocenie ścian, zniszczenie lub uszkodzenie boazerii i malowideł ściennych. W szczególnym stopniu dotyczy to m. in. nieogrzewanych kościołów, w których zimą lub wczesną wiosną skraplanie się pary wodnej z oddechu mas ludzkich na zimnych ścianach i sklepieniach powoduje przywieranie kurzu oraz spływanie strug wody po ścianach. Odstraszającym przykładem jest tu np. zniszczenie polichromii Matejkowskiej w kościele N. P. Marii w Krakowie, że ten jeden przykład tylko wymienię.

Mogę jednak wymienić i przykład dodatni: lat temu kilkanaście nieżyjący dziś prałat natychmiast po wykonaniu w jednym z kościołów prowincjonalnych okazalej polichromii, polecił urządzić w tym kościele ogrzewanie, szczerze zupełnie mówiąc, że chodzi mu przede wszystkim o konserwację polichromii, a dopiero w drugim rzędzie o poboznych. Skutek jest dla polichromii bardzo korzystny.

Jeżeli chodzi o konserwację świątyń, to bezsprzecznie najlepsze wyniki osiąga się za pomocą ogrzewania powietrznego, ściśle związanego z wentylacją. Pomijając inne zalety i rozpatrując to ogrzewanie wyłącznie z punktu widzenia zachowania estetyki wnętrza, należy stwierdzić: brak smug kurzu, niemożliwych do uniknięcia przy piecach lub przy grzejnikach, rozstawionych w wielu punktach kościoła, a co ważniejsza, przy skojarzeniu ogrzewania i wietrzenia osiągnięcie dostatecznie wysokich temperatur wewnętrznych powierzchni ścian i stropów oraz niezbyt wysokiego stopnia wilgotności powietrza, co łącznie biorąc, daje zupełny *brak pocenia się ścian*. Jako przykład mógłbym tu przytoczyć m. in. doświadczenie w kościele

¹⁾ P. Beck: „Ogrzewanie, wietrzenie i uwilgotnianie w zbiorach sztuki”; Heizung und Lüftung No. 6 z r. 1934.

O. O. Jezuitów przy ul. Kopernika i O. O. Karmelitów Bosych w Krakowie, gdzie przed urządzeniem ogrzewania w zimie woda lała się ciurkiem ze ścian i okien powodując różne szkody; już zaś w kilka dni po uruchomieniu ogrzewania zjawisko to zupełnie ustało.

Strzec się należy jednak nieumiejętnej eksploatacji. Tak np. kiedy w olbrzymim kościele N. P. Marii w Gdańsku Zarząd Kościoła, uszczęśliwiony tym, że ma nareszcie instalację ogrzewania, popełnił ten błąd, iż uruchomił instalację dość nagle i w zbyt krótkim czasie podniósł w grudniu temperaturę w kościele aż do 17^o, wiele obrazów drewnianych popękało. Po wprowadzeniu dłuższych okresów zagrzewania kościoła zjawisko to ustało.

Ogrzewanie powietrzne, tak doskonałe dla kościołów ²⁾, może — z punktu widzenia konserwacji — dać jednak ujemne wyniki w innych wypadkach. Mam tu na myśli budynki o ścianach zbyt cienkich, w których zachodzi zjawisko tzw. „przemarzania” ścian. Polega ono na tym, że wskutek zbyt niskiej temperatury wewnętrznej powierzchni ścian zewnętrznych następuje na nich skraplanie się pary wodnej powietrza, znajdującego się w pomieszczeniu. Stąd też słuszna jest zasada *minimalnej grubości ścian zewnętrznych, muryrowanych z cegły*, która to grubość powinna wynosić u nas: w województwach zachodnich przynajmniej 1½ cegły, w środku kraju przynajmniej 2 cegły, a w województwach wschodnich i w górach przynajmniej 2½ cegły. Sprawę tę rozpatrywał m.in. K. Lange ³⁾, który stawiając tę zasadę minimalnej grubości ścian zewnętrznych, równocześnie jednak wykazuje, że w klimacie środkowej części Polski przy pewnych warunkach wahań temperatury wewnętrznej (dwukrotne palenie w piecu) nie tylko ściana 1½ ceglowa, ale nawet 1-ceglowa nie przemarza i na podstawie tych rozważań dochodzi do wniosku, — że na przemarzanie ścian oprócz ich materiału i grubości ma wpływ także sposób ogrzewania budynku. Im wyższa jest średnia temperatura ogrzanych pokoi i im mniejszym wahanom podlega, tym więcej zabezpieczone są ściany od przemarzania’.

Chcąc więc w budynku mieszkalnym o ścianach zbyt cienkich, podlegających tzw. *przemarzaniu*” zapobiec temu przykreemu zjawisku, trzeba podczas większych mrozów utrzymywać przez całą dobę temperaturę mniej więcej jednakołą. Zadania tego nie można osiągnąć za pomocą ogrzewania powietrznego, gdyż ze względów eksploatacyjnych zbyt kosztowne byłoby stałe jego funkcjonowanie. To samo dotyczy ogrzewania parowego, w którym ilość ciepła oddawanego na dobę, miarkuje się krótszym lub dłuższym czasem palenia, wskutek czego w pomieszczeniu zachodzą poważne wahania temperatury.

Tylko *dobry piec kaflowy*, trzymający długo ciepło i to dwa razy na dobę opalany albo też

²⁾ E. Zielski. „Ruch ciepła w kościołach, ogrzewanych okresowo”, Techn. Ciepl. r. 1936, str. 155, 171 i 185, oraz F. Bąkowski j. w. Techn. Ciepl. r. 1937 str. 31.

³⁾ K. Lange. „Grubość ścian domów mieszkalnych w zależności od ich przemarzania”; Przegl. Techn. r. 1926 str. 56 i 73.

ogrzewanie centralne wodne, czynne z dość równomiernym natężeniem przez całą dobę, może zapewnić nam temperaturę mniej więcej jednostajną, chroniącą ściany zewnętrzne od zawilgocenia. Oczywiście, jak to zaznaczono wyżej, najważniejszą rzeczą jest odpowiednia grubość ściany zewnętrznej.

Z punktu widzenia ochrony estetyki wnętrza zarówno piec kaflowy, jak i grzejniki ogrzewania centralnego mają pewną wspólną wadę. Są to przyrządy, które oddają ciepło w mniejszej części przez promieniowanie, głównie zaś przez konwekcję tj. przez wytwarzanie wzdłuż siebie prądów powietrza ogrzanego, stanowiącego ośrodek, przenoszący ciepło do ścian i przedmiotów pomieszczenia. Te prądy powietrzne unoszą kurz i „okopcają” nim ściany i sufity. Temu niemiłemu zjawisku można zapobiec radykalnie tylko przez takie ogrzewanie, w którym nie ma konwekcji. Jest nim ogrzewanie przez promieniowanie z powierzchniami grzejnymi w suficie. Równocześnie zaś duża równomierność temperatury w różnych wysokościach pomieszczenia, osiągnięta przy tym systemie ogrzewania, jest też czynnikiem dodatnim z punktu widzenia konserwacji. Tym też tłumaczy się wielkie rozpowszechnienie tego „bezgrzejnikowego” ogrzewania w latach ostatnich.

Powróćmy jeszcze do sprawy zawilgocenia murów. Otóż możemy je stwierdzić często, jako zjawisko miejscowe w ścianie zimnej, jeżeli w niej znajduje się kanał wywiewny. W zasadzie unika się tego, gdyż ochłodzenie powietrza, przeprowadzanego kanałem wywiewnym, nie tylko powoduje wykroplanie się pary wodnej ale też pogarsza ciąg kanału. Jeżeli jednak do wytwarzania ciągu użyje się do wentylacji wywiewnej wentylatorów, to względnie osłabienie ciągu odpada. Zastępując kanały murowane przez kanały blaszane, co w budowlach współczesnych jest już rzeczą powszechną, możemy całkowicie zapobiec zawilgoceniu murów.

Należy też kilka słów poświęcić sprawie stropów nad piętrem, najwyżej położonym. Jeżeli stropy te mają współczynnik przenikania ciepła za duży i jeżeli temperatura na poddaszu jest bardzo niska, następuje pocenie się powierzchni sufitu z wszystkimi ujemnymi jego konsekwencjami. Toteż normy Koła Ogrzewników z r. 1913 zalecały stropy, których współczynnik przenikania ciepła nie jest większy niż 0,75. Obecne normy ogrzewnicze P. K. N. z r. 1935 tego zastrzeżenia nie zawierają, lecz ogrzewnicy nasi słusznie domagają się tego, żeby współczynnik powyższy nie przekraczał 1,1. Jest to postulat analogiczny do żądania pewnych minimalnych grubości ściany zewnętrznej.

Znany mi też jest fakt, który z uznaniem podkreślam, że w dwóch kamienicach dochodowych, wybudowanych w Warszawie bardzo niedawno, bo w r. 1936, stropy nad najwyższym piętrem są z belek drewnianych z pułapem, wypełnieniem itd. gdy stropy innych kondygnacji są kleińskie. Według obecnych przepisów przeciwlotniczych stropy takie nie są już dopuszczalne.

Z zagadnieniem współczynnika przenikania ciepła przez ściany zewnętrzne łączy się kwestia ścian, złożonych z kilku warstw, w tym warstwy szczególnie ciepłochronnej. Kolejność warstw nie ma żadnego istotnego wpływu na wielkość współczynnika przenikania ciepła, natomiast nie jest bynajmniej obojętna z punktu widzenia układu temperatury w poszczególnych warstwach, a więc pośrednio z punktu widzenia właściwości konserwacyjnych⁴⁾. Rzecz ta nie może więc być załatwiona szablonowo przez takie lub inne dodanie warstwy ciepłochronnej, lecz wymaga odpowiedniego rozważenia przez projektodawcę budynku z ogrzewaniem.

Kilka przykładów wyżej przytoczonych wykazuje chyba dostatecznie, że w staraniach o konserwację budynków inżynier ogrzewnik może być bardzo użytecznym sprzymierzeńcem inżyniera budowlanego, byle by mógł dojść do głosu we właściwym czasie.

Strzeszczając uwagi powyższe, można z nich dojść do wniosku, iż należy:

- 1) przy projektowaniu urządzeń ogrzewania i wietrzenia uwzględniać zagadnienia konserwacji budowli z punktu widzenia jej trwałości, higieny i estetyki,
- 2) dokonywać odpowiedniego wyboru systemu ogrzewania i wietrzenia już przy wstępnym projektowaniu budynku,
- 3) poddawać zawczasu wspólnemu rozważeniu przez inżyniera budowlanego z inżynierem ogrzewnikiem wybór ustrojów ścian i stropów,
- 4) opracowywać zawczasu, tj. mniej więcej równocześnie z projektem wstępnym budynku, rysunki robót budowlanych, związanych z urządzeniem ogrzewania i wietrzenia, aby zapobiec ułomnemu projektowaniu tych instalacji wskutek naginania ich później do budynku już wykonanego.

⁴⁾ M. Popiel. „Stateczność cieplna ścian”; Odczyt w Kole Inż. Cyw. Techn. Polsk. w Warszawie w dn. 7 maja 1938 r.

Prenumeratę za drugie półr. 1938 r.

prosimy wpłacać przy pomocy załączonego blankietu P. K. O.

Warunki prenumeraty na str. 70.

WPŁYW CZYNNIKÓW ZEWNĘTRZNYCH NA BUDOWLE NADMORSKIE

I. Tereny portowe i fundamentowanie na nich¹⁾

Tereny przybrzeżne i portowe powstają przez sztuczne usypanie gruntów za pionową ścianą zwaną nabrzeżem. W zależności od sposobu usypania ich wykazują one wspólne cechy bez względu na to, czy chodzi o tereny przybrzeżne przy budowie kanałów śródlądowych, czy o budowę portów morskich. W jednym i drugim wypadku chodzi o wielkie ilości robót ziemnych, które winny być w jednym miejscu czerpane, a w drugim usypane. Jest rzeczą zrozumiałą, że chodzi tu głównie o wykonanie robót sposobem mechanicznym, a nie ręcznym.

Zaznajomienie się z tym zagadnieniem ma wielkie znaczenie nie tylko dla inżynierów i techników pracujących na terenie portu, ale w ogóle dla świata technicznego. Wcześniej czy później przystąpi się w Polsce do większych robót wodnych śródlądowych, wtedy problem sztucznego utworzenia terenów przybrzeżnych przy budowie portów rzecznych i kanałów śródlądowych będzie bardzo aktualny.

Tereny portowe powstają między basenami wrzynającymi się w ląd w stosunku do istniejącego brzegu lub wzdłuż kanałów oraz przez wybudowanie szeregu moło wystających w morze. Grunt uzyskany przy czerpaniu basenu czy kanału umożliwia tworzenie moła.

Głównym elementem konstrukcyjnym portu jest nabrzeże. Do budowy przystępuje się na ogół dopiero po wyczerpaniu gruntu do wyznaczonej głębokości. W zależności od rodzaju konstrukcji nabrzeża, wykop ten jest mniej lub więcej szeroki u podnóża nabrzeża. Szerokość u góry zależy od nachylenia skarpy i głębokości wykopu. W każdym razie nasyp za nabrzeżem posiada przekrój trapezowy o wysokości równej wysokości nabrzeża.

Szerokość nasypu za nabrzeżem zależy również od jakości gruntu istniejącego. Jeżeli grunt istniejący za nabrzeżem jest mało wartościowy jako grunt budowlany, wtedy wyczerpuje się go od razu, by na jego miejsce móc usypać odpowiedni materiał.

Jak wiadomo, tereny pod budowę portu w Gdyni są torfiasto-piaszczyste. Torf tworzy górną warstwę dochodzącą niekiedy do 6,0 m. Resztę gruntu stanowi piasek. Z tego powodu wyczerpuje się nie tylko tyle gruntu by móc utworzyć baseny i zbudować nabrzeża, ale i za przyszłym nabrzeżem wyczerpuje się od razu cały torf jako nieodpowiedni grunt budowlany i po wykonaniu nabrzeża refuluje się w to miejsce piasek.

Jakość gruntu zarefelowanego zależy przede wszystkim od jakości gruntu wyczerpanego. Rzad-

ko się zdarza, by grunt wyczerpany był jednorodny i nadawał się całkowicie do refulowania. Nieodpowiedni grunt, jak torf itd. wywozi się w morze i wysypuje się na dużych głębokościach. Pozostały grunt posiada często nieznaczne domieszki torfu lub mułu, które wpływają szkodliwie na jakość gruntu budowlanego. Jednak względem braku zupełnie czystego piasku w dostatecznej ilości nakazuje użyć również materiału nieco gorszego. W dużej mierze można przy mechanicznym refulowaniu prądem wody zawiesiny oddzielić i wypchać z powrotem do basenu. Umiejętne prowadzenie robót czerpalnych jest w danym wypadku niezbędne.

Przed przystąpieniem do scharakteryzowania gruntów usypanych mechanicznie a nazwanych powyżej refulowanymi, opiszemy pokrótce, w jaki sposób grunty te się refuluje. Grunt czerpie się za pomocą bagrów kubłowych lub drag ssących do dużych szaland (barek). Nieodpowiedni materiał jak torf, muł itp. wywozi się w morze, jak już wspomniano i wysypuje się na większych głębokościach. Natomiast szalandy z dobrym materiałem wysypuje się za nabrzeżem lub podstawia się pod nabrzeże, za którym chce się go wysypać.

Specjalna draga ssąca ssie z szalandy piasek z wodą i wyrzuca go za nabrzeże. Dragą tą pompuje równocześnie wodę do szalandy, wobec czego piasek uchodzi z dragi dużym prądem wody, co umożliwia rozprowadzenie go rurociągiem o wielkich średnicach na znaczne odległości. Piasek jako materiał ciężki opada w pobliżu wylotu rury, układając się podług skarpy, natomiast lżejsze i mulaste części spływają dalej układając się w większej odległości w skarpach o mniejszym nachyleniu do poziomu. Gdy grunty usypane wystają nad wodę, warstwy te są coraz więcej poziome. Jeszcze lżejsze części tworzą zawiesiny, które na gruntach wystających z wody osiadają w warstwach poziomych. Ma to tę wadę, że następuje segregacja materiału. Zadaniem umiejętnego refulowania jest prowadzenie refulowania w taki sposób, aby wszystkie te zawiesiny ująć w jednym leju i następnie je wypchać przez narastający grunt refulowany z powrotem do basenu.

Czasem to się nie udaje, szczególnie gdy chodzi o zrefulowanie bardzo szerokich i długich pirsów. Lej wtedy się tworzy bez ujścia do basenu, a zawiesiny osiadają. W ten sposób powstaje gniazdo słabego gruntu. Poza tym u wylotu rury refulującej wytwarza prąd wody lej, który zapełnia się pod koniec refulowania lżejszymi częściami. Jest to drugi sposób powstawania gniazd i soczewek mulastych.

Jest to naturalnie wadą tego systemu mechanicznego refulowania. Zaletą natomiast jest to, że ściekająca woda zagęszcza grunt.

¹⁾ Opracowali: Inż. Allweil i inż. Tubielewicz.

Obecnie możemy przystąpić do podania charakterystyki terenów portowych:

- a) tereny portowe posiadają przeważnie grunty nasypane,
- b) jakość gruntu zależy od jakości gruntu nasypanego (zarefultowanego),
- c) nośność gruntu zależy od sposobu usypania czyli uwarstwienia gruntu,
- d) grubość warstwy nasypu jest normalnie niejednakowa od 0 do 15 m a tym samym niejednakowo osiada.

Uświadomienie sobie tego wszystkiego przez projektantów ma wielkie znaczenie przy wyborze rodzaju konstrukcji i sposobu fundamentowania.

Najbardziej racjonalne będzie oparcie fundamentowania budynków na głębszych warstwach nośnych za pomocą palowania, jest to jednak system drogi i będzie stosowany tylko przy poważniejszych budynkach wielopiętrowych (chłodnie, elewatory zbożowe itp.). Natomiast gdy chodzi o magazyny parterowe i budynki mieszkalne, należałoby z punktu widzenia technicznego przestrzegać następujących zasad:

- 1) Należy stosować konstrukcje lekkie i elastyczne, które mogą ulec deformacjom przy osiadaniu, jak drewniane i żelazne.
- 2) Przy konstrukcjach żelbetowych projektować ustroje statycznie wyznaczalne, składające się z wielkiej ilości elementów, przegubów i szwów dylatacyjnych, by każdy element mógł oddzielnie pracować.
- 3) Unikać wysokich i szerokich ścian szczytowych.
- 4) Oś podłużna budowli winna być równoległa do nabrzeża, wtedy wszystkie elementy posadzone będą na gruncie o jednakowej grubości nasypu. Przemawiają za tym zresztą względy eksploatacyjne.
- 5) W kierunku prostopadłym do nabrzeża szerokość budowli nie powinna być zbyt wielka, gdyż wtedy część bliżej nabrzeża spoczywa na bardzo wysokim nasypie a część więcej oddalona na małym nasypie.
- 6) Każdą budowlę podzielić należy na wielką ilość samodzielnych elementów.
- 7) Posadowić mury na szerokich ławach.
- 8) Przy poważniejszych konstrukcjach żelbetowych dać podwójnie uzbrojoną płytę żelbetową pod całym budynkiem, która pracować będzie jak odwrócony strop, jednak mimo to przewidzieć dostateczną ilość szpar dylatacyjnych.
- 9) Mury wykonać jako konstrukcje szkieletowe wypełnione materiałem lekkim.
- 10) Obciążenie rozłożyć na wielką ilość podpór.
- 11) Wszelkie rurociągi i kanały wykonać szczelnie by nie dopuścić do tworzenia się prądów wody porywających piasek pod fundamentami.
- 12) Kanalizację i wodociągi ułożyć w wykopach rozpartych.
- 13) Dachy kryć materiałem elastycznym.

Przy zakładaniu fundamentów pod pierwsze magazyny na terenach zarefultowanych przyjęto jako dopuszczalne obciążenie dla tego rodzaju gruntów $2,5 \text{ kg/cm}^2$. Kierowano się przy tym założeniem, że grunty refulowane stanowią jednolite podłoże

piaszczyste, mało ściśliwe, gdyż powstały przez zalanie terenów piaskiem z bardzo dużą ilością wody. W dość krótkim czasie zorientowano się, że budowle zaczynają wyraźnie osiadać, i to nierównomiernie, powodując przez to szereg odkształceń i pęknięć. Zmusiło to kierownictwo robót do bardziej krytycznego ustosunkowania się do gruntów refulowanych i do badania ich każdorazowo przed projektowaniem fundamentów poszczególnych budowli. Badania te polegały na wierceniach próbnych, obciążeniach, kopaniu studzien. Te ostatnie wobec bliskości wód gruntowych były bardzo płytkie.

Badania te potwierdziły nasuwające się obawy o niejednorodność gruntu. Okazało się, że w szeregu miejsc natrafiono przy wierceniach na warstwy torfiaste, torfiasto-gliniaste lub mułowe, w niektórych wypadkach grunt był tak drobnoziarnisty, że przy wykopach i przy zetknięciu się z wodą robił wrażenie kurzawki.

Wyniki te zmieniły zasadniczo zapatrywania na grunty refulowane i ostatecznie na grunty te dopuszczono zasadniczo obciążenie do 1 kg/cm^2 . Niezależnie od tego wymaga się obecnie szczegółowego badania gruntu przy budowie każdego poważniejszego obiektu. Tak samo zmieniono zasadniczo samo fundamentowanie, a także wytyczne dla samych konstrukcji magazynów. Przy stosunkowo nieznacznych ciśnieniach na podpory, a więc zasadniczo w magazynach parterowych, zastosowano ławy żelbetowe, umożliwiając równomierniejszą pracę fundamentów nawet przy trafieniu na grunty niejednolite. Przy magazynach piętrowych zastosowano w kilku wypadkach ławy, poza tym płyty i pale. Jednak i przy tak małym dopuszczalnym ciśnieniu na grunt, natrafiało się przy zakładaniu fundamentów na niespodzianki. Oto w czasie budowy jednego z magazynów natrafiono na polacie torfu, które zmusiły w dwóch narożnikach budynku już w czasie zakładania fundamentów do zmiany ław żelbetowych na ruszt drewniany. W drugim wypadku fundament ściany szczytowej dał znaczne rysy jeszcze przed wybudowaniem samej ściany. Badanie szczegółowe wykazało, że na nieznacznej głębokości pod fundamentem znajduje się mułek, który został sprasowany i wypchnięty na bok przez ścianę szczytową, powodując jej zarysowanie się. Pogłębienie fundamentu przez podchwycenie już istniejącego ławą żelbetową zabezpieczyło ścianę od pęknięcia.

Przy budowie magazynu o pięciu kondygnacjach zastosowano płytę żelbetową o nacisku na grunt $1,1 \text{ kg/cm}^2$. Próbnym wierceniom wykazały na ogół grunt jednolity, za wyjątkiem nieznacznej warstwy 10—30 cm torfu na głębokości ok. 1,0 do 1,20 m pod spodem projektowanego fundamentu.

Próbnym obciążeniem $1,5 \text{ kg/cm}^2$ dało osiadanie 1—2 cm. Po wybudowaniu magazynu stwierdzono, że osiadł on w ciągu pierwszego roku do 5 cm a następnie nawet do 7,5 cm. Osiadanie było początkowo nierównomierne (różnica na przeciwległych krawędziach płyty wynosiła do 3 cm) następnie wyrównało się, nie powodując pęknięć w szkielecie żelbetowym. Niebezpieczne też dla budowli są miejsca przejść z gruntu stałego na nasypowy.

Przejścia te zwykle mają dość łagodne skarpy, które mogą jednak stanowić znaczną niespodziankę dla fundamentów czy to przez różnorodność gruntów, czy też przez pozostawienie części torfu, drobnego mułu, lub temu podobnych gruntów na granicy gruntu stałego i nasypowego. Na podobny grunt trafiono w czasie wierceń przy badaniu gruntów pod budowę jednego z ostatnich magazynów. Zmusiło to do zamiany przewidzianych w projekcie ław na pale, przy czym obrano pale Franki. Tak samo natrafiono w jednym wypadku na głębokości ok. 10—12 m na źródła artazyjskie, które należy uwzględnić przy projektowaniu fundamentowania.

Jak z tego krótkiego opisu widać, teren refulowany nie może być traktowany jako jednolity i wymaga przed zaprojektowaniem fundamentów bardzo dokładnego zbadania i zależnie od wyników przeanalizowania rodzaju wybieranych fundamentów.

Pomimo tego wykluczając fundamentowanie na palach, stale występują w budowlach portowych znaczne osiadania obiektów, a co za tym idzie i odkształcania, doprowadzające niejednokrotnie do pęknięć murów i żelbetów. Zmusza to do szczególnego zastanowienia się nad wyborem samej konstrukcji obiektu, w szczególności magazynów, które stanowią przeważnie konstrukcje inżynierskie.

Dla uniknięcia pęknięć i stworzenia konstrukcji możliwie sprężystej, stosuje się ostatnio, szczególnie w elementach o znaczniejszych rozpiętościach, konstrukcje statycznie wyznaczalne i mało wrażliwe na odkształcenie, a więc drzewo i żelazo. Materiały te przy znacznych rozpiętościach dachów, gdyż tam przeważnie je zastosowano, umożliwiają zastosowanie konstrukcji lekkich, o znacznych rozpiętościach i w szczególności przy żelaznej, nieznacznych wysokościach konstrukcyjnych. Znaczne wysokości konstrukcyjne są zupełnie zbędne dla magazynów ze względów użyteczności (praktyczna wysokość użyteczna magazynu do 2—3 m), a podrażają całą budowę tak ze względu na zwiększenie ilości materiału, jak i ze względu na znaczne powiększenie powierzchni poddanej parciu silnych wiatrów.

Wielopiętrowe magazyny w większości są konstrukcji szkieletowej żelbetowej wypełnionej murem i stanowią na ogół budowlę mocno odporną na ogień. W budowlach tych ewentualnie konstrukcje dachu daje się żelazne.

Budownictwo tego rodzaju jest stosunkowo drogie, jednak biorąc pod uwagę bardzo silne wiatry i deszcze, magazyny muszą być w naszych warunkach bardzo odporne na te wpływy, a więc co za tym idzie i wymagają odpowiednio solidnej i trwałej budowy.

II. Czynniki atmosferyczne²⁾

Działanie czynników atmosferycznych na budowlę wzniesioną na wybrzeżu, jest inne niż w pozostałych okolicach kraju i bardziej destrukcyjne. Bezpośrednie stykanie się dwóch tak różnych fi-

zycznie elementów jak ląd i morze wpływa na tworzenie się szczególnych warunków klimatycznych i meteorologicznych, które w innych połaciach Polski nie występują. Typowy klimat morski charakteryzujący się przewlekłymi i wilgotnymi porami przejściowymi (wiosna i jesień), stosunkowo niezbyt mroźnymi i małośnieżnymi zimami oraz chłodnymi latami; wysoki stopień wilgotności powietrza, silne wiatry wywołane nierównym ciepłem właściwym a zatem i nierównym stopniem nagrzewania się i oziębiania ładu i wody, brak jakiegokolwiek osłony przed wiatrami od morza, wreszcie bezpośrednie działanie fal i ich odprysków, działanie soli morskiej unoszonej wiatrem w rozpylonych kroplach wody — oto wszystko czynniki, których suma daje obraz szczególnych warunków panujących na wybrzeżu.

Przejdźmy czynniki te po kolei i rozpatrzmy wpływ każdego z nich na budowlę, zaczynając od najważniejszego to jest o d w i a t r u. Silne, dmące bez ustanku nieraz całymi tygodniami wichry, względnie nagle porywiste szkwały, są zjawiskiem bardzo często występującym na wybrzeżu. Szczególnie „uprzywilejowane“ są pod tym względem wiosna i jesień, w którym to czasie wiatry w połączeniu z deszczem dają się bardzo przykro odczuwać budowlom pasa nadmorskiego.

