

PROJEKT ZMIANY PRZEPISÓW DOTYCZĄCYCH KONSTRUKCYJ BETONOWYCH I ŻELBETOWYCH

Prof. inż. dr. Stefan Bryła

(dokończenie)

Przy obliczaniu słupów żelaznych otulonych betonem uzwojonym można uwzględnić współdziałanie z żelazem rdzenia betonowego, oraz uzwojenia.

Najnowsze doświadczenia wykazały współdziałanie obu materiałów w razie zastosowania uzwojenia (Der Bauingenieur 1931).

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

przyczem o ile rozciąganie w betonie przekracza 0,028 wytrzymałości walcowej betonu należy liczyć bez uwzględnienia betonu rozciąganego.

Chodzi o jasne sprecyzowanie do jakiej granicy można uwzględnić rozciąganie w betonie.

16. Gdy długość słupa jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, należy moment, wywołany siłą zginającą zwiększyć o wartość 0,005 Pl.

17. W częściach zeskładu, narażonych tylko na rozciąganie, nie uwzględnia się wcale betonu przy obliczeniu przekroju żelaza.

18. Przy projektowaniu stropów grzybkowych (bebelkowych) należy zachować następujące reguły:

Najmniejszy wymiar słupów powinien wynosić co najmniej 1/18 rozpiętości sąsiednich przęseł i co najmniej 1/15 wysokości piętra, jednak nie mniej niż 35 cm przy słupach okrągłych i 30 cm przy kwadratowych.

Kształt głowicy słupa winien stosować się do rysunku niżej podanego.

Grubość płyty wynosić powinna co najmniej 15 cm, oraz co najmniej 1/32 większej rozpiętości płyt; dla dachów zaś co najmniej 22 cm, względnie 1/40 rozpiętości.

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

Momenty wskutek obciążenia	
stałego	ruchomego
W strefie przygłowicowej:	
$M_1^g = -0,067 \text{ gl}^2$	$M_1^p = 0,067 \text{ pl}^2$
W strefie pośredniej między słupami:	
a) w kierunku poprzecznym	
$M_2^g = 0,020 \text{ gl}^2$	$M_1^p = -0,020 \text{ pl}^2$
b) w kierunku podłużnym	
$M_3^g = +0,025 \text{ gl}^2$	$M_3^p = +0,028 \text{ pl}^2$
W strefie środkowej:	
$M_4^g = +0,030 \text{ gl}^2$	$M_4^p = +0,022 \text{ pl}^2$

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

$$M_3^g = +0,02 \text{ gl}^2 \quad M_3^p = +0,027 \text{ pl}^2$$

$$M_4^g = +0,02 \text{ gl}^2 \quad M_4^p = +0,27 \text{ pl}^2.$$

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 2,1 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 boku prostokąta; w tym ostatnim wypadku przekrój wkładek, biegnących w kierunku krótszego boku prostokąta musi wynosić co najmniej 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 pl², słupy skrajne na moment 0,03 (p + g) l².

Poprzednie cyfry były zbyt niskie w poszczególnych miejscach; proponuje się je odnieść do najmniejszych wymiarów żądanych w państwach innych (Kanada, Stany Zjedn. Am. Póln.); pozostaną one i tak znacznie niższe, niż normy niemieckie.

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

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

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający
Ściskanie:	
a) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowo	0,28
b) przy ścisaniu osiowym (słupy i filary)	0,22
c) w skosach belek nad słupami	0,30
Ścinanie	0,28
Przyczepność	0,028
Rozciąganie przy mimośrodkowym ścisaniu	0,028

Wobec wprowadzenia kontroli betonu można współczynniki zmniejszające podnieść, zresztą nieznacznie.

3. Wyższe naprężenia są dopuszczalne w przegubach i t. p. konstrukcjach.

4. Naprężenia dopuszczalne żelaza należy przyjmować wedle § 14.

5. Przy mniejszych budowlach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne betonu na ściskanie wedle § 28 ustępu 3.

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy w kg/cm^2 :

Przy ilości cementu w kg na 1 m^2 betonu		
500	400	300
56	47	39
44	37	31
60	51	42
5,6	4,7	3,9
5,6	4,7	3,9
5,6	4,7	3,9

Powyższe naprężenia nie są jednak bynajmniej graniczne w razie wykonywania odpowiednich prób i odpowiedniej kontroli (por. ust. 2).

6. Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż $0,028$ wytrzymałości walcowej betonu, względnie niż odpowiednie wartości w ust. 5, należy przenieść na wkładki odgięte ukośne i na strzemiona.

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

Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć na wolnym powietrzu ochłodzenie i ogrzanie o 20° , zaś w budynkach osłoniętych na ochłodzenie, względnie ogrzanie o 10° . W częściach budowy, w których najmniejszy wymiar wynosi 70 cm albo więcej, albo które z powodu nadsypki albo innych urządzeń są mniej narażone na zmiany temperatury mogą powyższe różnice temperatur być niższe o 5° .

8. Współczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy $0,00001$ na 1° C , a współczynnik sprężystości dla betonu równy 210.000 kg/cm^2 .

9. 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.

10. W budowlach dłuższych niż 50 m należy urządzić przerwy dylatacyjne w odstępach conajmniej 40 m .

11. Dla kominów fabrycznych żelbetowych należy przy dokładnym obliczeniu uwzględnić także różnice temperatury gazów dymowych wewnątrz komina i powietrza (10° C) zewnątrz tegoż. Naprężenia dopuszczalne przyjmować należy:

a) przy uwzględnieniu obciążenia ciężarem własnym i wiatrem, a nadto różnicy temperatur:

dla betonu na ściskanie $0,22 \text{ K}$

dla żelaza na rozciąganie. 1200 kg/cm^2

b) bez uwzględnienia różnicy temperatur:

dla betonu na ściskanie $0,16 \text{ K}$

dla żelaza na rozciąganie. 900 kg/cm^2

W powyższym K oznacza wytrzymałość walcowa betonu.

