



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

CZERWIEC 1939

NR 6

TREŚĆ: Słowo wstępne. Inż. L. Toruń — Ostatnie doświadczenie i zasady opl. Inż. K. Biesiekiński — Naciski jako środek obronny. Inż. W. Srokowski — Bierna opl. w budownictwie przemysłowym. Dr T. Kluz — O obliczeniu statycznym schronów. Płk. A. Alexandrowicz — Czynniki obronności w nowoczesnej urbanistyce. Inż. P. Zaremba — Budowa schronów metodą tunelową. Inż. Cz. Bielenia — plan zagrożenia i zabezpieczeń opl., a plan zabudowania miast. Inż. P. Zaremba — Schrony z gotowych elementów żelbetowych. Płk. A. Alexandrowicz — Schron publiczny w Zurychu. Recenzje. Z prasy technicznej. Przegląd prasy. Komunikaty Z.P.I.B. Dział oficjalny Dep. Bud. M. S. Wojsk. Biuletyn Laboratoriów Budowlanych.

Inicjatywę Związku Polskich Inżynierów Budowlanych wydania specjalnego numeru "Inżynierii i Budownictwa", poświęconego wyłącznie zagadnieniom obrony przeciwlotniczej w budownictwie, uważam za wysoce pożyteczną.

Jak w wiekach średnich przystosowanie budownictwa do wymagań obrony było nakazem czasu i wniknęło głęboko w konstrukcję i formy architektoniczne ówczesnych budowli, tak dziś, wobec postępu broni lotniczej, zachodzi konieczność poddania rewizji istniejących przepisów i wprowadzenia w budownictwie całego szeregu zmian celem przystosowania go do nowych warunków.

Wszelki zatem wysiłek, zmierzający do podniesienia tej dziedziny wiedzy technicznej, jest nakazem chwili i obowiązkiem każdego polskiego inżyniera.

Inspektor
Obrony Powietrznej Państwa

Zajac
/Dr Zajac/
gen. bryg. pilot

OSTATNIE DOŚWIADCZENIA I ZASADY OBRONY PRZECIWLOTNICZEJ

Streszczenie odczytu wygłoszonego w dniu 4 kwietnia 1939 roku w sali Stow. Techników w Warszawie

Anglicy, Francuzi i Bolszewicy w czasie wojny hiszpańskiej byli po stronie rządowej, Niemcy i Włosi — po stronie powstańczej. Z narodów pomagających w wojnie po obu stronach — Anglicy, Francuzi i Niemcy już częściowo opisali doświadczenia wojny hiszpańskiej. Materiały zebrane przez Anglików zostały również wykorzystane przez Amerykę, gdzie bardzo wiele pism technicznych zamieszcza artykuły, odnoszące się do doświadczeń wojny hiszpańskiej.

W jakich warunkach wojna ta się odbywała? A więc o ile chodzi o teren — jest on górzysty i przedstawia specjalnie trudne warunki. Miasta hiszpańskie budowane są z materiałów ogniotrwałych kamieni i cegły, domy posiadają bardzo głębokie piwnice.

Siły użyte w wojnie przedstawiały się dość poważnie, mimo iż o stosunku żołnierzy i oficerów opowiadano najbardziej nieprawdopodobne wiadomości. Procent jednak oficerów do żołnierzy był taki sam, jak w każdej innej armii.

Lotnictwo, wg posiadanych informacji ze źródeł rządowych (bo tylko te można było otrzymać) posiadało 150 samolotów po obu stronach. Lotnictwo było więc bardzo słabe, a nawet mówiono, iż i ta liczba jest przesadzona, bowiem miało być tylko po 50 samolotów po obu stronach. Były to samoloty stare, o szybkości do 200 km na godzinę. W bardzo krótkim czasie armia pozostała bez samolotów. Później zostały samoloty dostarczone przez inne państwa, jak Rosję, Francję, Niemcy i Włochy. Największa ilość w czasie wojny wynosiła: 400 samolotów po stronie białych, po stronie czerwonych 500. Siły te były używane w rozmaity sposób i składały się z rozmaitych jednostek. Wojska rządowe prowadziły od samego początku wojnę defenzywną, wojska gen. Franco posiadały lotnictwo bombardujące silniejsze, było ono używane lepiej aniżeli lotnictwo rządowe.

Z bitew lotniczych największa odbyła się w marcu 1937 r., w której po obu stronach walczyło po 100 samolotów; wojska rządowe osiągnęły w niej wielki sukces, ofensywa legionistów włoskich załamała się właśnie pod działaniem wojsk lotniczych. Poza tym jednym wypadkiem lotnictwo rządowe było rozprasane. Lotnictwo gen. Franco było używane bardziej celowo. Jednym z najbardziej zdecydowanych wyczynów było zdobycie Bilbao, otoczonego żelaznym pierścieniem fortyfikacji. obrońcy Bilbao posiadali około 80 samolotów, powstańcy mieli 130, jakkolwiek cyfry te nie są pewne. Ale jeśli się opierać na cyfrach 80 i 130, to widzimy, iż stosunek sił był nierówny. Lotnictwo powstańców tak bombardowało Bilbao, że ono musiało się poddać. Wojska nie wytrzymały huraganowego ognia pocisków lotniczych.

Jeśli chodzi o Madryt, to tam gen. Franco nie używał tak wielkich sił lotniczych i Madryt nigdy

nie był bombardowany, jak inne miasta, np. Bilbao i Walencja, oraz bardzo wiele miast mniejszych, które były niemiłosiernie przez powstańców niszczone. Co do szkód wyrządzanych przez samoloty, podawane były stale sprzeczne wiadomości i komunikaty. Strona rządowa podawała inne dane, powstańcy także inne. Wojna jednak prowadzona była do zniszczenia nieprzyjaciela, a nie kraju. Obie strony w miarę możliwości oszczędzały miasta nie przedstawiające specjalnej wartości wojskowej.

W chwili wybuchu wojny hiszpańskiej obrona przeciwlotnicza nie była przygotowana. Tak obronę czynną, jak i bierną organizowano dopiero po wybuchu wojny. Obrona przeciwlotnicza bierna była w rękach władz cywilnych. A więc tereny były podzielone na gubernie, gubernie miały swoich naczelników. Obrona przeciwlotnicza była zorganizowana bardzo dobrze, aczkolwiek powstawała dopiero w czasie wojny. Służba meldunkowa była doskonała i to było przyczyną, że straty w czasie nalotów były bardzo znikome, poza początkiem wojny, kiedy obrona nie była przygotowana i straty były duże. Od drobnych nawet ilości bomb burzone były całe bloki, wsie poprostu znikły. W końcu 1938 r. obrona przeciwlotnicza była tego rodzaju, iż naloty na Barcelonę, czy Walencję prawie żadnych szkód nie wyrządzały. Tak np. jeden z nalotów na Walencję trwał od wieczora do rana i strat prawie nie było. Barcelonę bombardowano bardzo silnie, zrzucono nawet dużo bomb, ale ponieważ obrona była dobra, ludność na sygnali karnie chowała się do schronów — straty w ludziach w czasie jednego z nalotów wynosiły na około 450 rzuconych bomb — zaledwie 2 osoby. Skutki bomb lotniczych, o ile chodzi o zniszczenie budynków, były bardzo duże. Np. w Barcelonie bomby zniszczyły domy mieszkalne po obu stronach ulicy. Gruzów było tak dużo, że trzy zmiary po 100 robotników gruz ten wywoziły w ciągu 2 tygodni. Inne miasta także były bardzo zniszczone.

Madryt przez lotnictwo był częściowo oszczędzany. Przy obronie miasta dużą rolę odegrało lotnictwo myśliwskie. Przez ostatnie dwa lata Madryt nie był prawie bombardowany przez lotnictwo, ponieważ zbliżanie się nieprzyjaciela zawsze w porę było spostrzeżone, ludność ostrzeżona. Obrona sprawnie działała. Natomiast o wiele tańsze ostrzeżenie artylerią trwało aż do końca wojny.

Do bombardowania używane były bomby różnej wielkości: od 2 kg — 300 kg (bomby kruszące). W pismach angielskich podano, iż były rzucające bomby 1½ tonowe, ale to jest mało prawdopodobne.

Najczęściej używano bomb małych, ponieważ można ich zabrać do samolotów bardzo wielką ilość i jeden samolot ma możliwość znacznego zniszczenia.

czenia. Przy pomocy tych bomb niszczone żywe cele m.in. lotniska.

Bomby zapalające rzucono na stanowiska od wodów, tj. na lasy i wsie, tam gdzie się one znajdowały. Lasy palono jak stogi siana. Pisarze rosyjscy pisząc o wojnie hiszpańskiej twierdzą, że od wody muszą być umieszczane tak, aby nie uległy niebezpieczeństwu z powodu pożarów lasów lub wsi.

Rozumie się, iż również artyleria odegrała w wojnie wielką rolę, jest ona o wiele tańsza od lotnictwa. Artyleria przeciwlotnicza zestrzeliwała po obu stronach bardzo dużo samolotów.

Schrony, na które zostały użyte piwnice pod domami bez żadnych wzmocnień, nie wytrzymały próby. Wobec tego władze wojskowe na początku wojny wydały zarządzenia, aby schronów nie przygotowywać w piwnicach, lecz w pewnej odległości od domów, w kształcie rowów. Poza tym wydano zarządzenia co do odległości schronów od budynków zwykłych, mieszkalnych, oraz co do odległości schronów od budynków zawierających materiały wybuchowe (składy amunicji). Najlepsze wyniki dały schrony budowane w kształcie zygzakowatej linii, bowiem jeśli nawet bomba w nie upadła, wyządzała mniejsze szkody, niż gdy schrony były w linii prostej; załamania były pod kątem rozwarłym. Te schrony = rowy nie były zupełnie zabezpieczone przed gazami, ponieważ w wojnie hiszpańskiej w ogóle po obu stronach gazów nie używano. Schrony te budowano w bardzo wielkiej ilości, głębokie na około 2 mtr, o ile nie było wody zaskórnej. Jeżeli była i jej poziom wynosił około 20 cm poniżej dna schronu, wówczas wykładano je kamieniem. Ze względu na odłamki i podmuch — schrony były pokrywane blachą, płytami żelbetowymi i ziemią. W ogóle w Hiszpanii używano bardzo dużo betonu do budowy schronów. W schronach były ustępy, ławki, a nawet kuchenki — były więc one przygotowane na pobyt ludzi nawet przez kilka godzin. Schrony budowane w późniejszym okresie wojny były żelazobetonowe, względnie betonowe.

Przyjęto, że na bomby 300 kg wystarczą normalne stropy żelbetowe o grubości $1\frac{1}{2}$ m, z betonu fortyfikacyjnego gr. 1,30 m. W Hiszpanii przyjęto francuskie zasady budownictwa fortyfikacyjnego.

Inż. *Stelingwerff* ustanowił zasadę, która została przyjęta przez Anglię i zrealizowana w Hiszpanii, iż płyty schronowe trzeba dzielić. Płyta żelbetowa grubości 2 m, według opinii angielskiej jest mniej wytrzymała, niż dwie płyty, z których jedna ma 1 metr, a druga tylko 30 cm. Takie płyty stosowano w Hiszpanii. Ściany dawano cieńsze jak stropy, mniej więcej na 1 m (najcieńsze na 35 cm).

Przenikanie bomb lotniczych 300 kg w grunt średni dochodzi do 10 m, bomby 1000 kg — do 20 m, wobec tego fundamenty schronu muszą być założone na takiej głębokości, aby chroniły schrony przed wybuchem dużych bomb. Stąd powstała myśl budowania schronów piętrowych. Przy budowie schronów poza tym przestrzeń pomiędzy schronem i ziemią wysypywano kamieniami, Bombą uderzając o kamienie wybuchały, szkody były

nieznaczne, zaś działanie wydzielających się z bomb gazów neutralizowało się łatwiej.

Schrony wewnątrz posiadały takie urządzenia instalacyjne jak woda, elektryczność i inne, dając w ten sposób możliwość spokojnego przeczekań nalotów. Barcelona posiadała bardzo dużo schronów, w których znajdowało pomieszczenie 600.000 osób.

Obrona i organizacja obrony polegała ponadto na dokonywaniu ewakuacji ludności do punktów mniej wrażliwych, to znaczy do dzielnic, na które nie był spodziewany nalot.

Mjr *Roberts* o wojnie hiszpańskiej napisał książkę p.t.: „Moje wspomnienia z Barcelony”. Pięszę on, że wojna hiszpańska dowiodła konieczności budowania schronów. Przed ich wybudowaniem w Hiszpanii życie publiczne, zaopatrzenie miast, w chwili ataków lotniczych zupełnie zamierały. Po wybudowaniu schronów sytuacja się zmieniła. Ludność była spokojna, ponieważ wiedziała, iż w razie ataków lotniczych będzie miała się gdzie ukryć. W końcu okresu wojennego życie ludności i zaopatrzenie odbywało się bez paniki i w jak największym spokoju. Dalej mjr *Roberts* pisze, iż wprawdzie wydatki na budowę schronów są dość wysokie, ale trzeba zwrócić uwagę, że najwyższą ceną jest życie człowieka; wydatek na tę inwestycję jest jednorazowy, bowiem schron nie niszczy się, a w każdej armii wydaje się ogromne sumy pieniędzy na uzbrojenie, w czym wydatki na renowację sprzętu są największe. Tak więc wszystkie zastrzeżenia o wysokich kosztach schronów są nieuzasadnione. Mjr *Roberts* posuwa się tak daleko, że mówi, iż obrona przeciwlotnicza jest czwartą bronią. Mamy broń lądową, morską i powietrzną. Obrona przeciwlotnicza jest tą czwartą bronią.

Obrona przeciwlotnicza czynna w Hiszpanii dała doskonale wyniki. Karabiny przeciwlotnicze działały składnie i ze skutkiem. Ostrzeliwanie samolotów było skuteczne.

O artylerii przeciwlotniczej należy zaznaczyć, że rozwija się bardzo szybko i duże robi postępy. To co widzieliśmy w czasie wojny światowej — jest już anachronizmem. Donośność pocisków ciągle wzrasta, detonacja ich ciągle się zmienia.

Jeden z pisarzy rosyjskich *Lubarskij* napisał o obronie w wojnie hiszpańskiej. Stara się w niej udowodnić, że naród nawet słaby militarnie, może się bronić skutecznie przed silnym przeciwnikiem.

Według opinii jednego z amerykańskich pisarzy wojna hiszpańska może dodać otuchy każdemu słabemu narodowi. Tak *Lubarskij*, jak i *Roberts* mówią, że obrona przeciwlotnicza musi być przygotowana w czasie pokoju.

Jeśli chodzi o organizację obrony w Chinach, szczególnie w czasie nalotów japońskich na Kanton — okazało się, iż Chińczycy mają doskonałą obronę przeciwlotniczą. Chińczycy zorganizowali świetnie osobne oddziały obrony przeciwlotniczej, które oprócz innych normalnych czynności natychmiast po zniszczeniach bombowych oczyszczały miasta z gruzów. Jeden z lekarzy opisywał, jak została zbombardowana stacja kolejowa i szyny kolejowe na dużej przestrzeni; w kilka godzin po ataku gruz usunięto, szyny naprawiono i pociągi międzynarodowe odeszły bez opóźnień. Także w

Kantonie przekonano się, iż nie każda bomba za-
palająca wybuchła. Nad domami dla osłony przed
słońcem były maty bambusowe, które kazaly wła-
dze usuwać. Później jednak okazało się, że maty
doskonale chroniły przed bombami i później osła-
niano budynki od góry i z boków. Chińczycy usz-
pano wysadzili w Kantonie drapacze nieba, a więc
zniszczyli to, czego nie zniszczyły bomby i wojska
japońskie.

Na temat wojny gazowej są w Polsce różne
poglądy, niektóre nawet dość dziwne, w każdym
razie nie odpowiadające przygotowaniom do tego
rodzaju walki.

General angielski Fuller, który dużo pisze,
przytacza, że Włosi zatruili cały kraj Abisynii ga-
zami. Negus mówił w Lidze Narodów, iż Włosi
niszczyli nie tylko ludność cywilną, ale także byd-
ło i pastwiska. Gen. Fuller twierdzi więc, że przy-

szła wojna będzie wojną chemiczną i uważa, iż
Negus może się myli mówiąc, iż tylko dzięki ata-
kom gazowym nastąpiła demoralizacja wojsk abi-
syńskich, ale w każdym razie ataki w Abisynii
w znaczne mierze przyczyniły się do zniszczenia tej
armii.

U nas ciągle walczy się z ustawami OPL, które
Rząd wydał za aprobatą wszystkich miarodajnych
czynników. Mówi się o bardzo wielkiej zwyżce
kosztów budowy w związku ze schronami; jest to
błędne, bowiem schrony nie kosztują i nie pod-
wyższają ceny domów w takim stopniu, aby nie
można ich było pokrywać.

Zresztą np. u nas w Warszawie ludność szuka
domów, w których są schrony, bowiem schrony
stanowią bardzo wielką moralną wartość, a to jest
najważniejsze.

Mjr. Inż. KAZIMIERZ BIESIEKIERSKI (Warszawa)

NADCIŚNIENIE JAKO ŚRODEK OBRONY

Celem zabezpieczenia się przed gazami bojo-
wymi w pomieszczeniach schronowych, budownic-
two przeciwlotnicze stosuje zasadniczo 3 sposoby.

Pierwszy to r o z c i e ń c z e n i e tych ga-
zów, które przenikają do schronów przez specjalne
rozplanowanie schronu, aby stworzyć szluzę przej-
ściową (przedsiónek przeciwigazowy).

Drugi — to zamknięcie ewentualnych dróg
wtargnięcia gazów przez u s z c z e l n i e n i e
schronu, jest to jakby b i e r n a walka z gazem
czyli o b r o n a.

Wreszcie trzeci sposób polega na odparciu ga-
zów od ewentualnych dróg przenikania do we-
wnątrz przez stworzenie i utrzymywanie w schro-
nie stanu n a d c i ś n i e n i a. Sposób ten jest
zasadniczo charakteru c z y n n e g o, czyli n a-
t a r c i a. Na ogół wszystkie 3 sposoby znajdu-
ją zastosowanie.

Drugi sposób z trzecim zająbiają się wzajem-
nie: uszczelnienie polega na dążeniu do zamknię-
cia wszystkich dróg przenikania. Ponieważ jest to
niemożliwe, przeto ograniczamy „obronę“ jedynie
do większych otworów, a wskutek tego trzeci spo-
sób „natarcia“ stosuje się do otworów pozostałych:
szczelin i kanalików, które ujdą uwadze przy usz-
czelnianiu. Wobec tego osiągnięcie nadciśnienia
zostanie dzięki uszczelnieniu znacznie ułatwione.
Na czym polega zjawisko nadciśnienia.

Mając izbę o określonej objętości i powierzch-
niach ścian, stropu i podłogi, odpowiednio uszczel-
nioną, i tłocząc do niej powietrze wentylatorem o
określonej wydajności, osiągniemy po pewnym
krótkim zresztą czasie stan pewnego nadciśnienia
w schronie. Stan ten ustali się i trwać będzie do-
póki nie zmienimy jednej ze zmiennych tu wcho-
dzących.

Wystarczy zwiększyć obroty wentylatora ręcz-
nego, zwiększając tym samym wydajność jego,
aby reszta zmiennych uległa zasadniczej zmianie;
tak że samo np. powiększenie schronu przez przy-
łączenie jakiejś izby lub zwiększenie nieszczel-
ności schronu przez uchylenie drzwi, wpłynie za-

sadniczo na nadciśnienie. Nadciśnienie możemy
rozpatrywać dwojako — jako przyczynę ruchu po-
wietrza z jednej strony ściany na drugą stronę, —
lub jako opór każdej szczeliny, którą przesącza się
powietrze.

Rozpatrując ścianę schronu, oddzielającą at-
mosferę zewnętrzną o ciśnieniu H_2 od wnętrza
schronu o ciśnieniu H_1 możemy ustalić zależność
przepływów powietrza od nieszczelności wzorem:

$$H_1 - H_2 = \frac{v^2}{2g} \gamma = \frac{Q^2}{(\Sigma f)^2} K \quad (1)$$

gdzie $H_1 - H_2$ — nadciśnienie schronu Σf — suma
żywych przekrojów nieszczelności, K współczynnik
wyrażający się ułamkiem $\frac{\gamma}{2g}$ pomnożonym przez
pewien współczynnik uwzględniający tłumienie
przepływu przez drobne szczeliny.

Zasadniczo wielkość Q i $H_1 - H_2$ jest znana,
można więc znaleźć również $\frac{\Sigma f}{K}$ a po ustaleniu

w drodze eksperymentów K — wydzielić rów-
nież Σf . Z drugiej strony nadciśnienie jest miarą
stawianego oporu. Przyjmując, że wzory na opory
tarcia i miejscowe wyrażają się jako: $V^2 K_t$ i $V^2 K_m$,
gdzie K_t i K_m są to współczynniki niezależne od
przepływu powietrza (ilości i szybkości), możemy
wzór na nadciśnienie przedstawić jako

$$H_1 - H_2 = V^2 (K_t + K_m) = \frac{Q^2}{(\Sigma f)^2} (K_t + K_m) \quad (2)$$

Nieszczelności są to mniej lub więcej kręte i
prawidłowe kanaliki. Przyjmijmy dla uproszczenia,
że są to prawidłowe prostoliniowe kanaliki okrągłe
o różnych średnicach, wówczas opór miejscowy
ograniczy się do wejścia i wyjścia przez mały
otwór, zaś opór tarcia według najbardziej teore-
tycznego wzoru Meissbacha wyniesie: $P_t = \rho \frac{l u \cdot v^2}{f \cdot 2g} \gamma$.
Pomijając opór miejscowy i zastępując obwód i
przekrój przez

$$\frac{\pi d^2}{4} i \pi d i K'_t = \rho \frac{2\gamma}{g}$$

otrzymamy

$$H_1 - H_2 = \frac{l v^2}{d} K'_t \quad (3)$$

l — długość, d — średnica, ρ — współczynnik gładkości powierzchni, γ — ciężar powietrza. Wzór ten odnosi się do każdego kanaliku. Przyjmując ich długość jako stałą równą grubości ściany e i zamieniając v przez $\frac{4q}{\pi d^2}$ otrzymamy

$$H_1 - H_2 = \frac{q^2}{d^5} e K_t'' \quad (4)$$

przyczem

$$\sum \frac{\pi d^2}{4} = \Sigma f = F; \quad \Sigma q = Q$$

Przy ustalonym nadciśnieniu q jest proporcjonalne do 2,5 potęgi d , a więc zmniejszenie średnicy gwałtownie zmniejsza przepływ powietrza. Przy zwiększeniu wydajności wentylatora (np. zwiększenie ilości obrotów) zwiększa się nadciśnienie, zwiększa się Q , zwiększa się q oraz ilość kanalików, to znaczy powietrze zaczyna przesączać się przez kanaliki o mniejszej średnicy. Opór każdego poszczególnego kanaliku wzrasta: w większych kanalikach wzrosło q , nowe mniejsze kanaliki mają zato mniejszą średnicę d .

Wzór na przepuszczalność ścian dla budownictwa cywilnego wynosi w m^3/godz :

$$Q = \frac{F(H_1 - H_2)}{e} K \cdot T \quad (5)$$

lub

$$H_1 - H_2 = \frac{Q \cdot e}{F} \frac{1}{K T} \quad (6)$$

Nie wydaje się on słusznym. Wzór ten jest wyproszony eksperymentalnie dla małych nadciśnień. Raczej należałoby go zastąpić

$$Q = \frac{F \sqrt{H_1 - H_2}}{\sqrt{e}} K \cdot T \quad (7)$$

powołując się na analogię ze wzorami poprzednimi, gdzie e i Q są proporcjonalne do kwadratu ciśnienia. Rozwiązania te znajdują pewne potwierdzenie w doświadczeniach przeprowadzonych przez autora w latach 1933—34 w obiekcie betonowym:

T a b l. I.

Q m^3/godz .	$H_1 - H_2$ mm sł. w.	Σf an^2
446	28	58
338	18	58,4
270	15	48,1

Q i $H_1 - H_2$ były mierzone, Σf wzięta ze wzoru. Jak widzimy wzrost Q o 64% spowodował wzrost Σf o 20% i Q wzrasta raczej proporcjonalnie do $\sqrt{H_1 - H_2}$.

O ile chodzi o związek między nadciśnieniem osiągniętym a wielkością izby to oznaczwszy objętość izby przez W możemy pierwszy wzór napisać

$$H_1 - H_2 = \frac{Q^2}{W^2} \cdot \frac{W^2}{(\Sigma f)^2} \cdot K \quad (8)$$

$\frac{Q}{W}$ jest to krotność wymiany L ,

$\frac{\Sigma f}{W}$ jest to stosunek sumy nieszczelności do wielkości izby, a więc szczelność względna (na jednostkę objętości izby) S .

$$H_1 - H_2 = \frac{L^2}{S^2} K \quad (9); \quad S = \frac{L}{\sqrt{H_1 - H_2}} \cdot K \quad (10)$$

ustalamy więc związek prosty między osiągniętym nadciśnieniem, krotnością wymiany, a szczelnością względną ścian izby.

Nasuwa to możliwość porównania pod względem szczelności różnych izb (schronów) przez pomiary nadciśnienia. Rosyjskie instrukcje mówią o osiągnięciu takiej szczelności, którą przy jednokrotnej wymianie na godzinę pozwoliła uzyskać nadciśnienie 5 mm sł. w. W literaturze niemieckiej pojawił się w swoim czasie pomysł mierzenia szczelności schronów przez włączanie wentylatorów, przyjętych jako jednostkowych.

Chciałbym jeszcze zaznaczyć, że w rozważaniach moich brałem pod uwagę kamerę teoretyczną, nieuwzględniając okien i drzwi. Jak wiemy, największe nieszczelności powstają na styku dwóch różnych elementów (okna, futryny, szyby, muru). Przyjmując przepuszczalność przez szczeliny okienne według Aschego, otrzymamy pewne orientacyjne dane na przepływ m^3/godz . przez 1 mb obwo-

T a b l. II.

Nadciśnienie w mm sł. w.	okno fabryczne o szczelinie 1,6 mm	okno mieszkalne o szczelinie 0,8 mm
3	20,3	6 — 4,4
5,4	28,2	8,8 — 6,3
8,4	35,2	11,6 — 8,3
11,5	43,1	14,8 — 11,1

Ilość powietrza przepływająca przez nieszczelności okienne w porównaniu z przepływem przez ściany jest nieporównanie wielka i w normalnych schronach przesączenia przez mury normalne można nie brać pod uwagę.

Rozważania powyższe miały raczej charakter badania istoty nadciśnienia. Opierają się one na skromnych danych eksperymentalnych i próbach dociekań teoretycznych, z uwzględnieniem prac zagranicznych. Powracając jeszcze do wstępu mego artykułu, gdzie wskazałem na nadciśnienie, jako na jeden ze sposobów zabezpieczenia się od gazów, należałoby życzyć, aby zostały wszczęte prace eksperymentalne w tej dziedzinie, ustalające przede wszystkim zależność wielkości $H_2 - H_1$, S i L i przepuszczalność przez różne materiały.

Ź r ó d ł a :

- 1) Asche: „Ogrzewanie i wentylacja”, 1938.
- 2) Autora: „Podręcznik budownictwa przeciwlotniczego”, 1937.
- 3) Autora: „W sprawie nadciśnienia w schronach”, Przegląd OPLG., III, 1936.
- 4) Autora: „Nadciśnienie a szczelność”, Przegląd OPLG., XI.38.
- 5) „Gasschutz und Luftschutz”, N 1, 1936.
- 6) Malinin: „Osnowy hermetizacji pomieszczeń”, V.38. Wiestnik protivozdusnoj oborony.

BIERNA OBRONA PRZECIWLOTNICZA W BUDOWNICTWIE PRZEMYSŁOWYM

W Dzienniku Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej (Nr 31 z dn. 7 kwietnia 1939 r.) ukazało się Rozporządzenie Rady Ministrów o przygotowaniu w czasie pokoju obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w dziedzinie budownictwa przemysłowego. Ukazanie się tego Rozporządzenia przyjęły sfery fachowców pracujących w dziedzinie opl. z zadowolaniem, gdyż w ten sposób uregulowano prawnie zagadnienie opl. w tak ważnej gałęzi budownictwa, jak budownictwo przemysłowe. Sądzimy, że będzie rzeczą bardzo wskazaną zaznajomić ogół czytelników naszego pisma z treścią powyższego rozporządzenia, zwłaszcza gdy się weźmie pod uwagę dzisiejszą sytuację międzynarodową, która czyni niezwykle aktualnymi zagadnienia obrony przeciwlotniczej.

Rozporządzenie to stosuje się do wszystkich zakładów przemysłowych państwowych, zakładów użyteczności publicznej oraz do większych zakładów przemysłowych prywatnych (zatrudniających ponad 50 robotników) z wyjątkiem cegielni, kamieniołomów, tartaków, zakładów przemysłu gospodarczego oraz zakładów rzemieślniczych. Zakłady przemysłowe podzielone na 3 kategorie A, B, i C. Do kategorii A należą wszystkie zakłady pracujące dla obrony Państwa, zakłady państwowe zatrudniające ponad 300 robotników oraz zakłady przemysłowe, podlegające przepisom prawa przemysłowego z 1927 roku, zatrudniające ponad 300 robotników. Do kat. B. zalicza się: Zakłady Państwowe, zatrudniające ponad 150 robotników, zakłady podlegające przepisom j.w., lecz zatrudniające ponad 150 robotników oraz zakłady użyteczności publicznej z wyjątkiem zakładów wodociągowych, kanalizacyjnych i elektrowni, zatrudniające ponad 150 pracowników. Do kategorii C należą pozostałe zakłady przemysłowe i użyteczności publicznej, nie zaliczone do kat. A lub B.

Sprawa usytuowania zakładów przemysłowych w terenie, ujęta jest z punktu widzenia zasady możliwego rozproszenia zakładów oraz oddalenia ich od punktów łatwej orientacji lotniczej (skrzyżowań arterii komunikacyjnych, rozwidleń rzek, lasów o charakterystycznych zarysach itp.). Gdy jednak względy gospodarcze lub techniczne wymagają skupienia zakładów przemysłowych, obszar na którym dopuszcza się skupienie tych zakładów nie może przewyższać 10 ha. W dalszej swej treści rozporządzenie dopuszcza skupienie zakładów przemysłowych, obejmujących powierzchnię ponad 10 ha, gdy względy bezpieczeństwa lub zdrowia ludzkiego albo poważne względy gospodarcze nie pozwalają na rozproszenie ich. Jednakże wtedy obszary, na których leżą zakłady przemysłowe należy podzielić na części, każda o powierzchni nie przewyższającej 10 ha, dzieląc je między sobą pasami niezabudowanymi terenu, zadrzewionego lub obsianego trawą o szerokości 150 m.

Kolonie mieszkalne, przeznaczone dla pracowników zakładu przemysłowego, zaliczonego do

kat. A, należy zakładać w odległości conajmniej 800 m od najbliższych budynków zakładu.

Procent zabudowania powierzchni działek na terenie zakładów przemysłowych zależy od kategorii zakładu i nie może przewyższać:

- dla zakładów kat. A — 25%
- dla zakładów kat. B — 35%
- dla zakładów kat. C — 45%

W przypadkach zasługujących na uwzględnienie normy powyższe mogą być powiększone za zezwoleniem właściwych władz, a więc: dla zakładów kat. A i B o 10% i dla kat. C o 15%.

W żadnym jednak wypadku rozporządzenie nie pozwala na podwyższenie tych norm ponad 50% dla zakładów kat. A i B i ponad 60%, dla zakładów kat. C.