Ze zjawiskiem tym budowniczy musi się liczyć i przedsięwziąć takie środki zapobiegawcze, które w pozostałej części kraju wydawałyby się przesadne. Działanie wiatru należy uwzględnić trochę jako:

a) z uwagi na jego siłę jako czynnik mający wpływ na stateczność budowli wzgl. poszczególnych jej części konstrukcyjnych,

b) z uwagi na jego porywistość i nagłość powstawania, co szczególnie ważne jest w czasie wykonywania robót,

c) z uwagi na jego przenikliwość przy współdziałaniu z deszczem lub piaskiem, wpływającą na zagadnienie szczelności otworów, zawilgacania murów i tynków, oraz ogólnej konsekwencji budowli.

Ad a) § 7 p. 4, „Przepisów dotyczących obliczeń statycznych w budownictwie lądowym z dn. 2. 9. 1927 r.“ mówi jak wiadomo, że w miejscach narażonych na szczególnie silne wiatry (wybrzeże morskie, góry itd) należy w obliczeniach siłę wiatru zwiększyć o 50% w stosunku do siły przyjmowanej w innych okolicach. Oznacza to, że w miejscach odsłoniętych, budowle o wysokości do 15 m należy obliczać na wiatr o sile $1,5 \times 100 = 150 \text{ kg/m}^2$ rzutu pionowego, zaś budowle wyższe niż 30 m na wiatr o sile $1,5 \times 130 = 195 \text{ kg/m}^2$. Czy to jest wystarczające? Niestety dotychczas uzasadnieniem tych liczb na drodze doświadczalnej nikt się u nas nie zajmował. Faktem jest tylko, że niektóre instytucje budujące wysokie obiekty na wybrzeżu, zwłaszcza na Półwyspie Helskim, nie dowierzając zbyt- -nio założeniom przepisów, posuwają swoją ostrożność do przyjmowania jako miarodajną do obliczeń siłę wiatru 250 kg/m^2 .

Wysokość budynku nie odgrywa tu roli, raczej wysokość jego położenia. Wieża wysokości 12 m stojąca na samotnym, niczym nie osłoniętym wzgórzu na brzegu morza, mającym 50 m wyso-

²⁾ Opracował inż. Stanisław Hüffel.

kości nie może być traktowana jako budynek do 15 m wysokości, lecz musi być obliczona na taki sam wiatr, jak gdzie indziej budynek przewyższający 30 m. Ostrożne założenia wspomnianych instytucyj mogą się wydać przesadne. Im jednakże prawdopodobnie należy zawdzięczać, że żadna wieża na wybrzeżu jeszcze się nie przewróciła.

Jednak pomijając nawet kwestię obliczeń statycznych, silne wiatry wymagają przystosowania się do nich konstrukcyjnego. W Gdyni np. unika się obecnie wysokich spiczastych dachów nie tylko pod dyktandem wymagań nowoczesnego stylu architektonicznego, ale przede wszystkim ze względów praktycznych: płaski dach nie przenosi wiatru. Unika się w ten sposób ciężkich więzarów, mocnych zakotwień itp. elementów konstrukcyjnych jakich silne wiatry wymagają. Z drugiej strony opady śnieżne skąpe i przemijające nie odgrywają tu ważniejszej roli i nie przeszkadzają stosowaniu dachów płaskich nieodpowiednich na ogół w głębi kraju.

Co prawda zbyt płaskie dachy też nie są wskazane w warunkach gdyńskich, ponieważ przy silnym wietrze krople deszczu wędrują po takich dachach pod spadek w górę i przenikają pod elementy pokrycia u spodu. Istnieje zatem pewne optimum nachylenia dla warunków jakie panują na wybrzeżu. Ustaleniem jego na drodze teoretycznej czy doświadczalnej nie zajmowano się dotychczas, kierując się mniej lub więcej trafnym wyczuciem.

Innym przykładem dostosowania się budownictwa gdyńskiego do siły wiatru jest tendencja do wykonywania pokrycia dachów małymi elementami jak np. płytami azbestowo-cementowymi lub blachą łuskową (stosownymi do niewielkich nachyleń połaci). Zdawałoby się to paradoksem, ponieważ mały element wiatr łatwiej może oderwać i unieść w powietrze. Ale ostatecznie kilka płyt eternitu, parę łusek blachy zerwanych i zniszczonych, to nie wielka strata, a niech wiatr oderwie od desek tylko rąbek pokrycia papą lub ruberoidem, za chwilę cała połać znajduje się w powietrzu i dach огоłocony jest z pokrycia na dużej powierzchni. Z tego względu tak poważne obiekty, jak magazyny portowe w Gdyni zaczyna się kryć ostatnio tylko płytkami azbestowo-cementowymi, a Hala Tarasowa w Gdyni otrzymała pokrycie blachą łuskową.

Przykładów takich mnożyć można wiele. Nie zawsze rzucają się one w oczy. Czasem tylko mocniejsze przekroje, silniejsze połączenia, solidniejsze przymocowania świadczą o tym, że budowniczycy liczyli się z siłą wiatru.

Ad b) Na placu budowy nie zawsze wszystko jest solidne. Tu jakiś lichy płot sklecono „byle stał“, tam rusztowanie do tynków powiązано niedbale, owdzie barak robotniczy postawiono bez należytego stężenia. Póki wiatru nie ma wszystko stoi, robota posuwa się naprzód. W lecie w normalnych warunkach urządzenia takie są wystarczające, spełniają swoje zadanie do końca bez przykrych niespodzianek. W Gdyni jednakże bywają nieraz nieoczekiwane zmiany pogody. Wiatr zrywa się nagle i nabiera mocy z minuty na minutę. Przykro wtedy patrzeć na taki „niechlujny“ plac budowy. Parkany się chwieją, robotnicy muszą schodzić z

rusztowań z obawy, by razem z nimi nie zlecieli na ziemię, baraki trzeszczą i objawiają chęć runięcia na głowy zgromadzonych w nich ludzi.

Z tego krótkiego opisu placów tak często niestety spotykanych widzimy, że charakter wiatrów gdyńskich ma nie mały wpływ na organizację robót. Może to częściowo dzięki niemu w Gdyni przyjmuje się wysokie generalia w kosztorysach. Charakter ten wymaga również ciągłej gotowości. Nie można na noc zostawić niestężonej ścianki w budynku na wysokim piętrze, bo nie wiadomo, czy w nocy nie przyjdzie „sztorm“ i ścianki tej nie zwali. Wypadki takie bywały w Gdyni.

Nie trzeba również podkreślać, jak niepożądane są porywiste wiatry dla wysokich a smukłych deskowań konstrukcyj żelbetowych. Nie chcąc narazić się na nieoczekiwane straty w postaci rozrzucaenia deskowań, albo ich deformacji lub też chociażby na niepożądane w czasie betonowania i wiązania betonu drgania — przedsiębiorca musi stosować grubsze deski do szalowań, mocniejsze rusztowania i większą ilość stężeń.

Ad c) Szczelność okien jest stałą troską mieszkańców Gdyni. Początkowo z powodu nieznanności warunków miejscowych potem ze względu na amerykańskie tempo rozwoju budownictwa gdyńskiego, szczelności otworów nie poświęcano specjalnej uwagi, wprawiając okna i drzwi tak, jak to się robi w Warszawie, Łodzi czy Lwowie. Efekt był niezbyt przyjemny. W wielu mieszkaniach w najnowocześniejszych domach dają się przy zamkniętych drzwiach i oknach odczuwać podmuchy i przeciągi a na parapetach okien i podłogach zalega w lecie warstwa lotnego piasku, w jesieni lub w zimie natomiast woda.

Pędzone silnym wiatrem niemal poziomo ziarnka miękkiego piasku lub krople wody, przedostają się do pokojów nie tylko już między ramą okienną a futryną, lecz nawet pomiędzy futryną a murem, co nie jest specjalnie dziwne skoro się zważy, że w Gdyni domy przez dłuższy czas pozostają nieotynkowane mimo zamieszkania.

Kwestią szczelności otworów zajęto się przede wszystkim w porcie, gdzie bramy, okna i świetliki magazynów położonych bezpośrednio nad basenami nie są niczym zasłonięte przed wiatrem. Opierając się na obserwacjach poczynionych w czasie eksploatacji pierwszych magazynów poczyniono tam szereg ulepszeń, z których najbardziej charakterystyczne wymienię.

I tak zaniechano stosowania jakichkolwiek świetlików dachowych, płaskich czy czterospadkowych, które stale zaciekwały. Najszczelniejsze okazały się okna pionowe. Czynnikiem ten wpłynął częściowo nawet na konstrukcję magazynów, ponieważ licząc się z koniecznością dostatecznego oświetlenia wnętrza przy zaniechaniu oświetlenia z góry, zaczęto konstruować magazyny o charakterystycznym przekroju trzynawowym, w którym nawa środkowa jest wyższa od bocznych. Umożliwia to zastosowanie okien pionowych w podłużnych ścianach wypełniających „skok“ wywołany różnicą wysokości naw. Ostatnio wybudowano nawet magazyn jednonawowy posiadający okna tylko w ścianach bocznych bez dodatkowego górnego oś

światlenia, uważając, że z uwagi na wartość składowanych w nim materiałów lepiej zadowolić się mniejszą ilością światła, a za to nie narażać towaru na uszkodzenie przez wodę ściekającą z niedających się uszczelnić świetlików.

Wiele kłopotów nastęrczało uszczelnienie żelaznych rozsuwanych bram w magazynach. Z uwagi na charakter referatu nie mogę wdawać się zbytnio w szczegóły konstrukcyjne, wspomnę tylko, że najniebezpieczniejszym miejscem pod względem zacieków była szpara między bramą a podłogą. Ze względów eksploatacyjnych nie można było dawać wystającego progu (dla umożliwienia swobodnego przetaczania wózków z wnętrza magazynu na rampę przy nim). W starszych magazynach dawano próg zaokrąglony, w nowszych umieszcza się podłogi magazynów o 5 cm wyżej w stosunku do powierzchni ramp, a różnicę wyrównuje się spadkiem na grubości murów. Spadek ten zapobiega przedostawaniu się wody do wnętrza a równocześnie nie przeszkadza zbytnio w ruchu wózków.

Te dwa przykłady wskazują jak poważne zmiany konstrukcyjne w stosunku do urządzeń gdzie indziej powszechnie stosowanych pociąga za sobą liczenie się z tak drobnym stosunkowo zagadnieniem, jakim jest szczelność otworów w surowych warunkach nadmorskich.

Drugim zagadnieniem jest zawilgocenie murów. W Gdyni odgrywa ono poważną rolę, zwłaszcza przy rozpowszechnionej na przedmieściach zabudowie luźnej. Ściana północno-zachodnia domu jest z reguły w Gdyni wilgotna. Woda deszczowa zacinana wichrem wciska się w fugi, przenika nawet na wylot cegły i wilgoć pojawia się na ścianach wewnętrznych w postaci liszajów i wykwitów. Przy małych grubościach murów i nie nadzwyczajnym gatunku cegły, — który niestety na wybrzeżu dominuje — zjawisko wyżej opisane w Gdyni jest na porządku dziennym. Sprzyja temu nagminne nietynkowanie domów przez całe lata (ostatnio racjonalnie zwalczane przez Komisariat Rządu), albo też tandetna wyprawa. Szczególnie ta ostatnia przynosi wiele szkody murom. Niektóre wyprawy nasiąkają wodą jak gąbki, trzymają ją nie dopuszczając powietrza do cegły, a za byle dotknięciem rozlają się lub odpadają kawałkami. Dlatego też ze względów estetycznych i praktycznych dawne budownictwo wybrzeża, jak zresztą prawie na całym Pomorzu, nie uznawało w ogóle tynków zewnętrznych. Nietynkowane domy weszły do krajobrazu pomorskiego. Rzecz jasna nie były one nietynkowane w zrozumieniu wielu właścicieli kamienic gdyńskich. Tylko doborowa cegła odpowiednio wypalona, sumienne wyfugowanie i stosowna grubość murów mogły skutecznie walczyć z wilgocią, nawet i bez pomocy wyprawy zewnętrznej.

Raz zawilgocona ściana trudno się daje osuszyć. Odbicie zawilgoconych tynków, dłuższe ogrzewanie ściany i intensywna wentylacja, oto środki za pomocą których ratuje się zwykle zawilgocone mury. Nie wiele i nie na długo to jednak pomaga, bo z jednej strony większość wiatrów na wybrzeżu wieje właśnie z północnego zachodu, i właśnie w porach wilgotnych, a z drugiej przy „gdyńskiej” sile wiatru nawet prasowane cegły cementowe i cegły dziurawki przepuszczają wodę.

Są w Gdyni i w innych miastach wybrzeża pomysłowi właściciele, którzy północno-zachodnie ściany swych domów pokryli izolacją bitumiczną od cokołu do dachu. O ile ścianę uprzednio starannie wysuszono, izolacja taka może skutkować, ale zato kamienice te straszą ludzi czarnymi ścianami i wywołują nieprzychylnie komentarze. Stosowanie natomiast izolacji pod tynkiem na siatce, jest związane z większymi kosztami, poza tym z reguły tynk taki odstaje od muru i w szparę tę dostaje się woda, która w krótkim czasie rujnuje wyprawę. Poza tym izolacja bitumiczna nie przepuszcza powietrza, co jest niepożądane ze względów zdrowotnych, zwłaszcza o ile ściana była przed tym wilgotna, gdyż powoduje parowanie wilgoci do wnętrza mieszkania.

I tu nasuwają się jedyne wnioski. Należy budować sumiennie, z dobrej cegły, na dobrej wyprawie. Ściany północno-zachodnie budować nieco grubsze i wiele troskliwości poświęcić wyprawie. Sumiennie na suchych ścianach wykonana wyprawa o odpowiednim stosunku składników z ewentualnym dodatkiem składników wodoszczelnych jest skutecznym środkiem przeciwstawiającym się zawilgoceniu murów przez deszcz, uderzający wprost o powierzchnię ściany.

Zamiast wyprawy stosuje się w Gdyni ostatnio dość często okładziny klinkierowe lub z płyt piaskowcowych. Skuteczność tych okładzin jest uzależniona całkowicie od staranności ich wykonania.

Zawilgocenie murów potęgują wszelkie gzymsy, wysoki balkony i attyki. Attyki są w ogóle niepożądane i należy zastępować je gzymsami wieńczącymi. Sprzyjają one bowiem nie tylko gromadzeniu się niegroźnego na ogół na wybrzeżu śniegu, ale przede wszystkim komplikują swobodny odpływ wody i stanowią bramy, którymi wilgoć dostaje się do wnętrza murów. To samo powiedzieć można o wszystkich występach lub gzymsach w fasadach domów (poza wieńczącymi). W Gdyni jest to szczególnie aktualne, ponieważ wiatr niszczy lub uszkadza stale wszelkie kaptury blaszane, a poza tym i bez tego potrafi wpędzić wodę pod najciślej założoną blachę. Autorowi znany jest wypadek, w którym przyczyną ogromnej wilgotnej plamy na suficie okazał się poziomy pręt podtrzymujący antenę radiową i wpuszczony w mur. Krople pędzone wiatrem po pręcie znalazły sobie drogę do muru i sufitu przez lichą zaprawę na jakiej pręt był osadzony w murze.

Nic więc dziwnego, że w budownictwie gdyńskim uderza brak wszelkich sztucznych ozdób, kamienice są gładkie, na pozór bez wyrazu. Tym, którzy czynią z tego zarzut, najlepiej odpowiedzą właściciele kamienic wybudowanych na modłę „nie gdyńską”. Walka z wodą kosztuje ich dwa razy tyle co innych, a domy ich wyglądają niechlujnie, pełne zacieków i wykwitów pod stylowymi gzymsami.

Poruszając zagadnienie wpływu wiatru w Gdyni należałoby wspomnieć o tym, że nasilenie jego nie jest jednakowe we wszystkich punktach miasta. Istnieją miejsca wprost „uprzywilejowane” pod tym względem, w których dzięki szczególnemu ułożeniu ulic wytwarzają się wiry powietrza i przeciągi

o wiele silniejsze od wiatru w otwartym polu. Wystarczy przytoczyć słynny plac „pod Dębem” u wylotu ul. Portowej, ale miejsc takich jest więcej. Oczywiście w takich miejscach wszystkie ujemne wpływy wiatru wyżej opisane potęgują się wielokrotnie. Powstaje nowe zagadnienie wkraczające w dziedzinę urbanistyki, a mianowicie taki dobór kierunków ulic i rozmieszczenie placów, aby ułatwiała one swobodny przelot wiatrów i nie wywoływały w nim zaburzeń powiększających jego destrukcyjne działanie.

Omówiliśmy tu w ogóle ujemny wpływ najpoważniejszego czynnika właściwego Gdyni — wiatru. O innych czynnikach nie wiele już mamy do powiedzenia, ponieważ wpływ wilgotności i dżdżystości ściśle związany był z działaniem wiatru, a śnieg, jak już wspominaliśmy, odgrywa mniejszą rolę niż gdzie indziej.

Wpływ wody morskiej jest nieznaczny i rozpościera się tylko na budowle wzniesione tuż przy brzegu morskim. Znaczenie mają tu odpryski fal, które niesione wiatrem wywierają działanie takie same, jak deszcz, a poza tym oddziałują chemicznie, ponieważ krople rozpylonej wody morskiej niosą ze sobą sól, która osadza się na ścianach domów, tworząc lekkie słone naloty. Ze chemiczne działanie tej soli wpływa np. przyspieszając co na rozpadanie się tynków, zdaje się potwierdzać chociażby obserwacja wież żelbetonowych latarni wjazdowych w porcie na falochronach, pokrytych tynkiem szlachetnym. W niespełna dwa lata od ułożenia, wyprawa zaczęła kawałkami odpadać. Podobnie lecz w mniejszym stopniu występujące zja-

wisko zauważono na latarniach pokrytych tynkiem cementowym. W rezultacie zaniechano tynkowania wież na falochronach, ograniczając się do kamieniarskiej obróbki powierzchni betonu. Temu wpływowi przypisać należy również szybkie ciemnienie i matowienie klamek itp. niemalowanych okuć w domach stojących tuż nad morzem.

Swoistym czynnikiem jest mechaniczna erozja powietrzna, powodowana tarciem piasku niesionego przez wiatry. Wypadki zupełnego ścierania farby z zewnętrznej powierzchni stolarki okiennej i drzwiowej lub z okuć metalowych, przecieranie tynków itp. objawy są w Gdyni bardzo częste.

Niszcząco działają też gwałtowne dzienne zmiany temperatury, występujące zwykle w Gdyni latem. I tu ofiarą pada przede wszystkim stolarka i tynki wskutek nagłych skurczów termicznych.

W świetle powyższych uwag zrozumiałe się stają wysokie koszty ogólnej konserwacji budynków na wybrzeżu.

Powyższy krótki opis nie wyczerpuje bynajmniej tematu. Jest on tylko rzutem oka na warunki z jakimi muci się budownictwo gdyńskie w walce z przyrodą. Usiłuje on wytłumaczyć pewne objawy dla obcego może rażące lub niezrozumiałe. Chciałby być bodźcem do wywołania dyskusji i podjętą do zapoczątkowania szczegółowych studiów nad regionalnym zagadnieniem „Wpływu czynników zewnętrznych na budowle nadmorskie”, do zebrania materiałów dla obszerniejszej, fundamentalnej pracy na powyższy temat oraz do poczynienia specjalnych badań przez nikogo w Polsce dotychczas nie przeprowadzonych.

Prof. Dr. Inż. STEFAN BRYŁA

ROZPORZĄDZENIE O PRZYGOTOWANIU OBRONY PRZECIWLOTNICZEJ W BUDOWNICTWIE

Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 29. kwietnia 1938 r. „o przygotowaniu obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w dziedzinie regulacji i zabudowania osiedli oraz budownictwa publicznego i prywatnego” jest ustawą, która nie może pozostać bez dużego wpływu nie tylko na rozwój budownictwa, ale zarazem na znaczny obszar życia gospodarczego w ogóle.

Oddziaływanie to nie jest jednak równomierne. Rynek parcel budowlanych miejskich i podmiejskich, który został właściwie dotknięty przede wszystkim, ale który nie jest i nie może być zorganizowany, nie zdał sobie na razie prawie zupełnie sprawy z możliwych skutków ustawy. Natomiast bardzo czuły rynek budowlany zareagował na nią bardzo szybko, nie orientując się nawet w możliwościach, które w jej ramach posiada, co zaзначиło się od razu chwilowym zwiększeniem się ruchu budowlanego, celem ucieczki przed skutkami rozporządzenia. Świadczy to o tym, że z kolei przyjdzie z natury rzeczy osłabienie tego ruchu. Oddziała tu nie tylko szybkie wprowadzenie rozporządzenia w życie, ale równoczesne ograniczenie ulg dla nowo wznoszonych budowli. Daje się więc wy-
czuć pewna dezorientacja przemysłu budowlanego

spowodowana nawet niekiedy niezrozumieniem rozporządzenia lub jego zbyt lakonicznym i nieraz niezupełnie jasnym tekstem, a tym samym rozbieżną często interpretacją¹⁾.

Dlatego pragnę tu rozważyć konsekwencje tego rozporządzenia dla budownictwa oraz podać niektóre wytyczne, jak zdaniem moim, logicznie biorąc, budownictwo do niego powinno się dostosować. A dostosować się może pod kątem budowy z niewielkim tylko podniesieniem kosztów budowy, znacznie mniejszym niż to głosi pantoflowa poczta.

Nie wypowiadam się tu tym samym o samym rozporządzeniu. Oczywiście, jak każda ustawa dotycząca sprawy nowej, może być ono tylko w małym stopniu oparte na doświadczeniach, których, Bóg dzięki, na własnej skórze dotychczas nie doznaliśmy i, da Bóg, nie doznamy. Często opierać się musi na przypuszczeniach, dedukcjach i wnioskowaniach. Najprawdopodobniej przyszłość przynie-

¹⁾ Por. art.: „Analiza rozporządzenia o przygotowaniu obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w budownictwie”. Przegląd Budowlany Nr 6/1938.

się uzupełnienie, zmiany i przekształcenia, odpowiednio do wymagań życia. W każdym razie, nawet ze wszystkimi skutkami dla budownictwa, jest ono *lex*, może nawet *dura lex sed lex*, i do tego musimy się dostosować.

Tym bardziej, że niezależnie od celów bezpośrednich, obrony przeciwlotniczej w budownictwie, rozporządzenie wnosi w życie i inne czynniki, nie zawsze może z tą obroną bezpośrednio związane.

W konsekwencji wytworzyła się niejako wypadkowa, wytworzył się kompromis. Jak każda bowiem podobna ustawa, oparta, jak wspominałem, nie tyle na doświadczeniu, co na wnioskowaniach, niesie to rozporządzenie ze sobą i subiektywizm twórców, pomiędzy którymi byli tak reprezentanci jak najdalej idącego nierealnego postawienia sprawy, wobec którego w swym brzmieniu jest ono bardzo łagodne, jak z drugiej strony zwolennicy jak najbardziej liberalnego potraktowania. Poza tym przy tworzeniu rozporządzenia odegrały dużą rolę także momenty inne, przede wszystkim dzisiejsze poglądy urbanistyczne, uwzględnione w ustawie nieomal w pełnej rozciągłości, które, zresztą przypadkiem, zbiegają się również z dzisiejszymi postulatami obrony przeciwlotniczej. Dotyczy to przede wszystkim dwu części rozporządzenia (plany zabudowania §§ 2—16), zabudowanie działek (§§ 20—24). Ustawa mówiąc jednak w myśl Corbusierowskich też *a*, nawet *b*, nie powiedziała wszystkiego i zatrzymała się w pewnym punkcie. Ideałem Corbusiera jest mianowicie bardzo rzadkie zabudowanie, schodzące nawet do 5%, ale przy równoczesnym pójściu w górę wieżowcami o odpowiednio rozwiniętym rzucie poziomym. Zresztą i tutaj urbanistyka byłaby w zgodzie z nowoczesnymi teoriami budownictwa przeciwlotniczego i tym bardziej przeciwegazowego. Jak wiadomo bowiem, gazy trujące są w ogóle cięższe od powietrza i nie sięgają powyżej 20—25 m; ubikacje znajdujące się zatem na wysokości 30 m i wyżej, a zasłonięte górą odpowiednio mocnymi stropami, są praktycznie miejscem najbardziej zabezpieczonym, a o tyle lepszym od schronu, że nie ograniczają ilości ludzi objętością powietrza będącego w nim do dyspozycji. Rozporządzenie nie zaleca niestety budowy takich wieżowców, ale też jej nie zabrania. Szkoda, że nie zaleca, słusznie, że nie zabrania, gdyż dopiero przez ich wprowadzenie na szeroką skalę będzie można rozwiązać postulat odpowiedniej rentowności przy możliwie małym procencie zabudowy.

W każdym razie rozporządzenie (działy „o planach zabudowania” i „o zabudowaniu działek budowlanych”) spowoduje konieczność rozrzucenia miast na przestrzeni wielokrotnie większej od obecnych. Tym samym nastąpi przewartościowanie parcel budowlanych; śródmiejskie stracą wybitnie na wartości, zyskają podmiejskie, zresztą nierówno — bo szerokie arterie komunikacyjne, wielkie obszary nie pod zabudowę, muszą być spod tego podniesienia wartości wyeliminowane. W ogóle jednak parcele stracą na wartości, co zresztą przy naszych spekulacjach terenowych będzie miało nawet znaczenie dodatnie. Przypuszczać można, że spadek cen parcel w Warszawie może dojść do 15%, a może i do 20% w gęsto zabudowanej części miasta; natomiast tenże spadek wartości na peryferiach

miast, gdzie już dzisiaj stosuje się luźną zabudowę, przeciętnie nie będzie większy niż parę procent.

Z drugiej strony pod ten sam budynek trzeba będzie większych parcel budowlanych. Co prawda nie wszędzie, a mianowicie w zależności od planów regulacyjnych. Zachodzą już dzisiaj wypadki, że procent zabudowy ustalony obecnym planem regulacyjnym będzie mniejszy niż procent spowodowany przez omawiane rozporządzenie. Zacytuję tu np. zatwierdzony projekt regulacji przedmieść Włocławka. Z reguły będzie jednak raczej odwrotnie i w konsekwencji koszt parceli w stosunku do kosztów budynku przeważnie wzrośnie, mimo obniżenia kosztów parceli za metr kwadratowy.

Równocześnie ze sprawą rozbudowy miast będą musiały zostać zastosowane na szerszą skalę przepisy wywłaszczeniowe i scaleniowe. Nie sądzę, iżby ta sprawa mogła nastąpić prędko, w każdym razie dla miast będzie to duży wydatek. Nowe zaś urzędy regulacyjne będą musiały prace swe wydatnie przyspieszyć. Równocześnie zaś miasta, którym zależeć będzie w rozbudowie i na dostarczeniu mieszkań dla mieszkańców, będą musiały rozbudować w jak najszybszym tempie swą sieć komunikacyjną i wszystkie konieczne miejskie inwestycje. Koszt tych inwestycji będzie musiał wybitnie wzrosnąć w stosunku do stanu obecnego, a obciążenia miast z tego powodu automatycznie się zwiększą. Tu też, a nie w dziale o konstrukcji budynków, leży stosunkowo podrożenie budownictwa.

Stosunkowo wiele ustępstw trzeba będzie w poszczególnych wypadkach zastosować do § 12 p. 1, zresztą zgodnie z p. 3 tegoż paragrafu, który na te ustępstwa zezwala.

