

7. Dla słupów obciążonych (ściskanych) mimosiowo lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć złożone naprężenie, wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

8. Strzałka ugięcia belek drewnianych nie powinna przekraczać $\frac{1}{400}$ rozpiętości. Należy ją obliczać jedynie dla belek o rozpiętości większej niż 5 m.

9. Spółczynnik sprężystości przyjąć należy dla drzewa $110\,000\text{ kg/cm}^2$.

III. Konstrukcje żelazne.

§ 12. 1. W konstrukcjach budowlanych należy z reguły używać żelaza zlewne. Żelazo powinno odpowiadać przepisom, dotyczącym żelaza budowlanego, jakie ustali Polski Komitet Normalizacyjny. Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące żelaza budowlanego”, wydane przez M. R. P. w r. 1920.

2. Żelaza spawanego używać wolno tylko za zezwoleniem władzy budowlanej.

3. Na słupy i części konstrukcji ściskane, można używać żeliwa (żelaza lanego) o wytrzymałości najmniej 1200 kg/cm^2 na rozciąganie, a 5000 kg/cm^2 na ściskanie.

§ 13. Za rozpiętość belek wolno leżących i belek ciągłych przyjąć należy odległość od środka do środka podpór. Dla belek, leżących bezpośrednio na murze lub ciosie podporowym, przyjąć należy rozpiętość równą 1,05 odległości podpór w świetle.

§ 14. 1. Naprężenia w żelazie zlewnem nie powinny przekraczać granic, określonych następującym zestawieniem:

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2
Rozciąganie	1200
Ściskanie	1200
Zginanie	1200
Ścinanie z wyjątkiem nitów i śrub	800
Ścinanie nitów	900
Ciśnienie na ściankę dziury w nitach	1800
Ścinanie śrub	700
Ciśnienie na ściankę dziury w śrubach	1400

2. Naprężenia dopuszczalne dla stali budowlanej podnosi się wobec cyfr podanych dla żelaza zlewne pod 1., w tym samym stosunku, co granice plastyczności, stwierdzone dla danej stali wobec granicy plastyczności żelaza zlewne, którą należy przyjąć 2400 kg/cm^2 . Odpowiednie orzeczenie winno być wydane przez jedną z politechnik polskich lub inny zakład dla badania materiałów budowlanych, uznany przez M. R. P.

Jeżeli np. stal posiada granicę plastyczności 2800 kg/cm^2 , to naprężenie jej dopuszczalne na rozciąganie wynosi $1200 \times \frac{2800}{2400} = 1400\text{ kg/cm}^2$.

3. W razie uwzględnienia wszystkich najniekorzystniejszych wpływów przy zupełnie ścisłym obliczeniu, można powyższe normy naprężeń, za zezwoleniem władzy budowlanej, zwiększyć o 200 kg/cm^2 , naprężenia na ścinanie jednak tylko o 100 kg/cm^2 .

4. Żelazo spawane, jakiego wolno używać tylko wyjątkowo, otrzymać może naprężenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewne.

5. Żeliwo otrzymać może naprężenia: na ciśnienie w słupach 800 kg/cm^2 , na ciśnienie w łożyskach 1000 kg/cm^2 , na ciągnięcie i na ścinanie 300 kg/cm^2 , na zginanie 350 kg/cm^2 .

6. Największe naprężenie w kotwach może wynosić 1000 kg/cm^2 .

7. Słupy wolno stojące, jako też części kraty dźwigarów, pracujące na ściskanie, należy obliczać na wyboczenie wzorami Tetmajera i Jasińskiego przy pomocy tablic, podających współczynnik wyboczenia dla różnych wartości l/i , przyjmując długość wolną l wedle następującej tablicy:

Wolno stojące słupy o wszechstronnem usztywnieniu końców . . .	0,8	L
Słupy żeliwne		L
Pręty przynitowane do blach węzłowych	0,8	$L-L$
" " skrzyżowane w połowie długości, dla wybo-		
" czenia w płaszczyźnie kraty	0,5	L
Pręty przynitowane, skrzyżowane w połowie długości, dla wybo-		
" czenia prostopadle do płaszczyzny kraty	0,67	L
Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów		
stężonych		L

We wzorach powyższych L jest długością teoretyczną pręta.

8. Pręty ściskane o przekroju złożonym z kilku części powinny być w ciągu swej długości spojone łącznikami w ten sposób, aby pewność przeciw wyboczeniu każdej części z osobna między łącznikami była conajmniej dwukrotnie większa od pewności na wyboczenie całego słupa na całkowitej długości (o ile obliczenie nie zostanie przeprowadzone w sposób ściślejszy).

9. Przy obliczaniu słupów i pretów ściskanych należy przy obliczaniu promienia bezwładności nie potrącać dziur na nity; natomiast przy obliczaniu przekroju użytecznego należy odjąć ich powierzchnię.

10. Dla słupów ściskanych mimoosiowo lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć naprężenia wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

11. Jeżeli słupy są sztywnie połączone z belkami, należy przy obliczaniu słupów uwzględnić wpływ momentów, wywołanych sztywnem połączeniem.

12. Gdy długość słupa L jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, to należy moment, wywołany siłą zginającą, zwiększyć o wartość $0,005 PL$.

13. Dla starego żelaza, użytego powtórnie, należy naprężenia podane powyżej zredukować conajmniej o 20%, jeżeli zastosuje się je w belkach, zaś o 40%, o ile użyte będzie w słupach.

14. O ile z obciążenia wynikają zbyt małe przekroje blach i kształtowników, należy je odpowiednio zwiększyć, z uwagi na niedokładności wykonania i możliwość rdzewienia.

15. Naprężeń dodatkowych, jakie powstają wskutek sztywnych połączeń w węzłach dźwigarów kratowych i w przytwierdzeniu poprzecznie do dźwigarów głównych, oraz wskutek tarcia w przegubach i łożyskach, można z reguły nie uwzględniać.

Por. str. 1249 i nast.

16. Zmiany temperatury należy w obliczeniach statycznych przyjmować w stosunku do średniej temperatury zestawienia w granicach od -20°C do $+30^\circ \text{C}$, o ile konstrukcja nie znajduje się w odmiennych warunkach termicznych, wymagających rozszerzenia tych granic. Współczynnik rozszerzalności żelaza zlewne przyjąć należy $0,000012$ na jeden stopień Celsjusza.

17. Współczynnik sprężystości dla żelaza zlewne można we wszystkich obliczeniach przyjmować równy 2100000 kg/cm^2 .

18. Strzałka ugięcia powinna być mniejsza niż $\frac{1}{500}$ rozpiętości. Należy ją obliczać tylko:

a) dla dźwigarów specjalnie silnie obciążonych,

b) dla dźwigarów dłuższych niż 6 m.

Strzałki ugięcia belek podano na stronie 1124, zaś strzałkę ugięcia belki wolno podpartej, obciążonej ciężarem P , rozłożonym wedle trójkąta symetrycznego o największej rzędnej w środku (fig. 522a i 523), oblicza się z wzoru $f = \frac{Pl^3}{60 EJ}$.

Przykład. Obliczyć wymiary belki żelaznej wolno podpartej o długości $l = 8,00$ m, obciążonej ciężarem jednostajnie rozłożonym $g = 200$ kg/m b.

Na zginanie otrzymamy:

$$G = 200 \cdot 8,0 = 1600 \text{ kg},$$

$$M = \frac{1}{8} Gl = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 8,00 = 1600 \text{ kgm},$$

$$W_p = \frac{160000}{1200} = 133,3 \text{ cm}^3.$$

Moglibyśmy zatem użyć na zginanie dźwigara NP 17 ($W = 137,0 \text{ cm}^3$).

Obliczmy jednak strzałkę ugięcia:

$$f = \frac{5}{384} \frac{gl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{Gl^3}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1600 \cdot 800^3}{2150000 \cdot 1166} = 4,26 \text{ cm}.$$

Strzałka ugięcia jest większa od dopuszczalnej, która wynosi:

$$f' = \frac{1}{500} l = \frac{1}{500} 800 = 1,6 \text{ cm}.$$

Ze względu na ugięcie zastosujemy dźwigar NP 23 o momencie bezwł.: $I = 3607 \text{ cm}^4$.