Porównując powyższe procenty zabudowy działek z normami zabudowy, podanymi w rozporządzeniu z dnia 29 kwietnia 1938 r. o przygotowaniu obrony plotn. i pgaz. w dziedzinie budownictwa publicznego i prywatnego, widzimy między nimi pewną analogię, gdyż procenty zabudowy działek wg cytowanego rozporządzenia wynoszą:

a) W blokach o zabudowie zwartej w dzielnicach śródmiejskich — 45%. Norma ta odpowiada procentowi zabudowy w zakładach przemysłowych kat. C.

b) W blokach o zabudowie zwartej w dzielnicach mieszkaniowych — 35%. Odpowiada to normom dla zakładów przemysłowych kat. B.

c) Wreszcie w dzielnicach mieszkaniowych o zabudowie luźnej i grupowej — 25%, co odpowiada procentowi zabudowy w zakładach kat. A.

I tutaj w pewnych przypadkach dopuszczalne jest podwyższenie tych norm o 10% (zabudowa luźna) i o 15% (zabudowa zwarta).

Odległości pomiędzy najbliższymi budynkami w zakładach przemysłowych powinny wynosić: dla kat. A — 50 m. dla kat. B — półtora wysokości wyższego budynku, nie mniej jednak niż 25 m.

Odległość powyższych budynków od granicy działki powinna wynosić co najmniej połowę odległości, określonej wyżej. Odległości między budynkami i od granicy działek w zakładach przemysłowych kategorii C powinny czynić zadość przepisom (§ 22) Rozporządzenia z dnia 29 kwietnia 1938 roku. Wynoszą one: co najmniej 10 m i równają się wysokości wyższego budynku, jeżeli żaden z nich nie przekracza 16 m wysokości i nie posiada więcej niż 4 kondygnacje; pięciu czwartym wysokości wyższego budynku, jeżeli wysokość jednego z nich przekracza 16 m albo budynek posiada co najmniej 5 kondygnacji. Odległość budynków od granicy działki powinna wynosić połowę odległości określonej wyżej.

W sprawie *konstrukcji budynków* w zakładach przemysłowych rozporządzenie wymaga kon-

struktury solidniejszych i ogniotrwałych w budynkach zakładów zaliczonych do kat. A i B, a więc w zakładach pracujących dla Obrony Państwa i w większych zakładach państwowych, użyteczności publicznej i prywatnych. W zakładach tych wykonywanie ścian, filarów nośnych i konstrukcji dachów z drzewa jest zabronione z wyjątkiem budynków prowizorycznych jak szopy, tymczasowe składy bez ścian itp. Hale fabryczne i warsztatowe o powierzchni powyżej 1000 m² oraz budynki fabryczne wyższe, o wysokości przekraczającej 16 m, powinny posiadać konstrukcję szkieletową, żelbetową lub stalową. Hale mniejsze i budynki fabryczne niższe mogą mieć ściany konstrukcyjne z cegły, lecz na zaprawie półcementowej. Dachy budynków fabrycznych należy wykonywać z żelazobetonu o grubości płyty co najmniej 8 cm, albo z innych materiałów ogniotrwałych o wytrzymałości na przebicie równej wytrzymałości płyty żelbetowej 8 cm grub. Warunek ten nie stosuje się do budynków mieszczących kotłownie wysokiego ciśnienia, składy materiałów wybuchowych itp., jednakże konstrukcja dachów nad tymi budynkami powinna być wykonana z materiałów ogniotrwałych a pokrycie dachu — z materiałów niezapalnych. W nowowznoszonych budynkach fabrycznych nie wolno budować dachów dwu lub wielospadowych o pochyłości przekraczającej 10%. Strospy i sklepienia muszą być wykonane z materiałów ogniotrwałych (cegłane, betonowe, żelbetowe itp.). W budynkach fabrycznych świetliki poziome lub pochyle są dopuszczalne tylko przy zastosowaniu luksferów, o wytrzymałości na przebicie odpowiadającej wytrzymałości płyty żelbetowej grubości 8 cm. Schody wewnętrzne w ogniotrwałych budynkach fabrycznych, nowowznoszonych albo gruntownie przebudowywanych, muszą być wykonane jako ogniotrwałe.

Podane wyżej warunki rozporządzenia są w kilku paragrafach niejasne i wymagają uzupełnienia. A więc w paragrafie zadającym wykonania dachów żelbetowych nad budynkami fabrycznymi nie powiedziano dokładnie, co to jest wytrzymałość na przebicie. Należy się domyśleć, że chodzi tutaj o przebicie spadającą bombą lotniczą. Na ogół brak jest danych w naszej literaturze fachowej o wytrzymałości różnych materiałów np. stali, szkła itp. na przebicie bombami lotniczymi i dlatego inżynier, projektujący czy budujący obiekt fabryczny natrafia na trudność w określeniu potrzebnej grubości płyty dachowej na przebicie o ile zamierza wykonać ją nie z żelazobetonu. To samo dotyczy paragrafu, omawiającego wykonanie luksferów w świetlikach. Należałoby uzupełnić rozporządzenie w powyższych paragrafach, podaniem grubości blach stalowych i płyt szlanych, dozwolonych do zastosowania w dachach i w świetlikach fabrycznych. Również paragraf zabraniający budowy stromych dachów dwu i wielospadowych jest niejasny, gdyż nie wiadomo np. czy dozwolone są dachy łamane

szedowe, tak powszechnie stosowane w budownictwie przemysłowym.

W dziale zatytułowanym *Urządzenia zabezpieczające pracowników* rozporządzenie omawia budowę schronów w zakładach przemysłowych kategorii A i B. W nowowznoszonych zakładach tych, należy wybudować schrony przeciwlotnicze dla przechowywania różnych aktów, wzorów, projektów itp. oraz przewidzieć tereny pod wykonanie rowów przeciwlotniczych dla zabezpieczenia pracowników. Zakłady te powinny posiadać również punkty ratowniczo-sanitarne oraz kąpieliska odkażające, a zakłady zaliczone do kategorii C powinny mieć kąpieliska i ambulatoria w ten sposób urządzone, aby w każdej chwili można było je zamienić na kąpieliska odkażające i punkty ratowniczo-sanitarne. Rozporządzenie nie podaje wymaganej wytrzymałości schronów w zakładach przemysłowych, pozostawiając tę sprawę do czasu wydania przepisów szczegółowych, do decyzji właściwych władz.

Własne urządzenia wodociągowe w zakładach przemysłowych kategorii A i B, jak ujęcie wody, stacje pomp, zbiorniki, hydrofony itp. należy zakładać w odległości co najmniej 300 metrów od budynków, potrzebnych dla ruchu fabryki. Jeżeli miejscowe warunki terenowe lub techniczne nie pozwalają na zachowanie tej odległości, urządzenia wodociągowe należy umieścić w oddzielnych budynkach podziemnych, a gdy to jest niemożliwe, — w oddzielnych budynkach nadziemnych.

Instalacje wodociągowe w zakładach kat. A powinny posiadać rezerwowe źródła zacerpu wody. To samo dotyczy dostawy energii do urządzeń pompowych. Główne odcinki sieci wodociągowej w tych zakładach, powinny posiadać podwójne przewody, umieszczone co najmniej w odległości 50 m od siebie, albo pojedyncze, zagłębione co najmniej 2,50 m pod powierzchnią terenu.

Ostatni dział rozporządzenia omawia *urządzenia instalacji elektrycznej* w zakładach przemysłowych. Instalacje te w zakładach kategorii A powinny posiadać dwa niezależne źródła energii elektrycznej. W nowourządzanych zakładach instalacje elektryczne powinny być tak założone, aby było zapewnione centralne wyłączenie prądu — całkowite lub częściowe — jak również zmniejszenie jasności oświetlenia. W wypadku wyłączenia światła, muszą pozostać światła bezpieczeństwa, noszące niezależne źródło energii. Instalacja oświetlenia wewnątrz zakładów przemysłowych powinna być wykonana w sposób, umożliwiający przy częściowym wygaszeniu oświetlenia, ciągłość pracy w zakładzie.

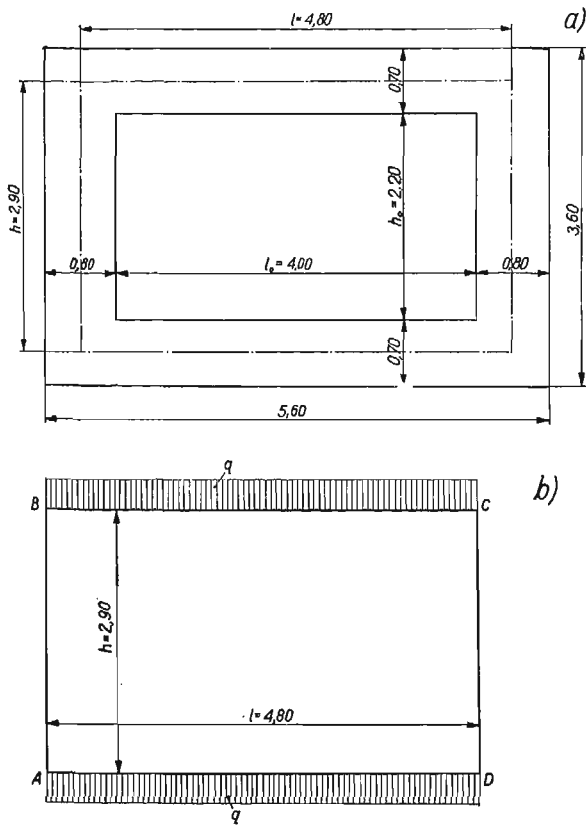
Całość omówionego wyżej rozporządzenia jest z punktu widzenia zasad OPL, logiczna i słuszna. Jest przy tym realna, gdyż paragrafy rozporządzenia nie są ujęte zbyt rygorystycznie i w wypadkach koniecznych są przewidziane odstępstwa od wysuniętych warunków za zgodą właściwych władz terytorialnych.

Popierajcie firmy ogłaszające się w Inżynierii i Budownictwie

O OBLICZENIU STATYCZNYM SCHRONÓW PRZECIWLÓTNICZYCH

A. Schrony kat. III.

Zgodnie z *Wytocznymi Technicznymi dotyczącymi budowy schronów przeciwlotniczych* (z 1938 r.) grubości stropu schronów III, II. i I. kategorii, chroniących przed uderzeniem i siłą wybuchu bomb o wadze 50, 100 i 300 kg, winny wynieść 0,70, 1,10 oraz 1,40 m przy użyciu żelbetu o wytrzymałości betonu 400 kg/cm² po 28 dniach. Rozpiętości schronów tych kategorii nie mogą przekraczać 4,00 m w świetle ścian. Z tych tak znacznych grubości stropów schronów dochodzących lub przekraczających 1 m przy równoczesnym ograniczeniu do 4 m rozpiętości, jak również z przepisowego zbrojenia co najmniej 100 kg na m³ betonu wynika, że z obliczeniem statycznym schronów mieć będziemy do czynienia zasadniczo tyl-



Rys. 1.

ko w wyjątkowych przypadkach, a mianowicie przy znacznie większym zagłębieniu schronu w ziemię, a więc przy bardzo znacznym obciążeniu.

Obliczymy moment maksymalny a w dalszym ciągu i obciążenie, jakie może przenieść strop żelbetowy z betonu o wytrzymałości 400 kg/cm² po 28 dniach o grubości np. 70 cm. Przyjmijemy zgodnie z normą PN/B-195 (wg nowo ustalonej redakcji tej normy), że naprężenie dopuszczalne betonu na ciśnienie wyniesie (przy ograniczeniu do 300 kg/cm² wytrzymałości rachunkowej betonu)

$$\sigma_b^d = 0,28 \times 300 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Maksymalną obliczeniową rozpiętość stropu przy uwzględnieniu minimalnej grubości ścian bocznych 0,80 m ustalimy na

$$l = 4,00 + 2 \times \frac{1}{2} \cdot 0,80 = 4,80 \text{ m}$$

Zwykle schrony kategorii od I. — III. projektujemy i obliczamy, jako ustroje ramowe, prostokątne, zamknięte (rys. 1a). Przyjmując grubość stropu dolnego 70 cm, otrzymamy wysokość obliczeniową słupów ramy

$$h = 2,20 + \frac{1}{2} \times 0,70 \times 2 = 2,90 \text{ m}$$

Dla przyjętego najniekorzystniejszego dla rozporu górnej założenia przybliżonego, że szukane obciążenie q działa tylko na rozporę górną i jest równe odporowi q działającemu na rozporę dolną (rys. 1b), mamy na momenty w narożach (A, B, C, i D) wartości ¹⁾.

$$M_B = M_A = -\frac{\frac{1}{24} q l^3}{\frac{1}{2} l + \frac{1}{2} h} = -\frac{1}{12} \cdot \frac{q l^3}{l+h} = -\frac{1}{12} \cdot \frac{4,8 \cdot l^2}{4,8+2,9} \cdot q$$

$$M_B = -\frac{1}{19,3} q l^2$$

Przyjęto w przybliżeniu, że

$$M_B \cong -\frac{1}{20} q l^2$$

Maksymalny moment w środku rozporu wyniesie więc

$$M_{B-C} = \frac{1}{8} q l^2 - \frac{1}{20} q l^2 = \frac{3}{40} q l^2 \cong \frac{1}{13,3} q l^2$$

Przyjęto w przybliżeniu

$$M_{B-C} \cong \frac{1}{13} q l^2 = \frac{1}{13} \cdot q \cdot 4,82 = 1,775 q \text{ (kgm)} \quad (1)$$

Moment jaki może przenieść płyta grubości $h = 70 \text{ cm}$, $h_1 = 65 \text{ cm}$ przy całkowitym wykorzystaniu betonu i zbrojenia obliczymy z równania ²⁾

$$h_1 = k_2 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 7,487 \cdot \sqrt{\frac{M}{100}} = 65$$

skąd

$$M = 7525 \text{ tcm} \quad (2)$$

Z równań 1 i 2 otrzymujemy obciążenie, które przenieść może przy całkowitym wyzyskaniu betonu płyta stropowa schronu o grubości 70 cm i rozpiętości ścian $l = 4,0 \text{ m}$

$$q = \frac{75250}{1,775} = 42,5 \text{ t/m}^2$$

Ponieważ ciężar własny płyty wyniesie

$$g = 0,7 \times 2,400 = 1,68 \text{ t/m}^2$$

więc obciążenie użytkowe p osiąga wartość

$$p = 42,5 - 1,98 \cong 40,8 \text{ t/m}^2$$

¹⁾ Por. autora *Warunki równowagi sprężystej ciała zginanego*. Inż. i Bud. Nr 1, r. 1939, str. 12.

²⁾ Por. Löser, *Bemessungsverfahren*, str. 71, wyd. VII.

Obciążenie 40,8 t możemy uznać za równoznaczne z obciążeniem warstwy ziemi spoczywającej na płycie o grubości co najmniej 20 m (przy ciężarze ziemi $p = 2 \text{ t/m}^3$).

W przypadku, gdy płytę stropową obliczać będziemy jako belkę wolnopodpartą (np. gdy ściany boczne schronu opieramy na własnych fundamentach — bez dolnej płyty, — oraz gdy przyjmujemy możliwość poziomego przesuwania się fundamentów np. pod działaniem wstrząsów terenu) na moment $\frac{1}{8} q l^2$ płyta stropowa schronu o grub. 70 cm przenieść może całkowite obciążenie

$$q = \frac{75250}{1,775 \cdot \frac{13}{8}} = 42,5 \cdot \frac{8}{13} = 26,1 \text{ t/m}^2$$

czyli obciążenie użytkowe

$$p = 26,1 - 1,68 \cong 24,4 \text{ t/m}^2$$

równoznaczne z grubością warstwy ziemi co najmniej 12 m.

Warstwa ziemi nad schronem grubości ponad 12 m ochroni schron nie tylko od uderzenia i siły wybuchu bomby o wadze 50 kg lecz również o wadze 100 kg, jak to wynika z tablicy 3 *Wytycznych Technicznych do budowy schronów przeciwlotniczych*. Warstwa ziemi piaszczystej o grubości 6,5 m chroni przed bombami o wadze 50 kg, warstwa zaś grub. 9,0 m przed bombami 100 kg. Dla niekorzystniejszego przypadku gruntu gliniastego chroniące warstwy nie ujęte w tablicy 2 *Wytycznych* obliczyć możemy przy pomocy tablicy 1.³⁾ na $\sqrt[3]{8 \cdot 3,5} = 9,9 \text{ m}$ przed bombami o wadze 50 kg oraz $\sqrt[3]{8 \cdot 4,0} = 11,3 \text{ m}$ przed bombami o wadze 100 kg.

Schrony zaś kat. III. z całkowicie chroniącą warstwą ziemi 6,5, względnie 9,9 m wymiarować i zbroić będziemy tylko ze względu na obciążenie statyczne. Nie obowiązują więc wtedy wymagania co do minimalnej grubości ani też co do minimalnego zbrojenia 100 kg/m^3 z ułożeniem warstwami.

Jak z powyżej przeprowadzonych przeliczeń wynika obliczenia statyczne sprowadza się tylko do obliczenia zbrojenia, które pod obciążeniem statycznym (np. warstwą ziemi) powinno wykazywać maksymalne naprężenia nie przekraczające 50% wytrzymałości dopuszczalnej, a więc 600 kg/cm^2 , bez uwzględnienia żelaza w warstwach pośrednich. Przy tym używać wolno dla lepszego współdziałania tylko prętów ze stali okrągłej o średnicy od 10 do 20 mm, ułożonych w odstępach najwyżej 10 do 20 cm.

Minimalnym zbrojeniem płyty stropowej w warstwie rozciąganej jest zbrojenie obliczone dla przeniesienia ciężaru własnego i możliwego obciążenia ruchomego np. 300 kg/m^2 a więc obciążenia

$$q = 1,68 + 0,30 \cong 2,0 \text{ t/m}^2$$

Mamy wtedy moment maksymalny w przęśle przy ustroju ramowym ($M = \frac{1}{13} q l^2$)

$$M = 1,775 \times 2,0 = 3,55 \text{ tm}$$

³⁾ Tablica 1. podaje głębokość przenikania bomby od uderzenia i wybuchu, tablica 2 grubości chroniące z pewnym współczynnikiem bezpieczeństwa, który przyjmuje się zwykle równy $\sqrt[3]{8}$ — por. *Vieser, Grundlagen des bautechnischen Luftschutzes*, 1935.

$$k_2 = \frac{65}{\sqrt{\frac{355}{100}}} = 34,5; \quad \sigma = \frac{12,7}{1200} \text{ kg/cm}^2$$

Potrzebne więc zbrojenie przy $\sigma_z = 600 \text{ kg/cm}^2$

$$f_z = 2 \cdot \frac{0,873 \cdot 355}{65} = 9,52 \text{ cm}^2$$

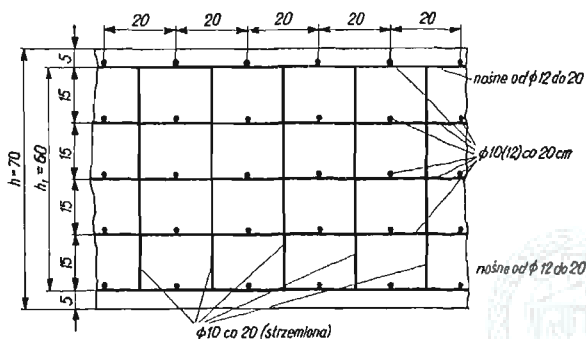
W przypadku, gdy płytę o tej samej rozpiętości $l = 4,8 \text{ m}$ liczyć będziemy jako belkę wolnopodpartą otrzymamy

$$M = 1,775 \cdot \frac{13}{8} q = 2,89 \cdot q = 2,89 \times 2,0 = 5,78 \text{ tm}$$

a na zbrojenie wartość ($\sigma_b \cong 16,7 \text{ kg/cm}^2$)

$$f_z = \frac{0,884 \cdot 5,78}{65} \times 2 = 15,7 \text{ cm}^2$$

Jak z powyższego wynika, dla przeniesienia sił rozciągających w płycie powstałych tylko pod ciężarem własnym płyty schronu konieczne jest zbrojenie $\varnothing 12 \text{ co } 10 \text{ cm} = 11,31 \text{ cm}^2$ przy ramowym ustroju, oraz $\varnothing 14 \text{ co } 10 \text{ cm} = 15,39 \text{ cm}^2$ przy ustroju belki wolnopodpartej.



Rys. 2.

W żadnym więc wypadku nie wystarcza minimalne zbrojenie $\varnothing 10 \text{ co } 20 \text{ cm}$ przepisane *Wytycznymi* do warstwowego zbrojenia betonu w schronach (przy maksymalnej rozpiętości w świetle 4 m), lecz musi się dać wkładki $\varnothing 12$ lub $\varnothing 14 \text{ co } 10 \text{ cm}$. Minimalne to zbrojenie $\varnothing 10 \text{ mm co } 20 \text{ cm}$ w każdej warstwie nie dałoby zresztążądanego sumarycznego zbrojenia 100 kg/m^3 betonu minimum.

Zgodnie z wymaganiami *Wytycznych*, obliczyłem i zestawilem w tablicy I zbrojenia płyty stropowej schronu o rozp. 4,0 m w świetle ścian i grubości 70 cm wkładkami od $\varnothing 10$ do $\varnothing 20 \text{ mm}$, ułożonymi co 20 lub 10 cm, w zależności od obciążenia (rys. 2). Jak z tablicy wynika płyta o tym zbrojeniu przenieść może obciążenie od 0 do 10 t/m^2 (około) co jest równoznaczne z warstwą ziemi grub. od 0 do 5,8 m, a więc obejmuje zasadniczo całkowity zakres obciążeń schronów, wykonywanych z betonu specjalnego. Poniżej 6,5 m bowiem schrony mogą być wykonywane z betonu zwykłego i zbrojone, jak zwykle konstrukcje żelbetowe tylko w warstwie rozciąganej betonu. W tablicy przewidziano 5 warstw poziomych zbrojenia oraz 5 warstw poziomych do poprzednich prostopadłych dla stworzenia siatki o oczkach maksimum 20 cm, jak żądają *Wytyczne*. Odstępyposzczególnych siatek poziomych zbrojenia wynoszą 15 cm. Jako zbrojenie pionowe przewidziano wkładki $\varnothing 10 \text{ mm co } 20 \text{ cm}$ (strzemiona).

Tablica I zbrojenia płyty stropowej schronu grub. 70 cm i rozp. 4,0 m w świetle ściany.

$$M = \frac{1}{13} q l^2; \quad l = 4,8 \text{ m}; \quad h_1 = 65 \text{ cm}; \quad \tau_2^d = 600 \text{ kg./cm}^2$$

Zbrojenie nośne w warstwie skrajnej		Płyta gr. 70 cm przenosi obciążenie		Zbrojenie warstwowe		Razem zbroj. nośne i warstwowe w 1 m ³ bet. kg	U W A G I
∅ mm	f _z cm ²	t/m ²	ziemia μ=1,8 t/m ³ grub. w m	poziome 3 w. w kier. zb. nośn. 5 w. w kier. prost.	pionowe (strzemiona)		
∅ 16 co 20	10,05	0,11	0,6	∅ 12 m/m co 20 cm	∅ 10 m/m co 20 cm	około 100 kg w 1 m ³	Zbrojenie nośne w obu warstwach skrajnych. Poszczególne warstwy zbrojenia poziomego co 15 cm
∅ 18 co 20	12,72	0,66	0,37				
∅ 20 co 20	15,71	1,25	0,70				
∅ 12 co 10	11,31	0,36	0,20	∅ 10 m/m co 20 cm	∅ 10 m/m co 20 cm	około 100 kg w 1 m ³	Zbrojenie nośne w obu warstwach skrajnych. Poszczególne warstwy zbrojenia poziomego co 15 cm
∅ 14 co 10	15,39	1,19	0,66				
∅ 16 co 10	20,11	2,11	1,17				
∅ 18 co 10	25,45	3,20	1,78	∅ 12 m/m co 20 cm	∅ 10 m/m co 20 cm	około 100 kg w 1 m ³	Zbrojenie nośne w obu warstwach skrajnych. Poszczególne warstwy zbrojenia poziomego co 15 cm
∅ 20 co 10	31,42	4,37	2,43				
20 ∅ 10	15,70	1,25	0,70				
20 ∅ 12	22,62	2,64	1,47	∅ 10 m/m co 20 cm	∅ 10 m/m co 20 cm	około 100 kg w 1 m ³	Zbrojenie nośne w obu warstwach skrajnych. Poszczególne warstwy zbrojenia poziomego co 15 cm
20 ∅ 14	30,78	4,24	2,35				
20 ∅ 16	40,22	6,08	3,33				
20 ∅ 18	50,90	8,13	4,52	20 ∅ 20	20 ∅ 20	około 100 kg w 1 m ³	Zbrojenie nośne w obu warstwach skrajnych. Poszczególne warstwy zbrojenia poziomego co 15 cm
20 ∅ 20	62,84	10,37	5,77				

Pręty w warstwach skrajnych betonu rozpięte w kierunku rozpiętości zastąpiono prętami obliczonymi dla przeniesienia obciążeń płyty. Przekroje prętów warstwowych (nie nośnych) dobrano, gdzie to było możliwe tak, by sumaryczne zbrojenie płyty wyniosło 100 kg/m³ betonu (czyli 70 kg na m² płyty).

Jak z tablicy wynika, da się wyjść w danym przypadku schronu ze zbrojeniem 100 kg/m³ tylko przy nasypie ziemnym do 1,40 m (obciążenie około 2,6 t/m²). Przy większej od 1,4 m warstwie ziemi potrzebne zbrojenie nośne oraz warstwowe o minimalnym przekroju 10 mm i maksymalnych odstępach 20 cm, przekracza 100 kg/m³. Przy warstwie 5,8 m nasypu ziemnego sumaryczne zbrojenie jednostkowe dochodzi do 190 kg/m³ betonu płyty.

Jak łatwo zauważyć płyta rozpatrywana przenosi (dzięki zastosowaniu zbrojenia nośnego i w zewnętrznej warstwie górnej) również i momenty ujemne na podporach o wartości $\frac{1}{13} ql^2$, jak w środku przęśla.

Moment w narożu górnym ramy obliczyliśmy uprzednio na $\frac{1}{20} ql^2$ pod obciążeniem płyty stropowej i fundamentowej. Moment ten zwiększy się nieco pod działaniem parcia ziemi na ściany boczne, nigdy jednak nie przekroczy wartości momentu w środku rozpory górnej. Np. dla schronu zagłębionego 5,8 m pod ziemią średnie parcie ziemi na głębokości $h = 5,8 + 1,9 = 7,7$ m z uwzględnieniem obciążenia naziemu określić można w najniekorzystniejszym przypadku w przybliżeniu, jak następuje⁴⁾

$$p = k_1 \cdot h = 0,82 \cdot 7,7 = 6,30 \text{ t/m}^2$$

⁴⁾ Por. Löser, *Bemessungsverfahren*, wyd. VII, str. 42.

Moment w narożu wyniesie więc przy parciu ziemi 6,3 t na ścianę i obciążenie płyty

$$q = 5,8 \times 2,0 = 12,45 \text{ t/m}^2$$

$$M_B = - \frac{1}{12} \cdot \frac{12,45 \cdot 4,8^3 + 6,3 \cdot 2,9^3}{4,8 + 2,9} = -16,6 \text{ tm}$$

Wartość ta odpowiada

$$M_B \cong - \frac{1}{17,3} q l^2 = - \frac{1}{17,3} \cdot 12,45 \cdot 4,8^2 = -16,6 \text{ tm}$$

jest więc znacznie mniejsza, niż moment w środku przęśla.

Z powyższych rozważań wynikają następujące wnioski odnośnie schronów kat. III., wykonanych z betonu o wytrzymałości 400 kg/cm² (strop grub. 70 cm, ściany 80 cm):

1) Stropy tego rodzaju schronów zbroić możemy bez obliczeń statycznych przy pomocy tablicy I, o ile rozpiętość schronu jest równa lub zbliża się do 4,8 m;

2) Gdy rozpiętość schronu jest znacznie mniejsza, niż 4,80 m, to przeprowadzenie obliczenia statycznego opłacić się może jedynie przy obciążeniu płyty ponad 2,6 t/m² (warstwa ziemi powyżej 1,40 m); do obc. 2,6 t można zbrojenie przeprowadzić według tablicy I, mimo znacznie mniejszej od 4,8 m rozpiętości;

3) Zbrojenie ścian przeprowadzić można jak zbrojenie płyty stropowej przyjmując w przybliżeniu parcie na ściany, jako równe połowie obciążenia stropu górnego⁵⁾, a więc również przy uży-

⁵⁾ Dotychczas obowiązujące Wytyczne Techn. budowy schronów, przewidują grub. ścian 80 cm. Nowe wydanie *Wytycznych* będące obecnie w druku, zrównuje grubości ścian z grubością stropu. Zwiększenie więc o 10 kg zbrojenia na m² nie jest potrzebne.

ciu tablicy I, o ile tylko wysokość schronu nie przekracza rozpiętości 4,8 m, co zawsze w schronach ma miejsce:

4) Również i zbrojenie płyty dolnej, fundamentowej schronu wykonać możemy przy pomocy tablicy I, jeśli zastosujemy tę samą grubość płyty 70 cm. Do obciążenia tej płyty równie obciążeniu płyty stropowej górnej należy dodać ciężar własny ścian rozłożony na całą rozpiętość płyty oraz odciążając ciężar własny płyty (tj. $1,68 \text{ t/m}^2$). Przy wysokości ścian w świetle 2,20 m ciężar ścian staje się równy ciężarowi płyty dolnej o rozpiętości $2 \times 2,2 = 4,4 \text{ m}$. W tym więc przypadku obciążenie płyty dolnej (odpór ziemi), równe jest ściśle obciążeniu płyty górnej, jeśli chodzi o obliczenie momentów i zbrojenia. Przy rozpiętości płyty dolnej powyżej 4,4 m (i wys. schronu ok. 2,2 m) zbrojenie tej płyty wykonać możemy, ściśle jak płyty górnej.

Zwrócić jednak trzeba uwagę na to, że płytę fundamentową wykonać możemy o grubości mniejszej, niż 70 cm w tych wszystkich przypadkach, gdy stopa tej płyty znajduje się zagłębiona w ziemi na głębokości zabezpieczającej w zupełności przed działaniem niszcącym od uderzenia i wybuchu bomby o wadze 50 kg. Zgodnie z tablicą 4. *Wytycznych* zabezpiecza fundamenty schronu warstwa ziemi piaszczystej o grubości conajmniej 3,10 m, a ziemi gliniastej conajmniej 4,00 m.

Ponieważ przy minimalnej wysokości użytecznej schronu 2,2 m i grubościach płyty stropowej 0,70 m, fundamentowej np. 0,50 m całkowite zagłębienie minimalne schronu (nie przykrytego ziemią i nie wystającego z terenu) wyniesie conajmniej 3,40 m, więc jak z tego wynika stopa fundamentów schronu zabezpieczona jest niemal zawsze przed bombami 50 kg. Płyta dolna może więc być wykonana ściśle według obliczenia statycznego z betonu o normalnym zbrojeniu. Zbrojenie warstwowe i zachowanie minimum 100 kg/m^3 betonu tej płyty nie ma tu zastosowania.

B. Schrony kat. IV.

Zgodnie z obowiązującymi u nas *Wytycznymi technicznymi dotyczącymi budowy schronów*, schrony kategorii IV. muszą być wytrzymałe na gruz, odłamki i podmuch.

Najważniejszym czynnikiem uwzględnianym w schronach tej kategorii jest z powyższych czynników zabezpieczenie przed gruzem. Celem zabezpieczenia przed działaniem gruzu należy wykonać w myśl *Wytycznych* masywny strop żelbetowy w postaci płyty o minimalnej grubości 30 cm przy wytrzymałości walcowej betonu po 28 dniach co najmniej 200 kg/cm^2 . Zbrojenie tej płyty winno być układane w dwóch warstwach górnej i dolnej, krzyżowo w każdej warstwie o oczkach nie większych jak 10 cm, przy ilości zbrojenia co najmniej 100 kg/m^3 betonu.