12. Stropy ceglano betonowe z wkładkami żelaznymi należy obliczać, przyjmując stosunek współczynników sprężystości $n = 25$. Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie przyjmować należy 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 .

W załączniku 3 do przepisów proponuje się zmienić współczynniki zmniejszające przy smukłych słupach żelbetowych w sposób następujący (tablica e):

L/i = 55	60	65	70	75	80
$\beta = 0,96$	0,92	0,88	0,84	0,80	0,76

dla większych L/i bez zmiany.

B. Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych

Dział VI. Mosty, przyczółki i filary betonowe

§ 57.

KRUSZYWO

1. 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 wolną przestrzeń, zawartą między grubszymi przylegającymi do siebie ziarnami kamienia.

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

2. Kruszywo musi być wolne od domieszek, które wpływają szkodliwie na wytrzymałość betonu, oraz wytrzymałe na mróz.

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

W wypadkach spornych rozstrzyga wynik prób.

3. Największy wymiar ziarn kruszywa powinien odpowiadać rodzajowi konstrukcji.

Na dodanie wielkich kamieni do betonu niezmoczonego musi techniczna władza nadzorcza dać specjalne zezwolenie przy dokładnym określeniu ilości, wielkości oraz sposobu i miejsca ułożenia kamienia w konstrukcji, przyczem nie wolno używać kamieni większych niż 30 cm średnicy w ilości przekraczającej 25% użytego kruszywa.

4. Wytrzymałość kamienia powinna być równa w każdym razie conajmniej podwójnej wytrzymałości walcowej betonu po 28 dniach, jednak niemniej niż 600 kg/cm^2 . Nasiąkliwość najwyżej 10% objętości.

Por. uzasadnienie dla § 20 ust. Przepisów bud.

5. Kruszywo zanieczyszczone przez domieszki

szkodliwe dla betonu (głina, części roślinne i t. p.) należy przemyć.

§ 58.

CEMENT

1. Do betonu należy używać wyłącznie cementu portlandzkiego, powoli wiążącego.

Skład chemiczny i jakość cementu winny odpowiadać przepisom dotyczącym cementów, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

2. Cement powinien być dostawiony na miejsce budowy w oryginalnym opakowaniu fabrycznym.

3. W sprawie użycia cementów wysokowartościowych, jakie przemysł cementowy zaczyna wytwarzać, wydane zostaną osobne przepisy.

§ 59.

WODA

Woda nie może 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 tą wodą.

§ 60.

SKŁAD BETONU

1. Skład betonu należy oznaczać, podając ilość cementu w kg na 1 m³ stwardniałego betonu.

2. Ilość cementu w stosunku do kruszywa należy tak dobrać, ażeby wytrzymałość walców po 28 dniach od czasu ich wykonania odpowiadała wytrzymałości przyjętej w obliczeniach statycznych.

3. Ilość cementu nie może być w żadnym wypadku mniejsza niż 100 kg na 1 m³ betonu.

4. Jeżeli cement będzie na budowie odmierzany miarą objętościową, to należy ją określać według wagi 1 litra cementu (nieubijanego przy nabieraniu), średniej z 4-ch prób.

5. Jeżeli z jakiegokolwiek powodu wagi 1 litra cementu (nieubijanego przy nabieraniu) nie oznaczono próbami przed zaczęciem mieszania, to należy przyjąć, że 1 litr takiego cementu waży 1,1 kilograma.

6. Ilość wody musi być taka, ażeby wymieszany beton dawał się nanosić do form lub też, o ile ma być ubijany, ażeby w rękach dał się ugniatać w kule. Suchego betonu nie wolno używać.

Dodatek wody nie powinien być większy niż tego wymaga sposób betonowania, gdyż nadmiar wody szkodzi wytrzymałości betonu. Władza budowlana ma prawo zażądać kontroli stosowania odpowiedniej ilości wody metodą rozpląwu.

7. Dla ułatwienia nadzoru należy w miejscu, gdzie się miesza beton, umieścić tablicę z napisem wskazującym stosunek, w jakim materiały są mieszane.

§ 61.

PRÓBY WYTRZYMAŁOŚCI BETONU

1. Przed rozpoczęciem budowy i w trakcie jej wykonywania w odstępach 2-tygodniowych należy wykonywać próby wytrzymałości. Próbki betonu powinny być wykonane w formie walcowej o średnicy 160 mm (powierzchnia 200 cm²) w razie stosowania kruszywa o wymiarach do 4 cm, zaś 196 mm (powierzchnia 300 cm²) w razie stosowania kruszywa o większych wymiarach ziarn. Wysokość próbek powinna być równa ich średnicy.

Por. uzasadnienie dla § 24 Przepisów bud.

2. Przy małych mostach do 10 m można za zezwoleniem technicznej władzy nadzorczej prób nie wykonywać i przyjmować wytrzymałość betonu na ścisłanie proporcjonalnie do ilości cementu na 1 m³ betonu, a mianowicie:

przy 500 kg cementu na 1 m ³ betonu	200 kg/cm ²
„ 400 „ „ „ „ „	170 „
„ 300 „ „ „ „ „	140 „
„ 200 „ „ „ „ „	100 „
„ 100 „ „ „ „ „	60 „

Pośrednie wartości należy interpolować linjowo.

Podane wyżej normy stosuje się tylko w wypadku, gdy cement nie leżał na skądzie dłużej niż 3 miesiące.

3. Do oceny wytrzymałości betonu miarodajne są wyniki próby na walcach 28-dniowych

4. 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 dniach

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

6. Oprócz przeprowadzenia prób na walcach 8-dniowych należy w każdym razie po zaczęciu robót betonowych przeprowadzić próby na walcach 28-dniowych.

7. Władza budowlana może zażądać wykonywania prób kontrolnych w krótszych odstępach czasu, niż to określa ust. 1.

§ 62.

MIESZANIE BETONU

1. Mieszanie betonu należy w miarę możliwości wykonywać przy pomocy maszyn. Przy ręcznym mieszaniu partja mieszaniny nie powinna być większa od 1 m³.

