

Stanisław Hempel

**MURY ZBROJONE
I ŚCIANY WOLNOSTOJĄCE**

Warszawa – 1934

ODBITKA Z PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO Nr. 2 i 3 Z ROKU 1934

1882
[unclear]
Mr. G. L. [unclear]

O MURACH ZBROJONYCH WKŁADKAMI ŻELAZNEMI

Ściany jak wiadomo, spełniają dwie role, a mianowicie, ograniczają przestrzeń zgodnie z koncepcją architekta i jednocześnie noszą obciążenia przekazane przez stropy, oraz ściany wyższych kondygnacji, poza tym mogą ulegać chwilowym lub stałym obciążeniom poziomym.

Rola ściany, ograniczającej przestrzeń, w zrozumieniu izolowania tej przestrzeni od wszelkich wpływów zewnętrznych, odwraca uwagę od jej znaczenia statycznego.

Wielowiekowa praktyka w budownictwie ustaliła pewne reguły dotyczące wymiarów ścian. Łatwo można się przekonać, iż stosowane grubości ścian w zwykłym budownictwie mieszkaniowym, są funkcją raczej własności cieplochronnych*) ściany, niż rezultatem jej wytrzymałości i obciążeń.

Na potwierdzenie powyższego spostrzeżenia przytaczamy niżej porównanie stosowanych grubości ścian w budynkach mieszkalnych w zależności od rodzaju klimatu w danych krajach... rys 1**).

Statyczna rola ściany, jej własności wytrzymałościowe, podporządkowują się innym funkcjom ściany. Ten stan rzeczy oparty o doświadczenia z budynkami mieszkalnymi, urobił w kołach fachowych pewne opinie o granicach stosowania ścian murowanych, oraz o możliwościach wyzyskania ich własności wytrzymałościowych, we wszelkich konstrukcjach, gdzie mogą znaleźć zastosowanie, a więc i tam, gdzie własności cieplochronne nie mają znaczenia. W dalszym ciągu niniejszego artykułu poddajemy rozważaniom elementy konstrukcyjne wykonane z muru z cegły, których kształty i wymiary zależą wyłącznie od układu

statycznego, oraz od własności wytrzymałościowych*) materiału i przekroju muru.

Materiał konstrukcyjny, jakim jest mur z cegły, z charakteru swego, nadaje się przede wszystkim na tworzenie elementów ściskanych. pod tym względem istnieje duża analogja z betonem, można by nawet powiedzieć, iż mur z cegły jest pewną odmianą betonu. Jako przykłady, które stwierdzają, iż mur z cegły może zastąpić beton w poważnych konstrukcjach inżynierskich, bogą służyć między innymi następujące mosty łukowe: most Maretta, l = 40 m., z cegły na zaprawie wapiennej; most Annibal (1870 r.) l = 55 m., cegła na tłustej zaprawie wapiennej, most w Weronie 1356 r., największe przeszło 48 m., łuki z cegły oblicowane kamieniem.

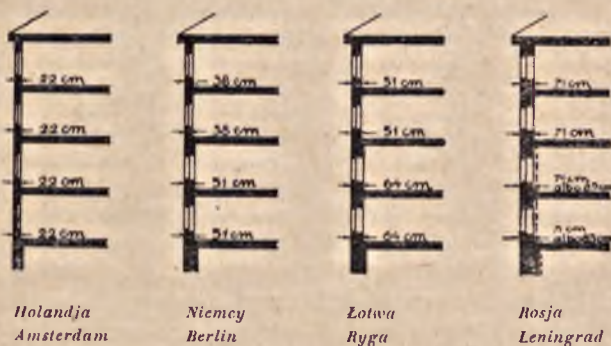
Użyliśmy przykładów z dziedziny budownictwa inżynierskiego, gdyż inne, jak kościoły i t. p. są powszechnie znane.

Możliwość użycia do konstrukcji pewnego materiału nie jest jeszcze dowodem racjonalności jego zastosowania. Konstrukcje żelbetonowe, betonowe i żelazne stworzyły poważną konkurencję, stwarzając nowe możliwości w stosunku do konstrukcji murowanych, zawładnęły umysły architektów, konstruktorów, a w konsekwencji i przemysłowców, pozostawiając mur z cegły pod względem konstrukcyjnym nie tylko jako kopcuszką, ale kopcuszką obciążoną przepisami statyczno-wytrzymałościowymi o treści pochodzącej jakby z czasów średniowiecza. Konstrukcje murowane zostały na opiece majstrów oraz budowniczych starej daty, niechętnie stosujących zdobycze techniczne w budownictwie z czasów ostatnich.

Szybkie tempo rozwoju konstrukcji żelbetonowych, wielki postęp w rodzaju, skali i zakresie konstrukcji żelaznych, należy zawdzięczać inżynierom konstruktorom, którzy wskazali metody i zakres stosowania zarówno żelbetu jak i żelaza. *Inżynierskie ujęcie konstrukcji murowanych może wskazać nowe możliwości konstrukcyjne dla tego materiału.*

Jakość muru, pozostawiając wykonanie na uboczu, zależy od jakości cegły i zaprawy. Obydwa wspomniane składniki muru, możemy zawsze mieć na budowie pierwszorzędnej jakości. Rodzaje cegieł istniejące na naszym rynku mogą zadowolić wszelkie żądania odbiorcy, zarówno co do ich wielkości, staranności wykonania, oraz wytrzymałości, która w pewnych wypadkach, nie tylko dorównywa, ale nawet przewyższa wytrzymałość betonów, używanych do konstrukcji żelbetonowych.

Dzięki doskonałym polskim cementom, których właściwości przewyższają znacznie normy P. K. Normalizacyjnego, łatwo uzyskać wytrzymałość zapraw do muru o wielkości równej lub przewyższającej wytrzymałość cegieł. Dla muru z cegieł o sprawdzonej wytrzymałości, tak jak to ma



Grubość murów według przepisów policyjnych.

rys. 1.

*) Ciekawe i pożyteczne dane, dotyczące cieplochronności ścian murowanych, oraz innych materiałów znajduje czytelnik w Przeglądzie Budowlanym Nr. 1, rok 1935, w artykule Inż. Dziedziula. „Grubość ścian według przepisów policyjnych“.

***) Bauwelt, rok 1929 Nr. 34.

*) Wytrzymałość muru jest wielkością pośrednią pomiędzy wytrzymałością cegły i zaprawy.

miejsce w racjonalnie prowadzonych robotach betonowych i żelbetonowych, naprężenia dopuszczalne winny być określone, jako część tej wytrzymałości. Spółczynniki zmniejszające mogłyby być takie, jakie podają przepisy byłego M. R. P. dla betonu nieuzbrojonego, a mianowicie:

Ściskanie osiowe	0,15
Ściskanie przy zginaniu	0,20
Rozciąganie przy zginaniu	0,02
Ścinanie	0,02

Dla cegły maszynowej o wytrzymałości na ściskanie 200 kg/cm². otrzymalibyśmy następujące naprężenia dopuszczalne:

1) Ściskanie osiowe	30 kg./cm ² .
2) Ściskanie przy zginaniu	40 kg./cm ² .
3) Rozciąganie przy zgin.	4 kg./cm ² .
4) Ścinanie	4 kg./cm ² .

W stropach wykonanych z pustaków ceglanych odpowiedniej jakości, naprężenia przyjmuje się 40 kg./cm². (przepisy niemieckie) zachodzi zatem zgodność z proponowanymi naprężeniami dopuszczalnymi pod pozycją 2.

Dla mostów łukowych, o łukach wykonanych z cegły na zaprawie nie chudszej niż 1 : 4, przepisy rosyjskie (Priedierij, mosty kamienne) przewidują naprężenia dopuszczalne 20 kg/cm². przy wytrzymałości cegieł 150 kg/cm²., a zatem przy wytrzymałości cegieł 200 kg/cm². odpowiednie naprężenia dopuszczalne wyniosłyby 27 kg/cm². Przymując współczynnik dynamiczny 1,5, otrzymamy naprężenia dla konstrukcji i niepodlegających wstrząsom $27 \times 1,5 =$ okrągło 40 kg/cm².

