

Przepisy

dotyczące obliczania i wykonywania konstrukcyj betonowych i żelbetowych, wydane przez Polski Komitet Normalizacyjny w 1934 r.

Streścił

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

Przepisy omawiane składają się z dwóch części: A) Obliczanie i projektowanie konstrukcyj betonowych i żelbetowych (PN-B-195), oraz B) Warunki techniczne wykonywania robót betonowych i żelbetowych (PN-B-196).

Poniżej podaję wszystkie wytyczne tych przepisów, zwłaszcza w tych miejscach, w których odbiegają one od poprzednio stosowanych przepisów, tj. przepisów budowlanych M. R. P. z r. 1927, oraz przepisów dotyczących mostów drogowych (Przepisy M. R. P. z r. 1925) i mostów kolejowych (Rozp. Min. Kolei z r. 1923). Przepisy bowiem wydane obecnie przez P. K. N. dotyczą wszystkich konstrukcyj betonowych i żelbetowych, tak lądowych, jakoteż mostowych.

Z uwagi na zakres działalności P. K. N. należy przypuszczać, że wkrótce przyjęte będą one przez wszystkie władze, aczkolwiek do dnia dzisiejszego nie nastąpiło to jeszcze w zupełności.

A) Obliczanie i projektowanie konstrukcyj betonowych i żelbetowych.

1. Obciążenia.

Za podstawę biorą nowe przepisy te same obciążenia, jakie przepisane są przez dotychczasowe rozporządzenia, podane już w Podr. Inż., a mianowicie:

dla konstrukcyj lądowych	—	por. Podr. inż., t. III, str. 1433—1445,
„ mostów drogowych	—	„ „ „ „ II „ 754—765,
„ mostów kolejowych	—	„ „ „ „ „ „ 765—775.

Naprężenia dopuszczalne wedle B-195 są dla wszystkich tych konstrukcyj takie same, natomiast obciążenia mostowe mnożyć należy przez współczynnik dynamiczny φ , którego celem jest uregulowanie stopnia bezpieczeństwa w częściach konstrukcyj narażonych na działanie obciążenia ruchomego. Przy obliczeniu całego mostu należy mnożyć przezeń całkowite obciążenie ruchome jezdni, a więc i tłum ludzi, znajdujący się na niej. O ile chodzi o ciężar tłumy ludzi, znajdujących się na chodnikach, to współczynnika φ nie uwzględnia się, gdy chodzi o obliczenie belek głównych mostu, natomiast uwzględnia go się przy projektowaniu poszczególnych elementów konstrukcyjnych chodników (płyta, wspornik itd.).

Nie stosuje się go przy obliczaniu przyczółków, filarów, fundamentów, natomiast uwzględnia go się przy obliczaniu kamieni łożyskowych.

Dla mostów kolejowych współczynnik ten wynosi

$$\varphi = 1 + \frac{100}{100 + L_m},$$

gdzie L_m jest długością przęsła mostowego.

Dla mostów drogowych $\varphi = 1,5$.

2. Naprężenia dopuszczalne.

Za podstawę naprężeń dopuszczalnych przyjmować należy wytrzymałości walcowe betonu po 28 dniach twardnienia R , mnożone przez odpowiednie współczynniki zmniejszające:

a) Dla konstrukcyj betonowych (§ 6) wynoszą naprężenia dopuszczalne:

Tablica 1.

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne
Ściskanie osiowe	0,16 R
Ściskanie przy zginaniu	0,22 R
Rozciąganie przy zginaniu	0,02 R
Ścinanie	0,02 R

O ile prób się nie wykonywa, można przyjąć, że wytrzymałość walcowa R wynosi:

Tablica 2.

przy 400 kg cementu na 1 m^3 betonu	170 kg/cm^2
" 300 " " " " "	140 "
" 200 " " " " "	100 "
" 100 " " " " "	60 "

Zaznaczyć należy, że wartości te są stosunkowo niewysokie. Wykonywując robotę należycie, można śmiało uzyskać wytrzymałości znacznie wyższe, nawet nieraz dwukrotnie wyższe. Przepisy dają zatem oczywistą premję dla tych wykonawców, którzy w toku robót będą stale wykonywali próby na budowie.

Dla tych niskich wytrzymałości R wynoszą zatem naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 .

Tablica 3.

Rodzaj naprężenia	Przy ilości cementu w kg na 1 m^3 betonu			
	400	300	200	100
Ściskanie osiowe	27	22	16	9
" przy zginaniu	37	30	22	13
Rozciąganie przy zginaniu	3,4	2,8	2	1,2
Ścinanie	3,4	2,8	2	1,2

W słupach i filarach betonowych największe naprężenia dopuszczalne są uzależnione od stosunku najmniejszej grubości słupa do wysokości tegoż i wynoszą:

Tablica 4.

dla $g : h$	na ściskanie		na rozciąganie	na ścinanie
	osiowe	przy zginaniu		
$< 0,3$	0,16 R	0,22 R	0,02 R	0,02 R
$= 0,2$	0,10 R	0,15 R	0,015 R	0,015 R
$= 0,1$	0,05 R	0,07 R	0,01 R	0,01 R

Dla wartości pośrednich należy zawsze interpolować linjowo.

Słupy ściskane mimośrodkowo należy obliczyć podwójnie: a) na ściskanie, oraz zginanie wedle tablicy 1, oraz b) wyłącznie na ściskanie osiowe wedle tablicy 4 i z obu wypadków uwzględnić najkorzystniejszy.

b) Dla konstrukcyj żelbetowych (§ 12) naprężenia dopuszczalne w betonie przyjmuje się równe wytrzymałości R , pomnożonej przez następujące współczynniki:

Tablica 5.