2. Wszystkie narzędzia do mieszania betonu należy po każdej przerwie w mieszaniu dokładnie oczyścić, ażeby ze świeżym betonem nie mieszać resztek betonu stężalego.

§ 63.

NANOSZENIE BETONU

1. Beton ma być zaraz po wymieszaniu наносzony do formy.

2. Beton sypki należy nanosić warstwami nie grubszymi niż 15 cm i silnie ubijać.

3. Beton wymieszany, a w przeciagu najwyżej 1 godziny nieużyty, należy jako nieużyteczny usunąć.

4. Takiego betonu nieużytego w czasie właściwym, lub też stężałego nie można używać jako domieszki do betonu zamiast kruszywa.

5. Beton należy wlewać, względnie sypać z możliwie małej wysokości, ażeby cięższe części nie oddzielały się i tem samem nie psuły wymieszania. Wysokość z której beton jest zlewany lub zrzucany, nie powinna przekraczać 3 metrów.

6. Części konstrukcji przyjęte w obliczeniach statycznych jako całość, należy zabetonowywać bez przerw. W razie koniecznej przerwy należy o ile możliwości betonowanie doprowadzić do przekrojów najmniej pracujących i zakończyć je w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku największych naprężeń.

Przerwy robocze w betonowaniu należy ustalić przed rozpoczęciem betonowania.

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

8. Świeżo wykonaną konstrukcję betonową należy chronić aż do czasu całkowitego stężenia przed działaniem słońca, wszelkimi wstrząśnieniami i obciążeniami.

9. Oprócz betonu wykonanego na miejscu budowy, wolno używać części, wykonanych w wytwórniach, np. płyt, rur, pali, krawężników i t. p.

§ 64.

WYKONANIE DESKOWANIA I RUSZTOWANIA

1. Rusztowania mają być tak silne, ażeby nie powodowały odkształceń w niestężałych jeszcze dostatecznie zespołach betonowych i tak obmyślane, ażeby niektóre podpory zapasowe można było zostawić nieruszone, usuwając deskowanie i resztę rusztowania.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno mieć taki ustrój, ażeby je można było rozbierać bez wywołania wstrząśnień w stężałych betonowych konstrukcjach i powinno być szczelne.

§ 65.

ROZBIERANIE DESKOWANIA I RUSZTOWANIA

1. Deskowanie i rusztowanie można rozbierać tylko za zezwoleniem odpowiedzialnego technicznego kierownika robót, który ma stwierdzić, czy beton już dostatecznie stężał, ażeby mógł unieść przynajmniej własny ciężar.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno pozostawać tem dłużej im mniejszy jest stosunek ciężaru użytkowego do ciężaru własnego. Szczególną ostrożność należy zachować przy takich częściach budowli, które po zdjęciu rusztowania i deskowania dźwigają odrazu już prawie pełny ciężar, na jaki zostały obliczone wie pełny ciężar, na jaki zostały obliczone.

Jeżeli podczas betonowania panowała pogoda wilgotna i chłodna w granicach 0 do 5°, a tembardziej jeżeli panował mróz, należy specjalnie dokładnie zbadać czy beton stęzał dostatecznie, oraz czy o ile normalny termin rozdeskowania powinien być przesunięty. Jako wytyczne należy wziąć wyniki próbek (patrz § 26 p. 2).

§ 66.

CZAS MROZÓW

1. Przy temperaturze spadającej w ciągu doby poniżej 0, należy wodę i kruszywo nagrzewać. Jeżeli przez cały dzień temperatura zostaje poniżej zera, należy roboty przerwać lub zastosować specjalne ostrożności. Przy temperaturze niepodnoszącej się przez całą dobę — 2°C betonowanie jest wzbronione, chyba, że zastosuje się cieplaki.

We wszystkich tych wypadkach należy miejsce budowli, oraz miejsce mieszania betonu zabezpieczyć od mrozów.

Nie można przytem używać zmarzniętego kruszywa.

2. W razie betonowania przy temperaturze spadającej poniżej zera, należy próby betonu wykonywać w odstępach przynajmniej 3-dniowych. Na próbkach należy uwidocznnić datę i warunki termiczne. Próbki powinny być pozostawione w tych samych warunkach co dana część budowy.

§ 67.

OB LICZENIE STATYCZNE

1. Ustępy § 55: 1, 4, 5, dotyczące mostów kamiennych należy stosować również przy obliczeniu mostów betonowych.

Dla obliczenia statycznego naprężeń należy przyjmować że współczynniki sprężystości betonu na ściskanie i rozciąganie są równe i wynoszą: 150.000 kg/cm² dla betonów o wytrzymałościach od 140 kg/cm² w górę, zaś 100.000 kg/cm² dla betonów o wytrzymałościach poniżej 100 kg/cm². Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

3. Jako granicę zmiany temperatury należy przyjąć na wolnem powietrzu ochłodzenie o 20° i ogrzanie o 20°, zaś w budynkach osłoniętych na chłodzenie, względnie ogrzanie o 10°. W częściach budowy, w których najmniejszy wymiar wynosi 70 cm albo więcej, albo które z powodu nadsypki lub innych urządzeń są mniej narażone na zmiany temperatury, mogą powyższe różnice temperatur być niższe o 5°.

4. Linja ciśnienia może wyjść z rdzenia przekroju jednak tylko o tyle, o ile naprężenie na rozciąganie nie przekracza wielkości podanych w § 69.

§ 68.

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

1. Naprężenia dopuszczalne należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości kostkowej betonu po 28 dniach tężenia, pomnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające.

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający
Ściskanie przy zginaniu	0,20
Ściskanie osiowe	0,17
Rozciąganie	0,017
Ściskanie	0,017

2. Najw. naprężenia dopuszczalne w słupach i filarach betonowych zależą od stosunku najmniejszej grubości g do wysokości h , a mianowicie:

dla $g:h =$ od 1 do 0,5 wynosi ono 0,15 wytrzym. na ścisk
 " " $= 0,25$ " " 0,10 " " "
 " " $= 0,1$ " " 0,05 " " "

Dla wartości pośrednich należy interpolować liniowo.