Stropy schronów tej kategorii należy obliczać na:

- 1) Ciężar własny;
- 2) Obciążenie po 500 kg na 1 m^2 od każdego stropu nad schronem: sumaryczne w ten sposób obliczone obciążenie od stropów ponad schronem nie może być jednak mniejsze, niż 1500 kg/m^2 (równoważne

znaczne z trzema stropami budynku o dwu kondygnacjach nad schronem przy dachu masywnym nad stropem poddasza) i nie musi być większe, niż 2500 kg/m^2 (pięć stropów w budynku o czterech lub pięciu kondygnacjach). Powyższe obciążenia przyjęte są pod założeniem, że obciążenie użytkowe stropów ponad schronem nie przekracza 400 kg/m^2 . Nadwyżkę obciążenia użytkowego z każdego stropu ponad 400 kg/m^2 oraz większe ciężary skupione (np. maszyny) należy dodatkowo doliczyć do wyżej podanych ciężarów stropów.

Przy wybuchu pocisku wewnątrz budynku i jego częściowym lub całkowitym zawaleniu tylko pewna część ciężaru stropów i ścian z części ponad schronem wali się na strop schronowy. Gdybyśmy się liczyli z ciężarem całkowitym stropów i ścian należałoby przyjąć na każdy strop wraz ze ścianami co najmniej 1000 kg/m^2 (400 kg strop, 600 kg/m^2 od ścian). Przepisane *Wytycznymi* obciążenie 500 kg/m^2 z każdego stropu równoznaczne więc jest z przyjęciem, że tylko połowa gruzu ze stropów i ścian spada na strop schronowy.

W budowlach masywnych murowanych 500 kg obciążenia z jednego stropu wraz ze ścianami uznać by należało za zbyt niskie. Dlatego tej podobnie jak i zagranicą, tak i u nas wprowadzono minimalne obciążenie, sumaryczne stropów, które nie może być mniejsze, niż 1500 kg/m^2 .

W budowlach wysokich o wielu kondygnacjach mamy niemal wyłącznie do czynienia z konstrukcją nośną szkieletową o lżejszych stropach i lekkich ścianach z cegły pustakowej lub materiałów zastępczych. Budynek szkieletowy posiada znacznie wyższą wytrzymałość na uderzenie nawet bardzo ciężkich bomb, niż budynek murowany. Zniszczenie w nim ogranicza się zwykle do zniszczenia pewnej partii lub kilku stropów i wypełnienia ścian. Przyjęcie więc maksymalnej górnej granicy obciążenia w wysokości 2500 kg/m^2 jest więc w pełni uzasadnione.

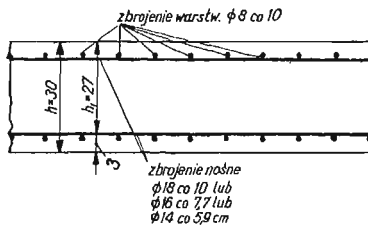
Schrony kategorii IV. położone poza budynkami w takiej odległości, że działanie gruzu nie wchodzi w grę (w odległości równej co najmniej $\frac{1}{3}$ wysokości budynku) nie trzeba oczywiście obliczać na działanie gruzu. Tym samym i minimalna grubość (30 cm) stropu z żelbetu oraz minimalne zbrojenie 100 kg/m^3 betonu) nie obowiązuje. Dla takich schronów strop należy obliczać normalnie na działające obciążenie, np. ciężar warstwy ziemi ponad schronem z uwzględnieniem zabezpieczenia przed odłamkami.

Od przebicia odłamkami bomb burzawych zabezpiecza w myśl *Wytycznych* płyta żelbetowa grubości 20 cm, mur ceglany na zaprawie cementowej grub. 41 cm, stal grub. 2 cm itp. Z powyższego wynika, że strop schronu kat. IV, leżący poza działaniem gruzu może być wykonany z płyty żelbetowej grub. 20 cm o zbrojeniu, wynikającym z obliczenia statycznego.

Przed odłamkami chroni również warstwa ziemi odpowiedniej grubości (w myśl *Wytycznych* ziemia roślinna ubita grub. 75 cm, piasek w workach grub. 50 cm lub żwir w workach 45 cm). Strop więc schronu zabezpieczony warstwą ziemi grub. np. 80 cm (minimum) można wykonać i obliczyć tylko na obciążenie tej warstwy ochron-

nej np. jako normalny strop żebrowy o grubości płyty wynikającej z obliczenia. I w tym przypadku mieć będziemy do czynienia poza ciężarem własnym z obciążeniem $0,80 \times 1800 \cong 1500 \text{ kg/m}^2$ minimum.

Strop schronu pod budynkiem parterowym choćby o dwu stropach (strychowym i dachowym) narażony jest na działanie gruzu w znacznie mniejszym stopniu, niż strop schronu pod budynkiem o dwu lub więcej kondygnacjach. Taki strop schronu



Rys. 3.

należy więc obliczyć nie na 1500 kg/m^2 — które to obciążenie od gruzu nie jest możliwe — lecz na 750 do 1000 kg/m^2 (np. ciężar stropu strychowego 300 kg/m^2 , z dachu 200 kg/m^2 oraz od ścian 250 — 500 kg/m^2), a więc na całkowite obciążenie od stropu, dachu i ścian. I w tym przypadku minimalna grubość 30 cm płyty żelbetowej oraz minimalne zbrojenie 100 kg/cm^2 nie obowiązuje (*Wytyczne* nic nie mówią o tego rodzaju stropach). Wystarcza więc ochrona przed odłamkami bomb, czyli płyta żelbetowa grubości 20 cm , o ile ta grubość wystarczy ze względu na obciążenie od stropu i ścian. W przypadku stropu strychowego żelbetowego, który chroni przed odłamkami, podobnie jak i ściany z cegły grub. 41 cm , strop schronu kat. IV. pod takim budynkiem parterowym może być wykonany ściśle według obliczeń statycznych, a więc np. jako strop żelbetowy żebrowy.

Ponieważ rozpiętość schronu IV. kat. jest ograniczona *Wytycznymi* do maksimum $5,00 \text{ m}$ w świetle, więc strop 30 cm grub. rzadko kiedy może być wykorzystany pod względem statycznym. Strop tej grubości przy całkowitym wykorzystaniu betonu

$$\sigma_b = 200 \times 0,028 = 56 \text{ kg/cm}^2$$

obliczyć możemy z równania

$$h_1 = 10,02 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Przy $h_1 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$, otrzymamy

$$M = 100 \cdot \left(\frac{27}{10,02}\right)^2 = 726 \text{ tcm} = 7260 \text{ kgm}$$

Potrzebne zbrojenie

$$f_z = \frac{bh}{k_4} = \frac{100 \times 27}{104,1} = 25,05 \text{ cm}^2$$

Waga zbrojenia o powyższym przekroju wynosi $25,95 \times 0,785 = 20,4 \text{ kg}$ na m^2 płyty, czyli $\frac{20,4}{0,3} = 68 \text{ kg/m}^3$ betonu. Ponieważ *Wytyczne* żądają 100 kg zbrojenia na m^3 , więc na brakujące 32 kg składają się wkładki ułożone krzyżowo w górnej warstwie oraz wkładki prostopadłe do wkładek nośnych w warstwie dolnej, w odstępach co 10 cm .

Jeśli dla stworzenia krzyżowego zbrojenia o oczkach 10 cm zastosujemy $\varnothing 8 \text{ mm}$, otrzymamy wagę tego rodzaju zbrojenia 12 kg stali na m^2 , czyli $\frac{12}{0,3} = 40 \text{ kg/m}^3$. Całkowite zbrojenie wyniesie więc $68 + 40 = 108 \text{ kg/cm}^3 > 100 \text{ kg}$.

Jak z powyższego rozważania wynika, płyta żelbetowa schronu kat. IV. musi być zbrojona ze względu na wymagane minimum żelaza, jak dla maksymalnego momentu ze względu na naprężenie dopuszczalne betonu, o ile do zbrojenia nie nośnego użyjemy $\varnothing 8 \text{ mm}$. Tym samym zbrojenie płyty tej kategorii schronu o grubości 30 cm może pozostać stałe i niezależne od rozpiętości i obciążenia.

Z momentu 7260 kgm przenieszonego przez płytę obliczyć możemy maksymalną rozpiętość płyty, do której to rozpiętości wystarczy trzydziestocentymetrowa grubość. Dla płyty wykształconej jako belka wolnopodparta lub jako belka dwuprzęsłowa o równych przęsłach otrzymamy szukaną rozpiętość maksymalną z równania

$$\frac{1}{8} \cdot q l^2 = 7260$$

Dla dolnej granicy obciążenia 1500 kg i ciężaru własnego płyty $g = 0,30 \times 2400 \cong 750 \text{ kg/m}^2$ mamy

$$q = 1500 + 750 = 2250 \text{ kg/m}^2 = 22,5 \text{ kg/cmb}$$

Maksymalna rozpiętość dla tego obciążenia

$$l = \sqrt{\frac{8 \times 7260}{22,5}} = 5,07 \text{ m.}$$

Dla górnej granicy obciążenia

$$q = 2500 + 750 = 3250 \text{ kg/m}^2$$

a więc rozpiętość maksymalna

$$l = \sqrt{\frac{8 \times 7260}{3250}} = 4,23 \text{ m}$$

Ponieważ rozpiętość wolna schronu kat. IV. nie może przekroczyć $5,0 \text{ m}$, więc dla dolnej granicy obciążenia gruzem 1500 kg/m^2 wystarcza płyta o grubości 30 cm o zbrojeniu wyżej obliczonym $25,95 \text{ cm}^2$ zasadniczo we wszystkich możliwych przypadkach rozpiętości, a dla górnej granicy obciążenia 2500 kg/cm^2 wystarcza do rozpiętości około $l = 4,20 \text{ m}$ między podporami a więc do rozp.

$$l_0 = 4,80 \text{ m} \text{ oraz } \frac{4,80}{1,05} = 4,00 \text{ w świetle ścian.}$$

Zbrojenie płyty tej kategorii schronów zestawiono w tablicy II, którą można się posługiwać niemal we wszystkich przypadkach rozpiętości bez potrzeby obliczeń statycznych (por. rys. 3). W wyjątkowych przypadkach, gdy rozpiętość jedno-przędłowej płyty przy obc. 1500 kg/m^2 przekracza w świetle ścian $4,80 \text{ m}$ (od $4,8$ do $5,0 \text{ m}$) należy odgiąć część prętów nośnych na podporach dla zapewnienia częściowego utwierdzenia. Przeliczenie nie będzie tu potrzebne.

Gdy zaś rozpiętość dwuprzęsłowej płyty o obc. 2500 kg/m^2 przekracza $4,00 \text{ m}$ (do $5,00 \text{ m}$) w świetle ścian, należy zwiększyć przekrój na podporach np. przy $l_0 = 5,0 \text{ m}$ (b. o dwu równych przęsłach)

Tablica II zbrojenia płyty stropowej schronu kategorii IV-ej grubości 30 cm.

$$M = \pm \frac{1}{8} q l^2; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad h_1 = 27 \text{ cm}; \quad \sigma_z^d = 1200; \quad \sigma_b^d = 56 \text{ kg/cm}^2$$

Obciążenie stropu gruzem kg/m ²	Ustrój statyczny	Rozpiętość „l” m	Grubość płyty cm	Zbrojenie nośne		Zbrojenie warstwowe	Razem zbroj. nośne i warstwowe w 1 m ³ bet. kg	UWAGI
				φ mm	f _z cm ²			
1500	b. wolno podparta i b. dwu przęsłowa	do 5,0	30	φ 18 co 10 lub φ 16 co 7,7	25,45 26,10	φ 8 co 10 krzyżowo w warstwie skrajnej ciśnionej oraz φ 8 co 10 w warstwie rozciąg. prostopadle do φ nośnych	około 108 kg w 1 m ³	
2500	b. wolno podparta i b. dwu przęsłowa	do 4,2	30	φ 14 co 5,9 cm	26,10			

$$M_m = -\frac{1}{8} \cdot 3250 \cdot (1,05 \cdot 5,0)^2 = -11200 \text{ kgm}$$

$$h_1 = 10,02 \sqrt{\frac{1120}{100}} = 33,5 \text{ cm}$$

a więc zamiast 30 cm należy dać $h = 38$ cm o zbrojeniu $f_z = \frac{100 \cdot 33,5}{104,1} \cong 32,2 \text{ cm}^2$. Dla zbro-

jenia w przęsłach wystarcza wtedy zbrojenie nośne, jak w tablicy II.

W przykładach płyty jednoprzęsłowej o rozp. $l_0 = 5,0$ m i obciążeniu 2500 kg/m^2 należy grubość płyty zwiększyć do 38 cm. Dokładniej obliczone zbrojenie wyniesie wtedy

$$q = 3250 + 0,08 \times 2400 = 3440 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 3440 \cdot (1,05 \cdot 5,0)^2 = 11850 \text{ kgm}$$

$$k_2 = \frac{35}{\sqrt{\frac{1185}{100}}} = 10,16; \quad \sigma = \frac{55}{1200} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_z = \frac{100 \times 35}{107,1} = 32,7 \text{ kg/cm}^2$$

Wystarczy zbrojenie φ 20 mm, co 9,5 cm, $f_1 = 33,1 \text{ cm}^2$.

Ogólny ciężar jedn. zbrojenia wyniesie wtedy

$$\frac{33,1 \times 0,785 + 12}{0,38} = \frac{38}{0,38} = 100 \text{ kg/m}^3 \text{ betonu przy}$$

zbrojeniu warstwowym φ 8 co 10 cm.

Pplk. inż. ALEKSANDER ALEXANDROWICZ (Wilno)

CZYNNIK OBRONNOŚCI W NOWOCZESNEJ URBANISTYCE

Współczesny planujący urbanista dla opracowywanego terenu (miasta, regionu) musi brać pod uwagę wszystkie zagadnienia związane z życiem ośrodków i harmonizować je, mając jednakże na względzie nie tylko życie normalne, spokojne, obliczone na okres dłuższego ewolucyjnego rozwoju, — lecz również możliwość raptownego przejścia w kryzys, w warunki życia wśród gwałtownych zmian i wstrząsów, na okres czasu nie dający się z góry ustalić. Nie tylko urbanista, ale każdy inżynier i budowniczy z tych samych założeń musi wychodzić w swych technicznych pracach zawodowych, jeśli jako dobry obywatel przyczynić się pragnie do obrony państwa. Słusznie bowiem twierdzi *Gaston Bardet*¹⁾, że w dobie obecnej niema podziału na ludność czynną i bierną w walce narodu, gdyż samoobrona ludności i każde, najmniejsze nawet zabezpieczenie ludzi, lub materiału, gra rolę czynną w obronie kraju, jeśli ma na celu przedłużenie jego odporności wewnętrznej, lub ekonomicznej, stanowiących podstawy zwycięskiej odporności narodu.

Poza lojalnym i sumiennym wykonywaniem

ustaw, wydanych przez państwo w trosce o zabezpieczenie sobie elementarnych wymagań obronności, — mam tu na myśli np. nasze rozporządzenia o przygotowaniu w czasie pokoju obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w dziedzinach regulacji i zabudowania osiedli oraz budownictwa publicznego, prywatnego i przemysłowego²⁾ — każdy z inżynierów, mający ambicje indywidualnej myśli twórczej, musi zapatrzyć się trochę na ideał inżynierów włoskich epoki Odrodzenia, lub *Vauban*'a, którzy dążyli do planowego tworzenia miast obronnych. Musi on ponadto poczuwać się do obowiązku przewidywania, — tym ważniejszego, że obiekty twórczości jego mają długi okres realizacji, jeszcze zaś dłuższy okres istnienia, — a w przewidywaniach swych ma uwzględnić także dalszy rozwój i narastanie wymagań wojny współczesnej

¹⁾ *Rapporteur general du premier Congrès d'Urbanisme Souterrain*, — Ob. artykuł: *L'Urbanisme et la defense passive* w miesięczniku „*L'Architecture d'Aujourd'hui*”, Decembre 1937.

²⁾ Dziennik Ustaw R. P. Nr. 32. z 1938 r., poz. 278 i Nr 31. z 1939 r., poz. 207.

od zabudowy miast i osiedli. Dla trafności przewidywań, niezbędnym jest skrzętne notowanie doświadczeń wojen współczesnych w zastosowaniu do roli w ich przebiegu miast i osiedli i wyciąganie dla swej praktyki wypływających z nich wniosków.

Już wojna światowa 1914—1918 r. dała nam przedsmak tego, jakie możliwości otwierają się przed nowoczesnymi środkami walki, jak wielkie niebezpieczeństwo grozi nie tylko bezpośrednim szeregom walczących, lecz także milionom bezbronnej ludności. Świeżo ukończona wojna domowa w Hiszpanii, prowadzona przy użyciu najbardziej nowoczesnych środków walki, będąca niejako poligonem doświadczalnym dla zbrojących się państw „osi”, daje nam szczególnie bogate doświadczenia w tej dziedzinie.

Stopniowo ujawniane i systematyzowane w szczegółach przez specjalistów doświadczenia te udowodniły już, że broń powietrzna jest niezwykle groźnym środkiem walki tak we współdziałaniu z innymi broniąmi³⁾, jak również w warunkach samodzielnego działania, wreszcie jako nowoczesny środek szybkiego i coraz bardziej masowego transportu i zaskoczenia.

Dzięki swym daleko sięgającym nalotom bombowym, lotnictwo bezsprzecznie rozszerzyło działania wojenne daleko poza tereny tzw. frontu i pasza przyfrontowego. Działaniom bombowym, jakkolwiek byłyby ich cele, nie mogło w Hiszpanii zapobiec ani lotnictwo myśliwskie, ani obrona przeciwlotnicza. Obiekty o dużej powierzchni (miasta, osiedla) bombardowano z wysokości ponad 6000 m (poza skuteczną donośnością dział przeciwlotniczych), a w stosunku do obiektów upatrzonych o małej powierzchni osiągnano niezwykle wysokie celności, czego przykładem może służyć poważne uszkodzenie niemieckiego krążownika Deutschland z wysokości 3000 m w warunkach napadu niespodzianego. Z doświadczeń wojny w Hiszpanii wynika poza tym, że w wojnie powietrznej będzie zaangażowane całe państwo, a w szczególności miasta i osiedla. Praktyka hiszpańska przeczyła pogładowi o prawdopodobieństwie bombardujących napadów lotnictwa tylko na ważniejsze centra, mające mniej lub bardziej ścisły związek z zaopatrzeniem, lub komunikacjami armii polowej, — niespodzianym bowiem a intensywnym bombardowaniom ulegały także miasta mniejsze, położone na dalekich tyłach, nie mające żadnego specjalnego charakteru, ani obiektów wojskowych.

Teza o konieczności stosowania w planach zabudowania miast wymagań ogólnych obrony przeciwlotniczej jest u nas już tak spopularyzowana, że nie ma potrzeby jej udowadniać. Również i wyniki bombardowania miast hiszpańskich są już dziś dostatecznie znane. Madryt, bombardowany codziennie przez ciężką artylerię, był także nękany częstymi nalotami bombowców, przy czym liczba atakujących samolotów przekraczała 60. Pociski kierowano głównie na śródmieście, jako najbardziej ruchliwe i gęsto zamieszkałe. Straty wśród ludności cywilnej były ogromne, ilość rannych bardzo znaczna, a

³⁾ Co do tego mamy własne doświadczenia z wojny polsko-bolszewickiej 1919 — 1921 r.

⁴⁾ Por. artykuł Szefa francuskiego lotnictwa generała Armangaud p.t.: *La guerre d'Espagne* w miesięczniku *Revue Militaire Generale* z marca i kwietnia 1938 r.

skutki byłyby jeszcze boleśniejsze, gdyby lotnictwo używało bomb chemicznych⁵⁾.

Dla ilustracji warto zaznajomić się z wydawnictwem *The Architects Journal* z czerwca 1938 r., zamieszczającym dane, zebrane przez *Kataloński Komitet Obrony Biernej* (Junta de Defensa Passiva de Catalunya), a dotyczące cyfrowych wyników bombardowań miast katalońskich:

MIASTA:	ostrzelwane z morza	Bombardowanie z powietrza	Ilość bomb lotniczych	Ilość pocisków artyl.	SKUTKI			
					Zabitych	Rannych	Całkowicie zniszczone budynki	Budynki częściowo zburzone
Barcelona	3	32	542	69	955	1070	133	534
Tarragona	2	21	439	61	121	152	12	63
Lerida	—	1	560	—	198	173	49	46
Reus	—	17	600	—	120	147	41	10
Tortosa	—	6	66	—	14	48	—	15
Guixols	2	12	261	20	25	80	22	343
Figueras	—	2	77	—	16	33	13	3
Port-Bou	5	10	87	197	1	5	4	20

Z powyższej tabeli widzimy ogromną groźbę bombardowań lotniczych, wielokrotnie przewyższającą nawet znane dotychczas miastom portowym możliwości bombardowań z morza. Prócz tego uderza nas olbrzymia ilość zniszczeń budowlanych, spowodowanych głównie bombami lotniczymi. Większość budynków, wykazanych jako częściowo zburzone, należałoby przesunąć do rubryki sąsiedniej, ze względu na to, że budowane bez zastosowania konstrukcji szkieletowej, lub bez uwzględnienia zabezpieczeń przeciwlotniczych innego typu, — nie nadawały się do remontu i dalszego użytkowania i waliły się przy następnych, małych nawet wstrząsach⁶⁾. Zastanawia nas ponadto w tabeli, przy próbach zestawień, niewspółmierność zniszczeń budynków, jak również ilości zabitych i rannych w niektórych miastach, — do zastosowanych środków napadu, ilości nalotów i zrzuconych bomb. Niewspółmierność tę tłumaczyć możemy różnorodnością struktury wewnętrznej miast, gęstością ich zabudowy, lub wreszcie osiąganym w toku działań wojennych względny zabezpieczeniem przeciwlotniczym ludności (masowe schrony). W ten tylko sposób zdołamy wytłumaczyć znikomą ilość skutków w miejscowości **Port-Bou** w zestawieniu na przykład z miastem **Figueras**.

W chwili wybuchu wojny domowej, miasta hiszpańskie znalazły się nagle w obliczu niebezpieczeństwa bombardowania z powietrza bez przygotowania przeciwlotniczego. Wprowadzenie lotnictwa bombowego do walki nie dało na siebie długo czekać. Skutkiem tego były olbrzymie początkowo straty wśród ludności cywilnej, których ułamek wykazuje powyższa tabela. Gorączkową pracą już w toku działań wojennych osiągnięto zaopatrzenie dużej części ludności miast w schrony przeciwlotnicze. Wartość tego sposobu zabezpieczenia charakteryzuje przykład miasta **Reus** o 27 tysiącach

⁵⁾ Por.: *J. Buczyński Obrona przeciwlotnicza w Hiszpanii*, Przegląd OPLG z X.1938 r.

⁶⁾ Por.: *J. Buczyński Obrona przeciwlotnicza w Hiszpanii*, Przegląd OPLG z października 1938 r.

mieszkańców z których 21 tysięcy mieściło się w schronach opl.

Na to miasto 3 bombowce zrzuciły 32 pociski (w tym 19 zapalających), w warunkach podania sygnału alarmu na 4 minuty przed upadkiem pierwszych bomb, — skutek: 23 domy zburzone zupełnie, 19 domów zdemolowanych częściowo, — przy stratach w ludziach — tylko trzech zabitych. W podobnych sytuacjach w mieście **Videras** upadek 30 bomb w centrum miasta spowodował śmierć dwu osób, a w **Castelon** po zrzuceniu w czasie jednego nalotu 450 bomb zginęła jedna osoba, a w drugim nalocie, podczas którego zrzuciono 180 bomb i zburzono 60 domów — zginęły tylko 2 osoby i 3 dzieci ⁷⁾.

Schronom opl dawano początkowo wytrzymałość na bomby 100 kg i budowano je jedynie w sąsiedztwie szczególnie zagrożonych obiektów, — później zwiększono jeszcze wytrzymałość i budowano je wszędzie, szczególnie przy szkołach, nawet w miasteczkach bez znaczenia wojennego.

Wśród rozmaitych typów schronów przeciwlotniczych dla ludności, wysunął się na czoło zastosowany masowo typ schronów głębokich, budowanych doraźnie z zastosowaniem różnych materiałów, sposobem podkopowym. Przez zagłębienie do 15 m osiągnano wystarczające zabezpieczenie przed pociskami lotniczymi, przez urządzenia pod blokami domów wiązano układ systemu schronowego z planem zabudowania miasta, przewidując zaś wewnętrzne obwodowe łączenie tuneli i dając im wyjścia z czterech stron bloku, — zapewniano bezpieczną łączność ze światem. Pierwsze sprawozdania o schronach tego typu pochodzą od Anglika inż. **Helsby** z Barcelony, w którym to mieście zostały one zbudowane dla 600 tysięcy ludzi. Niewątpliwą zaletą schronów głębokich jest całkowite zabezpieczenie przed bombami burzącymi, możliwość ich dalszego doraźnego rozgałęziania przy użyciu materiałów podręcznych (drzewa) oraz łatwość zastosowania ich także w dzielnicach miast starych.

Wnioski z powyżej streszczonych doświadczeń nasuwają się same. Obowiązkiem społecznym w dobie dzisiejszej jest osiągnięcie jak najwyższego stopnia zabezpieczenia dla ludności, zapewniennego jeszcze w czasie pokojowym. Może to uczynić nieopłacalnymi napady lotnicze, zdolne w tych warunkach do niszczenia tylko murów, zniechęcić nieprzyjaciela do ich przedsięwzięcia i w ten sposób ocalić zapobiegliwe miasta.

Główna rola w pracach zapewniających zabezpieczenie przeciwlotnicze ludności przypadnie inżynierom, którzy na wysokości zadania staną z tą chwilą, gdy ustawy oplg i instrukcje o urządzeniu schronów oplg staną się ich codzienną lekturą, a znajomość współczesnej literatury światowej w tej dziedzinie — wyrazem ich ambicji zawodowej.

Jeszcze dwa momenty z dziedziny doświadczeń współczesnej wojny zarysowują się, jako zasługujące na uwypokolenie, gdyż mogą mieć wpływ na ukształtowanie miast i budownictwo miejskie.

Coraz częściej w literaturze wojskowej omawiany jest temat wojsk spadochronowych, zada-

nia i cele ich desantów. Głębokie tyły, obszar kraju stają obecnie przed nowym rodzajem niebezpieczeństwa, którego nie wolno lekceważyć. Mieszkańcy każdego miasta, osiedla, załogi każdego zakładu przemysłowego, lub kopalni, powinny być przygotowane do oczekujących ich w tej dziedzinie zadań. Podstawę do planowej współpracy ludności dać może celowe i rozsądne jej przygotowanie. Często słabe siły miejscowe będą musiały powstrzymywać nieprzyjaciela do czasu nadejścia oddziałów zmotoryzowanych, złożonych z nielicznych, lecz specjalnie bitnych oddziałów⁹⁾.

Mogą również powstawać sytuacje, w których działanie na tyły, lub głębokie oskrzydlenie naszych wojsk będzie prowadzone przez oddziały większe, niespodzianie przerzucane transportem lotniczym. Już od dziesięciu lat czynione są w tym kierunku próby i doświadczenia m. i. w Anglii i we Włoszech, — ostatnio uwieńczone dużym sukcesem w operacji albańskiej. Towarzystwo Komunikacji Lotniczej **Ala Littoria**, przy użyciu samolotów komunikacyjnych, przetransportowało z lotniska **Grottaglie** (około **Tarente**) do **Tirany** batalion pułku grenadierów z pełnym ekwipunkiem bojowym, z kompanią ciężkich karabinów maszynowych i broni towarzyszącej — moździerzy lekkich i ciężkich kal. 80 mm, z pełną dotacją amunicji i żywnością. Batalion wylądował bezpośrednio po zajęciu miasta przez czołowe oddziały pancerne¹⁰⁾.

Zarówno przy zaatakowaniu przez wojska spadochronowe, jak i przy zaskoczeniu przez większe desanty lotnicze, — nieliczni obrońcy na tyłach powinni mieć zapewnioną możliwość oparcia się na wcześniej przygotowanej i zorganizowanej sile materialnej. Muszą to być skraje miast i osiedli, w sposób właściwy i z uwzględnieniem myśli obronnej już w czasie pokoju ukształtowane.

W Hiszpanii, nawet w regularnych walkach obronnych, doniosłą rolę odegrały osiedla z murywanymi (z kamienia) budynkami o grubości ścian od 1 do 1,5 m, obwiedzione murami również kamiennymi. Osiedla te, przypominające średnio-wieczne fortece, stawały się kośćcem obrony, wzmacniały jej uporczywość i utrudniały działaniom nacierającej broni pancernej¹¹⁾.

Ustabilizowanie się walk na długie miesiące na przedmieściach Madrytu, w warunkach pełnego stosowania przez obie walczące strony wszelkich współczesnych środków walki, z ciężką artylerią i bombardującym lotnictwem włącznie, — świadczy również o pełnej przydatności osiedli i miast do obrony w warunkach wojny współczesnej.

Uczestnicy walk w wojnie światowej mieli również okazję w 1914 r. do stwierdzenia, że na terenach Prus Wschodnich zasada budowy osiedli pod kątem widzenia obronności była w pełni już wtedy zastosowana, a skądinąd wiadomym jest, że zasada ta jest w tym kraju żywą i współcześnie... Czyli możliwość zastosowania współcześnie zasady obronności miast ma już poza sobą długoletnią próbę życiową.

⁹⁾ Por.: *Rittm. Schenk r. Stauffenberg, Gedanken für Abwehr feindlicher Fallschirmeinheiten im Heimatgebiet, Wissen und Wehr, VII.38 r.*

¹⁰⁾ Por.: *J. Żurawski, Kronika Wojskowa, Kurier Warszawski, dnia 3.V.1939 r.*

¹¹⁾ *S. Lubarskij, Wnioski z doświadczeń wojny w Hiszpanii, Wojennaja Myśl, XI.38 r.*

⁷⁾ Por.: *J. Buczyński Obrona przeciwlotnicza w Hiszpanii, Przegląd OPLG z 1.1938 r.*

⁸⁾ Szczegóły w artykule mjr *K. Czarneckiego — Doświadczenia z biernej obrony przeciwlotniczej Barcelony, miesięcznik „Przegląd Saperski”, kwiecień 1939 r.*

Reasumując, możemy ustalić problemy jakie dla należytej obronności winny być rozwiązane:

- zmniejszenie gęstości zabudowy miast,
- rozproszenie mieszkalnych osiedli — satelitów,
- rozproszenie obiektów przemysłowych,
- najszersze zastosowanie niepalności w budownictwie,
- zastosowanie w budownictwie konstrukcji specjalnych (szkieletowych),
- przygotowanie schronów oplg dla maksymalnego % ludności,
- przekształcenie sieci i wytwórni prądu elektrycznego,
- przekształcenie sieci wodociągów i kanalizacji,
- nagięcie sieci komunikacyjnej do potrzeb specjalnych,
- ukształtowanie skrajów miast, lub przedmieść pod kątem widzenia ewent. potrzeb obronnych w walkach naziemnych, z ewent. możliwością dalszego rozwinięcia ich obronności w głąb (ku śródmieściu).