Ugięcie będzie:

$$f = \frac{5}{384} \frac{Gl^3}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1600 \cdot 300^3}{2150000 \cdot 3607} = 1,38 \text{ cm}.$$

Przykład. Obliczenie dachu żelaznego o rozpiętości 18,00 m. Pokrycie papą. Odstęp więzarów $a = 5,40$ m (fig. 613).

Obciążenie pionowe na 1 m^2 dachu pochyłego:

$$\begin{aligned} \text{Ciężar pokrycia, deskowania i krokwi} & 40 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ciężar śniegu } s_1 = s \cos \alpha = 80 \cos 11^\circ 20' & = 78,5 \sim 80 \text{ } \frac{n}{n} \\ \text{Razem na } 1 \text{ m}^2 \text{ dachu pochyłego} & g = 120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Parcie wiatru:

$$n = 100 \sin \alpha = 100 \sin 11^\circ 20' \dots = 20 \text{ kg/m}^2$$

Obliczenie krokwi: Rozpiętość krokwi = odstęp węzłów pasa górnego $l = 3,06$ m. Odstęp krokwi wynosi: $c = \frac{1}{3} \cdot 5,40 = 1,08$ m.

Składowa obciążenia prostopadła do połaci:

$$g_1 = g \cos \alpha = 120 \cos 11^\circ 20' = 117,6 \sim 120 \text{ kg/m}^2.$$

Składowa równoległa do połaci:

$$g_2 = g \sin \alpha = 120 \sin 11^\circ 20' = \infty 24 \text{ kg/m}^2.$$

Sumaryczne obciążenie prostopadłe do połaci:

$$g_1 + n = 120 + 20 = 140 \text{ kg/m}^2.$$

Całkowite obciążenie krokwi prostopadłe do połaci:

$$G = 3,06 \cdot 1,08 \cdot 140 = 462,6 \sim 470 \text{ kg}.$$

$$\text{Najw. } M = \frac{1}{8} Gl = \frac{1}{8} 470 \cdot 3,06 = 17977 \sim 18000 \text{ kgcm}.$$

Całkowite obciążenie krokwi równoległe do połaci:

$$G_2 = 3,06 \cdot 1,08 \cdot 24 = \infty 80 \text{ kg}.$$

Przyjmując przekrój krokwi $13 \times 10 \text{ cm}$ ($F = 130 \text{ cm}^2$, $W = 282 \text{ cm}^3$), otrzymamy największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{80}{130} + \frac{18000}{282} = 0,6 + 63,9 = 64,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Obliczenie płatwi:

Na płatwie działają ciężary równe podwójnym oddziaływaniom krokwi: $P_1 = 2 \cdot \frac{1}{2} 470 = 470 \text{ kg}$ prostopadłe do połaci dachu, oraz $P_2 = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 80 = 80 \text{ kg}$ równoległe do połaci.

Największy moment w środku równy jest momentowi w punkcie podparcia krokwi drugiej z rzędu od więzara i wynosi:

$$M_1 = 0_1 \frac{a}{2} - P_1 \cdot \frac{2}{3} c - P_1 \cdot \frac{1}{2} c = 2 P_1 \cdot \frac{2}{5} c - P_1 \cdot \frac{2}{3} c - P_1 \cdot \frac{1}{2} c = 3 P_1 c.$$

Zatem moment w płaszczyźnie prostopadłej do połaci wynosi:

$$M_1 = 3 P_1 c = 3 \cdot 470 \cdot 1,08 = 1523 \text{ kgm} = 152300 \text{ kgcm}.$$

Moment w płaszczyźnie równoległej do połaci:





$$M_2 = 3 P_2 c = 3 \cdot 80 \cdot 1,08 = 269 \text{ kgm} = 26900 \text{ kgcm}.$$

Sily znalezione z wykresów *b, c i d* zestawione są na poniższej tablicy.

	Pręt	Sily wewnętrzne wskutek			Największe sily wewnętrzne
		obciążenia pionowego	wiatru z lewej	wiatru z prawej	
Pas górny	g_1	— 7,62 <i>t</i>	— 0,66 <i>t</i>	— 0,32 <i>t</i>	— 8,23 <i>t</i>
	g_2	— 16,45	— 1,32	— 0,76	— 17,77
	g_3	— 18,08	— 1,24	— 1,07	— 19,32
	g_3'	— 18,08	— 1,24	— 1,34	— 19,42
	g_2'	— 16,45	— 1,32	— 1,39	— 17,84
	g_1'	— 7,62	— 0,66	— 0,71	— 8,33
Pas dolny	d_1	0	0,00	0,00	0,00
	d_2	+ 13,60	+ 1,12	+ 0,56	+ 14,72
	d_3	+ 18,24	+ 1,28	+ 0,94	+ 19,52
	d_4	+ 16,22	+ 0,81	+ 1,09	+ 17,31
	d_4'	+ 18,24	+ 0,65	+ 1,55	+ 19,79
	d_2'	+ 13,60	+ 0,33	+ 1,33	+ 14,93
	d_1'	0	— 0,20	+ 0,20	— 0,20
Krzyżulce	k_1	— 7,50	— 0,70	— 0,27	— 8,20
	k_2	+ 8,82	+ 0,73	+ 0,37	+ 9,55
	k_3	— 8,64	— 0,72	— 0,36	— 9,36
	k_4	+ 3,20	+ 0,11	+ 0,26	+ 3,46
	k_5	— 3,22	— 0,12	— 0,27	— 3,49
	k_6	— 0,67	— 0,31	+ 0,20	— 0,98
	k_7	+ 2,85	+ 0,43	— 0,07	+ 3,28
	k_7'	+ 2,85	— 0,08	+ 0,57	+ 3,42
	k_6'	— 0,67	+ 0,18	— 0,29	— 0,96
	k_5'	— 3,22	— 0,23	— 0,13	— 3,45
	k_4'	+ 3,20	+ 0,24	+ 0,12	+ 3,44
	k_3'	— 8,64	— 0,33	— 0,74	— 9,38
	k_2'	+ 8,82	+ 0,34	+ 0,77	+ 9,59
	k_1'	— 7,50	— 0,24	— 0,72	— 8,22

W kolumnie ostatniej podane są największe sily, występujące w prętach wieżarna kratowego. Znaleźliśmy je, sumując sily z powodu obciążenia pionowego z większą z sil wskutek wiatru.

Obliczenie przekrojów:

Pręt	Najw. sila	F_0	Przekrój	F	N	F_u	l	l_0	i	$\frac{l_0}{i}$	β	$\frac{F_0}{F_p} = \frac{\beta}{\beta_p}$
	<i>t</i>	cm ²		cm ²	cm ²	cm ²	mm	cm	cm			cm ²
g_1	— 8,33	7,0		30,2	3,6	26,6	3059	245	2,4	102	0,51	13,8
g_2	— 17,84	14,9		46,2	7,2	39,0	3059	245	2,4	102	0,51	29,2
g_3	— 19,42	16,2		46,2	7,2	39,0	3059	245	2,4	102	0,51	31,8
d_1	— 0,20	0,2		24,5	2,9	21,6	3059					
d_2	+ 14,93	12,5		24,5	2,9	21,6	3059					
d_3	+ 19,79	16,5		24,5	2,9	21,6	3059					
d_4	+ 17,31	14,4		24,5	2,9	21,6	3059					
k_1	8,22	6,9		21,3	2,6	18,7	1125	90	3,7	24	0,74	9,3
k_2	+ 9,59	8,0		13,8	1,9	11,9	1789					
k_3	— 9,38	7,8		21,3	2,6	18,7	2175	180	3,7	48	0,67	11,7
k_4	+ 3,46	2,9		6,1	1,0	5,1	1968					
k_5	— 3,49	2,9		9,6	1,2	8,4	2401	195	2,4	81	0,58	5,0
k_6	— 0,98	0,9		6,1	1,2	4,19	2175	180	2,0	91	0,55	1,7
k_7	+ 3,42	2,9		6,1	1,2	4,19	2520					