§ 69.

UTRZYMANIE MOSTÓW BETONOWYCH

Zarządzający mostem betonowym powinien każdego roku na wiosnę zarządzić rewizję mostu, oczyszczenie urządzeń odwadniających, naprawę i utrzymanie jezdni i chodników.

O ileby okazało się zawilgocenie muru w częściach ustrojowych mostu, należy przyczynę tego natychmiast usunąć.

Rozdział VII. Mosty i filary żelazobetonowe

§ 70.

Materiały składowe betonu winny spełniać warunki, podane w § 58 — 67 z uwzględnieniem następujących zmian:

- Ilość cementu w konstrukcjach żelazobetonowych nie może być mniejsza niż 300 kg na 1 m³ betonu.
- Dla dźwigarów narażonych na zginanie największa ilość cementu nie powinna przekraczać 500 kg na 1 m³ betonu.
- Ziarna kruszywa, użytego w konstrukcjach żelazobetonowych powinny przechodzić przez sito o otworach okrągłych 3 cm.

§ 71.

ŻELAZO

1. Żelazo winno odpowiadać przepisom dotyczącym żelaza budowlanego, które ustali Polski Komitet Normalizacyjny. Aż do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące żelaza budowlanego”, wydane przez Min. Rob. Publ. w 1920 r., dołączone do niniejszych przepisów.

2. Należy używać tylko żelaza zlewnego lub miękkiej stali zlewnej. Na użycie innego żelaza lub stali potrzeba osobnego zezwolenia technicznej władzy nadzorczej.

3. Przy małych mostach można, za zezwoleniem technicznej władzy nadzorczej, używać żelaza o nie-sprawdzonej wytrzymałości, a wówczas należy w obliczeniach statycznych przyjmować wytrzymałość żelaza równą 3600 kg/cm².

§ 72.

UKŁADANIE ŻELAZA

1. Żelazo przed ułożeniem w deskowaniu należy oczyścić z wszelkich nieczystości. Łuski rdzy należy usunąć.

2. Wkładki żelazne należy w belkach żelazobetonowych zakotwić, zaginając końce w hak ostrokątny lub okrągły, którego średnica w świetle winna się równać najmniej 2,5-krotnej grubości wkładki.

Wkładek żelaznych, które według projektu mają być z jednego kawałka, nie wolno łączyć spawaniem lub nitowaniem.

4. Przedłużenie wkładek dopuszczalne jest przez założenie, przez spawanie, wreszcie w inny sposób równorzędny, zaaprobowany przez władzę budowlaną. Długość założenia wkładek powinna być obliczona ze względu na przyczepność żelaza do betonu.

Połączenie na spawanie może być wykonane przy pomocy łuku elektrycznego, spawania oporowego lub acetylenu. Pogrubienie w miejscu styku należy pozostawić. O ile wykonywane próbki spawań na rozerwanie przerywają się poza szwem, można przyjąć w miejscu styku cały przekrój jako działający.

Styki wkładek powinny być względem siebie przesunięte i nie znajdować się w miejscu największych naprężeń.

5. Punkty łączenia wkładek nie powinny znaleźć się w przekrojach największego naprężenia żelaza.

6. Wkładki żelazne należy w deskowaniu tak silnie umocować, ażeby przy nanoszeniu betonu pręty żelazne nie zmieniły swojego kształtu ani położenia.

§ 73.

SZCZEGÓŁY KONSTRUKCYJNE

1. Odstęp wkładek w świetle powinien być równy lub większy od grubości wkładek, nie powinien jednak być mniejszy niż 2 cm, ani też przekraczać 15 cm.

Wkładek żelaznych, które według projektu mają być z jednego kawałka, nie wolno łączyć spawaniem lub nitowaniem.

3. Dźwigary zginane, których końce nie leżą zupełnie swobodnie na podporze, należy zaopatrzyć we wzmocnienia przeciw możliwym momentom podporowym.

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

5. Wiązania poprzeczne należy w słupach zakła-

dać w odstępach równych najmniejsze nu poprzecznemu wymiarowi słupa.

6. Uzwojenie powinno być wykonane dokładnie i przylegać do wkładek pionowych.

7. Najmniejsza grubość okrycia nie może być mniejsza w płytach niż 1 cm, a w innych konstrukcjach niż 2 cm.

8. Uzbrojenie fundamentu powinno spoczywać na przynajmniej 5 cm warstwie betonu.

§ 74.

WYKONANIE RUSZTOWANIA I DESKOWANIA

1. Rusztowania mają być tak silne, ażeby nie powodowały odkształceń w zespołach betonowych jeszcze dostatecznie niestężałych, i tak obmyślane, ażeby niektóre podpory zapasowe można było zostawić nieruszone, usuwając deskowanie i resztę rusztowania.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno mieć taki ustrój, ażeby je można było rozbierać bez wywoływania wstrząśnień w stężałych betonowych konstrukcjach i powinno być szczelne.

§ 75.

ROZBIERANIE DESKOWANIA I RUSZTOWANIA

1. Deskowanie i rusztowanie można rozbierać tylko za zezwoleniem odpowiedzialnego technicznego kierownika robót, który ma stwierdzić, czy beton jest dostatecznie stężały, ażeby mógł unieść przynajmniej własny ciężar.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno pozostawać tem dłużej, im mniejszy jest stosunek ciężaru użytkowego do ciężaru własnego. Szczególną ostrożność należy zachować przy takich częściach budowli, które po zdjęciu rusztowania i deskowania dźwigają od razu już prawie pełny ciężar na jaki zostały obliczone.

Jeżeli podczas betonowania panowała pogoda wilgotna i chłodna w granicach 0 do 5°, a tembardziej jeżeli panował mróz, należy specjalnie dokładnie zbadać czy beton stężał dostatecznie, oraz czy i o ile normalny termin, rozdeskowania powinien być przesunięty. Jako wytyczne należy wziąć wyniki próbek.