Rzecz dziwna i świadcząca o dużej dezorientacji, że największy niepokój wzbudził na rynku budowlanym dział o konstrukcji budynków. Poszło to stąd, że tu jest czulszy, bo bardziej bezpośredni punkt przemysłu budowlanego. Bez kwestii — rozdziały dotyczące konstrukcji budynku (§§ 26—38) i budowy schronów (§§ 39—40) podrażają budowę, zwłaszcza żądanie budowy schronów. Należąc do grona tych, którzy uporczywie dążyli do jak najliberalniejszego ukształtowania ustawy, pragnę jednak podkreślić, że zdaniem moim przestrach jest tu zbyt wielki, a podrożenie oceniane zbyt pesymistycznie. Trzeba tylko, by nasi projektodawcy i wykonawcy umieli dostosować się do rozporządzenia i do możliwości, jakie ono daje, a przesadnie trwożliwą interpretacją nie utrudniali niepotrzebnie jeszcze bardziej i tak trudnej sytuacji przemysłu budowlanego.

Pragnę podkreślić, że jedynie słusznie interpretacja oprzeć się bowiem musi na zasadzie: „co nie jest zakazane — jest dozwolone”, a nie na zasadzie przeciwnej, wadliwej i błędnej, „co nie jest dozwolone — jest zakazane”, która to błędna zasada potuluje nieraz jeszcze u nas, czego najlepszym dowodem są choćby interpretacyjne pytania do redakcji zacytowane we wspomnianym wyżej artykule w „Przeglądzie Budowlanym”.

I dlatego z miejsca piszę parę odpowiedzi na niektóre z tych pytań.

Jeżeli nie jest zakazane połączenie dachu żelbetowego ze stropem najwyższego piętra, to jest ono dozwolone.

Jeżeli nie ma zakazu zabudowania strychu pomieszczeniem mieszkalnym np. pralnią, to jest to dozwolone, oczywiście z zachowaniem odgraniczenia takimi ścianami, które można uważać za ogniochronne (§ 37).

Jeżeli schron znajduje się poza budynkiem (oczywiście nie tuż przy budynku), to gruz zawalonych pięter nie może obciążyć jego stropu i wtedy według § 40 przyjętą należy jego „grubość 30 cm przy wytrzymałości walcowej betonu $R_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2$, zaś zbrojenie płyty powinno być krzyżowe o oczkach nie większych niż 10 cm przy ilości zbrojenia co najmniej 100 kg/m^3 ”.

Jeżeli nie ma zakazu użytkowania pomieszczenia schronowego na inne cele, to można je użytkować w każdym zakresie, który nie unicestwia celu schronu.

Pytanie, usłyszane gdzie indziej: jeżeli § 36 nie zabrania budowy balkonów, to są one dozwolone (tym bardziej, jeżeli będą umieszczone na wystających wspornikach belek stropowych).

Oczywiście tych kilka pytań nie wyczerpuje wszystkich możliwych kwestyj, które rozwiązać się da „od ręki”. Wyjaśniam je, jako dowód, że rzeczy prostszych nie należy komplikować, ale, że należy rozwiązywać je w sposób najprostszy.

Nie znaczy to bynajmniej, że w rozporządzeniu nie ma niejasności lub zbyt lakonicznego brzmienia poszczególnych punktów. Dlatego też powinno być ono uzupełnione odpowiednimi objaśnieniami interpretacyjnymi — i to w możliwie szybkim czasie²⁾.

Dział o konstrukcji budynków idzie w ogóle po myśli rozwoju współczesnego budownictwa i, może niekiedy aż zbyt mocno, wprowadza wyraźne zinyżynierowanie budownictwa. Nakaz budownictwa szkieletowego od 5 kondygnacji wwyż, nakaz żelazobetonowych dachów, nakaz budowy schronów, eliminowanie konstrukcji drewnianych, prowadzenie fundamentów na głębokość co najmniej 2,5 m, co automatycznie faworyzuje wykonywanie fundamentów na palach, to są wszystkie czynniki, które przestawiają budownictwo w kierunku zwiększenia pierwiastka inżynierskiego, o partego nie tylko o wiedzę praktyczną, ale i o odpowiednie przygotowanie techniczne. Oczywiście jest to przypadkowe. Ale ta przypadkowość ma jednakowoż swoją logikę w ogólnym rozwoju sztuki budowlanej, dążącej mimowiednie, w miarę rozwoju możliwości techniki i na skutek zmieniających się i rosnących potrzeb, na coraz wyższe poziomy konstrukcji. Może tu się nawet w pierwszym okresie przejawiać brak odpowiedniej ilości sił wykwalifikowanych i dopiero po jakimś czasie dojdzie się do normy.

Niektóre z wyżej podanych wskazań rozporządzenia poczęły i tak, same przez się, wchodzić w życie. Należy tu np. sprawa budownictwa szkieletowego nawet dla mniejszych, kilkukondygnacyjnych budynków. Rozporządzenie ustala, że budynki od 5 kondygnacji, względnie od 16 m

wwyż, powinny być wykonywane jako szkieletowe stalowe obetonowane lub otulone cegłą na cementie albo jako żelazobetonowe. Można się spierać o 5 czy o 6 kondygnacji, ale zasada jest najzupełniej słuszna, nie tylko pod kątem racjonalizacji budownictwa, ale też pod kątem uniezależnienia plastyki wnętrza od elementów nośnych, a więc pod kątem współczesnej architektury.

Zresztą i tak ostatnie lata przynosiły coraz więcej budowli szkieletowych publicznych i prywatnych, tak stalowych, jakoteż i żelazobetonowych, a rozporządzenie wzmoże tylko rozwój budownictwa w tym kierunku. Postawienie zaś na pierwszym miejscu konstrukcji stalowych odpowiada wcale loraom stali, materiału sprężystego i plastycznego, pod kątem działania sił zewnętrznych, powstających na skutek wybuchu bomb. Po raz drugi podkreślam, szkoda, że rozporządzenie nie uwzględniło budowy wieżowców zgodnie z dzisiejszymi poglądami na ich wartość pod kątem przeciwigazowym i przeciwlotniczym.

Zakaz stosowania drewna w budownictwie, rozumiejący się zatem sam przez się, idzie zresztą również po tejże linii zinyżynierowania budownictwa, aczkolwiek to celem jego nie było.

Bardzo korzystny pod kątem racjonalizacji budownictwa jest też paragraf 28. Może nareszcie wyeliminuje on także nonsensy parcelacyjne, jakie przejawiały się w wielu wypadkach, np. przy rozbudowie Alei na Skarpie w Warszawie, gdzie przy terenie bardzo nierównym i raczej lichym gruncie budowlanym zastrzeżono hipotecznie w naiwności ducha wspólne ławy fundamentowe, co doprowadziło do najzupełniej zbytecznych i kosztownych komplikacji budowlanych.

W ogóle jednak i ten dział „o konstrukcji budynków” spowoduje pewne podrożenie konstrukcji, zwłaszcza, jeżeli z przepisów rozporządzenia przemysł budowlany nie wyciągnie konsekwencji i nie zdoła się do nich dostosować. Jak i w jaki sposób?

Przytoczę parę przykładów:

Dachy drewniane są w ogóle tańsze od żelazobetonowych, aczkolwiek różnica jest coraz mniejsza, zwłaszcza w Polsce A. Jeżeli jednak znajdzie się firma, która dysponując odpowiednimi formami blaszanymi pocznie budować dachy żelazobetonowe łukowe (ze ściągami w płaszczyźnie najwyższego stropu), to konstrukcja takiego zeschematyzowanego dachu wypadnie taniej niż drewnianego, a nadto dach pod każdym względem będzie korzystniejszy od drewnianego. Jeżeli nadto pochylene takiego sklepienia będzie na podporze wynosiło co najmniej 30° , to strych ten będzie mógł być użytkowy zgodnie z § 38. Jeżeli zaś nie jest potrzebny strych użytkowy, to wystarczy zastosować strop, który zarazem będzie dachem, zgodnie z odpowiedzią moją na pierwsze z powyżej zacytowanych pytań interpretacyjnych, oczywiście przy zastosowaniu wysokowartościowych izolacji (tzw. stropodach).

Inny przykład: jeżeli w myśl § 32 wszystkie stropy mają być połączone ze ścianami za pomocą wieńców betonowych lub żelazobetonowych (nale-

²⁾ Wkrótce wyjsć ma w tej sprawie w Gazecie Administracyjnej obszerny artykuł inż. Adama Kuncewicza, naczelnika Wydziału M. S. Wewn.

żałoby dodać „lub stalowych“) to należy to wykorzystać w ten sposób, by stropom dać odpowiednie utwierdzenie w tych ławach, a tym samym, dodając koszt ław, zmniejszyć koszt stropów. Z reguły się to skalkuluje, a tylko opóźni niekiedy nieco postęp robót. Przypadek taki potaniaenia budowy przez założenie wieńców stalowych z powyższego powodu zaszedł przy budowie jednego z publicznych gmachów budowanych w Warszawie w ostatnich paru latach.

Główną trudnością i główną przyczyną podrożeń kosztów będą schrony. Szkoda, że ustawa przewiduje schrony jedynie w piwnicach, albo też poza budynkiem (§ 40), nie uwzględniając innych możliwości (wieżowce, trzony wzmocnione itd.). Schron budowany w myśl rozporządzenia stanowi rzeczywiste podrożenie kosztu budowy, mimo, że rozporządzenie nie ujęło w sposób wystarczający jego konstrukcji; nie ma w nim np. mowy o grubości ścian. O ile wiem, ma jednak wyjść instrukcja usuwająca te braki, określająca grubość ścian z cegły na cemencie 55 cm, z betonu o wytrzymałości $R_{28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ na 40 cm, z żelazobetonu o wytrzymałości $R_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$ na 30 cm.

Ponieważ jednak schron jest najdroższą częścią budowli, przeto wskazane będzie pozwolić na stosowanie i innych schronów, nie tylko dozwolonych w § 40.

Byłoby również pożądane ze względu na obecny popłoch na rynku budowlanym, gdy władze pozwalały na budowanie schronów poza budynkowych w czasie późniejszym, już po wykończeniu samego budynku. Takie postępowanie też w rozporządzeniu nie jest zakazane, a więc jest dozwolone.

Na podstawie dość szczegółowych rozważań można dojść do następujących wniosków:

Domy 1-kondygnacyjne i 2-kondygnacyjne do 1000 m^3 nie doznają żadnego podrożenia.

Domy 2-kondygnacyjne ponad 2000 m^3 nie doznają podrożenia tam, gdzie stosowano płaskie dachy i stropy ogniotrwałe (np. więc przeważnie w większych miastach); tam, gdzie stosowano stropy drewniane, budowa podrożeje o 2—6%; wzrost ten może być jeszcze większy lokalnie tam, gdzie drzewo jest bardzo tanie (na wschodzie Polski).

Domy 3 i 4-kondygnacyjne poniżej 2.500 m^3 nie podrożeją lub podrożeją minimalnie, gdyż stosuje się w nich z zasady już stropy ogniotrwałe. Można przypuszczać, że takie budynki będą obecnie budowane najchętniej.

Domy 3 i 4-kondygnacyjne powyżej 2.500 m^3 podrożeją stosunkowo najwięcej z powodu schronów; tu też należy poczynić ulgi w postaci zasadniczego zezwolenia na odroczenie budowy schronów budowanych poza budynkiem.

Domy 5-kondygnacyjne podrożeją również stosunkowo znacznie, ale przy racjonalnym projekcie szkieletu w każdym razie wzrost ten nie będzie większy niż 6%.

Domy o 6—7 kondygnacjach podrożeją o parę procent (2—3%) w zależności od projektu.

Koszt domów wyższych nie ulegnie prawie żadnej zmianie.

Podkreślam raz jeszcze, że przy racjonalnym

wyzyskaniu możliwości jakie daje rozporządzenie, łatwo będzie można dojść do cyfr minimalnych. Nie biorę oczywiście pod uwagę anormalności odstępujących od zasady.

Cyfry te w każdym razie jednak nie są tego rodzaju, iżby trzeba było ich się przestraszać tym bardziej, że jakość i trwałość budowy zostanie znacznie zwiększona, co odbije się i na wyzyskaniu użytkowym budynku i na amortyzacji i na ubezpieczeniu. Podane są one przede wszystkim dla Warszawy i większych miast Polski; dla naszych dzielnic wschodnich będą wyższe.

Jak wspomniałem wyżej, na dezorientację przemysłu budowlanego wpływa nie tylko wprowadzenie w życie danego rozporządzenia, ale i równoczesność ograniczenia ulg dla nowowznoszonych budowli.

Trudność bowiem przystosowania się do nowych koniunktur potęguje się przez równoczesne wystąpienie dwóch działających w tym samym kierunku czynników. Jest więc konieczne wyeliminowanie jednego z nich. Dlatego też ograniczenie ulg dla nowowznoszonych budowli należy odroczyć przynajmniej o rok lub nawet dwa lata.

Łączy się z tym w ogóle sprawa mniej lub więcej rygorystycznego traktowania przepisów omawianego rozporządzenia. W czasie, gdy już kończy się okres budowli wznoszonych przed wejściem w życie rozporządzenia a samo rozporządzenie zaczyna działać, wskazane jest by nasze władze budowlane traktowały jego przepisy możliwie liberalnie, licząc się z tym, że rynek budowlany musi mieć pewien czas, aby się do nich w całości dostosować. I znów wskazane jest bardzo szybkie wydanie interpretacji rozporządzenia, by uniknąć przesady w interpretowaniu indywidualnym. Zresztą na takie liberalne potraktowanie tekst rozporządzenia w zupełności pozwala.

Streszczając powyższe, dochodzimy do następujących wniosków:

Rozporządzenie skieruje rozbudowę naszych miast w kierunku dużego ich rozrzuca. W związku z tym nastąpi przewartościowanie gruntów i parcel budowlanych. Miasta zaś zmuszone będą do przeprowadzenia dużych inwestycji w związku z tą rozbudową.

Budownictwo przekształcać się będzie szybciej niż dotychczas na budownictwo inżynierskie. Przy należyтым dostosowaniu się projektodawców oraz przemysłu budowlanego do rozporządzenia, koszty budowy wzrosną tylko bardzo nieznacznie (głównie z powodu schronów). Aby ruch budowlany możliwie utrzymać na poziomie, należy w tempie jak najszybszym w oparciu o nowe rozporządzenie wykonać plany regulacyjne, odroczyć wejście w życie ustawy o ograniczeniu ulg budowlanych i nawet rozszerzyć te ulgi, interpretację i stosowanie rozporządzenia zwłaszcza w najbliższym czasie przeprowadzać raczej liberalnie, wydać interpretację rozporządzenia oraz uzupełnienia, o których wyżej mówiłem (np. w sprawie wieżowców).

O ile to nastąpi, to przy należyтым, niezbyt rygorystycznym postępowaniu i po pewnym okresie przejściowym, rozporządzenie przyczynić się może wybitnie do zrjonalizowania naszego budownictwa.

POLACY NA VIII. MIĘDZYNARODOWYM KONGRESIE DROGOWYM W HADZE

Międzynarodowe Kongresy (mam na myśli techniczne) są nie tylko sprawdzianem stanu wiedzy w poszczególnych państwach i areną popisową dla wybitnych uczonych, ale stanowią również sposobność do wykazania ogólnego postępu gospodarki w kraju urządzającym Kongres. Dlatego też uczestnicy Kongresów przywożą do domów oprócz dorobku naukowo-technicznego także szereg cennych spostrzeżeń co do stanu kulturalnych urządzeń gospodarzy Kongresu i starają się potem spostrzeżenia swe dyskutować w rodzinnym kraju. Poznawanie zaś obcych krajów podczas Kongresów jest szczególnie ułatwione, gdyż gospodarze umożliwiają syntetyczne wniknięcie w organizację swego kraju nawet w ciągu kilku czy kilkunastudniowego pobytu.

Korzyści udziału w Kongresach są niewątpliwie dobrze znane i doceniane w Polsce, gdyż wszystkie ostatnie Kongresy były odwiedzane przez dużą ilość Polaków. Szczególnym jednak powodzeniem cieszył się ostatni Kongres Drogowy w Hadze (17 czerwca do 3 lipca rb.), w którym wzięło udział ponad 100 osób z Polski na 2300 uczestników, tj. ok. 4,5%. Jest to już udział bardzo poważny.

Jednakże nie tylko cyfrowo byliśmy liczni na Kongresie. Z Polski zgłoszono 5 referatów zbiorowych (na ogólną ich liczbę 63) i prawie na każdym posiedzeniu jeden z Polaków zabierał głos. Uchwalono też kilka poprawek do uchwał Kongresu, zgłoszonych przez naszych rodaków. W porównaniu z poprzednim Kongresem Drogowym w Monachium (1934), gdzie żaden z Polaków nie zabierał głosu, jest to bardzo duży postęp.

Poza tym na uwagę zasługuje organizacyjne przygotowanie się grupy polskiej na Kongres. Wiadomo bowiem, że wszystkie państwa bardzo starannie przygotowują swe wystąpienia, nie tylko pod względem doboru referatów, ale i umawiają się kto i kiedy zabierze głos w dyskusji, jak należy głosować poszczególne wnioski, które zagadnienia, jako specjalnie ważne dla danego kraju, należy studiować itp. Przykładem mogła być dla wszystkich grupa niemiecka, w której bez mała każdy miał sobie przydzielone pewne zagadnienie do obserwacji i sprawozdania po powrocie do kraju; ba! nawet panie niemieckie notowały coś skrętnie, aby wygłaszać potem sprawozdawcze odczyty w swych „Frauerverein'ach”. Mieli też Niemcy podczas Kongresu własne biuro, które czuwało nad ścisłym wykonywaniem przez każdego członka niemieckiej delegacji jego posłannictwa. Biuro to organizowało specjalne wycieczki dla Niemców, zebrania towarzyskie itp. Podobno Niemcy przed wyjazdem ćwiczyli nawet razem śpiewanie pieśni, aby podczas towarzyskich zebrań Kongresu zaimprować innym narodom znajomością swej pie-

śni. Oczywiście podczas pobytu byli na przyjęciu u swego posła i weszli w kontakt z miejscowymi rodakami. Ze wśród licznych flag, zdobiących gmach obrad Kongresu w Scheveningen (Kurahaus) najwyżej zwykle trzepotała flaga ze swastyką, nie było to chyba dziełem przypadku.

Przejdźmy jednak do delegacji polskiej. Przewodniczył jej inż. Aleksander Gajkowicz, naczelnik Wydziału w Dep. VII. Dróg Kołowych Ministerstwa Komunikacji. Grupa polska podzieliła się na 12 sekcji, każda pod przewodnictwem znawcy danego zagadnienia, mającego do pomocy kilku zainteresowanych danym tematem.

Przewodniczący sekcji byli następujący:

1. Drogi betonowe — inż. Nechay;
2. Drogi klinkierowe i bruki — inż. St. Lenczewski;
3. Drogi asfaltowe — inż. dr Skalmowski;
4. Projektowanie i odwodnienie drogi — inż. Mejer;
5. Badanie gruntu — inż. St. Lenczewski;
6. Bezpieczeństwo ruchu — inż. Woźniacki;
7. Administracja drogowa — inż. Weytko;
8. Laboratoria i piśmiennictwo — inż. Kobyliński;
9. Maszyny drogowe — inż. Masłowski;
10. Szorstkość i oświetlenie drogi — inż. Mańczyński;
11. Mosty drogowe — inż. dr Kaufman;
12. Sekcja prasowa — inż. Mejer.

Przewodniczący sekcji otrzymali od Kierownika delegacji polskiej szczegółowe instrukcje, na czym ma polegać praca sekcji. Należać tu będzie obserwacja danego zagadnienia podczas dyskusji na Kongresie, na wycieczkach, na wystawie drogowej (która odbywała się podczas Kongresu), w rozmowie z delegatami innych państw itp. Po Kongresie należy opracować sprawozdanie i przelać je do Ministerstwa Komunikacji, które w ten sposób będzie miało cenny i fachowo opracowany dokument z haskiego kongresu.

Obserwacja podczas Kongresu jednego tylko zagadnienia nie oznaczała oczywiście, że nie można było interesować się i innymi tematami. Chodziło jednak o to, aby w powodzi rozlicznych wrażeń i wobec bardzo szerokiego zasięgu spraw drogowych, mogli poszczególni członkowie polskiej delegacji skupić się specjalnie nad pewnym, najlepiej im znanym tematem.

Przewodniczący sekcji odbyli potem zebranie członków swej sekcji i dokonali dalszego rozdziału tematów. Dla przykładu podaję, że w sekcji 1 (drogi betonowe) rozbito zagadnienie na następujące fragmenty:

materiały składowe betonu,
projektowanie dróg betonowych,
wykonywanie dróg betonowych,
szczeliny dylatacyjne,
konserwacja,
szutrówki cementowe,
nawierzchnie z kostek betonowych,
betonowe wyroby drogowe,
badania laboratoryjne.

Podobny podział przeprowadziły inne sekcje. Sekcja prasowa miała zadanie odrębne. Celem jej było mianowicie informowanie prasy holenderskiej i polskiej (przez PAT'a) o roli grupy polskiej na Kongresie. Prawdopodobnie jej zasługą było, że podczas Kongresu sprzedawano w kilku punktach Hagi i Scheveningen najświeższe numery I. K. C. Jeżeli mowa o prasie, to należy jeszcze zaznaczyć, że Liga Popierania Turystyki zaopatrzyła członków polskiej grupy przed wyjazdem z Polski w prospekty Polski i jej miast. Prospekty te, rozdawane podczas Kongresu członkom innych państw przy sposobności zawierania z nimi znajomości, stanowiły dobrą propagandę naszego kraju. Również niektórzy Polacy przywieźli ze sobą polskie książ-

ki i broszury drogowe, które rozdawali znajomym z innych krajów wzamian za otrzymywane od nich ich wydawnictwa.

Niewątpliwie, że opisana wyżej organizacja polskiej grupy usprawniła znacznie wykorzystanie przez nas Kongresu, gdyby bowiem każdy z nas stu obecnych na swoją rękę wg własnego programu zbierał wiadomości, cały szereg ciekawych problemów mógłby ująć naszej uwadze. Nie można też zaprzeczyć, że udział nasz w dyskusji zadokumentował zainteresowanie się Polski tematami obrad Kongresu. Za jedyną wadę w naszej organizacji można uważać to, że zabraliśmy się do pracy przygotowawczej zbyt późno i dlatego nie wszyscy byli przygotowani do tej misji, jaką im schemat organizacyjny wyznaczył. Niemniej jednak odnośną wrażliwość, że nasz wysiłek organizacyjny przyniósł wycieczce na Kongres poważne korzyści i może służyć za przykład przy organizowaniu przyszłych wyjazdów na zagraniczne zjazdy. Dlatego też uznałem za celowe, mówiąc o udziale Polski w Kongresie haskim, zatrzymać się raczej na opisie naszej pracy zespołowej, pozostawiając prasie drogowej omówienie technicznego dorobku Kongresu.

BITUMY PONAFTOWE W BUDOWNICTWIE

Duży postęp techniki budowlanej w ostatnich latach spowodował znaczne zaostrenie wymagań właściwości materiałów budowlanych, wśród których poważną rolę odgrywają materiały izolacyjne.

Do materiałów izolacyjnych, stosowanych w szerszym zakresie w budownictwie należą przede wszystkim dawniej używane bitumy powęglowe, jak smoły, tery, paki itp. i obecnie cieszące się największym uznaniem doświadczonych przedsiębiorstw budowlanych bitumy ponaftowe (asfalty), oraz bitumiczne preparaty ponaftowe.

Dla właściwego doboru bitumicznych materiałów izolacyjnych, konieczna jest ogólna choćby znajomość:

I. podstaw oceny towaroznawczej produktów bitumicznych,

II. zalet bitumów ponaftowych w przeciwstawieniu do powęglowych.

Podstawy oceny towaroznawczej produktów bitumicznych

1) *Temperatura mięknięcia* określa temperaturę, w której dany bitum przechodzi ze stałego stanu skupienia w ciepły. Znajdujące się na rynku bitumy stałe, wykazują temperaturę mięknięcia od 30 do powyżej 120° C.

Do izolacji powierzchni wystawionych na działanie „gorętszych” temperatur, stosuje się bitumy o wyższej temperaturze mięknięcia, zaś dla pracujących w chłodniejszych warunkach bitumy o niższej temperaturze mięknięcia. Temperatura mięknięcia orientuje jedynie do jak wysokiej temperatu-

ry nagrany bitum, zachowuje jeszcze stałą konsystencję, jednak nic nie mówi o wartości bitumu, o czym decydują inne następujące właściwości:

2) *Temperatura łamliwości* (kruchłość) bitumu podaje w jakiej temperaturze przy oziębianiu bitumu jego 1/2 mm warstewka traci swą plastyczność i zaczyna kruszeć. Np. bitum o temperaturze łamliwości + 25° C wykazuje powyżej tej temperatury właściwości plastyczne, zaś poniżej przy 1/2 mm warstwie zaczyna się łamać i kruszyć. Temperatura łamliwości bitumu np. -20° C daje gwarancję, że jego warstwa izolacyjna grubości 1/2 mm w okresie b. ostrych mrozów nie ulegnie skruszeniu, ani pęknięciu. Łamanie i kruszenie się bitumu zależy nie tylko od jego jakości określonej temperaturą łamliwości, ale również od grubości ułożonej warstwy. Im grubsza jest warstwa izolacyjna bitumu, tym jest mniej odporna na łamanie i kruszenie. Im cieńsza jest warstewka, tym w niższych temperaturach zachowuje plastyczność.

Dlatego przy układaniu bitumicznych warstw izolacyjnych ważne jest zwrócenie uwagi na ich grubość. Ułożenie odpowiedniej i równomiernej warstwy bitumicznej, zwłaszcza na chropowatych powierzchniach, jest możliwe przy znacznym podgrzaniu bitumu do zupełnej płynności, to powoduje jednak często rozkład bitumu i psucie się jego własności. Stosowanie płynnych produktów bitumicznych w rodzaju terów i smół — pomijając inne wady — jest uciążliwe z powodu nie wysychania. Dlatego najodpowiedniejsze do układania cienkich i równomiernych warstw izolacyjnych są wysychające preparaty bitumiczne, które dają się stosować

na zimno, gdyż po wymalowaniu danej powierzchni do kilku godzin ulatnia się rozpuszczalnik, a pozostaje cienka, równomierna warstwa izolacyjna.

3) *Rozpuszczalność w benzolu* jest oznaczeniem, które orientuje o czystości bitumu. Bitumy, które wykazują możliwie jak największą rozpuszczalność, można uważać za dobre i wolne od szkodliwych składników w postaci koksu i popiołu. Takie czyste bitumy wykazują dzięki swojej jednolitości najlepsze właściwości izolacyjne.

4) *Temperatura zapłonięcia*. Każdy bitum zawiera pewne ilości lżejszych składników, które ulatniają się przy ogrzewaniu. Temperatura, w której wydzielają się już takie ilości lotnych składników, że przy zbliżeniu palnika zapalają się, nazywa się temperaturą zapłonięcia. Bitumy o stałej konsystencji musi się przed użyciem ogrzać do dostatecznej płynności i im wyższa jest temperatura zapłonięcia, tym mniej wydziela się części lotnych, tym mniej podgrzany bitum dymi. Temperatura zapłonu bitumu powinna leżeć powyżej 200° C, ponieważ dla upłynnienia musi się ogrzać bitum do temperatury ok. 150° C. Przy ogrzewaniu bitumów stałych, należy dopilnować ciągłego mieszania topionego w danym naczyniu bitumu, gdyż w przeciwnym wypadku cząsteczki znajdujące się przy ściankach ogrzewanego naczynia, mogą ulec przegrzaniu i rozkładowi.

Inne własności bitumów mające znaczenie przy budowie dróg wystawionych na rozciąganie i duże zmienne obciążenia, są następujące:

5) *Penetracja*. Wartość tę oznacza się jako głębokość zanurzenia znormalizowanej igły stalowej, obciążonej ciężarem 100 gr przez przeciąg 5 sekund w masie bitumu przy 25° C, wyrażoną w 1/10 mm. Oznaczenie to zatem określa twardość badanego bitumu. Twardość tę oznacza się w stopniach penetracyjnych, tak np. penetracja bitumu 50° przy 25° C oznacza głębokość zanurzenia igły w podanych wyżej warunkach 5 mm.