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne
Ściskanie	
a) przy ściskaniu osiowym (słupy i filary)	0,22 R
b) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowym	0,28 R
c) w skosach belek nad słupami	0,35 R
Przyczepność	0,03 R
Ścinanie	0,03 R
Rozciąganie przy mimośrodkowym ściskaniu	0,03 R

Należy zaznaczyć, że przepisy dopuszczają $R = 280 \text{ kg/cm}^2$, jako maksymalną granicę, do której mogą ustosunkowywać się naprężenia dopuszczalne. Jeżeli R wynosi więcej niżeli 280 kg/cm^2 , należy naprężenia dopuszczalne dostosować do tejże wartości, chyba, że władze budowlane pozwolą na większe naprężenia dopuszczalne. Przy mniejszych budowlach, gdy prób się nie wykonywa, można przyjmować R wedle tablicy 2; wtedy naprężenia dopuszczalne będą wynosić w kg/cm^2 :

Tablica 6.

Rodzaj naprężenia	Przy ilości cementu w kg/m^3 betonu	
	400	300
Ściskanie		
a) przy obciążeniu osiowym	38	30
b) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowym	48	40
c) w skosach belek nad słupami	60	50
Ścinanie	5	4
Przyczepność	5	4
Rozciąganie przy mimośrodkowym ściskaniu	5	4

W tablicy tej uwzględniono ilość cementu w 1 m³ betonu tylko 300 i 400 kg, gdyż są to granice dopuszczalne dla konstrukcyj żelbetowych.

Naprężenia dopuszczalne we wkładkach żelaznych wolno przyjmować 1200 kg/cm². Jeżeli jednakowoż dany gatunek żelaza ma granicę plastyczności (ciastowatości) K_p wyższą niż 2400 kg/cm², to naprężenie dopuszczalne dla tego żelaza może wynosić

$$k = 1200 \cdot \frac{K_p}{2400}.$$

Należą tu np. żelaza Isteg, oraz siatka Ledóchowskiego, w których $K_p = 3600$ kg/cm², a więc naprężenie dopuszczalne $k = 1800$ kg/cm².

W częściach konstrukcyj działających na docisk, np. w przegubach można użyć naprężeń wyższych niż podane, jednakowoż nie wyższych niż 0,4 R.

Siły ciągnące ukośne w belkach zginanych mogą być w całości przejęte przez beton, jeżeli są mniejsze niż 0,03 R (tabl. 5) albo niż 5 wzgl. 4 kg/cm² (tabl. 6). Jeżeli wielkości tych sił ciągnących przekroczą powyższe wartości, to należy 30% ich przenieść na beton, zaś 70% na wkładki ukośne odgięte i na strzemiona. (Fig. 1). Wielkość naprężeń, którą przejmują beton, podaje zakreskowa część figury.

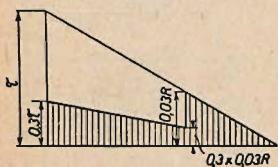


Fig. 1.

Jeżeli naprężenia ścinające obliczymy, nie uwzględniając wkładek ukośnych i strzemion, to wynieść one mogą co najwyżej 0,08 R.

Wszystkie powyższe wartości naprężeń dopuszczalnych należy uwzględnić przy obliczeniu konstrukcji na ciężar własny i użytkowy (ruchomy). Jeżeli jednak w obliczeniu uwzględni się dokładnie działanie wiatru, zmiany temperatury, skurcz betonu i inne wpływy zewnętrzne, to można je podnieść o 15% (§ 15, p. 4). Dotyczy to również naprężeń dopuszczalnych dla żelaza.

Przy obliczeniu zmian temperatury należy przyjąć na wolnym powietrzu ochłodzenie lub ogrzanie o 20°, zaś w budynkach osłoniętych o 10°. W częściach konstrukcji, które są nadsypką lub w inny sposób w znacznym stopniu osłonięte od zmian temperatury, lub w których najmniejszy wymiar betonu wynosi 70 cm, można powyższe różnice temperatur przyjąć w wielkości 5° (§ 18, p. 8). Spółczynnik rozszerzalności betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na 1° C (§ 12, p. 9). Wpływ skurczu (zmiany objętości) betonu należy uwzględniać podobnie jak obniżenie temperatury o 10° (§ 18, p. 10).

Przerwy dylatacyjne muszą być wykonane w budynkach dłuższych niż 50 m. Powinny być one rozmieszczone w odstępach nie większych niż 40 m od siebie.

3. Zasady obliczenia.

Zasady obliczenia podane są w Podr. inż., t. II, str. 1340—1375. O ile chodzi o przepisy podane w t. II, str. 1457—1463, to nie uległy zmianie następujące ustępy: § 35.: 1, 2, 3, 4, 9, 14, 15, 17.