Inż. PIOTR ZAREMBA (Poznań)

BUDOWA SCHRONÓW METODĄ TUNELOWĄ

Zbudować schron, dający maksimum bezpieczeństwa przy minimalnych kosztach, jest w przeciętnych warunkach naszych miast rzeczą niezmiernie trudną. Całkowite zabezpieczenie od bomb burzących do 300 kg wagi dać może jak wiadomo warstwa żelbetu 140 cm grubości, specjalnie zbrojona i o znacznej wytrzymałości walcowej na zgniatanie (400 kg/cm^2). Niema mowy o tym, aby choć część mieszkańców zaopatrzyć w tego rodzaju zabezpieczenie. Głębokość, na którą należałoby się zagłębić, aby uzyskać podobny stopień bezpieczeństwa jedynie przez przykrycie ziemią, wynosi przy gruncie piaszczystym 13 m. Przykrycie 9-metrową warstwą ziemi da całkowitą ochronę przed bezpośrednim trafieniem bomby 100 kg.

Niestety nizinny charakter większości naszych miast, oraz stosunkowo wysoki poziom wody gruntowej, nie pozwala na tak głębokie posadowienie schronu. Zresztą wykop w tej głębokości, połączony z koniecznością wsparcia ścian oraz poźniejszym zasypem jest rzeczą dość kosztowną i utrudnioną. Są jednak pewne tereny, gdzie wskutek korzystnej konfiguracji można z łatwością uzyskać podane wysokości przykrycia ziemią bez większych kosztów.

Pomimo nizinnego położenia naszych miast, niektóre z nich leżą w dolinie rzeki, inne położone są w okolicy pagórkowatej, a pewna ich ilość leży w okolicy podgórskiej. Nasuwa się myśl, aby wykorzystywać te naturalne wzniesienia, tarasy aluwialnych dolin, zbocza wzgórz, łagodne wzniesienia terenu — do wykonania podziemnych, schronów tunelowych, gdzie wielkość nakrycia ziemią, czyli wysokość wzgórza ponad schronem nie ma wpływu na koszt budowy.

Nie mamy tak korzystnych warunków jak Szwajcaria lub Włochy gdzie ten typ schronu jest

Niewątpliwie, wiele z tych zagadnień znalazło już właściwe rozwiązanie w większych, organizujących obronę przeciwlotniczą miastach. Wszędzie jednak w obliczu konieczności budowy schronów dla mas, regulacja i zabudowa istniejących nowozałożonych miast musi wziąć pod uwagę czynnik obronności przy projektowaniu komunikacji, dzielnic i bloków, nie tylko pod kątem obrony naziemnej, ale również i technicznych możliwości wykonania (układ geologiczny warstw ziemnych) głębokich schronów podziemnych.

Zgodnie z zasadami gospodarczymi, wszelkie roboty muszą być opłacalnymi, podobnie jak roboty publiczne czasu pokoju. Trzeba więc stale dążyć, by jak największa część robót, czy obiektów, wykonywanych dla zaspokojenia wymagań obronności w urbanistyce, służyła także potrzebom życia normalnego, nie tracąc przy tym swej przydatności specjalnej dla przyszłości wojennej. Oto może najtrudniejsze zadanie dla urbanisty — i każdego praktykującego inżyniera, — stałe bieżące rozwiązywanie tego skomplikowanego zagadnienia tak w ujęciu ogólnym, jak w codziennych fragmentach.

bardzo często stosowany. Przykładem wykorzystania wzgórz do budowy schronów publicznych jest Rzym, gdzie np. pod wzgórzem między via Cavour i via degli Annibaldi zbudowano schrony dwupiętrowe olbrzymiej pojemności. To samo rozwiązanie zastosowano w Rzymie do ochrony pracowników fabryk, specjalnie narażonych, położonych u stóp wzgórza, budując dla nich schrony zagłębione na 13 m pod szczytem wzgórza, zdolne pomieścić każdy po 500 osób. W Paryżu wykorzystano do tego celu zarzucone sztolnie kamieniołomów, łącząc je ze sobą siecią tunelów.

Mimo, jak powtarzam, niekorzystnych warunków terenowych naszych miast, niejednokrotnie będzie można wykonać metodą tunelową schrony przeznaczone bądźto dla szerszej ludności, bądźto służące celom specjalnym. Zaznaczyć należy, że dożadne zabezpieczenie pod postacią sztolni o prowizorycznej obudowie drewnianej nie jest łatwe do przeprowadzenia z powodu zbyt długiego czasu, potrzebnego do wykonania tunelu. Ponadto obudowa drewniana, wystarczająca jako tymczasowa podczas działań wojennych, nie nadaje się do wykonania obiektów budowlanych w okresie pokojowym. Specjalnie nadaje się do wykonania obudowy tunelu żelazo względnie żelbet.

Zależnie od konfiguracji terenu jak i od celu schronu, kształtować się będzie jego rzut poziomy. O ile wzgórze jest wąskie — można je przebić jedną lub kilkoma sztolniami, mającymi niezależne wejścia po obu stronach wzgórza. Odległość równoległych do siebie sztolni nie może być mniejsza od 8 m, rozpiętość w świetle nie powinna przekraczać 4 m. Przy szerszych wyniosłościach terenu kierunek komór tunelowych będzie z reguły równoległy do linii warstwicy terenu, a dojścia wykona się jako krótkie sztolnie prostopadle do głównego tunelu.

Dodatkowo można przewidzieć pionowe szyby wyjściowe, ale nie głębsze niż 20 m. O ile wzgórza jest niezbyt wysokie — zaleca się powiększenie przykrycia ziemią przez zejście sztolnią poniżej poziomu przyległego do wzgórza terenu. Sposób ten utrudnia jednak wykonanie z uwagi na konieczność podnoszenia wydobywanej ziemi na powierzchnię.

Ważną rzeczą jest poziom wód gruntowych. W terenach gliniastych lub ilastych zejście poniżej poziomu wód gruntowych jest dopuszczalne; natomiast w terenach łatwo przepuszczalnych nie należy zbyt ufać środkom izolacyjnym ani grawitacyjnemu odwodnieniu dna wjazdu. Nawet w wypadku, gdy spód schronu jest powyżej zwierciadła wody gruntowej — zaleca się wykonanie ciągu drenowego u spągu tunelu i odprowadzenie przesączającej się wody zaskórnej do kanalizacji miejskiej lub do innego odbiornika. O ile schron ma być przeznaczony na pobyt większej ilości ludzi — winien być zaopatrzone we wszystkie wymagane instalacje, a przede wszystkim w sztuczną wentylację, gdyż na przewietrzanie naturalne nie ma co liczyć.

Trudno odpowiedzieć na pytanie czy schrony, wykonywane metodą tunelową nadawać się będą jako schrony domowe, przeznaczone tylko dla mieszkańców danego domu czy obiektu. Z reguły budownictwo mieszkaniowe unika terenów górzystych, o ile są w pobliżu tereny nizinne. Jednak niektóre dzielnice Lwowa, Wilna czy też Gdyni położone są na zboczach wzgórz, gdzie nie trudno jest o wykonanie podkopów. Koszt takich małych schronów nie będzie większy od dobrze zaprojektowanych schronów kategorii IV, a ich stopień bezpieczeństwa będzie o wiele większy, gdyż schrony te będzie można podciągnąć pod kategorię III, lub nawet wyższą.

Natomiast większe usługi mogą oddać schrony wykonane metodą tunelową jako schrony publiczne, siedziby władz, komend itp. oraz jako schrony służące do specjalnych celów. W takich wypadkach, przez racjonalny wybór miejsca budowy i umiejętne zaprojektowanie niwelety można takim stosunkowo kosztem uzyskać znaczny stopień zabezpieczenia, wręcz nieosiągalny w razie zaprojektowania tych schronów w terenie płaskim. Należy zaznaczyć, że w niektórych szczególnych wypadkach będzie można wykonać schrony tego typu pod nasypami kolejowymi, pod tzw. hałdami w terenach kopalnianych, pod trybunami ziemnymi na stadionach itp. Przy projektowaniu tego rodzaju budowli ziemnych można już zawczasu przewidzieć ich użytkowanie na cele OPL.

* * *

Im głębiej umiesci się schron wykonany jako podkop — tym większy uzyska się stopień bezpieczeństwa i tym większą będzie pewność podczas budowy, gdyż w miarę posuwania się w głąb ziemi zmniejszają się skutki obciążenia naziomu. Pewną trudnością dla projektanta będzie statyczne obliczenie wymiarów obudowy tunelu, a ściślej mówiąc, ustalenie wielkości sił, działających na elementy obudowy. O ile tunel znajduje się na głębokości zabezpieczającej od skutków przebiccia i wybuchu bomby — wystarczy schron obliczyć

tylko na statyczne obciążenie ziemią, a dla zwiększenia stopnia bezpieczeństwa wobec nieznanych sił, które mimo wszystko mogą zaistnieć podczas eksplozji — przyjąć zredukowane naprężenia dopuszczalne betonu czy też żelaza.

Istnieje wielka ilość teorii i wzorów służących do obliczania obiektów tunelowych. Niektóre z

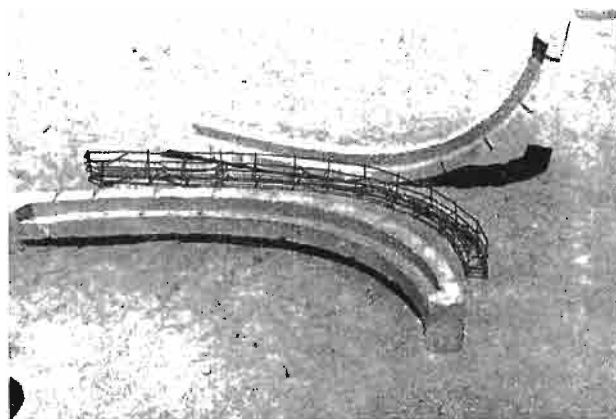


Rys. 1. Zmontowany portal żelbetowej obudowy tunelu.

nich są dość skomplikowane, inne prostsze. Ogólnie można stwierdzić, że ścisłe obliczenie sił i naprężeń jest w ogóle niemożliwością, z powodu zbyt daleko idących dowolności w przyjmowaniu obciążeń.

Obliczenia ścian tunelu, nawet położonego płytko pod poziomem terenu nie można przeprowadzić przy użyciu zwykłych wzorów na parcie ziemi, gdyż prowadzi to do absurdalnych wymiarów wobec uzależnienia wielkości parcia ziemi od kwadratu głębokości, i wobec nie przyjęcia pod uwagę wpływu spójności ziemi. Wzory te są tym bardziej do odrzucenia przy materiale zwięzłym (glin — il), gdzie jak doświadczenie uczy, głębokość na której wykonano tunel, nie wpływa niemal zupełnie na wielkość parcia ziemi na sklepienie i ściany boczne tunelu.

Istnieje bardzo przekonywująca metoda okre-



Rys. 2. Człon łukowy wraz z uzbrojeniem.

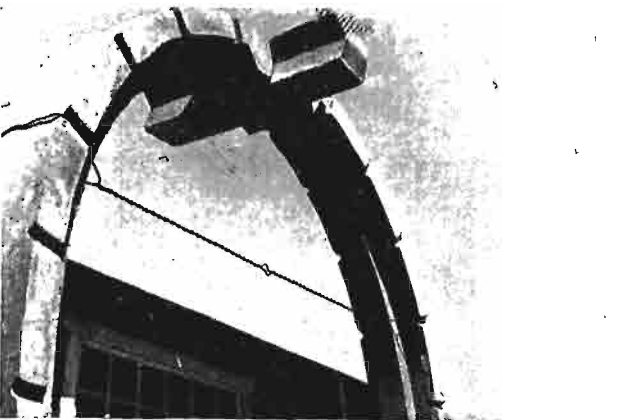
ślenia parcia ziemi na obiekty tunelowe, podana przez Lucasa, a polegająca na graficznym wyznaczeniu naturalnego sklepienia, jakie tworzy się w gruncie rodzimym ponad przekrojem tunelu. Obudowa tunelu dźwiga tylko blok ziemi położony wewnątrz parabolicznej linii naturalnego sklepienia ziemnego, podczas gdy pozostałe masy ziemi



Rys. 3. Rozpóra dolna i podłoga.

utrzymują się niejako samoczynnie w równowadze stałej, nie obciążając konstrukcji tunelu. Metoda ta bardzo trafna, jest niestety bez pożytku dla projektanta. Strzałkę bowiem tego naturalnego sklepienia ziemnego wyznaczyć można jedynie doświadczalnie przez pomiar bezpośredni pewnych odkształceń, jakie zachodzą w profilu próbnej sztolni o tymczasowej obudowie, pędzonej w osi przyszłego tunelu. Daje to dobrą orientację przy wyborze grubości sklepienia podczas samej budowy, natomiast jest bez znaczenia dla projektanta, projektującego niejednokrotnie obiekt, budowa którego jeszcze nie została rozpoczęta.

Wiadomo, że przy obliczaniu wymiarów przewodów kanalizacyjnych, układanych częstokroć w dużych głębokościach — uwzględnia się wpływ tarcia zasypu o ściany wąskiego wykopu. Tarcie to jest również teoretycznie do pomyślenia w linii dwóch idealnych płaszczyzn pionowych, poprowadzonych stycznie do zewnętrznych konturów obudowy tunelu i jest ono rzecz jasna większe w wypadku ziemi niewzruszonej, aniżeli dla świeżego zasypu. Niektórzy autorzy (np. Imhoff) przyjmują, że wpływ obciążenia naziomu zatracą



Rys. 4. Szczegół połączenia w kluczu.

się już na głębokości 5. metrów wąskiego wykopu, a wartość obciążenia ciężarem własnym zasypu jest stała i niezależna od głębokości począwszy od zagłębienia 4,5 m. Wynosi ona (dla $\delta z = 2000 \text{ kg/m}^3$) około 3,3 tony na m^2 .

Przyjęcia te, stosowane przy obliczaniu obiektów kanalizacyjnych, przez praktykę potwierdzone, można z dużym stopniem prawdopodobieństwa zastosować do wstępnego określenia wielkości parcia ziemi na obiekty tunelowe. Daleki od ścisłości, sposób ten pozwoli na wstępne zorientowanie się w wymiarach obudowy w terenach nie podlegającym ruchom tektonicznym, a więc w większości naszych miast za wyjątkiem terenów kopalnianych.

Obudowa tunelu musi być tego rodzaju, aby natychmiast po wykonaniu wykopu tunel był w stanie przejąć całkowite obciążenie. O ile zatem odrzuci się obudowę drewnianą, jako stałe zabezpieczenie ścian tunelu — zostanie obudowa żelazna lub żelbetowa, jako najszybszy sposób wykonania. Należy przy projektowaniu dążyć do unikania obudowy tymczasowej, stosując od razu definitywną obudowę wykonaną z gotowych elementów żelaznych lub żelbetowych.

Przykład żelbetowej obudowy tunelu projektu autora pokazany jest na reprodukowanych fotografiach. Całość składa się z czterech rodzajów elementów: rozpory dolnej, ścian bocznych, zwornika w kluczu i dyla podłogi. Wymiary w świetle wynoszą 2,03 m \times 1,50 m. Szerokość podłogi 1,13 m. Jak widać z fotografii poszczególne elementy tworzą portal, długości 24 cm. Rozpóra dolna, wagi 180 kg posiada wgłębienie przeznaczone na ułożenie przewodów wodociągowych, kanalizacyjnych, kabli elektrycznych i telefonicznych. Wgłębienie to przykryte jest specjalnie wykonanym dylem, służącym jednocześnie za podłogę tunelu. Zasadniczym elementem konstrukcyjnym jest półłukowy człon żelbetowy, o kształcie dostosowanym do przebiegu linii ciśnienia. Jego przekrój poprzeczny wykonany został w kształcie litery T przez dodanie żeberka. Szerokość elementu wynosi 24 cm, wysokość wraz z żeberkiem 15 cm. Przy zbrojeniu elementu zastosowano stal zwykłą, pod postacią 6. wkładek \varnothing 8 mm. Celowo umieszczono żeberko od strony wewnętrznej, mimo że statycznie bardziej uzasadnione byłoby umieszczenie go od strony zewnętrznej. Uczyniono to dla ułatwienia montażu całości w ciasnym wykopie, gdzie zależy na tym, aby uzyskać gładką powierzchnię zewnętrzną obudowy, w celu szczelniejszego dopasowania obudowy do wykopu.

Półotwory, pozostawione u krawędzi elementu łukowego, tworzą wraz z półotworami sąsiedniego członu otwory, którymi wstrzykuje się zaprawę cementową poza obudowę w celu wypełnienia nieuniknionych luk i lepszego przeniesienia ciśnienia. Inne otwory w kierunku podłużnym, pozostawione w żeberku pozwalają na przetykanie wkładek poziomych pozwalających na powiązanie podłużne całości. Przestrzeń między żeberkami można za betonować, przez co całość dozna wybitnego wzmocnienia. Statycznie układ przedstawia się jako trójprzegubowy; kształt łuków dostosowano do linii ciśnienia.

PLAN ZAGROŻENIA I ZABEZPIECZEŃ OPL, A PLAN ZABUDOWANIA MIAST

Przez zburzenie miast, będących środowiskami suwerennego narodu, zburzy się jego wolę do obrony i zwycięstwa. Miasta są centrami nerwów państwa, w których mieszczą się najważniejsze węzły transportowe, telekomunikacyjne, administracyjne, przemysł i handel. W miastach znajduje się spora część majątku narodowego. Clausewitz określał duże i bogate miasta mianem „pierwszych naturalnych spizarni armii, których stratę odczuwa bezpośrednio armia“. W czasach obecnych miasta mają także ważne znaczenie jako ośrodki mobilizacyjne.

Koszt dobrze przemyślanej i planowej realizacji postulatów OPL, rozłożonej na szereg lat nie jest wygórowanym w stosunku do nieobliczalnych strat materialnych i moralnych, jakie zostaną spowodowane nalotem nieprzyjacielskim na teren miasta niedostatecznie lub nienależycie przygotowanego, zwłaszcza, że prace zabezpieczające OPL w znacznej mierze pokrywają się z nowoczesnymi dążeniami urbanistycznymi i socjalnymi. Prace zabezpieczające OPL ostatnio znalazły oparcie w nowowydanych przepisach prawnych (ustawa z 15.III.1938 r. o obronie przeciwlotniczej i przeciwgazowej Dz. U. R. P. Nr 80/1938, poz. 742); te normy prawne stanowią punkt zwrotny w pracach OPL, ponieważ każda akcja nieoparta na ogólnie obowiązujących podstawach prawnych — z natury rzeczy musi napotykać na wielkie trudności w realizacji.

Kardynalna zasada OPL: *zabezpieczenia współmierne do zagrożenia* — ma szczególne znaczenie w wielkich miastach, a to z uwagi zarówno na już podkreśloną ważną rolę miast, jak również z uwagi na koszty, które na terenie całego miasta z natury rzeczy muszą sięgać poważnych kwot globalnych; inaczej mówiąc, projektowane i wykonywane zabezpieczenia nie powinny być większe ani mniejsze, niż wymaga tego ustalony stopień i rodzaj zagrożenia. Syntezą problemu zagrożenia miasta jest *plan lotniczego zagrożenia miasta*, który winien być opracowany na źródłowych materiałach i badaniach terenowych. Plan zagrożenia powinien składać się z właściwego planu w odpowiedniej (na przykład 1:10 000) podziałce, oraz obszernego elaboratu, zawierającego opis ustalonych elementów zagrożenia oraz konkluzje.

Dopiero na podstawie tak opracowanego planu zagrożenia należy przystępować do wypracowania *planu zabezpieczeń przeciwlotniczych miasta*. Roboty wykonawcze OPL winny być możliwie ściśle oparte na zatwierdzonym planie zabezpieczeń OPL miasta; roboty wykonywane bez uprzedniego sporządzenia takiego planu będą w wielu wypadkach nietrafne wzgl. niecelowe. Można zaryzykować twierdzenie, że między tak pojętym planem zabezpieczeń OPL a planem zabudowania miasta w sensie prawa budowlanego — zachodzi znaczna analogia. Skoro tak, to należało by dążyć do unormowania sposobu opracowania

planu zabezpieczeń OPL miasta w formie przepisów prawnych, podobnie jak to ma miejsce w stosunku do planów zabudowania (rozporządzenia Min. Spr. Wewn. z 13 paźdz. 1936 r. o sposobie opracowania planów zabudowania — Dz. U. R.P. Nr 85/1936, poz. 594).

Propozycja moja na pierwszy rzut oka wyda się może komuś tendencją do nadmiernej normalizacji, ale przed kilkunastu laty mało było u nas słyhać o pracowniach urbanistycznych, biurach planu regionalnego i planach zabudowania w dzisiejszym ich znaczeniu. Otóż według mego przekonania istniejąca obecnie w miastach organizacja w dziedzinie technicznych elementów zabezpieczenia przeciwlotniczego — nie jest właściwa. Skoro zgodnie z intencją ustawodawcy plan zabudowania miasta ma obejmować właściwie całokształt spraw tworzenia i zabudowania miasta, przeto, według mego zdania, zagadnienia zabezpieczeń przeciwlotniczych sięgające w same sedno elementów technicznych miasta — są funkcjonalnie związane z planem zabudowania miasta; krótko mówiąc, plan zabezpieczeń przeciwlotniczych winien być integralną częścią planu zabudowania miasta.

Stąd wypływa wniosek natury organizacyjnej: plan zabezpieczeń przeciwlotniczych miasta musi być opracowywany przez odpowiednią komórkę organizacyjną w łonie wydziału planowania miasta danego zarządu miejskiego (ten wydział nazywa się czasem także: „wydział rozbudowy“, lub „biuro urbanistyczne“). Oczywiście, że prace o charakterze czysto organizacyjnym w dziedzinie OPL miasta powinny nadal pozostać w kompetencji wydziałów wojskowych przy zarządach miejskich. Ponieważ w obecnej chwili nie ma jeszcze obowiązujących przepisów o sposobie opracowania planów zabezpieczeń przeciwlotniczych miasta, ani też plany takie przeważnie nie są sporządzane, przeto podam tu własne propozycje, oparte na własnych pracach.

Powiedziałem już na wstępie, że plan zabezpieczeń powstaje jako kompleks rozwiązań, opartych na konkluzjach wyprowadzonych z poprzednio opracowanego planu zagrożenia, przeto jasnym jest, że lwia część zadania polega na odpowiednim wypracowaniu planu zagrożenia, i tej kwestii poświęcę następujące uwagi.

Dla usystematyzowania kolejnego badania poszczególnych dzielnic miasta należy ustalić na planie miasta ewentualny podział na strefy oddzielone w terenie elementami topograficznymi (rzekami itp.). Bardzo często te elementy topograficzne oddzielające będą równocześnie liniami orientacyjnymi dla lotnika. Ażeby otrzymać ściślejszy pogląd na stopień i rodzaj zagrożenia obiektów i dzielnic należy oznaczyć na planie wszystkie obiekty literami bądź znakami, przy czym cyfry przy literach lub znakach będą oznaczały numer kolejny danego obiektu w spisie załączonym do elaboratu.

Jako „obiekty“ wchodzi w rachubę:

- 1) obiekty wojskowe,
- 2) obiekty komunikacyjne,
- 3) obiekty użyteczności publicznej,
- 4) obiekty przemysłowe,
- 5) budynki publiczne,
- 6) stacje obsługi pojazdów mechanicznych i stacje benzynowe,
- 7) szpitale,
- 8) szkoły,
- 9) sieć wodociągowa i kanalizacyjna,
- 10) sieć gazowa i elektryczna,
- 11) budynki stanowiące własność miasta.

Następnie można przystąpić do wykreślenia *pól rozrzutu bomb*. Jak wiadomo, za strefę niebezpieczną (zawierającą do 80% trafień) uważa się zwykle pas położony w odległości 500 m przed i za punktem celu (wzdłuż kierunku linii orientacyjnej) oraz po 150 m na boki. Wiadomo także, że powyższe cyfry oparte są na teorii rozrzutu, w myśl której wszystkie bomby wypuszczone z samolotu i celowane w jeden punkt, układają się wewnątrz w tzw. elipsy rozrzutu; wymiary osi elipsy zależne są od wysokości i szybkości lotu.

Dla wykreślenia elipsy rozrzutu koniecznym jest wyznaczenie linii orientacyjnej, czyli linii kierunku nalotu; otóż w wielkich miastach wyznaczenie linii orientacyjnej nastrocza trudności, ponieważ:

1) Istnieje przeważnie kilka albo i kilkanaście linii orientacyjnych, po których możnaby spodziewać się nalotu;

2) O ile jest jedna dominująca linia orientacyjna (na przykład większa rzeka), to wówczas w wypadku znacznego rozrostu miasta w kierunku poprzecznym do rzeki, mało prawdopodobnym byłoby trzymanie się jednego kierunku nalotu. Zresztą taktyka lotnictwa bojowego państw sąsiednich przewiduje wykonanie manewru w pobliżu celu bombardowania; świadczy o tym nie tylko literatura fachowa, ale i przykłady z życia — podczas ćwiczeń wojskowych w północnych Niemczech w 1937 r. wykonano atak lotniczy na pewne wielkie miasto z nalotami różnokierunkowymi o tendencji koncentrycznej.

Wobec powyższego w takich miastach, gdzie nie da się przyjąć z dostatecznym prawdopodobieństwem jednej lub dwóch linii orientacyjnych — proponuję zakładać nieskończenie dużą liczbę linii orientacyjnych; a ponieważ linia orientacyjna służy równocześnie za oś elipsy rozrzutu, przeto przy takim założeniu *elipsa rozrzutu* przekształca się w *koło rozrzutu*. Wówczas zamierzone wykreślenie pól rozrzutu sprowadza się do wykreślenia kół, zataczając nad każdym odnośnym obiektem jako centrum koło o promieniu 500 m.

Proponuję nanosić pola rozrzutu w trzech kolorach, przy czym dla każdego kalibru bomby burzącej przyjmuje się pewien kolor. Podkreślam, że jako podstawowy element planu zagrożenia przyjmuję bomby burzące, ponieważ obiekty zabezpieczone przed działaniem bomb burzących będą równocześnie zabezpieczone przed działaniem bomb zapalających (jednym z działań pośrednich bomby burzącej jest wzniesienie pożaru); natomiast zabezpieczenie przed działaniem bojo-

wych środków chemicznych (gazów) łatwo uzyskuje się w obiektach zabezpieczonych przed działaniem bomb burzących przez wprowadzenie elementów uszczelniających.

Można przyjąć, że większe mosty i wiadukty będą atakowane bombami burzącymi o wadze 300 kg (opierając się na poświadczeniach amerykańskich przeprowadzonych w terenie) — pola rozrzutu naniesiemy na przykład kolorem czerwonym. Pola oznaczone kolorem zielonym obejmą obiekty wojskowe, stacje kolejowe, dworce, obiekty użyteczności publicznej i największe zakłady przemysłowe — przyjmują dla nich bomby burzące o wadze 100 kg. Aczkolwiek obiekty wojskowe jako specjalne, mogą być bombardowane i większymi bombami, jednak urząd cywilny opracowujący plan zagrożenia może przyjąć wielkość bomby tylko 100 kg, ponieważ informacje o tym, które obiekty wojskowe muszą być uznane za specjalnie ważne — stanowią ścisłą tajemnicę wojskową i z reguły nie dojdą do wiadomości wymienionego urzędu.

Wreszcie pozostałe obiekty znajdują się w polach oznaczonych na przykład kolorem niebieskim — będą temu odpowiadały bomby 50 kg.

Po ukończonym wykreśleniu pól rozrzutu okaże się, że poszczególne pola łączą się wzajemnie i tworzą wówczas całe strefy o różnym kształcie, a inne pola przedstawiają się tylko jako osobne plamy na planie. Z tą chwilą sporządzenie właściwego planu zagrożenia jest ukończone, natomiast należy przystąpić do jak najbardziej wnikliwego badania wykreślonego układu pól względnie stref niebezpiecznych celem wypośrodkowania odpowiednich konkluzji; te konkluzje wejdą w skład elaboratu planu zagrożenia.

Mając przed sobą tak skompletowany plan zagrożenia (właściwy plan, plus elaborat) należy rozważyć, jakie jeszcze dane należałoby zebrać przed przystąpieniem do opracowania ogólnego planu zabezpieczeń; najczęściej okaże się, że potrzebne jest przeprowadzenie pomiarów ruchu pieszego (ważne dla określenia niezbędnej ilości schronów publicznych); należy zaznaczyć, że w wielkich miastach w związku ze sporządzaniem planu zabudowania wykonuje się zazwyczaj pomiary ruchu kołowego na ważniejszych arteriach komunikacyjnych, natomiast pomiary ruchu pieszego na ogół nie są jeszcze u nas rozpowszechnione.

Jak już powiedziałem, w moim pojęciu, między planem zabezpieczeń przeciwlotniczych a planem zabudowania miasta zachodzi znaczna analogia. Dlatego też można mówić o ogólnym lub szczegółowym planie zabezpieczeń.

Ogólny plan zabezpieczeń winien zawierać:

a) zasadniczy program robót wykonawczych w dziedzinie technicznej OPL,

b) przybliżone okresy, w których będzie program realizowany,

c) orientacyjne dane co do sfinansowania programu.

Szczegółowy plan zabezpieczeń przedstawia szczegółowe opracowanie poszczególnych punktów programu zawartego w planie ogólnym; w praktyce trzeba będzie opracowywać szczegóło-

wo każdy punkt wymienionego programu w kolejności podyktowanej pilnością wzgl. ważnością; takie opracowanie będzie się przedstawiać w formie szczegółowego projektu technicznego zadane go zabezpieczenia przeciwlotniczego (rysunki, opis techniczny, kosztorys).

Podobnie jak i w planie zabudowania może zająć wypadek, że wskutek wymagań życia zajdzie potrzeba równocześnie ze sporządzaniem ogólnego planu zabezpieczeń opracować niektóre kwestie, nie cierpiące zwłoki, szczegółowo. Tak, na przykład, może być równocześnie z ogólnym planem opracowana szczegółowo kwestia ewakuacji i dełożowania. Nawiasem zaznaczę tutaj, że sprawa opróżnienia dzielnic lub kompleksów domów bardzo gęsto zaludnionych i o dużym stopniu zagrożenia (według planu zagrożenia) oraz domów uszkodzonych podczas nalotu stanowi na ogół pilny i ważny problem, zwłaszcza, że część dełożowanych mieszkańców będzie potrzebna dla pełnienia służby w OPL i obsługiwania najniezbędniejszych potrzeb życiowych miasta. Należy przyjąć za podstawę, że ewakuacji (odtransportowaniu poza obręb miasta) winny podlegać osoby, których obecność w mieście powoduje niepotrzebne niebezpieczeństwo dla nich samych a dla władz nieprodukcyjne troski — na przykład pensjonariusze przytułków, szpitali dla chronicznie chorych itp. Natomiast pozostała część ludzi dełożowanych winna otrzymać pomieszczenie na terenie miasta zaopatrzone w najniezbędniejsze urządzenia. Trzeba również przewidzieć prawdopodobieństwo nawiedzenia miasta przez falę uchodźców wojennych, którym trzeba będzie udzielić chociaż przejściowego schronienia.

Da przykładu podaję własną propozycję rozwiązania powyższego problemu:

a) budowa odpowiedniej ilości domków wzgl. baraków drewnianych na terenach mało zagrożo-

nych (według planu zagrożenia) z tym, że izby w tych budynkach będą tak duże, iż w razie potrzeby można będzie ścięścić mieszkańców (na przykład przez ustawienie dodatkowych ścian działowych) i w ten sposób umieścić pewną liczbę ludzi dełożowanych (zresztą ilość stałych mieszkańców wymienionych baraków obniży się wskutek powołania większości mężczyzn do wojska); typ baraków i użytkowanie ich w czasie pokoju może być takie same, jak obecnie w istniejących na peryferiach niektórych miast koloniach dla ludzi, którymi zajmuje się wydział opieki społecznej zarządu miejskiego; zachodzi więc tu zbieżność akcji OPL i opieki społecznej;

b) należy przygotować odpowiedni zapas lekkich baraków przenośnych, łatwo rozbieralnych, które można byłoby ustawiać każdego czasu w odpowiednich miejscach mało zagrożonych (w mieście lub w bliskiej okolicy); do baraków tych byłoby przydzielani ludzie dełożowani, dla których nie starczyło miejsca w barakach wymienionych w poz. a) oraz ewentualnie uchodźcy; dla ustawienia baraków przenośnych niezbędnym jest uprzednie (w czasie pokoju) wybranie terenów, możliwie mało zagrożonych i posiadających najniezbędniejsze dla osiedla elementy — wodę do picia i ustępy; w wielu wypadkach można będzie wykorzystać istniejące w mieście boiska i tereny sportowe (przeważnie są one zagospodarowane); odpowiednie tereny poza granicą miasta winny być przewidziane w operatach biura planu regionalnego.