Obliczenie nitów:

Pręt	Największa siła do przeniesienia (kg)	Średnica nitów (mm)	Ilość nitów		Siła przeniesiona przez nity	
			raz ciętych	dwu-ciętych	na ścinanie kg	na ciśnienie kg
g_1	8,330	18		3	13,740	11,670
g_2	9,510 ¹⁾	18		3	13,740	11,670
g_3	19,420	18		5	22,900	19,450
d_1	200	18		3	13,740	11,670
d_2	14,730 ¹⁾	18		4	18,320	13,560
d_3	19,790	18		6	27,480	23,340
d_4	17,310	18		5	22,900	19,450
k_1	8,220	16	5		9,050	11,500
k_2	9,590	16		3	10,860	10,880
k_3	9,380	16		3	10,860	10,380
k_4	3,460	12		3	6,120	5,190
k_5	3,490	12		3	6,120	5,820
k_6	980	12	3		3,060	2,580
k_7	3,420	12	4		4,080	3,440

IV. Konstrukcje z kamienia naturalnego.

§ 15. 1. Przy obliczaniu konstrukcji z kamienia naturalnego przyjąć należy jako zasadę następujące współczynniki bezpieczeństwa w stosunku do wytrzymałości kostkowej:

dla kamieni łozyskowych (podporowych) pewność 10-krotną.

" " w filarach i sklepieniach " 15- "

" " w słupach i smukłych filarach " 25- "

Za smukłe filary uważa się takie, których stosunek wysokości do najmniejszego wymiaru poprzecznego wynosi więcej niż 10.

2. Wytrzymałość na ściskanie kamieni naturalnych należy ustalić na podstawie co najmniej 5 prób z kostkami o długości boku 7 cm.

3. Naprężeń na rozciąganie w murze na zaprawie wapiennej przy obciążeniu mimośrodowym nie należy uwzględniać.

4. O ile doświadczeń niema, należy przyjąć najwyższe następujące naprężenia dopuszczalne dla muru ciosowego na zaprawie cementowej:

Materiał	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm ²		
	Ciosy podporowe	Filary i sklepienia	Słupy i smukłe filary
Skály wulkaniczne i plutoniczne (granit, bazalt, porfir, sjenit itd.)	65	45	30
Wapienie, dolomity	30	25	15
Piaskowce	25	20	10

Przykład. Słup żelazny spoczywa na płycie żelaznej, przenoszącej ciśnienie na cios. Należy obliczyć wielkość płyty, jeżeli siła przenosząca się na słup wynosi $P = 69\,400$ kg, zaś naprężenie dopuszczalne na cios z wapienia $k_c = 30$ kg/cm².

Otrzymamy wtedy powierzchnię płyty:

$$F = \frac{69\,400}{30} = 2310 \text{ cm}^2,$$

zatem jeden jej bok $a = \sqrt{2310} = 48,1$ cm, zamiast czego przyjęto $a = 50$ cm.

¹⁾ Obliczone na różnicę sił: $(g_2 - g_1)$, względnie $(d_2 - d_1)$, gdyż przekrój nie jest w tym węzle zetknięty.

5. Dla muru i kamienia naturalnego można dopuścić normalnie następujące naprężenia na ściskanie:

dla muru z kamienia łomowego na zaprawie wapiennej	5 kg/cm ²
" " " " " " cementowo-wapiennej	8 "
" " " " " " cementowej	12 "
" " " " " " warstwowego na zaprawie cementowej	14 "
" " " " " " ciosowego na zaprawie cementowej	40 "

Największe naprężenie nie może jednak w żadnym razie przekroczyć $\frac{1}{15}$ wytrzymałości kostkowej kamienia.

Naprężenie na rozciąganie nie może przekraczać:

dla muru na zaprawie wapiennej (1:2)	0,5 kg/cm ²
" " " " " " cementowo-wapiennej (1:2:6)	1,5 "
" " " " " " cementowej (min. 1:4)	3,0 "

§ 16. Cement użyty winien odpowiadać przepisom, dotyczącym cementów i dodatków hydraulicznych, wydanym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

V. Konstrukcje z kamienia sztucznego.

§ 17. 1. Wytrzymałość cegieł winna wynosić conajmniej:

dla cegły polowej	60 kg/cm ²
" " z pieców kręgowych	100 "
" " maszynowej	140 "
" zendrówek	200 "
" klinkierów	300 "
" cegieł pustych	60 "
" " niewypalonych	25 "

2. Użyty cement ma odpowiadać przepisom, dotyczącym cementów, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

§ 18. 1. Naprężenia dopuszczalne na ściskanie wynoszą w kg/cm²:

Rodzaj muru	Na zaprawie wapiennej	Na zaprawie wapienno-cementowej 2:1	Na zaprawie cementowej
Mur z cegły zwyczajnej polowej . .	5	6	—
" z cegły z pieców kręgowych . .	7	9	12
" z zendrówek	—	16	20
" z klinkierów	—	—	30
" z cegieł pustych	4	5	6

Naprężenie dopuszczalne muru z cegły niewypalanej na glinie przyjmować należy najwyżej 2 kg/cm².

2. Ściany o grubości $\frac{1}{2}$ cegły mogą być obciążone:

a) przy zaprawie cementowej:	Jeżeli ich wymiary nie przekraczają 3,5 m wysokości, oraz	4 m 5 m 4 m 5 m	długości między stężeniami poprzecznymi
do 8 kg/cm ²			
do 5 kg/cm ²			
b) przy zaprawie cementowo-wapiennej:			
do 5 kg/cm ²			
do 3 kg/cm ²			

3. Największe naprężenie dopuszczalne na ściskanie filarów wolno stojących i murów nieusztynionych poprzecznie wynosi:

Rodzaj muru	Przy stosunku najmniejszego boku do wysokości					
	0,5	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Mur z cegły z pieców kregowych na zaprawie wapienno-cementowej	9	7,5	6	5	—	—
Mur z cegły z pieców kregowych na zaprawie cementowej . . .	12	10	8	6	5	—
Mur z zendrówek na zaprawie cementowej	20	15	13	11	9	8
Mur z klinkierów na zaprawie cementowej	30	22	19	16	13	10

Pośrednie wartości należy interpolować linjowo.

4. Przy filarach itp. konstrukcjach należy odpowiednio zabezpieczyć przeniesienie sił na górny materiał podstawy.

5. Przy obliczaniu murów, filarów, sklepień itp. konstrukcyj, narażonych na mimośrodkowe ściskanie, wolno dopuścić wyjście linii ciśnienia z rdzenia przekroju, o ile naprężenia na ściskanie i rozciąganie nie przekraczają granicy dopuszczalnej.

§ 19. Obejmuje obliczenie kominów, por. str. 1287 i nast.

VI. Konstrukcje z betonu nieuzbrojonego.

§ 20. Nazwą kruszywa oznacza się kamień tłuczony lub żwir o różnych wielkościach ziarn łącznie z dodatkiem piasku i to w takiej ilości, ażeby piasek wypełniał o ile możności wszystkie próżnie, zawarte między grubszymi ziarnami kamienia.

Stosunek ilości piasku do grubszego materiału kamiennego należy ustalić próbami tak, aby mieszanina była jak najgęstsza (o ile praktyka z danymi materiałami nie ustaliła już korzystnych proporcji).

2. Kamień (kruszywo) musi być wolny od domieszek, które wpływają szkodliwie na wytrzymałość betonu, oraz wytrzymały na mróz.

Za szkodliwe należy uważać także bardzo drobne ziarna piasku w zbyt wielkiej ilości i pył kamienny.

W wypadkach spornych rozstrzyga wynik prób wykonywanych według przepisów, dotyczących prób wytrzymałości betonu, ustalonych przez Polski Komitet Normalizacyjny¹⁾.

3. Największy wymiar ziarn kamienia powinien odpowiadać rodzajowi zespołu. Dla zespołów niewzmocnionych żelazem ziarna kamienia mogą być tak wielkie, ażeby mieszanie maszyną mogło się jeszcze odbywać.