Wytrzymałość klinkieru na ściskanie przepisy byłego M. R. P. określają na 300 kg/cm²., a zatem naprężenie dopuszczalne przy ścisaniu mimośrodowym, jak to miejsce w moście łukowym, wyniosłyby $0,2 \cdot 300 = 60$ kg/cm².

Wspomniane wyżej przepisy rosyjskie podają dla łuku z klinkieru na zaprawie cementowej 1 : 3 naprężenia dopuszczalne 40 kg/cm². Przyjmując, jak poprzednio, współczynnik dynamiczny 1,5 otrzymamy $40 \cdot 1,5 = 60$ kg/cm².

Z wyżej podanych rozważań wypływają następujące wnioski:

Dzięki postępom w przemyśle, jakość cegieł i zapraw wzrosła w stosunku do wartości przedwojennych, znajdujących wyraz w naszych przepisach.

Dodatnie rezultaty osiągane przez kontrolę wytrzymałości betonu przed jego użyciem do budowy, winny służyć przykładem dla stosowania kontroli wytrzymałości cegieł i zapraw używanych do odpowiedzialnych konstrukcji murowanych.

Beton, jako pierwszorzędnej wartości materiał konstrukcyjny, posiada wielką wadę, a mianowicie, wykazuje bardzo małą wytrzymałość na rozciąganie. Obejście tej wady, przez zastosowanie wkładek żelaznych, widzimy w żelbecie. Dlatego konstrukcje żelbetonowe osiągnęły imponujący rozwój, o jakim nawet nie marzył konstruktor, mający do dyspozycji beton.

Mur zbrojny w stropie Kleina, dzięki istnieniu wkładek żelaznych uzupełniających brak dostatecznej wytrzymałości na rozciąganie, stwarza przez to, dla konstrukcji murowanych nowy obszar zastosowania.

Wpływ konstrukcji żelbetonowych na powstanie stropu Kleina jest bezsporny i jednocześnie powierzchowny, gdyż strop, a szczególnie tak prosty, jak Kleina, jest obiektem bardzo szczupłych zainteresowań inżynierów, zaliczających go, mileżąco do utworów rzemieślniczych. I istotnie modyfikacje stropu Kleina, jak np. żeberkowy należy zakwalifikować, jako pomysł nie wytrzymujący krytyki technicznej z punktu widzenia teorii żelbetu.

W myśl przyjętych zasad w żelbetnictwie, na ściskanie pracuje ta część przekroju, która znajduje się ponad osią obojętną, a zatem tylko zanikoma część przekroju może być

uwzględniona w obliczeniu statycznym. Pozatem strop tego typu sprzyja działaniu obciążeń skupionych. Łatwo się przekonać, iż płyta ceglana stropu, bez żeberek, pokryta minimalnej grubości szlichtą cementową, daje lepsze rezultaty w świetle obliczeń statycznych od płyty z żeberkami u góry.

Najczęściej stosowane rozpiętości stropu Kleina są tak nieduże, iż płyta stropu wytrzymuje obciążenia większe od użytecznych nawet wtedy, gdy opuścimy uzbrojenie, naturalnie przy zastosowaniu właściwej zaprawy cementowej. Ten fakt dobrze znany praktykom, pozwala na lekceważący pogląd w odniesieniu do uzbrojenia, zarówno co do jego ilości jak i rozmieszczenia.

A z drugiej strony, stwierdzona niejednokrotnie wytrzymałość nieuzbrojonej płyty Kleina na gięcie, a zatem muru na rozciąganie, uzasadnia potrzebę określenia naprężeń rozciągających dla muru, które w naszych obowiązujących przepisach nie znajdują należytego potraktowania*).

Drugim z kolei przykładem stosowania uzbrojenia elementów murowanych są ścianki działowe.

W zrozumieniu statycznym ścianka działowa tworzy płytę opartą na całym obwodzie. Dla płyty tak opartej przyjęto określać momenty zginające dla rozpiętości równej długości, oraz dla rozpiętości równej szerokości płyty.

Wielkość obciążenia miarodajnego dla wspomnianych rozpiętości, kształtuje się w zależności od stosunku długości do szerokości płyty, i tak, dla stosunku boków płyty 1 : 1,5, mniejsza rozpiętość przyjmuje 85% obciążenia całkowitego, a większa 17%. Przy stosunku boków 1 : 2, na rozpiętość mniejszą działa 94% obciążenia, a na większą 6%.

Ścianki działowe posiadają w większości wypadków większą długość niż wysokość, pozatem w ściankach działowych często spotykamy drzwi, które nie pozwalają w sposób nieprzerwany przeprowadzić poziome uzbrojenie na całą długość ściany.

Pomimo wyraźnych sprzeczności z wymaganiami statyki, oraz pomimo przeszkód w postaci drzwi, uzbrojenie ścianek działowych przyjęto układać w poziomych przekrojach ściany, zamiast, jak być powinno, z góry na dół. Uzbrojenie w postaci bednarki przyjęto umieszczać w osi obojętnej przekroju ścianki, t. j. w tym miejscu, gdzie ono nie może pracować.

Na podstawie wyżej podanych spostrzeżeń, ścianka działowa występuje często jako typowy przykład lekceważenia zarówno zasad statyki, jak i wytrzymałości materiałów.

W wypadkach istotnej potrzeby wzmocnienia ścianki działowej przez uzbrojenie należałoby to ostatnie umieścić bezpośrednio pod tynkiem z obu stron ścianki, nadając mu kierunek pionowy. Niewątpliwie, najlepszym uzbrojeniem ścianki, będzie najcieńsza siatka cięto-ciągniona zastosowana na całej powierzchni ścianki, lub w postaci pasów idących z góry na dół.

Przytoczyliśmy dotychczas dwa wypadki stosowania uzbrojenia elementów murowanych, a mianowicie: strop Kleina i ściankę działową; pozatem w praktyce budowlanej nie spotykamy stosowania współpracy muru ceglano-żelaznego mimo, iż wskazane wyżej przykłady dowodzą możliwości takiej współpracy, oraz jej celowości. Tak jak wprowadzenie uzbrojenia do betonu stworzyło nowe możliwości zastosowania, odpowiednie dla tego zespołu, podobnie, przyjęcie zasady możliwości i celowości zbrojenia muru, wprowadza cegłę do takich konstrukcji, które dotychczas były dla niej niedostępne. W tym celu wystarczy wskazać, w jaki sposób należy wymiarować elementy konstrukcyjne ceglano-żelazne, będące pod działaniem momentów zginających,

*) S. Hempel. Architektura i Budownictwo. 1932 r. Nr. 9 „W sprawie przepisów b. M. R. P. dotyczących obliczeń statycznych w budownictwie łądowym.

oraz obciążeń mimośrodowych, w wypadku konieczności przejścia naprężeń rozciągających przez żelazo.

To zagadnienie rozwiązuje w zupełności wzory stosowane w żelbetnictwie.

Ewentualna modyfikacja współczynników liczbowych występujących we wzorach, polegałoby na wprowadzeniu właściwej wielkości dla

$$n = E_z : E_m$$

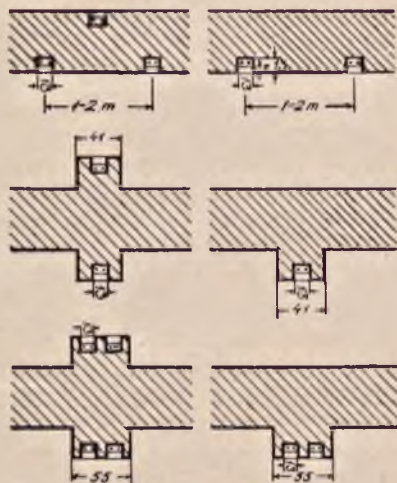
oraz obliczeń wspomnianych współczynników dla naprężeń odpowiednich dla muru na zaprawie cementowej. Dla stropów ceglanych zbrojonych liczbę n przyjmują konstruktorzy równe 15 lub 25. Odpowiednie przepisy niemieckie z 1918 r. przewidują dla wspomnianych stropów $n = 15$, naprężenia w murze $\sigma_c < 35$ kg/cm², naprężenia w żelazie 1200 kg/cm², oraz ścinające w murze $\tau < 2,5$ kg/cm².

