

A 1904 I

P O L S K A A K A D E M I A N A U K
INSTYTUT PODSTAWOWYCH PROBLEMÓW TECHNIKI

z. 1

ROZPRAWY INŻYNIERSKIE

XIV

WACŁAW ŻENCZYKOWSKI

Podstawy wytrzymałościowe obliczeń statycznych
konstrukcji murowanych z cegły

W A R S Z A W A

1 9 5 4

ROZPRAWY INŻYNIERSKIE

ZAWIERAJĄ PRACE BADAWCZE Z ZAKRESU TEORII SPRĘŻYSTOŚCI
I PLASTYCZNOŚCI, HYDRO- I AEROMECHANIKI, TERMODYNAMIKI
ORAZ PODSTAWOWYCH PROBLEMÓW KONSTRUKCJI

K O M I T E T R E D A K C Y J N Y

WITOLD NOWACKI – PRZEWODNICZĄCY

JULIAN BONDER, MICHAŁ BROSZKO

WACŁAW OLSZAK, BOHDAN STEFANOWSKI

STANISŁAW TURSKI, WITOLD WIERZBICKI

JERZY NOWIŃSKI – SEKRETARZ NAUKOWY

Adres Redakcji

WARSZAWA, ul. Śniadeckich 8, I p.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWO NAUKOWE

P O L S K A A K A D E M I A N A U K
INSTITUT PODSTAWOWYCH PROBLEMÓW TECHNIKI

WACŁAW ŻENCZYKOWSKI

PODSTAWY WYTRZYMAŁOŚCIOWE OBLICZEŃ STATYCZNYCH
KONSTRUKCJI MUROWANYCH Z CEGŁY

ROZPRAWY
INŻYNIERSKIE

XIV

W A R S Z A W A 1 9 5 4

P A Ń S T W O W E W Y D A W N I C T W O N A U K O W E



ROZPRAWY INŻYNIERSKIE (XIV)

Copyright 1954 by Państwowe Wydawnictwo Naukowe
Warszawa (Poland). Printed in Poland.

All rights reserved

No part of this book may be translated or reproduced
in any form, by mimeograph or any other means,
without permission in writing from the publishers.

Redaktor techniczny: JÓZEF JANICZEK

Okc. D. 154/54

Nakład 1420+160. Papier druk. sat. 70x100/16, 70 g. Arkuszy wydawn. 4,5. Arkuszy drukarskich 4.
Oddano do składania dn. 29.11.54. Druk ukończono w maju 54 r. Zam. 122. 5-B-53907. Cena zł 11.—

Stoł. Zakł. Graf. Drukarnia Naukowa. Warszawa, Śniadeckich 8.

CZEŚĆ I. WIADOMOŚCI OGÓLNE

1. Wstęp

Artykuł niniejszy ma na celu przedstawienie sposobów obliczenia konstrukcji murowanych z cegły — w oparciu o teorię stanów granicznych z doprowadzeniem do naprężeń dopuszczalnych — za pomocą wzorów łatwych w użyciu i przystępnych dla szerokiego grona inżynierów i techników.

Autor napisał niniejszą pracę w przeświadczeniu, że dotychczasowa norma PN/B-182 oraz związane z nią sposoby obliczeń spełniły już swoją rolę dla postępu technicznego w ciągu ubiegłych ośmiu lat, obecnie jednak muszą ulec gruntownemu, a w niektórych działach całkowitemu przerobieniu i uzupełnieniu ze względu na nowe osiągnięcia badawcze w odpowiedniej dziedzinie techniki.

Podbudową tej pracy były następujące źródła:

- (1) Norma PN/B-182 *Mury ceglane, obliczenia statyczne* z 1945 i 1948,
- (2) Norma radziecka *Projektowanie konstrukcji murowanych i murowanych zbrojonych*, N-7-49 z 15.VII.1949,
- (3) Praca zbiorowa radziecka Centralnego Naukowo-Badawczego Instytutu Budowli Przemysłowych *Raszczet konstrukcij po przedielnym sostojaniam*, 1951,
- (4) Norma radziecka GOST 1644-42 *Obciążenia zasadnicze, dodatkowe i specjalne*,
- (5) *Badania wytrzymałościowe murów ceglanych*, wykonane jako praca doktorska przez A. D z i e d z i u l a przy Katedrze Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej w 1938 i 1939,
- (6) Praca W. D a n i l e c k i e g o *Obliczanie konstrukcji murowanych na podstawie metody stanów granicznych*, Inż. i Budown. 1952, str. 262 i 325,
- (7) Projekt nowej normy polskiej PN/B-03002 *Konstrukcje murowane z cegły, obliczenia statyczne i projektowanie* z 1953 r., który zresztą w przeważającej swej części został oparty na referacie autora, zawierającym te same zasady, na jakich jest oparta niniejsza praca.

2. Klasy cegieł i zapraw

2.1. Klasy cegieł

Klasy cegieł charakteryzujące się wytrzymałością na ściskanie, uzyskaną na podstawie prób w przepisany sposób, przyjmuje się według norm odpowiednich wyrobów.

W niniejszej pracy przyjęto następujące klasy:

- (a) cegły pełne wypalane z gliny: 350, 250, 150, 100, 80, 75, 50;
- (b) cegły wapienno-krzemowe (wapienno-piaskowe): 150, 120, 80, 75;
- (c) cegły cementowe: 120, 80, 75, 40;
- (d) cegły dziurawki: 80, 75, 50.

Klasy 75 przewidziane są w nowych projektach norm w zamian dotychczas stosowanych klas 80, które zostaną zaniechane w produkcji.

2.2. Klasy zapraw

Klasę zaprawy (inaczej zwaną znakiem lub marką zaprawy) określa się przez jej wytrzymałość na ściskanie, uzyskaną na podstawie przepisanych prób po 28 dniach od chwili zarobienia zaprawy.

Klasy przyjmuje się, jak następuje: 80, 50, 30, 15, 8, 2, 0.

W porównaniu z normą PN/B-182 z 1945 r. i 1948 r. dodane zostały klasy 8 i 0 (zero).

Klasę 8 przyjęliśmy dlatego, że w podanym wyżej ciągu liczb iloraz liczb 15 i 2 jest za duży w porównaniu z ilorazem jakichkolwiek innych dwóch sąsiednich liczb. Zresztą klasa 8 uwzględniona jest również w poważnych źródłach radzieckich¹⁾.

Klasa 0 (zero) przyjęta jest dla określania wytrzymałości muru na świeżej zaprawie, jeszcze nie stwardniałej. Dla zaprawy wapiennej klasę 0 przyjmuje się do obliczeń także wtedy, gdy od wykonania muru do jego pełnego obciążenia przewiduje się mniej niż 28 dni o średniej temperaturze powyżej 5°C.

Jeżeli nie przeprowadza się prób wytrzymałościowych zapraw, to można przyjmować klasy, w warunkach przeciętnych przy właściwym dawkowaniu składników, według tablicy 1.

W tablicy pierwszej zwiększono ilość rodzajów zapraw w porównaniu z dotychczasową normą PN/B-182 oraz dodano zaprawy na cemencie murarskim 150 i wprowadzono domieszkę z rzadkiego ciasta glinianego, które działa aktywnie na zwiększenie wytrzymałości.

¹⁾ Por. *Sprawocznik Architekta*, tom 9, cz. 1, 1950 r.

Tablica 1

Rodzaj zaprawy (składniki)	Stosunek objętościowy	Klasa (wytrzymałość na ściskanie kG/cm ²)
Cement portlandzki 250 : piasek	1 : 3	80
Cement portlandzki 250 : piasek	1 : 4	50
Cement murarski 150 : piasek	1 : 3	
Cement portlandzki 250 : ciasto wapienne lub ciasto gliniane : piasek	1 : 0,2 : 5	30
jak wyżej	1 : 1 : 6	
Cement murarski 150 : piasek	1 : 4	
Cement portlandzki 250 : ciasto wapienne lub ciasto gliniane : piasek	1 : 1 : 9	15
jak wyżej	1 : 1,5 : 10	
jak wyżej	1 : 2 : 10	
Cement murarski 150 : ciasto wapienne lub ciasto gliniane : piasek	1 : 0,5 : 6	
Cement portlandzki 250 : ciasto wapienne lub ciasto gliniane : piasek	1 : 2 : 12	8
Cement murarski 150 : ciasto wapienne lub ciasto gliniane : piasek	1 : 1 : 9	
Wapno średnio hydrauliczne w proszku	1 : 2	
Ciasto wapienne : piasek	1 : 2	2
Ciasto wapienne : piasek	1 : 3	

3. Rodzaje obciążeń

Rodzaje obciążeń, które wpływają na wielkość naprężenia dopuszczalnego są następujące.

(a) Zasadnicze obciążenia: ciężar własny budowli, obciążenie użytkowe, obciążenia ruchome od pojazdów itp.: śnieg, wiatr w budynkach wysokościowych, wieżowych i w kominach fabrycznych, parcie wody i ziemi, wpływ nierównomiernych temperatur w zbiornikach z gorącymi płynami i w kominach fabrycznych itp.

(b) Dodatkowe obciążenia, które działają nieregularnie: wiatr — z wyjątkiem przypadków podanych w punkcie (a), nieregularne działanie dynamiczne zasadniczego obciążenia, obciążenie ruchome od żurawi montażowych, wahania dobowe i roczne temperatury itp.

Przy obliczaniu budowli przyjmuje się możliwie najniekorzystniejszy zespół obciążeń zasadniczych i dodatkowych.

(c) Specjalne obciążenia: parcie wody przy katastrofalnym stanie wód, zwiększenie temperatury przy naruszeniu procesów technologicznych, obniżenie temperatury po uszkodzeniu urządzeń grzewających itp.

Obciążenia specjalne brane są pod uwagę w zależności od warunków pracy i przewidywanej trwałości budowli łącznie z niektórymi obciążeniami zasadniczymi i dodatkowymi.

Nie przyjmuje się pod uwagę dwóch i więcej równocześnie działających obciążeń specjalnych.

Nadmieniamy, że rodzaje obciążeń są ujęte odmiennie w dotychczasowej normie PN/B-02009 *Obciążenia w obliczeniach statycznych*. Duża różnica zachodzi m. in. w obciążeniu śniegiem, które wspomniana norma zalicza do obciążeń dodatkowych. Jest to rzeczą niesłuszną, ponieważ śnieg może obciążać budowlę przez dłuższy okres czasu np. kilku tygodni, a nawet kilku miesięcy w ciągu roku, zwłaszcza w okolicach górskich.

Uważamy, że norma PN/B-02009 powinna być zmieniona zgodnie z podanym w niniejszej pracy zestawieniem, które oparte jest na normie radzieckiej GOST 1644-42 i na uwagach w pracy wymienionej w (3).

CZĘŚĆ II. MURY CEGLANE NIEZBROJONE

4. Ściskanie osiowe

4.1. Typowe zniszczenia filarów i ścian ceglanych

4.1.1. Czynniki, od których zależy wytrzymałość murów na ściskanie. Wytrzymałość na ściskanie murów ceglanych jest zależna od wytrzymałości cegły, od rodzaju zaprawy, od grubości spoin, od jakości wykonania i w pewnym stopniu od rodzaju wiązania. W murach bardziej smukłych, gdzie zachodzi możliwość wyboczenia, wytrzymałość zależy nadto od stosunku wysokości do grubości i od usztywnień poprzecznych.

Doświadczalnie ustalono, że ciśnienia przekazują się od cegły na cegłę nierównomiernie, ponieważ spoiny są niejednorodne, zaś same cegły mają dość znaczne odchylenia grubości; ponadto współczynniki sprężystości cegły i zaprawy są różne. Na skutek tego poszczególne cegły w murze ściskany ulegają nie tylko ściskaniu osiowemu, ale również zginaniu i ścinaniu, [rys. 1. przedstawia odkształcenia (zginanie i ścinanie) poszczególnych cegieł w murze. Skala pionowa odkształceń jest 200 razy powiększona w stosunku do skali wymiarów cegieł: a) wygięcie przy naprężeniach 21,4 kG/cm², b) pęknięcia przy naprężeniach 32 kG/cm²]. Stanowi to główną przyczynę obserwowanego zjawiska, że wytrzymałość muru na ściskanie jest zawsze mniejsza niż wytrzymałość próbki cegły.

Im spoiny wsporne są grubsze, tym większa jest nierównomierność ich odkształceń (przy odchyleniach od określonej grubości), a więc mniejsza wytrzymałość muru. Stwierdziły to m. in. badania laboratorium Politechniki w Zurychu, z których wynika, że przy zwiększeniu grubości spoin wspornych z 10 do 20 mm wytrzymałość muru ceglano-gowego spada o około 12%.

Im zaprawa jest mocniejsza, tym mniejsza jest nierównomierność odkształcenia spoiny pod elementem mурowym, a więc tym mniejsze są odkształcenia poszczególnych cegieł bądź kamieni, a zatem tym większa wytrzymałość całego muru.

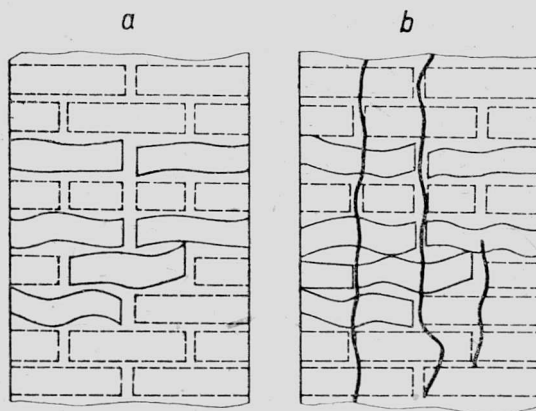
W filarach o przekroju kwadratowym (lub podobnym) szczególnie duży wpływ

na wytrzymałość wywiera prawidłowość wiązania i wypełnienie spoin pionowych; w takich bowiem filarach wywiązują się przy ściskaniu naprężenia rozciągające poziome w dwóch kierunkach, podczas gdy w murze o większej długości naprężenia te mają znaczenie tylko dla kierunku poprzecznego.

Stosowane przez niektórych murarzy wiązania kominowe (pierścieniowe) w filarach z nieprzewiązanymi spoinami wewnętrznymi powinno być zabronione, ponieważ powoduje ono znaczne zmniejszenie wytrzymałości (o około 30%). Było to m. in. przyczyną zawalenia się kilku budynków.

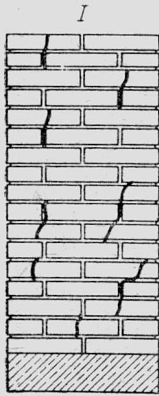
4.1.2. Przebieg zniszczenia murów od nadmiernych obciążeń ściskających. W miarę zwiększającego się obciążenia ściskającego muru pojawiają się w oddzielnych cegłach początkowo mało dostrzegalne pęknięcia, rozwijające się przede wszystkim z pęknięć włoskowatych, jakie były w cegłach jeszcze przed ułożeniem muru. Następuje wówczas *I faza zniszczenia*. Zachodzi ona w murze na zaprawie wapiennej przy naprężeniu równym $0,4-0,6R$, w murze na zaprawie cementowo-wapiennej przy $0,5-0,7 R$, a w murze na zaprawie cementowej przy $0,6-0,8 R$, gdzie R jest wytrzymałością muru na ściskanie (rys. 2).

Te pęknięcia nie stanowią bezpośredniego zagrożenia bezpieczeństwa, ponieważ, praktycznie biorąc, nie powiększają się bez dalszego wzrostu obciążenia. Jednakowoż sygnalizują one niebezpieczeństwo, zwłaszcza przy możliwości wzrostu obciążenia.



Rys. 1

Przy pojawieniu się takich pęknięć należy powstrzymać dalsze obciążenie muru i założyć na charakterystyczne rysy paski obserwacyjne (kontrolki).



Rys. 2

Gdy przyczyny pęknięć okażą się niemożliwe do usunięcia, należy mur odpowiednio wzmocnić.

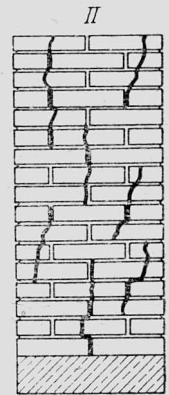
Jeżeli pęknięcia I fazy nie będą zauważone lub jeśli się je zlekceważy, to przy wzrastającym obciążeniu, powodującym naprężenia równe 0,8-0,9 R, nastąpi II faza zniszczenia. Charakteryzuje ją pojawienie się nieprzerwanych pęknięć na wysokości od kilku do kilkunastu cegieł (rys. 3). W murach na zaprawie wapiennej pęknięcia cegieł pojawiają się przede wszystkim na przedłużeniu pęknięć zaprawy w spoinach pionowych, zaś w murach na zaprawie cementowo-wapiennej i cementowej pęknięcia cegieł pojawiają się nie tylko na przedłużeniu spoin pionowych, lecz również w innych miejscach.

Po osiągnięciu fazy II paski obserwacyjne pękają często następnego dnia po założeniu, nawet bez wzrostu obciążenia. Stan muru staje się groźny. Katastrofa może nastąpić bez większego obciążenia.

W podobnych przypadkach należy niezwłocznie zastosować odpowiednie środki do odciążenia muru. A więc przy uszkodzonym filarze międzyokiennym ustawia się w obydwóch otworach słupy drewniane (stemple) z poprzecznym oczepem do podtrzymywania nadproża, przy czym słupy te podklinowuje się. Przy filarze wewnętrznym ustawia się w podobny sposób słupy drewniane do podtrzymywania belek i podciągów. Przy dłuższych odcinkach ścian podpira się je ukośnymi słupami ustawionymi na klinach itp. Jako krańcowy środek zabezpieczenia uszkodzonych filarów stosuje się zamurowanie otworów lub ich części na takiej zaprawie, która pozwoli w przyszłości na łatwą rozbiórkę.

Dalszy sposób postępowania ustala się po szczegółowym zbadaniu przyczyn, które spowodowały uszkodzenia muru. W okresie II fazy zniszczenia zaleca się stosować do obserwacji pęknięć nie paski lecz czujniki, które pozwalają na mierzenie narastających odkształceń (dokładność czujnika 0,01 mm).

Jeżeli w trakcie robót zabezpieczeniowych pęknięcia będą szybko narastały, przy czym da się zauważyć rozdzielanie się muru na oddzielne słupki o grubości około $\frac{1}{2}$ cegły lub na bryły odpękające ukośnie, to należy roboty przerwać, by nie narażać ludzi.



Rys. 3

III faza zniszczenia (rys. 4) następuje przy obciążeniu równym wytrzymałości muru, gdy odpełnione oddzielne słupki lub bryły ukośne tracą stateczność i zawalają się.

Jeżeli oznaki uszkodzenia muru zostaną zauważone we właściwym czasie i jeśli niezwłocznie zastosuje się środki zabezpieczające, to, jak wykazuje praktyka, prawie zawsze da się uniknąć zawalenia konstrukcji. Zasadnicze znaczenie ma tutaj szybkość zastosowania środków zaradczych.

4.2. Zasadnicze wzory na wytrzymałość murów na ściskanie

Ze wszystkich wzorów określających wytrzymałość na ściskanie muru, R , (bez uwzględnienia zjawiska wyboczenia) wydaje się najgruntowniej opracowanym wzór *O n i s z c z y k a*. Nowa postać tego wzoru (odmienna od przyjętej w normie PN/B-182 z 1945 r. i 1948 r.) przedstawia się następująco:

$$(1) \quad R = R_c \frac{100 + R_c}{100 + a R_c} \beta \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_z}{2 R_c}} \right).$$

We wzorze tym przyjęte są następujące oznaczenia:

R_c wytrzymałość cegły lub pustaka, badana w sposób przepisany dla danego elementu,

R_z wytrzymałość miarodajna zaprawy po 28 dniach.

Współczynniki a i β , a i b posiadają następujące wartości:

(a) dla muru z cegły pełnej i innych jednolitych bloków

$$a = 3,3, \quad \beta = 1, \quad a = 0,2, \quad b = 0,3;$$

(b) dla murów z dziurawek i pustaków ceglanych

$$a = 4,0, \quad \beta = 1, \quad a = 0,3, \quad b = 0,4.$$

Wprawdzie źródła radzieckie [wymienione w p. 1 jako (3)] rozróżniają pustaki z poziomymi kanałami, dla których przyjmują wartości a, β, a i b , jakie podaliśmy wyżej w punkcie (b) i z pionowymi kanałami, dla których zalecają $a = 2,5, \beta = 1, a = 0,6$ i $b = 1,0$, jednakowoż badania polskie murów z dziurawek i pustaków wykonane przez *D z i e d z i u l a* w 1938 i 1939 r. dały wyniki dobrze dostosowane do współczynników przytoczonych w punkcie (b) i dlatego uważamy, że te współczynniki można przyjąć zarówno dla pustaków z otworami pionowymi, jak i poziomymi.