Zmiany, którym uległy ustępy pozostałe, podajemy poniżej:

Obliczenie płyt ciągłych uskutecznić można na podstawie wzoru

$$M = \frac{1}{m} q L^2_{\max} \dots \dots \dots (1)$$

przyczem dla momentów dodatnich w polach skrajnych $m = 11$, a w środkowych $m = 15$; dla momentów ujemnych dla płyty trój- i więcejprzę-

słowej $m = 9$, dla płyty dwuprzęsłowej $m = 8$. (por. fig. 2). Wzorów tych używać można wtedy, gdy rozpiętości przęsła są równe lub też zbliżone do siebie w granicach L do $0,8 L$, oraz, jeżeli obciążenie całkowite $q = p + g$ jest równe we wszystkich przęsłach. Momenty ujemne w środku płyty pomiędzy belkami przyjąć można dwukrotnie mniejsze, niż wypadnie to z obliczenia dla belek ciągłych, co uzasadnione jest tem, że belki stawiają opór przeciwko skręceniu.

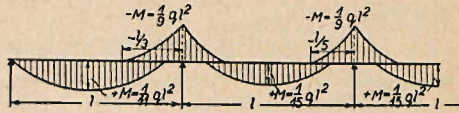


Fig. 2.

Poszczególne przęsła płyt lub belek ciągłych należy przeliczyć także na momenty, jak dla przęsła utwierdzonego i z obu wypadków (belka ciągła, wzgl. belka utwierdzona) przyjąć wypadek niekorzystniejszy.

Oddziaływania płyt i belek żebrowych można obliczać bez uwzględnienia ciągłości.

Płyty prostokątne zbrojone krzyżowo (§ 11, p. 11), obciążone ciężarem jednostajnie rozłożonym $q \text{ kg/m}^2$, można obliczać wedle wzorów poniżej podanych, pod warunkiem, że stosunek obu boków płyty $a : b$ mieści się w granicach 1 : 1 a 1 : 2.

a) Płyta dokoła swobodnie podparta:

Największe momenty M_a i M_b , obliczone na jednostkę szerokości pasków płyty, wydzielonych przekrojami równoległymi do a i b :

$$M_a = \frac{q a^2}{8} \frac{I_1 b^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4}; \quad M_b = \frac{q b^2}{8} \frac{I_2 a^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4} \quad \cdot \cdot \quad (2)$$

b) Płyta wszystkimi brzegami zupełnie utwierdzona:

Największe momenty dodatnie w środku płyty są równe $1/3$ momentów, obliczonych wedle wzoru (2), natomiast największe momenty ujemne (podporowe) w środku boków b i a wynoszą

$$M_a = -\frac{q a^2}{12} \cdot \frac{I_1 b^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4}; \quad M_b = -\frac{q b^2}{12} \cdot \frac{I_2 a^4}{I_1 b^4 + I_2 a^4} \quad \cdot \quad (3)$$

I_1 i I_2 są sprowadzonymi momentami bezwładności odpowiednich przekrojów płyty (beton z uwzględnieniem wkładek żelaznych). O ile wielkości te różnią się od siebie nieznacznie, można śmiało przyjąć $I_1 = I_2$. Wzory powyższe przybierają wtedy wartości następujące:

a) Płyta dokoła swobodnie podparta:

$$M_a = \frac{q a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{b^4 + a^4}; \quad M_b = \frac{q b^2}{8} \cdot \frac{a^4}{b^4 + a^4} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (4)$$

b) Płyta wszystkimi brzegami zupełnie utwierdzona:

Największe momenty dodatnie w środku płyty:

$$M_a = \frac{q a^2}{24} \cdot \frac{b^4}{b^4 + a^4}; \quad M_b = \frac{q b^2}{24} \cdot \frac{a^4}{b^4 + a^4} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (5)$$

Największe momenty podporowe w środkach boków b i a (ujemne):

$$M_a = -\frac{q a^2}{12} \cdot \frac{b^4}{b^4 + a^4}; \quad M_b = -\frac{q b^2}{12} \cdot \frac{a^4}{b^4 + a^4} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (6)$$

Użyteczną szerokość współdziałającą płyty po każdej stronie żebra dźwigarów teowych, należy przyjąć równą połowie szerokości skosu powiększonej o 5-ciokrotną grubość płyty; oczywiście szerokość współdziałająca

nie może wynosić więcej niż połowa odległości sąsiednich żeber, obliczona w świetle (por. fig. 3).

Przykład:

$$d = 10 \text{ cm}, b_s = 12 \text{ cm}, c = \frac{12}{2} + 5 \cdot 10 = 56 \text{ cm};$$

jeżeli jednak

$$a = 1,00 \text{ m}, \frac{a}{2} = 50 \text{ cm},$$

to przyjmujemy

$$c = \frac{a}{2} = 50 \text{ cm}$$

Obliczenie słupów uzbrojonych osiowo przeprowadza się według wzoru

$$\sigma_b = \frac{P}{F'_b + 15 F'_z} \dots \dots \dots (7)$$

przyczem przekrój wkładek F'_z musi wynosić conajmniej 0,8% F'_b , zaś powyżej 3% F'_b . Z części uzbrojenia przekraczającej 3% można uwzględnić w obliczeniu tylko $\frac{1}{3}$ część.

Jeżeli jednak przekrój betonu w słupie dajemy ze względów konstrukcyjnych większy, niżby to wypadło ze wzoru (7), tj. jeżeli F'_{rzecz} jest większe od F'_b , to wielkość uzbrojenia wedle podanej powyżej zasady odnosi się wyłącznie do przekroju potrzebnego F'_b . Wtedy oczywiście zastrzeżenia powyższe w odniesieniu do całkowitej powierzchni przekroju słupa F'_{rzecz} przestają być ważne w odp. zakresie.