6) *Ciągliwość* (duktylność) określa właściwości bitumu na rozciąganie. Znane są bitumy, które przy jednakowej temperaturze mięknięcia, wykazują zupełnie różne wartości dla duktylności. Dwa bitumy np. o temperaturze mięknięcia około 30° C, mogą wykazać różne wartości ciągliwości, jeden np. da się rozciągnąć na nitkę nie urywającą się nawet przy długości 1 m, drugi zaś nie da się wyciągnąć w dłuższą nitkę jak 10 cm.

II. Zalety bitumów ponaftowych w przeciwstawieniu do bitumów powęglowych

1) Są wydajniejsze w użyciu o ok 20% z powodu niższego ciężaru właściwego. Warstwa izolacyjna ułożona z bitumu ponaftowego o powierzchni 1 m² i grubości 1 mm, waży ok. 1 kg, zaś identyczna warstwa z bitumu powęglowego ok. 1,2 kg.

2) Odznaczają się brakiem jakiegokolwiek zapachu, podczas gdy produkty powęglowe posiadają silny gryzący zapach kwaśnych składników, które mogą ujemnie działać na organizm pracownika oraz na jego wydajność pracy.

3) Nie zawierają składników rozpuszczalnych częściowo w wodzie, dzięki czemu odporne są na

opady atmosferyczne i na izolację przed wilgocią.

4) Dobre bitumy naftowe są — praktycznie biorąc — całkowicie rozpuszczalne w benzolu, co świadczy o ich jednolitości w przeciwstawieniu do produktów powęglowych.

5) Bitumy ponaftowe odpowiedniej jakości, stanowią równomierną i jednolitą masę, na co wskazuje zdjęcie mikroskopowe cieniutkiej warstewki przy ok. 500-krotnym powiększeniu, podczas gdy podobne zdjęcie produktów powęglowych w identycznym powiększeniu wykazuje, że nie są one materiałem jednorodnym.

III. Charakterystyka produktów bitumicznych

Znajdujące się w użyciu produkty bitumiczne, można podzielić na 3 zasadnicze grupy, a mianowicie:

A) Preparaty łatwo płynne, wysychające, dające się stosować na zimno.

B) Preparaty o konsystencji stałej, plastyczne w bardzo niskich temperaturach, a równocześnie zachowujące stały stan skupienia w bardzo wysokich temperaturach.

C) Normalne bitumy o konsystencji stałej tzw. asfalty przemysłowe i drogowe.

A) *Preparaty łatwo-płynne* są to przeważnie bitumy rozpuszczalne w łatwo lotnych rozpuszczalnikach, dzięki czemu dają się łatwo rozprowadzić w cienkiej, równomiernej warstwie przez malowanie lub natryskiwanie na zimno. Przy charakterystyce tej grupy preparatów, należy uwzględnić własności przed użyciem, które określają stopień płynności, czas wysychania, oraz wydajność na 1 m² powierzchni, jakoteż właściwości po wyschnięciu tj. po ulotnieniu się rozpuszczalnika pozostałej i chroniącej warstwy bitumu. Do tej grupy należy:

1) *Asfaltoza*

Płynność przy 20° C na aparacie Reid II: sekundy 35—70,

czas wysychania: 3—10 godzin zależnie od temperatury i przewiewu,

wydajność: 1 kg na 20—5 m² zależnie od gładkości powierzchni pokrywanej bitumem,

temperatura zapłonięcia: około 35° C.

Własności po wyschnięciu:

temperatura mięknięcia: około 70° C,

temperatura kruchości: poniżej — 30° C,

rozpuszczalność w benzolu: całkowita,

temperatura zapłonięcia: powyżej 300° C.

Z uwagi na niską temperaturę zapłonięcia świeżej asfaltozy, wywołanej zawartością rozpuszczalnika, należy przed jej wyschnięciem obchodzić się ostrożnie z ogniem podczas wykonywania robót, zwłaszcza w zamkniętych ubikacjach.

Zastosowanie:

Do ochrony materiałów konstrukcyjnych i budowlanych przed wilgocią, rdzewieniem, zwiertzeniem, butwieniem oraz korozją czynników żrących. Asfaltoza służy do izolacji poziomych i pionowych murów fundamentowych, ścian oporowych, ścian konstrukcyjnych żelbetowych, zwłaszcza w miejscach stykających się z ziemią i wodą. Do malowania kon-

strukcyj żelaznych, mostów, wiązań dachowych, wodociągów i gazociągów, zbiorników, dachów z blachy falistej, rynien, parkanów z siatki drucianej. Do sklejania poszczególnych arkuszy papy dachowej, do konserwacji i naprawy dachów krytych papą, do konserwacji płotów, do szprych kół furmanek wiejskich i ochrony powierzchni drewnianych i żelaznych przed działaniem kwasów, ługów i gazów żrących.

2) *Lepnik*

W przeciwstawieniu do asfaltu, wyróżnia się lepnik mniejszą płynnością i w związku z tym własności jego przedstawiają się następująco:

Płynność przy 20° C na konsystomierzu B.T.A.: sekund 20—30,
czas wysychania: 8—24 godzin,
wydajność: 1/2—4 kg na 1 m² zależnie od gładkości powierzchni powlekanej bitumem,
temperatura zapłnienia: powyżej 35° C.

Własności po wyschnięciu:

temperatura mięknięcia: 60—70° C,
temperatura kruchości: poniżej —15° C,
rozpuszczalność w benzolu: całkowita,
temperatura zapłnienia: powyżej 300° C.

Przed wyschnięciem należy unikać ognia, zwłaszcza przy robotach w zamkniętych ubikacjach.

Zastosowanie:

Do wszystkich tych samych celów co asfalt, w wypadku o ile chroniąca po wyschnięciu warstewka bitumu ma być kilkakrotnie grubsza, a poza tym do układania posadzek parkietowych. Zalety stosowania lepnika do układania posadzek parkietowych, są następujące:

- oszczędność na wysokości ubikacji, w której ma być ułożona posadzka parkietowa, gdyż odpada potrzeba układania znacznie grubszej warstwy gruzu i ślepej podłogi, co jest specjalnie ważne przy obecnych budowlach, które wyróżniają się dość niskimi pokojami,
- ochroną przed wilgocią i tym samym procesami gnilnymi, grzybem itp.,
- ochroną przed robactwem, które normalnie gnieździ się pod ślepyimi podłogami,
- oszczędność w robociznie i materiale, potrzebnymi przy układaniu ślepej podłogi,
- posadzka parkietowa ułożona na lepniku nie paczy się, nie wyrzusza się, ani nie opada, co zabezpiecza przed przykrym skrzypieniem,
- warstwa bitumiczna lepnika stanowi również wyśmienitą izolację akustyczną, dzięki całkowitemu i jednolitemu wypełnieniu przestrzeni pomiędzy dolną warstwą betonową, a górną warstwą parkietową.

B) *Preparaty o konsystencji stałej, plastycznej*, wyróżniają się temperaturą mięknięcia około 100° C i powyżej, oraz temperaturą łamliwości przy —20° C i poniżej. Najcharakterystyczniejszą zatem właściwością tych preparatów jest zachowanie plastyczności i stałego stanu skupienia w bardzo szerokiej rozpiętości temperatur od ok. +100 do ok. —20° C.

1) „Gumbit I”

Temperatura mięknięcia: około 100° C,
temperatura łamliwości: około —20° C,
rozpuszczalność w benzolu: całkowita,
temperatura zapłnienia: powyżej 200° C,
płynność przy 150° C na konsystomierzu B.T.A.: sekund ok. 10.

Zastosowanie:

Do izolacji fundamentów, ścian, dachów i powierzchni budynków, wystawionych na działanie podwyższonych temperatur oraz bardzo niskich temperatur. Do ochrony wież adsorbcyjnych i kolumn reakcyjnych aparatów przemysłowych, wystawionych na działanie gazów łatwo atakujących, jak chlor, tlenki azotu, kwasów silnie gryzących, ługów i stężonych roztworów rozmaitego rodzaju soli.

2) „Gumbit II”

Temperatura mięknięcia: około 140° C,
temperatura łamliwości: ok. —20° C,
rozpuszczalność w benzolu: całkowita,
temperatura zapłnienia: 220° C,
płynność przy 200° C (B.T.A.): około 10 sek.

Zastosowanie:

Z powodu bardzo wysokiej temperatury mięknięcia bitum ten, jak wynika z danych dotyczących płynności, musi się zagrzać do temperatury zbliżonej bardzo do temperatury zapłnienia, aby uzyskać łatwo-płynną konsystencję, pozwalającą na wygodne rozprowadzenie w dowolnej warstwie. Dlatego produkt ten najlepiej używać w rozcieńczeniu dobrego rozpuszczalnika np. benzolu w stosunku 1:1, a następnie dopiero stosować go w tej formie na zimno. Po ulotnieniu się rozpuszczalnika zostaje cienka powłoka izolacyjna o wyjątkowo dużej wytrzymałości na bardzo wysokie i niskie temperatury o własnościach plastycznych, zbliżonych do gumy.

C) *Do grupy normalnych bitumów o konsystencji stałej należą asfalty przemysłowe i drogowe o temperaturach mięknięcia od 30 do 120° C. Obie serie asfaltów mogą znaleźć szerokie zastosowanie w budownictwie:*

1) *Asfalty przemysłowe*, mogą być również używane do izolacji fundamentów ścian i powierzchni poziomych, jednak upłynnienie ich do konsystencji takiej, która pozwala na łatwe rozprowadzenie w cienkiej i jednolitej warstwie, wymaga specjalnych naczyń do ogrzewania, wyposażonych w mieszałki i skrupulatnej kontroli temperatur, aby nie dopuścić do rozkładu cząsteczek zwłaszcza, znajdujących się przy samych ścianach ogrzewanego naczynia. Taki gorący upłynniony asfalt, należy układać za pomocą szczotek na suchych i oczyszczonych powierzchniach, które mają być izolowane. W budownictwie znajdują przeważnie zastosowanie asfalty przemysłowe o temperaturze mięknięcia od 30—60° C.

	„30/40“	„40/50“	„50/60“
temperatura mięknięcia:	34—38° C	44—48° C	54—58° C
temperatura łamliwości:	—5 do —10° C	—10 do +5	—10 do +10° C
rozpuszczalność w benzolu:	powyżej 98%	powyżej 98%	powyżej 98%
temperatura zapłonięcia:	powyżej 300	powyżej 300	powyżej 300° C
płynność przy 150° C:	około 1 sek.	około 2 sek.	około 4 sek.

2) *Asfalty drogowe*, znajdują zastosowanie do układania podłóg w halach fabrycznych, warsztatach, magazynach, bednarniach itp. oraz do układania chodników, placów fabrycznych i podwozów w formie rozmaitego rodzaju nawierzchni bitumicznych, jako lepsze wypełniacze kamien-

nych, piaskowych, betonowych i w końcu do za-
lewania fug dylatacyjnych i kostek brukarskich.

W budownictwie znajdują przeważnie zastosowanie asfalty drogowe o temperaturze mięknięcia według Krämer Sarnowa 30—50° C i penetracji 20—80°.

	„21/40“	„41/50“	„85/100“
temperatura mięknięcia:	45—54° C	41—45° C	32—36° C
temperatura łamliwości:	poniżej —3° C	poniżej —10° C	poniżej —15
penetracja przy 25° C:	21—40°	41—55°	80—100°
ciągliwość przy 25° C:	powyżej 5 cm	powyżej 60	pow. 100
rozpuszczalność w benzolu:	pow. 99,8%	pow. 99,8%	pow. 99,8%
temperatura zapłonu:	powyżej 200° C	pow. 200° C	pow. 200° C
płynność przy 120° C	5 sek.	4 sek.	3 sek.

IV. Sposób stosowania produktów bitumicznych w budownictwie

Wszelkie powierzchnie przeznaczone do izolacji produktami bitumicznymi dla ochrony przed wilgocią atmosferyczną, wodą gruntową, zaskórnią oraz dla zabezpieczenia przed zwiertzeniem, butwieniem, rdzewieniem i korozją, należy uprzednio dokładnie oczyścić z brudu, rdzy, odkurzyć i osuszyć.

Obiekty murowane i betonowe najlepiej jest oczyszczać za pomocą szczotek z piassawy, zaś powierzchnie metalowe za pomocą szczotek drucianych.

Dla uzyskania jednolitej warstewki izolacyjnej, należy stosować produkty bitumiczne o dostatecznej płynności.

Preparaty bitumiczne asfaltoza i lepnik dzięki odpowiedniej płynności dają się stosować na zimno.

Przy stosowaniu asfaltów, należy je uprzednio dla upłynnienia podgrzać do temperatury ok. 150° C przy zachowaniu jak najdalej idących środków ostrożności, t.j. stałego mieszania topionego asfaltu i stałej kontroli jego temperatury, celem uniknięcia przegrzewania i rozkładu. Przed użyciem asfaltu należy daną powierzchnię pokryć cienką warstewką bitumiczną przy zastosowaniu preparatu dającego się użyć na zimno. Samego bowiem asfaltu nie można stosować bezpośrednio na daną powierzchnię, ponieważ na skutek tworzenia się banieczek pary wodnej pod warstwą gorącego asfaltu, powłoka izolacyjna nie przylega dobrze do podłoża. Ba-

nieczki pary wodnej wydzielają się ze śladów wilgoci, pozostaje w podłożu nawet po dokładnym powierzchniowym osuszeniu.

Dlatego przy izolacjach poziomych fundamentów kolejność stosowania produktów bitumicznych powinna być następująca: najpierw powleka się daną powierzchnię asfaltozą, która dzięki dużej płynności wnika we wszelkie pory i szczeliny, zapobiegając pozostawianiu wolnych, niewypełnionych bitumem przestrzeni, niedopuszczalnych przy dobrym i trwałym izolowaniu. Po całkowitym wyschnięciu asfaltozy, stosuje się lepnik dla wypełnienia i wygładzenia górną powierzchnię. W wielu wypadkach takie izolowanie asfaltozą i lepnikiem jest wystarczające.

W wypadku izolowania większych powierzchni, narażonych na silne zawilgocenie, jak płaskie dachy, tarasy oraz przy konieczności ochrony przed wodą gruntową, należy zastosować trwalszą i grubszą warstwę izolacyjną, a mianowicie: po zastosowaniu asfaltozy i lepnika, przykleja się do niecałkowicie wyschniętego lepnika papę surową, a następnie po wyschnięciu świeżą warstwę lepnika.

Przy dokładnym, nie tylko powierzchniowym osuszeniu podłoża, można stosować zamiast lepnika asfalt o temperaturze mięknięcia według Krämer Sarnowa 40—50° C.

Przy układaniu izolacji pionowych stosuje się najpierw asfaltozę, następnie po wyschnięciu lepnik, który po częściowym stężeniu posypuje się przesianym, ostrym, suchym piaskiem.

Również w wypadku izolacji pionowych, można przy dokładnie suchym podłożu stosować zamiast lepnika asfalt, jednak o temperaturze mięknięcia (Krämer Sarnow) 50—60° C.

Zamawianie produktów bitumicznych do celów izolacyjnych

Przy zaopatrywaniu się i zakupie produktów bitumicznych do celów izolacyjnych, należy dla zapewnienia sobie pewnej i długotrwałej izolacji

kierować się zasadniczymi towaroznawczymi właściwościami, dokładnie opisanymi wyżej, które decydują o wartości tych produktów.

Właściwości te są gwarantowane i ściśle przestrzegane przez poważne wytwórnie, przy dostawach izolacyjnych produktów bitumicznych.

MATERIAŁY DRZEWNE DO CELÓW BUDOWLANÝCH

Lasy Państwowe są największym przedsiębiorstwem leśnym i drzewnym w Polsce. Zajmują one 3.176.282,30 ha, co stanowi ok. 40% całej powierzchni leśnej Polski. Dla zorientowania się w wielkości państwowego gospodarstwa leśnego wystarczy podać, że Lasy Państwowe zajmują obszar prawie równy powierzchni Belgii.

Te rozległe, rozrzucone po całej Polsce, tereny podzielone są administracyjnie na 9 dyrekcyj (Białowieża, Lwów, Łuck, Poznań, Radom, Siedlce, Toruń, Warszawa, Wilno), a te znowu na 420 nadleśnictw o obszarze od 2.000 ha na zachodzie Polski do 30.000 ha w dyrekcjach wschodnich. Zapas drzewny Lasów Państwowych szacowany jest na 365 milionów m³ grubizny.

Jeżeli chodzi o gatunki drzew, to z całej powierzchni produkcyjnej Lasów Państwowych przynada na sosnę 65,7%, świerk — 11,8%, jodłę — 3,2%, dąb — 4,4%, buk — 2,1%, grab — 0,9%, jesion — 0,2%, brzozę — 4,7%, olszę — 5,3%, osikę — 1,6%, inne — 0,1%. Użytkowanie lasów przeprowadza się w granicach rocznego przyrostu przy średnim okresie produkcji 100 lat (40 — 160 lat) w zależności od rodzaju drzewa i siedliska. Wyręby wynoszą rocznie około 23.000 ha, przy czym wycięte powierzchnie są natychmiast zalesiane.

Pobór użytków w Lasach Państwowych odbywa się we własnym zarządzie systemem gospodarczym. Część pozyskanego surowca drzewnego Lasy Państwowe przerabiają we własnych 45 tartakach (na rok gospodarczy 1937/38 wyznaczono do przetarcia 1.700.000 m³), w tym z drzew iglastych (sosna, świerk, jodła) — ok. 93%, z drzew liściastych (dąb, jesion, buk i inne) — ok. 7%.

Wyposażenie techniczne tartaków Lasów Państwowych stoi na wysokim poziomie. Zainstalowano w nich nowoczesne maszyny i przeprowadzono daleko idącą racjonalizację produkcji i pracy. Baczną uwagę zwrócono na staranność obróbki materiałów, na jakość przetarcia, na pieczołowitą konserwację i na właściwe oznakowanie towaru. Produkcja Lasów Państwowych jest całkowicie standaryzowana. Wszystkie tartaki, choć są różnych wielkości i pracują w odmiennych warunkach, choć położone w różnych częściach kraju, obowiązane są do stosowania tych samych norm produkcji, tego samego standardu. W tym celu Administracja Lasów Państwowych przyjęła jednolity system klasyfikacji jakościowej tarcicy, stosowany przez najbardziej doświadczone kraje eksportujące (Szwecja, Finlandia). Personel Lasów Państwowych, zarówno zespół urzędniczy jak i załoga ro-

botnicza, został specjalnie skompletowany i przeszkolony i w dalszym ciągu systematycznie jest zapoznawany z najnowszymi zdobyczami w zakresie obróbki, sortowania i konserwowania materiału.

W wyniku tych zabiegów osiągnięto w tartakach Lasów Państwowych produkcję doskonałej jakości, wysoko cenioną przez najbardziej wybrednych zagranicznych odbiorców. Jednolity system klasyfikacji materiałów drzewnych ma, między innymi, tę dobrą stronę, że daje kupującemu gwarancję otrzymania towaru identycznego co do jakości. Standaryzacja wymiarowa stwarza natomiast tę dogodność, że kupujący otrzymuje identyczne wymiary, niezależnie od tartaku, z którego pochodzi zamówione przez niego drzewo.

Oprócz tarcicy szorstkiej, liściastej i iglastej, Lasy Państwowe produkują również materiały strugane, jak deski podłogowe, posadzki itp.

Poza materiałami tartymi Lasy Państwowe wyrabiają w dwóch wielkich nowoczesnie urządzonych i zorganizowanych fabrykach (w Bydgoszczy i Białymstoku) dykty sucho i mokro-klejone. Dykty obok tarcicy stanowią najpoważniejszy sortyment eksportowy, docierający do dwudziestu kilku rynków świata. Oprócz wymienionych materiałów Lasy Państwowe dostarczają również materiały ciosane, łupane (klepka dębowa) oraz oprawne, jak słupy teletechniczne, kopalniaki, papierówkę itp.

Materiały drzewne Lasów Państwowych eksportuje się za pośrednictwem brokerów i agentów, dobrze wprowadzonych na rynki i odpowiedzialnych finansowo za ściśle wykonanie umowy przez kontrahenta. Sprzedaż materiałów na rynku krajowym prowadzi Polska Agencja Drzewna („Paged”), jako przedstawiciel Lasów Państwowych. „Paged” załatwia również wszelkie czynności, związane z ekspedycją:

Składy „Pagedu”, rozrzucone po całym kraju, są zawsze bogato zaopatrzone we wszystkie materiały drzewne i potrafią zaspokoić najbardziej wyszukane życzenia klientów, zwłaszcza — w dziale sprzedaży materiałów budowlanych, a więc: okrągłaków, belek, kantówki, rygli, łat, bali obrzynanych i stolarskich, desek heblowanych, karnesówek itp. W spisie sortymentów ciesielskich znajdują się belki na podwaliny, słupy, oczepy, belki stropowe, belki i kantówka na więźbę dachową, a więc na namurnice (murlaty), krokwie, jętki, przejmy, słupki, miecze, płyty itd. Deski na deskowanie: na podsufitki, ślepy pułap, ślepą podłogę. Deskowanie dachowe, przepierzenia, wreszcie ma-

terialy do rusztowań: na sztandary, maczulce. Jeśli chodzi o stolarkę budowlaną, to składy „Pagedu“ zawsze posiadają: bale lutrynowe, bale na ramiaki i szczebliny, materiał na schody — na policzki, stopnie i podstawki, deski podłogowe, heblowane i szpuntowane, deski karnesowane, a w końcu—wszelkiego rodzaju okładziny i listwy. Równie bogate jest zaopatrzenie składów w stolarkę meblową. Sosnowe bloki stolarskie z marką „L. Orzeł P“, sprostac mogą najwybredniejszym wymaganiom. Nieobrzynana tarcica sosnowa stolarska produkowana jest w Lasach Państwowych we wszystkich grubościach spotykanych w handlu i

może być dostarczana bądź jako bloki klasy I, II i III, bądź też luzem również klasy I, II i III.

Oprócz sortymentów iglastych i liściastych dostarcza „Paged“ również dyktę produkcji Lasów Państwowych. Właściwy gatunek surowca, należyty poziom produkcji, szlifowanie dwustronne (wyłącznie maszynowe), staranne i równomierne sortowanie, właściwe i mocne opakowanie towaru — oto zalety, które wysunęły dyktę Lasów Państwowych na czoło produkcji polskiej.

„Paged“ dostarcza powyższe materiały w każdej ilości. Można je nabywać w składach, albo też — zamawiać w Oddziałach, w razie potrzeby, wagonowe ładunki.

KRONIKA

Członkowie-założyciele pisma „Inżynieria i Budownictwo“

Celem stworzenia silniejszych podstaw finansowych dla naszego pisma uchwalili Zarząd Główny zwrócić się do Kolegów z apelem o zgłaszanie prenumeraty pisma w charakterze członków założycieli. Mianowicie za opłatą 50 zł będzie się otrzymywać pismo przez 7 lat, a nazwiska członków - założycieli będą ogłaszane w Biuletynie. Wprawdzie choć powyższa uchwała Zarządu Głównego dopiero przez niniejszą notatkę staje się wiadoma członkom Związku, to jednak napłynęły już liczne zgłoszenia.

Pierwszą listę członków - założycieli „Inżynierii i Budownictwa“ podamy w następnym Biuletynie. Teraz zaś apelujemy do Kolegów o jak najliczniejsze zgłoszenia i nadsyłanie składki członkowskiej 50 zł na konto P. K. O. Zw. Polskich Inżynierów Budowlanych 29.787.

Bis dat, qui cito dat!

IV. Zjazd Polskich Inżynierów Budowlanych w Gdyni

10 — 12 września 1938 r.

W dalszym ciągu do Komitetu Organizacyjnego napływają zgłoszone licznie referaty. Po zakwalifikowaniu ich przez Komisję Referatową, pierwsza ich seria zamieszczona jest w niniejszym numerze naszego pisma, który to numer stanowi jednocześnie pierwszą część Księgi Zjazdowej.

Został już ostatecznie opracowany szczegółowy program Zjazdu na terenie Gdyni, który przewiduje poza częścią naukową ciekawą wycieczkę po Gdyni i całym wybrzeżu oraz liczne imprezy towarzyskie. Na część naukową przeznaczony jest 10. i 11. września (sobota i niedziela), większe zaś wycieczki odbędą się 12. (w poniedziałek). Program Zjazdu został już rozesłany wszystkim członkom Związku i zainteresowanym firmom i osobom.

Na życzenie możemy wysłać dalsze programy.

Wszelkich informacji i wyjaśnień udziela Komitet Organizacyjny, Gdynia, ul. Świętojańska 46, m. 8 oraz Warszawa, ul. Mazowiecka 4 m. 5.

Wycieczki zagraniczne

Na zakończenie IV. Zjazdu w Gdyni Związek organizuje, jak zwykle co roku, wycieczkę zagraniczną dla członków, rodzin i gości. Czas trwania wycieczki od 12.IX do 31.IX. rb.

Trasa prowadzi: Poznań — Strassbourg (1 dzień) — Paryż (4 dni) — zamki nad Loarą (2 dni) plaże w Deauville (4 dni) — Havre (1 dzień) — Londyn (3 dni) — Ostenda, Gandawa, Brugges, Bruksella (3 dni) — Warszawa.

W czasie wycieczki zwiedzanie miast, zabytków i urzędzeń technicznych. Cena wycieczki około zł 580, licząc przejazdy kolejowe III. klasy od granicy Polski do granicy Polski. Cena paszportu z wizami około 80—90 zł. Hotele i utrzymanie dobre.

Informacje i zapisy przyjmuje Sekretariat Związku do dnia 15 sierpnia rb. Warszawa ul. Mazowiecka 4 m. 5. tel. 5.17.85. Przy zapisie obowiązuje zadatek w wysokości zł 50.

Szczegółowy program wycieczki zostanie rozesłany zgłoszonym uczestnikom oraz ogłoszony w biuletynie Związku.

Związek zastrzega sobie prawo zmiany trasy wycieczki w zależności od przydziału dewiz. Ilość miejsc ściśle ograniczona.

Urlopy okolicznościowe na Zjazd

Podajemy do wiadomości Kolegów, że pismem Nr P. 3—67/21/38, Dyrektor Biura Personalnego Min. Komun. upoważnił Urzędy wojewódzkie oraz Dyрекcję O. K. F., do udzielania w miarę możliwości urlopów okolicznościowych na dzień 10, 11 i 12 września tym inżynierom, którzy pragną wziąć udział w naszym Zjeździe w Gdyni.

Sprostowanie

Wkradła się omyłka do programu Zjazdu który został rozesłany zgłoszonym uczestnikom. Koszt Wieczery Kolejczkiej wynosi 8 zł a nie 15 zł jak mylnie wydrukowano w zgłoszeniu na Wieczere, umieszczonym na końcu programu.

Polski Komitet Normalizacyjny

Polski Komitet Normalizacyjny przy Ministerstwie Przemysłu i Handlu podaje do wiadomości wszystkich zainteresowanych, iż ukazały się między innymi z druku, uchwalone przez Komitet w dn. 9 grudnia 1936 r. i w dn. 16 grudnia 1937 r. następujące polskie normy:

w—3. Próba (statyczna) rozciągania metali ciągłych (2-gie wydanie zmienne. Niniejsze wydanie unieważnia poprzednie z grudnia 1925 r.) (4 ark.) 2,— zł.

w-6. Próba twardości metali sposobem Brinell'a. (4 ark.) 2.— zł.

Rurociągi:

B-703. Barwy rozpoznawcze rurociągów 1,50 zł.

Technologia Chemiczna:

C-501. Smoly drogowe. (2. wydanie zmienione. Niniejsze wydanie unieważnia poprzednie z października 1932 r.) (4 ark.) 2.— zł.