Rys. 4

Ostatecznie więc można sprowadzić wzór (1) do następujących dwóch wzorów:

wzór na wytrzymałość na ściskanie muru z cegły pełnej

$$(2) \quad R = R_c \frac{100 + R_c}{100 + 3,3 R_c} \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{R_z}{2 R_c}} \right),$$

wzór na wytrzymałość na ściskanie muru z cegły dziurawki

$$(3) \quad R = R_c \frac{100 + R_c}{100 + 4 R_c} \left(1 - \frac{0,3}{0,4 + \frac{R_z}{2 R_c}} \right).$$

4.3. Równania stanu granicznego i naprężeń dopuszczalnych dla muru obciążonego siłą osiową ściskającą

Przy ścisaniu osiowym wchodzi w grę tylko jedno równanie stanu granicznego określone dla krańcowego udźwigu

$$(4) \quad \Sigma \nu P = \mu m R F.$$

Oznaczenia użyte we wzorze są następujące:

- P siła osiowa obliczona według normy obciążeń,
- ν współczynnik możliwego przeciążenia,
- μ współczynnik jednorodności materiału,
- m współczynnik warunków pracy muru,
- R wytrzymałość na ściskanie muru obliczona według wzorów (2) lub (3),
- F pole netto przekroju pracującego.

Przy obliczeniu F nie włącza się do przekroju węgarzków przy oknach; można nie uwzględniać osłabienia pionowym kanałem $1/2 \cdot 1/2$ cegły, jeżeli przekrój muru (filara) jest większy od 6000 cm^2 . Lewa strona równania (4), stanowiąca największe możliwe obciążenie, może być przedstawiona jako suma sił od obciążenia stałego P_1 i zmiennego P_2 , wziętych z odpowiednimi współczynnikami, które na ogół wynoszą: $\nu_1 = 1,1$ dla ciężaru własnego budowli, $\nu_2 = 1,4$ dla obciążenia użytkowego w mieszkaniach, biurach, szkołach itp.

Zatem

$$(5) \quad \Sigma \nu P = \nu_1 P_1 + \nu_2 P_2 = 1,1 P_1 + 1,4 P_2.$$

W celu uproszczenia najczęściej spotykanych przypadków przyjmujemy do obliczeń jeden współczynnik możliwego przeciążenia, $\nu = 0,5 (\nu_1 + \nu_2)$, oraz sumaryczną siłę osiową $P = P_1 + P_2$.

Zatem

$$(6) \quad \Sigma \nu P = 1,25 P.$$

W ustalonej w ten sposób wartości $\Sigma \nu P$ mieści się pewien zapas, ponieważ siła P_1 jest w zwykłych warunkach większa od P_2 .

Prawa strona wzoru (4) przedstawia najmniejszy możliwy udźwig konstrukcji przy niekorzystnych warunkach.

Współczynnik jednorodności materiału μ charakteryzuje odchylenie w dół od wytrzymałości muru R , jakiego można się spodziewać na skutek wad cegły i zaprawy oraz niewłaściwego wykonania muru (np. zbyt grubych spoin, niezapełniania spoin pionowych, odchylenia od pionu itp.). Dla zwykłych przypadków przyjmuje się $\mu = 0,5$.

Współczynniki warunków pracy m , zwane dalej współczynnikami poprawkowymi, przyjmuje się jak następuje:

$m_1 = 0,85$, jeżeli ma być użyta nieplastyczna zaprawa, np. cementowa bez dodatku wapna (bądź gliny, czy też innego środka uplastyczniającego), lub też jeżeli ma być zastosowana zaprawa lekka o ciężarze objętościowym poniżej $1,5 \text{ t/m}^3$;

$m_2 = 0,80$ dla filarów o przekroju $0,3 \text{ m}^2$ i mniejszym oraz ścian o grubości $\frac{1}{2}$ cegły;

$m_3 = 1,20$ przy systematycznym wykonywaniu badań wytrzymałości cegły i zaprawy oraz przy zachowaniu warunków wykonania wymaganych przez normę PN/B-06060 *Roboty murowe z cegły. Warunki techniczne*;

$m_4 = 1,1$ przy najniekorzystniejszym możliwym zestawieniu obciążeń zasadniczych i dodatkowych (p. 3a i b) z zastrzeżeniem, aby przy uwzględnieniu tylko obciążeń zasadniczych konstrukcja odpowiadała obliczeniu ze współczynnikiem $m = 1,0$;

$m_5 = 1,25$ przy najniekorzystniejszym możliwym zestawieniu obciążeń specjalnych, zasadniczych i dodatkowych (p. 3c), z zastrzeżeniem, aby przy uwzględnieniu tylko obciążeń zasadniczych i dodatkowych konstrukcja odpowiadała obliczeniu ze współczynnikiem $m_4 = 1,1$, a przy uwzględnieniu tylko obciążeń zasadniczych — obliczeniu ze współczynnikiem $m = 1$.

Ostatecznie więc wzór (4), po uwzględnieniu omówionych wyżej założeń, można przedstawić jak następuje:

$$(7) \quad 1,25 P = 0,5 m R F$$

lub

$$(8) \quad k_c = \frac{P}{F} = \frac{R}{2,5} m.$$

We wzorze tym k_c jest naprężeniem dopuszczalnym na ściskanie. Zakładając, że

$$k_0 = \frac{R}{2,5}$$

jest podstawowym naprężeniem dopuszczalnym, otrzymujemy wzór

$$(9) \quad k_c = k_0 m$$

($k_c = k_0$ przy współczynniku poprawkowym $m = 1$).

Do obliczenia przekroju muru pracującego na ściskanie osiowe i nie podlegającego wyboczeniu stosuje się ogólnie znany wzór

$$(10) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq k_c.$$

4.4. Wartości liczbowe naprężeń dopuszczalnych na ściskanie i ich charakterystyka

Podstawowe naprężenia dopuszczalne k_0 , obliczone przez podzielenie przez 2,5 wartości otrzymanych ze wzorów (2) i (3), przedstawione są dla typowych klas cegieł i zapraw w tablicy 2.

Tablica 2

Rodzaje cegły	Wytrzymałość cegły na ściskanie (klasa)	Podstawowe naprężenia dopuszczalne na ściskanie przy klasach (markach) zaprawy w kG/cm^2						
		80	50	30	15	8	2	0
Pełna	350	26	23	21	—	—	—	—
Pełna	250	21	19	17	15	—	—	—
Pełna i sitówka	150	16	14	13	11	10	9	8,5
Pełna i sitówka	120	15	13	11	9,5	8,5	7,5	7
Pełna i sitówka	100	13	12	10	8,5	7,5	6,5	6
Pełna i sitówka	80	12	11	9,5	8,0	7,0	5,5	5
Pełna i sitówka	75	11	10	9	7,5	6,5	5,5	5
Pełna i sitówka	50	—	8,5	7,5	6,5	5,5	4,0	3,5
Tylko cementowa	40	—	—	7,0	5,5	5,0	3,5	3,0
Dziurawka	80	9	8	6,5	5,5	4,5	4,0	3,5
Dziurawka	75	9	8	6,5	5,5	4,5	3,5	3,0
Dziurawka	50	7,5	6,5	5,5	4,5	4,0	3,0	2,5

Wartości podstawowych naprężeń dopuszczalnych przedstawione w tablicy 2 mało się różnią od «zasadniczych dopuszczalnych naprężeń» podanych w starej normie PN/B-182; gdzieś tam tylko dają się zauważyć różnice $\pm 0,5$ lub $\pm 1 \text{ kG/cm}^2$. Zasadnicza różnica polega na zastosowaniu w niniejszym opracowaniu i projekcie nowej normy współczynników poprawkowych m (por. p. 4.3) dostosowanych do warunków pracy i wykonania konstrukcji, których stara norma nie przewidywała. Wprowadzając te współczynniki umożliwia się powiększenie naprężeń dopuszczalnych o 20% przy należytych wykonaniu robót i przeprowadzaniu prób

(współczynnik m_3), oraz daje się możliwość dalszego powiększania naprężeń dopuszczalnych przy uwzględnieniu naprężeń dodatkowych i specjalnych (współczynniki m_4 i m_5), tak że w krańcowym przypadku podstawowe naprężenie dopuszczalne mnoży się przez 1,5 (iloczyn $m_3 \cdot m_5$).

Z drugiej jednak strony, w opracowaniu niniejszym i w projekcie nowej normy pojawiły się współczynniki poprawkowe m_1 i m_2 , mniejsze od jedności. Pierwszy z nich ma na celu uwzględnienie niekorzystnych warunków pracy murów ułożonych na nieplastycznej lub zbyt porowatej zaprawie (większe zginanie i ścinanie poszczególnych cegieł), drugi przyjmuje pod uwagę, że wady wykonania (np. połówki cegieł, odchylenia od prawidłowego wiązania, gorsza zaprawa itp.) mają o wiele większe znaczenie w filarach o małym przekroju lub w ścianach o grubości $1/2$ cegły, aniżeli w konstrukcjach o dużym przekroju.

Tego rodzaju zmiany w stosunku do starej normy PN/B-182 umożliwiają pełniejsze i ekonomiczniejsze wykorzystanie materiału na racjonalnie prowadzonych budowach, których liczba w Polsce coraz bardziej wzrasta, i jednocześnie zwiększają

bezpieczeństwo dla szczególnych przypadków najliczniej zapisanych w kronikach awarii (filary o małych przekrojach).

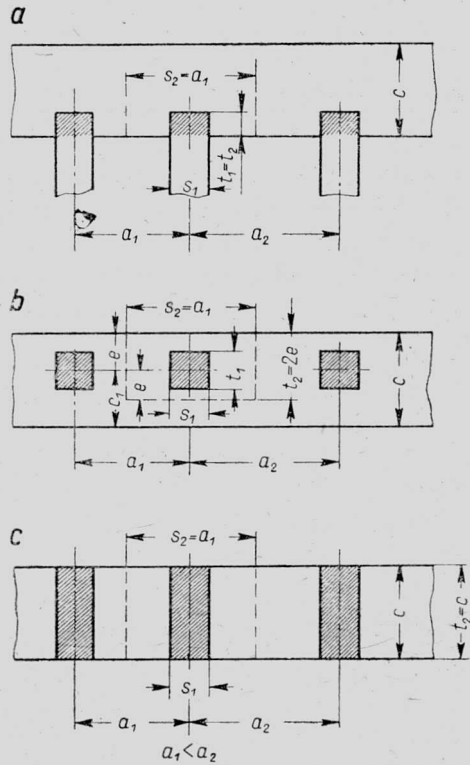
4.5. Miejscowy docisk

Miejscowy docisk występuje przy oparciu na murach belek, słupów, większych ścian itp. Naprężenia dopuszczalne na miejscowy docisk otrzymuje się ze wzoru

$$(11) \quad k_d = k_c \sqrt[3]{\frac{F_0}{F_d}}$$

We wzorze tym są następujące oznaczenia:

- k_c naprężenie ustalone według wzoru (9),
- F_d powierzchnia bezpośredniego docisku,
- F_0 powierzchnia obliczeniowa rozkładu docisku.



Rys. 5

Trzy przykłady przedstawione są na rys. 5, gdzie $F_d = t_1 s_1$, zaś $F_0 = t_2 s_2$. Jak widać na tych rysunkach, jeżeli powierzchnia bezpośredniego docisku (zakreskowana) jest niesymetryczna w stosunku do podłużnej osi środkowej muru, to do określenia powierzchni obliczeniowej można przyjąć tylko część szerokości muru.

Tablica 3

$s_1 : c$	1	2	3
górną granicą k_d	$2 k_c$	$1,5 k_c$	k_c

Jeżeli słup opiera się na całej szerokości ściany, to ciężar może się rozłożyć tylko w kierunku podłużnym, jeżeli zaś mur jest obciążony wąską ścianą podłużną, to ciężar rozprzestrzenia się tylko w kierunku poprzecznym.

Przy wartości $3c > s_1 > c$ naprężenia obliczone według wzoru (11) k_d nie powinno przekraczać wartości podanych w tablicy 3.

Przy wartościach pośrednich $s_1 : c$ można zastosować interpolację.

Przy stosunku $s_1 : c \geq 3$ przyjmuje się $k_d = k_c$.

4.6. Kurczenie się murów, cechy sprężyste i współczynnik odkształcalności przy ściskaniu

Kurczenie się murów w kierunku pionowym jest powodowane następującymi przyczynami: (a) ugniataniem świeżej zaprawy pod wpływem ciężaru coraz to nowych narastających warstw cegły, (b) wysychaniem zaprawy pod wpływem obciążeń, (c) odkształceniami cegły i już stwardniałej zaprawy pod wpływem obciążeń.

Kurczenie się świeżego muru pod wpływem dwóch pierwszych przyczyn, czyli tzw. osiadanie spoin, jest dość znaczne i może wynosić około 1 mm/mb muru przy zaprawie cementowej i 2 do 6 mm/mb przy zaprawie wapiennej. Im spoiny są grubsze, tym osiadanie jest większe. Ponieważ przy zaprawach plastycznych łatwiej jest wykonać mur z cienkimi spoinami niż przy zaprawach sztywnych, przeto dążąc do jak najmniejszego osiadania należy stosować zaprawy cementowe uplastycznione domieszkami wapna lub gliny bądź specjalnymi plastyfikatorami.

Osiadanie spoin kończy się praktycznie dość szybko przy zaprawie cementowej (w ciągu 1-2 dni), natomiast trwa dłużej przy zaprawie wapiennej (od kilku dni do kilku tygodni, zależnie od pogody). Znaczy to, że osiadanie zaprawy w spoinach muru danej kondygnacji praktycznie kończy się przed wymurowaniem następnej kondygnacji z wyjątkiem przypadków, gdy zastosowano słabą zaprawę, a przede wszystkim zaprawę wapienną w czasie chłódów.

Skrócenie jednostkowe muru e , gdy zaprawa już stwardniała, nie da się obliczyć bezpośrednio ze wzoru opartego na prawie Hooke'a $e = \sigma : E$,

ponieważ współczynnik odkształcalności E nie jest stały, ale zależy zarówno od wytrzymałości muru jak i od naprężenia ściskającego. W celu ścisłego obliczenia należałoby zastosować wzór

$$(12) \quad e = \int_{\sigma=0}^{\sigma=\sigma} \frac{d\sigma}{E_{\sigma}}.$$

O n i s z c z y k podaje następujący wzór do obliczenia współczynnika odkształcalności:

$$(13) \quad E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 R} \right),$$

gdzie E_0 jest współczynnikiem sprężystości początkowym przy $\sigma = 0$, a R jest wytrzymałością muru na ściskanie.

Wartości E_0 dla murów ceglanych na różnych zaprawach oblicza się ze wzoru

$$E_0 = a R$$

lub, korzystając z tablicy 2 sporządzonej w założeniu, że wytrzymałość równa się 2,5-krotnemu podstawowemu naprężeniu dopuszczalnemu,

$$(14) \quad E_0 = a 2,5 k_0.$$

We wzorze tym a jest cechą sprężystości podaną w tablicy 4.

Tablica 4

Rodzaj muru	Cecha sprężystości a przy klasach (markach) zaprawy						
	80	50	30	15	8	2	0
Z cegieł pojedynczego formatu na zaprawie o ciężarze objętościowym $\geq 1,5 \text{ t/m}^3$	1000	900	850	700	550	350	200
Z cegieł j.w. na zaprawie o ciężarze objętościowym poniżej $1,5 \text{ t/m}^3$	750	750	600	450	400	250	100

Do określenia odkształceń można przyjąć dla uproszczenia stały współczynnik odkształcalności E , obliczony na podstawie wzoru (13) przy założeniu, że wyrażenie w nawiasach równa się 0,8. Zatem

$$(15) \quad E = 0,8 E_0 = 2 a k_0.$$

Wartości E obliczone dla cegły pełnej i sitówki przy różnych klasach zapraw (cięższych o około $1,5 \text{ t/m}^3$) podane są w tablicy 5.

Tablica 5

Wytrzymałość cegły pełnej i sitówki kG/cm ²	Współczynnik odkształcalności (sprężystości) przy klasach (markach) zaprawy w kG/cm ²					
	80	50	30	15	8	2
150	32 000	28 000	22 000	15 000	10 000	6 000
120	30 000	26 000	19 000	13 000	9 500	5 000
100	26 000	24 000	17 000	12 000	8 500	4 500
80	24 000	22 000	16 000	11 000	7 500	4 000
50	—	17 000	13 000	9 000	6 000	1 600

4.7. Wpływ wybożenia

Mur ściskany osiowo oblicza się na wybożenie za pomocą znanego wzoru

$$(16) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq k_c \frac{\varphi}{\psi},$$

gdzie oznaczenia są następujące:

- σ naprężenie ściskające,
- P siła osiowa ściskająca,
- F pole przekroju,
- k_c naprężenie dopuszczalne na ściskanie,
- φ współczynnik wybożenia, $\varphi < 1$,
- ψ współczynnik zmniejszający wpływ wybożenia.

Wpływ wybożenia pomija się, jeżeli z obliczenia wynika, że $\varphi \geq 0,95$ lub $\varphi/\psi \geq 0,95$.

Współczynnik wybożenia φ zależy od stosunku wysokości wybożeniowej h do ramienia bezwładności przekroju i oraz od rodzaju użytej zaprawy.

Wysokość wybożeniową h liczy się w świetle pomiędzy unieruchomionymi mur usztywnieniami poziomymi, za które przyjmuje się:

- (a) stropy żelbetowe, gęstożebrowe lub ceglano-betonowe,
- (b) stropy na belkach stalowych, zakotwionych w murze w odległości do 3,0 m, przede wszystkim na każdym filarze międzyokiennym,
- (c) stropy na belkach drewnianych, zakotwionych w murze w odległościach do 2,5 m, przede wszystkim na każdym filarze międzyokiennym pod warunkiem, żeby kotwy były należycie zabezpieczone od przedzewienia,
- (d) inne konstrukcje po odpowiednim umotywowaniu.

W przypadku stropu, stropodachu albo też dachu, który, nie odpowiadając wyżej wymienionym warunkom, stanowi dla muru poziomą pod-

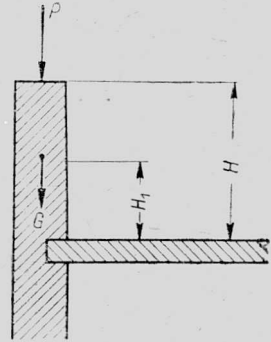
porę sprężystą, zwiększa się wysokość wybocheniową mnożąc odległość pionową między usztywnieniem dolnym i oparciem górnym przez współczynnik 1,50, jeżeli górna konstrukcja jest jedno-prześłowa, lub przez 1,25, jeśli jest ona dwu- lub wieloprześłowa.

Jeżeli mur nie posiada na górnym końcu usztywnienia poziomego (rys. 6), to wysokość wybocheniową oblicza się ze wzoru

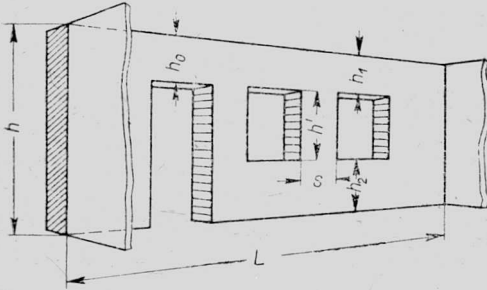
$$(17) \quad h = 2 \frac{PH + 1,25 GH_1}{P + G}$$

We wzorze tym P jest siłą pionową zewnętrzną, przyłożoną na górnym końcu muru, G jest ciężarem własnym muru, zaś H i H_1 są odpowiednimi pionowymi odległościami do dolnego poziomego stężenia. Jeżeli ciężar własny G przyłożony jest w środku wysokości H , to wzór (17) przyjmuje postać

$$(17.1) \quad h = 2H \frac{P + 0,625 G}{P + G}$$



Rys. 6



Rys. 7

W filarach między otworami okiennymi lub drzwiowymi określa się wysokość wybocheniową tak samo jak w pełnych ścianach, jednakże przy obliczeniu filarów, których szerokość jest mniejsza od grubości (rys. 7), należy sprawdzić również smukłość, biorąc stosunek wysokości otworu do szerokości filara $h' : s$. Miarodajną do obliczenia wpływu wybochenia będzie smukłość większa.

Smukłość λ oblicza się ze wzoru

$$(18) \quad \lambda = \frac{h}{i} \sqrt{\frac{1000}{a}} = \frac{l}{i}$$

We wzorze tym przyjęto następujące oznaczenia:

- h wysokość wybocheniowa, obliczona według wszystkich wyżej wymienionych reguł,
- a cecha sprężystości według tablicy 4,

$i = \sqrt{J_{min} : F}$ jest najmniejszym promieniem bezwładności przekroju,
 $l = h \sqrt{1000 : a}$ jest wysokością sprowadzoną.

Przy zaprawach o wytrzymałości na ściskanie 80 kG/cm² i wyżej jest $l = h$, ponieważ wyraz $\sqrt{1000/a}$ równa się jedności. Wyraz ten stanowi korektę dla murów z zaprawami słabymi, bardziej podatnymi na odkształcenia, a więc i na wyboczenie. Należy podkreślić duże znaczenie korekty dla murów na zaprawie wapiennej:

$$\sqrt{1000/a} : \sqrt{1000/350} = \sqrt{2,86} = 1,69;$$

zastosowanie tej korekty jest tu równoznaczne ze zwiększeniem wysokości wyboczeniowej o około 70%. Jeszcze większy wpływ ma ta korekta przy zastosowaniu zapraw lekkich.