Używając do konstrukcyj murowanych zbrojonych, cegły o wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej od 200 kg/cm², będziemy bliżej rzeczywistości przyjmując $n = 15$ niż $n = 25$, podobnie, jak to widzimy w przepisach niemieckich.

Stwierdzamy zatem: dla wymiarowania i sprawdzania naprężeń, w ustrojach konstrukcyjnych z muru zbrojonego możemy stosować wzory dla uzbrojeń żelbetonowych, a jako uzbrojenie lementów murowanych, nie wyłączając stropów Kleina, można używać zamiast bednarki, prętów okrągłych, przyczem pręty okrągłe winny być zakończone hakami.

* * *

Umieszczenie uzbrojenia w murze w przekrojach poziomych nie następuje żadnych trudności, ze względu na istnienie nieprzerwanych fug, natomiast dla wykonania uzbrojenia pionowego należy, w trakcie murowania, przewidzieć bruzdy rys. 2.



rys. 2.

Przekroje zbrojonych murów uwidcznione na rys. 2 mogą znaleźć zastosowanie do ścian wolno-stojących, a więc do budynków o charakterze hali, jak kościoły, budynki przemysłowe, więc kotłownie, elektrownie i t. p., oraz do budowli sportowych, do których zaliczamy hale ćwiczeń, pływalnie, ujeżdżalnie, pozatem hangary, oraz wiele innych.

Zmodyfikowane przez uzbrojenie elementy murowane, które nie różniąc się zewnętrznie od zwykłych murowanych, różnią się od nich proporcjami wymiarów poprzecznych do wysokościowych. Elementy takie, o proporcjach różnych niż te do których przyzwyczailśmy się, dają do ręki architekta świeże elementy do modelowania przestrzeni.

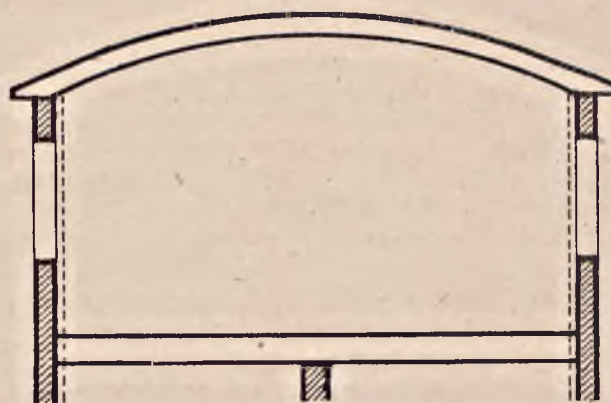
Nie można tu pominąć nowych możliwości rekonstrukcyjnych wynikających z uzbrojenia murów, gdyż budowle zabytkowe, budowane z cegły, a nadszarpięte zębem czasu, mogą być w prosty sposób wzmacniane, bez konieczności przemurowywania popękanych filarów lub sklepień. Popękanie pewnych elementów może powodować przeciążenie innych, które pomimo to, iż nie wykazują rys winny być wzmożnione.

Wzmocnienie ścian murowanych, czy też filarów, najprościej da się wykonać przez ich uzbrojenie wkładkami żelaznymi wpuszczonymi, w wykute bruzdy. Minimalne wymiary bruzd, praktycznie biorąc nie naruszają wyglądu powierzchni starych murów będących pod opieką konserwatorów*).

Jakie możliwości konstrukcyjne powstają przez uzbrojenie murów świadczą o tem niżej podane przykłady.

Najwyższa kondygnacja istniejącego budynku murowanego musiała być zmieniona w ten sposób, aby po usunięciu istniejącego dachu i stropu strychowego, można było przestrzeń między zewnętrznymi murami nakryć dachem łukowym bez ściągów rys. 3.

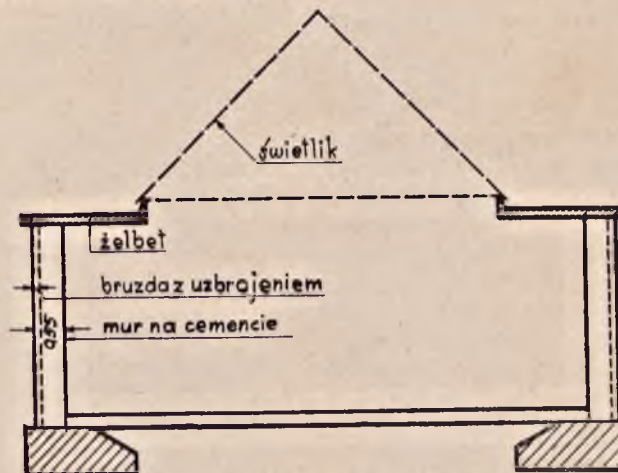
Ze względu na rozpór łuku, ściany zewnętrzne ulegają zginaniu. Naprężenia rozciągające występują od stron wewnętrznych wspomnianych ścian. W międzyokiennych częściach murów, od strony wewnętrznej wykuto bruzdy. (na rys. 3 miejsca bruzd oznaczono kreskowaną linią). W bruzdach umieszczono uzbrojenie z prętów okrągłych, zarzucając je zaprawą cementową. Strop pod podłogą odpowiednio



Rys. 3.

zakotwiony w ścianach spełniał rolę ściągacza. Wspomniana konstrukcja została wykonana za poradą autora.

Inżynier architekt Roman Piotrowski realizuje konstrukcję uwidcznioną na rys. 4.



rys. 4.

Poza wyżej przytoczonymi przykładami, uzbrojenie muru może znaleźć zastosowanie do budowy ścianek oporowych, do wzmocnienia wysokich ścian piwnicznych, narażonych na

* Autor niniejszego artykułu delegowany w swoim czasie przez Pana Ministra Robót Publicznych na konferencję do Wilna, dla zbadania sposobów rekonstrukcji Bazyliki, zaproponował wzmocnienie zagrożonych konstrukcyj metodą zbrojenia murów. Obecnie prowadzone roboty rekonstrukcyjne przy Bazylice, datują się od wspomnianej konferencji.

znaczne parcie ziemi, do okrągłych zbiorników na wodę uszczelnionych od wewnątrz podobnie jak żelbetowe, (obręcze kominów fabrycznych spełniają rolę uzbrojenia) do budowy dachów łukowych, oraz, jak wspomniano do budowy ścian wolno-stojących.

* * *

Dla całokształtu sprawy, uzbrojenia muru, przytaczamy niżej wzory, które ułatwią wymiarowanie elementów podlegających działaniom obciążeń mimośrodowych. (Dla wypadków zwykłego zginania stosujemy znane wzory dotyczące ustrojów żelbetowych), przy użyciu do muru zaprawy cementowej 1:4, wypadki obciążeń mimośrodowych podzielimy na trzy grupy, a mianowicie:

I. Naprężenia rozciągające nie przekraczają naprężeń dopuszczalnych. (Obecnie obowiązujące przepisy M. R. P przewidują 3 kg/cm², ostatni wiersz par. 15, pozatem patrz par. 18, p. 5).

W tym wypadku uzbrojenie nie jest konieczne.

Wielkość naprężeń określa wzór:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \quad 1$$

II. Naprężenie rozciągające nieznacznie przekraczają normy dopuszczalne.

III. Naprężenia rozciągające obliczone z wzoru „I” przewyższają znacznie granice dopuszczalne, przekraczając je dwukrotnie i więcej.