C-507. Pobieranie próbek i badanie smoly do smarowania dachów, zaprawy smołowej oraz lepnika smołowego. (3 ark.) 1,50 zł.

Metale:

S t a l.

H-250. Stal konstrukcyjna stopowa (walcowana lub kuta). (2 ark.) 1.— zł.

Druk referatów I. Polskiego Kongresu Inżynierów

Jako pierwszy tom wyszło z druku Sprawozdanie z Kongresu, uchwały i spis jego uczestników, jako tom drugi referaty Sekcji II. Podstawowych Urzędzeń Gospodarczych (urządzenia komunikacji lądowej, wodnej i powietrznej, telekomunikacji, elektryfikacji itp.).

Ostatnio wyszedł z druku III. tom pod. tyt. „Osiedla i Budownictwo“, zawierający referaty Sekcji III. Kongresu. Tom ten zainteresuje bez wątpienia najwięcej Kolegów i dla tego szczególnie zalecamy jego przestudiowanie.

Wszystkie tomy są wysyłane bezpłatnie uczestnikom Kongresu, poza tym referaty te są do nabycia w handlu księgarskim.

Z PRASY TECHNICZNEJ

Ministerstwo Spraw Wojskowych, Departament Budownictwa. SZCZEGÓŁOWE WARUNKI BUDOWNICTWA. Warszawa 1938.

„Szczegółowe warunki budowy“ wydane obecnie przez Departament Budownictwa M. S. Wojsk., są nie tylko bardzo szczegółowymi „warunkami“, ale zawierają tak wiele informacji, że na odludziu, dokąd książka nowa rzadko dociera, stają się w bardzo zwięzłym skrócie podręcznikiem budownictwa. Jak takie postawienie sprawy jest tam ważne, wie tylko ten, kto zetknął się bezpośrednio z pracami w takich warunkach. Niejednokrotnie wiedza techniczna wykonawców stoi na poziomie techniki sprzed 30 lat, albo i dawniejszej, a wymagania życia i materiały budowlane są najzupełniej inne niż były podówczas. Ktoś, kto umiał wówczas dobrze budować i nie uzupełnił sobie wiedzy, przestaje być inżynierem a staje się partaczem, zaś robota jego z natury rzeczy musi być fuszerką.

Warunki techniczne wydane w ten sposób uniemożliwiają fuszerkę, jeżeli do nich budujący lub dozorujący się stosuje — i to w całym zakresie budownictwa

Obejmują one nast. działy:

Rozbiórki.	Krycie dachów.
Roboty ziemne.	Roboty szklarskie.
Roboty murarskie.	Roboty zduńskie.
Roboty tynkarskie.	Roboty malarskie.
Posadzki twarde i wykładanie ścian.	Roboty posadzkowe.
Roboty kamieniarskie.	Roboty brukarskie.
Roboty żelbetowe.	Roboty wodociągowo- kanalizacyjne.
Konstrukcje stalowe i roboty kowalskie i ślusarskie.	Roboty instalacyjne cen- tralnego ogrzewania i przewietrzania.
Roboty izolacyjne.	Roboty instalacyjne elektryczn.
Roboty ciesielskie.	
Roboty stolarskie.	

Jak widać całokształt zagadnień budowlanych. Ale w tym całokształcie podane są najnowsze wytyczne techniki. Np. w dziale żelbetu podano jak stosować beton wibrowany i jak uwzględnić w obliczeniach i naprężeniach jeżeli wykonano beton wibrowany, gdy nie był on przewidziany. Dalej omówiono tu beton z cementu glinowego i omówiono stalę wysokowartościową. W dziale konstrukcyj staliowych podano jakie stale są na rynku, jak należy wykonywać kon-

strukcje spawane i nitowane. Szczegółowo omówiono roboty izolacyjne. Przy robotach ciesielskich omówiono metody i środki impregnacji drzewa oraz środki grzybobójcze. Również dostosowano do wymagań dnia dzisiejszego omówienie wszelkich robót instalacyjnych. Wszystkie działy nawiązane są do odpowiednich norm P. K. N., którego wytyczne M. S. Wojsk. wzięło za podstawę.

Już z tych paru słów wynika bezpośrednio, że są to „warunki techniczne“, które pozwalają poziom prac budowlanych dociągnąć do takiego poziomu, jaki jest potrzebny, by wykonane budowle były mocne i trwałe. Można tylko pragnąć, by inne instytucje budując wzięły sobie za przykład te warunki i wprowadziły je u siebie. Niezależnie zaś od tego można szczerze doradzić inżynierom budującym, by zapoznali się z nimi jak najdokładniej. Prawdopodobnie nauczą się z nich nie jednego, wzbogacą swą wiedzę i dociągną ją z pewnością w niejednym punkcie do dzisiejszych wymagań techniki w ogóle, a inżynierii w szczególności. Depart. Budownictwa M. S. Wojsk. zaś wydając te „warunki“ stwierdził raz jeszcze, że sprawa mądrego i racjonalnego ujęcia budownictwa mu podległego nie tylko leży mu na sercu, ale że umie je pierwszorzędnie przeprowadzić w życiu. Dzięki temu zaś budownictwo wojskowe stało się wzorem i przykładem jak budować bardzo dobrze i bardzo tanio razem. A to jest wielka sztuka.

S. S.

POŻARY W ZAKŁADACH PRZEMYSŁOWYCH, inż. Mieczysław Rogowski, nakł. Wydziału Wydawniczego Zw. Straży Pożarnych R. P., Warszawa, 1938, stron 200.

Autor książki, przewodniczący Komisji Badań Pożarowych Związku Inż. Budowlanych, znany ze swoich licznych poprzednich publikacji na temat palności materiałów, ochrony ich od ognia itp., daje nam nową wszechstronną pracę, pierwszą tego rodzaju w naszej literaturze, która porusza tak ważne społecznie i technicznie zagadnienie, jak pożary zakładów przemysłowych.

Po omówieniu ogólnie stosowanych urządzeń w zakładach przemysłowych omawia autor kolejno najważniejsze zakłady przemysłu kopalnianego, ceramicznego, metalurgicznego, spożywczego, chemicznego itp., podając przy każdej z kilkudziesięciu opisanych fabryk właściwe im okoliczności, które mogą spowodować pożar. Podane są przy tym środki, które mogą temu zapobiec.

Książkę zamyka tekst ustaw i przepisów, dotyczących się omawianych zagadnień i obszerny wykaz literatury.

Nie wątpimy, że budujące się obecnie w Warszawie pod kierunkiem autora Laboratorium Badań Pożarowych, da niejedną sposobność sprawdzenia w naszych rodzinnych warunkach, praktycznych metod walki z klęską pożarów w przemyśle.

PRZYKŁADOWE PROJEKTY ZAGRÓD WIEJSKICH, inż. arch. dr Franciszek Piascik, 1938, nakładem „Książnicy dla rolników”, Warszawa, Kopernika 38, cena zł 12,—.

Książka powyższa zawiera plany zabudowy i projekty w skali 1:100 zagród wiejskich dla gospodarstw rolnych od 2 do 15 ha. Budynki projektowane są z cegły i drzewa, autor jednak przewidział poza tym w drugiej alternatywie ściany glinobite, z pustaków betonowych itp.

Kolegom, mającym styczność z budownictwem wiejskim, książka ta może oddać duże usługi, tym więcej, że plany w niej podane zostały zalecone przez Min. Spraw Wewnętrznych.

W artykule pod tyt.: *Obliczenie schronów* prof. N. Shitkowsch (z Belgradu) podaje wzory na obliczenie grubości stropów i sklepień schronów betonowych i żelbetowych, oparte na przeprowadzonych przez niego badaniach doświadczalnych i pomiarach drgań poszczególnych elementów schronów powstałych:

- pod uderzeniem pocisków wypełnionych piaskiem dla pomiarów samego przebijania,
- pod uderzeniem pocisków z materiałami wybuchowymi dla pomiarów przebicia i eksplozji,
- pod wybuchem bomb położonych na stropie schronu dla zbadania wpływu samej eksplozji.

Głębokości powstałe od eksplozji i przebicia stropu betonowego (400 kg cementu) zestawia w tabeli:

Ciężar bomby (kg)	Ciężar mat. wybuchowego (kg)	Głęb. otworu od uderzenia (m)	Głęb. otworu od eksplozji (m)	Głęb. od uderzenia i eksplozji (m)
50	23	0,35	0,47	0,80
100	50	0,50	0,59	1,00
300	170	0,75	0,86	1,50
500	300	0,90	1,02	1,80
1000	680	1,10	1,29	2,25

Grubość stropu czy sklepienia betonowego z cementu portlandzkiego (400 kg/m³) zabezpieczającą przed bombami lotniczymi oblicza autor z równania

$$H = 0,788 \sqrt[3]{C + h}$$

gdzie C = ciężar $\frac{1}{5}$ materiału wybuchowego bomby w kg, h = głębokość przebicia bomby od uderzenia w m.

Przy zastosowaniu cementu wysokowartościowego potrzebną grubość stropu oblicza wzorem

$$H_1 = 0,574 \sqrt[3]{C + h}$$

a więc otrzymuje grubość około 25% mniejszą, niż przy zastosowaniu normalnego cementu portlandzkiego.

W przypadku stropu żelazo-betonowego potrzebna grubość stropu równa jest 0,7 grubości stropu betonowego.

Wzory powyższe wyprowadza autor z uwzględnieniem pierwszych oznak odprysków betonu od strony wewnętrznej stropu pod miejscem uderzenia pocisku. Okazuje się bowiem, że eksplozja pocisku zagłębionego w górnej części stropu wywołuje bardzo silne drgania w częściach niewykruszonego betonu bezpośrednio pod miejscem uderzenia, które przy niewystarczającej grubości stropu wywołuje naprężenia rozciągające w warstwie dolnej stropu, przeciągające spójność cząsteczek betonu i powodujące niszczenie stropu również od strony dolnej pod pociskami.

Niszczenie betonu od strony dolnej jest dla stropu betonowego groźniejsze, niż wykruszenie betonu od detonacji w warstwie górnej. I dlatego autor radzi wzmocnienie warstwy dolnej betonu wg jednego z poniższych sposobów:

- przez zastosowanie w dolnej warstwie strzemion stalowych,
- przez wykonanie dolnej części stropu betonowego w żelbecie,
- przez zastosowanie dodatkowych dźwigarów stalowych lub elementów z blach stalowych od strony dolnej stropu,
- przez zastosowanie warstwy piasku między górną i dolną warstwą betonu; warstwa piasku tłumii drgania i uniemożliwia ich przeniesienie na warstwę dolną.

Autor proponuje stosowanie dla bomb do 1000 kg zamiast płyty betonowej grubości 3,60 do 3,30 m: górnej płyty z żelbetu o grubości 2,10 m, warstwy piasku grubości 0,7 do 1 m oraz dolnej płyty żelbetowej o grubości 0,50 do 0,60 m.

Beton u-Eisen, z 5 lipca 1938 r., z. 13.

RURY BETONOWE ODŚRODKOWO PRASOWANE SĄ WYSOKIEJ JAKOŚCI

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr. T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Zenczykowski.

Redaktor Naczelny Dr. Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

Okładka i układ graficzny inż. arch. H. Wołyńska.

Redakcja i Administracja: Warszawa Mazowiecka 4 m. 5, czynna w poniedziałki, środy, piątki, godz. 17 — 19, tel. 5-17-85.

Prenumerata: rocznie zł 20,—, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud, zł 8,—. Numer pojed. zł 2,—, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud, zł 1,—. Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. Nr 29.787 Związek Pol. Inż. Budowlanych. Zmiana adresu gr 50.

Ogłoszenia: cała strona zł 275,—, ½ strony zł 150,—, ¼ strony zł 80,—. Okładka 30% drożej.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Redaktor odpowiedzialny: Dr Tomasz Kluz.

Zakłady Graficzno-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8.

BIULETYN POLSKICH LABORATORIÓW BUDOWLANYCH

Nr 1

LIPIEC

1938 R.

REDAKTOR: Dr Inż. STANISŁAW GAWLIŃSKI

ADR. RED.: LWÓW, UJEJSKIEGO 1

OD REDAKCJI

Polskie Laboratoria Budowlane, rozwijające w ostatnich latach ożywioną działalność w związku z silnym ruchem budowlanym Państwa, odczuwały już od dłuższego czasu brak odpowiedniego organu, w którym byłyby pomieszczane wyniki ich prac. Sprawę potrzeby takiego organu poruszano niemal na wszystkich Zjazdach delegatów Laboratoriów.

Ostatni Zjazd który odbył się we wrześniu 1937 r. we Lwowie, powziął ostateczną uchwałę w kierunku zrealizowania wydawnictwa, pojętego w zasadzie jako organ Polskich Laboratoriów Budowlanych. Wykonanie tej uchwały powierzono Komisji Laboratoriów, która zdecydowała o formie i treści wydawnictwa powierzając jego redakcję D-rowskiemu Stanisławowi Gawlińskiemu we Lwowie.

Wydawnictwo „Biuletyn Polskich Laboratoriów Budowlanych”, które ukazywać się będzie jako kwartalnik, jest zatem zrealizowaniem dotychczasowych zamierzeń w kierunku uzyskania osobnego organu do pomieszczania przede wszyst-

kim prac oryginalnych i sprawozdawczych z zakresu ważnej i aktualnej dziedziny badań technicznych, a następnie do ogłaszania komunikatów ilustrujących działalność Polskich Laboratoriów Budowlanych.

„Biuletyn Polskich Laboratoriów Budowlanych” będzie wydawany jako dodatek do czasopisma „Inżynieria i Budownictwo”, którego Redakcja z całą bezinteresownością użyczyła gościny na swych łamach i w ten sposób umożliwiła w wysokim stopniu wydawanie Biuletynu.

Wydawnictwo, którego pierwszy zeszyt oddajemy do rąk czytelników, winno wzbudzić zainteresowanie w tych kołach i u tych osób ze świata technicznego, u których zagadnienia z zakresu materiałoznawstwa budowlanego i pokrewne znajdują oddźwięk. Redakcja Biuletynu, świadoma odpowiedzialności za należyty poziom powierzonego jej wydawnictwa, zwraca się do sfer interesujących się zagadnieniami poruszonymi w wymienionym organie z prośbą o pomoc.

Prof. EMIL BRATRO

METODY POBIERANIA PRÓBEK ZIEMNYCH DO CELÓW BADAWCZYCH

Roboty ziemne stanowią prawie przy każdej budowli inżynierskiej pierwszy i niejako podstawowy element wykonania. Szczególną wagę jednak należy przypisać tym robotom przy wykonywaniu ciągów komunikacyjnych, jak drogi, kanały splawne itp., gdyż stanowią one w tych wypadkach najważniejszą część budowlę, od której dobroci zależy późniejsze bezpieczeństwo komunikacji. To samo odnosi się do obiektów tego rodzaju jak obwałowania rzek, groble stawowe, ziemne przegrody dolin itp., przy których należyte wykonanie robót ziemnych warunkuje późniejsze bezpieczeństwo olbrzymich nieraz obszarów.

Trudności, z jakimi ma do walczenia inżynier przy rozpatrywaniu zagadnienia robót ziemnych,

względnie przy badaniach w odniesieniu do istoty ziem, są zupełnie odmienne od trudności innych zagadnień inżynierskich, znanych ze statyki budowlanej. Kiedy przy wszystkich konstrukcjach chodzi zasadniczo o wypośredkowanie wewnętrznych naprężeń i dostosowanie do nich pojedynczych elementów konstrukcyjnych, natomiast wielkości i kierunki działających sił zewnętrznych są nam dokładnie znane, to przy budowlach i robotach ziemnych spotykamy olbrzymią różnorodność składu i struktury ziem, gmatwającą nam niesłychanie pojęcie o tych właśnie momentach, które często mogą być jako tako ustalone dopiero po przeprowadzeniu szczegółowych, zmuśnych i trudnych badań. Musimy przy tym zaznaczyć, iż ści-

śle matematyczne traktowanie zagadnień złączonych ze statyką ziem jest niemożliwe do przeprowadzenia i to tym więcej, iż ziemie, nawet przy najbardziej jednostronnym składzie, nie stosują się do znanego i podstawowego dla statyki budowli prawa Hooke'a. Stąd też konieczność poznania fizycznych właściwości poszczególnych ziem, które pozwolą nam na wyciągnięcie pewnych wniosków w odniesieniu do statycznego lub dynamicznego ich zachowania się.

Brak poznania fizycznych właściwości ziem był zasadniczą wadą klasycznej statyki układów ziemnych zapoczątkowanej około roku 1775 przez Coulomb'a, a rozwijanej później przez Rankine'a i innych. Planowe badania właściwości ziem rozpoczęto dopiero mniej więcej przed 25 laty, a za pierwsze kroki w tym kierunku należy uważać prace, założonego w r. 1913 „American Foundation Committee”. Wkrótce potem, bo w r. 1916 ukazują się prace badaczy, jak Hultin'a, Pettersson'a i Fellenius'a, członków Szwedzkiej Państwowej Komisji Geotechnicznej, mającej za zadanie wyjaśnienie pewnych zjawisk usuwowych w Szwecji, które wywołały tuż przed wielką wojną szereg katastrof na kolejach szwedzkich.

Zasadnicze podstawy nowej nauki o ziemiach rzucił Terzaghi w wydanym w r. 1925 dziele pt.: „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage” i ten moment może być uważany właściwie za początek wytworzenia się nowej, olbrzymiej już dzisiaj gałęzi nauki, o nowoczesnej statyce układów ziemnych. Dość powiedzieć, iż wydane w maju 1937 przez Dr Inż. Hans'a Petermann'a „Schrifttum über Bodenmechanik” wykazuje od roku 1925 do połowy roku 1936 — 2464 publikacji w tym dziale w rozmaitych językach, co daje jaki taki pogląd na ważność tego problemu.

Dodać należy, iż już Terzaghi wykorzystał w swych rozważaniach rezultaty badań gleby dla celów gospodarki rolnej, przejmując systemy badań ziem, opracowane w tym kierunku przez Atterberga, Kopetzkego i innych. W tej dziedzinie obserwujemy może najlepiej wzajemne zazębianie się badań, czynionych dla rozmaitych celów i wykorzystanie doświadczeń, które pozornie nie miały żadnego związku, a mimo to oddały nowej nauce znakomite usługi. Mimochodem należy zaznaczyć, iż nauka o glebie, która okazała się tak bardzo pomocna w badaniu zjawisk układów ziemnych dla celów techniki, rozwinęła się najsilniej w Stanach Zjednoczonych Ameryki płnc. oraz w Rosji.

Jeżeli chodziłoby o wykazanie różnicy pomiędzy ziemią, a innymi materiałami budowlanymi, jak kamień, cegła, cement, beton, żelazo, drzewo itp., traktowanej z punktu widzenia wytrzymałościowego, natenczas stwierdzić musimy, iż właściwości wytrzymałościowe prawie wszystkich materiałów budowlanych są nam mniej więcej dołądnie znane, natomiast z ziemią ma się rzecz zupełnie inaczej. Najbardziej charakterystycznym szczegółem jest w nich olbrzymia różnorodność struktury, układów, uziarnień, nasycenia wodą itp. sprawiająca, iż o charakterystyce zjawisk wytrzymałościowych decyduje znaczna ilość czynników, a o ujęciu ich jakimś jednym współczynnikiem może być nie może.

Stąd wynika konieczność szczegółowego badania fizycznych właściwości ziem, których znajomość może wyjaśnić szereg zjawisk, z jakimi przy ziemiach się spotykamy. Jest jeszcze nadto rzeczą charakterystyczną ta okoliczność, że przy całej nieznaności szeregu czynników, odgrywających w statyce układów ziemnych pierwszorzędą rolę, pracujemy tutaj z bardzo niewielkimi współczynniki bezpieczeństwa, w granicach nieprzekraczających zwyczajnie 2,5, podczas gdy przy konstrukcjach ze znanych wytrzymałościowo i jednorodnych materiałów zakładamy z reguły znacznie większe pewności, leżące co najmniej w granicach 4 do 5.

Ziemię możemy traktować z rozmaitego punktu widzenia, a w szczególności jako grunt budowlany, jako materiał budowlany i wreszcie jako łożysko wody gruntowej i w każdej z tych grup powinniśmy uzyskać odpowiedzi na najrozmaitsze, wysuwające się z ich istoty zagadnienia.

Badanie ziemi jako gruntu budowlanego ma na celu przede wszystkim wypośrodkowanie dopuszczalnych naprężeń, przy czym pod słowem „dopuszczalne” rozumiemy takie naprężenia pod wpływem obciążenia wykonywanym obiektem, które nie wywołują szkodliwych osiadań gruntu. Trzeba przy tym zaznaczyć, iż pragniemy często uzyskać dane nie tylko o wielkości przyszłych osiadań, lecz również o ich czasowym przebiegu. Nadto musimy sobie zdać również sprawę z tego, że dla stałości wykonywanego obiektu jest nietyle ważna wielkość osiadań, jak raczej ich mniej lub więcej niejednostajny przebieg, który okazać się może w skutkach najgroźniejszy.

Osiadań gruntu, nawet w warunkach najidealniejszych uniknąć nie potrafimy; powiększają się one bardzo często wskutek oddziaływań dynamicznych, spowodowanych wstrząsami. Zbadanie wielkości i rodzaju tych osiadań pozwoli nam na zaprojektowanie najbardziej odpowiedniego, tak z punktu widzenia technicznego, jak gospodarczego, sposobu fundacji obiektu, umożliwi często wzajemne porównanie kilku konkurujących z sobą placów budowy, pozwoli na obranie odpowiednich kierunków przy projektowaniu rozmaitych ciągów komunikacyjnych, jednym słowem da nam odpowiedź na cały szereg najbardziej podstawowych dla istnienia budowy zagadnień.

Ziemia jest jednakże również, jak już poprzednio zaznaczyliśmy, jednym z najważniejszych materiałów budowlanych, bądź to w formie nasypów, bądź też wykopów. Badania zatem nad ziemią musimy rozciągnąć również na ocenę przydatności danego gatunku ziemi do powyższych celów oraz na przewidywane zachowanie się w warunkach jakie dla danej budowy zaistnieją.

O ile chodzi o nasypy powinniśmy zbadać, gdzie znajdują się odpowiednie materiały ziemne w dostatecznej ilości, które ziemie z uwagi na swoje ujemne właściwości, np. skłonność do wytwarzania usuwisk, powinny być z budowy wykluczone, jakie zarządzenia muszą być wydane w wypadku, gdy do nasypu z uwagi na ekonomię budowy trzeba będzie użyć również materiałów mniej do tego celu nadających się, jaki powinien być użyty sposób sypania oraz pod jakim kątem

powinny być pochylone szkarpy, jak długo przypuszczalnie trwać będzie okres osiadania nasypu, jakie materiały powinny być użyte do wytworzenia warstw izolacyjnych, celem przecięcia włoskowatości itp. Jak widzimy z tego jest tu ogromna ilość wątpliwych a zawsze bardzo ważnych dla stałości nasypu kwestyj do rozstrzygnięcia, która powiększa się jeszcze wówczas, gdy mamy do czynienia z nasypami, narażonymi stale lub czasowo na ciśnienie wody, bowiem do problemów poprzednio poruszonych dołączają się jeszcze sprawy dotyczące przepuszczalności nasypu, włoskowatego podnoszenia się zwierciadła wód podskórnych i związanych z tym zmian w tarciu międzycząstkowym. Należy przy tym pamiętać, iż zmiana w ilości wody powoduje w materiale ziemnym zmniejszenie lub podwyższenie wielkości ciśnienia ziemi, co będzie szczególnie ważne dla sprawy murów oporowych i podporowych.

Projektowanie wykopów, szczególnie głębszych, musi być uzależnione od badań, odnoszących się do przebiegu warstw wodonośnych oraz od upewnienia się, czy nacięcie terenu w danej partii nie spowoduje powstania usuwiska. O ileby te obawy zachodziły, okaże się w następstwie konieczność wyszukania innego sytuacyjnego rozwiązania projektu, który by bardziej odpowiadał warunkom bezpieczeństwa istnienia budowli. Rzecz oczywista, iż z reguły jedną z najważniejszych kwestyj będzie tutaj z jednej strony ocena zaprojektowanego pochylecia szkarpy, z drugiej zaś, gdy szkarpa z jakichkolwiek bądź powodów musi być bardziej stroma aniżeli to materiał dopuszcza, przewidzenie odpowiednich środków zaradczych w postaci zabezpieczenia szkarpy.

Wnętrze terenu jest z reguły łożyskiem dla przepływającej wody gruntowej, której wpływ na wykonywaną budowę jest bardzo znaczny. Wynika z tego konieczność starannego zbadania stosunków wód gruntowych, zmiany stanu ich zwierciadła, wpływu zawartości wody na poszczególne własności istniejących gatunków ziem, co szczególnie ważne okaże się przy glinach i ilach, wreszcie chemiczne zbadanie wody z uwagi na możliwość istnienia w niej zanieczyszczeń destrukcyjnie oddziałujących na niektóre części konstrukcyjne. Tak np. niedopuszczalne będzie osadzenie fundamentów betonowych w partiach, przepojonych wodą z domieszką siarczanów.

W związku z tym będzie również do zbadania okoliczność czy projektowana budowa nie spowoduje jakichkolwiek ujemnych zmian w dotychczasowych stosunkach wodnych najbliższego sąsiedztwa, co w pewnych wypadkach, np. przy istnieniu eksploatowanych źródeł wód mineralnych, mogłoby mieć wprost katastrofalne następstwa.

Jak widzimy z przedstawionego stanu rzeczy istnieje wystarczająca ilość poważnych powodów, zmuszających nas do przeprowadzenia skrupulatnego badania ziem, z którymi spotykamy się przy wykonywaniu budowli inżynierskich i architektonicznych. Badania te odbywać się mogą bądź to w rodzimym terenie, bądź też częściej i dokładniej na próbkach wydobywanych z głębi ziemi i poddawanych rozlicznym zabiegom w istniejących labora-

toriach. W zależności od celu do jakiego konieczna jest nam znajomość właściwości poszczególnych gatunków ziem, musi się badanie pokładów rozciągać na rozmaite głębokości. Dla przykładu nadmieniam, że przepisy niemieckie ustalają w wypadkach, gdy nie mamy do czynienia z podkładami skalnymi, następujące minimalne głębokości badania:

a) przy zwartym rzucie poziomym przyszłej budowli oraz przeciętnym projektowanym obciążeniu gruntu:

- 1 kg/cm² — 0,8 krotność
- 2 kg/cm² — 1,6 krotność
- 3 kg/cm² i wyżej — 2,5 krot.

przeciętnej średnicy zabudow. powierzchni,

b) przy podłużnie rozwiniętym rzucie poziomym budowli oraz przeciętnym projektowanym obciążeniu gruntu:

- 1 kg/cm² — 1,0 krotność
- 2 kg/cm² — 2,0 krotność
- 3 kg/cm² i wyżej — 3,0 krot.

najmniejszej szerokości budowli,

Rzecz oczywista, iż pewne szczególne warunki geologiczne lub techniczne, mogą wpłynąć na znacznie większe głębokości badań aniżeli powyżej podane.

Również uważam za wskazane zwrócić uwagę na ogłoszone w tym kierunku dane przez Komisję Badań Gruntów Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych w Nr 3 z r. 1937 „Przeglądu Budowlanego“.