Dla przekroju prostokątnego o wysokości a i szerokości b jest

$$(19) \quad i = \sqrt{J_{min} : F} = \sqrt{\frac{b^3 a}{12} : ba} = b : \sqrt{12} = 0,289 b.$$

Podstawiając wartość i ze wzoru (19) do (18) otrzymujemy wzór na obliczenie smukłości w zależności od wymiaru najmniejszego boku przekroju prostokątnego:

$$(20) \quad \lambda = 3,46 \frac{h}{b} \sqrt{\frac{1000}{a}} = 3,46 \frac{l}{b}.$$

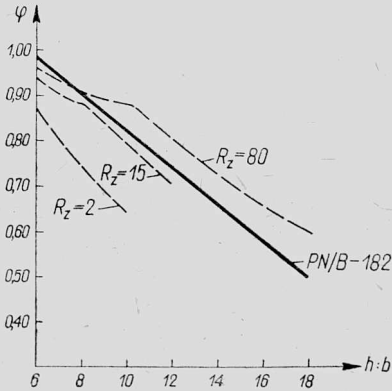
Współczynniki wyboczeniowe φ podane są w tablicy 6 w zależności od $l : b$ lub $l : i$.

Tablica 6

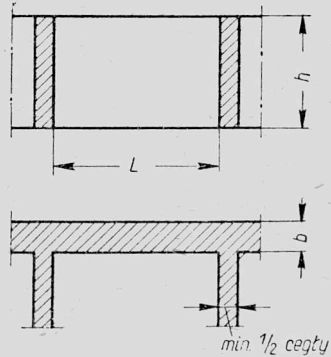
$\frac{l}{b}$	$\frac{l}{i}$	φ	$\frac{l}{b}$	$\frac{l}{i}$	φ	$\frac{l}{b}$	$\frac{l}{i}$	φ
6	20,8	0,96	13	45	0,76	22	76,2	0,49
7	24,2	0,94	14	48,5	0,72	24	83,1	0,44
8	27,7	0,92	15	52	0,69	26	90	0,40
9	31,2	0,90	16	55,4	0,66	28	97	0,36
10	34,6	0,88	17	58,9	0,63	30	104	0,32
11	38,1	0,84	18	62,3	0,60			
12	41,6	0,80	20	69,3	0,54			

Współczynniki φ mogą być przedstawione bezpośrednio w zależności od $h : b$ dla różnych zapraw. Przedstawiono je za pomocą wykresów na rys. 8 dla trzech klas zapraw, 80, 15 i 2, w porównaniu ze współczynnikami φ według starej normy PN/B-182. Jak widać z tego wykresu, nowe współ-

czynniki φ są w porównaniu do starych znacznie niższe dla muru na zaprawie wapiennej, nieco niższe dla zaprawy klasy 15, a znacznie wyższe dla zaprawy klasy 80. Można więc z wykresu zauważyć, że mury na zaprawie wapiennej niekorzystnie pracują na wyboczenie.



Rys. 8



Rys. 9

Wpływ wyboczenia zmniejsza się, jeżeli mury usztywnione są powiązanymi z nimi murami poprzecznymi o grubości co najmniej $1/2$ cegły (rys. 9).

Tablica 7

Współczynniki ψ				
$\frac{h}{b}$	$\frac{h}{i}$	$\frac{L}{h} = 1$	$\frac{L}{h} = 2$	$\frac{L}{h} = 3$
6	20,8	0,98	0,98	0,98
7	24,2	0,97	0,97	0,98
8	27,7	0,96	0,97	0,98
9	31,2	0,95	0,96	0,98
10	34,6	0,94	0,96	0,98
11	38,1	0,93	0,96	0,98
12	41,6	0,92	0,95	0,98
13	45,0	0,91	0,95	0,97
14	48,5	0,90	0,95	0,97
15	52,0	0,89	0,94	0,97
16	55,4	0,88	0,94	0,97
17	58,9	0,87	0,94	0,97
18	62,3	0,86	0,93	0,96
20	69,3	0,84	0,92	0,96

W tym przypadku współczynniki wyboczenia φ należy podzielić przez współczynniki ψ podane w tablicy 7 (takie same wartości jak w starej normie PN/B-182).

Zmniejszenie wpływu wybożenia w filarach międzyokiennych i międzydrzwiowych za pomocą współczynników ψ można uwzględnić jak dla pełnych ścian bez otworów tylko wtedy, gdy:

(a) wysokość muru pozostawionego nad otworem drzwiowym, h_0 , nie jest mniejsza od $1/4$ wysokości h (w świetle usztywnień),

(b) suma wysokości pozostawionych murów nad i pod oknami, $h_1 + h_2$, jest nie mniejsza od $1/4$ wysokości h (rys. 7).

4.8. Ograniczenia i wymagania szczególne

4.8.1. *Ograniczenia smukłości murów nośnych.* Smukłość murów nośnych, tj. dźwigających oprócz ciężaru własnego jeszcze inne obciążenia (stropy itp.), ogranicza się przy użyciu zapraw niższych i średnich klas według tablicy 8.

Tablica 8

Rodzaj użytej zaprawy	Najwyższa dopuszczalna wartość stosunku	
	h/i dla przekroju dowolnego	h/b dla przekroju prostokątnego
Wapienna	35	10
Zaprawa klasy 15	42	12
Zaprawa klasy 30	52	15

4.8.2. *Obciążanie ściany o grubości $1/2$ cegły.* Ściany o grubości $1/2$ cegły mogą być obciążone innymi ciężarami pionowymi poza ciężarem własnym tylko wtedy, gdy:

(a) zaprawa w spoinach jest klasy co najmniej 30 (np. cementowo-wapienna 1 : 1 : 6);

(b) stężenia poziome w postaci stropów żelbetowych i im podobnych znajdują się w odległości w świetle nie przekraczającej 3,0 m;

(c) stężenia pionowe w postaci przewiązanych ścian poprzecznych, o grubości najmniej $1/2$ cegły, znajdują się w odległości w świetle nie większej od 5,0 m;

(d) w ścianach nie ma żadnych otworów ani wyłobień na kanały, przewody elektryczne itp.

5. Ściskanie mimośrodowe

Według doświadczeń Centralnego Naukowego Instytutu Budownictwa Przemysłowego w Moskwie zdolność nośna muru przy obciążeniu mimośrodowym jest znacznie większa, aniżeli to wypada z obliczeń według teorii zginania przekrojów płaskich podległych prawu H o o k e' a.

5.1. Ściskanie mimośrodkowe przy małym mimośrodkzie

Przy mimośrodkzie $e \leq 0,5c$, gdzie c jest odległością od osi głównej przekroju do skrajnego najbardziej ściskanego miejsca (rys. 10), dostateczną do celów praktycznych zgodność z doświadczeniami otrzymuje się zakładając, że moment łamiący M_l obliczony względem krawędzi położonej po przeciwnej stronie do najbardziej ściskanej, jest wielkością stałą. Daje się to napisać jako

$$(21) \quad M_l = P_l (h - c + e),$$

gdzie P_l można nazwać siłą łamiącą.

Z powyżej przytoczonego założenia wynika, że gdy siła łamiąca P_l przyłożona jest w środku przekroju, to równa się

$$P_l = R F,$$

gdzie R jest wytrzymałością na ściskanie, a F polem przekroju. W tym przypadku moment łamiący jako siła pomnożona przez ramię wynosi

$$(22) \quad M_l = P_l (h - c) = R F (h - c).$$

Przyrównując wzory (21) i (22) otrzymujemy

$$(23) \quad P_l (e + h - c) = R F (h - c).$$

Przekształcając ten wzór otrzymujemy

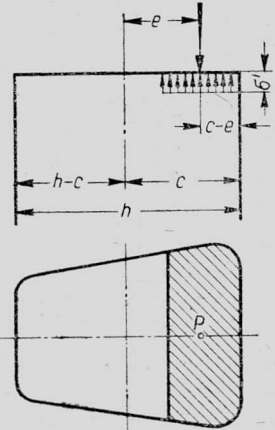
$$P_l (h - c) \left(\frac{e}{h - c} + 1 \right) = R F (h - c)$$

lub

$$(24) \quad \frac{P_l}{F} \left(\frac{e}{h - c} + 1 \right) = R.$$

Lewa część wzoru (24) jest wielkością o wymiarze naprężenia równą wytrzymałości muru na zwykle ściskanie. Wielkość ta nie ma wyraźnego znaczenia fizycznego, lecz tylko znaczenie obliczeniowe.

Dzieląc obydwie strony równania (24) przez współczynnik bezpieczeństwa n otrzymamy po lewej stronie wielkość, którą nazwiemy naprężeniem zastępczym σ' , a po prawej — dopuszczalne naprężenie na ściskanie k_c .



Rys. 10

Ażeby konstrukcja pracowała bezpiecznie, musi być zachowana nierówność

$$\sigma' = \frac{P_t}{nF} \left(\frac{e}{h-c} + 1 \right) \leq k_c.$$

Ponieważ siła łamiąca równa się n -krotnej sile rzeczywiście działającej, przeto

$$(25) \quad \sigma' = \frac{P}{F} \left(\frac{e}{h-c} + 1 \right) \leq k_c.$$

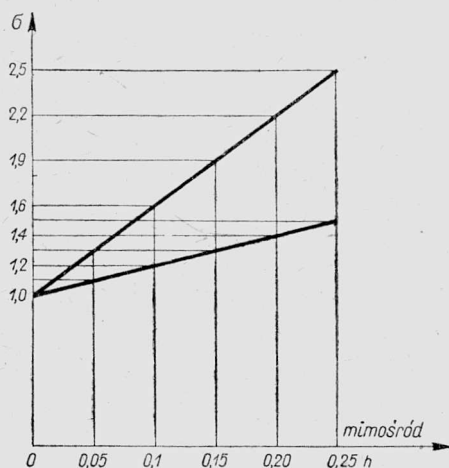
Wyraz w nawiasie oznacza zwiększenie naprężenia obliczeniowego na skutek mimośrodu.

Uwzględniając wyboczenie należy wprowadzić współczynnik φ (z ewentualną korektą wynikającą z uwzględnienia współczynnika ψ , por. p. 4. 7):

$$(26) \quad \sigma' = \frac{P}{F} \left(\frac{e}{h-c} + 1 \right) \leq k_c \frac{\varphi}{\psi}.$$

Dla przekroju prostokątnego wzór ten ma postać

$$(27) \quad \sigma' = \frac{P}{F} \left(2 \frac{e}{h} + 1 \right) \leq k_c \frac{\varphi}{\psi}.$$



Rys. 11

Porównajmy wzór (27) ze znanym wzorem na skrajne naprężenie ścisnąjące przekroju prostokątnego, według teorii zginania przekrojów płaskich opartej na prawie Hooke'a,

$$(28) \quad \sigma = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{6e}{h} \right).$$

Przyjmijmy, że siła mimośrodkowa P przesuwa się od środka przekroju prostokątnego, zatrzymując się po kolei w punktach odległych od tego środka o $0,05h$, $0,10h$, $0,15h$, $0,20h$ i $0,25h$; obliczmy wyrażenia w nawiasach z obydwu wzorów (27) i (28). Wyniki podajemy na rys. 11 i w tabelicy 9, w której również obliczono

iloraz $(1 + 2e/h) : (1 + 6e/h)$ wyrażający, jaką część naprężenia obliczonego według wzoru (28) stanowi naprężenie otrzymane z nowego wzoru (27).

Tablica 9

e	$1 + \frac{2e}{h}$	$1 + \frac{6e}{h}$	$\left(1 + \frac{2e}{h}\right) : \left(1 + \frac{6e}{h}\right)$	Oszczędność na wykorzystaniu naprężeń w %
0	1.0	1.0	1	—
0,05 h	1.1	1.3	0.85	15
0,10 h	1.2	1.6	0.75	25
0,15 h	1.3	1.9	0.68	32
0,20 h	1.4	2.2	0.64	36
0,25 h	1.5	2.5	0.60	40

Z tablicy 9 wynika, że w miarę wzrastania mimośrodów wzór nowy daje coraz korzystniejsze wyniki w porównaniu ze wzorem dotąd powszechnie stosowanym. Ma to istotne znaczenie, przyczynia się bowiem do zmniejszenia grubości murów w obliczeniach statycznych wielopiętrowych budynków.

Przy projektowaniu budynków wielopiętrowych typu mieszkalnego lub biurowego mimośród obciążenia jest prawie zawsze mniejszy od 0,5 c i wówczas wzory (25), (26) i (27) wystarczają do obliczenia statycznego.

5.2. Ściskanie mimośrodkowe przy średnim mimośrodku

Jako średni mimośród przyjmuje się wartość e w granicach od 0,5 c do 0,9 c (por. rys. 10).

5.2.1. Obliczenie należy przede wszystkim wykonać według wzoru na naprężenie zastępcze σ'' , który otrzymuje się przez podzielenie wartości σ' , wynikającej ze wzoru (26), przez liczbę

$$(29) \quad \gamma = 1,3 - 1,2 (e/c)^2,$$

$$(30) \quad \sigma'' = \frac{P}{F \gamma} \left(\frac{e}{h - c} + 1 \right) \leq k_c \frac{\varphi}{\psi}.$$

Dla przekroju prostokątnego jest

$$(31) \quad \sigma'' = \frac{P}{F \gamma} \left(2 \frac{e}{h} + 1 \right) \leq k_c \frac{\varphi}{\psi}.$$

W tablicy 10 podajemy dla przekroju prostokątnego wartości γ i wyrażenia ujętego w nawias we wzorze (31) oraz wartości iloczynu tych dwóch czynników przy mimośrodkach e , zawartych w granicach 0,25 h do 0,45 h .

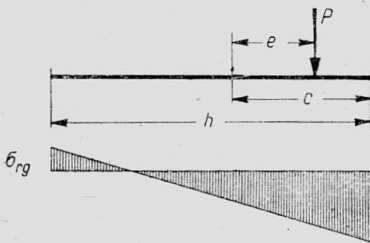
W ostatniej kolumnie pionowej tablicy 10 podajemy iloraz wartości $\sigma'' : \sigma'$ obliczonych ze wzorów (31) i (27); widać, że przy wzrastającym mimośrodku wartości σ'' są coraz większe w stosunku do σ' .

Tablica 10

e	$1 + \frac{2e}{h}$	γ	$\left(1 + \frac{2e}{h}\right)\gamma$	$\sigma'' : \sigma'$
0,25 h	1,5	1,0	1,5	1,0
0,30 h	1,6	0,868	1,84	1,15
0,35 h	1,7	0,712	2,39	1,40
0,40 h	1,8	0,532	3,38	1,88
0,45 h	1,9	0,328	5,79	3,04

Obliczenie muru nie posiadającego rozciąganego zbrojenia według naprężenia zastępczego σ'' można uznać za wystarczające, jeżeli mimośród nie przekracza następujących wartości:

- (a) $e < 0,6 c$ przy przyjęciu tylko zasadniczych obciążeń,
- (b) $e < 0,70 c$ przy uwzględnieniu niekorzystnego zestawienia obciążeń zasadniczych i dodatkowych pod warunkiem zadośćuczynienia wymaganiu podanemu w p. (a).



Rys. 12

5.2.2. Jeżeli mimośród jest większy od podanych poprzednio wartości, lecz mniejszy od $0,9 c$, konieczne jest sprawdzenie przekroju w strefie rozciąganej na ewentualność pojawienia się pęknięć. Dla tego celu zastosujemy zwykły wzór z teorii zginania przekrojów płaskich według prawa H o o k e' a (rys. 12).

Naprężenie rozciągające przy zginaniu jest

$$(32) \quad \sigma_{rg} = \frac{P e (h - c)}{J} - \frac{P}{F} \leq m_{rg} k_{rg}$$

We wzorze tym

- m_{rg} jest współczynnikiem warunków pracy (współczynnikiem poprawkowym); jako m_{rg} mają zastosowanie współczynniki m_1, m_2, m_3, m_4 i m_5 , omówione w p. 4.3, oraz
- $m_{rg1} = 3,0$ dla murów nietynkowanych,
 - $m_{rg2} = 2,0$ dla murów wykończonych w zwykłym tynku,
 - $m_{rg3} = 1,0$ dla murów wykończonych w tynku wodoszczelnym, sztablaturze itp.,

k_{rg} jest podstawowym naprężeniem dopuszczalnym na rozciąganie, które przyjmuje się dla zwykłego muru jak w tablicy 11, p. 2a.

Rzadko się zdarza, aby w praktycznych wypadkach została spełniona nierówność (32), zwłaszcza przy małych współczynnikach m_{rg} . Korzystniejsze jest wówczas uzbrojenie muru niż powiększenie przekroju.

5.3. Ściskanie mimośrodkowe przy dużym mimośrodku

Jako duży mimośrodek przyjmuje się $e > 0,9 c$ (por. rys. 10).

Do obliczenia w zakresie $0,9 c < e < 3 c$ służy wzór (32) z zastosowaniem współczynników m_{rg} , jak podano wyżej, z tym szczególnym wyjątkiem, że wartości m_{rg1} i m_{rg2} należy przyjmować według następującego zestawienia:

$$\begin{array}{lllll} \text{przy} & e = 0,9 c & m_{rg1} = 3,0, & m_{rg2} = 2, & m_{rg3} = 1, \\ \text{przy} & e = 3 c & m_{rg1} = 1, & m_{rg2} = 1, & m_{rg3} = 1. \end{array}$$

Dla wartości pośrednich e stosuje się interpolację liniową.

Przy $e \geq 3 c$ stosuje się do obliczenia wzór (35) na zwykłe zginanie z pominięciem siły osiowej (por. p. 6.4).

Konstrukcje ścisane mimośrodkowe z dużym mimośrodem bez zbrojenia na rozciąganie można dopuścić tylko w szczególnych przypadkach:

a) jeżeli dzięki właściwemu wykonaniu zostanie zapewniona wytrzymałość muru na rozciąganie, (b) jeżeli konstrukcja nie będzie podlegała drganiom lub działaniom mechanicznym bądź chemicznym, które mogą zniweczyć wytrzymałość na rozciąganie, (c) jeżeli zostanie stwierdzona celowość stosowania konstrukcji bez zbrojenia na rozciąganie.

6. Rozciąganie, ścinanie i zginanie

6.1. Przyczepność zaprawy w spoinach

Wytrzymałość na rozciąganie i ścinanie warunkuje się przyczepnością zaprawy do elementów murowych (cegła, kamień). Rozróżnia się przyczepność normalną R_r , przy działaniu siły rozciągającej prostopadle do spoiny, i przyczepność styczną R_t , gdy siła tnąca działa w płaszczyźnie spoiny.

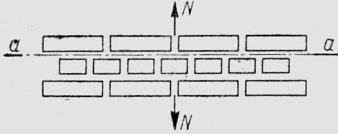
Wielkości R_r i R_t mają znaczenie w tych przypadkach, gdy mur podlega obciążeniom rozciągającym, zginającym i ścinającym.

Wielkości te zależą od klasy (marki) zaprawy, jej wieku i wielu różnorodnych czynników, jak konsystencja i plastyczność zaprawy, szybkość pochłaniania wody przez cegły lub kamienie, gładkość powierzchni cegły lub kamieni itp.

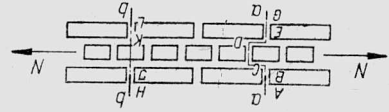
W spoinach pionowych przyczepność ulega osłabieniu wskutek kurczenia się i osiadania zaprawy przy jej twardnieniu.

6.2. Naprężenia dopuszczalne

Naprężenia dopuszczalne przyjmuje się jako iloczyn podstawowych naprężeń dopuszczalnych przez współczynniki warunków pracy (poprawkowe) m_1, m_2, m_3, m_4 i m_5 , podane w p. 4.3.



Rys. 13



Rys. 14

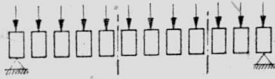
Podstawowe naprężenia dopuszczalne, które wchodzi do wzorów obliczeń statycznych [wzory (32)-(36)], uzyskane zostały drogą doświadczeń. Przedstawiamy je w tablicach 11 i 12, przy czym w tablicy 11 podane są wartości w założeniu, iż niebezpieczny przekrój przebiega przez spoiny, zaś w tablicy 12 podano wartości w założeniu, iż niebezpieczny przekrój przebiega przez spoiny i cegły.