W wypadku I uzbrojenie nie jest konieczne, natomiast w II-gim i III-cim niezbędne.

W wypadku II-gim siłę rozciągającą wkładki uzbrojeniowe określamy z wzoru:

$$Z = -\frac{P}{4} \left(1 - \frac{6c}{h}\right) \left(1 - \frac{h}{6c}\right) \quad 2$$

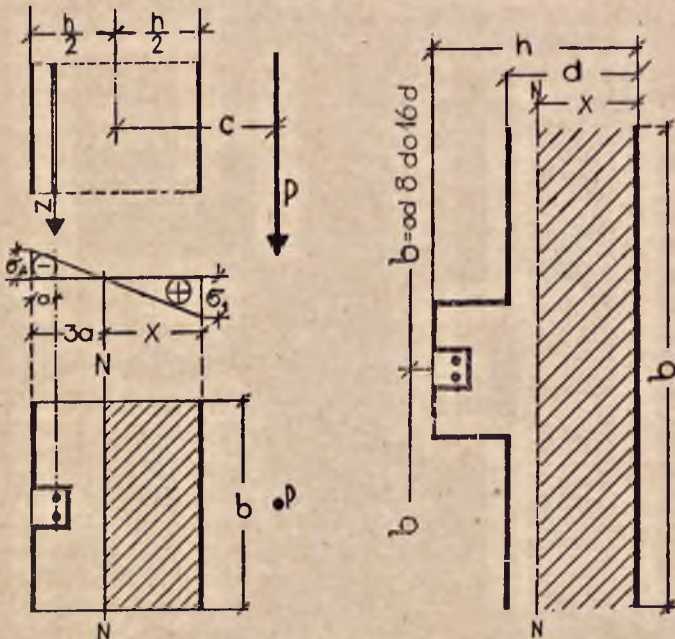
oraz przekrój wkładek z wzoru:

$$F_z = \frac{Z}{\sigma} \text{ w kg, } \sigma_2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Odległość wkładek od krawędzi muru winna wynosić:

$$a \leq \frac{h}{6} \left(1 - \frac{h}{6c}\right) \quad 3$$

W powyższych wzorach przez c (male) oznaczyliśmy mimośród c = M : P, pozostałe znaczenia liter podaje rys. 5.



rys. 5.

Dla określenia naprężeń σ_1 i σ_2 służy nam wzór:

$$\sigma_{1, 2} = \frac{P}{hb} \left(1 \pm \frac{6c}{h}\right) \quad 4$$

a położenie osi obojętnej N - N wyznacza:

$$= x \frac{h}{2} \left(1 \pm \frac{h}{6c}\right) \quad 5$$

Wyżej podane wzory są słuszne dla ścian z pilastrami, o ile oś obojętka leży w obrębie ściany, t. j. nie przecina pilastra rys. 5a.

Wyżej podane wzory są bardzo proste, łatwe w stosowaniu, nie uwzględniają jednak stosunku współczynników sprężystości żelaza i muru, i dlatego mogą być stosowane przy niedużych naprężeniach rozciągających. (σ_2 a rys. 5.)

Dla wypadku III-go, t. j. przy znacznych naprężeniach rozciągających, należy uwzględnić liczbę $n = E_z : E_m$. Wzory niżej podane opierają się na zasadach przyjętych w teorii żelbetu.

Przekrój muru zakładamy. Naprężenia w żelazie przyjmujemy $\sigma_z < 1200 \text{ kg/cm}^2$. Sprawdzamy, czy naprężenia ściskające nie przekraczają dopuszczalnych, poza tem obliczamy przekrój wkładek żelaznych.

Obliczywszy z wzoru „6” wielkość pomocniczą:

$$\beta = \frac{2P}{bh^2} (h + 2c - a) \quad 6$$

szukamy w tablicy I naprężeń, które tej wielkości odpowiadają i jednocześnie notujemy jaką liczbę wyraża się spółczynnik α , niezbędny do określenia siły Z, rozciągającej wkładki żelazne.

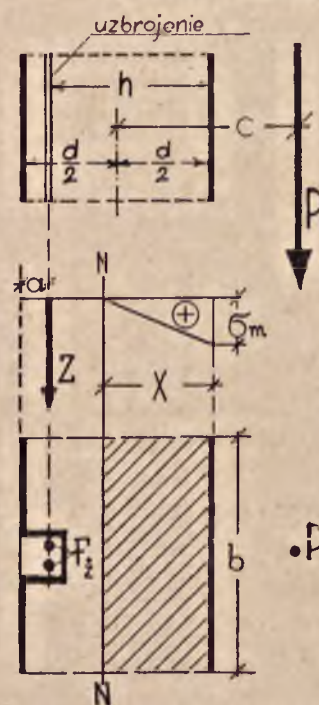
Wspomnianą siłę Z obliczamy z wzoru:

$$Z = 0,5 \alpha bh \sigma_m - P \quad 7$$

skąd przekrój wkładek

$$F_z = Z : \sigma_z \text{ i gdzie } \sigma_z < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Rys 6 wyjaśnia znaczenie liter we wzorach.



rys. 6.

Wyżej podane wzory można stosować dla ścian z pilastrami, o ile oś obojętka określona przez x nie przechodzi przez pilaster.

W wypadku gdy obciążenie mimośrodowe działa raz z jednej strony, a następnie z drugiej strony przekroju, wówczas zbroimy ścianę z obu stron, obliczając przekrój wkładki i naprężenia według wyżej podanych wzorów, t. j. nie uwzględniając żelaza ściskanego.

Z pośród licznych przykładów występowania naprężeń rozciągających w murze, na specjalną uwagę zasługuje ściana i fundament ściany, posiadający odsadzkę z jednej strony (rys. 7).

Przykład ten szczególnie nadaje się do wykazania znacznych naprężeń rozciągających w murze, gdyż w prak-

tyce budowlanej często występuje, a ponieważ dotyczy fundamentu i muru nań spoczywającego, a zatem podstawowych elementów budowli, winien być w zgodzie z wymaganiami statyki i wytrzymałości. Niestety w praktyce wpływ mi-

*) Podobne wzory spotykamy u Pr. Kurylly i Spangenberg.

mośrodkowego działania ściany na jednostronny fundament i odwrotnie, w większości wypadków nie jest uwzględniany. Ściana, mimośrodkowo obciążając fundament, tworzy łącznie z fundamentem układ statyczny, który łatwo może się stać przyczyną katastrofy. Przed kilku laty w jednym z numerów czasopisma „Beton und Eisen“ w artykule poświęconym przyczynom katastrof budowlanych, między innymi, zwrócono uwagę na lekkomyślne stosowanie fundamentów z jednostronną odsadzką, spotykanych przy ścianach sąsiadujących pesesyj.

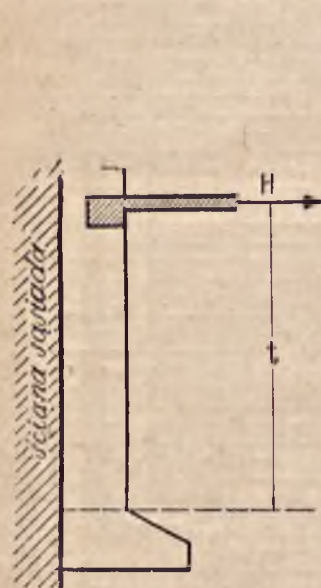
Jeżeli przyjmiemy, jak to ma najczęściej miejsce w praktyce, iż ściana obciąża fundament w sposób pokazany na rys. 8: wówczas szerokość fundamentu nie może wynosić więcej niż 3 r. Przy fundamencie szerszym niż 3 r., część 1—2 unosi się ponad grunt i nie bierze udziału w pracy fundamentu. (Pomijamy ciężar własny tej części jako wielkość małą w porównaniu z obciążeniem fundamentu).