Ponieważ arterie komunikacyjne, jak drogi, koleje i kanały spławne znajdują się w warunkach nieco odmiennych niż inne budowle inżynierskie lub architektoniczne, przeto normy odnoszące się do głębokości badań terenu muszą być również do właściwości tych budowli dostosowane. O ile dana arteria biegnie w terenie natenczas przy gruntach wytrzymałych powinno się badanie rozciągać do głębokości 1,50 m pod niweletę, przy gruntach o małej wytrzymałości do głębokości 2,00—2,50 m pod niweletę. Dla arterij biegnących w przekopie warunki identyczne z poprzednio podanymi, nadto celowe i pożądane jest otrzymywanie również próbek z głębokości przyszłych szkarpy wykopu dla zbadania ewentualnego niebezpieczeństwa lokalnych usuwisk oraz zachowania się ziemi na wpływy zamrozu. Przy arteriach prowadzonych w wysokich nasypach powinna głębokość badania sięgać co najmniej do wymiarów szerokości podstawy nasypu z wyjątkiem wypadku, gdy mamy do czynienia ze skałami, żwirami lub piaskami, które jak wiadomo stanowią pewne i wytrzymałe podstawy fundamentów. Trzeba przy tym wyraźnie zaznaczyć, iż konieczne tu będzie uzyskiwanie stosownych próbek ziemnych ze wszystkich w podanej głębokości istniejących pokładów, a to celem późniejszego zbadania ściślności ziem, na których nasyp został zaprojektowany.

Badania pokładów ziemnych mogą być przeprowadzone najrozmaitszymi metodami, w zależności do żądanej dokładności. O ile chodzić będzie o najogólniejszą ocenę gruntów zadowolimy się sondowaniem pokładów; w wypadku koniecz-

ności dokładnych i szczegółowych badań poszczególnych gatunków ziem posługiwać się będziemy rozkopami, które odsłonią nam badane pokłady, umożliwiając uzyskiwanie nienaruszonych co do swej struktury próbek w sposób pewny i łatwy. Wadą jednakże tego typu są znaczne koszty, które uniemożliwiają zastosowanie metody rozkopów przy większych głębokościach badawczych. W tych wypadkach stosujemy najrozmaitsze typy wieńców oraz pal wiertniczy, które przedstawiają się znacznie taniej niż metoda poprzednia, posiadają jednak wadę w trudności uzyskiwania próbek nienaruszonych, którą to trudność usiłują niektóre typy przyrządów zwalczać mniej lub więcej szczęśliwie. Wreszcie przy badaniu wielkich obszarów stosowane są również dynamiczne metody badań, które jednak w dzisiejszym stanie rzeczy mogą nam dać tylko najogólniejszą odpowiedź na rozwiązanie pytania, czy teren w obrębie badanej partii jest o jednolitej, czy też zmiennej jakości. O ile zaś chodzi o uzyskanie ścisłych danych co do badanych pokładów, ostatnia metoda nie posiada na razie dla inżyniera dostatecznej wartości.

I. Sondowanie gruntu

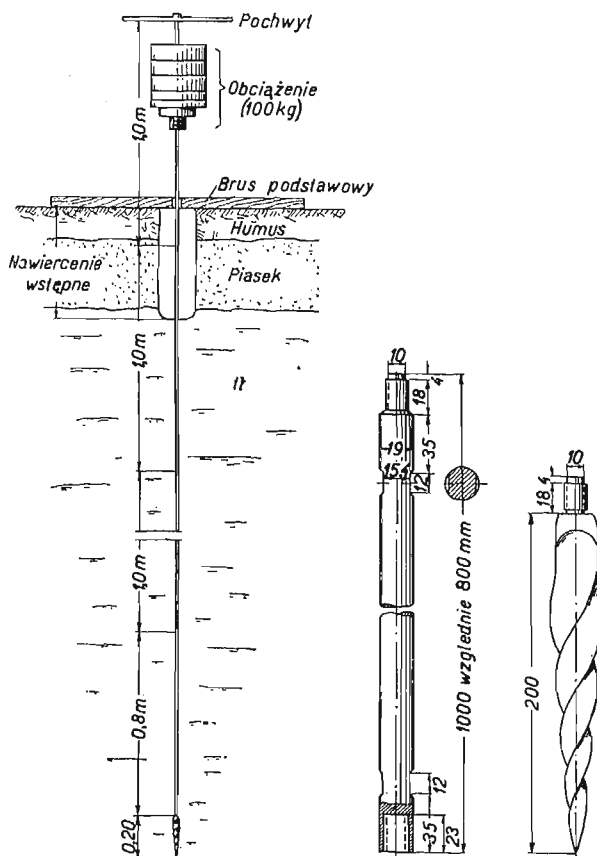
Sonda jest narzędziem badawczym znanym już od bardzo dawna. Składa się ona z żerdzi stalowej, normalnie 2 do 4 m długości, zakończonej spiralnym świdrem, a zapuszczanie jej w ziemię odbywa się bądź to z pomocą uderzenia, bądź też wkręcania. Badanie polega z jednej strony na stwierdzeniu stawianego przy opuszczaniu sondy oporu, z drugiej, szczególnie o ile chodzi o pokłady aluwialne, z obserwacji szmeru jaki powstaje wskutek tarcia żerdzi o pojedyncze elementy kamienne. O ile nadto porobi się na żerdzi odpowiednie nacięcia w odległościach nieprzekraczających zwyczajnie 50 cm, natenczas w nacięciach tych umiejscawia się nieco materiału, przez który sonda przechodzi i który może służyć do zresztą bardzo prymitywnej oceny.

Jak widzimy z tego wnioski, jakie dadzą się wysnuć z przeprowadzonego sondowania gruntu, są natury bardzo ogólnej. Nadto zwrócić należy uwagę, iż metoda ta wymaga z jednej strony bardzo wielkiego doświadczenia ze strony obserwatora oraz, że związana jest z czysto subiektywnym odczuciem stwierdzonych przez badacza momentów. Rzecz oczywista, że otrzymane w nacięciach próbki są objętościowo zbyt małe, by mogły być użyte do laboratoryjnego przeprowadzenia badań, nadto istnieje przy nich zawsze wątpliwość w ustaleniu głębokości z jakiej one pochodzą.

Narzędzie to zostało nieco zmodernizowane przez Geotechniczną Komisję szwedzkich kolei państwowych, której poruczone zostało po roku 1914 zbadanie pokładów ziemnych w Szwecji. Cechą charakterystyczną jest dla Szwecji istnienie płaskich, zaokrąglonych skał granitowych, poprzedzielanych partiami gruntu ilastego i namulistego, którego mała wytrzymałość w stosunku do obok położonych granitów była od dawna powodem licznych i daleko rozciągających się usuwisk oraz złączonych z tym objawem szkód. Ponieważ

pod tym względem najczęściej ucierpiała kolej, przeto zarząd jej zdecydował się na utworzenie wspomnianej poprzednio komisji, która w r. 1922 ogłosiła rezultaty przeprowadzonych badań. Z uwagi, że dla ostatecznego celu były obojętne wyniki badań górnych warstw ziemnych oraz obciążeń próbnych na powierzchni terenu, względnie w niewielkiej podtereniem głębokości, gdyż przyczyna istotna katastrof leżała w położonych w znaczniejszej głębokości usuwisk, dalej ze względu, że chodziło o możliwość łatwego i szybkiego przeprowadzenia badań na znacznych obszarach, a wreszcie, że przede wszystkim należało choćby najbardziej ogólnie ustalać najniebezpieczniejsze partie, na których dopiero można było rozpocząć bardziej szczegółowe i celowe badania, zdecydowała się Komisja do „opukania” niejako wielkich partii kraju z pomocą omawianej sondy.

Składa się ona (rys. 1) z konicznie uformowanego świdra spiralnego, osadzonego na żerdzi wiertniczej, która może być dowolnie przedłużona z pomocą dośrubowywanych elementów długości około 1,00 m. Przez umieszczenie u góry odpowiedniej klamry oraz osadzenie na niej obciążników może być ciężar sondy powiększony; nadto osadzenie w górnej partii pochwytu umożliwia jej skręt.



Rys. 1.

Przebieg pracy tym narzędziem jest tego rodzaju, iż po wykonaniu dość płytkiego wykopu w ziemi ustawia się w nim sondę na razie bez obciążników i obserwuje jej opadanie pod wpływem własnego ciężaru tak długo, dopóki ono nie ustanie, tzn. praktycznie biorąc stanie się mniejszy niż 1 cm w ciągu 10 sekund. Następnie osadza się w gór-

nym elemencie żerdzi klamrę, zwyczajnie wagi 5 kg, a potem obciążniki do łącznej wagi 100 kg. Rzecz jasna, że przy każdym przedłużeniu żerdzi muszą być te obciążniki chwilowo usuwane. Jeżeli przy maksymalnym obciążeniu 100 kg nie występuje już dostrzegalne osiadanie sondy, natenczas domontowuje się pochwyt, za pomocą którego rozpoczyna się skręt sondy przy równoczesnej obserwacji dalszego osiadania, aż do chwili, gdy przy 100 półobrotach pochwytu osiąga się zagłębienie zaledwie o 1 do 2 cm tzn. gdy z praktycznego punktu widzenia zagłębienie już zanika. Po ukończonym wierceniu zostaje sonda wyciągnięta, co odbywać się musi często przy pomocy dźwigni.

W wypadkach, gdy wytrzymałość ziemi w większych głębokościach maleje, powinno przeprowadzić się częściowe odciążenie sondy celem zmniejszenia szybkości jej opadu.

W ten sposób przeprowadzone sondowanie terenu umożliwia, przy posiadaniu bogatego doświadczenia w tej dziedzinie, ogólną ocenę stosunków geologicznych, panujących w głębi istniejących pokładów, a w szczególności pozwala na ustalenie z dostateczną dokładnością położenia i granic pojedynczych warstw ziemnych. Dla uzyskania jednakże próbek ziem metoda ta jak widzimy nie nadaje się.

II. Rozkopy

Nie ulega żadnym wątpliwościom, że rozkop w najrozmaitszej postaci daje zawsze najlepsze dane, bowiem z jednej strony spostrzega się bezpośrednio wyraźne granice pojedynczych uwarstwień tak, że można rozpoznać nawet słabe warstwy piaskowe, ważne z uwagi na prowadzenie wody lub cienkie warstewki ilowe, niebezpieczne ze względu na usuwiska, czego często nie można spostrzec z danych otrzymanych z otworów wiertniczych, z drugiej zaś, istnieje przy nich najłatwiejsza możliwość poboru próbek w stanie nienaruszonym, co dla mającego się przeprowadzić badania ziem jest bardzo doniosłe.

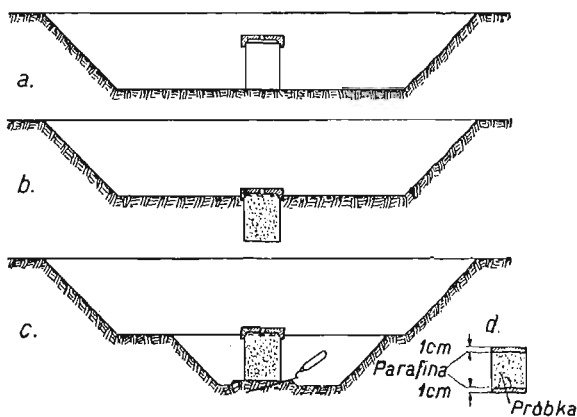
Już istniejące w sąsiedztwie badanego obszaru odkrywki i obnażenia dają pewne korzyści dla przeprowadzanego badania. Przy wyzyskaniu jednak materiałów pochodzących z tych odkrywek należy bardzo daleko posuniętą ostrożność z tego powodu, iż odkrywki te robiono zazwyczaj dla pewnych szczególnych celów, a więc np. uzyskania potrzebnych materiałów mineralnych, które mogą się jednak nie znajdować w miejscu, przeznaczonym do badań. Stąd wniosek, że odkrywki te mogą nam służyć tylko do pewnej orientacji z grubsza i nie uwolnią nas od przeprowadzenia potrzebnych robót na przewidzianym obszarze.

Rozkop może być wykonany bardzo rozmaicie w zależności od stosunków i głębokości, do jakiej mają być pokłady ziemne zbadane, a w szczególności w odniesieniu do zwierciadła wody wglębnej. Może to być zatem wolny wykop ze szkarpami, do stosowanymi mniej więcej do kąta tarcia materiału, w którym jest wykonywany,—może też być ze ścianami pionowymi, dostatecznie silnie rozpartymi w formie wąskiego wcięcia, wreszcie nie rzadko spotykamy go w formie prowizorycznie drzewem obu-

dowanego szybu lub sztolni. Dla wcięć wystarczy często szerokość 0,60 do 0,80 m, szyby otrzymują rzut poziomy nieprzekraczający często 2 m², zaś sztolnie muszą być wykonywane w najmniejszym przekroju 2,00×2,00 m, gdyż przy niższych byłaby uniemożliwiona praca robotnika. Znaczniejsze głębokości badania oraz występowanie wody podrażają pracę w sposób bardzo wybitny, a często czynią ją nawet niemożliwą.

Nawiasem dodać należy, iż mając do czynienia z rozkopem, pożądany jest jak najszybszy z niego pobór próbki natychmiast po dostaniu się do żądanej głębokości, bowiem wszelka zwłoka w tym wypadku może się stać powodem zmian w zawartości wody w próbce, co naturalnie może doprowadzić do fałszywych rezultatów.

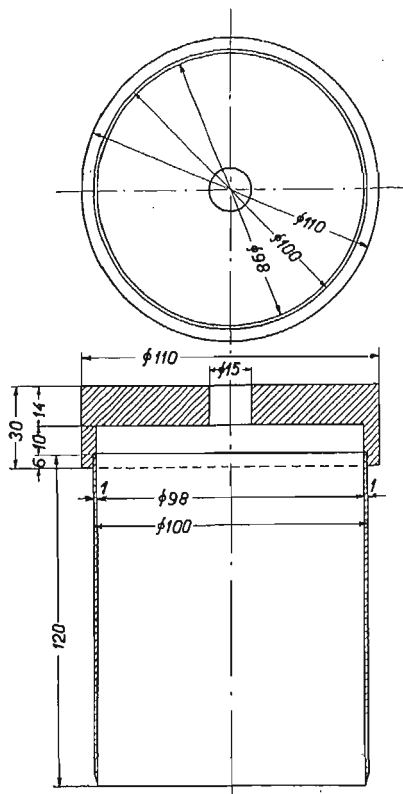
Znaczenie poboru próbki nienaruszonej, a przez taką rozumiemy tę, która pobrana została z naturalnego położenia w pokładzie bez naruszenia swojej struktury i przy naturalnej zawartości wody, polega na tym, że przeważna ilość fizycznych i mechanicznych właściwości ziem, szczególnie w odniesieniu do spoistych, złączona jest ze strukturą i wodą. Pobór tego rodzaju próbki z otwartego rozkopu odbywa się przy ziemiach pozbawionych kohezji jak np. piaszczyste za pomocą krótkich stalowych cylindrów zaopatrzonych w ostre obrzeże, które wprowadza się w grunt przez nacisk lub pobijanie przy pomocy odpowiedniej rury kierunkowej i podcięcie od spodu (rys. 2 i 3). Przy poborze trzeba uważać na to, by wewnątrz cylindra było ściśle wypełnione ziemią aż do główicy, bowiem w przeciwnym wypadku może w czasie przesyłki próbki nastąpić zmiana naturalnej struktury ziemi. Następnie usuwa się główicę, ścina się gładko próbkę do krawędzi cylindra i przy wzorowym przeprowadzeniu osadza się cylinder w puszcze metalowej z dośrubowanym wiekiem oraz obustronnie ułożonymi gumowymi wkładkami, celem uniemożliwienia ubytku wody (rys. 4). Ponieważ nie zawsze są do dyspozycji wspomniane puszki metalowe, zadawałamy się często obustronnym zalaniem cylindra



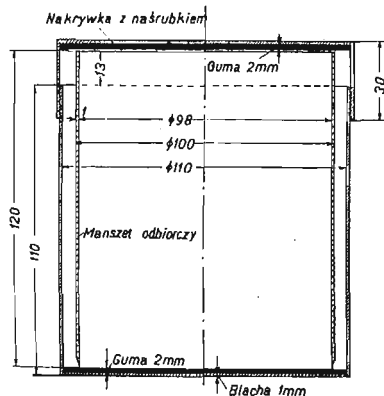
Rys. 2

gorącą parafiną. Robi to się w ten sposób, iż wydobytą z gruntu próbkę odwraca się główicą na dół i od strony ostrza usuwa się mniej więcej na grubość 1 cm materiał ziemny, na który następnie układa się wkładkę z papieru pergaminowego, po czym dopiero następuje zalanie parafiną aż do po-

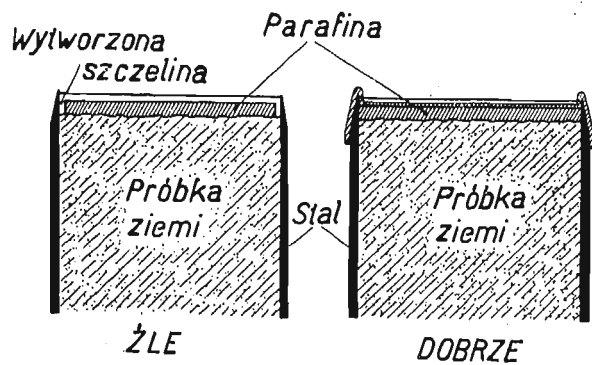
wierzchni ostrza. Po ostygnięciu odwraca się próbkę, zdejmując głowicę i traktuje się drugą stronę próbki podobnie jak poprzednio opisano. Na puszcze, względnie na zalutowanym parafiną cylindrze nalepia się karteczkę z oznaczeniem numeru próbki, miejsca poboru, głębokości itp., co naturalnie musi



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

być zgodne z protokołem przesłanym wraz z próbką do odpowiedniego zakładu badawczego. Rys. 5 przedstawia zły i dobry sposób zaparafinowywania stalowych cylindrów z próbką. Przy ziemiach spoistych o konsystencji miękkiej jak ły, gliny itp. pobór próbki nienaruszonej odbywa się zupełnie tak samo, jak poprzednio opisano. O ile ma się do czynienia z materiałem o konsystencji zwiększonej, natomiast dopuszczalne jest wycięcie próbki w formie kostki o krawędzi 15 do 20 cm, dokładne zalanie parafiną na 2 mm grubości i owinięcie jej papierem pergaminowym oraz ponowne otoczenie parafiną na 5 mm grubo. I w tym wypadku konieczne będą podane poprzednio napisy, nadto oznaczenie kierunku położenia próbki w naturze.

W pewnych wypadkach, np., o ile chodzi o cenę materiału, którego ma się użyć do przyszłego nasypu, zadowolimy się również próbką naruszoną. Dotychczasowy sposób przechowywania tych próbek polegał na pomieszczeniu ich w postaci uformowanej skrzyneczce drewnianej, zaopatrzonej w zasuwane wieko z przedziałami bądź to na poszczególne gatunki ziem, bądź też oddającymi w pewnej podziałce głębokościowe położenie próbki w naturze. Niestety sposób ten, do dzisiaj powszechnie stosowany nie może być uważany za wzorowy. Próbki tak umieszczone w krótkim czasie wysychają i kurczą się, zanika zupełnie ich konsystencja, twardnieją, a o wyznaczeniu ich minimalnej wytrzymałości w ogóle mowy być nie może. Pojedyncze przedziały w skrzynce są zвычайnie za małe, by mogły pomieścić dostateczną ilość próbek, przy transporcie zachodzi obawa, iż wskutek wstrząsów drobne cząstki z jednego przedziału przedostają się do innych, zacierając często indywidualne cechy próbki. Z tego powodu okazało się znacznie celowsze umieszczanie pojedynczych próbek w zamkniętych hermetycznie pierścieniem gumowym słoikach tzw. wekach o pojemności 1 l, przy ściślym wypełnieniu całej objętości, których koszt dzisiaj jest bardzo nieznaczny. Pomieszczone w tego rodzaju słoju próbka pozostaje przez bardzo długi czas świeża, a zewnętrzna jej obserwacja jest możliwa również bez potrzeby otwierania słoja. Rzecz oczywista, iż i tutaj jest potrzebne dokładne oznaczenie każdej próbki, szczególnie w odniesieniu do głębokości, z której została pobrana.

III. Wiercenia

Możliwość otrzymania próbek ziemi z większej głębokości umożliwia nam z reguły otwory wiertnicze. Zresztą jest to właściwie jedyny sposób uzyskania próbek w wypadku, gdy mamy do czynienia z wodą gruntową. Do tego celu używane są kute rury o średnicy 200 do 400 mm obciążane i zapuszczane za pomocą pobijania w ziemię, przy równoczesnym poborze znajdującego się wewnątrz rury materiału ziemnego bądź to świdrem bądź też innymi, specjalnie do tego celu skonstruowanymi przyrządami. Na ogół jednak występuje tutaj jedna zasadnicza wada, którą omijają tylko niektóre przyrządy, mianowicie zaburzenie struktury ziemi i często przemieszanie się materiałów z rozmaitych warstw. Ziemi wychodzą na zewnątrz strukturalnie bardzo silnie zmienione, szczególnie

wówczas, gdy mamy do czynienia z materiałem przewodniącym; woda bowiem wypłukuje z próbki drobniejszy materiał już w otworze wiertniczym, zanim wydostanie się on na zewnątrz, tak iż często mogą być z próbki takiej wyciągnięte fałszywe wnioski.

Ważną rzeczą jest należyte rozłożenie otworów wiertniczych, które zależne będzie z jednej strony od rzutu poziomego przyszłej budowli, z drugiej zaś od przypuszczalnych lub też stwierdzonych zaburzeń w teksturze pokładów. Ten ostatni moment czyni konieczne gęściejsze usytuowanie otworów wiertniczych.

Pamiętać przy tym należy, iż wykonane w obrębie zarysu fundamentu otwory wiertnicze ułatwiają często dostęp wody do późniejszego wykopu roboczego. Byłyby zatem raczej pożądane otwory poza rzutem poziomym budowli. Jeśli jednak z uwagi np. na wielkość rzutu poziomego jest to niemożliwe, natenczas należy przewidzieć po ukończeniu wiercenia szczelne zamknięcie otworu wiertniczego.

Przyrządów służących do poboru próbek ziemi z otworów wiertniczych mamy dzisiaj ogromną ilość. Są one albo związane z samym świdrem, albo też od niego zupełnie niezależne. Poniżej będziemy się starali zestawić je rozpoczynając od najprymitywniejszych, przy czym zastrzec należy, iż zestawienie to nie rości sobie pretensji do pełnego wyczerpania tego tematu.

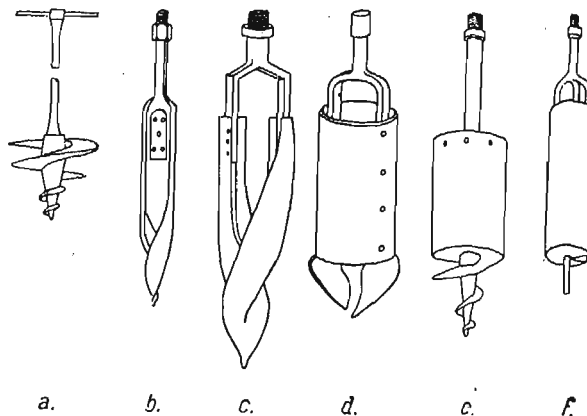
a) Świder trzonkowy

Przedstawia on najprymitywniejszy przyrząd, służący do poboru próbek ziemi z nieznacznej głębokości a używany przeważnie w rolnictwie dla uzyskiwania prób gleby. Skonstruowany jest on w formie laski jako wydrążona rura stalowa, posiadająca wycięcie podłużne, celem przyjęcia do wnętrza rury próbki ziemnej, oraz zaopatrzona w podział centymetrowy. Forma zewnętrzna tego rodzaju laski, może być bardzo różnaita. Laska ta, względnie trzonek jest pobijana w ziemię młotkiem, po czym przez skręt ubitego trzonka, co zawsze jest możliwe z uwagi na odpowiednie ukształtowanie rączki, następuje osadzenie wewnątrz próbki ziemi, która następnie musi być z wnętrza laski wyluskana. Rzecz oczywista, że o narzędziu tym wspomina się tylko mimochodem, nie przedstawia ono bowiem dla próbek technicznych żadnej wartości.

b) Świder talerzowy

Również z rolnictwa przejęty został świder talerzowy (rys. 6a), który zagłębia się w ziemię bardziej spoistą za pomocą wkręcenia, umożliwionego istnieniem u spodu stromego gwintu przechodzącego następnie w gwint płaski, dochodzący do średnicy 30 cm.

Pomiędzy poszczególnymi skrętami tych gwintów umiejscawia się potrzebny do badania materiał ziemny. Skręt świdra następuje za pomocą u góry na trzonie umieszczonego pochwyty. Pobranie próbek ziemi luźniejszej jest za pomocą tego narzędzia bardzo utrudnione, często nawet niemożliwe. Głębokość poboru nieznaczna.



Rys. 6.

c) Świder ślimakowy

Do tej samej grupy należą rozmaite typy świderów ślimakowych noszące również nazwę styryjskich (rys. 6 b, c). Są one o tyle korzystniejsze od poprzednio opisanych, iż pozwalają na znacznie głębsze dostanie się do wnętrza ziemi, a nadto pewniejsze wydobywanie próbki, umieszczonej w dość znacznej objętości w płaszczu skrętów świdra.

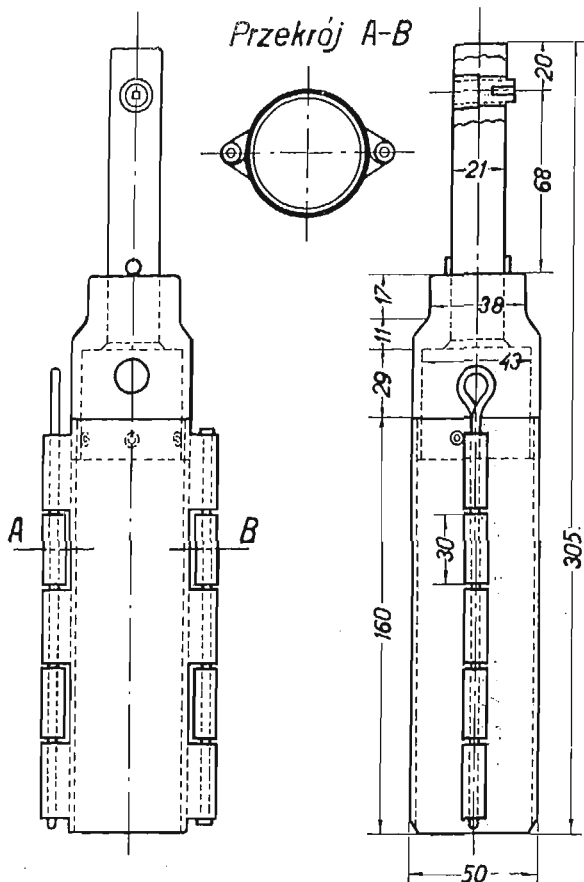
d) Świder cylindrowy

Pochodną formą świderów ślimakowych są świdry cylindrowe (rys. 6 d, e, f) możliwe do stosowania w ziemiach miękkich, zaopatrzone często u spodu w rozmaicie ukształtowaną spiralę, w górnej zaś części w walcowy płaszcz bądź to nieprzerwany (rys. 6 d), bądź też z podłużnym wycięciem, umożliwiającym przy wkręceniu pobór próbki. Średnica cylindra waha się w granicach 10 do 30 cm.