Z powyższego przykładu widać, że plan zagrożenia i zabezpieczenia przeciwlotniczego istotnie zazębia się z planem rozbudowy miasta i że wobec tego myśl przewodnia niniejszego artykułu — rozszerzenie przepisów prawnych o planach zabudowania w kierunku prac OPL — zgadza się z zasadniczą intencją ustawodawcy.

Inż. PIOTR ZAREMBA (Poznań)

SCHRONY Z GOTOWYCH ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH

Schron musi być łatwo wykonalny; nie należy schronów w poszczególnych prostych wypadkach specjalnie projektować i budować — należy od razu gotowy schron kupić i zmontować.

Oto postulat jaki musi być wypełniony, o ile istotnie w czasie najkrótszym, ludność ma być odpowiednio zabezpieczona. Rzecz jasna, nie odnosi się to do pomieszczeń uszczelnionych i zabezpieczających, wykonywanych w istniejących budynkach, przy wykorzystaniu gotowych już ubikacji, względnie schronów kategorii IV, wykonywanych w obrębie budynków. Obiekty tego rodzaju należy w każdym wypadku traktować indywidualnie. Natomiast schrony wolnostojące, przy istniejących budynkach mieszkalnych, przy zakładach przemysłowych, w miejscach publicznych — można i należy montować z gotowych już elementów, dostarczonych przez wytwórcę, zamówionych na podstawie

katalogów firmowych, tak jak się dziś zamawia żelazo budowlane czy też gotowe okno.

Montaż schronu musi być skuteczniejszy nawet przez ludzi niefachowych, na podstawie otrzymanych instrukcji, bez użycia środków wiążących, bez prac murarskich i betonowych. Ale też do tego potrzeba takiej konstrukcji schronu, aby łączenie elementów odbywało się samoczynnie przy jasnym układzie statycznym całości. Prowadzi to do projektowania schronów, wykonanych z elementów lekkich, tanich lecz wytrzymałych na niezawsze dające się bliżej określić obciążenia tak statyczne, jak i dynamiczne.

Dlaczego jestem zwolennikiem schronów wykonanych z elementów żelbetowych, a dopiero na drugim miejscu stawiam schrony wykonane z elementów żelaznych? Przede wszystkim dlatego, że człony żelbetowe mogą być wykonywane wszędzie, w każdej lepszej betoniarni, obsługującej nie-

wielki rejon przy minimalnych kosztach przewozu na miejsce montażu. Niema monopolu jednej czy kilku centralnych wytwórni — każde miasto czy większe osiedle będzie w stanie produkować elementy schronowe, a wytwórnie prywatne, porozrzucane po całym kraju, zaspokoić potrafią zapotrzebowanie nawet w razie przymusowego odciążenia niektórych okolic kraju.

Natomiast schrony żelazne wykonywane będą z reguły przez kilka wielkich wytwórni, położonych niekorzystnie w stosunku do reszty kraju. Rola drobnego wytwórcy spadnie do minimum, co nie będzie bez wpływu na zmniejszenie się stanu zatrudnienia w okolicach wymagających właśnie silniejszego zatrudnienia bezrobotnych.

Wreszcie nie najmniejszym argumentem, przemawiającym za stosowaniem schronów żelbetowych jest polityka oszczędzania żelaza, które raczej winno być przeznaczone na cele obrony czynnej (że użycie tego starego terminu), aniżeli na cele obrony bierniej. Ponadto znaczny ciężar własny konstrukcji żelbetowej może stawiać większy opór trudno uchwytnym siłom, wywołanym wybuchem bomby burzącej.

Omawiając wszechstronnie zagadnienie schronów przeznaczonych dla użytku najszerzych mas, nie od rzeczy będzie raz jeszcze naświetlić rolę schronu. Do dziś jeszcze pokutuje cały szereg błędnych poglądów, od których nie są wolni nawet i poważni nasi autorzy. Trzeba sobie jasno zdać sprawę, że zapakowanie całej ludności cywilnej do masowych, publicznych schronów jest w naszych warunkach niemożliwością. Schron publiczny — to miejsce schronienia dla tego, którego nalożenie zastał na ulicy miasta, zdala od domu i który nie ma możliwości dotrzeć do swojego schronu. Ludność, którą atak zastał w domu nie powinna, nie ma wrecz prawa wyjść na ulicę, lecz schronić się musi do schronu swego domu. Podobnie pracownicy fabryczni, urzędnicy, personel handlowy — słowem wszyscy znajdujący się w obrębie określonego kompleksu zabudowań — winni również znaleźć schronienie w schronach tylko dla nich przeznaczonych.

Schrony z gotowych członów żelbetowych mogą z powodzeniem spełniać tę rolę. Niema jednak sensu wykonywać te schrony jako bomboodporne. Jest to paradoks, wymagający bliższego objaśnienia. Teoretyczna głębokość przenikania bomby od uderzenia i wybuchu 50 kg w żelbet o wytrzymałości walcowej 400 kg/cm² po 28 dniach — wynosi 25 cm. Ale warstwa żelbetu o tej grubości nie daje jeszcze całkowicie pewnej ochrony. Toteż do nieru 70 cm żelbetu o nodanej wyżej wytrzymałości daje teoretyczne zabezpieczenie przed skutkami bezpośredniego uderzenia bomby 50 kilogramowej. Warstwa ta wzrasta do grubości 110 cm dla bomb 100 kg i osiąga 140 cm dla bomb 300 kg! O ile się dalej uprzątni, że żelbet taki winien być zbrojony w trzech kierunkach stałą w ilości co najmniej 100 kg na 1 m³ żelbetu — jasno widać, że nie da się pogodzić postulatu absolutnego bezpieczeństwa z wymaganą lekkością i taniością schronu z członów żelbetowych. Wynika z tego, że zasadniczo schron taki będzie przede wszystkim

schronem kategorii IV. tzn. wytrzymałym na podmuch, gruz i odłamki.

Tę zresztą kategorię schronów należy według obowiązujących przepisów stosować dla wszystkich budynków o kubaturze ponad 2500 m³. Nie jest natomiast wymagane stosowanie schronów wyższych kategorii (odpornych na bezpośrednie trafienie bomby burzącej) dla ochrony przeciętnych budynków.

Schrony z gotowych członów żelbetowych będzie się zatem projektować jako schrony kategorii IV. Można jednak zaprojektować typ schronu, któryby spełniał jednocześnie rolę schronu IV i III kategorii, pod warunkiem, aby konstrukcja nie zdolny był udźwignąć taką warstwę ziemi, która chroni przed bezpośrednim trafieniem bomby 50 kg. To znaczy, że o ile schron będzie można zagłębić na głębokość 5.50 m przy przykryciu żużlem, a 6.50 przy przykryciu zwykłym gruntem piaszczysto-gliniastym — wówczas schron taki będzie obiektem III. kategorii. O ile wspomniane wyżej przykrycie nie da się uzyskać — można wzmocnienie schronu przeprowadzić przy pomocy tzw. płyt detonacyjnych, żelbetowych lub betonowych. Warstwę terenu piaszczystego, dwumetrowej grubości zastąpić można 20 cm warstwa żelbetu fortyfikacyjnego (wytrzymałość walcowa 400 kg/cm² po 28 dniach) względnie 35 cm żelbetu o wytrzymałości walcowej 200 kg/cm² po 28 dniach. Analogiczne wartości zastępcze w przypadku terenu gliniastego wyniosą 15 cm i 26 cm. Pozwoli to na przybliżone obliczenie potrzebnej grubości płyt detonacyjnych w razie adaptacji schronu kategorii IV. na schron kategorii III.

Parę słów poświęcić należy metodom obliczenia schronów kategorii IV. wykonanych z członów żelbetowych. Obciążenie dynamiczne wywołane gruzem lub odławkami, które spadły na zewnętrzną powierzchnię stropu nie da się rzecz jasna ustalić. Obowiązujące normy nakazują obliczanie stropów schronów kategorii IV. na obciążenie statyczne, jednostajnie rozłożone, w wysokości równej co najmniej 1500 kg/m². O ile schron znajduje się poza budynkiem w odległości równej co najmniej jednej trzeciej wysokości domu — wystarczy przyjęcie obciążenia w tej wysokości. O ile natomiast schron będzie bezpośrednio przylegał do budynku wyższego aniżeli 3 kondygnacje — należy go obliczać podobnie jak schrony w piwnicach budynków, tzn. przyjmując jako wpływ każdego stropu 500 kg/m². z tym, że obciążenie to nie będzie mniejsze od 1500 kg/m², a nie będzie przekraczać 2500 kg/m². Zaleca się przeliczyć schron nie tylko na obciążenie jednostajnie rozłożone, ale również przy uwzględnieniu obciążenia siłą skupioną (np. uderzenie belki stropu ponad schronem), nie można rzecz jasna określić wielkości tej siły; w niektórych wypadkach przyjęć można siłę skupioną, działającą w środku rozpiętości, o wielkości równej sumie obciążenia statycznego na jednostkę szerokości schronu. Wymiarowanie w takim wypadku przeprowadzić dla obciążenia jednostajnie rozłożonego z tym, że naprężenia wywołane siłą skupioną nie mogą przekroczyć 30% naprężeń dopuszczalnych.

Specjalny charakter pracy zespołu schronowego wymaga przyjmowania wysokich naprężeń dopuszczalnych. Jako minimalne naprężenie dla żelaza należy przyjąć 1800 kg/cm^2 co skłania do zastosowania stali wysokowartościowych. Naprężenie dopuszczalne dla betonu winno być również wyższe, aniżeli przeciętnie stosowane i wahać się może od 60 do 80 lub więcej kg/cm^2 (ściskanie przy zginaniu). Uzyskanie wytrzymałości walcowych, odpowiadających wspomnianym naprężeniom dopuszczalnym nie przedstawi żadnych trudności przy dzisiejszym poziomie technologii betonu.

Schron obliczony na obciążenie minimalne 1500 kg/m^2 może być, jak zazaczyłem, wykorzystany również na schron kategorii III. przez przykrycie warstwą ziemi odpowiedniej grubości. O ile ziemia ta będzie nasypem w formie wału nad właściwym schronem — należy obliczenie wymiarów przeprowadzić przy uwzględnieniu faktycznego ciężaru słupa ziemi nad schronem. O ile natomiast schron jest zagłębiony w grunt rodzimny — zaleca się zredukować obciążenie ziemi z uwagi na tarcie między gruntem rodzimym i nasypem według norm ogólnie przyjętych przy obliczaniu wymiarów przewodów kanalizacyjnych. Rzecz jasna, że w takich przypadkach nie uwzględnia się już ciężaru własnego bomby.

Ustrój statyczny schronu może być dwojaki. Albo każdy wycinek schronu, ograniczony dwoma płaszczyznami pionowymi będzie sam dla siebie konstrukcją nośną — albo też obciążenia przenoszone przez poziome ustroje nośne, przenosi się za ich pośrednictwem na dźwigające portale rozciągane w bliskich odstępach. Sposób pierwszy jest zalecenia godny — sposób drugi, rzadziej stosowany, jest z natury swej mniej odporny, mimo że teoretyczne obliczenie może wykazywać nawet duży współczynnik pewności.

Od schronów wykonanych z członów żelbetowych należy odróżniać żelbetową obudowę krytych rowów przeciwlotniczych. Najczęściej (jak to ma np. miejsce obecnie w Londynie) jest to dodatkowa obudowa wykonanych już rowów ziemnych. Konstrukcje te mimo zastosowania żelbetu do ich wykonania nie różnią się wiele od obudowy drewnianej; bardziej odporne na wpływy atmosferyczne, elementy żelbetowe budzą ponadto większe zaufanie ludności. Natomiast szczelność takiego obiektu, nie mówiąc już o wytrzymałości na wstrząsy boczne jest nieznaczna; układ teoretycznie jest układem chwiejnym, bo stopień utwierdzenia słupów pionowych jest praktycznie niezupełny.

Poniżej chcę bliżej opisać kilka typów schronów kategorii IV. projektu autora. pomyślanych jako obiekty trwałe, wykonywane drogą masowej produkcji w wykwalifikowanych i odpowiednio zaopatrzonych betoniarniach.

* * *

Jak na wstępie wspomniałem, klient musi schron kupić jako obiekt gotowy, przeznaczony do zmontowania. W tym celu należałoby dostarczyć klientowi również i wszelkich akcesorii, tworzących zaopatrzenie normalnego schronu. Większość

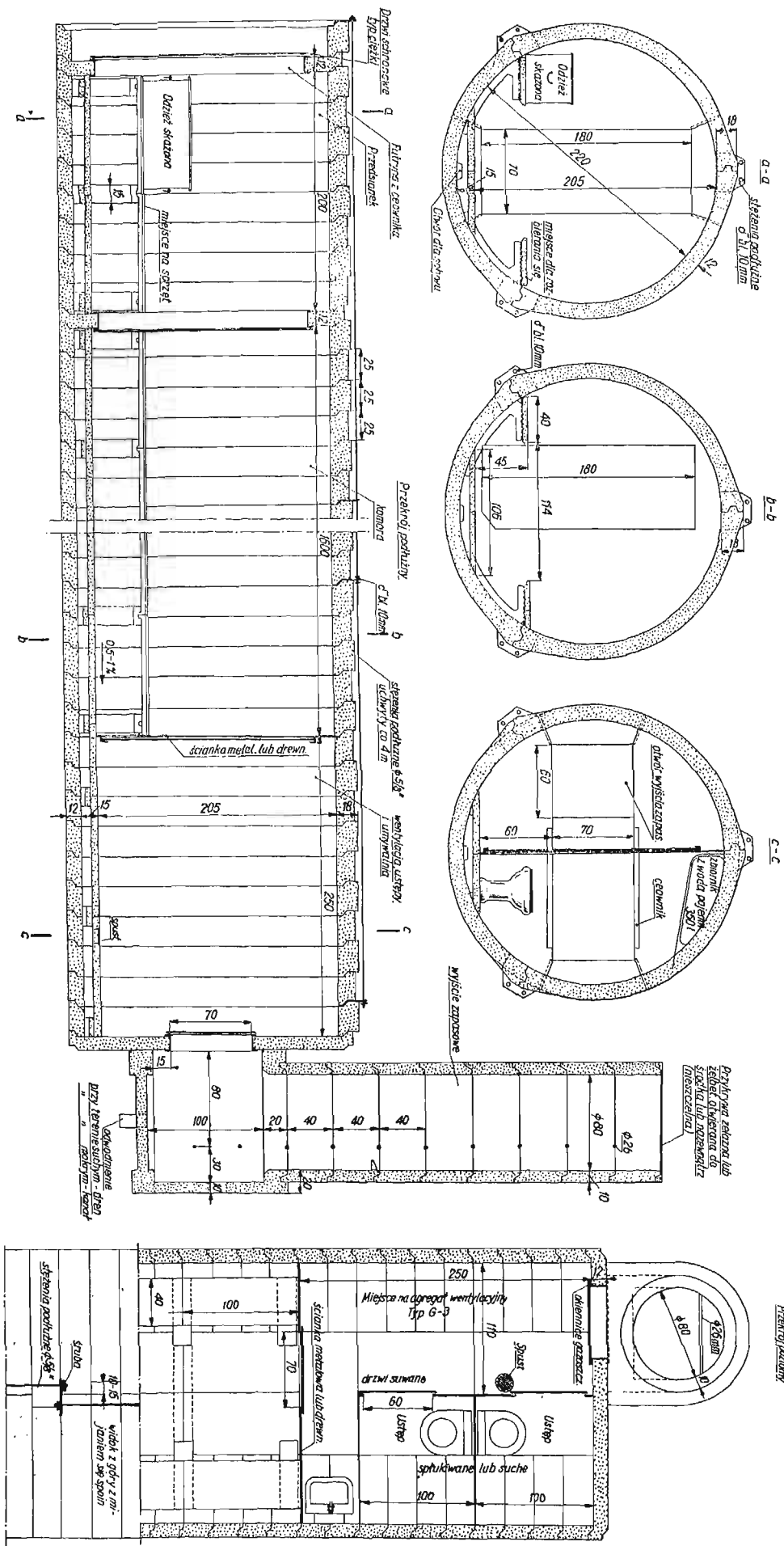
tych dodatkowych urządzeń można wykonać z tego samego materiału co właściwa konstrukcja nośna — czyli z żelbetu. Nie wyklucza to rzecz jasna możliwości stosowania innych materiałów budowlanych jak drzewo, cegła itp. Jednak z uwagi na konieczność zmniejszenia do minimum pracy przy montażu, a przede wszystkim z uwagi na konieczność ograniczenia wszelkich prac murarskich, ciesielskich, stolarskich itp. — należy zawsze dążyć do ujednoczenia rodzajów materiałów stosowanych przy wykonaniu schronu. Żelbet, materiał uniwersalny, o wielkich zaletach, a o małych wadach nadaje się specjalnie do tego celu.

Rozpatrując podstawową sprawę kształtu przekroju poprzecznego schronu należy mieć na uwadze względy użytkowe i względy statyczne. Przy schronach niezaopatrzonych w specjalną wentylację schronową, względnie przy obiektach gdzie tego rodzaju urządzenie jest z jakiegokolwiek powodu nieczynne — należy przyjmować objętość 3 m^3 jako minimalną przestrzeń dla trzygodzinnego pobytu jednej osoby. Przy wentylacji sztucznej ta objętość minimalna spada do wartości $1,2 \text{ m}^3$ z tym, że minimalna powierzchnia podłogi wynosić może $0,6 \text{ m}^2$ na jedną osobę. Ponadto odnośnie schronów wykonywanych na miejscu obowiązuje $2,20 \text{ m}$ jako najmniejsza wysokość komory w świetle. Ilość osób, które w jednej komorze mogą przebywać wynosi dla schronów kat. IV, ze sztuczną wentylacją 25 osób, oraz 50 osób dla schronów o wyższych kategoriach.

Z powyższych danych wynikają warunki jakim winien odpowiadać przekrój poprzeczny schronu. Z jednej strony zdawałoby się, że względny oszczędnościowe przemawiają raczej za zmniejszeniem do minimum wymiarów szerokości i wysokości obiektu. Z drugiej jednak strony, konieczność dochowania minimalnych wymiarów objętości powoduje powiększenie *d ł u g o ś c i s a m e g o s c h r o n u*, aby przy zmniejszonym przekroju uzyskać potrzebną kubaturę całości. Nie jest zatem celowym zmniejszać zbyt wymiary przekroju poprzecznego i projektując bez nadmiernej rozrzutności trzeba mieć na uwadze również i względy psychologiczne, które powodują, że w schronie wyższym, lecz krótszym chroniący się czuje się bezpieczniejszym niż w długim, lecz niskim i ciasnym pomieszczeniu. A pamiętać zawsze trzeba, że względy natury psychologicznej są niekiedy decydujące. Jako zdrową regułę wystarczy zatem przyjąć, aby przy schronach wydłużonych wysokość równała się szerokości i mieściła się w granicach od $2,0$ do $2,2 \text{ m}$.

Nie bez znaczenia jest również kształt profilu poprzecznego. Ukazały się ostatnio na rynku przekroje ostrołukowe schronów. Pomijając względy statyczne, o których warto powiedzieć na innym miejscu, zaznaczyć należy, że przekrój taki *nie jest zalecania godny*, raz z powodu nienaturalnie zgiętej pozycji człowieka siedzącego, jaką taki kształt schronu narzuca, a następnie z powodu minimalnej powierzchni przekroju poprzecznego na wysokości głowy. To ostatnie nie jest bez znaczenia, o ile się zważy, że właśnie w tej wysokości, z której chroniący się czerpie powietrze — tego powietrza jest właściwie najmniej.

Rys. 1. Schron kołowy trójdzielczy.



Jako dalsze kształty profilu poprzecznego wymieniłem może na kwadrat względnie prostokąt, koło i przekroje kombinowane. Przekroje prostokątne są statycznie nie najmniej celowe. O ile wykona się człoony jako pełne, zamknięte ustroje ramowe, wówczas sztywność układu jest wprawdzie wystarczająca, jednak waga elementu jest tak znaczna, że o swobodnym transporcie i ręcznym układaniu bez użycia skomplikowanych środków mechanicznych nie ma mowy. Jeśli natomiast zastosuje się przekrój prostokątny wykonany przy użyciu większej ilości elementów — uzyska się układ statycznie chwiejny, nie różniący się wiele od opisanej obudowy żelbetonowej rowów przeciwlotniczych. Inne możliwe rozwiązania, jak wykonywanie betonowych lub murywanych ścian oporowych przykrytych płaskim stropem żelbetonowym, względnie bicie ścianek szczelnych, mających spełniać rolę ścian bocznych schronu — nie wchodzi w zakres niniejszych rozważań, gdyż nie są to już gotowe schrony, masowo produkowane, lecz specjalnie projektowane budowle inżynierskie.

Koło jest bardzo odpowiednim przekrojem, o ile chodzi o przekrój poprzeczny obiektów schronowych. Przy największej powierzchni, ma najkrótszy obwód co znacznie zmniejsza koszt wykonania. Ponadto przekrój kołowy, należycie uzbrojony posiada równą

wytrzymałość na wszystkich kierunkach, czego nie mają np. ustroje trójprzegubowe. Rozplanowanie wewnętrzne schronu o przekroju kołowym jest łatwe i przejrzyste.

Zastosować można elementy kołowe pełne, tzn. odcinki walca, odgraniczone płaszczyznami prostokątnymi do osi głównej, w takim wypadku waga poszczególnego elementu będzie stosunkowo znaczna, jednak dwóch ludzi z łatwością przetoczy go na miejsce budowy, a trzech ludzi spuści go do wykopu przy pomocy sznurów względnie prostego wielokrążka. Dalszą zaletą takiego rozwiązania jest zmniejszenie co najmniej do jednej trzeciej ilości elementów nośnych, co ułatwia montaż i po większą gwarancję szczelności wskutek mniejszej ilości fug i połączeń.

Dalszym rozwiązaniem przekroju kołowego schronu jest wykonanie go z trzech równych elementów, z których każdy jest odcinkiem koła o kącie wewnętrznym równym 120° . Zdawało by się najprostszym rozwiązaniem byłoby traktowanie całości jako ustrój trójprzegubowy. Niewątpliwie obliczenie można w ten sposób przeprowadzić; specjalne jednak warunki pracy, jakiej wymaga się od schronów zalecały by raczej zrezygnowanie z ustroju trójprzegubowego przez specjalny montaż, powodujący powstanie układu zbliżonego do pełnego koła. Nieznany jest bowiem kierunek działania najniebezpieczniejszego wstrząsu. W normalnie pracującym układzie trójprzegubowym uprzywilejowanym kierunkiem obciążenia jest z reguły kierunek równoległy do osi symetrii, przechodzącej przez przegub w kluczu. Inny kierunek działania sił może wywołać nieprzewidziane odkształcenia. Z tych względów zaleca się układać poszczególne segmenty w ten sposób, aby przeguby miały się, co przy zaklinowaniu ścian bocznych elementów o siebie stworzy układ kołowy na wzór np. rurociągów wykonywanych z drewnianych klepek.

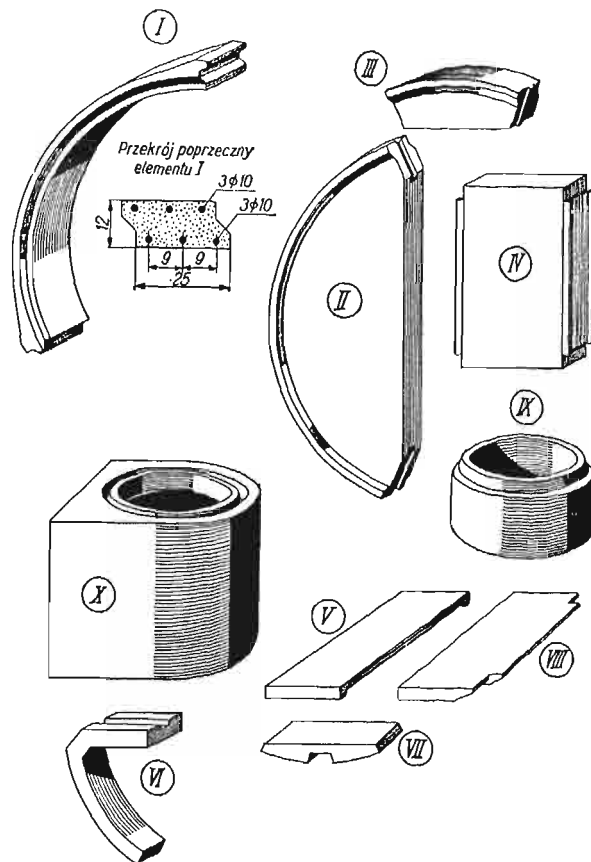
Dalszym kształtem przekroju poprzecznego może być tzw. profil portalowy, układ trójprzegubowy złożony z dwóch symetrycznych segmentów tworzących ściany boczne i sklepienie, wspierających się o siebie w kluczu oraz z wypory dolnej, będącej jednocześnie podłogą schronu.

Jako jeden z przykładów wykonania schronów z gotowych członów żelbetowych może posłużyć schron kat. IV. na 50 osób, ze sztuczną wentylacją, wykonany jako schron kołowy trójdzielny (szczegóły na rysunkach). Przekrój poprzeczny schronu jest kołem o średnicy w świetle równej 2,20 m. Powierzchnia przekroju wynosi $3,80 \text{ m}^2$, czyli przy sztucznej wentylacji (co najmniej $1,2 \text{ m}^3$ na osobę) potrzebna długość komory dla 50 osób wyniesie 15,79 m praktycznie 16 m. Ta sama komora bez wentylacji sztucznej pomieści teoretycznie 20 osób, praktycznie 15 osób, bo na umieszczenie większej ilości osób w komorze bez wentylacji nie pozwalają obowiązujące przepisy. Czyli, że w razie projektowania schronu tego typu bez wentylacji, długość komory schronowej wyniesie 11,84 m, praktycznie 12 m.

Zasadniczym elementem nośnym są żelbetowe segmenty (I) wagi około 150 — 175 kg, grubości

12 cm, długości około 2,30 m, szerokości 25 cm. Zbrojenie nie przedstawia żadnych trudności i wykonuje się je przez związanie lub lepiej spawanie. Na jednym z końców segment zaopatrzony jest w widelki, chwytające wystający trzpień poprzedniego segmentu. Ściany boczne zaopatrzone są w występy, zaklinowujące się o sąsiednie segmenty.

Wejście do schronu prowadzi przez przesłonię, długości 2 m (8 kręgów) odgraniczony od zewnątrz i od komory wewnętrznej ściankami wykonanymi również z gotowych elementów, a to z dwóch dużych tarcz (II) i dwóch mniejszych (III). Przed umieszczeniem tych tarcz ustawia się specjalnie wykonaną futrynę dla drzwi gazoszczel-



Rys. 2. Elementy schronu kołowego trójdzielczego.

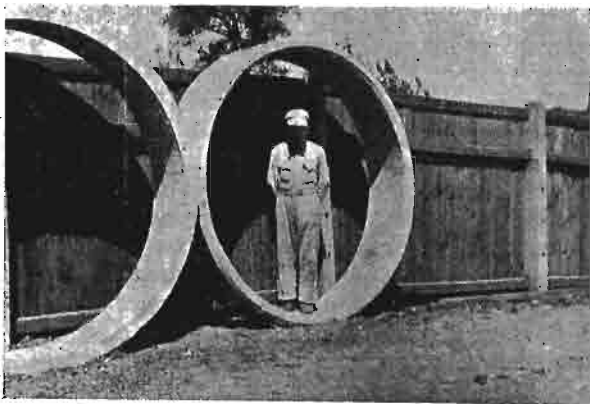
nych wymiarów $70 \times 180 \text{ cm}$. Przed ścianką zewnętrzną zmontować można jeden lub dwa kręgi, tworzące osłonę właściwego dojścia.

Komora, długości 12 m, ($60,8 \text{ m}^3$ objętości) przeznaczona jest na pobyt 50 osób, czyli że na 1 osobę przypada 48 cm bieżących ławki. Kształt kołowy schronu umożliwia wygodny pobyt w pozycji siedzącej z tym, że przy dwóch rzędach siedzących, z łatwością można przechodzić między ławkami. Na specjalną uwagę zasługuje konstrukcja ławek. W niektórych przypadkach wykonano ławki drewniane, na podparciach z kątów żelaznych, wpuszczonych między kręgi żelbetowe. Sposób ten przedstawia pewne trudności podczas montażu i powoduje szybkie obluźowanie się ławek. Lepszym jest sposób przedstawiony na rysunku. Co jeden metr ustawia się rodzaj żelazka, poprzecznego do osi schronu, a składającego się

z dwóch specjalnie uformowanych wsporników żelbetowych (VI), podtrzymujących ławki, a rozpartych u dołu małą rozporą (VII), służącą jednocześnie jako oparcie dla płyt podłogi. U spodu tej rozporę jest półkolisty otwór, służący do powierzchniowego odwodnienia schronu, ułożonego w spadku 1%. Siedzenia ławek mogą być wykonane albo również z płyt żelbetowych (V), albo z lekkiej konstrukcji drewnianej, wspierającej się na opisanych wspornikach żelbetowych. Celem powiększenia ilości osób mogących przebywać jednocześnie w przedsionku, zaopatrzonego go w obustronne ławki; na jednej z nich może znaleźć miejsce skrzynia na skażoną odzież oraz skrzynia na sprzęt schronowy.

Poza właściwą komorą mieści się pomieszczenie, w którym znajdują się dwa ustępy, agregat wentylacyjny z pochłaniaczem, umywalka i zbiornik rezerwowo na wodę. Tylna ściana schronu wykonana jest również przy użyciu tych samych tarcz żelbetowych (II i III). Do tej ściany dopiera rezerwowe wyjście w formie szybu wykonanego z cembrowin żelbetowych o wewnętrznej średnicy 80 cm (IX). Cembrowiny te opierają się na specjalnie uformowanej podstawie (X), umożliwiając przejście ze schronu do szybu. Z uwagi na to, że normalny otwór drzwiowy (70 × 180 cm) utworzony przez cztery płyty ścian (II i III) jako wyjście rezerwowe byłby za duży — zmniejsza się go do wymiaru 70 × 70 cm. przez zastosowanie dodatkowego elementu (IV) połączonego przy pomocy zabetonowanych ceowników z innymi elementami ściany.

M o n t a ż schronu odbywać się może nawet przy pomocy niewykwalifikowanych robotników. O ile grunt jest suchy, wówczas wystarczy na dno wykonanego już wykopu ubić warstwę podsypki ze średnioziarnistego piasku. Na to podłoże, odpowiednio uformowane, układa się rodzaj korytka z szczerlnie dociśniętych do siebie elementów I, dbając o to, aby końce każdego elementu były w stosunku do sąsiedniego przesunięte o 15—20 cm. Zaleca się pod styki podkładać wąskie paski papy dachowej. Po ułożeniu korytka, będącego spodem schronu, podbija się je starannie z obu stron i zasypuje się równomiernie do wysokości końców elementów łukowych. Następnie układa się po dwa



Rys. 3. Człon schronu IV. kategorii wykonany jako pełny krąg żelbetowy (średnica w św. 2,20 m, grubość ścianki 12 cm).

górne elementy kołowe, dbając o to, aby ściśle dopierały one do elementów sąsiednich. Całość może być ponadto ściągnięta w kierunku podłużnym trzema kotwami, zapierającymi się o żelazne wstawki, wsunięte między dwa elementy.