Na dodanie wielkich brył kamienia do betonu niewzmocnionego musi władza budowlana zezwolić dodatkowo przy dokładnem oznaczaniu ilości i wielkości brył kamienia, sposobu i miejsca ułożenia kamienia w zespole, przyczem nie wolno używać kamieni większych niż 30 cm, w ilości przekraczającej 25% użytego kamienia.

4. Wytrzymałość kamienia powinna być równa w każdym razie co najmniej wytrzymałości kostkowej betonu, jednak nie mniej niż 200 kg/cm²; zaś wielkość wiązkania najwyżej 15% objętości.

¹⁾ Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące prób wytrzymałości betonu“, wydane w r. 1920 przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

5. Do betonu ceglanego można użyć tłucznia ceglanego o wytrzymałości co najmniej równej wymaganej wytrzymałości betonu, jednak nie mniej niż 100 kg/cm^2 .

§ 21. Do betonu nieuzbrojonego używać należy wyłącznie cementu portlandzkiego, powoli wiążącego.

Użycie innych cementów zależy od zezwolenia władzy budowlanej. Skład chemiczny i jakość cementu winne odpowiadać „Przepisom dotyczącym cementów“, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

§ 22. Woda nie powinna zawierać domieszek, źle wpływających na wytrzymałość betonu.

W wypadkach spornych co do tego, czy dana woda jest dla betonu szkodliwa, rozstrzyga wynik prób wytrzymałości betonu, zarobionego wodą, będącą przedmiotem sporu.

§ 23. 1. Skład betonu należy oznaczać podając ilość cementu w kilogramach na 1 m^3 kruszywa.

2. Ilość cementu w stosunku do kamienia należy tak dobrać, ażeby wytrzymałość kostek 28-dniowych odpowiadała wytrzymałości, przyjętej w obliczeniach statycznych.

3. Ilość cementu nie może jednak w żadnym wypadku być mniejsza, niż 100 kg na 1 m^3 kruszywa.

4. Jeżeli cement odmierza się na budowie miarą objętościową, należy dla tej miary wyznaczyć wagę 1 litra cementu lekko nabrałego według średniej z 4-ch prób.

5. Jeżeli z jakiegokolwiek powodu wagi cementu lekko nabrałego nie oznaczono próbami przed zaczęciem mieszania, to należy przyjąć, że 1 litr cementu lekko nabrałego waży $1,2 \text{ kg}$.

6. Dla ułatwienia nadzoru należy w miejscu, gdzie się miesza beton, uwidocznić w cyfrach stosunek, w jakim materiały są mieszane.

§ 24. 1. Przed rozpoczęciem budowy mają być zrobione próby wytrzymałości według „Przepisów dotyczących prób wytrzymałości betonu“, ustalonych przez Polskie Komitet Normalizacyjny¹⁾. Dla mniejszych budowli można prób nie wykonywać, przyjmując naprężenia dopuszczalne wedle § 28., p. 3.

2. Do oceny wytrzymałości betonu, tj. dla wyznaczenia naprężeń, miarodajne są wyniki prób na kostkach 28-dniowych.

3. W wypadkach wyjątkowych, zwłaszcza przed zaczęciem budowy dla przybliżonej oceny czy wytrzymałość betonu odpowiada wytrzymałości przyjętej w obliczeniach statycznych, można próby wytrzymałości przeprowadzić po 8-miu dniach.

4. Wytrzymałość po 8 dniach do wytrzymałości po 28 dniach należy przyjmować w stosunku 2 do 3.

5. Oprócz przeprowadzenia prób na kostkach 8-dniowych należy po zaczęciu robót betonowych przeprowadzić próby na kostkach 28-dniowych.

§ 25. 1. Beton należy zaraz po wymieszaniu nakładać do form.

2. Beton sypki należy nakładać warstwami nie grubszymi niż 20 cm i silnie ubijać.

3. Beton powinien być użyty natychmiast po wymieszaniu; beton nie użyty w przeciągu godziny w porze suchej i cieplej, zaś w przeciągu 2 godzin w porze wilgotnej i chłodnej, należy usuwać.

4. Takiego betonu wczas nie użytego, lub już stężalego, nie wolno używać jako domieszki do betonu zamiast kamienia.

5. Beton należy wlewać względnie sypać, z możliwie małej wysokości, ażeby cięższe części nie oddzielały się i tem samem nie psuły wymieszania. Największa wysokość spadu nie powinna przekraczać trzech metrów.

¹⁾ Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące prób wytrzymałości betonu“, wydane w r. 1920 przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

6. Części zespołu przyjęte w obliczeniach statycznych jako całość należy zabetonowywać bez przerw.

W razie koniecznej przerwy należy roboty doprowadzić do przekrojów najmniej naprzężonych.

W razie przerwy w betonowaniu należy starać się o należyte związanie betonu stężalego z betonem świeżym.

8. Świeżo wykonany zespół należy w czasie tężenia betonu ochronić przed działaniem słońca, mrozu, deszczu i innych wpływów atmosferycznych, jako też conajmniej 4 dni przed wstrząśnieniami i obciążeniami.

§ 26. 1. W czasie zimowym przy temperaturze spadającej poniżej 0°C należy przerwać roboty betonowe. Jeżeli wykonywane są przy temperaturze od 0° do $+4^{\circ}\text{C}$, to należy świeży beton chronić przed ewentualnymi przymrozkami (na noc nakrywać).

W wypadkach wyjątkowych, w których za zgodą władzy budowlanej roboty betonowe wykonuje się przy temperaturze poniżej 0°C , należy miejsce budowli jako też mieszanie betonu zabezpieczyć od mrozów. Nie można przy tem używać zmarzniętego kamienia.

2. Beton, znajdujący się w trakcie wiązania, należy specjalnie troskliwie osłaniać od wpływu zimna.

§ 27. 1. Rusztowania mają być tak silne, ażeby nie spowodowały odkształceń w zespołach betonowych jeszcze dostatecznie niestężalnych i tak obmyślane, ażeby niektóre podpory zapasowe można było pozostawić, usuwając deskowanie i resztę rusztowania.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno mieć taki ustrój, ażeby je można rozbić bez wywołania wstrząśnień w stężalnych zespołach betonowych.

3. Deskowanie powinno być szczelne i łatwe do oczyszczenia.

4. Deskowanie i rusztowanie można rozbić za zezwoleniem tylko odpowiedniego technicznego kierownika robót betonowych, który ma stwierdzić osobiście, ewentualnie przy pomocy belek próbnych, czy beton jest już dostatecznie stężalny, ażeby mógł unieść przynajmniej własny ciężar.

5. Podpory zapasowe należy zatrzymać przynajmniej 14 dni dłużej.

§ 28. 1. Naprężenie dopuszczalne betonu nieuzbrojonego należy przyjmować równe wytrzymałości kostkowej betonu po 28 dniach tężenia, pomnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający
Ściskanie osiowe	0,15
Ściskanie przy zginaniu	0,20
Rozciąganie przy zginaniu	0,02
Ścinanie	0,02

2. W słupach i filarach największe naprężenie dopuszczalne zależne jest od stosunku najmniejszej grubości g do wysokości h , a mianowicie:

dla $g:h = 0,5$ wynosi 0,15 wytrzymałości na ściskanie

" $g:h = 0,25$ " 0,10 " " "

" $g:h = 0,1$ " 0,05 " " "

Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

3. O ile prób się nie wykonykuje, przyjmować można wytrzymałość kostkową betonu z kamienia naturalnego:

przy 500 kg cementu na 1 m^3 tłucznia lub żwiru	—	200 kg/cm ²
" 400 " " " 1 " " " "	"	170 "
" 300 " " " 1 " " " "	"	140 "
" 200 " " " 1 " " " "	"	100 "
" 100 " " " 1 " " " "	"	60 "

z betonu ceglanego:

przy 300 kg cementu na 1 m ³ ceglanego tłucznia	— 80 kg/cm ²
" 200 " " " 1 " " "	60 "
" 100 " " " 1 " " "	40 "

Napężenia dopuszczalne wynoszą wtedy w kg/cm².