Gdyby szerokość fundamentu wynosiła 2r, t. j. siła P obciążałaby fundament osiowo, wtedy naprężenie na grunt wynosiłoby:

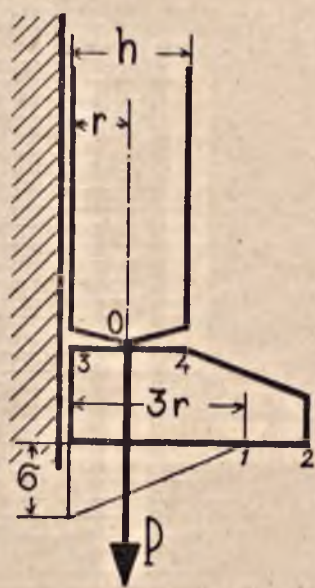
$$\sigma_0 = \frac{P}{2r}$$

gdzie P jest obciążeniem na jednostkę długości ściany i fundamentu. Przez poszerzenie fundamentu do 3 r., naprężenia skrajne działające na grunt wynoszą:

$$\sigma = 1,33 \sigma_0$$



rys. 7.



rys. 8.

Wniosek.

Przy założeniu sposobu obciążenia fundamentu przez ścianę pokazem na rys. 8, przez jednostronne poszerzenie fundamentu, nie nie uzyskujemy, przeciwnie, w stosunku do fundamentu nieposzerzonego (2 r.) tracimy:

1) Zamiast naprężeń równomiernie rozłożonych σ_0 otrzymuje naprężenie nierównomiernie rozłożone, przyczem największe wzrasta o 35% w stosunku do σ_0 .

2) Nierównomierny rozkład naprężeń pod fundamentem wywołuje pochylenie fundamentu w stronę wzrastających nacisków fundamentu na grunt.

Układ statyczny, przedstawiony na rys. 8 nie odpowiada rzeczywistości. Ściana całą swą szerokością w pewien sposób działa na fundament. Połączenie ściany z fundamentem winno być takie, aby uniemożliwilo pochylenie się fundamentu. Moment sil wewnętrznych działający w przekroju 5 — 4 przeciwdziała temu.

Po stronie „5“ powstają naprężenia rozciągające, które najłatwiej przejąć przez uzbrojenie. Jeżeli w przekroju 5 — 4 złożyliśmy izolację przeciw wilgoci, a zatem wykluczemy działanie choćby najmniejszych naprężeń rozciągających, wówczas zastosowanie uzbrojenia, które przechodzi przez izolację, jest jedynym sposobem rozwiązania tego zadania. Skoro przekrój 5 — 4, dzięki uzbrojeniu, może przeciwdziałać przechylaniu się fundamentu, wtedy szerokość fundamentu może wynosić więcej niż 3 r., względnie przy szerokości fundamentu więcej niż 3 r., rozkład naprężeń nie przedstawi się trójkątem, a trapezem. Pochylenie fundamentu będzie takie, na jakie pozwoli obrót przekroju 5 — 4. Obrót ten będzie bardzo mały ze względu na znaczną grubość, a zatem i sztywność ściany, przy jej stosunkowo niedużej wysokości, liczonej do pierwszego stropu, który również bierze udział w układzie sil mających być w równowadze. Ze względu na bardzo mały obrót przekroju 5 — 4, osiadanie skrajnych krawędzi fundamentu będzie się bardzo mało różnić między sobą. Wielkość naprężeń łatwo wyrazić w funkcji osiadania odpowiednich punktów, a mianowicie nacisk fundamentu na grunt możemy wyrazić przez iloczyn osiadania i modulu podatności gruntu*). Różnice między naprężeniami występującymi pod krawędziami fundamentu możemy określić w następujący sposób:

$$\Delta \sigma = \Delta y \cdot C$$

gdzie Δy — różnica osiadań krawędzi fundamentu, C moduł podatności gruntu.

Ze względu na bardzo mały kąt obrotu przekroju 5 — 4, różnica osiadań Δy wyrazi się w częściach milimetra. Doświadczenia przeprowadzone przez próbną obciążenie gruntu wykazują, iż tak nieznaczne osiadania niekoniecznie powodują zmianę naprężeń. Stąd wniosek, iż mało odbiegamy od rzeczywistości, (ze względu na nieznaczną wielkość Δy), jeżeli przyjmiemy równomierne osiadania fundamentu wzdłuż jego szerokości, a konsekwentnie, naprężenia będą jednakowe na całej szerokości fundamentu. Takie uproszczenie, bardzo bliskie rzeczywistości daje największy moment działający na ścianę**).

*) Taką nazwę stosuje Prof. Dr. M. Huber.

***) Rozwiązanie tego zagadnienia jako statycznie niewyznaczalnego z uwzględnieniem sztywności ściany i modulu podatności gruntu, może mieć uzasadnienie przy wysokich ścianach i słupach, gdyż wtedy obrót przekroju nad fundamentem może być znaczny, a różnica w osiadańach końców fundamentu może się wyrazić kilkunastoma mm.

TABELA I.

n = 15: górne liczby odnoszą się do $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$, dolne do $\sigma_z = 600 \text{ kg/cm}^2$.

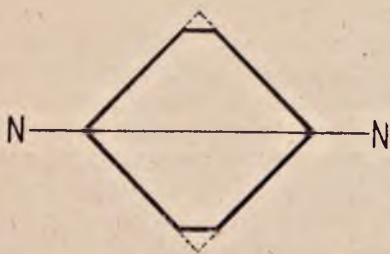
Największe skrajne naprężenia w kg/cm^2 . $\sigma_m =$	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
$x = \alpha h; \alpha =$	0,111	0,130	0,149	0,167	0,184	0,200	0,216	0,231	0,245	0,260	0,273	0,304	0,333
	0,200	0,231	0,260	0,286	0,310	0,333	0,355	0,375	0,394	0,412	0,429	0,466	0,500
$\beta = 2\sigma_m \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$	2,19	2,98	3,96	5,06	6,22	7,46	8,81	10,23	11,70	13,25	14,90	19,10	23,70
	3,73	5,12	6,65	8,28	10,00	11,82	13,75	15,71	17,80	19,85	22,10	27,60	33,40

ŚCIANY WOLNOSTOJĄCE

Najprostszą i najczęściej spotykaną modyfikacją ściany o stałej grubości, są pilastry jednostronne, rzadziej dwustronne. Pilastry mają za zadanie wzmocnienie ściany. Powstaje zatem pytanie w jakim stopniu pilaster wzmacnia ścianę i czy zawsze wzmacnia.

W Wytrzymałości materiałów — Timoszenko - Huber, znajdujemy ciekawą obserwację, która przez analogię wyjaśnia poruszone zadanie.

Jeżeli w kwadracie (rys. 1) odetniemy dwa narożniki, wtedy moment wytrzymałości obliczony względem osi $N-N$ wzrośnie w stosunku do momentu wytrzymałości całego kwadratu w odniesieniu do tejże osi.



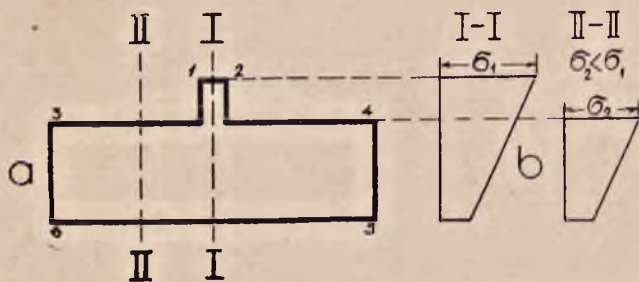
Rys. 1.

Z powyższej okoliczności wypływa następujący wniosek.

Nieodpowiednie zwiększenie przekroju, prowadzi do zmniejszenia momentu wytrzymałości, a zatem prowadzi do osłabienia przekroju.

Mały przekrój pilastra w stosunku do przekroju ściany, staje się takim właśnie, szkodliwym wytrzymałościowo dodatkiem. To ciekawe i naogół mało znane zjawisko tłumaczy się w następujący sposób.