Słupy uzwojone liczy się wedle tych samych wzorów, co w dawnych przepisach, mianowicie dla rdzenia kołowego przyjmuje się

$$F'_i = 1,25 F'_r + 15 F'_z + 30 F'_u \dots (8)$$

dla rdzenia kwadratowego:

$$F'_i = 1,25 F'_r + 15 F'_z + 15 F'_u \dots \dots \dots (9)$$

We wzorach tych oznacza

F'_r przekrój betonu wewnątrz zwojów uzbrojenia (rdzeń słupa),

F'_z " wkładki podłużnych,

F'_u " otrzymany przez podzielenie objętości uzbrojenia przez długość słupa.

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

a) przekrój zastępczy F'_i jest równy albo mniejszy od trzykrotnego przekroju rdzenia F'_r , tj. $F'_i \leq 3 F'_r$;

b) uzbrojenie podłużne jest nie mniejsze niż $\frac{1}{4}$ uzbrojenia poprzecznego ($F'_z \geq$ od 0,25 F'_u) i wynosi conajmniej 0,8% przekroju rdzenia ($F'_z \geq$ od 0,008 F'_r);

c) skok uzwojenia, wzgl. odstęp pierścieni jest mniejszy od 8 cm, zarazem mniejszy od 0,2 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie nieuzbrojonego rdzenia równym 50 kg/cm²; zaś mniejszy od 0,125 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie 100 kg/cm²; dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo;

d) zawartość uzbrojenia wynosi conajmniej 0,7% przekroju rdzenia ($F'_u \geq 0,007 F'_r$).

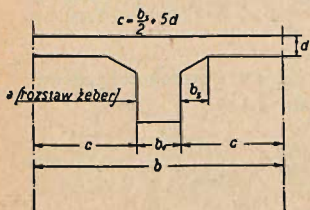


Fig. 3.

Zupełnie podobne do słupów uzwojonych są słupy betonowe w rurach żelaznych, które najlepiej wykonać przy pomocy spawania. Dopóki nie są ustalone na te słupy wzory na podstawie doświadczeń, można stosować do ich obliczenia wzór (8), który w danym wypadku przyjmie kształt następujący: $F_i = 1,25 F_r + 45 F_k$, gdzie $F_r = F_b$, tj. powierzchni przekroju betonu w rurze, zaś F_k jest równe przekrojowi rury, spełniającej tu rolę uzwojenia, oraz wkładek podłużnych. Okrągłe wkładki podłużne mogą tu być zupełnie pominięte.

Wpływ wybożenia uwzględnia się, poczynając od smukłości $\frac{l}{i}$ równej 50 dla słupów zbrojonych podłużnie, 40 dla słupów uzwojonych.

Wysokie słupy zginane należy obliczać na zginanie i na wybożenie.

Stropy grzybkowe winny spełniać następujące wymogi:

Najmniejszy wymiar słupów powinien wynosić conajmniej $\frac{1}{18}$ rozpiętości sąsiednich przęseł i conajmniej $\frac{1}{15}$ wysokości piętra, przytem conajmniej $d = 35$ cm dla słupów okrągłych i $b = 30$ cm dla słupów kwadratowych. Grubość płyty conajmniej 15 cm, wzgl. $\frac{1}{32}$ większej rozpiętości płyty, dla dachów conajmniej 12 cm, wzgl. $\frac{1}{40}$ rozpiętości.

Jeżeli wkładki rozmieszczone są w dwóch kierunkach, należy przyjmować następujące wartości momentów poszczególnych stref płyty na 1 m szerokości:

Tablica 7.

	Momenty wskutek obciążenia	
	stałego	ruchomego
W strefie przygłowicowej . . .	$Mg_1 = -0,067 gl^2$	$Mp_1 = -0,067 pl^2$
W strefie pośredniej między słupami:		
a) w kierunku poprzecznym .	$Mg_2 = -0,020$ "	$Mp_2 = -0,020$ "
b) " " podłużnym . . .	$Mg_3 = +0,025$ "	$Mp_3 = +0,028$ "
W strefie środkowej	$Mg_4 = +0,030$ "	$Mp_4 = +0,022$ "

Jeżeli wkładki rozmieszczone są w 4 kierunkach, tj. także w kierunkach przekątnych, należy przyjmować momenty ujemne M_1 i M_2 jak wyżej, zaś dodatnie:

$$Mg_3 = Mg_4 = +0,02 gl^2 \quad Mp_3 = Mp_4 = +0,027 pl^2.$$

Wzory te są ważne dla pól prostokątnych w stosunku boków $l_1 : l_2$ w granicach od 1 do 1,1, przyczem przyjmuje się

$$l = \frac{1}{2} (l_1 + l_2),$$

a także dla stosunku $l_1 : l_2$ od 1,1 do 1,35, przyczem przyjmuje się za l odpowiednią długość prostokąta. W tym ostatnim wypadku przekrój wkładek biegnących w kierunku boku krótszego powinien wynosić przynajmniej $\frac{2}{3}$ przekroju wkładek równoległych do boku dłuższego. Dla pól skrajnych należy przyjąć zwiększone procentowo momenty w zależności od stopnia utwierdzenia, a w szczególności:

a) jeżeli pas międzygłowicowy jest jednym bokiem wolno podparty, to momenty działające prostopadle do muru w pierwszym pasie M_3 i M_4 , oraz równoległym półpasie nadgłowicowym M_1 i M_2 należy zwiększyć o 30%;

b) jeżeli pas nadgłowicowy wspiera się na podciągu łączącym słupy, to działający w tym pasie prostopadle do podciągu moment M_2 należy zwiększyć

zyć o 30%; działające w tym pasie równoległe do podciągu momenty M_1 i M_3 można zmniejszyć o 50%, o ile podciąg został obliczony na ciężar całkowity tego pasa.