Rodzaj naprężenia	Dla betonu z kamienia naturalnego					Dla betonu ceglanego		
	przy ilości cementu w <i>kg</i> na 1 <i>m</i> ³ tłucznia (żwiru)							
	500	400	300	200	100	300	200	100
Ściskanie osiowe . .	30	25,5	21	15	9	12	9	6
„ przy zgi- naniu	40	34	28	20	12	16	12	8
Rozciąganie przy zgi- naniu	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8
Ścinanie	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8

§ 29. Dla obliczenia przyjąć można, że współczynniki sprężystości dla betonu ściskanego i rozciąganego są jednakowe i wynoszą 150 000 kg/cm² dla betonu o wytrzymałości ponad 140 kg/cm², zaś 100 000 kg/cm² dla betonu o wytrzymałości poniżej 100 kg/cm².

Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

VII. Konstrukcje żelbetowe.

§ 30. Za konstrukcje żelbetowe uważa się konstrukcje, w których żelazo jest tak połączone z betonem, że obydwa materiały tworzą pod względem statycznym jedną całość.

§ 31. 1. Materiały składowe betonu winny spełniać warunki, podane w §§ 10—24, z uwzględnieniem następujących zmian.

2. Ilość cementu w konstrukcjach żelbetowych nie może być mniejsza niż 300 kg na 1 m³ kruszywa.

Dla dźwigarów narażonych na zginanie największa ilość cementu nie powinna przekraczać 500 kg na 1 m³ kruszywa.

3. Ziarna kamienia użytego w konstrukcjach żelbetowych powinny przechodzić przez sito o otworach 4 × 4 cm; nie powinny być jednak większe niż odstęp wkładek w świetle.

§ 32. 1. Żelazo powinno odpowiadać „Przepisom dotyczącym żelaza budowlanego“, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny¹⁾.

2. Należy używać żelaza zlewne lub miękkiej stali zlewnej.

3. Największy wymiar przekroju poprzecznego pojedynczej wkładki o przekroju okrągłym nie powinien być większy, niż 50 mm. Na użycie wkładek o większym przekroju potrzeba osobnego zezwolenia władzy budowlanej.

4. Najmniejsza dopuszczalna średnica prętów okrągłych uzbrojenia głównego może wynosić 5 mm.

§ 33. Roboty betonowe powinny być wykonane wedle ust. §§ 25—27.

§ 34. 1. Żelazo należy oczyścić z wszelkich nieczystości przed ułożeniem w deskowaniu.

Należy usunąć rdzę, jeżeli odpada łuskami.

¹⁾ Do chwili wydania przepisów przez Polski Komitet Normalizacyjny obowiązują „Tymczasowe przepisy“, wydane w roku 1920, przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

2. Wkładki żelazne należy w belkach żelbetowych zakotwić, zaginając końce w hak okrągły lub ostrokątny.

3. Wkładki żelazne winny być o ile możności z jednego kawałka.

4. Jeżeli łączenie wkładek z dwóch lub więcej części jest nieuniknione z powodu wielkiej długości, wtedy należy zatknąć części przedłużyć poza teoretyczny punkt zetknięcia o tyle, ażeby siły wewnętrzne nie mogły wkładek przesunąć, a na całej długości zetknięcia łączone wkładki związać drutem.

5. Władza budowlana może zezwolić na łączenie wkładek przez spawanie (zgrzewanie) z zastrzeżeniem przeprowadzenia odpowiednich prób podczas budowy.

6. Punkty łączenia wkładek nie powinny znajdować się w miejscu największego naprężenia żelaza ani też być skupione w jednym przekroju belki.

7. Wkładki należy w deskowaniu ustalić tak, aby przy nakładaniu betonu nie zmieniły swego kształtu ani położenia.

§ 35. 1. Obliczając oddziaływania, siły poprzeczne i momenty dla dźwigarów żelbetowych statycznie niewyznaczalnych, należy przekroje i momenty bezwładności przekrojów żelbetowych zastąpić przekrojami sprowadzonymi (idealnymi), przyjmując stosunek współczynników sprężystości żelaza i betonu na ściskanie i rozciąganie równy 10.

Dla wyznaczenia stosunku momentów bezwładności można brać w rachubę momenty bezwładności przekroju betonu bez uwzględnienia przekroju żelaza.

2. O ile teoretyczne punkty podparcia nie są ustalone przy pomocy łożysk, należy je przyjmować:

a) dla płyt o podpartych brzegach równoległych, dla dźwigarów zginanych jednoprzęsłowych i dla skrajnej podpory dźwigarów ciągłych w odległości od zewnętrznej krawędzi łożyska, równej 2,5% rozpiętości w świetle;

b) dla zginanych dźwigarów ciągłych na pośrednich podporach w środku łożyska.

3. Belki ciągle należy obliczać dla najniekorzystniejszych obciążeń. W razie ich stałego połączenia należy to połączenie na żądanie władzy budowlanej uwzględnić przy obliczeniu słupów podpierających.

4. Utwierdzenie można uwzględnić w końcach belki lub płyty tylko o tyle, o ile odpowiedni ustrój je zapewnia, co należy uzasadnić rachunkiem.

5. Płyty ciągle (z wyjątkiem dwuprzęsłowych) o równych rozpiętościach i jednakowym obciążeniu można w przybliżeniu obliczać na momenty:

$$\text{w polach środkowych: } + \frac{(g+p)}{15} l^2 = + 0,067 (p+g) l^2,$$

$$\text{w polach skrajnych: } + \frac{(g+p)}{11} l^2 = + 0,092 (p+g) l^2,$$

$$\text{na podporach: } - \frac{(g+p)}{10} l^2 = - 0,100 (p+g) l^2,$$

przyczem g oznacza obciążenie stałe, p obciążenie ruchome, zaś l osiowy odstęp żeber. Jeżeli rozpiętości obciążenia są nierówne, albo jeżeli $p > 3g$, należy obliczyć momenty dokładnie przy przyjęciu najniekorzystniejszego obciążenia. W każdym razie należy zbadać możliwość występowania momentów ujemnych w środkowych częściach prześł belek ciągłych.

Obliczając dla płyty ciągłej momenty wedle tych wzorów dla rozmaitych wartości obciążenia ruchomego p ($p = g, p = 2g, p = 3g, p = 4g$), otrzymamy następujące wartości momentów:

Momenty	$p = g$	$p = 2 g$	$p = 3 g$	$p = 4 g$
w polach średnich	0,133 gl^2	0,200 gl^2	0,266 gl^2	0,333 gl^2
„ „ skrajnych	0,182 gl^2	0,273 gl^2	0,364 gl^2	0,455 gl^2
na podporach	— 0,200 gl^2	— 0,300 gl^2	— 0,400 gl^2	— 0,500 gl^2

Jeżeli zaś te momenty dla tychże wartości p obliczymy dokładnie wedle tablic Winklera (str. 1382), to otrzymamy np. moment w polu średnim belki trójprzęsłowej:

$$M = l^2 (0,025 g + 0,075 p)$$

Rachując w ten sposób otrzymamy wogóle

dla belki trójprzęsłowej:

Momenty	$p = g$	$p = 2 g$	$p = 3 g$	$p = 4 g$
w polach średnich	0,100 gl^2	0,175 gl^2	0,250 gl^2	0,325 gl^2
„ „ skrajnych	0,180 gl^2	0,280 gl^2	0,380 gl^2	0,480 gl^2
na podporach	— 0,217 gl^2	— 0,333 gl^2	— 0,450 gl^2	— 0,567 gl^2

dla belki czteroprzęsłowej:

Momenty	$p = g$	$p = 2 g$	$p = 3 g$	$p = 4 g$
w polach średnich	0,116 gl^2	0,196 gl^2	0,276 gl^2	0,357 gl^2
„ „ skrajnych	0,176 gl^2	0,273 gl^2	0,373 gl^2	0,471 gl^2
na podporach	— 0,228 gl^2	— 0,348 gl^2	— 0,469 gl^2	— 0,589 gl^2

Z porównania powyższych trzech tablic widzimy, że wartości przybliżone momentów podane w § 35., ust. 5. „Przepisów“ są większe lub mniej więcej zgodne z wartościami, obliczonymi dokładnie, ale tylko dla $p < 3 g$. Stąd ograniczenie ważności tych wzorów do wartości granicznej $p = 3 g$. Dla momentów podporowych wartości wedle wzoru przybliżonego są nieco mniejsze od wartości dokładnych. Uzasadnia się to tem, że na podporach płyty przechodzą w belki, lub też spoczywają na szerokich podstawach (mury), zatem rozkład momentów przedstawia się w nich inaczej niż przy podporach punktowych i zamiast ostrego maximum otrzymuje się łagodny jego przebieg o znacznie mniejszych wartościach.