Na rys. 2-a mamy przekrój ściany z karykaturalnie małym pilastrem. Rys. b. podaje wykres naprężeń w przekrojach I-I i II-II.



Rys. 2-a i b.

Naprężenie σ_1 jest naprężeniem dopuszczalnym. Po to, aby na krótkiej krawędzi 1 — 2, należącej do pilastra, wyzyskać naprężenia dopuszczalne, na znacznie dłuższej krawędzi 3 — 4, należącej do ściany otrzymujemy naprężenia σ_2 znacznie mniejsze od dopuszczalnych. Dodanie do ściany małego pilastra zmusza zatem do obniżenia naprężeń dla większej części przekroju ściany bez pilastra.

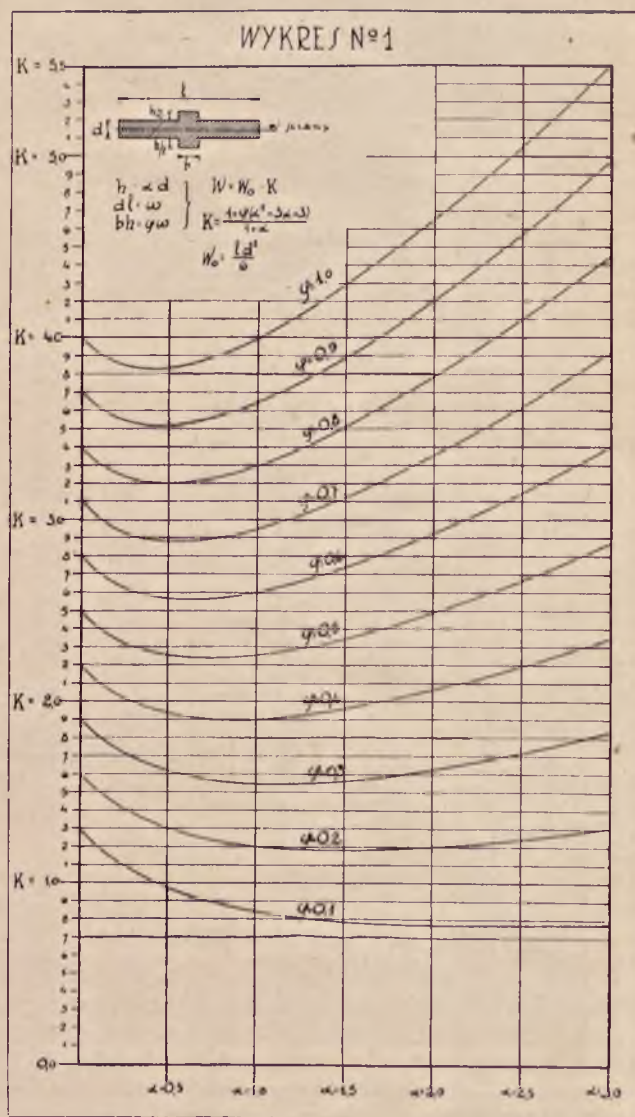
W celu wyjaśnienia, jakiej wielkości pilaster powoduje ukryte zmniejszenie naprężeń dopuszczalnych, a jaki zwiększa moment wytrzymałości ściany, podajemy wykresy I, II i II-a, które wyrażają zależności między momentem wytrzymałości W_0 ściany bez pilastrów, a momentem wytrzymałości $W = kW_0$ ściany z pilastrami

Wykres I dotyczy ściany z obustronnymi symetrycznymi pilastrami.

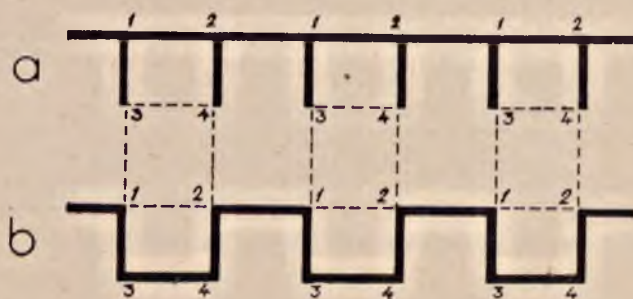
Wykres II i II-a podają momenty wytrzymałości ścian z jednostronnym pilastrem, przy czym wykres II dotyczący momentu wytrzymałości W_1 odnoszącego się do krawędzi ściany bez pilastra. Moment wytrzymałości W_1 jest zawsze mniejszy od W .

W celu określenia momentu wytrzymałości ściany z pilastrem, określamy moment W_0 dotyczący ściany bez pilastra, następnie obliczamy współczynnik k z wzorów podanych na wykresach, lub odczytujemy k z wykresu. Mając W_0 i k , znajdujemy szukany moment wytrzymałości z wzoru

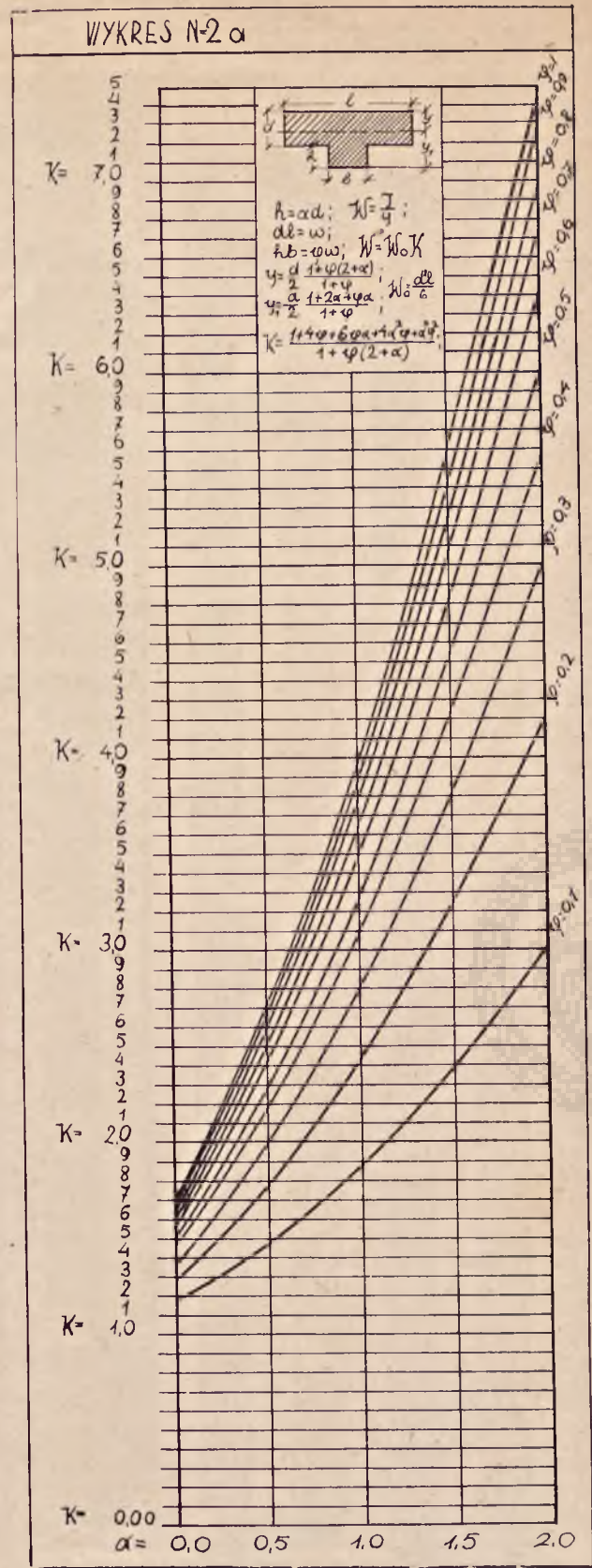
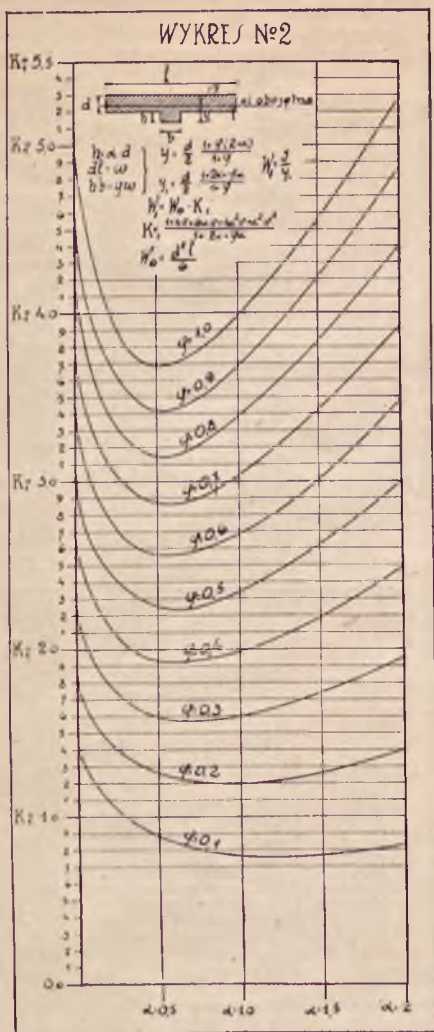
$$W = kW_0.$$