Tablica 11

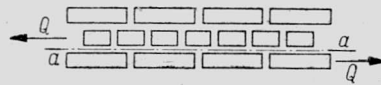
Rodzaj naprężenia i położenie przekroju	Podstawowe naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 przy klasie zaprawy R_z				
	80	50	30	15	8 i 2
(1) Rozciąganie osiowe, k_r ,					
(a) w przekroju przez spoiny nieprzewiązane (rys. 13),	0,9	0,7	0,5	0,4	0
(b) w przekroju przez spoiny przewiązane (rys. 14, przekrój a-a).	1,8	1,4	1,0	0,8	0
(2) Rozciąganie przy zginaniu, k_{gr} ,					
(a) w przekroju przez spoinę nieprzewiązaną (rys. 15),	1,2	1,1	0,9	0,6	0
(b) w przekroju przez spoiny przewiązane (rys. 16, przekrój a-a).	2,9	2,4	1,6	1,2	0
(3) Ścinanie, k_t ,					
w przekroju przez spoinę nieprzewiązaną (rys. 17).	1,8	1,4	1,0	0,8	0

Tablica 12

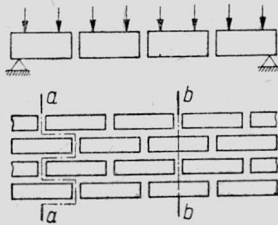
Rodzaj naprężenia	Podstawowe naprężenia dopuszczalne muru kG/cm^2 przy wytrzymałości (klasie) cegły R_c							
	350	250	150	120	100	80,75	50	40
(1) Rozciąganie osiowe, k_r , (rys. 14, przekrój b-b).	3,6	2,8	2,0	1,8	1,6	1,2	0,8	0,7
(2) Rozciąganie przy zginaniu, k_g , (rys. 16, przekrój b-b).	6,0	4,4	2,8	2,6	2,4	1,8	1,2	1,0
(3) Ścinanie, k_t (rys. 18, przekrój a-a).	13,0	10,0	7,2	6,2	5,6	4,8	2,6	2,1



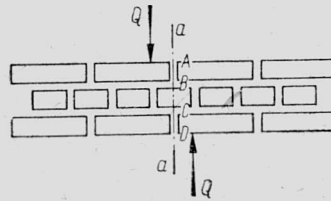
Rys. 15



Rys. 17



Rys. 16



Rys. 18

6.3. Rozciąganie

Konstrukcje murowane pracujące na rozciąganie można dopuścić do stosowania tylko w tych samych przypadkach, co konstrukcje ściskane z dużym mimośrodem (por. p. 5. 3).

6.3.1. *Rozciąganie osiowe.* Naprężenia przy rozciąganiu osiowym oblicza się ze wzoru

$$(33) \quad \sigma_r = \frac{P}{F} \leq mk_r \quad \text{lub} \quad \sigma_r \leq \frac{P}{F} mk'_r,$$

gdzie przyjęto następujące oznaczenia:

- σ_r naprężenie rozciągające,
- P siła rozciągająca,
- F pole obliczeniowe przekroju rozciąganego,
- k_r lub k'_r podstawowe naprężenie dopuszczalne na rozciąganie z tablicy 11 lub 12,
- m współczynniki poprawkowe według p. 4.3.

Stosowanie właściwych podstawowych naprężeń dopuszczalnych we wzorze (33) zależy od kierunku siły i układu spoin.

Jeżeli, mianowicie, siła skierowana jest prostopadle do spoin wspornych (rys. 13), to wytrzymałość muru na rozciąganie uwarunkowana jest przyczepnością normalną R_r zaprawy do cegły lub kamieni w spoinie nie przewiązanej. Podstawowe naprężenia dopuszczalne podane są w punkcie 1a tablicy 11.

Jeżeli siła skierowana jest równoległe do spoin wspornych (to znaczy poziomo w zwykłym murze), to nie można liczyć na wytrzymałość na rozciąganie spoin pionowych (por. p. 6.1). Siła rozciągająca przenoszona jest w zasadzie przez przyczepność styczną R_t w spoinach wspornych. Mogą powstać dwa przypadki zniszczenia muru.

(a) Przy mocnym kamieniu lub cegle, a stosunkowo słabej zaprawie, nastąpi w przewiązanej spoinie (strzępiu) $ABCDEG$ na rys. 14 przewyższenie przyczepności stycznej na odcinkach BC i ED (przy czym odcinki AB , CD i EG nie są w ogóle brane w rachubę).

Podstawowe naprężenia dopuszczalne w dostosowaniu do wzoru (33) podane są w p. 1b tablicy 11, przy czym jako przekrój F dla prawidłowo przewiązanych warstw główkowych i wozówkowych cegieł zwykłego formatu przyjmuje się pełna płaszczyzna przekroju poprzecznego muru (według prostego odcinka $ABEG$ na rys. 14, linia $a-a$). Gdyby w przewiązanych warstwach głębokość przewiązania (odcinek BC lub ED) była mniejsza od grubości warstwy (odcinek DC), to wartości dopuszczalnych naprężeń z tablicy 11 należałoby pomnożyć przez stosunek głębokości przewiązania do grubości warstwy.

(b) Przy słabym kamieniu lub cegle, a mocnej zaprawie, może nastąpić rozerwanie poprzez kamień lub cegłę (odcinek IK na rys. 14, przy czym odcinki HI i KL w ogóle nie są brane w rachubę). Miarodajna jest tutaj wytrzymałość na rozciąganie kamienia lub cegły. Podstawowe naprężenia dopuszczalne w dostosowaniu do wzoru (33) podane są w p. 1 tablicy 12, przy czym jako przekrój F przyjmuje się pełną płaszczyznę przekroju poprzecznego muru (według prostego odcinka HL na rys. 14, linia $b-b$).

Przy obliczaniu muru na rozciąganie siłą równoległą do spoin wspornych należy we wzorze (33) przyjąć mniejszą z wartości k_r lub k'_r .

6.3.2. Rozciąganie mimośrodkowe. Naprężenia przy rozciąganiu mimośrodkowym oblicza się ze wzoru

$$(34) \quad \sigma_r = \frac{P}{F} \left(\frac{Fec}{I} + 1 \right) \leq mk_r \quad \text{lub} \quad \leq mk'_r.$$

Tutaj oznaczono:

- F pole obliczeniowe całego przekroju elementu (nie wyłączając strefy ściskanej),
- e mimośród,
- I moment bezwładności całego przekroju względem osi głównej,
- c odległość od osi głównej przekroju do jego krawędzi najbardziej rozciągananej.

Pozostałe oznaczenia przyjęto jak w p. 6.3.1.

6.4. Zginanie

Konstrukcje murowane pracujące na zginanie bez zbrojenia rozciąganego można stosować tylko w tych samych przypadkach co konstrukcje ściskane z dużym mimośrodem (por. 5.3).

Naprężenia przy zginaniu oblicza się ze wzoru

$$(35) \quad \sigma_{gr} = \frac{M}{W} \leq m k_{gr} \quad \text{lub} \quad \sigma_{gr} = \frac{M}{W} \leq m k_g,$$

gdzie oznaczono:

- σ_{gr} naprężenie rozciągające przy zginaniu,
- M moment zginający,
- W wskaźnik wytrzymałości przekroju zginanego,
- k_{gr} i k_g podstawowe naprężenie dopuszczalne z tablicy 11 lub 12.

Wzór (35) ma zastosowanie przy zginaniu bez siły osiowej, jak również wtedy, gdy moment gnący powstaje przy sile osiowej działającej z mimośrodem $e > 3c$, gdzie c jest odległością od osi głównej przekroju do miejsca najbardziej ściskanego.

Podstawowe naprężenia dopuszczalne we wzorze (35) stosuje się analogicznie jak przy rozciąganiu, mianowicie:

- (a) przy działaniu naprężeń rozciągających w spoinie nie przewiązanej według tablicy 11 p. 2a (rys. 15),
- (b) przy spoinach przewiązanych podlegających rozciąganiu według tablicy 11 p. 2b (rys. 16, przekrój $a-a$),
- (c) przy spoinach przewiązanych w przypadku słabych cegieł lub kamieni, a mocnej zaprawy, gdy rozerwanie może nastąpić przez kamień lub cegłę według tablicy 12 p. 2 (rys. 16, przekrój $b-b$).

6.5. Ścinanie

Naprężenie przy ścinaniu murów oblicza się ze wzoru

$$(36) \quad \tau = \frac{Q}{F} \leq m k_t \quad \text{lub} \quad \tau = \frac{Q}{F} \leq m k'_t,$$

gdzie

- τ naprężenie ścinające,
- Q obciążenie ścinające,
- F powierzchnia przekroju ścinanego,
- m współczynniki poprawkowe według p. 4.3,
- k_t lub k'_t naprężenie dopuszczalne na ścinanie z tablicy 11 lub 12.

Gdy siła ścinająca działa w spoinie nie przewiązanej (wspornej), to podstawowe naprężenia dopuszczalne przyjmuje się według tablicy 11 p. 3 (rys. 17).

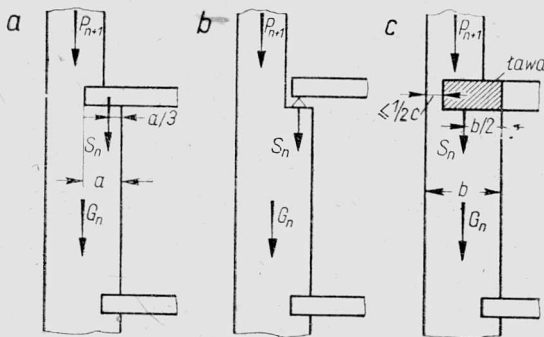
Jeżeli siła ścinająca działa w kierunku pionowym, a spoiny poszczególnych warstw muru są przewiązane (rys. 18), to nie można liczyć na przyczepność styczną w spoinach pionowych (por. p. 6.1). Siła ścinająca przenoszona jest tylko przez kamień lub cegłę, przy czym jako przekrój F we wzorze (36) należy przyjmować sam przekrój kamieni lub cegły (odcinek BC na rys. 18). Podstawowe naprężenia dopuszczalne w tablicy 12 p. 3 są do tego dostosowane.

Przy projektowaniu konstrukcji murowanych pracujących na ścinanie należy w rysunkach konstrukcyjnych roboczych zastrzec takie wykonanie murów, aby przyczepność cegły i zaprawy była zapewniona.

W przypadku gdy obciążenie ścinające Q jest mniejsze od połowy obciążenia N działającego prostopadle do płaszczyzny ścinania ($Q < 0,5 N$), sprawdzenie naprężeń ścinających jest zbędne.

7. Miejsca przyłożenia sił w obliczeniach ścian wielopiętrowych

Przy ścianach wielopiętrowych obciążenie na ścianę n -go piętra od wszystkich wyżej leżących pięter przyjmuje się jako działające na linii pionowej, przechodzącej przez środek ciężkości przekroju ściany lub słupa



Rys. 19

pa piętra $n + 1$; obciążenie od ciężaru ściany n -go piętra przyjmuje się jako działające na linii pionowej, przechodzącej przez środek ciężkości ściany.

Obciążenie od stropu nad n -tym piętrzem przyjmuje się jako:

- (a) przyłożone w odległości $1/3$ utwierdzenia belek od wewnętrznej powierzchni ściany (odległość $a/3$ na rys. 19a) lub
- (b) na osi podpory przegubowej, o ile ona została zastosowana (rys. 19b), bądź też

(c) na linii pionowej środka ciężkości ściany piętra n -go, w przypadku stropów żelbetowych z wieńcem żelbetowym z oblicówką zewnętrzną nie grubszą od $1/3$ cegły lub też przy zastosowaniu wieńca powiązanego ze stropem i spoczywającego na środku muru (rys. 19c).

8. Współczynnik liniowy rozszerzalności cieplnej

Współczynnik ten przyjmuje się równy:

- (a) dla muru z cegieł wypalanych z gliny $\varepsilon = 5 \cdot 10^{-6}$,
- (b) dla muru z cegieł cementowych i wapienno-piaskowych $\varepsilon = 10 \cdot 10^{-6}$.

9. Dylatacje

Na podstawie doświadczeń można podać następujące wskazówki dotyczące podziału na części przy pomocy dylatacji budynków z masywnymi ścianami nośnymi.

(a) W budynkach ze ścianami jednolitymi z cegły wypalanej z gliny na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej ze stropami żelbetowymi lub ceglano-betonowymi, dłuższych od 75 m, należy urządzać przerwy dylatacyjne w odstępach nie większych niż 60 m²⁾. Przy użyciu cegły cementowej, wapienno-krzemowej i pustaków betonowych zaleca się dwukrotne zmniejszenie tych odległości.

(b) W budynkach ze ścianami jednolitymi z cegły wypalanej z gliny na jakiegokolwiek zaprawie, dłuższych od 50 m, pokrytych dachem żelbetowym z górną izolacją cieplną, należy urządzać przerwy dylatacyjne w konstrukcji dachowej i (przynajmniej) w murach najwyższej kondygnacji w odstępach nie większych niż 40 m. Przy użyciu cegły cementowej, wapienno-krzemowej i pustaków betonowych na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej zaleca się zmniejszenie odległości 50 m do 30 m i 40 m do 25 m.

(c) W budynkach ze ścianami jednolitymi z cegły wypalanej z gliny na jakiegokolwiek zaprawie, dłuższych od 25 m, pokrytych dachem żelbetowym od góry nieocieplonym, należy urządzać przerwy dylatacyjne w konstrukcji dachowej i (przynajmniej) w murach najwyższej kondygnacji w odstępach nie większych od 20 m.³⁾ Przy użyciu cegły cementowej, wapienno-krzemowej i pustaków betonowych na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej zaleca się zmniejszenie tych odległości odpowiednio do 20 m i 15 m [przypadek zaprawy cementowej omówiony jest w p. (e)].

(d) W budynkach ze ścianami jednolitymi z cegły wypalanej z gliny na zaprawie cementowej, dłuższych od 60 m, należy urządzać przerwy

²⁾ Por. PN/B-03260.

³⁾ Por. PN/B-03260.

dylatacyjne w odstępach nie większych od 30 m, z uwzględnieniem jednak odstępów krótszych w przypadku dachu żelbetowego według wymagań p. (b) i (c).

(e) W budynkach ze ścianami jednolitymi z cegły cementowej, wapienno-krzemowej i z pustaków betonowych należy urządzać przerwy dylatacyjne w odstępach nie większych od 30 m przy użyciu zaprawy cementowo-wapiennej i od 15 m przy użyciu zaprawy cementowej. Oprócz tego powinny być uwzględnione wymagania p. (b) i (c), o ile zalecają one mniejsze odstępy.

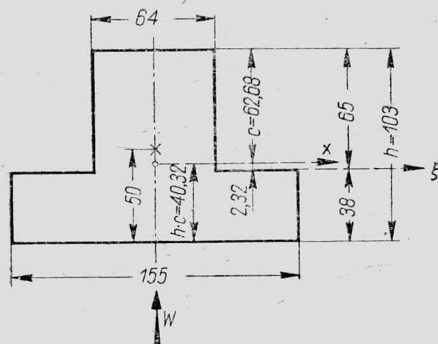
(f) W specjalnych przypadkach, gdy długi mur ceglany przylega w poprzek do innego muru ceglanego, zwłaszcza cienkiego, należy urządzać między nimi dylatacje, nawet gdyby do murowania użyta była zaprawa wapienna.

(g) W przypadku gdy do ścian murowanych przylegają budynki szkieletowe lub dłuższe dachy stalowe bądź żelbetowe, należy zwrócić uwagę na możliwość odkształceń termicznych i zapobiec uszkodzeniom przez urządzenie dylatacji.

10. Przykłady liczbowe

10.1. Filar murowany

Filar murowany z cegły klasy 75 na zaprawie klasy 50 o wysokości 6 m podtrzymuje dwuprzęsłowy wiązarkę stalowy, spoczywający na blachach płaskich bez wałków. Przekrój filara jak na rys. 20. Siła pionowa na górnym końcu $P_0 = 20$ t działa na osi symetrii w odległości 50 cm od większej podstawy przekroju. Siła od wiatru $W = 2,0$ t działa poziomo na górnym końcu. Obliczyć, czy naprężenia są w granicach dopuszczalnych.



Rys. 20

Pole przekroju

$$F = 0,64 \cdot 0,65 + 1,55 \cdot 0,38 = 0,416 + 0,589 = 1,005 \text{ m}^2.$$

Moment statyczny względem osi ξ

$$S = 0,416 \cdot 0,325 - 0,589 \cdot 0,19 = 0,0233 \text{ m}^3.$$

Odległość środka ciężkości od osi ξ

$$y_0 = S : F = 0,0233 : 1,005 = 0,0232 \text{ m}.$$

Moment bezwładności

$$J_x = \frac{1}{3} \cdot 1,55 \cdot 0,38^3 + \frac{1}{3} \cdot 0,64 \cdot 0,65^3 - 1,005 \cdot 0,0232^2 = 0,08640 \text{ m}^4.$$

Promień bezwładności

$$i = \sqrt{J : F} = \sqrt{0,08640 : 1,005} = 0,2932 \text{ m}.$$

Wysokość wybocheniowa według p. 4. 7

$$h = 1,25 \cdot 6 = 7,5 \text{ m.}$$

Wysokość sprowadzona

$$l = h \sqrt{\frac{1000}{\alpha}}.$$

Dla zaprawy klasy 50 $\alpha = 900$

$$l = 7,5 \sqrt{1000 : 900} = 7,90 \text{ m,}$$

$$l : i = 7,90 : 0,2932 = 26,9$$

Z interpolacji według tablicy 6 wynika, że

$$\varphi = 0,924.$$

Ciężar własny filara

$$G = 1,005 \cdot 6 \cdot 1,8 = 10,85 \text{ t.}$$

Całkowite obciążenie pionowe

$$P = P_0 + G = 20 + 10,85 = 30,85 \text{ t.}$$

Moment gnący w podstawie filara

$$M = 20 \cdot (50 - 40,32) + 2 \cdot 600 = 1394 \text{ tcm.}$$

Mimośród

$$e = M : P = 1394 : 30,85 = 45,19 \text{ cm.}$$

Stosunek

$$e : c = 45,19 : 62,68 = 0,721.$$

Według p. 5.2 należy zastosować do obliczenia naprężeń ściskających wzór (31) sprawdzić możliwość powstania rys za pomocą wzoru (32).

Według wzoru (29) mamy

$$\gamma = 1,3 - 1,2 \left(\frac{e}{c}\right)^2 = 1,3 - 1,2 \left(\frac{45,19}{62,68}\right)^2 = 0,676,$$

$$\sigma'' = \frac{P}{F\gamma} \left(\frac{e}{h-c} + 1\right) = \frac{30\,850}{10\,050 \cdot 0,676} \left(\frac{45,19}{40,32} + 1\right) = 9,63 \text{ kG/cm}^2.$$

Naprężenie dopuszczalne jest

$$k_c = k_0 m$$

Dla cegły klasy 75 na zaprawie klasy 50 $k_0 = 10$.

Z uwagi na uwzględnienie obciążeń dodatkowych (wiatr) przyjmujemy

$$m = m_1 = 1,1,$$

$$k_c \varphi = k_0 m \varphi = 10 \cdot 1,1 \cdot 0,924 = 10,16 \text{ kG/cm}^2,$$

$$\sigma'' = 9,63 < 10,16.$$

Warunek według równania (30) został spełniony.

Naprężenie rozciągające przy zginaniu według wzoru (32)

$$\sigma_{rg} = \left[\frac{Pe(h-c)}{J} - \frac{P}{F} \right] = \frac{308,50 \cdot 45,19 \cdot 40,32}{8\,640\,000} - \frac{30\,850}{10\,050} = 6,51 - 3,07 = 3,44 \text{ kG/cm}^2.$$

Dla muru na zaprawie klasy 50 jest $k_{rg} = 1,1$; współczynnik poprawkowy z uwagi na uwzględnienie obciążeń dodatkowych jest $m_1 = 1,1$.

Współczynnik dodatkowy dla muru nietynkowanego

$$m_{rg1} = 3,0, \quad m = 1,1 \cdot 3 = 3,3.$$

Prawa strona równania (32) wynosi

$$m_{rg} k_{rg} = 1,1 \cdot 3,3 = 3,63 \text{ kG/cm}^2,$$

a zatem

$$\sigma_{rg} = 3,44 < 3,63 \text{ kG/cm}^2.$$

10.2. Typowy odcinek ściany zewnętrznej i wewnętrznej budynku mieszkalnego o 8 kondygnacjach murowanych

Budynek ma mieć dwa trakty symetryczne. Szerokość zewnętrzna na dole wynosi 14,39 m, wysokość każdej kondygnacji od wierzchu do wierzchu podłogi ma 3,15 m. Wymiary otworu okiennego są: $h = 1,70$ m i $b = 1,41$ m. Odległość między osiami filarów międzyokiennych jest 2,80 m, szerokość filara międzyokiennego $B = 1,39$ m (rys. 21).

Charakterystyczne przekroje do obliczeń przedstawiono na rys. 21, w szczególności na rys. 21a — przekrój pionowy ściany zewnętrznej i wewnętrznej, na rys. 21b — przekrój poziomy typowego odcinka ściany zewnętrznej na III lub IV kondygnacji od góry, na rys. 21c — przekrój poziomy typowego odcinka ściany wewnętrznej na III lub IV kondygnacji od góry, na rys. 21d — szczegółowy przekrój ściany zewnętrznej na IV kondygnacji od góry, dla której przytoczono dalej obliczenia statyczne. Obok ścian na rysunku 21a podano w pionowych rubrykach dla poszczególnych kondygnacji: klasę użytej cegły, klasę zastosowanej zaprawy, naprężenie otrzymane z obliczeń statycznych σ' oraz iloczyn dopuszczalnych naprężeń przez współczynnik wyboczenia k_{σ} .