W miejscach, gdzie znajdować się powinny ścianki, układa się u spodu jedną tarczę III, następnie nakłada się na nią futrynę drzwi gazoszczelnych, wykonaną z ceowników, a w końcu ustawia się dwie boczne tarcze II. i górną tarczę III, unieruchomione przez sąsiadujące człony łukowe.

W gruncie zawilgoconym należy bezwzględnie założyć obustronne przewody drenowe otulone żużlem, gruzem lub żwirem. Dalej zalecało by się smarowanie zewnętrznych powierzchni elementów nośnych preparatami izalacyjnymi (np. „Szczerlnit“, „Wodochron“, „Polmin Izolator III“ itp.), a wewnętrzne powierzchnie roztworem szkła wodnego (38 — 40° Be). W terenach silnie nawodnionych bezwzględnie konieczną rzeczą będzie staranne zafugowanie styków od zewnątrz przy użyciu cementów wodoszczelnych (np. „Siccifix“).

O ile w danej miejscowości jest sieć kanalizacyjna, zaleca się urządzenie ustępów splukiwanych i ich włączenie do sieci. Na dnie schronu koniecznym jest zainstalowanie zlewu podłogowego dbając jednak o to, aby syfony były należycie wykonane i aby można było odciąć odpływ do kanalizacji przez szczelną zasuwę, ręcznie zamykaną.

Do zupełnego wykonania schronu, typu wyżej opisanego, przeznaczonego na pobyt 50 ludzi przy sztucznej wentylacji schronowej potrzeba:

elementów nr I.	— 246 sztuk
elementów nr II.	— 6 sztuk
elementów nr III.	— 6 sztuk
elementów nr IV.	— 1 sztuka
elementów nr V.	— 36 sztuk
elementów nr VI.	— 40 sztuk
elementów nr VII.	— 23 sztuki
elementów nr VIII.	— 42 sztuki
elementów nr IX.	— 4 — 11 sztuk
elementów nr X.	— 1 sztuka.

(nie wliczając w to potrzebnego materiału na wykonanie schodów, o ile schron jest zagłębiony w ziemi).

Całkowity koszt takiego schronu (częściowo tylko zagłębionego w ziemi) wynosi około 7000,— zł, czyli 140 zł/osobę.

* * *

Odmianą typu wyżej opisanego, będzie schron wykonany z pełnych elementów kołowych w postaci pierścieni, 2,20 m średnicy, 12 cm grubości i 25 cm szerokości, wagi około 525 kg. Wewnętrzne urządzenie schronu pozostaje bez żadnej zmiany. Kręgi kołowe wykonywać można, podobnie jak i wszelkie inne, dotąd opisane elementy, przy pomocy wibrowania betonu. Jednak znaczna waga elementu i jego pokaźne bądź co bądź wymiary nie pozwalają na wibrowanie na stole wibracyjnym; a wiadomo, że nawet rzeczy betonowe o mniejszych średnicach, poddawane wibracji przy pomocy wibratorów doczepionych do płaszcza zewnętrznego formy rury — nie

mogą być wykonywane z całą żądaną precyzją i pewnością. Dlatego też, o ile wykonywanie schronów przy pomocy tych właśnie segmentów kołowych ma wejść na tory realne — musi być zastosowana inna, nowsza i pewniejsza metoda. Jest nią metoda wykonywania rur żelbetowych przez prasowanie przy pomocy siły odśrodkowej, w pozycji pionowej, bez płaszczki wewnętrznej. Sposób ten, stosowany z powodzeniem do wyrobu szczelnych rur żelbetowych może być również użyty do wyrobu poszczególnych członów kołowych średnicy w świetle 2,20 m. Pewną trudność sprawi dokładne usytuowanie falców ścian bocznych, gdyż jednocześnie poddanych wirowaniu musi być co najmniej 16 członów (łącznej długości 4 m). Ale są to trudności natury konstrukcyjnej, które każdy zdolny konstruktor maszynowiec rozwiąże w bardzo krótkim czasie. Nie potrzeba podkreślać oszczędności, jakie z zastosowanie tego systemu produkcji się osiągnie. Uzyska się towar seryjnie jednolity, o pierwszorzędnej szczelności i wytrzymałości. Mniejsze betoniarstwo, nie dysponujące środkami na sprawienie kosztownych maszyn, mogą elementy te wykonywać nawet ręcznie, stosując zwykły beton ubijany. Największą jednak trudnością będzie w takim razie wykonanie dobrze obrotzonego żeliwnego pierścienia dolnego jako podstawy pod poszczególny krąg.

* * *

Na zakończenie jeszcze parę słów o schronie z gotowych elementów żelbetowych, wykonanych w kształcie portalu, złożonego z dwóch symetrycznych członów bocznych i jednej rozpory dolnej.

Wadą bezsprzeczną takiego rozwiązania jest dwoistość głównych elementów nośnych. W pierwszym bowiem typie schronu wprowadzie aż trzy człony składają się na jeden krąg, ale są to trzy człony zupełnie identyczne, a więc właściwie tylko jeden gatunek elementu żelbetowego wchodzi tu w rachubę.

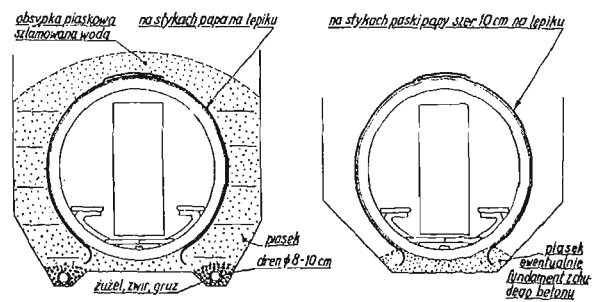
Typ drugi również zawiera jeden element nośny. Natomiast typ portalowy posiada ich aż dwa. Niemniej jednak w niektórych wypadkach ten typ schronu oddaje znaczne usługi, tym bardziej że według niektórych subiektywnych zapatrywań, wygląda on od środka „mocniejszy” aniżeli przekrój kołowy.

Ale i przy tym typie zasadnicze części jak ściany wewnętrzne i skrajne, ławki i instalacje pozostają niemal takie same jak przy pierwszym opisanym typie schronu.

W końcu chciałbym zaznaczyć, że pierwszy

typ i trzeci nadają się również do wykonywania schronów drogą podkopów metodą tunelową.

Zarzucając zupełnie obudowę drewnianą, wykonać można definitywną obudowę żelbetową przy użyciu gotowych elementów żelbetowych w formie



Rys. 4. Przekrój schronu z gotowych elementów kołowych.

lekko zmodyfikowanej od kształtów wyżej opisanych. Ale problem ten, niezmiernie ciekawy, wykracza daleko poza opis budowy schronów małych, kategorii IV, a rzadko III, i zasługuje na szersze ujęcie w oddzielnej publikacji.

* * *

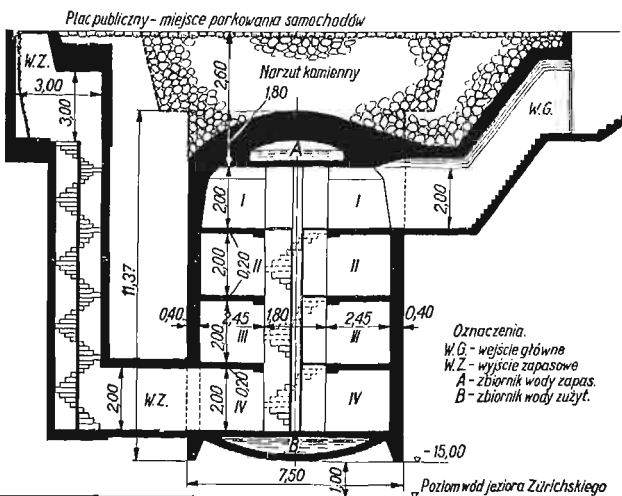
Ten krótki z konieczności opis różnych możliwości budowy schronów z gotowych elementów żelbetowych nie wyczerpuje bynajmniej całości zagadnienia. Są to rzeczy bardzo młode. Chwała Bogu, że dotąd nie przeszliśmy jeszcze ogniowej próby ich skuteczności. Jednak przykłady hiszpańskie wskazują na celowość podanych urządzeń, choć schrony z e l e m e n t ó w żelbetowych nie były tam dominujące.

Nasz młody przemysł betoniarski okazał od kilku miesięcy zainteresowanie tymi zagadnieniami, że tylko wskażę powiększenie się pozycji rejestrów Urzędu Patentowego, gdyż byłe drobiazgi uszczęśliwiony odkrywca skrętnie patentuje. Ale rzeczy mniej wartościowe zostaną wyeliminowane próbą życia; — zbrodnią wręcz byłoby wypuszczać na rynek obiekty małowartościowe, wykorzystując na głę w tym kierunku zainteresowanie klientów. Bliższe zaznajomienie się z tą nową gałęzią techniki jest koniecznym, o ile jej rozwój nie ma pójść w fałszywym kierunku. A najważniejsze to, że równoległe do rozważań ściśle teoretycznych należy dążyć do coraz to lepszego wykorzystania właściwości tych dwóch cudownych materiałów, jakimi jest beton i żelazo, wręcz predystynowanych do ochrony naszego życia i mienia przed odwieczną zaborczością sąsiada.

Prenumeratę »Inżynierii i Budownictwa« należy opłacać na konto P.K.O. w Warszawie Związku Polskich Inżynierów Budowlanych
Nr 29.787

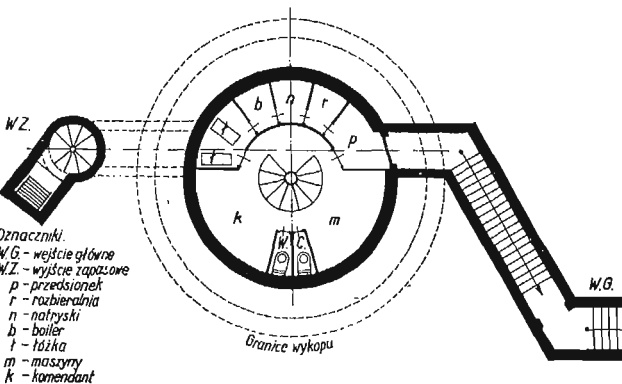
SCHRON PUBLICZNY W ZURYCHU (SZWAJCARIA) POMYSŁU INŻ. ARCH. G. SCHINDLERA

Dzięki uprzejmości władz szwajcarskich, a w szczególności zarządu Szwajcarskiego Związku Obrony Przeciwlotniczej (Schweizerischer Luftschutzverband) w Zurychu, zwidziłem interesujący obiekt budownictwa przeciwlotniczego, jakim jest schron publiczny opłg, zbudowany podług projektu inż. arch. G. Schindler'a i oddany do użytku w styczniu 1938 r.



Rys. 1.

Obiekt ten, poza oryginalnością pomysłu konstrukcyjnego, opatentowanego przez autora, wyróżnia się kesonowym systemem budowy, dotychczas w tej dziedzinie nie stosowanym, drobiazgowym wykończeniem szczegółów urządzenia wewnętrznego, jak również zasługującą na uwagę realizacją — z inicjatywy i ofiarności społecznej. Wykonany jako doświadczalny, skrzętnie obserwowany, nawet filmowany podczas budowy, odpowiedział stawianym mu wymaganiom, — czego wyrazem była decyzja władz szwaj-



Rys. 2.

carskich budowy drugiego schronu opłg tego typu w Bernie oraz zakup pomysłu przez Francję do wykonania w Paryżu.

Schron omawiany został obliczony na umieszczenie 200 ludzi normalnie (siedząco) zabezpieczonych, lub 400 ludzi

1) Por.: artykuł Dr W. Jacky p.t.: *Muster — Luftschutz — Turm in Zürich*, w miesięczniku *Schweizerische Technische Zeitung*, Nr 22, z czerwca 1938 r.

rozieszczonych stojąco, z zapewnieniem opieki lekarskiej i odkażalnią we własnym punkcie ratowniczo-sanitarnym, zaopatrzone również kompletnie we wszelkie niezbędne urządzenia wentylacyjne, oświetleniowe, wodociągowe, kanalizacyjne itp.

Konstrukcję schronu i główne wymiary podają na rysunkach 1).

Wieżowa konstrukcja, cylindryczno-kopulasty kształt bryły oraz kesonowy sposób wykonania, wpływają na niewątpliwe zalety schronu:

A) Pionowy układ pomieszczeń czterokrotnie zmniejsza powierzchnię kosztownego stropu przeciwbombowego.

B) Zmniejszenie powierzchni stropu redukuje prawdopodobieństwo trafienia w schron bomb lotniczych.

C) Wykonanie kesonowe pozostawia nietkniętym zleżały grunt, przylegający do bryły schronu, nie naruszając odporności gruntu na przenikanie.

D) Zagłębienie schronu usuwa dużą część jego konstrukcji poza strefę zniszczenia bomb lotniczych, umożliwiając obliczanie tych konstrukcji tylko na parcie ziemi.

E) Cylindryczno - kopulasty kształt bryły schronu wzmacnia jego odporność we wszystkich kierunkach, umożliwiając dalsze ograniczenie grubości ścian, kesonowy zaś sposób budowy pozwala na kilkakrotne użycie elementów budowlanych, co razem wpływa na oszczędność materiału.

Jako cechy ujemne wymienię:

a) Trudności usytuowania schronu w terenie, wobec wymagania bardzo niskiego stanu wód gruntowych (-16 m);

b) Skomplikowany sposób budowy i długi czas jej trwania, — normalne bowiem terminy budowy schronu tego typu są następujące: budowa bloku szybu dla sondowania, a następnie bloku schronu — 3¹/₄ miesiący, chodnika podziemnego, łączącego oba bloki — 6 tygodni, instalacyj i urządzeń wewnętrznych 6 tyg., — razem pół roku.

Koszt schronu wynosi w stosunku do chronionej osoby 300 fr. szw., czyli przy wymiarach podanych na rysunkach całkowity koszt ± 60.000 fr. szw.

W Zurychu budowę przeprowadzono w dzielnicy staromiejskiej pod placem do parkowania samochodów, powstałym po rozbiórce starego teatru miejskiego. Blok dla wyjścia zapasowego (wz — na rys. 1) zastosowano jako szyb próbny i opuszczono go również sposobem kesonowym, przy czym stwierdzono właściwości gruntu do głęb. 13 m. Okazało się, że powierzchniowa dwumetrowa warstwa gruzu budowlanego, poprzez cienką warstewkę próchnicy, przechodzi w złoże ścisłego suchego piasku, pomieszanego z mułem, żwirkiem i dużymi kamieniami. Od głęb. 6 m napotymano coraz częstsze i grubsze warstwy niebieskiego wapna alpejskiego i piaskowca, które na głęb. 8,5 m przeszły w grunt tak ścisły, że musiano pracę prowadzić dalej przy użyciu materiałów wybuchowych.

Wykop wstępny dla budowy głównej bryły schronu wykonano o średnicy 9 m, głębokości 4 m i kształcie w przekroju jak przerywana linia na rys. 1. Na tym poziomie betonowano podstawę wieży i dolne 2 m bryły schronu, po czym opuszczano je przez usuwanie ziemi z pod stopy podstawy, powtarzając tę czynność po każdym dalszym nadbudowaniu 3 m. Do wszystkich robót betonowych stosowano cement specjalny. Gdy stopa została opuszczona do głęb. 15 m, a cylinder osiągnął wysokość 11 m, zbudowano spo-

sobem podkopowym chodnik podziemny, łączący z blokiem wyjścia zapasowego, po czym przystąpiono do betonowania przegród międzypiętrowych i montowania wewnętrznych schodów kręconych.

Budowę zakończono wykonaniem żelbetowej kopuły schronu i wypełnieniem wykopu narzutem kamiennym z użyciem bloków skalnych wydobytych z gruntu.

Wejście główne zabezpieczono przed wtargnięciem gazów oraz przed podmuchem specjalnymi drzwiami i załamaniami korytarza. Właściwe pomieszczenia schronu odgradzono od przedsionka dalszymi dwoma drzwiami gazoszczelnymi. Zwraca uwagę automatyczne zaciemnianie korytarza przy otwieraniu drzwi zewnętrznych, aby uniknąć wymknięcia się nawet najmniejszego promienia światła na zewnątrz. Wyjście zapasowe prowadzi schodami i drabinką żelazną do zwykłego wylazu, uzupełnionego tylko specjalną rebordą z materiałem uszczelniającym. Korytarz podziemny wyjścia zapasowego oddzielają od wnętrza schronu również drzwi gazoszczelne.

W górnej kondygnacji schronu mieści się komendant schronu z maszynownią (urządzenia wentylacyjne, oświetleniowe, wodne, pochłaniacze, radio itp.) oraz miniaturowy, lecz kompletny punkt rat. san. z odkażalnią osób skażonych gazami parzącymi. Rozbieralnia (patrz rys. 2) przylega do przedsionka, dalej natrysk z boilerem (o pojemności 75 l), ubieralnia z małą kuclenką, wreszcie izba chorych o dwu łóżkach. Trzy kondygnacje dolne, przeznaczone na pomieszczenia zbiorowe, są zaopatrzone każda w dwa kłozety, kran z wodą do picia i odpowiednią ilość sprzętu do siedzenia. Ciekawym szczegółem jest rozróżnienie orientacyjne kondygnacji nie przez numerację, lecz za pomocą barw ścian wewnętrznych.

Urządzenia wentylacyjne umożliwiają wtłaczanie powietrza z czerpni, wysuniętych na 1,20 m ponad powierzchnię ziemi, umieszczonych w otaczającej plac balustradzie, lub wsysanie powietrza przez filtr naturalny, jakim jest ziemia, — w tym celu przewidziano w ścianie otwory, a na głębokości — 16 m wykonano komorę powietrzną. Te ostatnie urządzenia są jeszcze wypróbowywane pod kątem widzenia możliwości niebezpieczeństwa ze strony gazu świetlnego. Doprowadzone powietrze może być dowolnie filtrowane przez pochłaniacze, lub wtłaczane bezpośrednio. Specjalne urządzenia umożliwiają podnoszenie, lub obniżanie naciśnienia. Powietrze czyste doprowadza się do wszystkich pomieszczeń specjalnymi przewodami, poza tym cyr-

kulację jego ułatwiają otwory w stopniach żelaznych centralnych schodów kręconych oraz przystosowana do tego celu rura osiowa schodów.

Zapewniono, jako normalny, napęd elektryczny wentylatorów z sieci miejskiej, jako zastępczy — napęd nożny, uruchamiający równocześnie generator zastępczy oświetlenia. Oświetlenie wnętrza schronu b. jasne, żarówkami w mlecznych kulistych kloszach. Poza tym istnieje jeszcze jedna zastępcza mała sieć oświetleniowa, dająca minimalne, lecz niezbędne światła orientacyjne oraz dla tablicy rozdzielczej i maszynowni, — zasilana z bateryj, uruchomiana automatycznie, w chwilach niespodzianych przerw w dopływie prądu z sieci miejskiej.

Zaopatrzenie schronu w wodę do picia normalne — z sieci miejskiej, zastępcze — z rezerwuaru o pojemności 5000 l, umieszczonego pod kopułą schronu. Odpływ wody zużytej — do miejskiej sieci kanalizacyjnej, zastępczy — do zbiornika w dnie schronu, skąd przepompowywanie do kanalizacji. Wszystkie przewody wodne i powietrzne pogruntowane przeciw rdzewieniu (katalyt B) i pomalowane farbą wodoodporną.

W pomieszczeniu komendanta schronu (przy maszynowni) zainstalowano radioodbiornik z adapterem na gramofon, a na każdej kondygnacji wmontowano głośnik, celem podawania mieszkańcom zarządzeń, komunikatów informacyjnych, lub przekazywania muzyki. Ciekawostką stanowi zapas płyt z nagraniami, umożliwiającymi komendantowi regulację nastrojów mieszkańców (od psalmów do marszów bohaterskich lub fox-trottów).

Na specjalne uwydatnienie zasługuje fakt realizacji tego schronu publicznego wyłącznie z inicjatywy społecznej, bez wydatków ze Skarbu Państwa. Zarząd Miejski przydzielił miejsce i przyszedł z pomocą nieznaczną subwencją pieniężną. Reszty dokonał Związek Obrony Przeciwlotniczej (odpowiednik naszej LOPP) oraz ofiarna praca fachowców, zrzeseń, osób prywatnych, bezpłatne dostawy materiałów przez firmy, lub wreszcie praca różnych przedsiębiorstw w warunkach pokrycia tylko kosztów własnych. Przykład godny naśladowania.

Nazwy ofiarnych firm budowlanych, instalacyjnych, wytwórni sprzętu itd. zostały trwale wryte na ścianie izby komendanta schronu na wieczną rzeczy pamiątkę, co stanowi istotną nagrodę, — reklamuje bowiem je wobec licznych rzesz ludności zwiedzającej schron jako obiekt pokazowy, lub też urządzone w nim wystawy oplg.

RECENZJE

Dionizy Krzyczkowski — *Budownictwo*. Wydanie 3 opracował prof. Jan Bogucki, Lwów 1939 — str. 463, z 377 figurami w tekście.

Sam fakt, że książka ta pojawia się w trzecim wydaniu świadczy o jej wartości. Książki techniczne w Polsce bowiem rozchodzą się raczej mało.

Wydanie trzecie różni się do pewnego stopnia od wydań poprzednich. Opuszczono bowiem w nim te działy, które traktowane są jako specjalne, np. konstrukcje stalowe, żelazobetonowe, instalacje i statykę. Skrócono dział sklepień, ograniczając go tylko do sklepień murowanych. Opuszczono również część architektoniczną, która w tej książce była zbyteczna.

Z drugiej strony rozszerzono cały szereg działów innych, dostosowano książkę do nowych przepisów, przy czym zaopatrzone ją w 28 przykładów szczegółowo opracowanych i w 15 tablic.

Książka dzieli się na działy następujące:

1) Materiały budowlane, 2) Wykopy ziemne, 3) Fundamenty, 4) Ściany, 5) Podpory w ścianach, 6) Stropy, 7) Sklepienia, 8) Dachy, 9) Schody, 10) Kanały, 11) Urządzenia wewnętrzne, 12) Inne roboty budowlane, 13) Prowadzenie robót.

Wszystkie te działy opracowane są szczegółowo, z wniknięciem w potrzeby praktyki. Np. w dziale o fundamentach podano wzmocnienie i pogłębianie domów istniejących oraz ochronę budynku przed wilgocią. W dziale o urządzeniach wewnętrznych omówiono nie tylko same urządzenia, ale również wadliwe ich funkcjonowanie np. przyczyny dymienia pieców itd. Również podano zasady obliczania strat ciepła w budynkach.

Bardzo cenny jest dział o prowadzeniu robót, który w podręcznikach tego rodzaju bywa często pomijany z du-

żą szkodą dla tego, który ma się uczyć nie tylko strony technicznej, ale i organizacyjnej robót budowlanych.

Możnaby raczej nawet do pewnego stopnia zarzucić, że podanie niektórych szczegółów jest zbyteczne, np. stropu „amerykańskiego” itd.; jednakowoż podanie ich uczącemu się wzbogaca raczej wiadomości i pozwala wskazać na racjonalne i na nieracjonalne konstrukcje.

Jednym słowem książka, która ukazała się obecnie w nowym wydaniu, wchodzi na rynek techniczny z dużymi walorami i wdzięczność należy się tak autorom, jakoteż i wydawcy za to trzecie wydanie. Jakkolwiek zaś przeznaczona jest dla techników, jednakowoż i dla inżyniera niejednokrotnie będzie bardzo cenna.

St. B.

Z PRASY TECHNICZNEJ

OBRONA PRZECIWLOTNICZA W ANGLII

Inż. L. Rucqoi ogłasza w ostatnim numerze „L'Ossature Métallique” obszerny artykuł sprawozdawczy o obronie przeciwlotniczej w Anglii.

Dzisiejsza organizacja tej obrony datuje się z września zeszłego roku. Podlega ona Ministerstwu Obrony Cywilnej, z którym współdziała Ministerstwo Spraw Wewnętrznych. Cały kraj podzielony został na trzy sfery: okolice narażone na naloty (wielkie miasta, centra przemysłowe, punkty strategiczne), okolice mniej narażone i okolice bezpieczne. Wykonywany obecnie program ma na celu zapewnienie skutecznej ochrony całej ludności okolic narażonych. Rodziny o dochodzie rocznym nieprzekraczającym 250 funtów (około 6000 złotych) zaopatrywane są przy tym w schrony na koszt państwa, rodziny o wyższym dochodzie muszą natomiast same pokrywać koszty.

Wprowadzono dwa zasadnicze typy schronów: mały schron rodzinny na 4 — 6 osób budowany w ogrodach lub podwórzach i schron piwniczny stosowany w dużych domach czynszowych. W domach o bogatych mieszkańcach schrony piwniczne budowane są przez właścicieli, którzy mają prawo kosztami ich obciążyć lokatorów. Właściciele fabryk obowiązani są budować schrony dla pracowników.

Łącznie program wykonywany obejmuje zaopatrzenie w schrony 20 milionów osób, z czego dla 10 milionów przewidziane są schrony ogrodowe i dla 10 milionów — piwniczne.

Budowane schrony mają za zadanie ochronę przed podmuchem, odłamkami i spadającymi gruzami, odpowiadają więc pod tym względem polskim schronom IV kategorii. Różnią się one jednak od schronów polskich brakiem uszczelnienia, obrona przeciwgazowa bowiem oparta jest wyłącznie na rozdawnictwie masek i organizacji drużyn ratowniczych. Oprócz tego plany obrony biernej przewidują ewakuację części ludności sfer zagrożonych do okolic bezpiecznych.

Budowane przez państwo schrony są zestandaryzowane. Tak więc jako schron ogrodowy przyjęty został schron typu Andersona, schrony innych typów budowane są tylko dla osób zaopatrujących się w nie na koszt własny.

Schron Andersona składa się z trzech członów z blachy falistej cynkowanej grubości 2 mm. Każdy człon składa się z dna i dwóch elementów ściennych wygiętych łukowo i złączonych w kluczu. Szerokość schronu jest 1,865 m, wysokość w kluczu — 2,00 m, długość — 2,45 m. Ściana tylna składa się z czterech elementów blaszanych, z których jeden wyjmowany od wewnątrz otwiera wyjście zapasowe, ściana przednia posiada otwór niezamykany o wymiarach 1,02 × 0,71 m. Schron jest zagłębiony w ziemię na 1,20 m i obsypany nasypem o grubości około 0,50 m. Ciężar schronu — 800 kg.

Schrony tego typu poddano szeregowi prób. W jednej z nich stwierdzono, że dawały one zabezpieczenie od

bomby 225 kg już w odległości 7,50 m od miejsca wybuchu.

Schrony Andersona wyrabiane są dziś w Anglii w ilości 30 — 45 tysięcy tygodniowo. Rząd zamówił dotąd 1 milion 400 tysięcy tych schronów, przy czym do dnia 5 kwietnia br. było już ustawionych 280 tysięcy schronów. Koszt schronu ustalono na 8 funtów.

Schrony piwniczne także zostały zestandaryzowane. Konstrukcja ich polega na wzmocnieniu stropów budynku, ściany natomiast nie są wzmacniane. Przykrycie schronów składa się z płyt z blachy falistej opartych na beleczkach, które z kolei spoczywają na słupkach stalowych. Elementy konstrukcyjne obliczono na ciężar gruzów 2200 kg/m². Obciążenie to ustalono na podstawie doświadczeń, do przeprowadzenia których wyzyskano burzone budynki. Przy budynkach czteropiętrowych stwierdzono tu obciążenie gruzami 1700 kg/m² w chwili uderzenia. Przy większej ilości pięter i konstrukcji szkieletowej całkowite zawałenie się budynku uznano za zupełnie nieprawdopodobne, przy braku szkieletu natomiast obciążenie statyczne może wzrosnąć, maleje jednak dynamiczny wpływ uderzenia.

Wymiary blachy falistej i beleczek schronu są stałe, zależnie bowiem od rozmiarów pomieszczenia daje się odpowiednią ilość słupków. Wysokość słupków zmienia się zależnie od wysokości kondygnacji, jednak tylko co 30 cm, gdyż strop schronu nie musi przylegać do stropu zasadniczego. Jako wariant stosowano tu słupki rurowe o długości dostosowywanej do kondygnacji przy pomocy śrub. Słupki wewnętrzne schronów mogą być wyjmowane, magazynowane osobno i ustawiane dopiero w chwili alarmu.

Sprawę wyjść bezpieczeństwa rozwiązuje się tu zależnie od warunków lokalnych w postaci przejść do piwnic sąsiednich, korytarzy podziemnych z blachy falistej z wyjściami na zewnątrz itd.

Zamówienie rządowe obejmuje dziś budowę 100 tysięcy schronów piwnicznych tego typu.

Niezależnie od bezpośredniej budowy schronów, państwo udziela władzom miejskim wysokich kredytów przeznaczonych na budowę schronów publicznych. Do budowy ich wyzyskiwane są rowy ochronne wykopane w wielu miastach we wrześniu zr. Rowy zalewane wodą gruntową zostały zasypane, suche natomiast obudowano. Rowy te mają zazwyczaj 2 m głębokości i 1,50 m szerokości, ostatnio są one poszerzane do 2,10 m. Schrony skonstruowane są z blachy falistej opartej na łukach stalowych, podłogę wykonywuje się z betonu. Strop schronu obliczono na obciążenie 2000 kg/m², ponad schronem mogą bowiem przejeżdżać ciężkie walce drogowe. Schrony posiadają zazwyczaj dwa wyjścia na dwóch końcach galerii.

Oprócz tego budowane są w poszczególnych blokach domów schrony publiczne gazoszczelne wyższych kategorii. Autor artykułu zwiedził schron taki przeznaczony na 1200 osób, zaopatrzony we wszelkie instalacje, urządzenia ratownicze itp.

„L'Ossature Métallique” (Maj 1939) inż. E. O.

PIERWSZY MOST W NIEMCZACH WYKONANY W/G SYSTEMU INŻYNIERA FREYSSINETA

Ostatnio przy budowie żelbetowego mostu drogowego po raz pierwszy zastosowano w Niemczech system znanego francuskiego inżyniera Freyssineta. System ten jak wiadomo polega na rozciąganiu wkładek żelaznych przed betonowaniem. Wkładki te ściskają beton i rozciąganie w nim podczas pracy konstrukcji wyraża się zmniejszeniem tego ściskania. Konstrukcję projektuje się w ten sposób, żeby w wyniku złożenia tych naprężeń, rozciąganie albo nie występowało wcale, albo występowało w małych wielkościach, które beton łatwo wytrzyma. Omawiany most o rozpiętości 33 m zbudowano na autostradzie Kuhrgebiet—Hannover. Cztery belki główne mostu mają przekrój dwuteowy. Wysokość ich równa się 1,60 m czyli tylko około $\frac{1}{20}$ rozpiętości. Grubość środnika 12 cm, szerokość półek 50 cm, przy grubości od 12 cm przy krawędzi, do 24 koło środnika. Wg systemu Freyssineta wykonano tylko belki główne, a belki poprzeczne i płytę jezdną sposobem zwykłym.

Uzbrojenie wykonano ze stali wysokowartościowej. W półkę dolną włożono 52 \varnothing 14 mm i w górną — 24 \varnothing 10 mm. Uzbrojenie to było rozciągnięte przed betonowaniem do 5500 kg/cm². W obliczeniach przyjęto, że pod wpływem skurczu betonu i jego plastyczności naprężenia te spadną do 4000 kg/cm². Co się tyczy betonu, to bezpośrednio po rozdeskowaniu belek głównych naprężenia ściskające na krawędzi dolnej sięgały — 139 kg/cm². Spadły one pod wpływem skurczu i plastyczności do 70 kg. W takim stanie naprężeń wykonano belki poprzeczne i jezdnię.