§ 76.

OBLICZENIE STATYCZNE

1. Ciężary, działające przez warstwę nadsypki lub przez warstwę innego materiału łagodzącego wstrząśnienia należy przyjąć jako rozłożone równomiernie na powierzchnię równą powierzchni, na którą ciężar wprost działa, zwiększoną w kierunku rozpiętości płyty o podwójną grubość nadsypki lub warstwy łagodzącej wstrząśnienia i o pojedynczą grubość płyty, w kierunku zaś prostym do rozpiętości płyty ponadto o połowę jej rozpiętości. Dla zapewnienia równomiernego rozkładu ciężarów należy konstrukcje żelazobetonowe, złożone

z szeregu dźwigarów teowych, stężyć silnymi żebrami poprzecznymi w odstępach nieprzekraczających $\frac{1}{3}$ rozpiętości dźwigarów w świetle, względnie 2-krotnego odstępu belek w świetle.

Odpowiednio do rzeczywistego stanu rzeczy, oraz do wszystkich prawie przepisów zagranicznych.

2. Przy obliczaniu dźwigarów żelazobetonowych statycznie niewyznaczalnych (hyperstatycznych) należy przekroje i momenty bezwładności przekrojów złożonych z betonu i żelaza zastąpić przekrojami sprowadzonymi (idealnymi), przyjmując, że każdy element przekroju żelaza w równaniach sprężystości posiada 10-krotną wartość takiegoż elementu przekroju betonu. Przytem należy przyjąć współczynnik sprężystości betonu, tak dla rozciągania jak i dla ściskania równy 210.000 kg/cm².

Dla wyznaczenia sił zewnętrznych (do czego potrzebny jest stosunek momentów bezwładności poszczególnych części konstrukcji) można uwzględnić momenty bezwładności bez uwzględnienia przekroju żelaza.

3. O ile teoretyczne punkty podparcia nie są ustalane zapomocą specjalnych łożysk, należy je przyjmować:

dla dźwigarów zginanych jednoprzęsłowych i dla skrajnej podpory dźwigarów ciągłych — w odległości od zewnętrznej krawędzi łożyska, równej 2,5% rozpiętości w świetle.

na pośrednich podporach zginanych dźwigarów ciągłych — w środku łożyska.

4. Płytę dźwigarów teowych żelbetowych należy dla ciężaru stałego obliczać jako belkę utwierdzoną. Dla ciężaru ruchomego należy liczyć moment podporowy jak dla belki utwierdzonej, moment dodatni zaś jak dla belki wolnopodpartej, zmniejszony o 20%. Jako rozpiętość można przyjąć rozpiętość w świetle powiększoną o grubość płyty.

Por. prace Melana i Bleicha, projekt przepisów niemieckich z r. 1930, nadto art. dr. Chmielowca: „Jak liczyć płytę żelbetową w mostach”. Czasopismo Techn. 1929. r.

5. Grubość płyty żelazobetonowego dźwigara teowego powinna wynosić przynajmniej 12 cm.

1) Choćby nawet 8 cm wystarczyło dla samej płyty, to już samo współdziałanie z dźwigarem, jako strefy ściskanej, wymaga grubości większej, jeżeli się nie chce marnotrawić żelaza; 2) grubsza płyta zapewnia wraz z żebrami poprzecznymi lepszy rozkład ciężaru na belki główne; 3) jest to ogólnie dziś przyjęty w mostach minimalny wymiar płyty.

6. Skosy (wzmocnienia podporowe) płyt lub belek można w całości uwzględnić w obliczaniu, o ile wykonane są one w nachyleniu 1:3 lub mniejszem. O ile nachylenie ich jest większe, należy uwzględnić w obliczaniu te wysokości belki, jakie wypadłyby przy nachyleniu skosów 1:3.

Za wysokość podporową można przyjąć wysokość zmierzoną w ten sposób, że linie skosów (wzgl. linie nachylną 1:3) przedłuż się aż do osi odpowiedniej podpory.

7. Szerokość użyteczną współdziałającej płyty „c” po każdej stronie żeber żelazobetonowych dźwigarów leowych należy przyjmować zależnie od odstepu żeber w świetle „a” i ich rozpiętości „l” według następującej tabliczki:

dla a = od 0 do 0,25 l; 0,50 l; 0,75 l; l
 przyjmuje się c = 0,5 a; 0,45 a; 0,40 a; 1/3 a.

Dla pośrednich wartości należy interpolować linijowo.

Dla a > 1 należy przyjąć c = 1/3 a.

Szerokość „c” nie może w żadnym wypadku przekraczać 8-krotnej grubości płyty.

8. Dla obliczenia statycznego naprężeń w dźwigarach żelazobetonowych, narażonych na zginanie lub mimoosiowo obciążonych, należy przyjąć stosunek współczynnika sprężystości żelaza do współczynnika sprężystości betonu równy 15 i nie uwzględniać rozciągania w betonie.

9. Dla obliczenia statycznego naprężeń w słupach żelazobetonowych przy obciążeniu osiowym należy przekrój złożony z betonu i żelaza zwiększyć o 15-krotny przekrój pionowej wkładki żelaznej. Takie zwiększenie jest dopuszczalne jednak tylko pod warunkiem, że przekrój żelaza wynosi najmniej 0,8%, a najwyżej 3% przekroju betonu, a wkładki podłużne są połączone strzemiionami w odstępach równych **najmniejszemu wymiarowi** przekroju słupa. Jeżeli uzbrojenie podłużne jest silniejsze niż 3%, to z nadwyżki ponad 3% wolno uwzględnić tylko trzecią część.

10. O ile powierzchnia przekroju wkładek podłużnych jest mniejsza niż 0,8% w słupach, lub 0,4% w sklepieniach, oblicza się konstrukcję, jak gdyby była z betonu zwykłego (nieuzbrojonego).