W ścianie zewnętrznej będą przebiegały bruzdy poziome na przewody centralnego ogrzewania. Głębokość takiej bruzdy wynosi 6 cm.

Ściana wewnętrzna jest bez kanałów, które umieszczono w ścianach poprzecznych. Otwory drzwiowe w ścianie wewnętrznej znajdują się w odległości osiowej wynoszącej 4,20 m. Wymiary tych otworów są: $h = 2,1$ m i $b = 1,0$ m.

Elewacja budynku ma być wykonana w tynku.

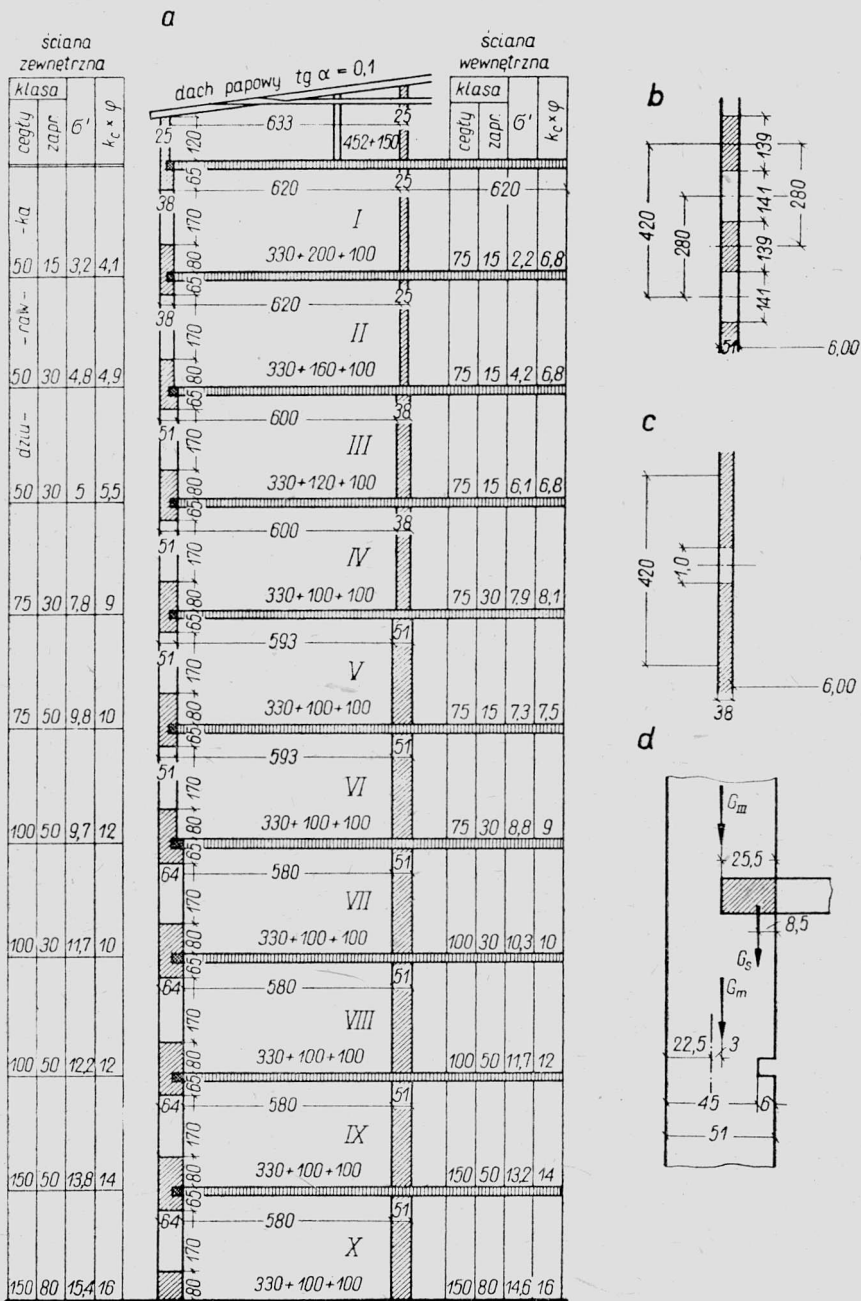
Obciążenie własne stropu międzypiętrowego z podłogą i tynkiem przyjęto 330 kG/m^2 (strop DMS 286 kG/m^2), tynk 26 kG/m^2 i klepka na lepiku 18 kG/m^2 . Obciążenie to przyjęto celowo jako dość znaczne, aby przy projektowaniu ścian uzyskać raczej nadmierne niż za skąpe wymiary przekroju.

Dach przyjęto drewniany, kryty papą. Obciążenie własne najwyższego stropu łączącego z dachem, izolacją z betonu żuźlowego i tynku przyjęto 452 kG/m^2 .

Obciążenia użytkowe do obliczenia ścian przyjęto według normy PN/B-02009, to znaczy na poddaszu 150 kG/m^2 , na I kondygnacji od góry 200 kG/m^2 , na II kondygnacji 160 kG/m^2 , na III kondygnacji 120 kG/m^2 oraz na IV i na wszystkich niższych kondygnacjach 100 kG/m^2 .

W obliczeniu ściany zewnętrznej uwzględniono mimośrodowość obciążeń i podcięcia filarów na 6 cm w gniazdach na przewody centralnego ogrzewania. Ścianę wewnętrzną jako obciążoną symetrycznymi traktami obliczono tylko na obciążenia osiowe.

Do obliczeń statycznych zastosowano podane w niniejszym opracowaniu zasady i wzory, przy czym przyjęto współczynnik warunków pracy, $m = 1$. Nie zwiększono



Rys. 21

jednak współczynnika warunków pracy, a zatem i naprężeń dopuszczalnych, o 20%, co można by było dopuścić przy systematycznym badaniu cegieł i zaprawy oraz przy dokładnym wykonaniu, nie chciano bowiem zbyt optymistycznie oceniać możliwej jakości wykonania.

Zaprojektowane grubości ścian, dobrane klasy cegły i zaprawy oraz panujące naprężenia osiowe i naprężenia dopuszczalne z uwzględnieniem wybożenia przedstawiono na rys. 21.

Z zestawienia podanego na tym rysunku zauważymy, że z cegły klasy 75 można zbudować pięć górnych kondygnacji. Ściany zewnętrzne dwóch górnych kondygnacji o grubości 38 cm i trzeciej kondygnacji o grubości 51 cm są zaprojektowane z dziurawki klasy 50, zaś ściany zewnętrzne IV i V kondygnacji od góry, o grubości 51 cm, przewidziane są z cegły zwykłej klasy 75. Ściany wewnętrzne wszystkich pięciu górnych kondygnacji przewidziane są z cegły zwykłej klasy 75, przy czym grubość ścian na dwóch najwyższych kondygnacjach ma wynosić 25 cm, na III i IV — 38 cm, zaś na piątej od góry 51 cm.

Do trzech następnych kondygnacji licząc od góry (VI, VII i VIII) wypada już stosować cegły klasy 100 z wyjątkiem VI kondygnacji ściany wewnętrznej, gdzie może być użyta klasa 75. Grubości ścian zewnętrznych wzrastają do 64 cm na kondygnacji VII i VIII, natomiast ściany wewnętrzne utrzymują się w grubości 51 cm.

Możliwe jest wykonanie jeszcze dwóch kondygnacji (licząc w dół, IX i X) z cegły bez zwiększania grubości murów, ale przy użyciu cegły klasy 150 i zapraw cementowych klasy 50 i 80 z domieszką około 15% ciasta wapiennego jako plastyfikatora.

Uważamy jednak, że w obecnych warunkach wykonawstwa i przy obecnym stanie jakości cegieł należałoby przyjąć osiem pięter jako maksymalną ilość normalnych pięter ze ścianami z cegły.

Nie zalecalibyśmy wykonywać kondygnacji parterowej z cegły w wysokich budynkach, gdzie są wykorzystane naprężenia, zwłaszcza gdy przewidziane są filary o małych wymiarach, ponieważ istnieje u nas szkodliwe przyzwyczajenie kucia najrozmaitszych otworów w filarach ceglanych na parterze. Najlepiej z tego powodu zastosować na parterze szkielet żelbetowy, gdyż wykuwać w żelbecie nie robi się bez zastanowienia.

Zamiast ściany wewnętrznej nośnej z cegły można wykonać ścianę szkieletową żelbetową, gdy wymagają tego względy rozplanowania lub wentylacji; należy jednak w tym przypadku zwrócić specjalną uwagę na to, aby osiadanie ściany zewnętrznej na skutek kurczenia się spoin było jak najmniejsze: spoiny powinny być jak najcieńsze, nie grubsze niż 10—12 mm, a użyta zaprawa powinna mieć znaczną wytrzymałość i szybko twardnieć. Również nie są tu wskazane metody szybkościowe wykonania murów, ponieważ zależy nam na tym, aby tzw. początkowy skurcz spoin od ugniatania się i wysychania świeżej zaprawy zakończył się w danej kondygnacji przed murowaniem następnej. Wielkość tego skurczu jest bardzo duża w porównaniu z odkształceniem stwardniałego muru lub betonu pod wpływem obciążenia, wobec czego należy dążyć, aby proces skurczu był zakończony przed wykonaniem ciągłych stropów, wspartych od zewnątrz na murach, a wewnątrz budynku na słupach żelbetowych.

Gdyby kondygnacja parterowa miała nie być żelbetowa lecz murowana, to nie byłoby żadnej przeszkody, aby również w podziemiach ściany były murowane. Ściany zewnętrzne podziemi albo wcale nie mają okien, albo mają wąskie otwory okienne; dzięki temu do przekroju pracującego wchodzi w tej kondygnacji znacznie większa

szerokość filara aniżeli na wyższych kondygnacjach i w konsekwencji nie zachodzi potrzebą pogrubiania ścian zewnętrznych w podziemiu. Co się tyczy ścian wewnętrznych podziemi z cegły, to ich grubość zależy od ilości i szerokości otworów.

Dla celów orientacyjnych w szczegółowym obliczeniu ściany zewnętrznej, przedstawionej na rys. 21, podajemy fragment obliczenia jednej z kondygnacji, czwartej od góry.

Obciążenie powyżej podokiennika III kondygnacji	29 430 kG
Mur z tynkiem poniżej podokiennika na III kondygnacji (rys. 21d).	
$0,8 \cdot 2,8 \cdot (0,51 + 3 \cdot 19)$	1 730 kG
	$G_{III} = 31\,160$ kG
Mur IV kondygnacji powyżej podokiennika	
$(2,35 \cdot 2,8 - 1,7 \cdot 1,41) (0,51 \cdot 1800 + 3 \cdot 19)$	4 080 kG
Dodatek na ławę żelbetową zamiast muru (przyjęty dla uproszczenia na linii pionowej przechodzącej przez środek ciężkości muru)	
$0,255 \cdot 0,27 \cdot 2,8 (2400 - 1800)$	120 kG
Okno	
$1,41 \cdot 1,7 \cdot 40$	100 kG
	$G_m = 4\,300$ kG
Strop nad IV kondygnacją	
$(330 + 120 + 100) \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 2,8$	$G_s = 4\,620$ kG
$P = G_{III} + G_m + G_s = 31\,160 + 4\,300 + 4\,620$	40 080 kG

Wyboczenie: $h = 285$ cm, $l = h \sqrt{1000 : 700} = 285 \cdot 1,19 = 339$ cm, $1 : b = 339 : 51 = 6,6$, $\varphi = 0,95$ (na podstawie p. 4.7 wpływu wyboczenia nie uwzględnia się)

$$F_{\text{netto}} = 45 \cdot 139 = 6\,255 \text{ cm}^2,$$

$$M = (31\,160 + 4\,300) \cdot 3 + 4\,620 \cdot 20 = 198\,780 \text{ kG/cm},$$

$$e = M : P = 198\,780 : 40\,080 = 4,96 \text{ cm},$$

$$\sigma' = 40\,080 / 6\,255 (1 + 4,96 / 22,5) = 6,41 \cdot 1,22 = 7,8 \text{ kG/cm}^2.$$

Dla muru z cegły klasy 75 na zaprawie 1 : 1 : 6 (klasy 30) naprężenie dopuszczalne $k_c = k_0 = 9 \text{ kG/cm}^2$.

CZĘŚĆ III. KONSTRUKCJE CEGLANE ZE ZBROJENIEM STALOWYM

11. Znaczenie ogólne zbrojenia w murach i płytach ceglanych

Wytrzymałość muru może być zwiększona za pomocą wprowadzenia do niego zbrojenia stalowego. Istnieją następujące sposoby uzbrojenia:

(a) poprzeczne do działania sił ściskających w celu zwiększenia zdolności nośnej na ściskanie,

(b) podłużne w kierunku naprężeń osiowych lub zginających w celu zwiększenia zdolności nośnej na ściskanie, rozciąganie i zginanie.

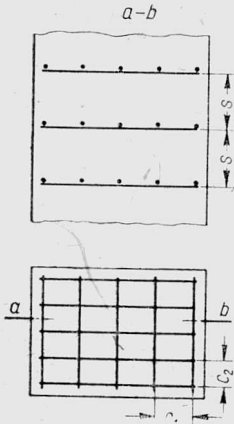
Wytrzymałość płyt ceglanych zależy przede wszystkim od zbrojenia.

Dotychczasowa praktyka wykazuje, że nie jest rzeczą celową stosowanie do murów uzbrojenia ze stali o wysokich znakach wytrzymałości.

12. Słupy (filary) zbrojone poprzecznie

12.1. Zasady ogólne

Zasada pracy muru obciążonego siłą ściskającą polega na tym, że zbrojenie poprzeczne powoduje w kierunku ułożenia prętów zmniejszenie odkształceń poprzecznych muru i powstrzymuje pęknięcia pionowe (por. rys. 2, 3 i 4), a tym samym zwiększa wytrzymałość na ściskanie.



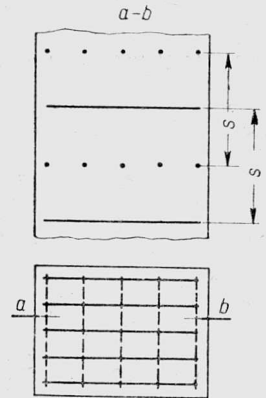
Rys. 22

Zbrojenie układa się w spoinach wspornych w dwóch głównych kierunkach. Pod działaniem osiowego obciążenia muru zbrojenie zostaje zaciśnięte w spoinach i na skutek sił tarcia i przyczepności z zaprawą współpracuje z murem aż do chwili jego zniszczenia. Dzięki dużemu współczynnikowi sprężystości zbrojenie przyjmuje na siebie znaczne naprężenia rozciągające w kierunkach poprzecznych do siły ściskającej i wskutek tego przeciwdziała pojawieniu się rys pionowych i ukośnych.

Wpływ zbrojenia poprzecznego jest tym większy, im mniejsze są odstęp między zbrojonymi spoinami. Doświadczenia wykazały, że przy ułożeniu zbrojenia w odstępach większych niż co 5 warstw cegieł zwykłego formatu, jego wpływ na zdolność nośną muru jest mały i nie powinien być brany pod uwagę w obliczeniach.

Zbrojenie może być ułożone w następujący sposób.

(a) W jednej i tej samej spoinie wspornej układa się pręty o średnicy 3-5 mm, najprzód w jednym kierunku, a potem na nich pręty o takiej samej średnicy w kierunku prostopadłym (rys. 22). Ułożone w ten sposób pręty w kształcie siatki prostokątnej wiąże się cienkim drutem, aby nie zmieniały wzajemnego położenia przy murowaniu. Łączna grubość siatki równa się podwójnej średnicy zbrojenia. Nie jest rzeczą wskazaną stosowanie prętów grubszych od 5 mm, gdyż wymagałoby to znaczniejszego pogrubienia spoin, wpływającego ujemnie na wytrzymałość i sprężystość muru, a prócz tego przyczyniałoby się do wytworzenia sztywnych węzłów, w których mogłyby się skupiać naprężenia wywołujące rozkruszanie cegieł.



Rys. 23

(b) W kolejnych spoinach wspornych (co każda lub co druga) układa się pręty o średnicy 3-8 mm, na przemian w jednej spoinie w jednym kierunku, a w następnej w drugim (rys. 23).

(c) W poszczególnych spoinach wspornych układa się siatkę cięto-ciągnioną.

Grubość spoin, w których układa się zbrojenie, powinna być co najmniej o 4 mm większa od grubości zajmowanej przez zbrojenie.

Średnica i ilość prętów oraz odstęp między nimi lub też profil siatki cięto-ciągnionej określa się według obliczenia w zależności od potrzeby zwiększenia zdolności nośnej muru.

Przy zwiększaniu przekroju zbrojenia zdolność nośna muru wzrasta, jednak tylko do pewnej granicy.

W celu zabezpieczenia zbrojenia przed korozją, jak również dla uzyskania potrzebnej przyczepności do muru, klasa (marka) zaprawy nie powinna być niższa od 30.

Przy uzbrojeniu prętami ułożonymi w kształcie siatki z oczkami prostokątnymi procent zbrojenia poprzecznego p_z określa się stosunkiem objętości zbrojenia V_z do objętości muru V_m :

$$(37) \quad p_z = \frac{V_z}{V_m} 100 = \frac{f_z (c_1 + c_2)}{c_1 c_2 s} 100,$$

gdzie przyjęto następujące oznaczenia:

- f_z powierzchnia przekroju jednego pręta,
- c_1 i c_2 wymiary osiowe oczek siatki,
- s odstęp pionowy (liczony w kierunku wysokości muru) między spoinami zawierającymi zbrojenie; przy zbrojeniu podanym wyżej w p. (b) należy s przyjmować pomiędzy spoinami, zawierającymi zbrojenie tego samego kierunku.

Dla zbrojenia ułożonego w kształcie siatki z oczkami kwadratowymi o wymiarze osiowym $c = c_1 = c_2$ jest

$$(38) \quad p_z = \frac{2 f_z}{c s} 100.$$

Procent p_z przyjmuje się praktycznie w granicach $0,1 \leq p_z \leq 1$.

Przy ściskaniu mimośrodkowym skuteczność zbrojenia poprzecznego spada wraz ze zwiększeniem mimośrodu, a przy mimośrodku $e = 0,5 c$ [por. rys. 10 i wzory (47) i (48)] praktycznie jest bez znaczenia. Z tego powodu stosowanie zbrojenia poprzecznego przy mimośrodkach większych od $0,3 c$ jest niecelowe.

Cechę sprężystości a należy przyjmować według tablicy 4, mnożąc dane tabelaryczne przez współczynnik równy

$$(39) \quad \frac{1}{1 + 3 p_z}$$

Z tego widać, że ze wzrostem procentu zbrojenia poprzecznego cecha sprężysta muru zmniejsza się, a ponieważ przy jej zmniejszeniu obniża się również współczynnik wybożenia (wzory 18 i 20), przeto nasuwa się wniosek o niecelowości stosowania zbrojenia poprzecznego w smukłych ustrojach murowanych ⁴⁾.

Z powyższych przesłanek wynika, że zastosowanie zbrojenia poprzecznego w murach powinno być ograniczone do elementów o niedużej smukłości, obciążonych osiowo lub z małym mimośrodem.

Ten system konstrukcji nadaje się przede wszystkim na filary w wielopiętrowych domach mieszkalnych.

12.2. Ściskanie osiowe

Zasadnicze równanie stanu granicznego jest następujące:

$$(40) \quad \sum v P_k \leq m F \varphi \left(\mu R + 2,5 m_z R_z \frac{V_z}{V_m} \right).$$

We wzorze tym lewa strona przedstawia największe możliwe obciążenie, a prawa — najmniejszy możliwy udźwig przy niekorzystnych warunkach.

Oznaczenia zgodne z omówionymi w p. 4.3 są następujące:

- P_k siły osiowe,
- v współczynniki możliwego przeciążenia,
- m współczynnik warunków pracy całości słupa (według p. 4.3),
- φ współczynnik wybożenia obliczony jak w p. 4.7 lecz z poprawką na cechę sprężystości według wzoru (39),
- F pole przekroju słupa,
- μ współczynnik jednorodności muru ($\mu = 0,5$),
- R wytrzymałość muru [ze wzoru (2)],
- m_z współczynnik współpracy stali z murem ($m_z = 0,9$),
- $V_z : V_m$ stosunek objętości zbrojenia do objętości muru [patrz wyżej wzór (37)],
- R_z obliczeniowa wytrzymałość stali na rozciąganie; według doświadczeń należy przyjąć $R_z = 1600 \text{ kG/cm}^2$;

liczba 2,5 przedstawia współczynnik taki sam, jak dla uzwojenia w słupach żelbetowych; współczynnik ten wskazuje na duże znaczenie zbrojenia poprzecznego.

⁴⁾ W. A. B a ł d i n i i n n i, *Rasczet stroitielnych konstrukcij po priedielnym sostojanjam*, Moskwa-Leningrad 1951.