Dla powyższych współczynników otrzymujemy:

$p + g =$ w kg/m^2	M o m e n t y		
	w polach środkowych	w polach skrajnych	na podporach
200	+ 13,333 l^2	+ 18,182 l^2	— 20,000 l^2
300	+ 20,000 l^2	+ 27,273 l^2	— 30,000 l^2
400	+ 26,666 l^2	+ 36,364 l^2	— 40,000 l^2
500	+ 33,333 l^2	+ 45,454 l^2	— 50,000 l^2
600	+ 40,000 l^2	+ 54,545 l^2	— 60,000 l^2
700	+ 46,666 l^2	+ 63,636 l^2	— 70,000 l^2
800	+ 53,333 l^2	+ 72,727 l^2	— 80,000 l^2
900	+ 60,000 l^2	+ 81,818 l^2	— 90,000 l^2
1000	+ 66,666 l^2	+ 90,909 l^2	— 100,000 l^2
1100	+ 73,333 l^2	+ 100,000 l^2	— 110,000 l^2
1200	+ 80,000 l^2	+ 109,091 l^2	— 120,000 l^2

Przykład. Obliczyć momenty w stropie płytowym Moniera, wykonanym jako ciągła płyta o podporowej $l = 0,80 m$ przy obciążeniu użytkowem $p = 500 kg/m^2$.

Ciążar stropu Moniera gr. 6 cm, z nadsytką i wyprawą wynosi $g = 420 kg/m^2$.

Obliczanie momentów:

pole środkowe: $M_1 = + \frac{420 + 500}{15} \times 0,80^2 = + 39,25 kgm,$

pole skrajne: $M_2 = + \frac{420 + 500}{11} \times 0,80^2 = + 53,52 kgm,$

podpora: $M_3 = - \frac{420 + 500}{10} \times 0,80^2 = - 58,88 kgm.$

Interpolując według ostatniej tablicy dla $p + g = 920 \text{ kg}$, otrzymamy również:

$$M_1 = + 61,333 \times 0,80^2 = + 39,25 \text{ kg/m},$$

$$M_2 = + 83,636 \times 0,80^2 = + 53,52 \text{ kg/m},$$

$$M_3 = - 92,000 \times 0,80^2 = - 58,88 \text{ kg/m}.$$

6. Przy płytach o stosunku boków między 1:1 a 1:2, zbrojonych krzyżowo, można uwzględnić przenoszenie się obciążenia w dwu kierunkach.

7. O ile grubość płyty i części płytowej dźwigara teowego wypadła z obliczenia mniejsza niż 5 cm, należy zaokrąglić ją przynajmniej do 5 cm.

8. Szerokość użyteczną płyty „c” po każdej stronie żebra żelbetowych dźwigarów teowych należy przyjmować zależnie od odstepu żeber w świetle „a” i ich rozpiętości „l” według następującej tabliczki:

$$\text{dla } a : l = 0 \text{ do } 0,25 \quad 0,50 \quad 0,75 \quad 1$$

$$c : a = \quad 0,5 \quad 0,45 \quad 0,40 \quad 0,33.$$

Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

Dla $a : l > 1$ należy przyjąć $c = 0,33 l$.

Szerokość „c” nie może w żadnym wypadku przekraczać 8-krotnej grubości płyty, ani 4-krotnej szerokości żebra, ani wreszcie podwójnej wysokości żebra (mierzonej razem z płytą).

Np. dla belki teowej o rozpiętości $l = 8,00 \text{ m}$, i gdy odstęp żeber w świetle:

$$a = 1,20 \text{ m}, \text{ mamy}$$

$$a : l = 1,20 : 8,0 = 0,15, \quad c : a = 0,5,$$

czyli:

$$c = 0,5 a = 0,5 \times 1,20 = 0,60 \text{ m}.$$

9. Dla obliczenia statycznego naprężeń w dźwigarach żelbetowych zginanych lub obciążonych mimoosiowo należy przyjąć stosunek współczynnika sprężystości żelaza do współczynnika sprężystości betonu równy 15 i ciągnięcia w betonie nie uwzględniać.

10. Dla obliczenia statycznego naprężeń w słupach żelbetowych przy obciążeniu osiowym należy całkowity przekrój betonu zwiększyć o 15-krotny przekrój podłużnej wkładki żelaznej. Przekrój żelaza powinien wynosić wtedy jednak najmniej 0,8%, a najwyżej 3% przekroju betonu, a wkładki należy połączyć strzemionami w odstępach równych połowie najmniejszego wymiaru przekroju słupa. Jeżeli uzbrojenie podłużne jest silniejsze niż 3%, to z nadwyżki ponad 3% wolno uwzględnić tylko trzecią część.

Por. str. 1360.

11. Dla słupów uzwojonych, wzmocnionych poprzecznie wkładką owijaną śrubowo lub wzmocnionych szeregiem pierścieni spawanych, należy przy wyznaczaniu ciśnienia w betonie przyjąć przekrój zastępczy idealny F_i .

Dla rdzenia kołowego przyjąć należy:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 f_p + 30 f_u$$

dla rdzenia kwadratowego:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 f_p + 15 f_u$$

gdzie oznacza:

F_r — przekrój rdzenia, tj. betonu wewnątrz wzmocnienia owijającego;

f_p — przekrój wzmocnienia podłużnego;

f_u — przekrój, otrzymany przez podzielenie objętości uzwojenia (wzmocnienia owijającego) przez długość słupa.

Uzwojenie wolno uwzględniać przy pomocy powyższych wzorów, jeżeli są spełnione następujące warunki:

a) skok śruby, względnie odstęp pierścieni, jest mniejszy od 0,2 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie wynoszącym 50 kg/cm^2 ; zaś mniejszy

Momenty wskutek obciążenia.

stałego
W strefie przyglowicowej :

$$M_{1g} = -0,06 gl^2$$

W strefie pośredniej między słupami:

a) w kierunku poprzecznym:

$$M_{2g} = -0,017 gl^2$$

b) w kierunku podłużnym:

$$M_{3g} = +0,025 gl^2$$

W strefie środkowej:

$$M_{4g} = +0,017 gl^2$$

ruchomego

$$M_{1p} = -0,06 pl^2$$

$$M_{2p} = -0,017 pl^2$$

$$M_{3p} = +0,032 pl^2$$

$$M_{4p} = +0,022 pl^2$$

Jeżeli wkładki są rozmieszczone w czterech kierunkach, tj. także w kierunkach przekątnych, należy przyjmować momenty ujemne (M_1 i M_2) j. w., zaś dodatnie (fig. 614):

$$M_{3g} = M_{4g} = +0,02 gl^2$$

$$M_{3p} = M_{4p} = +0,027 pl^2$$

Powyższe wzory ważne są dla pól kwadratowych. Można ich używać także dla pól prostokątnych o stosunku boków $l_1 : l_2$ w granicach od 1 do 1,1, przyjmując $l = \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$, a także dla stosunku $l_1 : l_2$ między 1,1 a 1,35, biorąc za l odpowiednią długość prostokąta; w tym ostatnim wypadku przekrój wkładek biegnących w kierunku krótszego boku prostokąta musi wynosić co najmniej $\frac{2}{3}$ przekroju wkładek równoległych do dłuższego boku prostokąta.

Słupy pośrednie stropów grzybkowych należy obliczyć na ściskanie osiowe, oraz na moment zginający o wielkości $0,03 pl^2$, słupy skrajne na moment $0,03(p + g)l^2$.