11. Dla słupów uzwojonych lub wzmocnionych szeregiem pierścieni spawanych, należy przy wyznaczaniu ściskania w betonie przyjąć przekrój F_i , który wynosi dla rdzenia o przekroju kołowym:

$$F_i = 1.25 F_r + f_p + 30 f_u$$

dla rdzenia o przekroju kwadratowym

$$F_i = 1.25 F_r + 15 f_p + 15 u$$

przyczem
 F_r = przekrój rdzenia t. j. betonu wewnątrz uzwojenia;
 f_p = przekrój wzmocnienia podłużnego;
 f_r = przekrój, otrzymany przez podzielenie objętości uzwojenia przez długość słupa.

Uzwojenie w powyższych wzorach wolno uwzględniać, jeżeli są spełnione następujące warunki:

a) skok śruby, względnie odstęp pierścieni jest mniejszy niż 0,2 średnicy rdzenia, przy naprężeniu w betonie równym 50 kg/cm², zaś mniejszy niż 0,125 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie równym 100 kg/cm²; nie może jednak wynosić więcej niż 8 cm;

b) objętość wzmocnienia podłużnego jest większa, a przynajmniej równa jednej trzeciej objętości wzmocnienia poprzecznego;

c) $F_i \leq 2 F_r$

12. Słupy żelazobetonowe uzwojone z duszą żeliwną można obliczać przy założeniu, że wytrzymałość całego

słupa jest sumą wytrzymałości zewnętrznej części żelazobetonowej i wewnętrznej żeliwnej, jeżeli skok uzwojenia będzie równy lub mniejszy, niż podwójny odstęp uzwojenia od wkładki żeliwnej. Przy uwzględnieniu wybożenia należy wziąć w rachubę przekrój zastępczy:

$$F_i = F_z + 1/2 F_p + 1/3 F_b$$

gdzie oznacza:

- F_z — powierzchnia przekroju żeliwa,
- F_p — „ „ uzbrojenia podłużnego,
- F_b — „ „ rdzenia betonu.

13. Słupy ściskane należy obliczać na wybożenie przy pomocy współczynników zmniejszających, jeżeli smukłość, t. j. stosunek wolnej długości pręta L_w do najmniejszego promienia bezwładności przekroju „i” przekracza:

- 50 w wypadku wzmocnienia podłużnego,
- 40 „ „ uzwojonego.

Współczynniki zmniejszające podane są w poniższych tablicach:

a) dla słupów żelazobetonowych uzbrojonych podłużnie:

$\frac{L_w}{i}$	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
β	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	0.76	0.70	0.63	0.57	0.51

b) dla słupów żelazobetonowych uzwojonych:

$\frac{L_w}{i}$	β	$\frac{L_w}{i}$	β	$\frac{L_w}{i}$	β	$\frac{L_w}{i}$	β
45	0.97	60	0.85	75	0.33	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

Dla słupów ściskanych mimoosiowo, lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć w betonie i w żelazie naprężenia złożone, wywołane obciążeniem i momentem zginającym, przyczem o ile rozciąganie w betonie przekracza 0,028 wytrzymałości walcowej betonu należy liczyć bez uwzględnienia betonu rozciąganego.

14. Jeżeli słupy są sztywnie połączone z belkami, należy przy obliczeniu słupów uwzględnić wpływ momentów, wywołanych sztywnym połączeniem.

Gdy długość słupa jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, to należy moment wywołany siłą zginającą zwiększyć o wartość 0,005 Pl, która przedstawia działanie siły ściskającej P na ramieniu powstałym wskutek wygięcia słupa.

15. W częściach konstrukcji pracujących tylko na rozciąganie nie uwzględnia się zupełnie wytrzymałości betonu na rozciąganie.

§ 77.

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

1. Naprężenia dopuszczalne należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości betonu po 28 dniach tężenia, pomnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie przy zginaniu . . .	0,22
„ osiowe	0,16
Ścinanie	0,022
Przyczepność	0,022
Rozciąganie przy mimośrodowym ściskaniu i zginaniu	0,025

2. O ile uwzględnia się wszystkie wpływy wymienione w § 22 można naprężenia powyższe przyjąć według tablicy:

Rodzaj naprężeń	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie przy zginaniu . . .	0,25
„ osiowe	0,18
Ścinanie	0,025
Przyczepność	0,025
Rozciąganie przy mimośrodowym ściskaniu i zginaniu	0,028

3. Naprężenia dopuszczalne w żelazie należy przyjmować według § 48 p. 2.

4. Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,022 wytrzymałości kostkowej betonu, względnie niż 4,5 kg/cm², mogą być przeniesione przez beton tylko w wysokości 30%. Resztę należy przenieść na wkładki ukośnie odgięte i na strzemiona.

Naprężenia dopuszczalne w płycie pomostowej należy przyjmować ze względu na wstrząśnienia o 15% niższe.

Wiązania poprzeczne (strzemiona) należy rozmieścić także na tej części dźwigarów, na której — według powszechnie przyjętego sposobu obliczenia — okaże się, że są niepotrzebne.

5. Jeżeli druty są zakończone hakami, a średnica żelaza nie przekracza 1/300 rozpiętości, to można obliczenia na przyczepność nie wykonywać.

6. Ciśnienie na powierzchnię uzbrojonych przegubów betonowych nie może przekraczać 0,5 wytrzymałości walcowej.

7. Naprężenia dopuszczalne dla konstrukcji wykonanych przy użyciu cementów wysokowartościowych, które zaczyna produkować przemysł cementowy określi Ministerstwo osobno.

§ 78.

WPLYW ZMIAN TEMPERATURY I SKURCZU BETONU

1. Naprężenia dodatkowe, jakie wywołuje zmiana

temperatury, należy uwzględniać przy dźwigarach ramowych i łukowych.

2. Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć $\pm 20^{\circ} \text{C}$.

3. Dla dźwigarów, których każdy wymiar przekroju jest większy od 70 cm, nie licząc ewentualnych próżni, albo które są dostatecznie ochronione innymi materiałami przed wpływem temperatury, należy granice zmian temperatury przyjąć $+ 10^{\circ} \text{C}$.