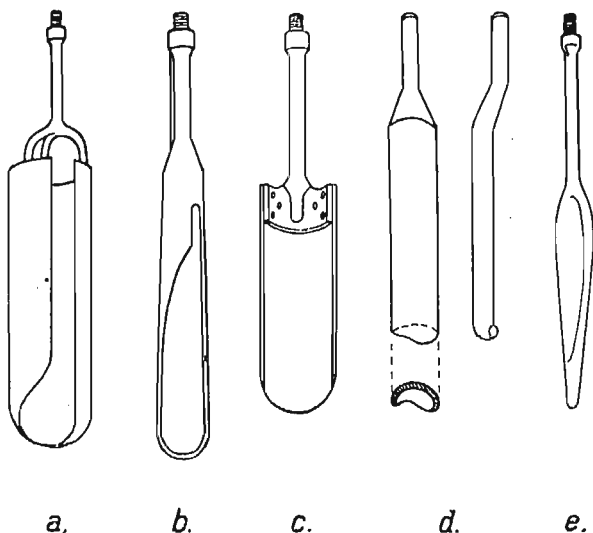
Pod nazwą świdra cylindrowego spotyka się również narzędzie uwidocznione na rys. 7, którego celem jednakże nie jest zagłębianie się w badany grunt, lecz tylko pobór samej próbki. Otwór wiertniczy, zresztą możliwy w znaczniejszej głębokości, musi być wykonany jakąkolwiek metodą wiertniczą aż do tego horyzontu, z którego pragniemy pobrać próbkę. Osiągniwszy tę głębokość osadzamy na żerdzi wspomniany przyrząd, którego najszersze wymiary poprzeczne muszą być naturalnie w zgodzie z średnicą płaszczu wiertniczego i przez pobijanie wtłaczamy go w badany pokład powodując osadzenie się próbki w stanie stosunkowo mało naruszonym wewnątrz płaszczu. Płaszcz ten, po wyciągnięciu daje się w dolnej części otwierać, co umożliwia wygodne wydostanie próbki.

e) Świdry łyżkowe

Świder cylindrowy jest trudny do wkrętu w ziemię bardziej zwięzłą; do tego celu znacznie lepiej nadają się rozmaite typy świderów łyżkowych (rys. 8 a, b, c, d, e). Są one wykształcone w sposób zupełnie podobny jak świdry cylindrowe z tą jednak różnicą, iż oś ich nie jest zgodna z osią żerdzi wiertniczej, a wcięcie boczne osiąga bardzo znaczne wartości dochodzące często do wielkości połowy

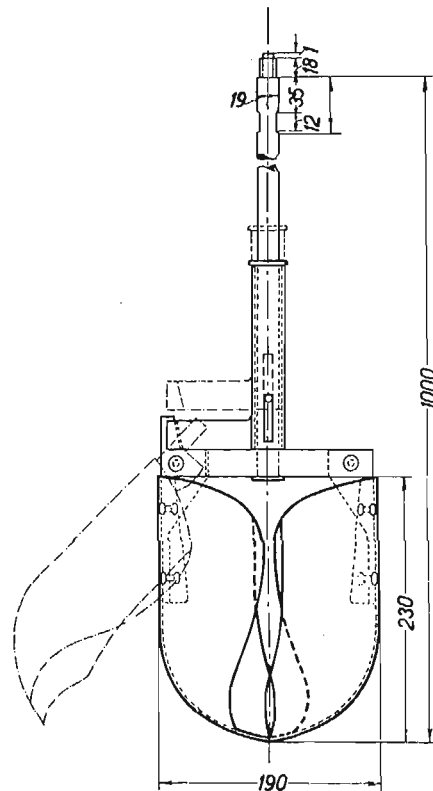


Rys. 7.



Rys. 8.

obwodu. Wadą tych świderów jest bezsprzecznie trudność w wydobyciu z otworu próbek z materiałami luźniejszymi, które bardzo łatwo przy wyciągnięciu świdra usuwają się z wnętrza płaszczka. Wówczas znacznie lepsze usługi oddaje konstrukcja świda łyżkowego przedstawiona na rys. 9, a składająca się z dwóch oddzielnych specjalnie uformowanych płaszczków, nie przylegających ściśle do siebie lecz położonych we wzajemnym odstępie, za pomocą którego może się ziemia przy wkręceniu przedostać do wnętrza świdra. Wydobycie próbki uskutecznia się za pomocą otwarcia umieszczonego w górze wychwytu i przegibnego przechylenia jednej, ruchomej

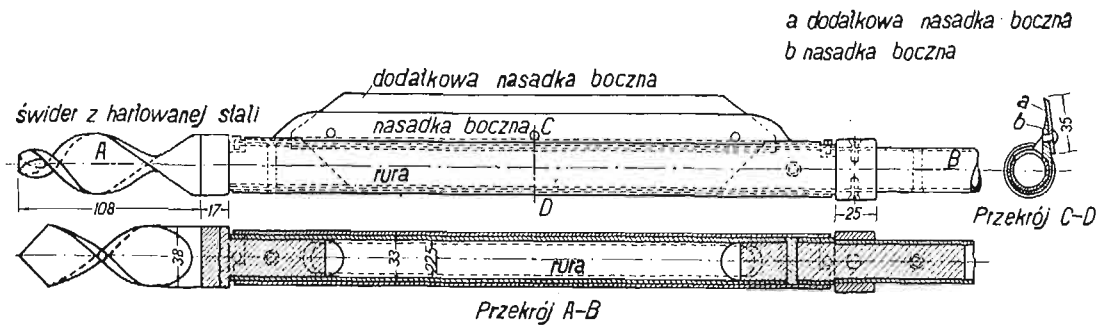


Rys. 9.

części płaszczka. Oczywiście, iż materiał jaki się tu otrzymuje jest zupełnie naruszony i przemieszany tak, iż ten typ narzędzia może być stosowany raczej do materiałów ziemnych, które znajdą późniejsze zużycie w nasypach. O ileby zachodziło przypuszczenie, iż próbka zawierać będzie żwiry o pewnej wielkości, konieczne będzie dostosowanie do tego wymiarów odstępu pomiędzy obu płaszczkami.

f) Świder komorowy

Świder komorowy (rys. 10), który z uwagi na swą pojemność daje możliwość otrzymywania próbek w większej objętości, zdolny jest do użytku na znaczniejsze głębokości. Składa się on z cylindra stalowego otulonego mankietem żelaznym, osadzonego na żerdzi wiertniczej z zaopatrzeniem u spodu w świder z hartowanej stali ze skrętami o dość wysokim skoku. Zapuszczanie świdra w ziemię odbywa się przez skręt prawokierunkowy. Cylinder powyżej wspomniany posiada podłużny otwór kryty za pomocą bocznej nasadki przy wkręceniu w prawo, osadzonej na mankiecie tak, iż ziemia przy posuwaniu świdra w głąb nie może dostać się do wnętrza cylindra, znajdując otwór zasłonięty nasadką. Po przedostaniu się do żądanej głębokości rozpoczyna się celem poboru próbki skręt w lewo, przy czym wskutek unieruchomienia przez ziemię nasadki zostaje otwarty otwór, przez który ziemia wypełnia wnętrze cylindra. Po napełnieniu narzędzia zamyka się otwór skrętem w prawo oraz wyciąga świder z otworu. Jest rzeczą naturalną, że otrzymana próbka posiada strukturę zupełnie zaburzoną. Narzędzie tego typu było użyte podobno z dobrym rezultatem przez wspomnianą poprzednio Szwedzką Komisję Geotechniczną.

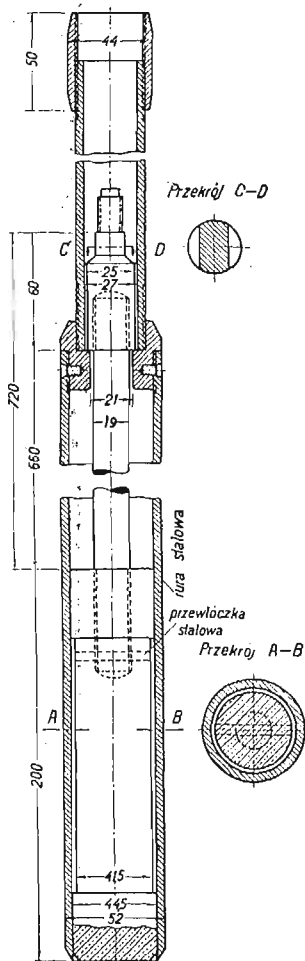


Rys. 10.

g) Świder tłokowy

Narzędziem, które zasadniczo służy tylko do poboru próbek z otworów wywierconych innym świdrem, jest wynaleziony przez szwedzkiego inżyniera John'a Olsson'a i opisany w r. 1925 w „Teknisk Tidskrift” świder tłokowy. Nadmienić należy, iż jak doświadczenie wykazało, świder ten przy miękkich gatunkach ziemi może być również samodzielnie zapuszczony, bez potrzeby posiłkowania się innym świdrem.

Sklada się on w zasadzie (rys. 11) ze stalowego u dołu otwartego cylindra o wewnętrznej średnicy 445 mm, wewnątrz którego umieszczony jest dostosowany do tej średnicy tłok. Tak cylinder, jakoteż tłok są połączone z oddzielnymi żerdziami,



Rys. 11.

wyprowadzonymi aż ponad teren, które naturalnie dla cylindra są rurami zaś dla tłoka drążkami, przy czym z pomocą stosownych dźwigni, umieszczonych na górze umożliwiające jest przesuwanie się tłoka w granicach na rysunku uwidocznionych. Zadaniem tłoka jest z jednej strony zatykanie dolnej partii cylindra w chwili wprowadzania całego narzędzia w otwór wiertniczy, celem uniemożliwienia dostawiania się do wnętrza jakiegokolwiek zanieczyszczenia, — z drugiej wytworzenie przy wyciąganiu cylindra próżni, która by zapobiegła możliwości wypadnięcia pomieszczonej w cylindrze próbki. Rzecz oczywista, iż tak żerdź rurowa do cylindra, jak również drążkowa do tłoka może być w miarę potrzebnej głębokości przedłużana.

W chwili zapuszczania świdra w otwór przesuwa się za pomocą

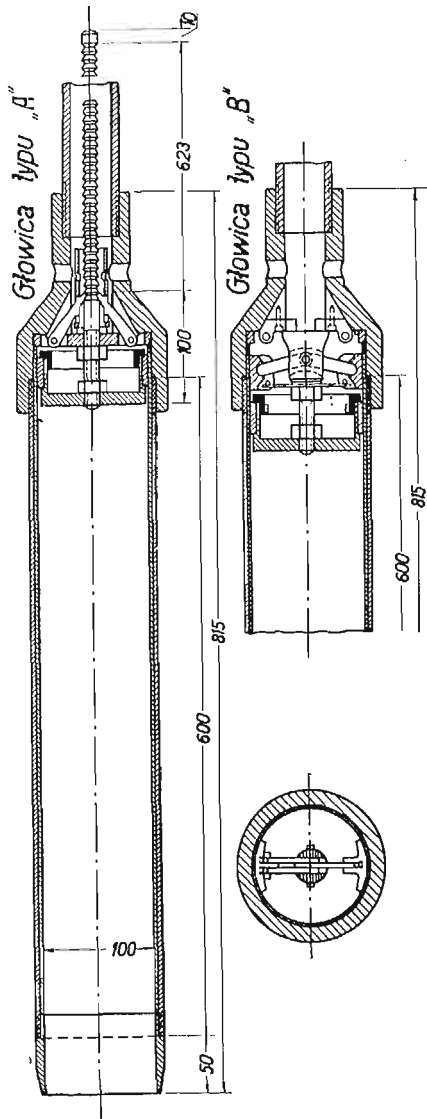
umieszczonej w górze zwory tłok w ten sposób, by dolna powierzchnia tłoka zrównała się z dolną krawędzią cylindra. Po zatrzymaniu się narzędzia na spodzie otworu wiertniczego rozluźnia się zawór i wtłacza cylinder na 64 cm w głąb otworu, przy czym ziemia zostaje wtłoczona do cylindra przy równoczesnym podnoszeniu się tłoka aż do pozycji, w której oprze się o górne wieko cylindra. Wówczas zamyka się ponownie zawór, a cały przyrząd zostaje wyciągnięty na zewnątrz. Z uwagi, że wskutek ucisku zachodzi możliwość pewnych zmian strukturalnych w dolnej i górnej części próbki, po wydobyciu jej z wnętrza cylindra zostają odcięte obustronne końce próbki na długości około 3 cm, a następnie z obu stron otrzymane zostają 8 cm długie walce ziemne. W ten sposób z każdego ładunku cylindra otrzymuje się 2 próbki materiału ziemnego odległe od siebie osiowo o 50 cm. Wedle relacji szwedzkich wykonano tym narzędziem bardzo rozległe badania zawsze ze skutkiem dodatnim.

h) Wytłaczarka Ehrenberga

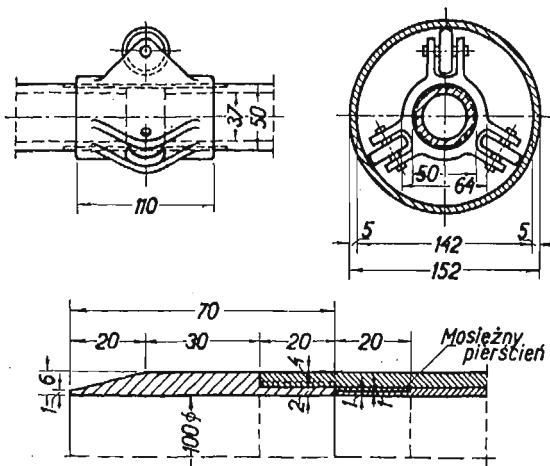
Wzorując się na opisanym poprzednio świdrze tłokowym, skonstruował w r. 1928 niemiecki inżynier J. Ehrenberg bardzo podobne narzędzie, oparte również na działaniu tłoka, które nazwał wytłaczarką ziemi (Bodenstanze) (rys. 12, 13, 14).

Wytłaczarka ta jest w swej konstrukcji dostosowana do używanych w budownictwie inżynierskim świdrów, łatwa do obsługi i uruchomienia. Celem jej jest umożliwienie wydobywania z dowolnej głębokości otworu wiertniczego, wykonanego zresztą innym urządzeniem, próbek nienaruszonych o wysokości 50—60 cm w objętości 4—5 l. Podstawową zaletą jest tutaj ta okoliczność, iż po ukończeniu roboty próbka ziemna nie potrzebuje być podobnie jak przy przyrządzie poprzednio opisanym, wydobywana często przemocą z cylindra, przy czym ewentualnie może doznać uszkodzenia, lecz usuwana jest w sposób łatwy łącznie z tuleją mosiężną i w tym stanie przesyłana do zakładu badawczego.

Konstrukcja jej jest tego rodzaju, iż w krótkiej stalowej rurze o wewnętrznej średnicy 104 mm umieszczona jest złożona z dwu kolebek mosiężna tuleja o grubości ścianki 2 mm. Tuleja ta jest ściągnięta z obu końców wpuszczonymi w nią mosiężnymi pierścieniami, osadzonymi w ten sposób, iż nie występują poza jej powierzchnię.



Rys. 12.

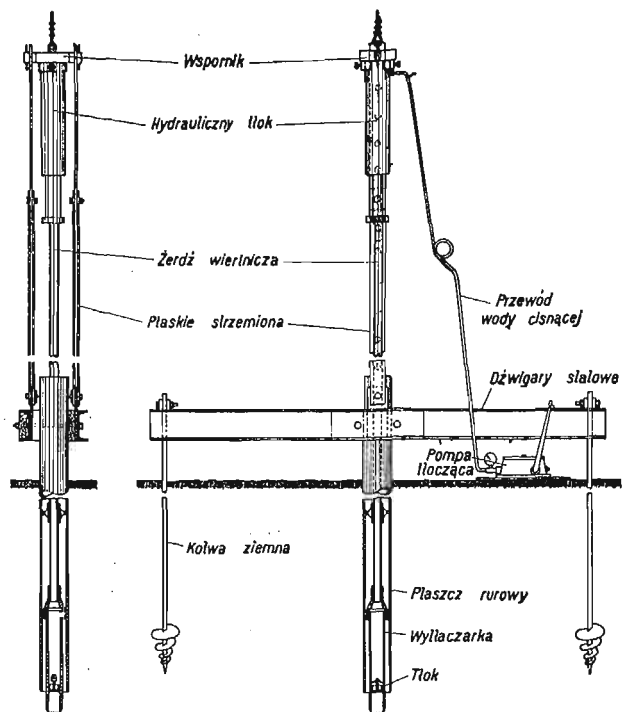


Rys. 13.

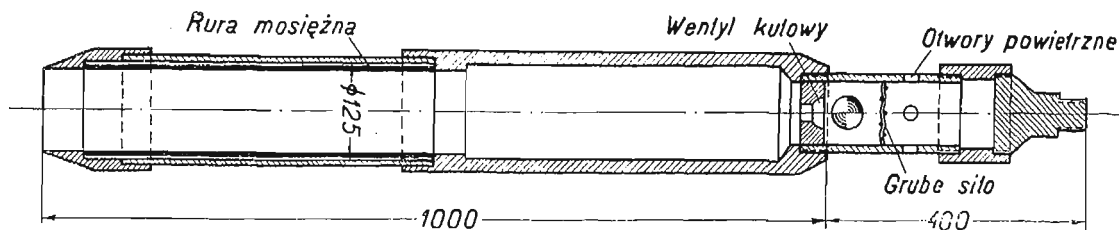
Rura ta jest połączona u góry za pomocą maszynowej dośrubowanej głowicy z żerdzią wiertniczą, z dołu zaś zaopatrzona jest w wymienny stalowy narzynak. Wewnątrz rury pomieszczony jest ruchomy tłok, który za pomocą natłoczek skórzanej przylega ścielnie do ściany cylindra. Tłok ten jest za pomocą zwykłej dźwigni kolankowej ustalony w każdym położeniu, przy czym jednak po ustaleniu tym ruch jego jest możliwy tylko ku górze, nigdy zaś ku dołowi. Wykonanie głowicy może być w dwóch typach uwidoczniomych na rysunku.

Przed rozpoczęciem poboru próbki tłok zostaje spuszczonej ku dołowi z zamknięciem urządzenia wspomnianą dźwignią, zaś cała wytłaczarka jest wgnębiona w dno otworu wiertniczego bądź to za pomocą lekkiej baby, bądź też specjalnej prasy hydraulicznej. Prasa ta, która może wywierac na tłok ciśnienie dochodzące do 10 t, wymaga specjalnego urządzenia widocznego na rys. 14, a polegającego na zakotwieniu w ziemi dwóch dźwigarów stalowych połączonych za pomocą płaskich strzemion z umieszczonym u góry wspornikiem. Narzędziem tym pracowano już przy głębokości otworu wiertniczego 23 m z zadowalającym rezultatem.

Aparat powyższy nadaje się bez żadnych trudności do poboru próbek ziem spoistych jak ily, gliny i margle; również można nim pobierać próbki piasku, o ile posiada on dostateczną kohezję wskutek naturalnej wilgoci. Z piaskami lub żwirami luźnymi jest nieco trudniej, gdyż dadzą się one w czasie wyciągania próbki utrzymać w tulei tylko w tym wypadku, gdy pod spodem istnieje warstwa ziemi spoistej, nieprzepuszczalnej. Robiono próby wydobywania tym aparatem również luźnych piasków, zastrzykując w nie przed tym pewne chemikalia, celem uczynienia ich nieprzepuszczalnymi. Zabieg ten wzbudza jednak poważne wątpliwości, bowiem niewątpliwie zmieniają się tutaj strukturalne właściwości badanego materiału.



Rys. 14.



Rys. 15.

Wywierany przy wtlaczaniu walca nacisk jest mierzony na umieszczonym na aparacie manometrze i pozwala wyciągnąć pewne wnioski w odniesieniu do gęstości istniejących pokładów ziemnych.

Po wyciągnięciu aparatu na wierzch odśrubowuje się wytlaczarkę od głowicy, usuwa się dolny narzynak i wydobywa z wnętrza walca mosiężną tuleję bez żadnych trudności. Po zwolnieniu tulei z końcowych pierścieni umożliwia się wydobycie próbki.

O ile próbka ma być przesłana zakładowi badawczemu, natenczas wydobytą tuleję zamyka się obustronnie przykrywkami oraz ściągą się jeszcze raz w środku dodatkowym pierścieniem. Przed wysyłką należy wszelkie szpary tak podłużne, jak też przy przykrywkach zalepić plótnem gumowanym (leukoplastem), ażeby uniemożliwić w czasie transportu stratę wody. Tuleję umieszcza się w skrzynce drewnianej wyłożonej filcem, trocinami itp. celem stłumienia wstrząsów w czasie przesyłki. Rzecz oczywista, że do jednej wytlaczarki należy posiadać większą ilość tulei.

i) Wytlaczarka Beatty'ego

Zupełnie podobną do poprzedniej konstrukcji wytlaczarkę opracował amerykański inżynier I. L. Beatty, ogłaszając ją w Eng. News-Record w r. 1932 przy pominięciu w niej jednakże istnienia tłoka. Przyrząd ten składa się z 3 części: z dolnego cylindra poborowego zaopatrzonego u dołu dośrubowanym stalowym narzynakiem, z cylindra średniego tworzącego tzw. przestrzeń martwą i górnej komory wentylowej z wentylem kulowym, sitem i czterema otworami bocznymi. Cylinder poborowy wykonany jest z grubościennej rury stalowej, w którą wkłada się tuleję mosiężną o cienkiej ściance w długości dostosowanej do wymiarów żądanej próbki, złożoną z dwu kolebek. Przestrzeń martwa przeznaczona jest na pomieszczenie materiału ziemnego zaburzonego, który do celów badawczych okaże się nieprzydatny. U góry dośrubowany jest trzpień celem złączenia przyrządu z żerdzią mi wiertniczymi.

Do poboru próbki opuszcza się aparat za pomocą żerdzi na dno otworu wiertniczego i wciska bądź to za pomocą obciążenia, bądź też za pomocą prasy hydraulicznej. Znajdujące się w cylindrze powietrze lub woda usuwane są przez wentyl kulowy i otwory boczne na zewnątrz. Jest jasne, iż w chwili, gdy aparat jest podnoszony ku górze wentyl zamyka się samoczynnie.

Po odśrubowaniu narzynaka oraz dolnego cylindra poborowego zostaje wyciągnięta tuleja z

próbką, odcina się równo końce próbki, zaś tuleję zaopatruje się w przykrywy, uszczelniając ewentualne szpary zalaniem parafiną lub plótnem gumowym i w tym stanie przesyła do zakładu badawczego.

Przyrządem tym otrzymywano próbki nawet z głębokości 80 m, przy czym w użyciu były dwa typy aparatów: mianowicie dla lżejszego ładu o średnicy 12,5 cm, dla cięższego o średnicy 5 cm.

ii) Wytlaczarka A. Casagrande'a

Wytlaczarka ta, służąca do poboru próbek nie naruszonych, (rys. 16) a pracująca również bez tłoka wyróżnia się wobec poprzedniego typu tym, iż zapobiega się przy niej zdeformowaniu próbki u spodu wskutek umożliwienia odcięcia jej od warstwy rodzimej. Składa się ona z cylindra stalowego, zaopatrzonego w dolnej partii w narzynak, w górnej zaś w głowicę z wentylem kulowym. Przyrząd ten dośrubowuje się do żerdzi wiertniczej, przy czym u spodu w osobnym zagłębieniu umieszcza się pętlę z drutu stalowego (strunowego), którego koniec przechodzi przez rowek pionowy na zewnątrz aż ponad teren; w partii otworu wiertniczego drut ten jest umocowany luźno do żerdzi, by uniemożliwić jakiegokolwiek jego uszkodzenie. Dla usztywnienia pętli u spodu zalepia się ją w rowku tłustym ilem.

W nowszych konstrukcjach istnieje nadto kanałik powietrzny wychodzący na zewnątrz głowicy z nasadzonym węzłem gumowym, który również jest luźno przytwierdzony do żerdzi, a umożliwia wywołanie w wytlaczarce próżni. Podczas opuszczania przyrządu należy górny koniec węża zamknąć, ażeby zawarte wewnątrz powietrze nie dopuściło do wtargnięcia w przestrzeń przeznaczoną dla próbki, wody gruntowej. Dopiero gdy ostrze przyrządu zostanie zagłębione w ziemię przez nacisk lub lekkie uderzenia na 3—4 cm usuwa się powietrze z aparatu za pomocą pompki próżniowej.

Gdy aparat został już wciśnięty na głębokość 40—45 cm w ziemię, pociąga się ostrożnie linkę drucianą mniej więcej o długości 0,50 m tak, że znajdującą się wewnątrz cylindra próbka zostaje odcięta od ziemi rodzimej. Następuje podniesienie przyrządu ku górze, odśrubowanie głowicy, względnie narzynaka i ostrożne wyciągnięcie próbki z wnętrza. W niektórych aparatach tego typu nie ma oddzielnego narzynaka, lecz cylinder zakończony jest ostrzem. Często również próbka pozostaje w cylindrze i w tym stanie przesyłana jest po zaparafinowaniu obu końców do zakładu badawczego; z czego wynika konieczność posiadania większej ilości cylindrów.

k) Inne urządzenia wiertnicze

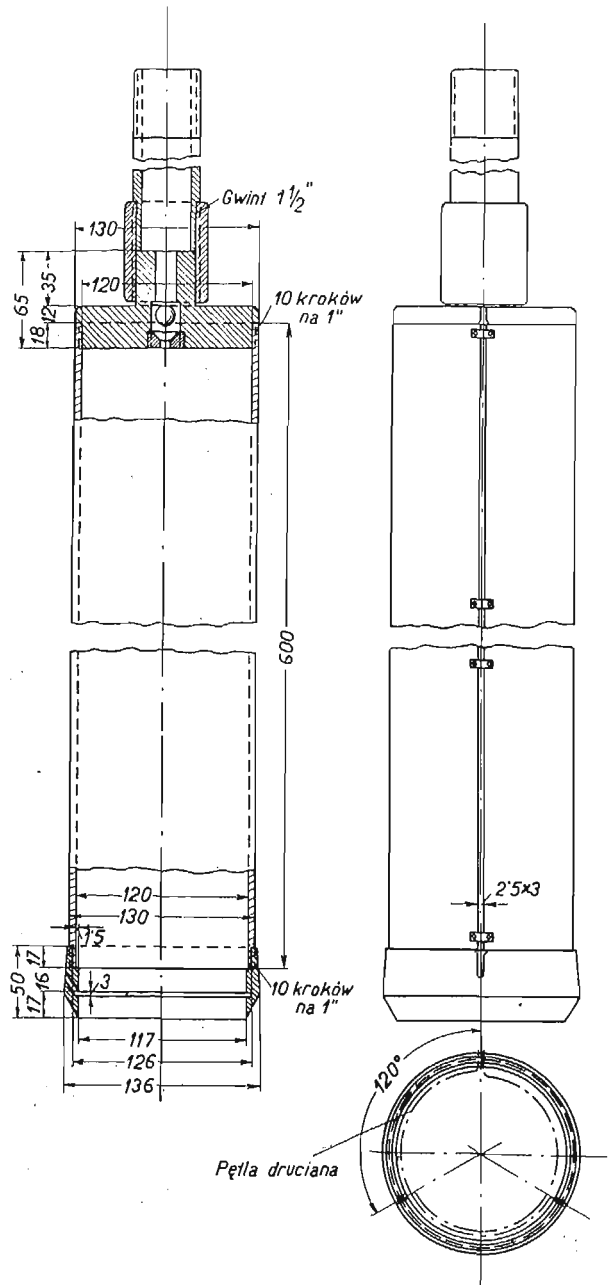
Oprócz opisanych sformowane są w praktyce najrozmaitsze inne urządzenia wiertnicze do poboru próbek ziemnych, których ilość jest bardzo znaczna.

O ile chodzi o wydobycie próbki z pokładów drobnego i luźnego piasku, natenczas nie możemy użyć żadnego z przyrządów poprzednio opisanych, bowiem piasek taki bez względu na to czy jest suchy, czy też mokry, wypada ze świdra przy jego podnoszeniu. W tych wypadkach używa się przeważnie świdra z a w o r o w e g o (wentylowego), składającego się zasadniczo z żelaznego cylindra zamkniętego u spodu otwieranym w jedną stronę wentylem kulowym lub przykrywkowym. Świdry te działają w ten sposób, że uderzone o dno otworu wiertniczego wypełniają się piaskiem, którego wypadnięcie jest uniemożliwione zamykaniem się wentyla. Zresztą konstrukcja może tu być również tego rodzaju, iż u dołu cylindra znajduje się stroma spirala stalowa za pomocą której świder może być zagłębiany w ziemię. Praca tymi świdrami przedstawia się łatwo w pokładach przewodniowych, natomiast trudniej w suchym piasku, tak że często w tych wypadkach okazuje się konieczne wlewanie wody z zewnątrz do otworu świdrowego.