Por. str. 1164.

§ 36. 1. Odstęp wkładek między sobą dla tego samego rodzaju wzmocnienia powinien być w świetle równy lub większy od grubości wkładek, nie powinien jednak schodzić niżej 2 cm, ani też przekraczać 20 cm, lub $1\frac{1}{2}$ -krotnej grubości płyty.

2. Wkładki dwóch różnych wzmocnień, jak np. podłużnego i poprzecznego, powinny do siebie przylegać.

3. Strzemiona należy umieścić także w tych częściach belki, gdzie ze względów statycznych nie są potrzebne.

4. Wzmocnienie pionowe słupów powinno się składać przynajmniej z 4 prętów żelaznych, rozmieszczonych na obwodzie.

5. Najmniejsza grubość okrycia nie może schodzić w płytach niżej 1 cm, a w innych zespołach niżej 2 cm.

§ 37. 1. Naprężenia dopuszczalne w betonie powinny odpowiadać wytrzymałości kostkowej betonu po 28-dniowym normalnym teżeniu.

2. Naprężenia dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające.

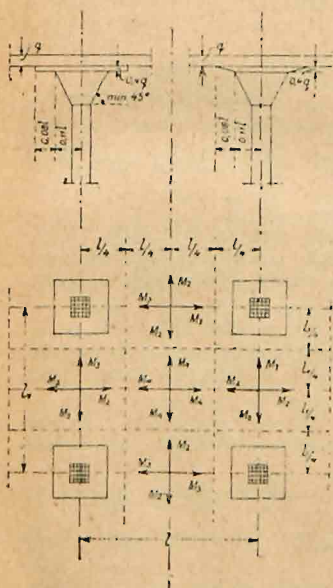


Fig. 614.

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie: a) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowem .	0,26
b) przy ściskaniu osiowem (słupy i filary)	0,18
c) w skosach belek nad słupami	0,28
Ścinanie	0,025
Przyczepność	0,025
Rozciąganie przy mimośrodkowem ściskaniu	0,028

3. Wyższe naprężenia są dopuszczalne w przegubach itp. konstrukcjach.
 4. Naprężenia dopuszczalne żelaza należy przyjmować wedle § 14.
 5. Przy mniejszych budowach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne betonu na ściskanie wedle § 28., 3.

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy:

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne betonu w kg/cm^2 przy ilości cementu w kg na 1 m^3 kruszywa		
	500	400	300
Ściskanie: a) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowem	52	44,2	36,4
b) przy obciążeniu osiowem	36	30,6	25,2
c) w skosach belek nad słupami . .	56	47,6	39,2
Ścinanie	5	4,2	3,5
Przyczepność	5	4,2	3,5
Rozciąganie przy mimośrodkowem ści- skaniu	5,6	4,7	3,9

6. Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,025 wytrzymałości kostkowej betonu, względnie niż odpowiednie wartości w ust. 5., należy przenieść na wkładki odgięte ukośnie i na strzemiąta.

7. Naprężenia dodatkowe z powodu zmian temperatury należy uwzględniać przy konstrukcjach narażonych bezpośrednio na zmiany ciepłoty.

8. Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć na wolnem powietrzu ochłodzenie o 15° i ogrzanie o 15° , zaś w budynkach osłoniętych ochłodzenie względnie ogrzanie o 10° .

9. Spółczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na 1°C , a spółczynnik sprężystości dla betonu równy $210\,000 \text{ kg/cm}^2$.

10. Wpływ skurczu betonu na powietrzu należy uważać za równoważny obniżeniu się temperatury o 10°C . Tego działania można nie uwzględnić, jeżeli się betonuje częściami, a szczeliny zamyka się najwcześniej po 14 dniach od ukończenia odpowiedniej części.

11. W budowach dłuższych niż 60 m należy urządzić przerwy dylatacyjne w odstępach co najmniej 50 m.

12. Stropy ceglano-betonowe z wkładkami żelaznymi należy obliczać, przyjmując stosunek spółczynników sprężystości $n=25$. Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie należy przyjmować jak dla muru obciążonego mimoosiowo, naprężenie dopuszczalne na ścinanie $2,5 \text{ kg/cm}^2$, naprężenia w żelazie wedle § 14. Warstwy betonu, umieszczonej na cegle, nie uwzględnia się zupełnie, o ile jest cieńsza od 3 cm.

VIII. Grunt budowlany.

§ 38. 1. Rodzaj i wytrzymałość gruntu należy z reguły zbadać przez sondowanie lub próbne bicie pali a w razach ważniejszych także i przez odpowiednie próby obciążenia aż do wartości spodziewanych ciśnień skrajnych w fundamencie, wogóle można najwyżej dopuścić następujące obciążenia jednostkowe gruntu:

Nasypy do $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

Warstwy ziemne osadowe o zmiennej grubości, miążki piasek bardzo wilgotny, lecz stały, zabezpieczony przeciw podmyciu — do $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Gлина, il, piasek ilasty niezbyt wilgotny — $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

Il zbity, suchy piasek ostry, zabezpieczony przeciw podmyciu — 4 kg/cm^2 .

Żwir zbity, gruby piasek zabezpieczony przeciw podmyciu — do $6,0 \text{ kg/cm}^2$.

Skała miękka . . . do 5 kg/cm^2
 Skała średnio-twarda do 10 kg/cm^2
 Skała bardzo twarda do 30 kg/cm^2 } jednak nie wyżej, niż do połowy wytrzymałości kostkowej odpow. materiału.

2. Normy powyższe można zwiększyć w poszczególnych wypadkach w zależności od warunków miejscowych, uwzględniając głębokość fundowania, tarcia fundamentu o grunt itd.

3. W wypadkach wątpliwych należy znaleźć obciążenie dopuszczalne przy pomocy prób.

IX. Konstrukcje specjalne.

§ 39. Zwierzchnia władza budowlana może dla specjalnych konstrukcji zezwolić na odstępianie od norm powyższych, o ile przedłożone zostaną obliczenia szczegółowe, należycie naukowo uzasadnione.

X. Zawartość projektu.

§ 40. Każdy projekt wymagający obliczeń statycznych powinien zawierać:

- ogólne plany budowli (zwykle 1:100),
- planu szczegółowe konstrukcji obliczonej,
- założenia co do obciążeń,
- obliczenie statyczne z uzasadnieniem projektowanych wymiarów i z wykazaniem wywołanych naprężeń w przyjętych przekrojach przy najniekorzystniejszym obciążeniu.

Spółczynniki zmniejszające β na wyboczenie.

a) Żelazo zlewne.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,88	55	0,68	105	0,48	155	0,23
10	0,85	60	0,66	110	0,46	160	0,22
15	0,83	65	0,64	115	0,42	165	0,21
20	0,81	70	0,62	120	0,39	170	0,19
25	0,79	75	0,60	125	0,36	175	0,18
30	0,77	80	0,58	130	0,33	180	0,17
35	0,75	85	0,56	135	0,31	185	0,16
40	0,73	90	0,54	140	0,29	190	0,15
45	0,72	95	0,52	145	0,27	195	0,15
50	0,70	100	0,50	150	0,25	200	0,14

b) Żelazo spawane.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,95	55	0,71	105	0,47	155	0,23
10	0,95	60	0,69	110	0,45	160	0,22
15	0,90	65	0,66	115	0,43	165	0,21
20	0,88	70	0,64	120	0,39	170	0,19
25	0,85	75	0,62	125	0,36	175	0,18
30	0,83	80	0,59	130	0,33	180	0,17
35	0,80	85	0,57	135	0,31	185	0,16
40	0,78	90	0,54	140	0,29	190	0,16
45	0,76	95	0,52	145	0,27	195	0,15
50	0,73	100	0,50	150	0,25	200	0,14

c) Żeliwo (żelazo lane).

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,90	30	0,58	55	0,34	80	0,19
10	0,83	35	0,53	60	0,33	85	0,17
15	0,76	40	0,48	65	0,27	90	0,15
20	0,70	45	0,43	70	0,24	95	0,14
25	0,63	50	0,39	75	0,22	100	0,12

d) Drzewo.