Całkowity ciężar własny i obciążenie ruchome dały rozciąganie w wysokości 50 kg/cm². Kiedy poddała się trochę płyta żelbetowa, ze względu na ten sam skurcz i plastyczność, to rozciąganie doszło do 54 kg/cm². A więc w wyniku w półce dolnej wypadło jeszcze ściskanie równe 70—54 = 16 kg/cm². Długości prętów podłużnych dźwigarów głównych obliczono uwzględniając wykres momentów maksymalnych. Mają więc one różne długości. Ze względu na to momenty zginające, które powstają skutkiem pierwotnych naprężeń w prętach, nie są stałe. Powstają więc dodatkowe naprężenia ścinające sięgające — 9,63 kg/cm². Główne naprężenia ukośne nie dają rozciągania w betonie ponieważ strzemiona dźwigarów głównych też otrzymały naprężenia pierwotne w wysokości 3000 kg/cm² po uwzględnieniu wpływu plastyczności i skurczu betonu. Przyczółki mostów wykonano z jednego bloku betonu z wnęką przykrytą strzelistym sklepieniem, którego oś zlewa się z podłużną osią mostu. W ten sposób uniknięto parcia ziemi, co było bardzo ważne ze względu na słabość terenu. Przyczółki posadowiono na palach, które wbito ukośnie w dwóch symetrycznych kierunkach. W ten sposób możliwość osiadania została całkowicie wykluczona.

„Die Bautechnik“ (10 marca 1939 r.) P. S.

ZASTOSOWANIE PALI WCISKANYCH DO WZMACNIANIA FUNDAMENTÓW BUDYNKU

Przy nieprzewidzianej w pierwotnym projekcie nadbudowie budynku duże trudności sprawia zawsze wzmocnienie fundamentów. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest wprowadzenie posadowienia palowego. Pale jednak zabijane, ze względu na brak miejsca dla kafaru wewnątrz istniejącego budynku, jak również ze względu na towarzyszące zabijaniu drgania, rzadko tu mogą być stosowane. Lepsze rezultaty dają pale wiercone, które jednak w gruntach wodonośnych mogą przedstawiać niebezpieczeństwo ruchów gruntu i znacznych osiadań fundamentów istnieją-

cych. Z tych względów częste zastosowanie znajdują w takich wypadkach pale wciskane w grunt przy pomocy lewarów hydraulicznych opartych zazwyczaj o istniejącą konstrukcję budynku. Przy palowaniu takim grunt ulega znacznej komprymacji, a nośność pala jest bezpośrednio wyznaczona przez wartość siły wciskającej.

Ciekawy przykład zastosowania pali wciskanych miał miejsce przy wzmocnianiu fundamentów wielkiego budynku fabrycznego w Rio de Janeiro. Budynek ten, pierwotnie trzypiętrowy, posiadał posadowienie na ławach i stopach. Po pierwszej nadbudowie fundamenty te połączono pod całym budynkiem płytą żelbetową, która szybko zaczęła się rysować. Pomimo tego przy dalszym podwyższeniu budynku do wysokości 45 m ograniczono się tylko do pewnego wzmocnienia płyty.

Posadowienie okazało się wtedy zupełnie niewystarczające. Płyta fundamentowa porysowała się na całej powierzchni, średnie osiadanie doszło do 15 cm, a duże obciążenia zmienne wewnątrz budynku wywoływały pochylania się jego coraz to w inną stronę. Próba zwiększenia powierzchni posadowienia przez dobetonowanie pasa płyty fundamentowej wokół budynku była zupełnie nieudana, gdyż już przy rozpoczęciu wykopu z jednej strony budynku pochylił się on gwałtownie w tę stronę.

Wtedy dopiero właściciele zdecydowali się na radykalne wzmocnienie posadowienia przy pomocy pali wciskanych.

Początkowo zamierzano tu zastosować pale systemu Mega, złożone z elementów żelbetowych o przekroju kołowym lub kwadratowym i o długości nieprzekraczającej 80 cm. Elementy te wciskane są jeden za drugim przy pomocy lewaru hydraulicznego i łączone ze sobą specjalnym złączem. Oprócz tego elementy posiadają wzdłuż swej osi poziomej otwór, w który po zakończeniu wciskania wkłada się zbrojenie żelazne zalewane betonem, co zapewnia dodatkowe połączenie elementów.

W omawianym wypadku musiano jednak system pali zmodyfikować. Na głębokości bowiem około 4 m istniała tu metrowa warstwa piasku silnie sprasowanego istniejącym obciążeniem i przewidywano, że siła wciskania pala przy przechodzeniu przez tę warstwę będzie bardzo znaczna. Skłaniało to do zastosowania przekroju pełnego, z drugiej jednak strony obawiano się, że bezpośrednie łączenie poszczególnych elementów okaże się za słabe na siły boczne powstające przy wciskaniu pali sąsiednich. Zdecydowano się więc ostatecznie na wciskanie pali o pełnej ośmiometrowej długości sownicie uzbrojonych żelazem podłużnym i uzwojonych. Przekrój pali obrano ośmiokątny o średnicy koła wpisanego 36 cm.

Pale betonowane były w pozycji pionowej w miejscu, gdzie miały być wciśnięte. Ponieważ wysokość pali znacznie przewyższała wysokość dolnej kondygnacji budynku, wycięto przy tym w stropach otwory na pale, wielkości 45 × 60 cm. Lewary hydrauliczne nie opierano tu bezpośrednio o konstrukcję budynku, gdyż strop drugiego piętra, do którego sięgały pale, był na to za słaby. Zabetonowano więc dookoła słupów budynku, w najniższej kondygnacji, połączone z nimi masywy, w których zakotwiono lekką konstrukcję stalową służącą za oparcie lewarów.

Jednocześnie z betonowaniem masywów, dla zabezpieczenia budynku podczas samej roboty stężono go w parterze poziomą ramą żelbetową, a istniejącą płytą fundamentową wzmocniono.

Roboty palowe nie napotkały na żadne większe trudności. Wykonano łącznie 62 pale o nośności użytkowej 50 ton, przy sile wciskania 100 — 120 ton.

Połączenie pali z konstrukcją budynku wykonano jednocześnie dla wszystkich pali. Po ukończeniu wciskania doprowadzono budynek do położenia pionowego przy pomocy prowizorycznych klinów opartych na kilku palach. Aby pale te zabezpieczyć od zmiążdżenia, kliny opierano za pośrednictwem belek drewnianych o nośności mniejszej od nośności pali. Betonowanie stóp łączących budynek z palami, które wykonywano następnie, prowadzono w jak najszybszym tempie, używając cementu szybkowiążącego. Betonowanie to trwało 24 godziny.

Roboty opisane ukończone były na początku 1938 roku i od tego czasu nie stwierdzono już w budynku żadnych rys, ani osiadania.

inż. J. Boverouille. „*La Technique des Travaux*”. (Kwiecień 1939).
inż. E. O.

NOWY KOŚCIÓŁ W LIZBONIE

Ukończony niedawno kościół Matki Boskiej w Lizbonie jest pierwszym w Portugalii wypadkiem zastosowania zasad współczesnej architektury w budownictwie religijnym.

Kościół posiada konstrukcję żelbetową z wypełnieniem ceglany. Zasadniczymi elementami konstrukcyjnymi są trójprzegubowe łuki o rozpiętości 17,20 m i strzałce 22 m. Podporami tych łuków są ramownice niskich bocznych naw kościoła, rozpór przy tym przejęty został przez ściąg przebiegające pod posadzką nawy głównej. Ponad łuskami znajduje się płaski dach kościoła wsparty na zamocowanych w łukach słupkach. Stężenie podłużne budynku wykonano w poziomie dachu, względy bowiem architektoniczne nie pozwoliły na bezpośrednie związanie ze sobą samych łuków.

Przy kościele znajduje się dzwonnica wysokości 45 m. Ponieważ przy parciu wiatru 200 kg/m² ciężar własny wieży okazał się zbyt mały dla zabezpieczenia stateczności konstrukcji, zastosowano dodatkowe obciążenie wieży balastem z murów ceglanych.

„*La Technique des Travaux*” (Kwiecień 1939)

inż. E. O.

BETONOWANIE JEZDNI MOSTU PRZY STAŁEJ STRZAŁCE UGIĘCIA

Niedawno na Hawaj wybudowano żelbetowy most lukowy przez rzekę Wailuku—River w Hilo. Most składa się

z dwóch dźwigarów stanowiących zamocowane łuki o rozpiętości przeszło 50 m, ustawionych w odległości 6,00 m w świetle, w płaszczyznach przyszłych poręczy mostu. Do tych łuków podwieszono jezdnię betonową za pomocą wieszaków. Przed betonowaniem jezdni łuki obciążono w ten sposób, żeby dały one ugięcie równe ugięciu całkowite wykonanego mostu pod wpływem ciężaru własnego. Przy betonowaniu płyty jezdni obciążenie to stopniowo usuwano z tym, żeby całkowity ciężar, a więc i ugięcie zostawało się bez zmian. W ten sposób uniknięto ruchów płyty jezdni względem wieszaków, których końce podczas betonowania zatopiono w belkach jezdni.

„*Engineering News—Record*” (19 stycznia 1939 r.)

P. S.

WYTRZYMAŁOŚĆ PALI NA OBCIĄŻENIE POZIOME

W San Diego wybudowano nowy gmach „Civil Center”. Fundamenty posadowiono na stalowych palach o przekroju dwuteowym i wysokości od 25 do 30 cm. Pale te przechodzą przez słaby grunt którego grubość waha się od 4 do 6 metrów i przenikają w twardą glinę. Wszystkiego wbito ponad 1500 pali od 9 — do 11 m długości, przy czym każdy niesie od 30 do 40 ton. Ze względu na możliwość ruchów górnej warstwy ziemi wykonano szereg doświadczeń żeby wyjaśnić zachowanie się pali pod obciążeniem poziomym. W tym celu wbito próbne pale i wypychano je na bok za pomocą lewarów. Mierzono przy tym strzałki ugięcia pali odpowiadające różnym siłom poziomym. Oprócz tego dla wyjaśnienia wpływu drgań na wytrzymałość pali robiono następujące doświadczenie. Przy pewnej stałej sile poziomej i odpowiadającej jej strzałce ugięcia, pal poddawano wibracji. Wówczas wydatnie zmniejszał się opór ziemi przeciw wyginaniu się pala i strzałka ugięcia przy stałej sile zwiększała się. Chcąc utrzymać tę samą strzałkę trzeba było zmniejszyć siłę często do 40%. Naprężenia dynamiczne są więc bardzo niebezpieczne przy mocnym parciu poziomym. Po wbiciu wszystkich pali połączono je blachą poziomą przypawaną do pali 45 cm, niżej ich górnych krawędzi i na niej wykonano lawę żelbetową, która związała wystające części pali. W ten sposób otrzymano bardzo mocny monolit.

„*Engineering News—Record*” (19 stycznia 1939 r.)

P. S.

PRZEGLĄD PRASY

ARCHITEKTURA I BUDOWNICTWO Nr 2. Podaje kilka ciekawych bogato ilustrowanych artykułów opisowych nowowzniesionych i projektowanych budowli. Inż. B. Szmidt opisuje „*Rozbudowę gmachu Centrali K. K. O.*”, inż. B. Laszcza — „*Ośrodek harcowski na Śląsku*”, inż. A. i T. Ptaszyccy — „*Dom mieszkalny nad Wisłą w Nowej Wsi*”. Ponadto K. Pręczkowski omawia „*Problem dekoracji w wiodowisku*”. Przegląd czasopism i sprawozdanie z Konkursu na dom mieszkalny P. B. R. w Warszawie.

CEMENT Nr 5 — organ Związku Polskich Fabryk Cementu. Inż. H. Griffel zdaje sprawę z „*Doświadczeń porównawczych na belkach żelbetowych uzbrojonych żelazem okrągłym i stałą Griffel*”, a inż. A. Friedstein pisze „*O dopuszczalnych naprężeniach wysokowartościowego betonu*”. Notatki z prasy technicznej i różne wiadomości uzupełniają numer.

DOM, OSIEDLE, MIESZKANIE Nr 5 — organ Polskiego Towarzystwa Reformy Mieszkaniaowej. Numer ten jest poświęcony zagadnieniom cen gruntów budowlanych, które omawia J. Cegielski, przeprowadzając studium metody badań na przykładzie analizy cen na Mokotowie. Artykuł pod-

kreśla znaczenie znajomości rozwoju cen gruntów budowlanych dla zarządów miejskich jako podstawę dla racjonalnej polityki urbanizacyjnej. Poza tem art. S. Nowickiego p.t.: „*Konieczność uwzględnienia zapobiegania pasorzytom przy projektowaniu mieszkań i mebli robotniczych*”, dział „Z książek i wydawnictw”.

GOSPODARKA WODNA Nr 2. W dalszym ciągu omawia zagadnienie rzeki Wisły jako arterii komunikacyjnej i jej znaczenie w życiu gospodarczym i kulturalnym państwa. Inż. E. Romański — pisze o „*Rozbudowie niemieckiej sieci dróg wodnych*” — inż. K. Dębski o „*Transporcie i osadzeniu aluwii w korycie Wisły*”, inż. Tillinger o „*Przewidywanych przewozach wodnych w Polsce*”. Cały szereg drobnych i ciekawych wiadomości, przegląd czasopism, krytyki i bibliografia składają się na ciekawy i bogaty numer.

INŻYNIER KOLEJOWY Nr 5 — Organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych. W numerze tym opublikowane są następujące referaty na XVII. Zjazd Polskich Inżynierów Kolejowych: Inż. M. Władawskiego — „*Dwudziestolecie Zw. Pol. Inż. Kol.*”, inż. A. Krzyżanowskiego — „*Ta-*

ryfy towarowe P. K. P.", inż. B. Cywińskiego — „Wydatki osobowe na kolejach polskich” oraz inż. T. Świeścianowskiego — „Odnowienie taboru na P. K. P.”. Poza tym Kronika i przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 10 — zawiera art. S. Bryły p.t.: „Spawanie a gospodarka narodowa”, inż. inż. S. Tuczynowicza i W. Brzezińskiego — p.t.: „Torf jako paliwo zastępcze na P. K. P.”, inż. Z. Multana — „Nowoczesne budowle mostowe” oraz notatka recenzyjna p.t.: „Kolej elektryczna Kraków — Zakopane”. Poza tym Kronika przemysłowa i recenzje. Jako załączniki „Wiadomości Towarzystwa Wojskowo-Technicznego”.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 11 — zawiera szkic historyczny dr M. Wojcicichowskiego — „Od alembiku do kolumny Podbielińska”, aktualny art. A. Pauly — „Ratowanie żalgó i kadłubów okrętów podwodnych”, notatkę sprawozdawczą „Przemysł naftowy w U. S. A.”, Kronikę przemysłową i Bibliografię. Jako załącznik „Przegląd odlewniczy”, „Przegląd piśmiennictwa wojskowo-technicznego” i „Przegląd czasopism”.

PRZEGLĄD POŻARNICZY Nr 5 — organ Związku Straży Pożarnych R. P. W numerze tym inż. J. Kowalczyk pisze o „Znaczeniu planu motoryzacji oraz zaopatrzeniu straży”, A. Wardęga o „Pożarach w kopalniach węgla”, a inż. F. Blümke wyczerpująco opisuje „Drabiny i autodrabiny na wystawie samochodowej w Berlinie”, poza tym wiadomości fachowe i kronika.

PRZEGLĄD URBANISTYCZNY Nr 1-2 — organ Społecznego Zrzeszenia Inżynierów. Zawiera artykuły: Inż. S. Kluźniaka — „Projektowanie osiedli przy przebudowie ustroju rolnego”, inż. A. Wejtko — „Uporządkowanie istniejących osiedli wiejskich”, R. Thieme — „Uwagi o polityce terenowej miast”, oraz przegląd piśmiennictwa i informacje.

WOŁYŃSKIE WIADOMOŚCI TECHNICZNE Nr 5 — organ Wołyńskiego Stowarzyszenia Techników. Artykuły inż. S. Boryssowicza — „Mieszkanie robotnicze jako problem gospodarczy”, Mgr S. Witkowskiego — „Terytorialne rozmieszczenie produkcji przemysłowej”, A. Jankowskiego — „Najnowsze studia nad izolacją rur do gazu i wody” oraz wiadomości organizacyjne i bieżące składają się na całość numeru.

WIADOMOŚCI DROGOWE Nr 3-4 — organ Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych i

Zw. Inżynierów Drogowych R. P. Inż. J. Królikowski w art. p.t.: „Drogi muszą wytrzymać” — podkreśla ważność komunikacji w działaniach wojennych i w związku z tym wielkiej wagi zadania czekające inżynierów drogowych. Ważne zagadnienie „Powiatowego Zarządu Drogowego w ramach Wydziału Powiatowego”, rozważa St. Rodawicz, Z. Klaczyńska pisze o „Kredytach na cele drogowe w budżecie Ministerstwa Komunikacji”. Bardzo ciekawe zagadnienie mogące niewątpliwie zainteresować ogół techników porusza inż. K. Mackiewicz w art. „Zagadnienie dróg samorządowych w powiecie stanisławowskim” oraz inż. inż. K. Korn i A. Wejtko w art. „Wzmocnienie podpór mostowych drogą asfaltową zaprawy cementowej pod ciśnieniem”. Przegląd prasy krajowej i zagranicznej, bardzo bogaty zamykają numer.

PRZEGLĄD BUDOWLANY Nr 5 — organ Stow. Zaw. Przemysłowców Bud. R. P. Rozwijając sprawę budownictwa czynszowego w numerze zamieszczone są następujące artykuły: Inż. W. Adamskiego — „Obliczanie budynków”, inż. J. i S. Putowskich — „Meble wbudowane w mieszkaniach domu czynszowego”, S. Szoberowej — „O racjonalne projektowanie i urządzenie kuchni”, inż. S. Kolodziejczyka — „Z obserwacji nad urządzeniami łazienek”, bud. F. Zarudzkiego — „Luźne uwagi o budownictwie domów mieszkalnych”, inż. J. Drewsa — „Koszt budowy”, inż. Z. Dzięwońskiego — „Centralne urządzenia chłodnicze”, inż. Z. Stepińskiego — „Zelektryfikowane mieszkanie”, inż. P. Zaremby — „Woda w obronie przeciwlodniczej miast” i cały szereg drobnych wiadomości ze wszystkich dziedzin interesujących technika i przedsiębiorcę budowlanego.

ZYCIE TECHNICZNE Nr 3-4 — Magazyn ogólnotechniczny. Jak zwykle bardzo staranny numer omawia zagadnienia interesujące ogół techników, w następujących artykułach: Prof. Hauswolda — „Zagadka czasu”, prof. S. Bryły — „Spawanie, a gospodarka narodowa”, inż. W. Kuczewskiego — „Podstawy gospodarczo-wytwórcze hutnictwa polskiego”, prof. E. Warchalowskiego — „Wyznaczenie trasy lotu stratostatu”, inż. K. Cybulskiego i T. Egiejmana — „O kauczuku erytrowym”, L. Mistala — „Układy falochronów”, inż. E. Bryjaka — „Twarde stopy”, inż. W. Wójcika — „Materiały przeciwstukowe i ich znaczenie”, S. Piękarskiego — „Współczesne silniki lotnicze”, J. Danicka — „Metody nawiązania pomiarów kopalnianych z pomiarami na powierzchni”, inż. M. Laua — „Problemy obrony przeciwlodniczej”, inż. M. Heinego — „Warszawa niedalekiej przyszłości”. Poza tym Kronika techn. i Komunikaty.

Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

KURS DLA ZDAJĄCYCH UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Podajemy powtórnie do wiadomości Kolegów, że Oddział Warszawski Związku organizuje kurs dla zdających uprawnienia budowlane. Kurs będzie płatny — czas trwania około 6 tygodni.

Kolegzy chcący wziąć udział w tym kursie zechcą natychmiast zawiadomić o tym Sekretariat Związku w godzinach urzędowania.

KOMUNIKAT SEKRETARIATU

Oddział warszawski Z. P. I. B. chcąc ułatwić swym członkom regulowanie składek członkowskich wprowadził ściąganie ich przy pomocy inkasa pocztowego. W myśl uchwały Zarządu Oddziału, wszyscy członkowie zostali listownie o tym uprzedzeni, a posiadającym większe zadłużenie rozłożono je na spłaty miesięczne.

Przypominamy Kolegom, że składki członkowskie stanowią jedyną podstawę finansową naszej działalności, i dla tego regularne ich wpłacanie umożliwi nam intensywną pracę.

KOMITET BUDOWY „DOMU INŻYNIERA”

W wyniku uchwał Zjazdu Delegatów z inicjatywy Zarządu Głównego, dn. 25 maja odbyło się w Warszawie zebranie organizacyjne Komitetu Budowy Domu Inżyniera w Gdyni. Do Komitetu zaproszonych było około 60. przedstawicieli sfer technicznych i przemysłowych, z których przybyło na posiedzenie 14, a usprawiedliwilo nieobecność 8.

Zebranie zagał Prezes Związku prof. Andrzej Pszenicki, który po przedstawieniu historii „Domu” stwierdził konieczność jego wykończenia i zaprosił na przewodniczącego Zebrania i prezesa Komitetu Wykonawczego inż. Michała Szymańskiego.

Obecny delegat Gdyniejskiego Komitetu Budowy, Prezes Oddziału Gdyniejskiego Z. P. I. B. inż. Stefan Strokowski podał szczegółowe dane o „Domu Inżyniera”: Powierzchnia placu wynosi 740 m² (100% zabudowy), kubatura 5350 m³ z tego duża sala posiedzeń 1165 m³, ukończony jest obecnie stan surowy bez dużej sali posiedzeń. Najbliższą fazą byłoby wykończenie piwnic i ulokowanie tam laboratorium

budowlanego. Oddział Z. P. I. B. w Gdyni jest w tej chwili całkowicie finansowo wyczerpany i jeśli chodzi o możliwości finansowe, na Gdynię już liczyć nie można. Gdyński Komitet Budowy dostosuje się całkowicie do wytycznych jakie mu udzieli Komitet Warszawski.

Po dłuższej dyskusji uchwalono następujące wytyczne do budowy „Domu Inżyniera”. Winien on być wybudowany solidnie, skromnie i wygodnie. Kierując się tym należy opracować szczegółowy kosztorys robót wykończeniowych i instalacyjnych. Omawiając sprawy organizacyjne, postanowiono powiększyć skład Komitetu Wykonawczego o pełną listę istniejącego Komitetu Budowy w Gdyni, oraz wybrano Warszawski Komitet Wykonawczy w następującym składzie:

Inż. M. Szymański — przewodniczący oraz członkowie: Inż. Chubelski, inż. Kuhnke, inż. Nechay, inż. Skąpski i inż. Zawadzki.

Na przedstawicieli Komitetu na prowincji zaproszono:

Inż. Lassaud w Poznaniu, inż. Serafina we Lwowie, inż. Kopycińskiego w Krakowie, inż. mjr Więckowskiego w Łodzi, inż. Wolniewicza w Katowicach oraz inż. Bohomolca w Mielcu.

Pierwsze posiedzenie Komitetu Wykonawczego odbyło się dn. 13 czerwca rb., w obecności wszystkich członków Komitetu pod przewodnictwem inż. Szymańskiego.

Przedyskutowano przedstawione przez inż. Strokowskiego z Gdyni szczegółowe plany i kosztorysy „Domu Inżyniera”. Stwierdzono, że do wykończenia tak zewnętrznego jak i wewnętrznego „Domu” potrzeba jeszcze około 100000 zł z tego połowę na materiały, nie licząc urządzenia i umeblowania. Cyfra ta obejmuje całkowite wykonanie robót wykończeniowych i instalacyjnych.

W wyniku dyskusji zlecono Komitetowi Budowy w Gdyni, porozumienie się z organizacjami zawodowymi akademickimi w Gdyni, które bezsprzecznie będą korzystać z „Domu Inżyniera” co do rozplanowania ścianek działowych przed przystąpieniem do ich wykonywania oraz przedstawienie Komitetowi Wykonawczemu szczegółowej specyfikacji materiałowej.

Zastanawiając się nad charakterem „Domu” podniesiono już podkreśloną w jego nazwie powszechność, nie ograniczając się do jednej specjalności inżynierskiej. W wyniku postanowiono do Komitetu zaprosić delegatów innych organizacji inżynierskich.

Wkrótce odbędzie się następne posiedzenie Komitetu Wykonawczego na którym przepracowane zostaną ramy organizacyjne Komitetu Budowy.

Z MIĘDZYNARODOWEGO ZWIĄZKU MOSTÓW I KONSTRUKCJI

W dniu 2 czerwca odbyło się w Zurychu posiedzenie Zarządu Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcji przy udziale 39 delegatów z 15 państw. Polskę reprezentowali prof. Bryła i inż. Nechay. Głównym tematem obrad było przygotowanie najbliższego Kongresu, który jak wiadomo odbędzie się we wrześniu w r. 1940 w Warszawie. Prof. Bryła złożył na tym posiedzeniu sprawozdanie z prac przygotowawczych do Kongresu, jakie zostały dokonane w Polsce, a więc zakomunikował, że protektorat nad Kongresem zgodził się objąć Pan Prezydent Rzeczypospolitej i Marszałek Polski, — że ukonstytuował się już i rozpoczął swe prace Komitet Organizacyjny pod przewodnictwem wiceministra Komunikacji inż. Piaseckiego. W dalszym ciągu podał prof. Bryła do wiadomości stan prac przygotowawczych do Kongresu na terenie Polski, proponując porządek obrad Kongresu w pierwszym tygodniu września 1940. Wreszcie omówiono sprawę referatów, ich tłumaczenia, wydania dru-

kiem itp. Polska zgłosiła wg przyjętego klucza 10 referatów, stosunkowo znacznie więcej, niżby wypadało z ilości polskich członków Międz. Związku.

Delegaci polscy byli przyjmowani w Szwajcarii ze szczególną gościnnością, wynikającą nie tylko z natury Szwajcarów i ich znanego sentymentu dla naszego kraju, ile ze względu na obecną sytuację polityczną, w której Polska zajmuje decydujące stanowisko. Nie tylko zresztą Szwajcarzy, ale i wszyscy inni delegaci, z wyjątkiem oczywiście Niemców, wyrażali się z podziwem o naszym kraju i jego zdecydowanej polityce, która zatrzymała ofensywę niemiecką. Dopiero tam na obczyźnie odczuliśmy naprawdę, czym była mowa min. Becka, którą wszyscy delegaci słuchali przez radio lub czytali w prasie.

Ten polityczny posmak zjazdu znalazł wyraz również w kilku przemowach, gdzie czyniono wyraźne aluzje do mostów zgody i braterstwa, jakie powinny budować między sobą narody i do przepastnych dolin i rowów, jakie inne narody, kopia wokół swych granic, aby szerzyć zarzewie niezgody i wojny.

Z racji naszego posiedzenia przygotowali nam gospodarze bardzo ciekawy program towarzysko - turystyczny, połączony ze zwiedzaniem najciekawszych budowli inżynierskich w Szwajcarii. Zwiedziliśmy więc przepiękną Wystawę Krajową w Zurychu, położoną malowniczo nad brzegiem jeziora Zurychskiego, marząc by tak wyglądała nasza najbliższa Powszechna Wystawa w Warszawie, — dalej zwiedziliśmy budowę dużych mostów żelbetowych: drogowego koło St. Gallen i kolejowego w Bernie. Ważnym dla nas Polaków fragmentem jednej z wycieczek było zwiedzenie muzeum polskiego w Rapperswyłu, co wśród uczestników wycieczki stanowiło doskonałą propagandę polskości. Szkoda tylko, że wnętrze rapperswyłskiego zamku nie daje pełnego obrazu bogactwa naszego kraju.

Na zakończenie była zorganizowana całodniowa wycieczka z Berna do Interlaken, a stamtąd na przełęcz Jungfrau, 3570 m nad poziomem morza (najwyżej położony hotel w Europie).

Z KOŁA INŻYNIERÓW DRÓG I MOSTÓW

Letnia siedziba Koła

Na okres miesięcy letnich, poczynając od dn. 1 lipca br., Zebrania Zarządu, Agend i Klubowe przeniesione zostają na Przysiań Stowarzyszenia Techników przy ul. Sollec 10a.

Agendy

Podajemy składy nowoukonstytuowanych komisji K.I.D. i M.

Komisja Balotująca: Inż. Skoczek Wł. (przewodn.), inż. Jankowski, inż. Gościcki, inż. Czarnota-Bojarski, inż. Mandes.

Komisja Odczytowa: Inż. Gniewiński Cz. (przewodn.), inż. Martens, inż. Sandomierski.

Komisja Ideowo-Społeczna: Inż. Kozłowski Wł., inż. Kuhnke, inż. Różański, inż. Skoczek, inż. Wyganowski, inż. Wędrowski.

WOLNE POSADY

1. Zarząd Miejski w Toruniu ogłasza konkurs na stanowisko kierownika budowy bulwaru nadbrzeżnego nad Wisłą. W zakres obowiązków kierownika wchodzić będą:

- 1) Czynności związane z techniczną stroną budowy według projektu już opracowanego i zatwierdzonego.

2) Czynności związane z administracją budowy.

Szczegółowych informacji udziela Wydział 8 Zarządu Miejskiego. Kandydaci winni posiadać: 1) Obywatelstwo polskie. 2) Ukończone wyższe studia techniczne na Wydziale Inżynierii. 3) Dłuższą praktykę z zakresu budownictwa wodnego.

Podanie z zaznaczeniem warunków wnosić można do Zarządu Miejskiego Toruń.

2. Państwowe Zakłady Przemysłowo-Zbożowe poszukują:

a) Kierownika nadzoru nad kilkunastoma robotami prowadzonymi w Warszawie i okolicach. Konieczne duże doświadczenie i uprawnienia budowlane.

b) Kilku młodych inżynierów dla prowadzenia poszczególnych robót.

Warunki do umowy. Informacje i składanie podań: Państwowe Zakłady Przemysłowo-Zbożowe. Szpitalna 8, dyr. Kisielewski, tel. 344-98.

Z ODDZIAŁU ŁÓDZKIEGO

Nowo obrany Zarząd Oddziału ukonstytuował się jak następuje:

- 1) Inż. Wyszowski Władysław — prezes
- 2) „ Kajrunajtys Jan — wiceprezes i komisja zawodowa
- 3) „ Godzina Stanisław — sekretarz
- 4) „ Mazur Wiktor — skarbnik
- 5) „ Gawalkiewicz Dyonizy — kom. naukowo-techniczna
- 6) „ Sławiński Stefan — L. O. P. P.
- 7) „ Szram Alfred — kom. nauk. redakcyjna
- 8) „ Kosiński Mieczysław — kom. nauk. redakcyjna.

Z a s t ę p c y :

- 9) Inż. Skupiński Michał — sekretarz
- 10) Badziak Mieczysław — kom. naukowo-techniczna
- 11) Weiss Jerzy — kom. odczytowo-wycieczkowa
- 12) Jakubowski Jerzy — kom. nauk. redakcyjna.

O TYTUŁ INŻYNIERA

Na marginesie wniosku II. Oddziału Lwowskiego Z. P. I. B. przyjętego jednogłośnie przez Zjazd Delegatów w sprawie ustawy o tytule inżyniera, Sekretariat Z. P. I. B. przesłał do N. O. I. oraz do S. A. R. P. pełny tekst wniosku łącznie z następującym uzasadnieniem nadesłanym nam przez Oddział Lwowski:

„Data 31.XII.1922 r., wedle której przysnaje się ulgi dla nieakademików znajduje swe uzasadnienie w tym, że w tym roku została wydana ustawa o ochronie tytułu inżyniera, którą został też unormowany sposób udzielania tego tytułu.