Przyjmując $\sum \nu P_k$ równą $1,25 P$, jak w p. 4.3, i rozumiejąc, że ta ostatnia siła P jest sumą wszystkich sił osiowych, oraz podstawiając do wzoru (40) wartości liczbowe otrzymujemy

$$(41) \quad 1,25 P \leq m F \varphi \left(0,5 R + 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1600 \frac{V_z}{V_m} \right).$$

Dzieląc obydwie strony równania przez $1,25 F$ oraz podstawiając $p_z = 100 V_z/V_m$ uzyskujemy wzór w postaci naprężenia liczonego tylko na przekrój muru

$$(42) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq m \varphi (0,4 R + 2 \cdot 0,9 \cdot 16 p_z).$$

Zważywszy, że $0,4 R = k_0$ (k_0 jest podstawowym naprężeniem dopuszczalnym na ściskanie według tablicy 2), otrzymujemy

$$(43) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq (k_0 + 28,8 p_z) m \varphi \text{ kG/cm}^2$$

lub

$$(44) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq k'_0 m \varphi,$$

gdzie

$$(45) \quad k'_0 = k_0 + 28,8 p_z.$$

Wartość k'_0 obliczona według wzoru (45) nie powinna przekraczać $0,36$ wytrzymałości cegły R_c na ściskanie.

Przykład. Jaką siłą osiową można bezpiecznie obciążyć słup ceglany o przekroju 51×51 cm i o wysokości w świetle między stropami żelbetowymi $h = 3,5$ m? Cegła klasy 80, zaprawa klasy (marki) 50. Zbrojenie poprzeczne w każdym kierunku co druga spoina z prętów o średnicy 5 mm rozstawionych co 10 cm. Obciążenia są tylko rodzaju zasadniczego [por. p. 3 (a)].

Z tablicy 2 jest $k_0 = 11$ kG/cm². Ponieważ przekrój słupa jest mniejszy od $0,3$ m², przeto $m_2 = 0,80$ (patrz p. 4.3), $F = 51 \cdot 51 = 2601$ cm², $f_z = 0,196$ cm².

Grubość jednej warstwy (cegła + spoina) 8 cm.

Procent zbrojenia według wzoru (38)

$$p_z = \frac{2 \cdot 0,196}{10 \cdot 2 \cdot 8,0} 100 = 0,245\%,$$

$$k'_0 = k_0 + 28,8 p_z = 11 + 28,8 \cdot 0,245 = 18,06,$$

$$0,36 \cdot 80 = 28,8; \quad 18,06 < 28,8.$$

Cecha sprężysta według tablicy 4 z poprawką ze wzoru (39)

$$\alpha = 900 \frac{1}{1 + 3 \cdot 0,245} = 519.$$

Wysokość sprowadzona

$$l = h \sqrt{1000/519} = 350 \cdot 1,388 = 486 \text{ cm}; \quad l : b = 486 : 51 = 9,53.$$

Z tablicy 6 otrzymuje się

$$\varphi = 0,89.$$

Ze wzoru (43) bezpieczna siła osiowa

$$P = 2601 \cdot 0,89 \cdot 0,8 \cdot (11 + 28,8 \cdot 0,245) = 33\,400 \text{ kG}.$$

12.3. Ściskanie mimośrodowe

Wzór na naprężenie zastępcze zbudowany jest według analogii do wzorów (25) i (43):

$$(46) \quad \sigma' = \frac{P}{F} \left(\frac{e}{h-c} + 1 \right) \leq (k_0 + 28,8 p_z \zeta) m \varphi \text{ kG/cm}^2,$$

przy czym jednak do wzoru został wprowadzony współczynnik zmniejszający wpływ zbrojenia poprzecznego, na skutek mimośrodu,

$$(47) \quad \zeta = 1 - (2e:c).$$

Jak wynika ze wzoru (47), zbrojenie poprzeczne może być uwzględnione jedynie przy $e < 0,5c$; dla $e = 0,5c$ jest $\zeta = 0$.

Przykład. W słupie podanym w p. 12.2 siła osiowa $P = 29,5 \text{ t}$ działa z mimośrodem $e = 4 \text{ cm}$. Jakie powinno być zbrojenie poprzeczne p_z ?

Podstawą do obliczeń jest wzór (46):

$$F = 2601 \text{ cm}^2, \quad m = 0,8, \quad h - c = 25,5 \text{ cm}, \quad k_0 = 11 \text{ kG/cm}^2;$$

φ zakładamy $0,87 < 0,89$,

$$\zeta = 1 - (2 \cdot 4 : 25,5) = 0,686.$$

Ze wzoru (46)

$$(48) \quad (k_0 + 28,8 p_z \zeta) m \varphi = \frac{P}{F} \left(\frac{e}{h-c} + 1 \right),$$

$$28,8 \cdot 0,686 \cdot p_z = 11 + \frac{29\,500}{2601 \cdot 0,87 \cdot 0,8} \left(\frac{4}{25,5} + 1 \right),$$

$$p_z = 0,40\%.$$

Przyjmując pręty o średnicy 6 mm, dla których $f_z = 0,283 \text{ cm}$, układane w każdym kierunku co druga spoina, tj. w odległości pionowej $s = 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm}$, otrzymujemy ze wzoru (38) rozstaw osiowy prętów

$$c = \frac{2 f_z}{p_z s} 100 = \frac{2 \cdot 0,283}{0,40 \cdot 16} 100 = 8,8 \text{ cm}.$$

Przyjmujemy rozstaw co 8,5 cm, tj. 6 prętów w każdym kierunku:

$$p_z = 2 \cdot 0,283 \cdot 100 : (8,5 \cdot 16) = 0,417\%,$$

$$\zeta = 0,686, \quad \alpha = 900 : (1 + 3 \cdot 0,417) = 400,$$

$$l = 350 \cdot \sqrt{1000 : 400} = 553 \text{ cm},$$

$$l : b = 553 : 51 = 10,8,$$

$$\varphi = 0,85,$$

$$\sigma' = 29\,500 : 2601 (4 : 25,5 + 1) \leq (11 + 28,8 \cdot 0,417 \cdot 0,686) \cdot 0,8 \cdot 0,85,$$

$$\sigma' = \approx 13,1 = \approx 13,1$$

15. Mury zbrojone prostopadle do spoin wspornych

15.1. Zasady ogólne

Zbrojenie w kierunku postopadłym do spoin wspornych może mieć zastosowanie w następujących przypadkach:

(a) w celu podjęcia naprężeń rozciągających w murach zginanych i ściskanych mimośrodkowo z mimośrodem $e > 0,3 c$ (por. rys. 10); na przykład w filarach naw kościelnych obciążonych rozporem sklepień i parciem wiatru, w ścianach podziemi, podlegających parciu ziemi itp.;

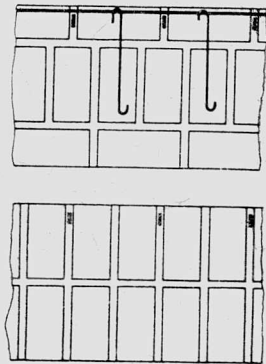
(b) w celu zwiększenia wytrzymałości na ściskanie smukłych ścian i filarów, dla których nie nadaje się zbrojenie poprzeczne;

(c) w celu zabezpieczenia od pęknięć murów podlegających wpływom dynamicznym, np. w słupach i ścianach dźwigających tory suwnicowe;

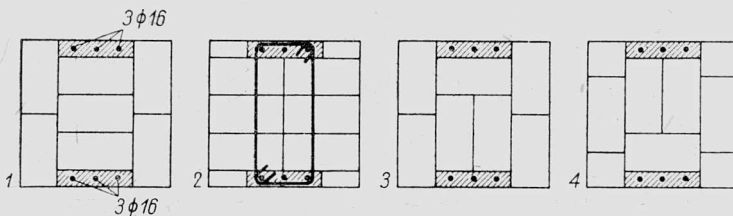
(d) w budowlach wznoszonych w krajach nawięzanych przez trzęsienie ziemi, gdzie tego rodzaju zbrojenie jest jednym z podstawowych środków opanowania szkodliwych skutków żywiołu.

Zbrojenie może być umieszczone wewnątrz lub od zewnątrz, przy powierzchni muru, z jednej albo też z dwu lub więcej stron muru.

Zbrojenie muru pionowymi prętami okrągłymi lub płaskownikami, przechodzącymi na wskroś poprzez spoiny poprzeczne, przedstawione jest dla przykładu na rys. 24. Aby spoiny z umieszczonymi w nich prętami pokrywały się w rzucie poziomym, muszą być cegły rzędu zewnętrznego każdej warstwy wozówkowej przesunięte o $1/4$ cegły w stosunku do pozo-



Rys. 24



Rys. 25

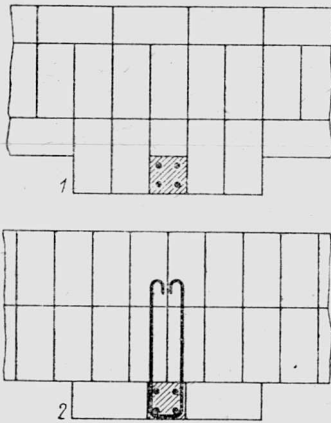
stałych rzędów. Dla związania pionowych prętów z wnętrzem muru co cztery warstwy ułożony jest pręt rozdzielczy o średnicy 6 mm, uchwycony kotwami w spoinach wspornych, które go wiążą ze środkiem muru.

Zbrojenie słupa o przekroju 2×2 cegły przedstawione jest dla przykładu na rys. 25. W słupie tym pozostawione są w czasie murowania dwa

gniazda o szerokości po 6,5 cm. Cegły przy gnieździe powinny być układane «na puste spoiny», tj. ze spoinami niewypełnionymi od zewnątrz na 1,5-2 cm. Co cztery warstwy umieszczone są strzemiona. Po związaniu i zakończeniu osiadania zaprawy w spoiny wstawia się pionowe pręty zbrojenia i wiąże z tkwiącymi w murze strzemionami; następnie, po przyłożeniu deskowań i podparciu ich, betonuje się gniazda odcinkami po około 1,5-2 m, tak że betonowanie każdego wyżej leżącego odcinka wykonuje się dopiero po związaniu betonu w poprzednim.

Zbrojenie pilastra w murze przedstawione jest dla przykładu na rys. 26.

W celu zapewnienia współpracy między zbrojeniem i murem jest rzeczą konieczną, aby pręty stalowe były całkowicie okryte zaprawą lub betonem. Z tego powodu spoiny, w których się mieszczą pręty stalowe, powinny mieć grubość co najmniej o 5 mm większą od wymiaru poprzecznego prętów.



Rys. 26

Zaprawa, w której tkwią pręty główne zbrojenia, powinna być klasy co najmniej 50 przy suchych warunkach przebywania muru oraz co najmniej 100 przy warunkach wilgotnych. Zaprawa w murze poza prętami głównymi może być klasy niższej, lecz nie mniej niż 30 przy suchych warunkach przebywania muru, i nie mniej niż 50 przy warunkach wilgotnych.

Pręty główne zbrojenia wiąże się z murem za pomocą strzemion o średnicy $d = 3-8\text{mm}$ lub prętów rozdzielczych i kotew. Odległości między strzemionami obejmującymi pręty ściskane wynoszą co najmniej $25d$ przy zbrojeniu znajdującym się wewnątrz muru oraz co najmniej $15d$ przy zbrojeniu znajdującym się od zewnątrz. W żadnym przypadku odstęp między strzemionami nie powinien być większy niż 50 cm.

Średnica prętów głównego zbrojenia powinna być nie mniejsza od 8 mm przy ściskaniu i nie mniejsza od 3 mm przy rozciąganiu.

Łączny przekrój zbrojenia głównego powinien wynosić przy ściskaniu i zginaniu co najmniej 0,2% i nie więcej niż 2% w stosunku do całego przekroju muru, zaś przy rozciąganiu w elemencie zginanym co najmniej 0,05% w strefie rozciąganej licząc według całego przekroju.

Styki prętów zbrojenia zasadniczo powinny być spawane. W stykach w nakładkę bez spawania pręty powinny nachodzić na siebie na długość nie mniejszą od $20d$ przy ściskaniu i co najmniej $50d$ przy rozciąganiu,

przy czym w tym ostatnim przypadku pozwala się łączyć w nakładkę, bez spawania, w jednym miejscu tylko 25% prętów rozciąganych.

Końce zbrojenia pracującego na rozciąganie powinny być na odpowiednią długość zakotwione w fundamentach, belkach, słupach itp.

13.2. Ściskanie osiowe przekroju uzbrojonego symetrycznie

Zasadnicze równanie stanu granicznego jest następujące:

$$(49) \quad \sum \nu P_k \leq m \frac{\varphi}{\psi} (\mu F \cdot 0,85 R + R_z F_z).$$

Lewa strona tego wzoru przedstawia największe możliwe obciążenie, a prawa — krańcowy możliwy udźwig przy niekorzystnych warunkach.

Oznaczenia zgodne z omówionymi w p. 4.3 są następujące:

- P_k siły osiowe,
- ν współczynniki możliwego przeciążenia,
- m współczynnik warunków pracy całości muru,
- φ i ψ współczynniki przy wyboczeniu według p. 4.7 (bez uwzględnienia prętów stalowych),
- μ współczynnik jednorodności muru ($\mu = 0,5$),
- F pole przekroju muru,
- R wytrzymałość muru ze wzoru (2),
- 0,85 doświadczalny współczynnik wykorzystania wytrzymałości muru przy zastosowaniu zbrojenia podłużnego,
- R_z obliczeniowa wytrzymałość stali na rozciąganie (według doświadczeń przyjmuje się $R_z = 1600 \text{ kG/cm}^2$),
- F_z przekrój zbrojenia podłużnego.

Przyjmując $\sum \nu P_k = 1,25 P$, jak w p. 4.3 i 12.2, oraz podstawiając do wzoru (49) wartości liczbowe otrzymujemy

$$(50) \quad 1,25 P = (0,5 \cdot 0,85 F R + 1600 F_z) m \frac{\varphi}{\psi}.$$

Dzieląc obydwie strony przez $1,25 F$ oraz podstawiając $F_z = F p_d/100$, gdzie p_d jest procentem zbrojenia podłużnego, i przyjmując $0,4 R = k_0$ (wartości z tablicy 2), mamy

$$(51) \quad \sigma = \frac{P}{F} \leq (0,85 k_0 + 12,8 p_d) m \frac{\varphi}{\psi}.$$

Przykład. Jaką siłą osiową można bezpiecznie obciążyć słup ceglany (jak w przykładzie 12.2) o wysokości w świetle między stropami żelbetowymi $h = 3,5 \text{ m}$? Cegła

klasy 80, zaprawa klasy 50. Zbrojenie podłużne symetryczne, umieszczone według rys. 25 po 3 \varnothing 16 mm z każdej strony. Obciążenia są tylko rodzaju zasadniczego.

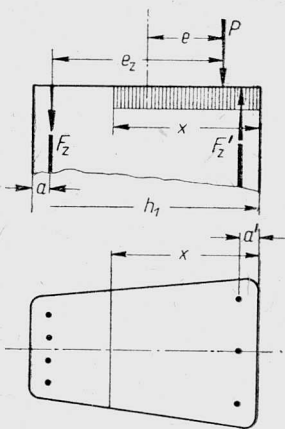
Z tablicy 2 otrzymuje się $k_0 = 11$ kG/cm². Ponieważ przekrój słupa jest mniejszy od 0,3 m², przeto $m = 0,8$ (patrz p. 4.3); $F = 51 \cdot 51 = 2601$ cm². Zbrojenie podłużne (6 \varnothing 16 mm): $F_z = 12,06$ cm²; $p_d = (12,06 \cdot 100) : 2601 = 0,463\%$; $\alpha = 900$; $l = h \sqrt{1000 : 900} = 369$ cm; $l : b = 369 : 51 = 7,323$; $\varphi = 0,935$. Ze wzoru (51) jest $P = 2601 \cdot (0,85 \cdot 11 + 12,8 \cdot 0,463) \cdot 0,8 \cdot 0,935 = 29\,730$ kG.

Dla porównania przytoczymy, że ten sam słup z przykładu 12.2 ze zbrojeniem poprzecznym, $p_z = 0,245\%$ może być bezpiecznie obciążony siłą 33 400 kG, to znaczy o 12,3% większą. Przykład ten wskazuje na większą celowość zbrojenia filarów ściennych w kierunku poprzecznym niż w podłużnym.

13.3. Ściskanie mimośrodkowe

Ściskanie mimośrodkowe określa się według zasad teorii odkształceń plastycznych, stosowanej w obliczeniach konstrukcji żelbetowych, lecz ze zmianą wartości niektórych współczynników. Wzory wyprowadzone są dla przekrojów z osią symetrii w płaszczyźnie działania momentu gnącego.

13.3.1. *Przypadek 1. Ściskanie mimośrodkowe przy dużym mimośrodku.* Charakter pracy konstrukcji dla tego przypadku przedstawia się, jak następuje. Uzbrojenie rozciągane daje się niezbyt duże. W strefie



Rys. 27

rozciąganej na długo przed zniszczeniem pojawiają się rysy, przede wszystkim w spoinach. Ze wzrostem obciążenia rysy powiększają się, powstają nowe. Gdy wydłużenia w stali rozciąganej osiągną pewną granicę, rysy ulegają znaczniejszemu powiększeniu, wysokość strefy ściskanej przekroju maleje, po czym przy większym obciążeniu rozpoczyna się zniszczenie muru. Na początku zniszczenia naprężenia w strefie ściskanej dochodzą do wartości wytrzymałości muru na ściskanie przy zginaniu, a zbrojenie ściskane osiąga swe krańcowe naprężenie.

Zasadnicze dwa równania stanu granicznego, mianowicie momentów gnących względem środka rozciąganego zbrojenia i rzutów sił osiowych na oś pionową (rys. 27), są przy prostokątnym rozkładzie naprężeń następujące:

$$(52) \quad \sum \nu P_k e_{kz} \leq m \frac{\varphi}{\psi} [\mu R_g S_z + R_z F'_z (h_1 - a')],$$

$$(53) \quad \sum \nu P_k \leq m \frac{\varphi}{\psi} [\mu R_g F_c + R_z (F'_z - F_z)].$$

We wzorach tych oznaczenia przyjęto jak w p. 13.2, a ponadto następujące:

- e_{kz} mimośród siły P_k względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego,
- R_g wytrzymałość na ściskanie muru zbrojonego przy zginaniu; według doświadczeń $R_g = 1,25 R$, gdzie R jest wytrzymałością na ściskanie osiowe,
- S_z moment statyczny ściskanego przekroju muru względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego,
- F_z i F'_z zbrojenie w strefie rozciąganej i ściskanej,
- R_z obliczeniowa wytrzymałość stali (według doświadczeń przyjmuje się $R_z = 1600 \text{ kG/cm}^2$),
- F_c pole ściskanego przekroju muru.

Przyjmując $\sum \nu P_k = 1,25 P$, oraz zakładając

$$\sum \nu P_k e_{kz} = 1,25 P e_z,$$

gdzie e_z jest mimośrodem wypadkowej siły P , otrzymujemy

$$(54) \quad 1,25 P e_z \leq m \frac{\varphi}{\psi} [0,5 \cdot 1,25 R S_z + 1600 F'_z (h_1 - a')],$$

$$(55) \quad 1,25 P \leq m \frac{\varphi}{\psi} [0,5 \cdot 1,25 R F_c + 1600 (F'_z - F_z)].$$

Dzieląc obydwie strony równań przez $1,25 m \varphi / \psi$ i podstawiając $0,4 R = k_0$ (dane z tablicy 2) mamy

$$(56) \quad M_z = P e_z \frac{\psi}{m \varphi} \leq [1,25 k_0 S_z + 1280 F'_z (h_1 - a')],$$

$$(57) \quad P \frac{\psi}{m \varphi} \leq [1,25 k_0 F_c + 1280 (F'_z - F_z)].$$

We wzorach tych nazwiemy wielkość $P \psi / m \varphi$ obliczeniową siłą wypadkową.

Dla przekroju prostokątnego jest

$$(58) \quad F_c = b x, \quad S_z = b x \left(h_1 - \frac{x}{2} \right),$$

$$(59) \quad M = P e_z \frac{\psi}{m \varphi} \leq [1,25 k_0 b x \left(h_1 - \frac{x}{2} \right) + 1280 (F'_z - F_z)],$$

$$(60) \quad P \frac{\psi}{m \varphi} \leq [1,25 k_0 b x + 1280 (F'_z - F_z)].$$

Przypadek ściskania mimośrodkowego przy dużym mimośrodku zachodzi wówczas, gdy

$$(61) \quad S_z \leq 0,68 S_0,$$

gdzie S_z ma znaczenie wyjaśnione wyżej, a S_0 jest momentem statycznym przekroju ceglanoego na wysokości h_1 względem zbrojenia rozciąganego (co do wyprowadzenia, patrz dalej p. 13. 3. 2).

Dla przekroju prostokątnego nierówność (61) przedstawia się jak następuje:

$$(62) \quad \begin{cases} bx(h_1 - 0,5x) \leq 0,68 \cdot 0,5 b h_1^2, \\ bx h_1 - 0,5 b x^2 - 0,34 b h_1^2 \leq 0, \\ -\left(\frac{x}{h_1}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{h_1}\right) - 0,68 \leq 0, \end{cases}$$

$$(63) \quad x \leq 0,434 h_1.$$

Jeżeli ten warunek zachodzi, to według wzorów (56)-(60) można projektować przekroje lub obliczyć dopuszczalną siłę P , podobnie jak to się robi w konstrukcjach żelbetowych.