L/i	β	L/i	β	L/i	β
10	0,98	55	0,66	105	0,32
15	0,94	60	0,63	110	0,29
20	0,91	65	0,60	115	0,27
25	0,87	70	0,56	120	0,25
30	0,84	75	0,52	125	0,22
35	0,80	80	0,49	130	0,21
40	0,77	85	0,46	135	0,19
45	0,74	90	0,42	140	0,18
50	0,70	95	0,39	145	0,17
		100	0,35	150	0,16

c) Żelbet.

L/i	β	L/i	β	L/i	β
65	0,95	80	0,76	95	0,57
70	0,88	85	0,70	100	0,51
75	0,82	90	0,63		

d) Żelbet uzwojony.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
45	0,97	60	0,85	75	0,73	90	0,60
50	0,93	65	0,81	80	0,69	95	0,56
55	0,89	70	0,77	85	0,65	100	0,51



MP. 3313

BIURO TECHNICZNE INSTALATOR

E. BOBER-MILEWSKI i Ska

(ZJEDNOCZENI TECHNICY)

WARSZAWA

ZARZĄD

MONTAŻ I MAGAZYN

SKŁADY

NOWY-ŚWIAT 36

NOWY-ŚWIAT 34

GRÓJECKA 60

TELEFON 264-98

TELEFON 264-98

(POS. WŁASNA)

*

OGRZEWANIA CENTRALNE KANALIZACJA, WODOCIĄGI

PRZEWIETRZANIA

KĄPIELE, NATRYSKI

KUCHNIE PAROWE

STACJE BIOLOGICZNE

PRALNIE MECHANICZNE

ZAKŁADY LECZNICZE

SUSZARNIE, DEZYNFEKCJE

I T. P.

Oszczędnością i pracą powiększamy swe gospodarstwa.

Miejska Kasa Oszczędności

we Lwowie, ul. Wałowa 9

Telefony: Dyrekcji: 2—75, 25—50. Biura: 49—22, 12—68

Przyjmuje wkłady oszczędności w złotych i w dolarach

Udziela kredytów na rozbudowę i odnowienie budynków.

Popiera handel, przemysł i rękodzieło. Wysyła klientom

zamiejscowym czeki P. K. O. bezpłatnie. Wydaje puszki

oszczędności za złożeniem wkładki oszczędności 5 zł.

Przyjmuje wkłady posagowe.

Za wkładki i ich oprocentowanie ręczy Gmina miasta
Lwowa całym swym majątkiem.

Założone w roku 1866

Tow. Akc. Zakładów Przemysłowo-Budowlanych

FR. MARTENS i AD. DAAB

Warszawa, Wiejska 9, tel. 65-94 (Zarząd)

1. Wydział Budowlany. Tel. 55-84.

Wykonuje wszelkiego rodzaju budowle w przedsiębiorstwie jeneralnem.

2. Wydział Robót Inżynierskich. Tel. 224-03.

Projektuje i wykonuje wszelkiego rodzaju budowle inżynierskie: fabryki i zakłady przemysłowe, drogi bite i koleje żelazne, mosty i wiadukty, kanały i porty i t. p. Specjalność: ustroje żelbetowe.

3. Fabryka. Czerniakowska 171. Tel. 203-59.

Wykonuje wszelkiego rodzaju roboty stolarskie budowlane: okna, drzwi, posadzki, boazerje. Kompletnie urządzenia wewnętrzne biur, sklepów i t. p.

R. KOEHLER i Ska

SP. Z OGR. ODP.

MYSŁOWICE, Polski Górny Śląsk

ul. Krakowska Nr. 10

Telefon 1037

Adres telegr.: Koehlerska, Mysłówice.

Telefon 1037

**Przedsiębiorstwo specjalne budowy kominów,
obmurowań kotłowych i pieców przemysłowych.**

Fachowe projekty, obliczenia i porady.

Pierwszorzędne referencje.

Kominy murowane i żelbetowe aż do największych rozmiarów. — **Fundamenty** kotłowe i maszynowe.

Obmurowywanie kotłów parowych wszelkich systemów, zwłaszcza nowoczesnych kotłów wodnorurowych o rurach stromych, oraz komorowych i sekcyjnych.

Amerykańskie podwieszane sklepienia płaskie do palenisk ruchomych.

Kosztorysy i wszelkie wyjaśnienia na żądanie.



BRACIA JENIKE

FABRYKA DŹWIGÓW I MASZYN

WARSZAWA. ZARZĄD: AL. JEROZOLIMSKIE 20

*

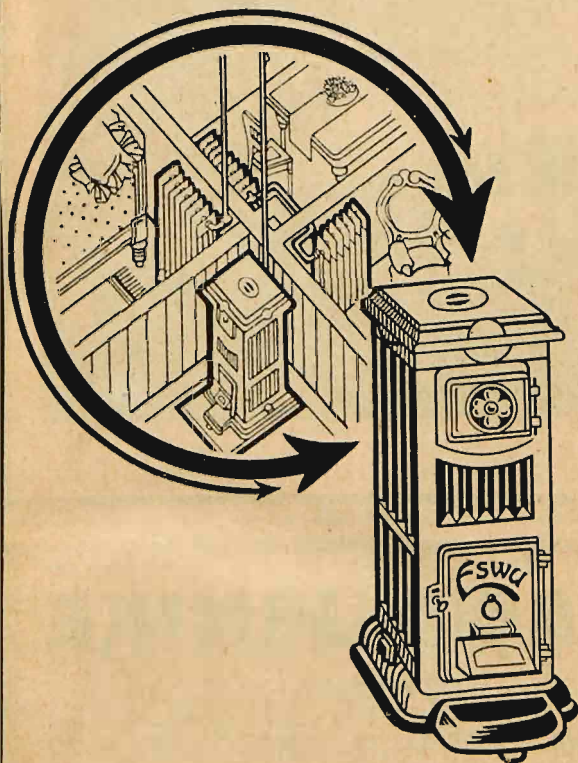
Dźwigniki ręczne, elektryczne, transmisyjne
i hydrauliczne, Łańcuchy, Liny stalowe,
Narożniki do muru, Listwy do stopni.

Dostawa ze składu.

Ekskawatory systemu Menck - Hambrock.

Wszystkie nasze wciągi i łańcuchy próbujemy na
własnej stacji doświadczalnej elektro-hydraulicznej
o zdolności 100.000 kg/m.

STOSUJ CIE!!!



do
willi,
garaży,
biur,
mieszkań
etc.

Najoszczędniejsze ogrzewanie centralne wodne

„ESWU“,

do którego

KOTŁY I GRZEJNIKI

dostarcza

Odlewnia Żelaza i Fabryka Maszyn

ST. WEIGT i Ska

w ŁODZI, UL. SENATORSKA 22

Adres telegr.: „Weigtes-Łódź“

Telefon 2-87

Skwarczyńskiego
Podręcznik Budowlany
i Analiza Cen

Trzecie, rozszerzone i zmodernizowane wydanie
w opracowaniu inż. M. Żerebeckiego.

*

Tom I. Podręcznik budowlany.

Tom II. Analiza cen.

*

Oprawa płócienna. — Cena każdego tomu zł 50,—.

Do nabycia we wszystkich księgarniach.

Wysyła na spłaty miesięczne Dział Wysyłkowy
Księgarni Polskiej B. Połonieckiego we Lwowie.

Bezwzględnie każdemu business-man'owi
nieodzownie potrzebna

Wielka Mapa Rzeczypospolitej Polskiej

Opracował dr. A. Tomaszewski.

Wspaniałe wykonanie — 10 kolorów — przejrzystość.
Granice województw i powiatów — drogi, koleje.

Nowe wydanie uzupełnione.

Każdy dla swego biura kupuje

Wielką Mapę Rzeczypospolitej Polskiej Połonieckiego
w podziałce 1 : 750.000.

Nakładem Księgarni Polskiej B. Połonieckiego we Lwowie.

Do nabycia we wszystkich księgarniach.