Ścianę z jednostronnymi pilastrami szematycznie przedstawia rys. 3.



Rys. 3.



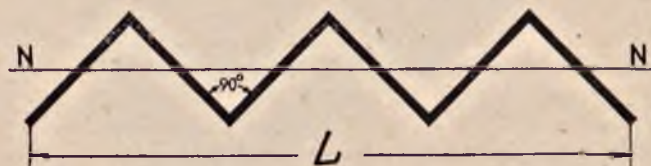
Jeżeli części ściany oznaczone na rys. „a” cyframi 1 — 2, przeniesiemy do punktów 3 — 4, wtedy otrzymamy przekrój ściany przedstawiony przez rys. b.

Zarówno ściana „a” jak i „b” mają jednakową powierzchnię przekroju, jednakowo zajmują miejsce na placu budowy, pozatem, posiadają jednakową powierzchnię tynków. Natomiast pod względem wytrzymałościowym, ściany te różnią się od siebie znacznie. Ściana „b” posiada znacznie większy moment wytrzymałości, niż ściana „a”, „ściana „b” jest stateczniejsza, niż ściana „a”, oraz, posiadając podłużną oś symetrii, jednakowo skutecznie stawia opór siłom poziomym, działającym raz z jednej, raz z drugiej strony. Wzajemne usztywnienia między częściami ściany 1—2, 1—3, są lepsze w wypadku b niż w a, a zatem ściana b może nieść większe obciążenie pionowe niż ściana a (duży moment bezwładności).

Ściana przed chwilą opisana, pomimo swej prostoty w wykonaniu i wielu zalet statycznych - wytrzymałościowych, a zatem i ekonomicznych nie jest stosowana, zapewne z powodu małego rozpowszechnienia znajomości jej zalet.

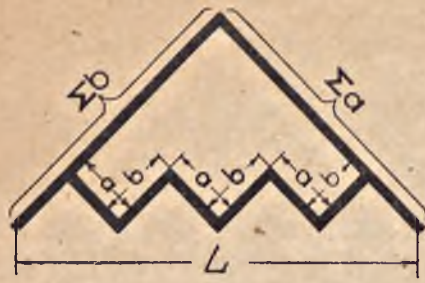
Wykres III podaje momenty wytrzymałości ściany. Wzór na wykresie dla W, oraz sam wykres, daje wielkości momentów wytrzymałości obliczonych dla 1 m. bieżącego ściany. Podobnie dla 1 m. b. ściany obliczamy zwykle obciążenia pionowe i poziome, oraz ich momenty.

Inną odmianę przekroju poziomego ściany przedstawia rys. 4. Ściana taka posiada podłużną oś symetrii N—N. Wykazuje znaczny moment wytrzymałości. Rozwinięta długość ściany wynosi $l_1 = \sqrt{2} L$ i nie zależy od wielkości zębów. Tę własność wyjaśnia rys. 4-a.



Rys. 4.

Rozpatrywana ściana, oraz ściana poprzednio opisana o zębach prostych, są pokrewne, posiadają znaczną sztywność, t. j. duże momenty bezwładności, oraz znaczne



Rys. 4a

momenty wytrzymałości. Gdyby czytelnik zechciał się naocznie przekonać o sztywności omawianych przekroi, to zalecałbym wykonać modele takich ścian, zginając odpowiednio bilet wizytowy. Na tak skonstruowanym modelu, można oprzeć np. ciężki kałamarz, lub inny znajdujący się pod ręką przedmiot. Ten niekłopotliwy eksperyment, niewątpliwie niejednego nawet sceptyka zainteresuje temi konstrukcjami ścian.

Wykres IV ułatwia obliczanie momentu wytrzymałości, takiej ściany. Wykres podaje momenty wytrzymałości obliczone na 1 m. bieżący ściany.

Ściana tego typu została przez autora zastosowana w projekcie ujeżdżalni (rys. 5).

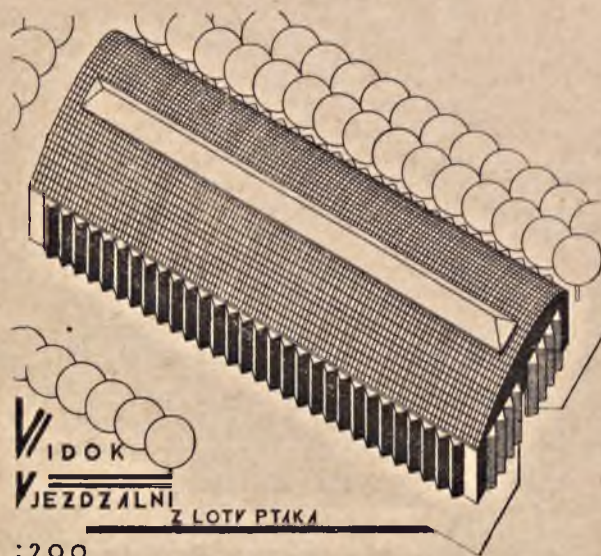
Ściany wolno-stojące tego typu, okazały się ekonomiczniejsze od innych rozwiązań.

Wreszcie podajemy wykres V, na którym uwidoczniłmo przekrój ściany złożony z oddzielnych półkoli.