Słupy pośrednie stropów grzybkowych należy obliczać na ściskanie osiowe i na moment zginający o wielkości $0,03 pl^2$, słupy skrajne na moment $0,06 (p + g) l^2$.

4. Szczegóły konstrukcyjne.

Najmniejsza dopuszczalna średnica prętów okrągłych uzbrojenia głównego może wynosić 5 mm, zaś w belkach i słupach 8 mm. Przedłużenie wkładek dopuszczalne jest nie tylko przez założenie, ale także i przez spawanie, przyczem spawanie może być wykonane łukiem elektrycznym, metodą oporową, oraz acetylenem, a także każdą inną metodą, gwarantującą odpowiednie wyniki.

Odstęp wkładek powinien wynosić conajmniej 2 cm, a co najwyżej $1\frac{1}{2} g$, gdzie g jest grubością płyty.

Odstęp strzemiem w słupach powinien być nie większy niż $15 d$, gdzie d jest średnicą prętów podłużnych, oraz nie większy niż b , gdzie b jest wymiarem poprzecznym słupa (por. fig. 4).

Odstęp wkładek od powierzchni betonu powinien wynosić conajmniej 1 cm w płytach, 2 cm w innych ustrojach, zaś 3 cm lub więcej w konstrukcjach podlegających wpływom wyjątkowych zmian temperatury, chemicznych itd.

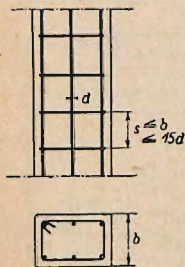


Fig. 4.

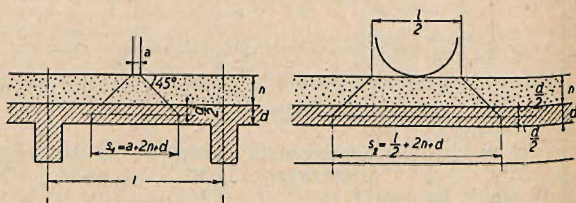


Fig. 5.

Wkładki odgięte na podporach ku górze dla przeniesienia momentów ujemnych powinny sięgać poza oś podpory na długość conajmniej $0,2 l$, o ile długość ta nie została dokładnie obliczona.

Najmniejsza grubość płyty powinna wynosić:

5 cm w stropach gęsto żebrowanych (pustakowych),

6 cm w płytach dachowych,

8 cm w innych płytach w budownictwie lądowym,

12 cm w mostach i przejazdach domów.

5. Specjalne przepisy dla konstrukcyj mostowych.

Ciężary działające przez warstwę nadsypki należy przyjąć jako rozłożone równomiernie na powierzchnię działania ciężaru, zwiększoną w kierunku rozpiętości płyty o podwójną grubość nadsypki, oraz o grubość płyty żelbetowej, w kierunku prostym do rozpiętości płyty wymiar ten należy zwiększyć jeszcze o połowę rozpiętości płyty (por. fig. 5).

Płyty belek teowych mostowych należy obliczać dla ciężaru stałego jako belkę utwierdzoną, natomiast dla ciężaru ruchomego liczyć się moment podporowy jak dla belki utwierdzonej, zaś moment środkowy (dodatni) w wysokości $0,8 M_0$, gdzie M_0 jest momentem belki wolno podpartej. Jako rozpiętość należy przyjmować rozpiętość płyty w świetle zwiększoną o grubość płyty.

Mostowe żelbetowe konstrukcje teowe należy stężyć silnymi żebrami poprzecznymi w odstępach nie większych niż $\frac{1}{3}$ rozpiętości dźwigara w świetle, względnie niż dwukrotny odstęp między belkami w świetle.

B) Wykonywanie robót betonowych i żelbetowych.

Przepisy te ujmują przedewszystkiem warunki, jakie spełnić powinny składniki betonu. Warunki te są wogóle omówione w „Podręczniku inżynierskim“, t. III, str. 1777—1787.

Tutaj podają tylko przepisy różne od dotychczasowych.

1. Kruszywo.

Kruszywo powinno możliwie najlepiej spełniać następujące warunki: Powinno posiadać jak najmniej próżni, beton wykonany zeń powinien osiągać należytą ciekłość przy możliwie małej ilości wody i być łatwo urabialny. Właściwości te posiadają wogóle kruszywa, których krzywa przesiewu mieści się w granicach podanych na fig. 6, co jednak nie wyklucza możliwości uzyskania należytego betonu z kruszywa wykraczającego poza te granice. Decydować winny w każdym wypadku definitywnie próby.

Największe ziarna kruszywa w robotach żelbetowych powinny przechodzić przez sito o otworach okrągłych 40 mm, jednak dla cienkich części konstrukcyjnych, jak żebra i płyty, powinno się używać kruszywa, które w całości przechodzi przez sito, o otworach nie większych niż $\frac{1}{2} g$, gdzie g jest najmniejszą grubością danej części. Nato-

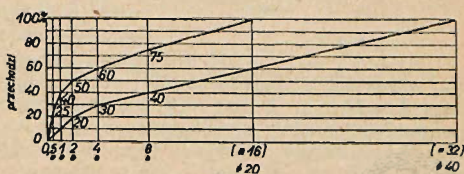


Fig. 6.