Natomiast data 31.VIII.1937 r., która miałaby stanowić granicę okresu dzielącego nieakademików na posiadających prawa do ulg i nie posiadających tych praw, nie znajduje żadnego uzasadnienia. Niema żadnej gwarancji, że następni wychowankowie szkół nieakademickich nie będą starać się o przesunięcie tej daty na swą korzyść, a wobec przyjęcia raz daty niczym nie uzasadnionej, będą mieli pełne szanse zmiany ustawy. W ten sposób tytuł inżyniera stanie się dostępny dla wielu osób bez wykształcenia aka-

demickiego, czyli wbrew art. 1 ustawy, w życiu codziennym tytuł stanie się nieakademickim. Do tego jednak nie można dopuścić.

Nie znajduje też uzasadnienia, że właśnie tylko wychowankowie szkół wymienionych w art. 7 p. 5, mają korzystać z ulg dodatkowych, tj. dla czasokresu 1.I.1923 do 31.VIII.1937. Tu znów zachodzi prawdopodobieństwo, że wobec braku uzasadnienia, z czasem wychowankowie innych szkół uzyskają zmianę ustawy na swą korzyść, co jak wyżej wykazano doprowadzi do dekwalfikacji tytułu, mającego przecież pozostać akademickim.

Nie można dopuścić do zwalniania pewnych kategorii nieakademików od udawadniania swych umiejętności i przygotowania, za pomocą sprawozdania i egzaminu przed komisją członków Rad Wydziałowych Politechnik, gdyż w ten sposób uzyskanie tytułu inżyniera stałoby się dla nieakademików łatwiejsze, niż dla absolwentów Politechnik. W następstwie musi to pociągnąć za sobą pęd młodzieży do szkół technicznych, nieakademickich, z oczywistą szkodą dla ogólnego poziomu inżynierów.

Wreszcie zachodzi uzasadniona obawa, że szkoły nieakademickie, otwierające drogę do tytułu inżyniera — wobec niestosowania numerus clausus — staną się siedzibą osób, które stanowią nadwyżkę grup narodowościowych i wyznaniowych w stosunku do ich procentowego udziału liczebnego w Państwie. Tym samym przyjęta już i uznana zasada zachowania odpowiedniego ich odsetka wśród inżynierów zostałaby naruszona z oczywistą szkodą dla polskości tegoż stanu“.

„ZYCIE TECHNICZNO-GOSPODARCZE POLSKI“ (Sprawozdanie z I Polskiego Kongresu Inżynierów)

Naczelna Organizacja Inżynierów wydała drukiem szczegółowe sprawozdanie z I. Polskiego Kongresu Inżynierów. Wydawnictwo to obejmuje 7 tomów, które na blisko 1500 stronach druku zawierają 87 referatów polskich inżynierów i ekonomistów, omawiających najważniejsze zagadnienia obrazujące dynamikę gospodarczą i program rozbudowy naszego przemysłu. Stanowi więc ono w istocie aktualną encyklopedię życia techniczno - gospodarczego współczesnej Polski, i znaleźć się winno w ręku każdego bierzącego czynny udział w tym życiu.

Wydawnictwo to można nabywać za pośrednictwem naszego Związku po cenie 30 zł za komplet w 2 tomach oprawnych w płótno ze złoconiami. Przy kupnie na raty cena wynosi 35, (5 rat miesięcznych po 7 zł).

WYCIECZKI NAUKOWE

Dnia 25 kwietnia odbyła się wycieczka na budowę Dworca Głównego w Warszawie, przy udziale około 30 osób. W programie wycieczki było zapoznanie się ze stanem robót wykończeniowych i instalacyjnych. Poza tym zwiedzono również wystawę prac nadesłanych w związku z konkursem na malowidła ściennie i płaskorzeźby, które mają zdobić ściany hal dworca.

Dnia 4 maja odbyła się wycieczka na teren nowobudującej się zajezdni autobusowej miejskiej przy ulicy Sierakowskiej. Uczestnicy wycieczki zapoznali się z założeniami zajezdni i interesującą konstrukcją hali w projekcie, oraz z założonymi fundamentami hali i wykonaną już konstrukcją budynku administracyjnego. Ze względu na ciekawy i godny obserwacji przedmiot, wycieczka ta po pewnym czasie zostanie powtórzona.

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH DEPARTAMENT BUDOWNICTWA D Z I A Ł O F I C J A L N Y

DZIENNIK BUDOWY

Okólnik z dnia 16 marca 1939 r.

2 strona

W załączeniu przesyłam wzór dziennika budowy dla służby budownictwa wojskowego, stanowiący uzupełnienie wzoru podanego w „Nier. 3”.

W związku z powyższym polecam zaprowadzić jednolity na wszystkich budowach wojskowych — dziennik budowy wg załączonego wzoru.

Jednocześnie należy zwrócić uwagę, aby w przyszłości dzienniki budów były prowadzone przez Kier. Nadzoru względnie ich zastępców, z całą dokładnością, gdyż są one niezbędnym dokumentem dla prac kolaudacyjnych i superkolaudacyjnych.

Dokładność prowadzonych dzienników budów będzie kontrolowana przez organa inspekcyjne.

zał. 1.

Szef Departamentu Budownictwa
(—) inż. Toruń

GENEZA BUDOWY

Zarządzenie

Przetarg odbył się dnia

Umowę z Firmą
zawarto dnia

Termin ukończenia robót wg umowy

Komisyjne oddanie miejsca budowy przedstawicielowi Firmy nastąpiło dnia

Okręg. Urząd Budownictwa Nr.....

1 strona

DZIENNIK BUDOWY

na

.....

.....

.....

Roboty wykonywa Firma:

.....

.....

Dziennik zaczęty dn.

zamknięty dn.

Kierownik nadz. bud.:

Kierownik z ramienia Firmy:

Roboty rozpoczęto dnia

Rachunki częściowe Firmy przedstawiono O.U.B. Nr.....
dnia

.....

.....

Roboty ukończono dnia

Akt kolaudacyjny przedstawiono O. U. B. Nr.
dnia

3 strona

UWAGI:

L. P. Data Dzień	Pogoda Opady Temperatura	Ilość, jakość i rodzaj dostarczonych materiałów; materiały przyjęte lub odrzucone i usunięte z budowy; badania materiałów doraźne lub laboratoryjne składy zapraw i betonów	Ilość		Kategoria robót; opis i ilości wykonywanych w ciągu dnia poszczególnych rodzajów prac; daty rozpoczęcia i ukończenia
			Rzemieśników (kategorie)	Robotników	

Zlecenie Kierownika Robót; notatki, szkice poszczególnych fragmentów budowy oraz uwagi organów kontrolnych	Uwagi i podpisy przedsiębiorcy

Niniejszy dziennik robót przeznaczony na

.....

zawiera 14 stron folio ponumerowanych, zesnurowanych

i opatrzonych pieczęcią lakową O. U. B. Nr.....

....., dnia..... 19..... r.

Okólnik z dnia 17.IV.1939 r.

Śladem zarządzenia z 16 marca 1939 r., przy którym przesłano uzupełniony wzór dziennika budowy, zwracam uwagę na należytą formę i sposób prowadzenia dziennika przez Kierownika robót oraz dokonywania zapisów przez organa kontrolujące.

Dziennik budowy jest dokumentem urzędowym, przewidzianym przepisem Nier. 3, § 47, przeto *wszelkie* zapisy, dotyczące robót lub okoliczności, związanych z robotami, *wszelkie* zarządzenia w stosunku do przedsiębiorcy lub Kierownika robót mają charakter oficjalny i stanowią materiał dowodowy w razie wynikłego sporu z przedsiębiorcą lub konieczności rozstrzygnięcia sprawy na drodze sądowej.

Charakter oficjalny dziennika nakłada obowiązek na osoby, dokonywujące zapisy, traktowania *wszelkich* pomieszczone tam uwag, zleceń itp. w sposób, któryby cechowała jednolita linia postępowania organów służby budownictwa w stosunku do przedsiębiorcy oraz zgodność poglądów, tak na zagadnienia techniczne, jak również na interpretowanie umowy zawartej z przedsiębiorcą.

Wychodząc z powyższych założeń — zarządzam:

- 1) Dziennik budowy ma być prowadzony w sposób ciągły bez pozostawiania wolnych miejsc, aby uniemożliwić dokonywanie jakichkolwiek dopisków w zapisanej już treści;
- 2) Gdy na danej stronie pozostawione są wolne miejsca lub treść zapisu nie doprowadzona do końca strony, wówczas niezapełnione miejsca mają posiadać znak skasowania, podobnie jak to się czyni w księgach kasy, w tym samym dniu, kiedy został dokonany ostatni zapis;
- 3) W razie konieczności dokonania poprawek lub skreśleń przez zapisującego do dziennika — okoliczność ta powinna być w należyty sposób omówiona i zaopatrzona podpisem osoby wnoszącej zapis do dziennika;
- 4) Treść zapisu oraz podpis, z podaniem charakteru służbowego, mają być wyraźne i czytelne;
- 5) W wypadku konieczności uchylecia przez organ kontrolujący jakiegokolwiek wpisanego już do dziennika zarządzenia dla firmy budowlanej, dokonanego przez organ podległy lub równorzędny — uchylene lub zmiana zarządzenia ma być wpisana do dziennika przez tę samą osobę, która poprzednie zarządzenie wydała.

Powyższe przesyłam do ścisłego zastosowania i pouczenia podległego personelu oraz Kierowników robót.

Szef Departamentu Budownictwa
 (—) Inż. Toruń

HARMONOGRAM ROBÓT

przewidywany stan robót — kolor czerwony
ręczywiasty " — " czarny

RODZAJ ROBÓT	kwiecień			m a j			czerwiec			lipiec			sierpień			wrzesień			październik			listopad			grudzień			styczeń			l u t y			marzec		
	1-10	11-20	21-30	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-30	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-30	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20	21-31						
stan zatrudnienia																																				
robotników I m. wysokości = robotników																																				

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Zenczykowski.

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

Redakcja i Administracja: Warszawa Mazowiecka 4 m. 5, czynna w poniedziałki, środy, piątki, godz. 17—19. tel. 5-17-85.

Prenumerata: rocznie zł. 20,—. Numer pojed. zł. 2,—, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud. zł. 1,—. Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. Nr 29.787 Związek Pol. Inż. Budowlanych. Zmiana adresu gr 50.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Zakłady Graficzno-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)

BIULETYN POLSKICH LABORATORIÓW BUDOWLANYCH

Rok II

CZERWIEC 1939

Nr 3

REDAKTOR: Dr Inż. STANISŁAW GAWLIŃSKI

ADR. RED.: LWÓW, UJEJSKIEGO 1

KOMISJA KAMIENI BUDOWLANYCH

Komisja Kamieni Budowlanych uchwaliła na posiedzeniu w dn. 17.IV. i 15.V.39 r. 5 projektów norm badania materiałów kamiennych PN/B-370 — 374 wł.

Polskie Normy

Temin zgłaszania sprzeciwów: 15 września 1939 r.

Badania materiałów kamiennych
Cechy fizyczne
(Ciężar właściwy, ciężar objętościowy, szczelność, porowatość)

PN
B-370
Projekt

I. Ciężar właściwy.

Określenie. Ciężar właściwy materiału kamiennego jest to ciężar objętości bez pustych przestrzeni.
Jednostka miary — G/cm^3

Skrót — c_w

Przyrządy. Przyrząd Le Chateliera (wg rys. 1).

Wykonanie pomiaru i sposób obliczenia:

Do badania odłupuje się kawałki o łącznej wadze około 200 g z różnych miejsc próbki. Jeżeli badaniu podlega materiał kamienny rozdrobniony (piasek, żwirek lub grysik), pobiera się około 200 g materiału.

Pobraną ilość rozciera się całkowicie na proszek i przesiewa przez sito Nr 200 μ ; do badań bierze się proszek, który przeszedł przez to sito.

Podziałki przyrządu Le Chateliera powinny być zkalibrowane dla temp. 18°.

Okolo 70 g proszku wysypuje się do miseczki porcelanowej; po wysuszeniu w temp. 105° waży do stałego ciężaru z dokładnością do 0,01 g i pozostawia w eksykatorze ponad chlorkiem wapnia.

Przyrząd Le Chateliera uprzednio starannie wymyty i wysuszony napelnia się czystym benzenem, benzyną lub spirytusem nieco ponad podziałkę zerową, a następnie zanurza się do 0,9 jego wysokości do szklanego naczynia z wodą o stałej temp. 18°.

Po upływie godziny, nie wyjmując przyrządu z wody, usuwa się nadmiar cieczy ponad podziałką zerową za pomocą cienkich ruloników z bibuły i wysypuje proszek z miseczki, wyjętej z eksykatora i doprowadzonej do temp. 18°.

Proszek wysypuje się małymi porcjami rogową łyżeczką przez lejek, uważając, by nie osiadł na ściankach przyrządu oraz by nie pojawiły się pęcherzyki powietrza.

Gdy poziom cieczy podniesie się do podziałki 20 cm, należy przerwać wsypywanie proszku. Pozostały na łyżeczce proszek zsypać do miseczki i miseczkę zważyć z dokładnością jak wyżej. Różnica ciężaru miseczki z proszkiem przed i po wsypaniu wskaże ciężar wsypanego proszku.

Ciężar właściwy oblicza się ze wzoru:

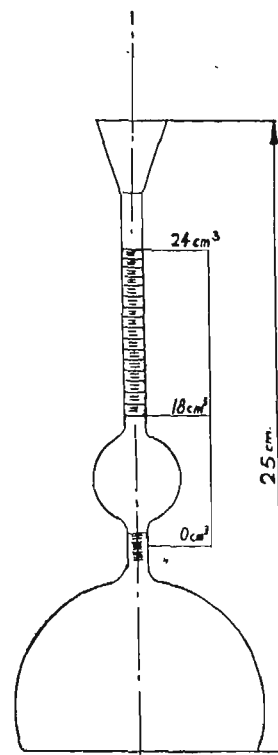
$$c_w = \frac{C}{20} \text{ z dokładnością do dwóch znaków dziesiętnych.}$$

gdzie oznaczają:

- C — ciężar wsypanego proszku,
- 20 — ilość cm^3 wsypanego proszku.

U w a g a : W ogólności, gdy przy wsypywaniu proszku poziom cieczy osiągnie objętość $V \text{ cm}^3$, ciężar zaś wsypanego proszku wyniesie C_1 gramów, wtedy

$$c_w = \frac{C_1}{V}$$



Rys. 1.

2. Ciężar objętościowy.

Określenie. Ciężar objętościowy materiału kamiennego jest to ciężar jednostki objętości wraz z pustymi przestrzeniami.

Jednostka miary — G/cm^3 .

Skrót — c_o

P zyrządy. Wolumenometr Segera (wg rys. 2).

Wykonanie pomiaru i sposób obliczenia:

Ciężar objętościowy materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$c_o = \frac{C}{V} \text{ z dokładnością do dwóch znaków dziesiętnych,}$$

gdzie oznaczają:

C — ciężar próbki materiału kamiennego wysuszonej w temp. 105° ,
 V — objętość próbki.

Jako wynik należy podać średnią z trzech oznaczeń.

Ciężar ustala się przez zważenie uprzednio wysuszonych w temp. 105° próbek badanego materiału z dokładnością do 0,10 g.

Objętość próbek określa się w sposób następujący:

1) próbki o kształtach prawidłowych (sześciiany lub walce o wymiarach używanych do badań wytrzymałości na ściskanie) przez pomiar z dokładnością do 0,01 cm krawędzi lub średnic oraz wysokości trzech próbek materiału kamiennego i obliczenie objętości.

2) próbki o kształtach nieprawidłowych (trzy odłamki kamienia o objętości około 60 cm^3 każdy).

a) p r z y p o m o c y w o l u m e n o m e t r u S e g e r a.

Zbiornik szklany wolumenometru napelnia się wodą aż do punktu zerowego i odczytuje na skali biurety poziom wody, odpowiadający punktowi zerowemu wody w zbiorniku (przed włożeniem próbki). Następnie wyciąga się ze zbiornika do biurety (do połowy objętości zbiorniczka nad biuretą) pewną objętość wody przez wysssanie powietrza z biurety przy pomocy węża gumowego z nią połączonego, po czym zamyka się kranik.

Nasyconą uprzednio wodą do stałej wagi próbkę badanego materiału kamiennego obciera się lekko ściereczką, po czym wkłada się do zbiornika. Cylinder przykrywa się pokrywą i przyciska ciężarem. Otworzywszy kranik, doprowadza się wodę z biurety do zbiornika aż do osiągnięcia ponownie punktu zerowego, po czym odczytuje się poziom wody w biurecie. Różnica poziomu wody w biurecie na początku i na końcu pomiaru określa objętość badanej próbki.

b) m e t o d ą p a r a f i n o w a n i a.

Wysuszoną w temp. 105° i zawieszoną na nitce próbkę badanego materiału waży się z dokładnością do 0,10 g (C_1) i zanurza do naczynia z gorącą parafiną, uważając, aby nie pojawiły się pęcherzyki powietrza. Zanurzenie w parafinie ma na celu utworzenie na zewnątrz próbki szczelnej powłoki, zamykającej dostęp do jej wnętrza. Waży się ponownie z dokładnością jak wyżej w powietrzu (C_2), a następnie w wodzie (C_3) i oblicza ze wzoru $V_1 = (C_2 - C_3)$ objętość próbki wraz z powłoką parafinową.

Objętość powłoki parafinowej oblicza się ze wzoru:

$$V_2 = \frac{C_2 - C_1}{0,93}$$

gdzie 0,93 stanowi wartość średnią ciężaru właściwego parafiny.

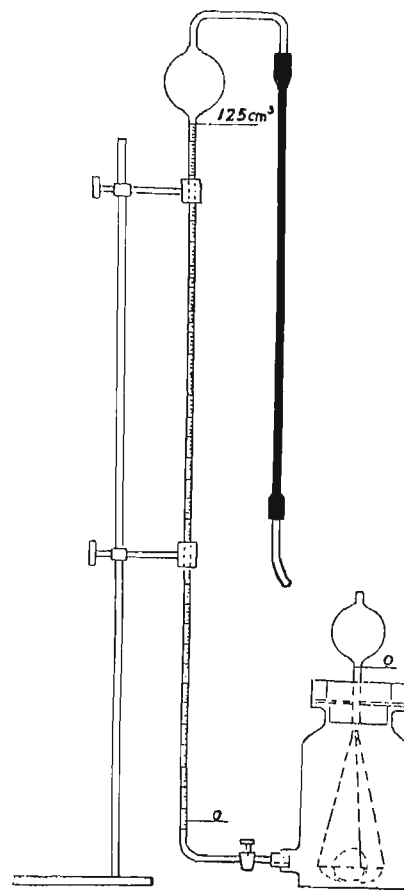
Objętość próbki materiału kamiennego oblicza się ostatecznie ze wzoru:

$$V = V_1 - V_2$$

3. Szczelność.

Określenie. Szczelność materiału kamiennego jest to stosunek ciężaru objętościowego badanego materiału do jego ciężaru właściwego.

Jednostka miary — liczba oderwana.



Rys. 2.

Skrót — s

Sposób obliczenia. Szczelność materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$s = \frac{c_o}{c_w}$$

z dokładnością do trzech znaków dziesiętnych.

gdzie oznaczają:

c_o — ciężar objętościowy próbki

c_w — ciężar właściwy próbki.

Wykonanie pomiaru jak w p. 1 i 2.

4. Porowatość.

Określenie. Porowatość materiału kamiennego jest to łączna objętość porów, zawartych w jednostce objętości badanego materiału

Jednostka miary — liczba oderwana (stosunek lub %).

Skrót — p

Sposób obliczenia. Porowatość materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$p = 1 - s$$

z dokładnością do trzech znaków dziesiętnych lub, wyrażając w %

$$p = \frac{c_w - c_o}{c_w} \cdot 100$$

z dokładnością do jednego znaku dziesiętnego.

gdzie s — szczelność próbki.

Wykonanie pomiaru jak w p. 1 i 2.

Badania materiałów kamiennych

C e c h y f i z y c z n e

(Nasiąkliwość wodą)

PN

B-371

Projekt

1. Nasiąkliwość wagowa.

Określenie. Nasiąkliwość wyraża się ilością wody, pobranej pod ciśnieniem normalnym przez badany materiał kamienny, podaną w procentach wagowych w stosunku do ciężaru suchego materiału.

Jednostka miary — liczba oderwana (% wagowe).

Skrót — n .

Wykonanie pomiaru i sposób obliczenia. Nasiąkliwość materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$n = \frac{C_n - C_s}{C_s} \cdot 100$$

z dokładnością do dwóch znaków dziesiętnych, gdzie oznaczają:

C_n — ciężar z dokładnością do 0,10 g próbki nasyconej wodą.

C_s — ciężar z dokładnością do 0,10 g próbki suchej.

Jako wynik należy podać średnią z trzech obliczeń.

Trzy próbki badanego materiału kamiennego w postaci nieprawidłowych odłamków (objętości 50 — 100 cm³ każdy) poddaje się suszeniu w 105° do stałego ciężaru. Po ostudzeniu i zważeniu zalewa się je wodą o temperaturze + 18° aż do zupełnego zanurzenia nie przekraczającego 2 cm i pozostawia w wodzie aż do całkowitego nasycenia. Ustalenie ciężaru próbek zaczyna się po upływie 3 dni przez zważenie każdej z nich po wyjęciu z wody i wytarciu ściereczką. Ustalenie uważa się za zakończone, gdy dwa kolejne ważenia tej samej próbki, wykonane w odstępie 24 godzin, dadzą odchylenia nie przekraczające 0,20 g.

2. Nasiąkliwość objętościowa.

Określenie. Nasiąkliwość objętościowa (porowatość względna) wyraża się ilością wody, pobranej pod ciśnieniem normalnym przez badany materiał kamienny, podaną w procentach w stosunku do objętości próbki.

Jednostka miary — liczba oderwana (% objętościowe).

Skrót — n_o

Sposób obliczenia. Nasiąkliwość objętościowa materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$n_o = \frac{C_n - C_s}{V} \cdot 100 = n \cdot c_o$$

z dokładnością do dwóch znaków dziesiętnych,

gdzie oznaczają:

C_n — ciężar próbki nasyconej wodą

C_s — ciężar próbki suchej

V — objętość próbki.

Wykonanie pomiaru C_n i C_s jak w p. 1, V jak w normie PN/B—370, p. 2.

3. Nasiąkliwość względna.

Określenie. Nasiąkliwość względna jest to stosunek nasiąkliwości objętościowej badanego materiału kamiennego do jego porowatości.

Skrót — n_w

Jednostka miary — liczba oderwana.

Sposób obliczenia. Nasiąkliwość względna materiału kamiennego określa się ze wzoru:

$$n_w = \frac{n_o}{p}$$

gdzie oznaczają:

n_o — nasiąkliwość objętościowa próbki

p — porowatość próbki.

Wykonanie pomiaru n_o jak w p. 2,

p jak w normie PN/B—370, p. 4.

Badania materiałów kamiennych

C e c h y f i z y c z n e

(odporność na zamrażanie)

PN

B - 372

Projekt

Odporność na zamrażanie.

Określenie. Charakterystykę odporności materiału kamiennego na zamrażanie stanowią zmiany własności próbek nasyconych wodą i poddanych wielokrotnemu zamrażaniu i odmarzaniu¹⁾.

Przyrządy. Skrzynka lub szafa chłodnicza dająca możliwość obniżenia temperatury co najmniej do -22° .

Wykonanie pomiaru. Do badań wypilowuje się z bloku kamiennego trzy próbki w postaci sześcianów lub walców, jak do próby wytrzymałości na ściskanie PN/B—373.

Próbki nasycy się wodą do stałej wagi wg PN/B—371, p. 1, po czym po ostatnim zważeniu poddaje się je zamrażaniu w przeciągu 4 godzin w temperaturze -20° w szafie lub skrzyni chłodniczej. Po upływie 4 godzin zanurza się próbki do naczynia o objętości około 5 litr. zawierającego wodę o temp. $+18^{\circ}$ na czas co najmniej 4. godzin. Czynności te powtarzają się 25 razy w tych samych warunkach.

Po każdym odmarznięciu próbki są staranie oglądane, czy nie wykazują rys, pęknięć lub odkruszeń. Wszelkie zauważone zmiany są notowane. Po 25-krotnym zamrożeniu i odmarznięciu podaje się w wynikach:

- ciężar poszczególnych próbek nasyconych wodą przed zamrożeniem,
- ciężar poszczególnych próbek nasyconych wodą po zamrożeniu,
- opis zaobserwowanych zmian i uszkodzeń.

Jeżeli próbki nie wykażą zewnętrznie widocznych uszkodzeń, poddaje się je badaniom wytrzymałości na ściskanie wg PN/B—373 w celu stwierdzenia zmian wytrzymałościowych.

¹⁾ Dla materiałów kamiennych o nasiąkliwości $n \leq 0,5\%$ prób na zamrażanie nie przeprowadza się.

Badania materiałów kamiennych
C e c h y w y t r z y m a ł o ś c i o w e
(wytrzymałość na ściskanie)

PN
B-373
Projekt

Wytrzymałość na ściskanie

Określenie. Wytrzymałość na ściskanie materiału kamiennego wyraża się naprężeniem, odpowiadającym sile zgniatającej badaną próbkę.

Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadza się na próbkach:

- a) naturalnie suchych
- b) nasyconych wodą¹⁾ wg normy PN/B--371, p. 1
- c) nasyconych wodą i zamrażanych 25-krotnie¹⁾ wg normy PN/B—372

Jednostka miary — kG/cm²

Skrót — R_c .

Przyrządy: Dowolna maszyna probiercza dostosowana do prób na ściskanie o maksymalnej sile 100 ton.

Wykonanie pomiaru i sposób obliczenia Wytrzymałość na ściskanie określa się ze wzoru:

$$R_c = \frac{P}{F}$$

gdzie oznaczają:

P — siła zgniatająca próbkę

F — średnia z dwóch powierzchni, na które działa siła.

Badanie przeprowadza się na trzech jednakowych próbkach.

Jako wynik należy podać wszystkie trzy oznaczenia, zaokrąglając uzyskane liczby z dokładnością do 10 kG/cm².

Miarodajną wytrzymałość kamienia otrzymuje się jako średnią arytmetyczną z wyników zgniatań trzech próbek, przy czym poszczególne wyniki nie mogą się różnić od przeciętnej więcej niż 20%. W przeciwnym razie badanie należy uzupełnić na dodatkowych próbkach. W wypadku gdy rozbieżność wyników spowodowana jest niejednorodnością budowy skały — średniej nie wyprowadza się, a jako miarodajną wytrzymałość kamienia przyjmuje się najniższą z trzech oznaczeń.

Próbki do badań wypilowuje się w kierunku dowolnym z nieobrobionego bloku kamiennego w postaci sześciątów o długości boku 4 cm, bądź w postaci walców o średnicy i wysokości równej 5 cm.

Dla materiałów kamiennych o niejednorodnej lub gruboziarnistej budowie wymiar kostek należy zwiększyć (największa długość boku ≈ 7 cm). Próbki powinny być starannie wypilowane z zachowaniem ostrości krawędzi i równoległości przeciwległych płaszczyzn, po czym płaszczyzny dolna i górna powinny być dokładnie doszlifowane.

Jeżeli materiał kamienny posiada nieznaczne uwarstwienie lub widoczne płaszczyzny łupliwości, należy próbki zgniatać w kierunku prostopadłym do warstw. W wypadku wyraźnego uwarstwienia skały lub na specjalne żądanie należy przeprowadzić dodatkowe badania wytrzymałości na ściskanie w kierunku równoległym do warstw.

Ściskanie musi być prowadzone bez przerw i równomiernie, przy czym szybkość obciążenia powinna wzrastać w granicach od 10 do 20 kG/cm² na sekundę. Różnice wytrzymałościowe próbek nasyconych wodą i zamrażanych podaje się w procentach wytrzymałości próbek suchych.

Różnice wytrzymałościowe próbek zgniatających równoległe do uwarstwienia podaje się w procentach wytrzymałości próbek zgniatających prostopadle do uwarstwienia.

¹⁾ dla materiałów kamiennych o nasiąkliwości $n \leq 0,5\%$ — badań pod p. b) i c) nie przeprowadza się.

Badania materiałów kamiennych
Cechy wytrzymałościowe
(ścieralność na tarczy)

PN
B-374
Projekt

Ścieralność na tarczy.

Określenie. Ścieralność na tarczy materiału kamiennego wyraża się stratą wysokości badanej próbki poddanej próbie ścieralności na tarczy żeliwnej obrotowej, posypywanej podczas ruchu szmerglem (Naxos Nr 80).

Jednostka miary — cm

Skrót — S

Przyrządy. Specjalna maszyna tarczowa do prób ścieralności typu Böhmego.

Wykonanie pomiaru i sposób obliczenia. Ścieralność na tarczy materiału kamiennego określa się bezpośrednio przez pomiar straty wysokości lub ze wzoru:

$$S = \frac{M}{F} \cdot \frac{1}{c_o} \text{ z dokładnością do } 0,01 \text{ cm}$$

gdzie oznaczają:

M — całkowita strata ciężaru próbki po 440 obrotach tarczy.

c_o — ciężar objętościowy próbki wg normy PN/B-370, p. 2.

F — powierzchnia próbki poddana ścieraniu.

Badanie ścieralności przeprowadza się na sześciangach o boku 7,1 cm (powierzchnia ścieralna = 50 cm²). W wypadku uwarstwienia materiału kamiennego — ścieranie przeprowadza się równoległe do warstw. Na specjalne żądanie można określić również ścieralność prostopadle do uwarstwienia.

Kostkę kamienną po wysuszeniu w temperaturze 105° i zważeniu z dokładnością 0,10 g umocowuje się w uchwycie maszyny w ten sposób, aby powierzchnia ścierana próbki przylekała dokładnie do żeliwnej tarczy, na której poprzednio rozsypano równomiernie 20 g szmerglu na całym pasie ścierania. Po obciążeniu kostki ciężarem 30 kg (0,6 kG/cm²) puszcza się maszynę w ruch i w czasie ruchu zgarnia stale szmergiel na drogę ścierania. Po przejściu każdego 22 obrotów zatrzymuje się tarczę, zmiata starty materiał i zasypuje nową porcją szmerglu. Co 110 obrotów waży się próbkę z dokładnością jak wyżej i umocowuje ją ponownie w uchwycie obracając o 90° dookoła osi pionowej w stosunku do poprzedniego położenia. Po 440 obrotach tarczy (co odpowiada 608 mb) badanie uważa się za ukończone, określa się całkowitą stratę ciężaru próbki i mierzy lub oblicza ze wzoru jej ścieralność.

W wynikach badań należy podać liczbę S , ciężar objętościowy c_o i osobno $\frac{M}{F}$ jako liczbę charakteryzującą jednostkową stratę ciężaru.

U w a g a : W razie wykonywania prób ścieralności na maszynach tarczowych odmiennej konstrukcji np. Amslera, Bauschingera lub Dorry'ego należy podać oprócz otrzymanych wyników również stosunek do ścieralności na maszynie Böhmego, bądź podać wyniki ścieralności drobnoziarnistego granitu lub bazaltu, otrzymane na użytej do badań maszynie.

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

INŻ. JÓZEF SZMIGIELSKI

WARSZAWA, UL. Ś-TO KRZYSKA 16, TELEFON 657-92

WYKONYWA Z GWARANCJĄ IZOLACJE BUDYNKÓW OD WODY
(TARASY, BALKONY, SCHRONY
OPL., KOTŁOWNIE, PIWNICE, itp.)

SPRZEDAŻ PRODUKTÓW IZOLACYJNYCH

T R I C O S A L