13.3.2. Przypadek 2. Ściskanie mimośrodkowe przy małym mimośrodku. Charakter pracy konstrukcji dla tego przypadku przedstawia się jak następuje. Naprężenie przy najbardziej ściskanej krawędzi przekroju przekracza wytrzymałość muru, naprężenie w zbrojeniu przy tejże krawędzi osiąga krańcową wartość, zaś zbrojenie przy przeciwnej krawędzi jest rozciągane, lecz niezbyt silnie, lub też ściskane. Zniszczenie rozpoczyna się od strony krawędzi ściskanej, tj. odwrotnie niż w przypadku 1.

Do przypadku 2 ma zastosowanie hipoteza stałej wartości momentu niszczonego, przyjmowanego podobnie jak dla przekrojów niezbrojonych (por. p. 5), ale w stosunku do zbrojenia rozciąganego i z pominięciem paska przekroju pomiędzy środkiem tego zbrojenia i najmniej obciążoną krawędzią przekroju.

Pierwsze i zasadnicze równanie stanu granicznego dla momentów gnących względem środka zbrojenia rozciąganego jest:

$$(64) \quad \sum r P_k e_{kz} = m \frac{\varphi}{\psi} [\mu R_g S_z + R_z F'_z (h_1 - a')].$$

Stała wartość momentu niszczonego wyraża się wzorem

$$(65) \quad R_g S_z = 0,85 R S_0.$$

Liczba 0,85 jest doświadczalnym współczynnikiem wykorzystania wytrzymałości muru przy ściskaniu z małym mimośrodkiem [por. wzór (49)]. Inne oznaczenia podane są w p. 13. 3. 1.

Po podstawieniu wartości $R_g S_z$ oraz innych danych liczbowych do wzoru (64) otrzymujemy

$$(66) \quad 1,25 P e_z \leq [0,5 \cdot 0,85 R S_0 + 1600 F'_z (h_1 - a')] m \frac{\varphi}{\psi}.$$

Dzieląc przez $1,25 m \varphi / \psi$ i przyjmując $0,4 R = k_0$ mamy

$$(67) \quad P e_z \frac{\varphi}{m \varphi} \leq [0,85 k_0 S_0 + 1280 F_z (h_1 - a')].$$

Dla przekroju prostokątnego przy $S_0 = 0,5 b h_1^2$ jest

$$(68) \quad P e_z \frac{\varphi}{m \varphi} \leq [0,425 b h_1^2 k_0 + 1280 F'_z (h_1 - a')].$$

Drugie równanie stanu granicznego — suma rzutów sił na oś pionową — przedstawia się przy uwzględnieniu zależności (65) jako

$$(69) \quad \sum v P_k \leq [\mu 0,85 R F + R_z (F'_z - F_z)] m \frac{\varphi}{\psi}.$$

Po wykonaniu przeróbek i podstawieniu $\sum v P_k = 1,25 P$ otrzymamy

$$(70) \quad P \frac{\varphi}{m \varphi} \leq [0,85 k_0 F + 1280 (F'_z - F_z)].$$

Dla przekroju prostokątnego przy $F = b h_1$ jest

$$(71) \quad P \frac{\varphi}{m \varphi} \leq [0,85 k_0 b h_1 + 1280 (F'_z - F_z)].$$

Ażeby ustalić granicę stosowania wzorów na obliczenie przy dużym i małym mimośrodku, przyrównajmy prawe strony wzorów (56) i (67). Z tego przyrównania wynika, że

$$1,25 k_0 S_z = 0,85 k_0 S_0,$$

czyli

$$S_z = 0,68 S_0,$$

co jest wytłumaczeniem podanego uprzednio wzoru (61).

Przy dużej wartości F'_z w porównaniu z F_z i przy zbyt małym mimośrodku zniszczenie (miażdżenie) może się rozpocząć od strony zbrojenia F_z , a nie F'_z . Dla tego przypadku należy wykonać dodatkowe sprawdzenie, układając równanie momentów podobnie jak uczyniono wyżej, lecz względem środka ciężkości uzbrojenia F'_z . Równanie to po przekształceniu jest

$$(72) \quad P e'_z \frac{\varphi}{m \varphi} \leq [0,85 k_0 S'_0 + 1280 F_z (h'_1 - a')].$$

We wzorze tym, prócz oznaczeń omówionych wyżej, są jeszcze następujące:

- e'_z odległość od punktu przyłożenia siły wypadkowej P do środka zbrojenia ściskanego,
- S'_0 moment statyczny przekroju ceglanego na wysokości h'_1 (od zbrojenia ściskanego do przeciwległej krawędzi) względem środka zbrojenia ściskanego.

13.3.3. Wskazówki do wymiarowania przekrojów. Przy wymiarowaniu zazwyczaj zakłada się przekrój muru, a następnie określa potrzebne zbrojenie. Jeżeli otrzymany procent zbrojenia nie odpowiada warunkom podanym w p. 13. 1, to zmienia się przekrój muru i powtórnie wyznacza zbrojenie.

W każdym określonym przypadku należy dążyć do takiego wyznaczenia zbrojenia rozciąganego i ściskanego, aby suma $(F_z + F'_z)$ stanowiła minimum.

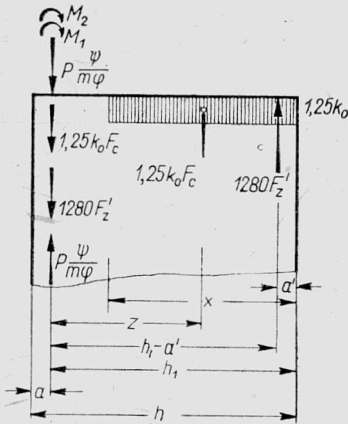
W przypadku ściskania z dużym mimośrodem można przedstawić wzór (56) w postaci

$$(73) \quad M_z = \frac{Pe_z \psi}{m \varphi} = M_1 + M_2,$$

gdzie ogólnie

$$(74) \quad M_1 = 1,25 k_0 S_z,$$

$$(75) \quad M_2 = \frac{Pe_z \psi}{m \varphi} - M_1 = 1280 F'_z (h_1 - a').$$



Rys. 28

We wzorach tych M_1 jest momentem przyjmowanym przez ściskaną strefę muru i odpowiadający jej przekrój zbrojenia rozciąganego F_{z1} , a M_2 momentem przyjmowanym przez zbrojenie ściskane F'_z i część zbrojenia rozciąganego równą $F_{z2} = F'_z$.

Równowagę sił i momentów możemy rozpatrzyć w szczegółach na rys. 28, gdzie po myślowym odrzuceniu górnej części muru zastępujemy jej działanie na dolną część sprowadzoną do środka zbrojenia rozciąganego siłą obliczeniową $P\psi/m\varphi$ i wyżej wymienionymi momentami M_1 i M_2 .

Moment M_1 jest równoważony od strony dolnej części muru przez parę sił $1,25 k_0 F_c$, gdzie F_c jest obliczeniową częścią przekroju pracującą na ściskanie.

Moment M_2 równoważony jest parą sił $1280 F'_z$.

Siła obliczeniowa $P\psi/m\varphi$ musi być zrównoważona od strony dolnej części muru siłą tej samej wartości, lecz przeciwnie skierowaną.

Minimalną wartość sumy całego zbrojenia ściskanego i rozciąganego otrzymamy przy maksymalnym wykorzystaniu ściskanej strefy muru, której wysokość x oblicza się ze wzoru (61) lub (63), (przy większym x należałoby stosować obliczenie według wzorów na ściskanie z małym mimośrodem).

Mając x możemy obliczyć wypadkową obliczeniowych naprężeń w ściskanej strefie muru, równą $1,25 k_0 F_c$, a następnie moment M_1 i odpowiadające mu zbrojenie F_{z1} .

Mając M_1 obliczamy ze wzoru (75) M_2 i odpowiadające temu momentowi zbrojenie rozciągane F_z i ściskane $F_{z2} = F'_z$.

Ponadto należy obliczyć wartość F_{z3} , odpowiadającą zmniejszeniu zbrojenia rozciąganego na skutek działania siły obliczeniowej $P\psi/m\varphi$.

Całkowite zbrojenie rozciągane wynosi

$$(76) \quad F_z = F_{z1} + F_{z2} - F_{z3} = \frac{M_1}{1280 z} + \frac{M_2}{1280 (h_1 - a')} - \frac{P \psi}{1280 m \varphi}.$$

Zbrojenie ściskane jest

$$(77) \quad F'_z = \frac{M_2}{1280 (h_1 - a')} = \frac{P e_z \frac{\psi}{m \varphi} - M_1}{1280 (h_1 - a')}.$$

Dla przekroju prostokątnego $x = 0,434 h_1$ [patrz wzór (63)]:

$$(78) \quad M_1 = 1,25 k_0 b \cdot 0,434 h_1 (h_1 - 0,217 h_1) = 0,425 b h_1^2 k_0.$$

Odpowiadająca temu momentowi część zbrojenia rozciąganego wynosi

$$(79) \quad F_{z1} = \frac{M_1}{1280 (h_1 - 0,5 x)} = \frac{0,425 b h_1^2 k_0}{1280 \cdot 0,783 h_1} = 0,00025 b h_1 k_0.$$

Inne wielkości oblicza się według wzorów (75)-(77).

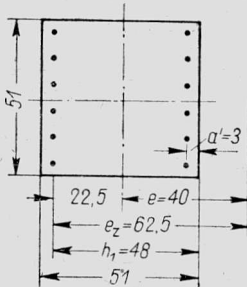
W przypadku ściskania z małym mimośrodem zbrojenie przy najbardziej ściskanej krawędzi oblicza się bezpośrednio ze wzoru (67). Dla przekroju prostokątnego wynosi ono

$$(80) \quad F'_z = \frac{\frac{P e_z \psi}{m \varphi} - 0,425 b h_1^2 k_0}{1280 (h_1 - a')},$$

czyli to samo, co zostało obliczone według wzoru (77) dla przypadku ściskania z dużym mimośrodem. Zbrojenie przy najmniej obciążonej krawędzi można obliczyć ze wzorów (70) i (71), z tym jednak, że nie może

ono stanowić mniej niż 0,05% przy rozciąganiu lub mniej niż 0,2% przy ściskaniu, w stosunku do całego przekroju muru (por. p. 13.1). Przy małej ilości zbrojenia F_z sprawdza się je według wzoru (72).

Przykład 1. Na słup z cegły klasy 80 i zaprawy klasy 50 o przekroju 51×51 cm i wysokości w świetle między stropami żelbetowymi $h = 3,5$ m działa siła osiowa, tylko od obciążenia zasadniczego, 12 t i moment od wiatru 4,8 tm. Należy zaprojektować zbrojenie słupa (rys. 29).



Rys. 29

Sprawdzamy: $e = M : P = 4,8 : 12 = 0,40 = 40$ cm. Mimo-śród jest więc duży. Dalej $e_z = 22,5 + 40 = 62,5$ cm. Z tablicy 2 otrzymujemy $k_0 = 11$ kG/cm². Ponieważ przekrój słupa jest mniejszy od 0,3 m², przeto $m_2 = 0,8$. Ze względu na obciążenie typu dodatkowego $m_1 = 1,1$; $m = m_2 m_1 = 0,8 \cdot 1,1 = 0,88$; $l = h \sqrt{1000 : 900} = 350 \cdot 1,054 = 369$ cm; $l : b = 369 : 51 = 7,23$; $\varphi = 0,935$; $\psi = 1$.

Ze wzoru (73) mamy

$$M_z = \frac{P e_z}{m} \frac{\psi}{\varphi} = \frac{12\,000 \cdot 62,5}{0,88 \cdot 0,935} = 911\,500 = M_1 + M_2.$$

Ze wzoru (78) jest

$$M_1 = 0,425 b h_1^2 k_0 = 0,425 \cdot 51 \cdot 48^2 \cdot 11 = 549\,330 \text{ kG/cm}.$$

Ze wzoru (79)

$$F_{z1} = 0,00025 b h_1 k_0 = 6,73 \text{ cm}^2,$$

$$M_2 = \frac{P e_z}{m \varphi} - M_1 = 911\,500 - 549\,330 = 362\,170 \text{ kG/cm},$$

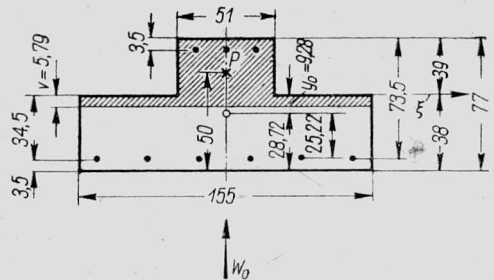
$$F'_z = F_{z2} = \frac{M_2}{1280 (h_1 - a')} = \frac{362\,170}{1280 \cdot 45} = 6,28 \text{ cm}^2.$$

Ze wzoru (76)

$$F_z = F_{z1} + F_{z2} - F_{z3} = 6,73 + 6,28 - \frac{12\,000}{1280 \cdot 0,88 \cdot 0,935} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

Ostatecznie przyjmujemy: zbrojenie ściskane $2 \phi 20$ mm, tj. 6,28 cm², oraz zbrojenie rozciągane $2 \phi 12$ mm, tj. 2,26 cm². Razem 6,28 + 2,26 = 8,54 cm², tj. 0,33% przekroju 51×51 cm.

Przykład 2. Filar murowany z cegły klasy 75, na zaprawie klasy 80, o wysokości 6 m, podtrzymuje dwuprzęsłowy wiązarkę stalowy, spoczywający na blachach płaskich bez wałków. Przekrój filara jak na rys. 30. Siła pionowa na górnym końcu $P_0 = 20$ t działa na osi symetrii w odległości 50 cm od większej podstawy przekroju. Siła wiatru $W = 2,0$ t działa poziomo na górnym końcu. Należy zaprojektować zbrojenie.



Rys. 30

Pole przekroju całej figury

$$F = 51 \cdot 39 + 155 \cdot 38 = 1989 + 5890 = 7879 \text{ cm}^2.$$

Moment statyczny względem osi ξ

$$S = -1989 \cdot 19,5 + 5890 \cdot 19 = -38780 + 111910 = 73130 \text{ cm}^3.$$

Odległość środka ciężkości całej figury od osi ξ

$$y_0 = S : F = 73130 : 7879 = 9,28 \text{ cm}.$$

Moment bezwładności

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{1}{3} \cdot 51 \cdot 39^3 + \frac{1}{3} \cdot 155 \cdot 38^3 - 7879 \cdot (9,28)^2 = \\ &= 1008420 + 2835050 - 678530 = 3164940 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Promień bezwładności

$$i = \sqrt{J : F} = \sqrt{3164900 : 7879} = 20,04 \text{ cm}.$$

Wysokość sprowadzona

$$l = 1,25 \cdot 6 = 7,5 \text{ m}, \quad l : i = 750 : 20,04 = 37,4, \quad \varphi = 0,848.$$

Ciężar własny filara

$$G = 0,7879 \cdot 6 \cdot 1,8 = 8,51 \text{ t}.$$

Całkowite obciążenie pionowe

$$P = P_0 + G = 20 + 8,51 = 28,51 \text{ t}.$$

Moment gnący w podstawie filara

$$M = 20 \cdot (50 - 28,72) + 2 \cdot 600 = 425,6 + 1200 = 1625,6 \text{ tcm}.$$

Mimośród

$$e = M : P = 1625,6 : 28,51 = 57,02 \text{ cm}, \quad e_z = 57,02 + 25,22 = 82,24 \text{ cm}.$$

Podstawowe naprężenie dopuszczalne dla muru z cegły klasy 75 na zaprawie klasy 80 jest według tablicy 2

$$k_0 = 11 \text{ kG/cm}^2.$$

Współczynnik poprawkowy z uwagi na uwzględnienie obciążeń dodatkowych

$$m = m_4 = 1,1.$$

Moment statyczny przekroju względem zbrojenia rozciąganego

$$S_0 = 51 \cdot 39 \cdot (19,5 + 34,5) + 155 \cdot 34,5 \cdot 17,25 = 107410 + 92240 = 199650 \text{ cm}^3.$$

Moment statyczny wykorzystanego przekroju pracującego na ściskanie, przy dużym mimośrodku według wzoru (61),

$$S_z = 0,68 \cdot S_0 = 0,68 \cdot 199650 = 135760 \text{ cm}^3.$$

Określamy pole odpowiadające temu przekrojowi poszukując odległości v według rys. 30:

$$51 \cdot 39 \cdot (19,5 + 34,5) + 155 v \left(34,5 - \frac{v}{2}\right) = 107\,410 + 5348 v - 77,5 v^2 = 135\,760,$$

$$-77,5 v^2 + 5348 v + 107\,410 - 135\,760 = 0,$$

$$v^2 - 69 v + 365,8 = 0,$$

$$v = 34,5 - \sqrt{1190,2 - 365,8} = 34,5 - 28,71 = 5,79 \text{ cm},$$

$$M_z = \frac{P e_z}{m \varphi} = \frac{28\,510 \cdot 82,24}{1,1 \cdot 0,848} = 2\,513\,600 \text{ kG/cm};$$

$$M_1 = 1,25 k_0 S_z = 1,25 \cdot 11 \cdot 135\,760 = 1\,866\,700 \text{ kG/cm},$$

$$M_2 = 1280 F'_z (h_1 - a') = M_z - M_1 = 2\,513\,600 - 1\,866\,700 = 646\,900 \text{ kG/cm},$$

$$F_{z2} = F'_z = \frac{646\,900}{1280 \cdot 70} = 7,22 \text{ cm}^2.$$

Odpowiada temu $3 \text{ } \bigcirc \text{ } 18 \text{ mm} = 7,63 \text{ cm}^2$.

Pole pracujące na ściskanie

$$F_c = 51 \cdot 39 + 155 \cdot 5,79 = 1989 + 897,5 = 2886,5 \text{ cm}^2.$$

Odległość środka ciężkości tego pola od zbrojenia rozciąganego

$$y_1 = S_z : F_c = 135\,760 : 2886,5 = 47,03 \text{ cm},$$

$$\begin{aligned} F_z = F_{z1} + F_{z2} - F_{z3} &= \frac{M_1}{1280 y_1} + 7,22 - \frac{P}{1280 m \varphi} = \\ &= \frac{1\,866\,700}{1280 \cdot 47,03} + 7,22 - \frac{28\,510}{1280 \cdot 1,1 \cdot 0,848} = 31,0 + 7,22 - 23,9 = 14,32 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

Odpowiada temu $6 \text{ } \bigcirc \text{ } 18 \text{ mm} = 15,26 \text{ cm}^2$.

Całkowita ilość zaprojektowanego zbrojenia ściskanego i rozciąganego wynosi $7,63 + 15,26 = 22,89 \text{ cm}^2$.

W stosunku do przekroju całkowitego, 7879 cm^2 , stanowi to $2289 : 7879 = 0,29\%$ (dolna granica zbrojenia wynosi $0,2\%$).

14. Elementy zbrojone zginane

14.1. Zasady ogólne

Do obliczenia elementów zbrojonych na zginanie można zastosować wzory (56) - (60), jak dla ściskania z dużym mimośrodem, podstawiając zamiast Pe wartość momentu gnącego M i przyrównując siłę P do zera (rys. 31).

Otrzymujemy w ten sposób dwa zasadnicze wzory

$$(81) \quad M = [1,25 k_0 S_z + 1280 F'_z (h_1 - a')] m;$$

$$(82) \quad 1280 (F_z - F'_z) = 1,25 k_0 F.$$

Dla przekroju prostokątnego jest

$$(83) \quad M \leq [1,25 k_0 b x \left(h_1 - \frac{x}{2} \right) + 1280 F'_z (h_1 - a')] m,$$

$$(84) \quad 1,25 k_0 b x = 1280 (F_z - F'_z).$$

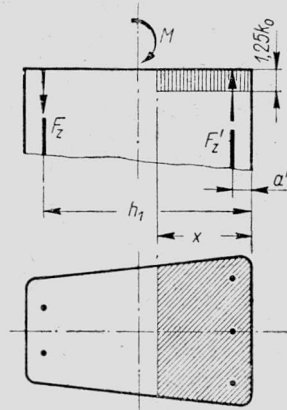
Przy braku zbrojenia ściskanego mamy

$$(85) \quad M \leq 1,25 k_0 b x \left(h_1 - \frac{x}{2} \right) m,$$

$$(86) \quad 1,25 k_0 b x = 1280 F_z.$$

Wszystkie oznaczenia powyższe przyjęto jak w p. 13.3.1.

Podstawowe naprężenie dopuszczalne k_0 przyjmuje się według tablicy 2 tylko dla takich belek i płyt, w których układ cegieł jest jak w słupie lub ścianie, obróconych dokoła dolnej krawędzi i położonych na płaszczyznę poziomą. W tym przypadku płaszczyzna działania momentu gnącego jest prostopadła do podstaw cegieł.