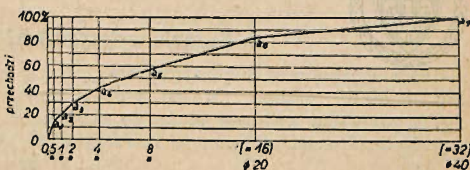


Fig. 7.

miast w masywnych robotach betonowych można używać kruszywa przechodzącego przez sito o otworach okrągłych 80 mm; dopuszczalne w tym wypadku jest nawet użycie większych kamieni do betonu. Do rozdzielenia kruszywa na ziarna o rozmaitych wielkościach służy serja sit o otworach:

0,5 — 1 — 2 — 4 — 10 — 20 — 40 mm,

uzupełnione w razie potrzeby jeszcze sitami o otworach

0,25 — 30 mm, oraz 80 mm.

Sita do 4 mm są tkane z drutu i posiadają otwory kwadratowe. Sita od 10 do 80 mm są perforowane z blach, a otwory ich są okrągłe. Sita powinny być osadzone w mocnych ramach.

Próby przesiewa się przez wszystkie sita, poczynając od największego. Przesiewanie jest skończone, gdy nie więcej niż 1% całej próbki przechodzi przez sito w ciągu 1 minuty.

Pozostałość na każdym sicie wazy się na wadze z dokładnością do 2‰ ciężaru próbki. Następnie oblicza się procentową część próbki, przechodzącą przez każde sito i oznacza na odpowiedniej rzędnej wykresu punktami a (por. fig. 7).

Odcięta tego wykresu są proporcjonalne do wymiaru otworów sit kwadratowych. Sito kwadratowe 8 mm uważa się za równowarte situ okrągłemu o średnicy 10 mm, podobnie dla sit większych (por. fig. 7). Linja łącząca poszczególne punkty *a* stanowi krzywą przesiewu danego kruszywa.

Badanie ciekłości betonu wykonywa się przy pomocy próby na opad przynajmniej raz na dobę, oraz zawsze wtedy, gdy zachodzi obawa, że ciekłość uległa zmianie. Przynajmniej do badania ciekłości podany jest na fig. 8 *a* i ma kształt ściętego stożka z blachy żelaznej bez den o wysokości

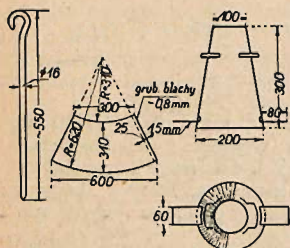


Fig. 8 a.

$\frac{1}{3}$ wysokości i zagęszcza 20 uderzeniami zaostzonego pręta żelaznego $d = 16$ mm. Dalsze napełnianie formy odbywa się jeszcze dwiema partjami w podobny sposób, poczem zgarnia się zbywający górą beton do równej powierzchni. Następnie podnosi się bistroźnie formę do góry i mierzy opad. Powinien on mieścić się w granicach $m = 2,5$ cm (duże masywy betonowe) do 15 cm (cienkie ściany i belki żelbetowe) (fig. 8 b.)



Fig. 8 b.

na kawałku blachy, lub na zwilżonej powierzchni betonu, napełnia się betonem możliwie natychmiast po wymieszaniu danej partji betonu do poziomu mniej więcej

20 cm, w mniejszej 10 cm. Formę tę, postawioną na poziomej możliwie niewiąkliwej powierzchni, np.

2. Badanie wytrzymałości betonu.

Celem zbadania wytrzymałości betonu wykonywa się walce próbne lub beleczki próbne. Walce próbne mają trojaki wymiar, podany na fig. 9, przyczem walec *A* służy do określania wytrzymałości betonu o kruszywie grubszym, używanem do większych masywów betonowych, walec typu *B* do oznaczania wytrzymałości betonu w normalnych robotach żelbetowych, walec typu *C* do wykonywania bieżącej kontroli betonu na budowie.

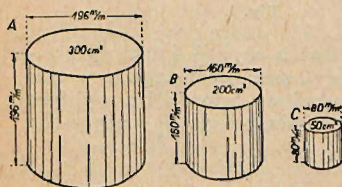


Fig. 9.

Próby te wykonywać należy w formach z blachy o grubości 3,5 mm (typ *A*), 3 mm (typ *B*), względnie 2,5 mm (typ *C*). Należy uważać, aby powierzchnia górna próbki walcowej była równa i równoległa do podstawy, co należy uskutecznić przy pomocy zaprawy cementowej, a ostatecznie gipsu; w tym ostatnim wypadku

jednak należy wyrównanie powierzchni wykonać nie wcześniej niż na kilka godzin przed próbą na ściskanie.

Próbki wyjmują się z form w drugim dniu po wykonaniu i przechowuje pod wilgotną płachtą zwilżaną dwa razy dziennie w temperaturze pokojowej (10—20° C). W celu przesyłania próbki należy umieścić w skrzyniach drewnianych, otaczając je trocinami lub innym podobnym materiałem.