W budowlach dłuższych niż 50 m należy urządzić przerwy dylatacyjne w odstępach co najmniej 40 m.

4. Spółczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na jeden stopień Celsjusza, a współczynnik sprężystości dla betonu równy 210.000 kg/cm².

§ 79.

UTRZYMANIE MOSTÓW ŻELAZOBETONOWYCH

Każdego roku na wiosnę zarządzający mostem winien poddać go dokładnej rewizji. Zauważone przytem uszkodzenia konstrukcji, jezdni i chodników należy natychmiast usunąć i oczyścić urządzenia odwadniające. W razie, gdyby się okazało zawilgocenie muru, należy przyczynę tego natychmiast usunąć.

C. Naprężenia dopuszczalne w mostach kolejowych

Grubość płyty mostów żelbetonowych przyjąć jako minimum 12 cm.

Spółczynniki zmniejszające

Naprężenie dopuszczalne	a) Obciążenie normalne	b) Obciążenie maksymalne
Ściskanie przy zginaniu	0,18	0,21
Ściskanie osiowe	0,14	0,16
Ścinanie	0,02	0,022
Przyczepność	0,02	0,022

Naprężenia dopuszczalne w płycie pomostowej należy przyjmować o 20% niższe.

Należy ujednostajnić zasady określenia naprężeń dopuszczalnych i dlatego proponuje się analogiczne postępowanie do ustalonego w działach B i C. Za podstawę określenia współczynników zmniejszających przyjęto wysokości stosowane obecnie w Ministerstwie Komunikacji.

Poza tem proponuje się w dziale C te same zasady wykonania i kontroli, jakie obowiązują w działach A i B.

OBJAŚNIENIA DO TABLICY

- „Bud.“ oznacza: Przepisy dotyczące budown. lądowego.
 „Drog.“ „ „ budowy mostów drogowych.
 „Kol.“ „ „ kolejowych.
1. Zależnie od ilości cementu (500, 400 i 300 kg.) na 1 m³ betonu o ile nie wykonywa się prób.

2. W skosach nad słupami.
 3. Przy uwzględnieniu w obliczeniu wszystkich wpływów np. wiatru.
 4. Bez względu na maximum.
 5. Dla rozpiętości $> 10 \text{ m}$.

Zestawienie norm naprężeń dopuszczalnych

Polska

projekt 1931 z r. 1925 wzgl. 1926

Niemcy 1930/31

Francja 1906

Szwajcaria 1915

Włochy 1927

St. Zj. Ameryki 1924

Sciskanie przy zginaniu kg/cm ²	Napręż.	Bud. Drog. Kol.	39-56 ¹ , 31-44, 25-36,	42-60 ² , 35-50 ³ , 29-42 ³	36,4-52 ³ , 39,2-56 ² , 30,8-44, 35-50 ³ , 26 (24 + 0,2 l) ³	40 ¹² , 45	50 ¹³ , 55 ¹⁵	Francja 1906	Szwajcaria 1915	Włochy 1927	St. Zj. Ameryki 1924
Sciskanie przy zginaniu kg/cm ²	Naprz.	Bud. Drog. Kol.	39-56 ¹ , 31-44, 25-36,	42-60 ² , 35-50 ³ , 29-42 ³	36,4-52 ³ , 39,2-56 ² , 30,8-44, 35-50 ³ , 26 (24 + 0,2 l) ³	40 ¹² , 45	50 ¹³ , 55 ¹⁵		40 + 0,1 (1200 -- 2 ²) ²¹ 35 + 0,75 (1000 -- 2 ²) ²¹ 30 + 0,05 (800 -- 5 ²) ²¹	40 ¹² , 50 ¹³	
	Najw. naprz.	Bud. Drog. Kol.	{ 32 + 0,5 l; najw. 45 ⁴ , 35 + 0,5 l; najw. 50 ^{4,3} , 31 ⁶ 35 ⁷ 38 ⁸ 41 ⁹ 43 ¹⁰ 46 ¹¹			65 60 ¹⁴ 75 ¹⁵ 80 ¹⁶ 90 ¹⁷ 50 ¹⁴ 60 ¹⁵ 70 ¹⁶ 80 ¹⁷					
Sciskanie ostowe kg/cm ²	Spółcz. zmniejsz.	Bud. Drog. Kol.	0,28 0,22 0,18	0,30 ^{2,36} 0,25 ^{3,36} 0,21 ^{3,36}	0,26 0,22 0,25 ³	0,33 ²⁷ 0,281 0,25	0,33 ³⁵ 0,281 ³⁵	0,357, w razie wstrząśnień (mosty) zmniejszyć o 25%		0,25	0,40 0,45 ^{21,36}
	Naprz.	Bud. Drog. Kol.	31-44 ¹ 22,4-32, 20-28,	25,2-36 ³ 22-32 ³	25,2-36 ³ 22,4-32 25,2-36 ³ 20; (18 + 0,2 l) ⁴	35 ¹² 35	45 ¹³		45 ²⁴ 40 ²⁴ 35 ²⁴	30 ¹² , 40 ¹³	21 + 0,14 · K ₂₈ 21 + 0,34 K ₂₈
Sciskanie kg/cm ²	Spółcz. zmniejsz.	Bud. Drog. Kol.	0,22 0,16 0,14	0,18 ^{3,36} 0,16 ^{3,36}	0,18 0,16 0,18 ³	0,25 ²⁷ 0,25 ²⁷ 0,20 ²⁷	0,357 0,77 ²⁶ — 25% jak wyżej			0,25	0,20
	Naprz.	Bud. Drog. Kol.	3,9-5,6 3,1-4,4 2,8-4,0	3,5-5 ³ 3,1-4,4 3	3,5-5 ³ 3,1-4,4 3 3,5 dla k ₂₈ > 200	{ 6, dla < 6 kg/cm ² nie trzeba obl. odgięć i strzem.	4 3,5 3			2	
Przy- czep- ność kg/cm ²	Spółcz. zmniejsz.	Bud. Drog. Kol.	0,028 0,022 0,2	0,025 ^{3,36} 0,022 ^{3,36}	0,025 0,022 0,025 ³	0,0357					0,02 wkt. bez haków 0,03 " z hakami
	Naprz.	Bud. Drog. Kol.	jak ścinanie " " + 1,2 najw. 5	jak ścinanie " " + 1,2 najw. 5	jak ścinanie " " + 1,2 najw. 5	5 6 6	jak na ścinanie	jak na ścinanie			0,04 · K ₂₈ żel. okrągłe 0,05 · K ₂₈ kształtki
Żelazo		Bud. Drog. Kol.	1200 900 + 31 najw. 1150 najw. 1200 wzgl. 1400 ³	1200 1400 ³⁴ 900 + 31 najw. 1150 najw. 1200 wzgl. 1400 ³	1200 1400 ³⁴ 900 + 31 najw. 1150 najw. 1200 wzgl. 1400 ³	1200, 1500 dla stali St. 40 i St. 52 0,4 " wstrząśnień	0,5 granicy sprężyst. 0,4 " dla wstrząśnień	1200 1000 800	1200	1200	1125 — 1266 zależnie od rodzaju żelaza