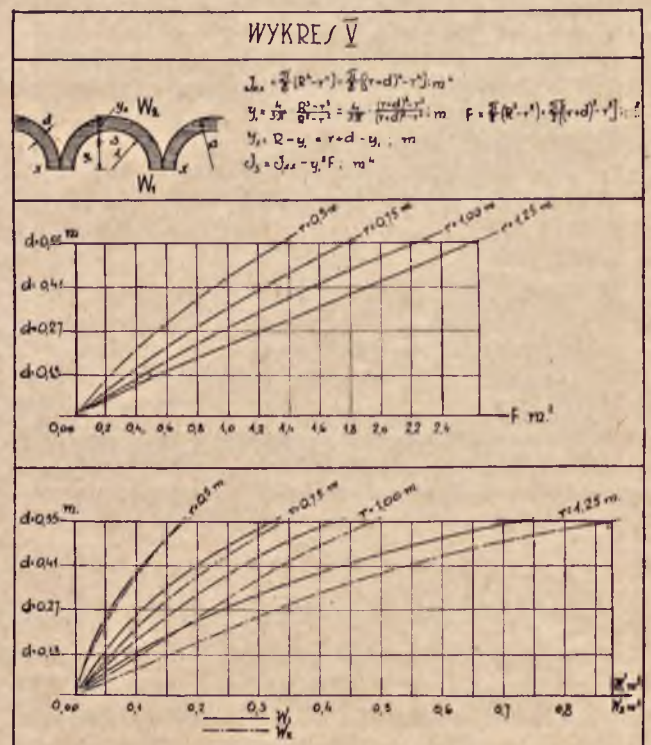
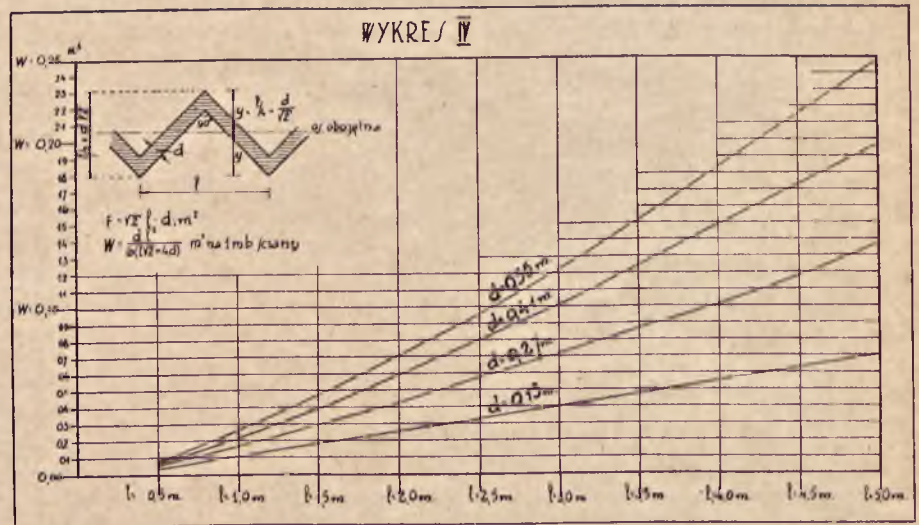
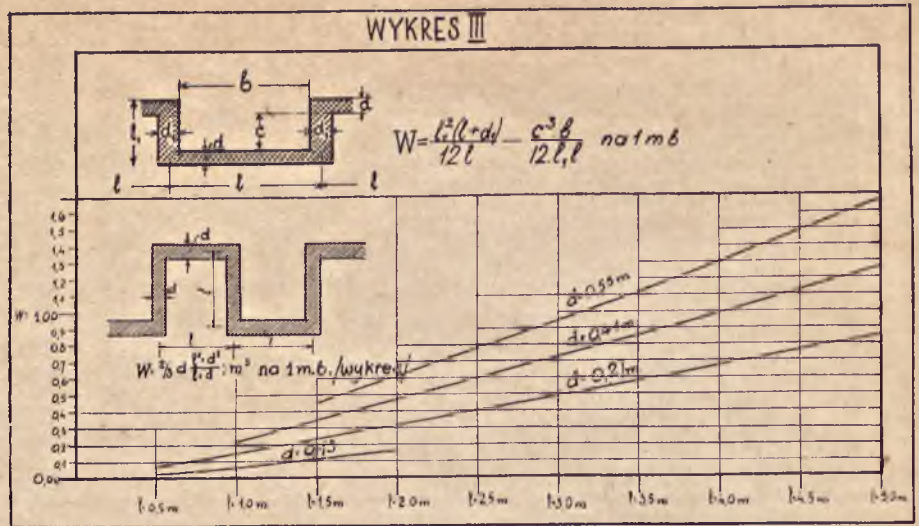
Ściany tego typu mogą znaleźć zastosowanie przy silosach, lub przy innych budynkach specjalnych.

Architekt E. Norwerth, z którym autor niniejszego artykułu współpracował przy budowie C. I. Wychowania Fizycznego na Bielcach, częściowo zastosował ściany z elementów półkolistych do budynku pływalni.

Opisane wyżej typy ścian, poza cennymi walorami statyczno-wytrzymałościowymi, posiadają duże znaczenie dla architektów, stawiając do ich dyspozycji nowe zasoby racjonalnych elementów, zwiększając w ten sposób możli-



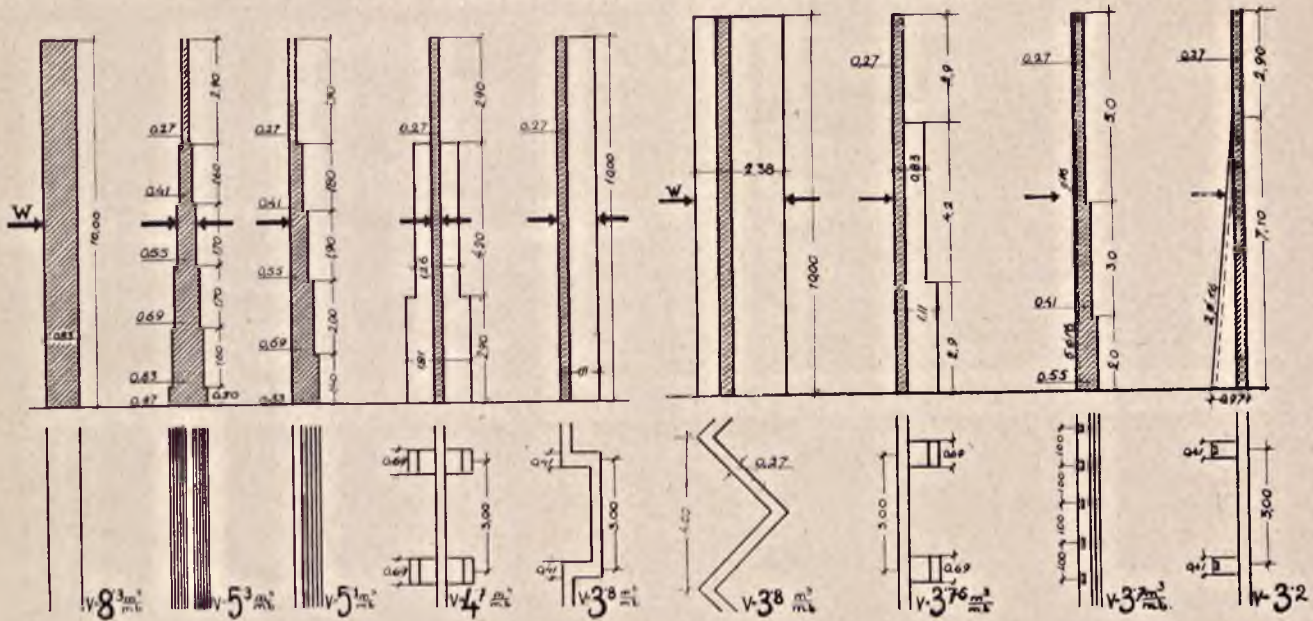
Rys. 5.



wości kompozycyjne takich budynków, jak kościoły, oraz wszelkie hale o znacznych wysokościach i rozpiętościach.

W celu porównania różnych typów ścian pod względem ekonomicznym podajemy niżej zestawienie ilości m^3 muru na 1 metr bieżący ścian. Dla przykładu porównawczego obraliśmy ścianę wolnostojącą wysokości 10 m., obciążoną pionowo wyłącznie przez ciężar własny, oraz poziomą przez wiatr 100 kg/m^2 . Poza tym, czynimy założenie, iż ściany

nie mają spełniać wyłącznie rolę konstrukcyjną, a zatem grubości ich nie są krępowane względami izolacji cieplnej lub akustycznej. Z tych względów najmniejszą grubość ściany przyjmujemy 27 cm . Obliczenie dokonano przy przyjęciu największych naprężeń dla muru na zaprawie cementowej na rozciąganie 5 kg/cm^2 i na ściskanie 12 kg/cm^2 . Rezygnując z naprężeń rozciągających w murze otrzymalibyśmy jeszcze znacznie mniej korzystne rezultaty dla ścian niezbrojonych i o przekroju zwykle stosowanym.



BIURO
WYDZIAŁ
ARCHITEKTURY