Zasadniczą próbę wykonywa się w 28 dni po wykonaniu prób. Jednakowoż można zgniatać próbki także i w 7 dni po zabetonowaniu. Przyjmuje się wtedy, że wytrzymałość betonu po 28 dniach jest o 60% większa niż wytrzymałość jego po 7 dniach. Wykonywa to się dla przyspieszenia

oceny betonu, jednakowoż niezależnie od tego muszą być badane próbki również po 28 dniach. Zaznaczyć należy, że wykonywa się obecnie doświadczenia zmierzające do określenia sposobu, któryby pozwolił na ocenę wytrzymałości betonu w czasie jeszcze szybszym (w 24 godziny po wykonaniu próbek). Próbki powinny być ściskane w kierunku osi walca w prasie probierczej przy użyciu podkładek z dykty drewnianej o grubości 4 mm; ciśnienie zaś winno wzrastać z szybkością 2—3 kg/cm² na sek. Miarodajną wytrzymałością jest przeciętna z wyników badania trzech jednakowych próbek, wykonanych z jednego zarobu betonu i jednakowo przechowywanych. Dla otrzymania przeciętnej należy odrzucić wyniki, które będą niższe o więcej niż 20% od średniej arytmetycznej i wyznaczyć średnią z wyników pozostałych.

Próby typu A i B są miarodajne dla określenia wytrzymałości betonu. Wymagają one silniejszych pras i dlatego najczęściej trzeba wysyłać je do laboratoriów badania materiałów. Natomiast próbki typu C mają służyć jako kontrola na budowie i powinno się je przeprowadzić (po 3) dla każdej partii betonu wynoszącej do 200 m³. Mogą one być badane przy pomocy pras, stosunkowo niedrogich, które każda firma łatwo może mieć na budowie.

Zamiast walców typu C można używać beleczek próbnych o wymiarach poprzecznych 70 × 86 mm, a o długości 2,20 m. Formy do ich wykonania podaje fig. 10. Sposób ich łamania

podany jest na fig. 11, przyczem miarodajny do określenia wytrzymałości jest całkowity ciężar P , umieszczony na platformie, pod którym następuje załamanie belki, powiększony o ciężar pomostu, strzemiem, wieszaków i podkładek, oraz o $\frac{2}{3}$ ciężaru własnego belki. Jeżeli ciężar ten całkowity wynosi P (w kg), to wytrzymałość betonu w kg/cm² wynosi

$$W = 0,25 P,$$

przyczem złamać należy 3 jednakowe beleczki, wykonane z tego samego zarobu betonu i jednakowo przechowywane.

Beleczki są wygodniejsze, jeżeli firma nie posiada odpowiedniej prasy, a więc przede wszystkim na małych budowach, dla większych budów betonowych warto

jest zaopatrzyć się w prasę, co przy jednorazowym koszcie ok. 1000 zł pozwala na wykonanie tych prób znacznie prościej.

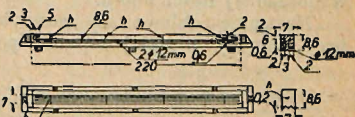


Fig. 10.

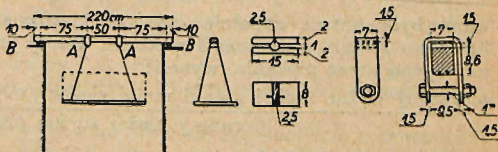


Fig. 11.

3. Badanie ilości pyłów w kruszywie.

Przez pyły rozumie się ziarenka mineralne o średnicy mniejszej niż 0,05 mm, oznaczonej na podstawie szybkości opadania pyłów w wodzie za pomocą wzoru Stokes'a. Wedle wzoru tego:

$$d = \sqrt{\frac{v}{424(\gamma-1)}},$$

gdzie d — średnica pyłów w mm,

v — szybkość ich opadania w wodzie w mm na sek.,

γ — ciężar właściwy materiału pyłu (dla kwarcu 2,65),

424 — współczynnik doświadczalny dla SiO₂.

Przy wysokości zlewanej warstwy 35 mm w czasie 20 sek.

$$v = 35 : 20 = 1,75 \text{ mm/sek.},$$

zaś

$$d = \sqrt{\frac{1,75}{424 \cdot 1,65}} = 0,05 \text{ mm.}$$

Z powyższego widać, że w chwili zlewania górnej warstwy wody wszystkie pyły większe niż 0,05 mm znajdują się głębiej od poziomu wody niż 35 mm, a zatem wydzielaniu ulegają jedynie pyły drobniejsze. Te właśnie pyły wpływają szkodliwie na wytrzymałość betonu, jeżeli występują w ilości przekraczającej dopuszczalny procent.

Przyrząd do wydzielania tych pyłów z kruszywa składa się z naczynia o kształcie podanym na fig. 12 o pojemności 1 litra do rysy *a* oraz urządzenia, które pozwala pochylać to naczynie o taki kąt, przy którym wyleje się z niego płyn aż do rysy *b*, znajdującej się o 35 mm poniżej rysy *a*. Kąt ten należy uregulować przy pomocy odpowiedniej długości sznurka *S*.

Próbkę kruszywa bierze się w stanie wilgotnym tak, by pyły z niej nie opadły, w ilości nieco powyżej $\frac{1}{2}$ kg, suszy się je i wysypuje do naczynia w dokładnej ilości 500 g.

Następnie nalewa się wodę tak, by po skłóceniu jej z kruszywem osiągał rysy *a*. Naczynie pozostawia się w spokoju przez 20 sekund, potem pochyla się je tak, by wylała się woda do poziomu *b*. Te czynności należa woda do *a*, skłócenia przeczekania 20 sek. i zlania górnej warstwy powtarza się tyle razy, ile potrzeba, żeby woda zle-

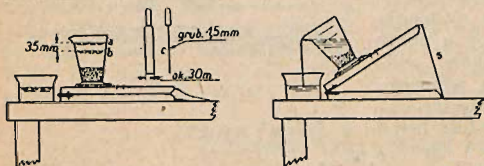


Fig. 12.

wana była prawie zupełnie czysta („klarowna“). Pozostałe wypłókanę kruszywo zostaje wysuszone i zważone. Wtedy procentowa zawartość pyłu, usuniętego przez płókanie, wynosi:

$$\frac{\text{pierwotny ciężar suchej próbki mniej ciężar próbki po wypłókanu} \times 100}{\text{pierwotny ciężar suchej próbki.}}$$

Ta ostatnia ilość nie może przekraczać dla piasku 3%, dla kruszywa grubego 1%, dla spły (pospółki) 1,7%.