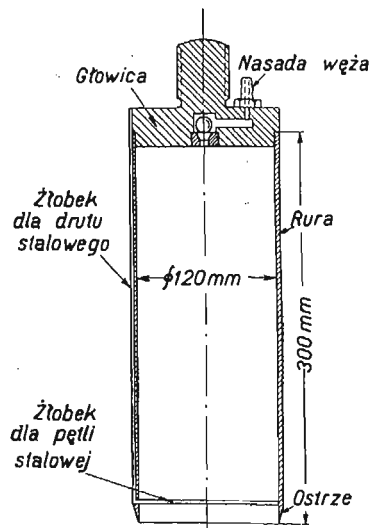
Przy napotkaniu na warstwy skalne lub na większe bryły kamienia trzeba używać do przebiccia ich najrozmaitszych rodzajów świdrów d ł u t o w y c h o bardzo różnorodnych formach i różnych kątach skrawania, których granice wahają się pomiędzy 90° a 120° w zależności od twardości kamienia. Dłuta mogą tu być płaskie, krzyżowe, łopatkowe, w formie litery Z itp. W otworze wiertniczym, operowanym przez dłuższy czas świdrem d ł u t o w y m wytwarza się na dnie mączka kamienna w tak dużej ilości, iż dalsze uderzenia już nie skutkują. Wówczas wyciąga się świder d ł u t o w y a zamiast niego zakłada świder wentylowy, którego zadaniem jest uchwycenie wytworzonego miazgu. Miazg ten daje możliwość tylko w pewnych granicach petrograficznej oceny próbki, do celów technicznych jednakże wielkiej wartości nie posiada.

Ażeby uzyskać dane o strukturze kamienia oraz o układzie pokładów, trzeba użyć podówczas świdra k o r o n o w e g o. Jest to świder rdzeniowy, rdzeniowy wewnątrz pusty, który wkręcany w pokład obrotem umożliwia uzyskanie rdzenia przewiercanego w wymiarach poprzecznych unormowanych średnicą wewnętrzną świdra. Długość wydobywanych rdzeni dochodzić może w pewnych wypadkach nawet do 2 m. Korona świdrów rdzeniowych posiada dla skał miękkich nacięcia zębowe w stali, dla skał twardych osadę zębów diamentową. Rzecz oczywista, że uruchomienie świdrów rdzeniowych wymaga zupełnie specjalnej aparatury mechanicznej, szczególnie w odniesieniu do dostarczenia potrzebnej siły motorowej, a szerokie zastosowanie w tej mierze znalazły tu motory wodne.

W I tomie sprawozdań z Międzynarodowej Konferencji mechaniki gruntów i fundacji inżynierskich (Proceedings of the International Conference



Rys. 16.



Rys. 17.

on soil mechanics and foundation engineering 1936) odbytej w czerwcu 1936, publikowano szereg prac o najrozmaitszych urządzeniach, mających na celu uzyskiwanie próbek ziemi w stanie nienaruszonym. Ze względu na swą przewagę omawiane są wylączarki wentylowe o najrozmaitszych ciekawych typach wentyli metalowych i gumowych. Z uwagi, iż urządzenia te są stosowane przeważnie w Ameryce nie zajmuję się nimi szczegółowo, a ciekawych w tej mierze odsyłam do wymienionej publikacji.

IV. Pal wiertniczy

Osobne miejsce należy się palowi wiertniczemu wynalezionemu przez niemieckiego inżyniera Emila Burkhardta, bowiem tak typem urządzenia jak również roboty odbiega on od opisanych poprzednio świdrow.

Przyrząd ten wykonany jest w formie pala rurowego z kutej stali o zewnętrznej średnicy 270 mm (rys. 18). W rurę tę wstawia się drugą rurę żelazną rdzeniową, wewnętrznej średnicy 210 mm wykonaną z dwóch kolebek tak, iż po wyciągnięciu jej z wnętrza pala może być otworzona wzdłuż tworzącej walca.

Po założeniu rury rdzeniowej następuje u spodu przyśrubowanie stalowego trzewika, posiadającego centryczny otwór o średnicy zgodnej z średnicą rury wewnętrznej oraz u góry stalowej głowicy. Rura rdzeniowa służy do przyjęcia wsuwającego się w nią w czasie wbijania pala materiału ziemnego. Dla utrzymania w niej ziemi, szczególnie w wypadku, gdy materiał jest luźniejszy (piaski), umieszczone są u spodu wewnątrz otworu tzw. wąsy rdzeniowe, które mogą być w pewnych wypadkach zastąpione stosownymi zaworami skórzanymi.

Zapuszczanie pala wiertniczego w ziemię odbywa się zupełnie analogicznie jak innych pali przez pracę kafara. Na podstawie licznych doświadczeń daje się tu pierwszeństwo kafarowi eksplozywnemu (ciężar baby 200 kg, 80 uderzeń na minutę), po pierwsze z tego powodu, iż jest on niezależny od jakiegokolwiek obcego źródła siły i daje się łatwo przenosić i instalować, po wtóre z uwagi na znaczną szybkość jego uderzeń. Moment ten jest o tyle ważny, że w czasie wbijania pala następuje pewne zagęszczenie się materiału ziemnego wewnątrz rury rdzeniowej, co właściwie nie jest objawem pożądanym, gdyż zmienia strukturalne właściwości próbki. Otóż doświadczenie wykazało, iż stopień komprymacji zależy jest nie tylko od gatun-

ku ziemi lecz również od szybkości wbijania pala. Im uderzenia baby następują szybciej tym z mniejszym zagęszczeniem w rezultacie mamy do czynienia.

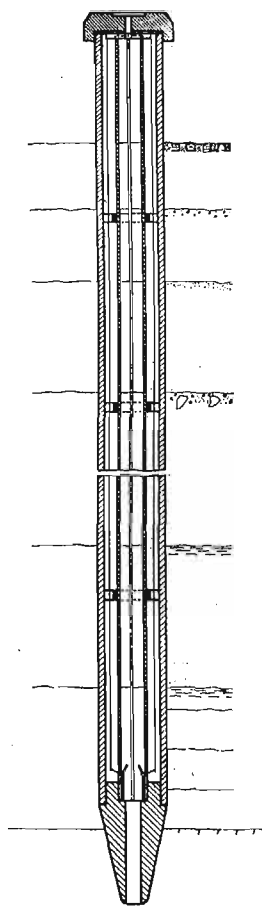
Przy wbijaniu pala przedostaje się materiał ziemny do wnętrza rury rdzeniowej, a w czasie pracy musi być wierzchnia część rdzenia kontrolowana celem stwierdzenia kiedy rura jest napełniona. Odbywa się to za pomocą zapuszczania pionu przez głowicę do wnętrza pala. Po wypełnieniu rury rdzeniowej następuje wyciągnięcie pala za pomocą dźwignów hydraulicznych, usunięcie głowicy oraz trzewika i wyciągnięcie rury rdzeniowej, a po jej otwarciu otrzymuje się w całości wydobyty rdzeń ziemi, dający przegląd istniejących wewnątrz pokładów. W rdzeniu tym przychodzą poszczególne warstwy w tym porządku i rozkładzie, w jakim znajdują się w naturze, a jak się okazało nawet warstwy bardzo cienkie (7 cm) zostają zupełnie wyraźnie uchwycone. Również istnienie wody nie powoduje w wydobytym rdzeniu żadnych zaburzeń. Otrzymana w ten sposób próbka ziemi może być przełożona w niekwaśną skrzynkę drewnianą i zapakowana do transportu.

Dość znaczna dymenzja wewnętrznej średnicy pozwala na uchwytywanie nawet kamieni większych rozmiarów. Natomiast trudno wymagać przebijania za pomocą pala wiertniczego twardych pokładów skalnych. Głębokości jakie dadzą się tu uzyskać za pomocą zapasowych rur przedłużeniowych dochodzą do 30 m, co prawie z reguły do celów badania gruntu będzie dostateczną granicą.

Zestawienie rezultatów poboru próbki odbywa się najlepiej w formie graficznej w ten sposób (rys. 19), iż w układzie prostokątnym nanosi się linię przebiegu ostrza pala oraz położenie górnej powierzchni rdzenia. W wykresie tym odcięci przedstawiają ilość uderzeń baby, zaś rzędne zagłębianie się pala. Jak poprzednio wspomniano materiał wewnątrz pala zostaje w czasie roboty zagęszczony, wskutek czego nie otrzymuje się istotnej miary grubości pojedynczych warstw. Pragnąc uzyskać tę wielkość mierzy się na wydobytej próbce jeszcze przed jej wydobyciem z rury rdzeniowej długość odnośnej skomprymowanej warstwy od jej dolnego poziomu do wierzchu np. 2 i nanosi ją w diagram w pionowej 2'. Przechodząc teraz dalszy punkt tej pionowej z linii przebiegu ostrza pala na rzeczywisty profil wiertniczy otrzymujemy od razu żadaną grubość warstwy 2''.

Mimoходом należy zwrócić uwagę, że porównując linię przebiegu ostrza pala przy rozmaitych wierceniach wykonywanych jednak tym samym narzędziem (ten sam ciężar baby i równa ilość uderzeń na minutę), otrzymuje się w identycznych pokładach podobne pochylenie tych linii. Stąd wniosek, iż w tych warunkach pochylenie to przedstawia pewną charakterystykę odnośnego pokładu.

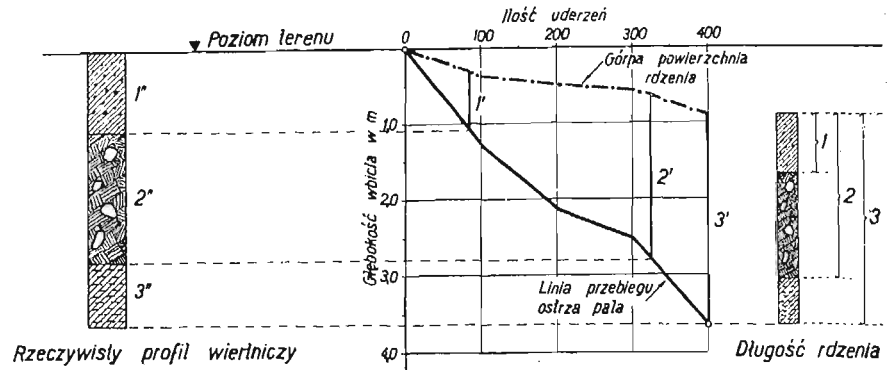
Szczególnością wartości tej metody poza jej stosunkową taniością polega na tym, że próbki mogą być wydobyte prawie z zupełnym nienaruszeniem uwarstwienia poszczególnych pokładów oraz, że jedno wiercenie dostarcza od razu próbek z wszystkich wchodzących w rachubę horyzontów. Żadna z dotychczasowych metod nie daje tego re-



Rys. 18.

zultatu, co jednakże w pewnych wypadkach może być rzeczą bardzo pożądaną.

Co do wspomnianych już poprzednio, a stosowanych do ogólnego zbadania geologicznych właściwości większych obszarów metod dynamicznego badania, to spotykamy się tu z metodami sejsmicznego sondowania terenów, których podstawą jest zmienna szybkość rozchodzenia się fal spowodowanych wstrząsem gruntu pod wpływem wybuchu, uzależniona od rodzaju spotykanych po drodze pokładów. Również rozpoczęto stosowanie metody sondowania elektrycznego, polegające na zmiennej zdolności przewodnictwa prądu elektrycznego przez rozmaite rodzaje ziem. Metody te, mające bezsprzeczne dodatnią stronę w prostej i lekkiej aparaturze i stosunkowo niewielkich kosztach oraz w oszczędności czasu, mogą być użyte wyłącznie tylko do ogólnego geologicznego zorientowania się w terenie. W najlepszym razie służyć



Rys. 19.

mogą do przybliżonego wyznaczenia kolejności i miąższości rozmaitych złóż aluwialnych i morenowych i do ustalania przebiegu leżących pod nimi pokładów skalnych. Mogą być one zatem do pewnego stopnia podstawą do ustalenia w których miejscach powinny być pobrane do bliższego zbadania próbki ziem, zastąpić jednakże poprzednio opisanych bezpośrednich metod prawdopodobnie nigdy nie będą mogły.

LITERATURA

Dr L. Bendek: Geologisch-technische Auswertung der Bohrergergebnisse im Reusbett in Luzern. Schweizerische Bauzeitung Nr 23/1933.

Dr E. Burkhard: Die Aufschliessung des Untergrundes. Bautechnik Nr 17/1931.

Dr E. Buckhardt: Entnahme von Bodenproben in ungestörter Verfassung. Bautechnik Nr 1/2.1933.

Dr L. Casagrande: Die Entnahme von Bodenproben im Strassenbau. Der Strassenbau Nr 6/1934.

J. Ehrenberg: Geräte zur Entnahme von Bodenproben für bodenphysikalische Untersuchungen. Die Bautechnik Nr 24/1933.

G. Früh: Ein neues Gerät zur Entnahme ungestörter Tonproben aus Bohrlöchern. Die Bautechnik Nr 49/1932.

R. Hoffman: Die gentechnischen Arbeitsmethoden der schwedischen Staatsbahnen. Der Bauingenieur Nr 41/1930.

Kolbenbohrer zur Entnahme von Lehmproben. Zentralblatt der Bauverwaltung Nr 32/1925.

W. Loos: Behandlung von Bodenproben bei Baugrunduntersuchungen. Berlin Volk u. Reich Verlag 1936.

W. Loos: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdarbeiten und Gründungen. Berlin Springer 1936.

Otwory wiertnicze. Przegląd Budowlany Nr 3/1937. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. June 22 to 26 1936 Cambridge Mass. 1936.

Richlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen. Berlin. Bauth-Vertrieb 1937.

Dr K. Terzaghi: Erdbautmechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig — Wien, T. Deuticke 1925.

M. Wegenstein: Einwandfreie Bodenaufschlüsse durch die Bohrpfalsondierung. Schweizerische Bauzeitung Nr 23/1933.

HISTORIA PRAC KOMISJI LABORATORIÓW PRZY Z. P. I. B.

Pojawienie się pierwszego numeru „Biuletynu Laboratoriów” jest jakby ukoronowaniem prac, jakie prowadzi od kilku lat Zw. Polskich Inżynierów Budowlanych w zakresie koordynacji i postępu prac badawczych w budownictwie.

Związek nasz powstał na I. Zjeździe w maju 1934, a już w dniach 11—12 marca 1935, czyli w niespełna rok potem, zorganizowany został pierwszy Zjazd Delegatów Laboratoriów Budowlanych celem nawiązania bliższego kontaktu między osobami, pracującymi badawczo w budownictwie i stworzenia trwałej platformy ich wzajemnej współpracy. Wynikiem tego Zjazdu, w którym wzięło udział około 100 osób, i na którym wygłoszono 7 referatów, było powołanie do życia kilku komisji naukowych, z których część potem przekształciła się w komisje

normalizacyjne. Ponadto stworzono no Zjeździe Komisję Laboratoriów celem kontynuowania prac zjazdowych.

Komisja ta zorganizowała następne Zjazdy Delegatów Laboratoriów w lutym 1936 podczas II. Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Katowicach i we wrześniu 1937 r. we Lwowie, podczas I. Polskiego Kongresu Inżynierów. Oba te Zjazdy przyczyniły się wydatnie do dalszego zacieśnienia współpracy między polskimi laboratoriami. Na Zjeździe lwowskim uchwalono między innymi wydawanie stałego biuletynu, co niniejszym właśnie realizujemy.

Kolegów, którzy interesują się bliżej tematami I Zjazdu Del. Lab. w r. 1934 odsyłamy do publikacji, będącej sprawozdaniem z tego Zjazdu pod tyt.: „Laboratoria Budowlane w Polsce” (cena 1,— zł), wydanej przez ZPIB.

... a jednak najlepiej grzeją piece z kafli stalowych

„PIECE SZRAJBERA”

SP. Z O. O.

WARSZAWA, 38
ul. Bracka Nr 11, m. 2, tel. 9.20-33.

BIULETYN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

Nr 7

L I P I E C

1938 R.

REDAKTOR: INŻ. JERZY NECHAY ADR. RED.: WARSZAWA, MAZOWIECKA 4 m. 5

Sekretariat Związku urzęduje: poniedziałki, środy, piątki, godz. 16–18 tel. 517-85–Konto P. K. O. Nr 29-787

ZARZĄD GŁÓWNY

SEKRETARIAT

WPLACANIE SKŁADEK ZA II. PÓŁROCZE

Przypominamy wszystkim Kolegom o wpłacaniu składek za rok 1938. Składka wynosi 6 zł półrocznie lub 12 zł rocznie. Gorąco apelujemy o wpłacanie składek za cały rok bieżący, gdyż wpłaty ze składek stanowią główną podstawę finansową Związku. Związek prowadząc szereg prac naukowych i zawodowych napotyka duże trudności finansowe, dlatego prosimy również chętnych Kolegów o wpłaty wyższe ponad ustaloną wysokość składki.

Wpłaty można uskutecznić przy pomocy blankietu nadawczego PKO. Zarządu Głównego, lub też na konta PKO. Oddziałów.

POSADY ZAOFIAROWANE

Podajemy Kolegom wolne posady, które są do objęcia:

1. W Dyrekcji Okręgowej Kolei Państw. w Warszawie (ul. Targowa 74) — nadzór nad budową mostu na linii kolejowej Sierpc—Nasielsk. Wynagrodzenie 400—600 zł mies. w zależności od ilości lat praktyki. Bliższe szczegóły u Naczelnika Służby Drogowej, inż. Higersbergera, tel. 10-22-71

2. W Państwowym Kierownictwie Przebudowy Drogi Nr 13 Kraków—Morskie Oko w Rabce Zdroju są posady dla 2. inżynierów z wynagrodzeniem 300—550 zł mies. (Kier. Przebudowy Rabka - Zdrój, ul. Zakopiańska, boczna, willa „Gracja”).

3. Powiatowy Zarząd Drogowy w Mławie poszukuje na okres 4—6 miesięcy inżyniera-żelbetnika do budowy mostu żelbetowego w pow. Mławskim, wieś Lubowidz. Wynagrodzenie 500 zł miesięcznie. Pożądana praktyka.

4. W Urzędzie Wojewódzkim w Łodzi — posada dla inżyniera-żelbetnika przy budowie mostu w Sieradzu. Wynagrodzenie 400—500 zł mies., pożądana praktyka.

5. W Urzędzie Wojewódzkim Warszawskim w Wydziale Komunikacyjno-Budowlanym (Filtrowa 57). posada na okres 5—6 mies. dla inżyniera-żelbetnika. Praca biurowa. Pensja 300—600 zł miesięcznie.

6. Zajęcie przy obliczeniach żelbetowych w Warszawie na okres 1 miesiąca, na warunkach do umowy. Wiadomość w Min. Komunikacji, Nowy-Świat 14, inż. Hubl, tel. 555-86, wewn. 2.

7. W Okręgowym Urzędzie Budowlanym w Łodzi wakuje 2 posady dla inżynierów; jedna dla specjalisty od instalacyj wodociągowo-kanalizacyjnych i centralnego ogrzewania; druga dla inżyniera budowlanego. Warunki do umowy; orientacyjnie około 500 zł miesięcznie. Informacyj udziela kol. T. Kuhnke, tel. w godz. biurowych 3-27-87 i 8-74-87; domowy 4-07-81.

8. Prywatna Szkoła Techniczna Budowlano - Drogowa Polskiej Macierzy Szkolnej w Baranowiczach (dyrektor p. Inż. Jastrzębski), poszukuje inż. z praktyką budowlaną na wykładowcę. Warunki do omówienia — (około 400 zł).

KOMISJA RADY GŁÓWNEJ N. O. I.

W myśl uchwały Rady Głównej z dn. 12 czerwca b. r. ustalono następujące Komisje Rady Głównej:

I. Komisja do Spraw Obrony Państwa — przew. inż. Aleksander Lutze-Birk.

II. Komisja Statutowo-Regulaminowa — przew. inż. Mieczysław Łopuszański.

III. Komisja Etyki Inżynierskiej — przew. inż. Ryszard Chwalibóg.

IV. Komisja Organizacyjna — przew. inż. Stanisław Pietkiewicz.

V. Komisja Akcji — przew. prof. inż. dr Stefan Bryła.

VI. Komisja Gospodarcza — przew. inż. Tadeusz Todtleben.

VII. Komisja do Spraw Zawodowych — przew. prof. Wiesław Chrzanowski.

Wszystkich Kolegów, którzy chcieliby pracować w którejś z tych Komisji z ramienia naszego Związku, prosimy o porozumienie się z Sekretariatem Związku.

Z ŻAŁOBNEJ KARTY

Dnia 4 czerwca rb. zmarł w tragicznych okolicznościach członek Oddziału Gdyńskiego ś. p. Kol. inż. Kazimierz Szydłowski.

WYCIECZKI ZAGRANICZNE

I. Grono członków Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie organizuje dla swych Kolegów i Ich rodzin wycieczkę zagraniczną z Warszawy specjalnym autokarem na sierpień rb. z następującą trasą:

Warszawa — Łódź — Sieradz — Kępno — Wrocław — Plaz — Hradec Král — Praga — Pilsen — Straubing — Monachium — Fridrichshafen — Zürich — St. Gotthard — Lugano — Mediolan — Turin — Tenda — Nicea — Monte Carlo — San Remo — Genua — Piacenza — Cremona — Brescia — Riva n/Lago di Garda — Venezia — Triest — Postumia — Lublana — Maribor — Siofok n/Balatonem — Budapeszt — Banska Bystrica — Rużomberok — Jablonka — Kraków — Kielce — Radom — Warszawa.

Łącznie ok. 4300 km. Czas trwania wycieczki — 5 tygodni.

Jazdy 4 godziny przed i 4 po południu; dłuższy wypoczynek na Rivierze Francuskiej (10 dni). Noclegi w hotelach, utrzymanie w dobrych restauracjach.

Wycieczka jest tak opracowana aby była wygodna — niemęcząca, a pod względem atrakcyjności turystyczno-krajoznawczej jest pełnowartościowa.

Koszt wycieczki wyniesie, łącznie z paszportami i wizami niecałe 700 zł. Każdy z uczestników wycieczki będzie miał prawo zabrania ze sobą dewiz na równowartość 200—250 zł.

Bliższych informacji udziela Kol. Józef Wadzyński codziennie od 16. do 18. tel. 10-08-10.

W wypadku zgłoszenia się większej ilości kandydatów na wycieczkę jest możliwość zorganizowania drugiej wycieczki o tej samej trasie w innym terminie.

II. Kolegom, interesującym się zagadnieniem Bezpieczeństwa Pracy podajemy do wiadomości że Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich urządza w drugiej połowie września lub października wycieczkę naukową do Anglii i Niemiec, celem zapoznania się z środkami i metodami pracy, stosowanymi w dziedzinie walki z nieszczęśliwymi wypadkami.

Przewidywany czas trwania wycieczki 15—17 dni, koszt 550 do 600 zł. Projektuje się pobyt jednodniowy w Belgii.

Intencją organizatorów jest aby wycieczka dała uczestnikom jak najwięcej materiału i wzorów do praktycznego ich zastosowania w kraju. Liczba uczestników ograniczona do 20 osób Stow. Inż. Mechaników Polskich prosi o wysłanie do dnia 1 września r. b. prowizorycznych zgłoszeń podając imię, nazwisko, stopień naukowy, stanowisko służbowe, jakie zajmuje stanowisko w organie fabry-

cznym, powołanym do walki z wypadkami, znajomość języków obcych i dokładny adres.

Tym osobom, które nadesłają powyższe dane p. adr.: Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich W-wa, Al. Jeruzolimskie 8 w pierwszych dniach września zostaną wysłane szczegółowe informacje o programie wycieczki oraz jej kosztach.

LETNIA SIEDZIBA INŻYNIERSKA n/WISŁĄ

Proponujemy Kolegom, członkom naszego Związku, korzystanie z Przystani Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie, Solec 10-A (tel. 9-95-23), na warunkach klubów zaprzyjaźnionych.

Przystań posiada dobrą restaurację, specjalne urządzenie dla muzyki radiowo-gramofonowej oraz klubowy tabor łodzi: wiosłowych, żaglowych, kajaków i motorówek.

Wejście za legitymacjami naszego Związku.

Oplata: wejście jednorazowe 30 gr, karta sezonowa 7 zł 50 gr, wpisowe do Sekcji Sportów Wodnych 5 zł, roczna składka do Sekcji Sp. Wodn. 25 zł.

Koledzy mają prawo osobistego wprowadzania na Przystań swych gości za opłatą 50 gr od osoby

NADZWYCZAJNY ZJAZD DELEGATÓW Z. P. I. B. W GDYNI

Podczas IV Zjazdu naszego w Gdyni odbędzie się Nadzwyczajny Zjazd Delegatów, celem załatwienia kilku ważnych i pilnych spraw. Na pierwsze miejsce wysuwa się sprawa własnego pisma, które powstało na skutek uchwały poprzedniego Zjazdu Delegatów we Lwowie podczas I. Polskiego Kongresu Inżynierów.

Zjazd Delegatów w Gdyni ma rozstrzygnąć zagadnienie, czy pismo nasze, jako organ Związku ma być prenumerowane dobrowolnie przez członków Związku, — wtedy ci koledzy, którzy nie będą prenumeratorami, będą otrzymywać odbitkę Biuletynu (podobnie jak to było dotychczas z „Przeglądem Budowlanym“), — czy też prenumerata naszego pisma ma być obowiązkowa i koszt jej objęty podwyższoną składką. Wysokość jej musiałaby wynosić rocznie zamiast dotychczasowych 12 zł (1 zł miesięcznie), najmniej 20 zł (8 zł na pismo). Jednakże należy wziąć jeszcze pod uwagę, że Rada Główna N. O. I. na zebraniu swym 8 maja rb. w Wilnie uchwaliła podwyższyć składkę od 1 inżyniera z 1,50 zł rocznie na 2,50., obecnie zaś jest rozważane podwyższenie tej składki od stycznia 1939 do 5 zł rocznie. Oczywiście, że tak wielkiej opłaty nie mógłby ponosić nasz Związek z rocznej składki 12 zł i o te 5 zł musiałaby wzrosnąć roczna składka, niezależnie od prenumeraty pisma.

ODDZIAŁY

ODDZIAŁ LWOWSKI

SPRAWOZDANIE ODDZIAŁU ZA OKRES od 1.V do 30.VI. 1938 r.

W okresie sprawozdawczym Zarząd Oddziału odbył jedno posiedzenie na którym załatwiono sprawy bieżące. W powyższym okresie na terenie naszego Oddziału odbyły się następujące odczyty, herbatki dyskusyjne oraz wycieczki:

1) 6.V. br. odczyt inż. Jana Gumowskiego i inż. Stefana Posackiego pod tyt. „Gospodarka rybna na terenie Lwowskiej Izby Rolniczej i budowa jazu na Byczycy“.

2) 20.V. b. r. odczyt dr inż. Alfonsa Chmielowca pod tyt. „Stalowy most nad cieśniną Storstoem w Danii“.

3) 3.VI. b. r. herbatka z pogadanką inż. Artura Gotkowskiego pod tyt. „Reorganizacja studiów na Wydziale Inżynierii“.

4) 10.VI. b. r. wycieczka celem zwiedzenia urządzeń centralnego ogrzewania na zasadzie promieniowania.

5) 17.VI. b. r. herbatka z pogadanką inż. Maksymiliana Koguta pod tyt. „Najnowsze rozporządzenie O.P.L.G. w budownictwie“.