Rys. 31

Tablica 15

Klasa cegły pełnej	Podstawowe naprężenia dopuszczalne przy klasie zaprawy kG/cm^2		
	100	80	50
150	24	23	21
100	19	18	17
75	15,5	15	14

Jeżeli cegły w belce lub płycie ułożone są wozówkami w kierunku płaszczyzny działania momentu gnącego, to wielkość k_0 określa się jako podzieloną przez 2,5 wytrzymałość na ściskanie, otrzymaną według wzoru (1), ze współczynnikami jak dla bloków jednolitych prawidłowego kształtu, przy wysokości warstwy 18—39 cm, to znaczy ze współczynnikami $\alpha = 2,5$, $\beta = 1$, $a = 0,15$ i $b = 0,3$.

W ten sposób otrzymuje się wartości k_0 podane w tablicy 13.

14.2. Obliczenie płyt płaskich Kleina

Przyjęto w obliczeniu dwa zasadnicze typy płyt: płyty ciężkie, z cegieł na rąb, i płyty półciężkie, tzw. żeberkowe, w dwóch odmianach.

Obliczenie przeprowadzono dla trzech klas cegieł: 150, 100 i 75, ułożonych na zaprawie klasy 80.

14.2.1. *Płyty ciężkie.* Obciążenia przyjęto następujące: ciężar własny płyty z polepą i tynkiem według PN/B-02009 413 kG/m^2 , ścianki działowe 100 kG/m^2 , obciążenia użytkowe 150, 200 i 300 kG/m^2 .

Zależnie od obciążeń użytkowych przeliczono płyty dla obciążeń całkowitych 663, 713 i 813 kG/m².

Zastosowano uzbrojenie płaskownikami (bednarkami) przyjmując, że spód płaskownika leży o 1 cm wyżej od spodu płyty. Wzięto pod uwagę dwa przypadki: (a) płaskowniki w każdej spoinie, oraz (b) płaskowniki w co drugiej spoinie.

Obliczono dopuszczalny moment gnący według wzorów (85) i (86), a w założeniu statycznie wyznaczalnej płyty $M = (q l^2)/8$ określono odpowiednią rozpiętość. Wyniki obliczeń podano w tablicy 14.

Tablica 14. Rozpiętość płyt ciężkich w cm

Uzbrojenie płaskownik- kiem mm × mm	Klasa cegły	Płaskownik w każdej spoinie				Płaskownik co druga spoina			
		na 1 m szerokości F_z cm ²	obciążenie całkowite kG/m ²			na 1 m szerokości F_z cm ²	obciążenie całkowite kG/m ²		
			663	713	813		663	713	813
			rozpiętość l_{max} cm				rozpiętość l_{max} cm		
20 × 1	150	2,35	185	179	168	1,21	135	130	122
	100		184	177	166		134	130	121
	75		183	176	165		134	129	121
20 × 1,5	150	3,53	224	216	203	1,82	164	158	148
	100		221	213	200		163	157	147
	75		219	211	198		162	157	147
26 × 1,5	150	4,59	248	239	224	2,36	183	176	165
	100		244	235	220		181	175	164
	75		240	231	217		180	174	163
26 × 2	150	6,12	281	271	254	3,15	209	202	189
	100		274	264	248		207	200	187
	75		268	259	242		205	198	185
30 × 2	150	7,06	294	284	266	3,64	221	213	200
	100		286	276	258		218	210	197
	75		276	267	250		215	208	195

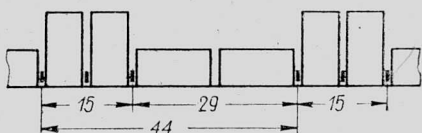
Obliczenie i dane z tablicy wskazują, że rozpiętości płyt ograniczone są tutaj ilością zbrojenia, natomiast wytrzymałość muru, charakteryzująca się klasami cegły i zaprawy, prawie zupełnie nie odgrywa roli. Pewien niewielki wpływ na rozpiętość płyt przy znaczniejszej ilości zbrojenia ma klasa cegły.

14.2.2. Płyty półciężkie (żeberkowe). Przyjęto dwie odmiany płyt: w pierwszej, żeberka z cegieł na rąb o szerokości 15 cm i wypełnienie z cegieł na płask i gruzu z wapnem o szerokości 29 cm (rys. 32), w dru-

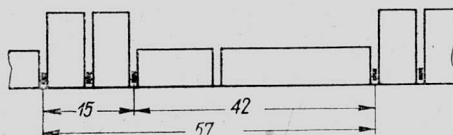
giej — także żeberka i wypełnienie z cegieł na płask i gruzu z wapnem o szerokości 42 cm (rys. 33).

Pierwsza odmiana jest lżejsza o 21 kG/m² od płyty ciężkiej, a druga o 24 kG/m². Inne obciążenia przyjęto tak samo, jak przy płytach ciężkich.

Całkowite obciążenia wynosiły dla pierwszej odmiany 642, 692 i 792 kG/m², dla drugiej zaś 639, 689 i 789 kG/m².



Rys. 32



Rys. 33

Płyty uzbrojono płaskownikami jak w tabelicy 15.

Po obliczeniu dopuszczalnego momentu gnącego według wzorów (85) i (86) określono, jak poprzednio, odpowiednią rozpiętość.

Wyniki podano w tabelicy 15.

Tablica 15. Rozpiętość płyt żeberkowych Kleina

Uzbrojenie płaskownikami mm × mm	Klasa cegły	Typ 1. Płyta żeberkowa według rysunku 32			Typ 2. Płyta żeberkowa według rysunku 33				
		na 1 m szerokości F_z cm ²	obciążenie całkowite			na 1 m szerokości F_z cm ²	obciążenie całkowite		
			642	692	792		639	689	789
		rozpiętość l_{max} cm			rozpiętość l_{max} cm				
20 × 1	150	1,36	141	135	127	1,05	124	119	111
	100		139	134	125		122	118	110
	75		137	132	123		121	116	109
20 × 1,5	150	2,05	168	162	152	1,58	148	143	133
	100		165	159	148		145	140	130
	75		161	155	145		142	137	128
26 × 1,5	150	2,66	184	177	166	2,05	162	156	146
	100		178	172	160		157	151	141
	75		173	166	156		152	146	137
26 × 2	150	3,55	205	197	184	2,74	180	174	162
	100		195	188	176		172	166	154
	75		187	180	168		164	158	148
30 × 2	150	4,09	211	204	190	3,16	186	179	168
	100		199	192	179		176	169	158
	75		188	181	169		165	159	149

Z obliczeń i danych z tablicy wynika, podobnie jak dla płyt ciężkich, że rozpiętości ograniczone są ilością zbrojenia; klasy cegły mają pewien wpływ na rozpiętość przy znaczniejszej ilości zbrojenia. Wpływ ten jest nieco większy niż w płytach ciężkich.

Przy porównaniu tablic 14 i 15 można zauważyć, że dla zbliżonej ilości zbrojenia rozpiętość płyt żeberkowych nie jest wiele niższa od rozpiętości płyt ciężkich; należy to przypisać znacznemu zapasowi wytrzymałości cegły, która nie jest tu wykorzystana.

Jeśli porównać tablice 14 i 15 z odpowiednimi tablicami podręcznika autora *Budownictwo ogólne* (tom II, cz. 2, str. 86 i 87, 1948 r.), to uderza znaczne zwiększenie rozpiętości przy zastosowaniu nowej metody obliczeń. Dotyczy to zwłaszcza silniejszych zbrojeń, szczególnie przy płytach żeberkowych. To zwiększenie rozpiętości dochodzi w niektórych przypadkach do 60%.

CZĘŚĆ IV. ZAKOŃCZENIE

Pomimo rozwoju konstrukcji prefabrykowanych i budownictwa wielkopłytowego budownictwo z cegły będzie jeszcze przez wiele lat odgrywało dużą rolę, nawet w budynkach o dużej ilości kondygnacji, i to nie tylko u nas, lecz również w krajach o bardziej przodującej technice.

Dotychczas zbyt mało zwracano u nas uwagi na konstruowanie budowli z cegły, ześrodkowując raczej uwagę i wysiłki świata technicznego na konstrukcjach stalowych i żelbetowych w różnych odmianach.

Aby nie pozostawić wielkiej ilościowo dziedziny budownictwa ceglano-ceglanego w zacofaniu, lecz przeciwnie, podnieść ją pod względem postępu technicznego do innych, lepiej dotąd rozwijających się dziedzin techniki, konieczne jest poświęcenie temu tematowi starannej uwagi. W szczególności niezbędne jest:

(a) możliwie szybkie wprowadzenie nowych norm obliczeń statycznych,

(b) usprawnienie produkcji cegły wypalanej z gliny, która pod względem swych własności powinna odpowiadać wymaganiom norm PKN,

(c) powiększenie i postawienie na należytych poziomach produkcji cegły wapienno-krzemowej (sylikatowej),

(d) większe zwrócenie uwagi na budownictwo ceglano-ceglane w szkołach technicznych i inżynierskich, jak również na kursach magisterskich wyższych uczelni,

(e) zwiększenie liczby wykwalifikowanych murarzy,

(f) większe zainteresowanie murarzy i ich pomocników w jakości wykonywanej przez nich roboty,

(g) usprawnienie organizacji i transportu w robotach murarskich.

Uwzględnienie i wprowadzenie w praktyce powyższych warunków przyniesie, niewątpliwie, korzyści w zaoszczędzeniu materiału i robocizny dając znaczne efekty gospodarcze i techniczne.

(Резюме)

ОСНОВЫ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Настоящий доклад приводит методы расчётов каменных конструкций из кирпича равно неармированных, как и армированных в продольном либо поперечном направлении; эти методы основаны на предельных состояниях и приводят к формулам для допускаемых напряжений, нетрудных в употреблении и доступных для широких кругов инженеров и техников.

Исходное предельное состояние представляет общая зависимость

$$\Sigma \nu(P) = \Sigma m \mu(R)(F),$$

которая выражает, что наибольшая возможная, хотя и мало вероятная, нагрузка должна быть меньше или, по крайней мере, равна наименьшей, но вероятной подъемной способности. В приведенной выше зависимости, символы имеют следующие значения: ν коэффициент возможной перегрузки, (P) обобщенная сила нагрузки (осевая сила или момент) принимаемая по числовым данным из нормы нагрузок, m коэффициент условий работы, μ коэффициент однородности материала, (R) сопротивление, (F) функция сечения.

Знак суммы в левой части уравнения касается двух или больше сил (P) , знак суммы в правой части уравнения, представляет суммирование значений для двух материалов — кирпичной стены и стали. Если же стальной армировки нет, тогда знак Σ в правой части уравнения не появляется.

Второе предельное состояние учитывается только в случаях растягивающих напряжений при эксцентрическом сжатии со средним или большим эксцентриситетом; оно выражает условие, чтобы просвет зазора (размер щели) был ограничен условиями работы.

Настоящий доклад является основой разработки стандарта *Статический расчет кирпичных конструкций и их проектирование* — PN/B-03002.

Кроме того он является дополнением этого стандарта, так как при-

водит объяснения происхождения формул, а также и численные примеры. В этих примерах показано, между прочим, как значительно влияет относительно небольшой процент поперечной армировки на сопротивление при осевом сжатии, как большое значение имеет продольная армировка при эксцентрическом сжатии и как незначительную роль играет сопротивление материала кирпича в изгибаемых армированных плитах, подъемная способность которых главным образом зависит только от количества растягиваемой армировки.

Настоящая работа в большой степени учитывает общую теорию предельных состояний, приведенную в Советской книге *Расчет конструкций по предельным состояниям*, изданной в 1951 году (написана коллективом Центрального Научно-Исследовательского Института Промышленных Сооружений, так как и исследования доктора технических наук А. Дзедзюля, произведенные в 1938-1939 годах при Кафедре Общего Строительства Варшавского Политехнического Института.

S u m m a r y

THE PRINCIPLES OF STATICAL COMPUTATION OF BRICK STRUCTURES

The paper presents the methods of computation of brick structures, reinforced or plain, based on the limit states, and giving formulae for permissible stresses, suitable for use in engineering practice.

For the basic limit state we obtain the following general relation:

$$\Sigma \nu(P) = \Sigma m \mu(R) \cdot (F),$$

expressing that the maximum permissible, but in practice hardly likely, load should be less than or, at the most, equal to the lowest possible but probable strength of structure. The notations are as follows: ν coefficient of overload, (P) generalized load (an axial force or a moment), according to the standards, m coefficient of external conditions, μ coefficient of homogeneity of material, (R) strength of material, (F) function of cross-section.

The symbol of sum on the left side of the equation represents the summing of two or more forces (P) , while that on the right, the summing for two materials i. e. brick and steel. If the structure is not reinforced the symbol Σ on the right side vanishes.

The other limit state is considered only in the cases of tensile stresses provoked by eccentric compressive loads of medium or high eccentricity: it expresses the condition that the gap be limited according to the working conditions.

This paper has become a basis for the standard *Brick Structures-Statical Computation and Design*, PN/B — 03002. At the same time it is a complement of that standard, giving derivations of the formulae used and numerical examples. These examples show the considerable influence played by transversal reinforcement, even in small percentages, for axial compressive loads and the importance of longitudinal reinforcement for eccentric compressive loads. The role of the strength of brick in reinforced plates subjected to bending is shown to be quite small, the strength of the plates depending chiefly upon the amount of reinforcement subjected to tensile stresses.

This paper makes use of the general theory of limit states as presented in the monograph *The Computation of a Structure on the Basis of the Limit State*, published in U. S. S. R. in 1951 (a collective work of the Central Institute of Industrial Architecture), as well as the investigations of A. D z i e d z i u l carried out in 1938 and 1939 at the Technical University of Warsaw.

Praca została złożona w Redakcji dnia 2 stycznia 1954 r.



SPIS TREŚCI

	str.
CZĘŚĆ I. WIADOMOŚCI OGÓLNE	3
1. Wstęp	3
2. Klasy cegieł i zapraw	4
2.1. Klasy cegieł	4
2.2. Klasy zapraw	4
3. Rodzaje obciążeń	5
CZĘŚĆ II. MURY CEGLANE NIEZBROJONE	6
4. Ściskanie osiowe	6
4.1. Typowe zniszczenia filarów i ścian ceglanych	6
4.2. Zasadnicze wzory na wytrzymałość murów na ściskanie	9
4.3. Równanie stanu granicznego i naprężeń dopuszczalnych dla muru obciążonego siłą osiową ściskającą	10
4.4. Wartości liczbowe naprężeń dopuszczalnych na ściskanie i ich charakterystyka	12
4.5. Miejscowy docisk	13
4.6. Kurczenie się murów, cechy sprężyste i współczynnik odkształcalności przy ściskaniu	14
4.7. Wpływ wybożenia	16
4.8. Ograniczenia i wymagania szczególne	20
5. Ściskanie mimośrodkowe	20
5.1. Ściskanie mimośrodkowe przy małym mimośrodku	21
5.2. Ściskanie mimośrodkowe przy średnim mimośrodku	23
5.3. Ściskanie mimośrodkowe przy dużym mimośrodku	25
6. Rozciąganie, ścinanie i zginanie	25
6.1. Przyczepność zaprawy w spoinach	25
6.2. Naprężenia dopuszczalne	26
6.3. Rozciąganie	27
6.4. Zginanie	29
6.5. Ścinanie	29
7. Miejsca przyłożenia sił w obliczeniach ścian wielopiętrowych	30
8. Współczynnik liniowy rozszerzalności cieplnej	31

	str.
9. Dylatacja	31
10. Przykłady liczbowe	32
10.1. Filar murowany	32
10.2. Typowy odcinek ściany zewnętrznej i wewnętrznej budynku mieszkalnego o 8 kondygnacjach murowanych	34
CZEŚĆ III. KONSTRUKCJE CEGLANE ZE ZBROJENIEM STALOWYM	37
11. Znaczenie ogólne zbrojenia w murach i płytach ceglanych	37
12. Słupy (filary) zbrojone poprzecznie	38
12.1. Zasady ogólne	38
12.2. Ściskanie osiowe	40
12.3. Ściskanie mimośrodkowe	42
13. Mury zbrojone prostopadle do spoin wspornych	43
13.1. Zasady ogólne	43
13.2. Ściskanie osiowe przekroju uzbrojonego symetrycznie	45
13.3. Ściskanie mimośrodkowe	46
14. Elementy zbrojne zginane	54
14.1. Zasady ogólne	54
14.2. Obliczenie płyt płaskich Kleina	55
CZEŚĆ IV. ZAKOŃCZENIE	58

KOMITET REDAKCYJNY

R O Z P R A W I N Ź Y N I E R S K I C H

prosi autorów o przestrzeganie następujących wskazówek

(1) Prace w języku polskim, przepisane na maszynie (nie światłodruki), należy składać w dwóch egzemplarzach. Wzory powinny być napisane wyraźnie atramentem, rysunki (szkice) dołączone na oddzielnych kartach (nie w tekście).

(2) Obowiązuje numeracja dziesiętna wzorów [np. wzór 5 w p. 2 oznacza się (2.5)]. Numery wzorów należy umieszczać z lewej strony. Należy unikać numeracji rzymskiej i alfabetycznej (wzorów, rysunków, paragrafów, rozdziałów).

(3) Do pracy należy dołączyć streszczenie nie przekraczające jednej strony maszynopisu w języku polskim (również wtedy, gdy autor składa streszczenie w języku obcym) i podać ewentualnie terminologię w dwóch językach (w tym jeden rosyjski), na które streszczenie ma być przełożone.

(4) Literaturę cytowaną w tekście należy zestawić w końcu pracy podając nazwisko i imię autora, tytuł pracy, miejsce i rok wydania (w przypadku cytowania czasopisma również numer zeszytu). Nazwiska i tytuły rosyjskie należy pisać alfabetem rosyjskim. W tekście należy powoływać się na numery prac (w nawiasie kwadratowym, np. [5]) według zestawienia.

(5) Funkcje trygonometryczne należy oznaczać przez \sin , \cos , tg , ctg ; funkcje hiperboliczne z dodaniem litery h . Współczynnik Poissona oznacza się przez ν . Kresek pionowych używa się tylko do oznaczenia wartości bezwzględnej. Wszelkie zestawienia należy nazywać tablicami (nie tabelami).

(6) Autorowi przysługuje prawo do przeprowadzenia ostatecznej korekty (bez zmian tekstu) dokładnie w terminie wyznaczonym przez Redakcję.

(7) Redakcji przysługuje prawo do przeprowadzenia korekty stylistycznej i do dostosowania oznaczeń oraz układu pracy do norm przyjętych w ROZPRAWACH.

Niestosowanie się do powyższych wskazówek opóźnia publikację pracy

WYDAWNICTWO
ZAKŁADU MECHANIKI OŚRODKÓW
POLSKIEJ AKADEMII

ARCHIWUM MECHANIKI STOSOWANEJ
KWARTALNIK POŚWIĘCONY PRACOM NAUKOWYM Z ZAKRESU TEORII
SPRĘŻYSTOŚCI I PLASTYCZNOŚCI, HYDRO- I AEROMECHANIKI, TERMO-
DYNAMIKI ORAZ PODSTAWOWYCH PROBLEMÓW TEORII KONSTRUKCJI

Ukazały się tomy I—V oraz zeszyt 1 tomu VI. W druku zeszyt 2 tomu VI

R O Z P R A W Y I N Ż Y N I E R S K I E

U K A Z A Ł Y S I Ę

- I. F. Szelągowski, Rozwiązanie zagadnienia płaskiego teorii sprężystości w układzie współrzędnych prostokątnych — O pewnych szczególnych przypadkach wytrzymałości tarczy nieograniczonej z odmiennym ośrodkiem zarysu eliptycznego
- II. J. Nałęczkiewicz i A. Szaniawski, Drgania i stateczność masztów oraz iglic
- III. Z. Klębowski, Podstawy uwzględniania wzmocnień obwodowych w wytrzymałościowym obliczaniu rury poddanej działaniu wewnętrznego ciśnienia
- IV. M. Życzkowski, Ugięcie pręta ściskanego mimośrodowo pod działaniem siły krytycznej
- V. E. Szczepaniak, Nowa metoda rozwiązywania statycznie niewyznaczalnych ustrojów prętowych na modelach bez wykonywania przecięć
- VI. W. Olszak, Z zagadnień podstawowych teorii stanów granicznych w ortotropowych ustrojach płytowych (Plastyczne wyczerpanie nośności)
- VII. A. Lisowski, Płyty na sprężystym podłożu
- VIII. J. Nowiński, Wyznaczenie przybliżonej wielkości ugięcia płyt na podstawie metody Ritza
- IX. W. Fiszdon, O pewnej metodzie obliczania amplitud drgań
- X. Z. Wasiutyński, O kształtach pęknięć powierzchniowych

W D R U K U

- XI. W. Wierzbicki, Dźwigary załamane w planie
- XII. W. Wierzbicki, O powstawaniu wyboczenia prętów prostych
- XIII. I. Malecki, Metody zastosowania rachunku tensorowego w technice
- XIV. W. Żenczykowski, Podstawy wytrzymałościowe obliczeń statycznych konstrukcji murowanych z cegły
- XV. J. Nowiński, Podstawy teorii plastyczności (I). Siedem wykładów z teorii plastyczności
- XVII. W. Nowacki, Statyka rusztów płaskich