Kruszywo grube, trudno jest skłócić w naczyniu. Należy wtedy próbkę kruszywa o ciężarze 500 g w stanie suchym namoczyć w wodzie, wymyte w tej wodzie większe ziarna usunąć, wodę zaś z całą zawartością drobnego kruszywa i pyłów poddać badaniu w przyrządzie.

4. Badanie ilości domieszek organicznych w piasku.

Butelkę z przezroczystego szkła o pojemności 300 g napełnia się do $\frac{1}{3}$ wysokości badanym piaskiem, dolewa 3%-owy roztwór ługu sodowego (NaOH), tak, aby po skłóceniu go z piaskiem butelka była wypełniona do $\frac{2}{3}$ wysokości, zamyka się szklką korkiem gumowym lub szklanym i po dokładnem skłóceniu pozostawia się ją w spokoju przez 24 godzin. Po tym czasie barwa klarownej cieczy, widocznej nad warstwą piasku nie powinna być ciemniejsza od barwy normalnej jasno-żółtej. O ile barwa ta będzie ciemniejsza, należy piasek zbadać szczegółowo, wzgl. wykonać walce próbne przy użyciu danego piasku i zbadać wytrzymałość. Badanie zatem niniejsze posiada wartość głównie ostrzegawczą.

5. Terminy rozdeskowania.

O rozebraniu deskowań i rusztowań decyduje kierownik budowy. Usuwać je należy stopniowo, pozostawiając zawsze pewną ilość podpór zapasowych.

Deskowanie i rusztowanie pozostaje wogóle tem dłużej, im większy jest ciężar własny konstrukcji, wzgl. ciężar, który przypadnie na daną część konstrukcji zaraz po rozdeskowaniu w stosunku do obciążenia całkowitego, na jakie obliczona jest budowla. Szczególnie ostrożnym należy być wtedy, gdy na budowlę rozdeskowaną działać będzie odrazu cały ciężar własny, na jaki została obliczona. Zatem w niekorzystniejszym położeniu znajdują się będzie pod tym względem nawet lekkie dach, aniżeli most, w którym obciążenie całkowite może nastąpić dopiero po obciążeniu konstrukcji obciążaniem ruchomem.

Wogóle przyjmować można jako terminy miarodajne (od chwili ukończenia betonowania): na usunięcie bocznych deskowań, belek, sklepień, łuków i deskowań grubszych kolumn — 2 dni, na usunięcie deskowań cienkich filarów i słupów — 5 dni, na usuwanie krążyn, rusztowań, podpór podtrzymujących deskowanie należy liczyć od chwili ukończenia betonowania najmniej 2 tygodnie dla stropów belek, łuków, ram o rozpiętości do 6 m, z tem jednak, że płyty stropów mogą być rozdeskowane już po 8 dniach, zaś 4 tygodnie dla budowli o większych rozpiętościach. Są to jednak ogólne wskazówki. Jeżeli podczas betonowania panowała pogoda chłodna, w granicach od 0 do 5° (zwłaszcza wilgotna), a tem bardziej jeżeli panował mróz, należy specjalnie zbadać, czy beton stężał należycie i odpowiednio termin rozdeskowania przesunąć.

6. Obciążenia próbne.

a) W budowlach lądowych obciążenie próbne przeprowadza się wogóle wyjątkowo; przyjmuje się przytem wielkość obciążenia równą 1,5-krotnemu obciążeniu użytecznemu przy uwzględnieniu całkowitego (lecz nie zwiększonego) obciążenia stałego, najwyżej jednak 1000 kg/m². O ile obciążenie użyteczne jest większe niż 1000 kg/m², należy obciążenie próbne przyjąć równe ruchomemu. Ciężar próbny powinien pozostawać 6 godzin, poczem należy pomierzyć ugięcie trwałe i sprężyste. W 6 godzin po zdjęciu obciążenia należy zmierzyć obciążenie trwałe. Nie powinno ono wynosić więcej niż 25% ugięcia całkowitego.

b) Obciążenie konstrukcyj mostowych może być statyczne i dynamiczne.

Obciążenie statyczne wykonywa się, ustawiając ciężary ruchome (wzgl. ciężar zastępczy) w położeniu, wywołującym największą strzałkę ugięcia. Pełne obciążenie powinno pozostać na moście kolejowym przynajmniej 1 godzinę, na drogowym przynajmniej 6 godzin; można je usunąć dopiero po zmierzeniu największej, dalej już nie wzrastającej, strzałki ugięcia.

Obciążenie dynamiczne polega na przeprowadzeniu przez most ciężarów ruchomych z szybkością określoną zgóry, lecz nie przekraczającą szybkości dopuszczalnej na danej drodze.

Ugięcie trwałe, mierzone po całkowitem usunięciu obciążenia, nie powinno wynosić więcej niż 25% ugięcia całkowitego, wywołanego próbnem obciążeniem.