6. Obciążenie normalne, $k_{28} < 200 \text{ kg/cm}^2$.
7. " " " " " " " " " " " "
8. Obciążenie największe, $k_{28} < 200 \text{ kg/cm}^2$ dla belek.
9. Obciążenie największe, $k_{28} > 200 \text{ kg/cm}^2$ dla łuków i ram.
10. Obciążenie największe, $k_{28} > 200 \text{ kg/cm}^2$ dla belek.
11. " " " " " " " " " " " " dla łuków i ram.
12. Przy zastosowaniu cementu zwykłego.
13. " " " " " " " " " " " " wyborowego.
14. Belki.
15. Ramy.
16. Łuki.
17. Łuki o rozpiętości $> 80 \text{ m}$.
18. Jeżeli najmniejszy wymiar poprzeczny $< 40 \text{ cm}$.
19. " " " " " " " " " " " " $> 40 \text{ cm}$.
20. Słupy mimoosiowo ściskane sprawdzić dla ściskania osiowego.
21. Dodatek do skosów.
22. Bezwzględne maximum dla skosów.
23. Dodatek dla łuków.
24. Na krawędzi słupów ściskanych mimoosiowo.
25. W osi słupów ściskanych osiowo.
26. Dla słupów uzwojonych.

27. Jako wytrzymałość kostkową przyjmują Niemcy wytrzymałość betonu wykonanego jak na budowie.

b u d o w n i c t w o

- | mosty | cement zwykły | cement wyborowy |
|----------------------|----------------------|----------------------|
| 150 kg/cm^2 | 120 kg/cm^2 | 150 kg/cm^2 |
| | 150 | 180 |
28. Z uwzględnieniem wszystkich wpływów np. wiatru. $k_{28} < 200 \text{ kg/cm}^2$, $l < 10 \text{ m}$.
 29. Z uwzględnieniem wszystkich wpływów np. wiatru. $k_{28} < 200 \text{ kg/cm}^2$, $l > 10 \text{ m}$.
 30. Z uwzględnieniem wszystkich wpływów np. wiatru. $k_{28} > 200 \text{ kg/cm}^2$, $l < 10 \text{ m}$.
 31. Z uwzględnieniem wszystkich wpływów np. wiatru. $k_{28} > 200 \text{ kg/cm}^2$, $l > 10 \text{ m}$.
 32. Dla belek teowych tylko wtedy, jeżeli nie licząc współdziałania płyty jest naprężenie w betonie na ściskanie $<$ dopuszcz.
 33. Zależnie od ilości cementu na 1 m^3 kruszywa, o ile nie wykonywa się prób.
 34. Dla żelaza wyborowego wedle § 14. p. 2. Przepisów dla bud. lądowego.
 35. Dla łuków i ram.
 36. W stosunku do wytrzymałości walcowej.

BUDOWLE ŻELBETOWE W CEMENTOWNIACH

Inż. dr. Franciszek Urwalek

W latach 1928 i 1929 cementownie Golezów i Szczakowa postanowiły zwiększyć swą produkcję, co było związane z wykonaniem rozmaitych konstrukcyj i budowli żelbetowych, wykonanych przez biuro techniczne Wilhelm Riedel w Białej (Śląsk Cieszyński). Program budowy objął następujące objekty, wykonane w roku 1928 i 1929:

Golezów:

1. Silos dla zmielonych surowców.
2. Wieża chłodząca.
3. Fundamenty turbin i urządzenia rozdzielcze.
4. Skład klinkieru.
5. Wytwórnia beczek.
6. Młyny węglowe.
7. Pakownia.
8. Wstępne łamacze i suszarnie.
9. Piece wapienne.
10. 2 kominy fabryczne.

Szczakowa:

1. Silos cementowy.
2. Suszarnia węgla.
3. Zbiornik szlamowy.
4. Skład klinkieru.
5. Hala pieców obrotowych.
6. Łamacze wstępne.
7. Skład dolomitu.
8. Kominy.

Poniżej opiszemy niektóre ciekawsze z tych budowli:

I. Hala składowa dla klinkieru wypalonego łącznie z dobudówką dla przewozu klinkieru i gipsu

Składy klinkieru łącznie z dobudówką dla obydwu fabryk wykonane są całkowicie z żelbetu.

Wymiary składu klinkieru w Golezowie określono na podstawie przewidywanej zdolności produkcyjnej, wymagającej przechowania materiału o łącznej pojemności do 2000 wagonów ($15.000 \text{ m}^3 \times 1,4 \text{ tonn}$), skąd wypadła wysokość budynku na 17 m. Na skutek specjalnych warunków miejscowych budynek otrzymał w rzucie wymiary $18 \times 75 \text{ m}$.

Objętość użytkowa hali fabryki w Szczakowej wynosi zaledwie 7.000 m^3 , czyli 950 wagonów klinkieru, przy wysokości 18,5 m, długości w świetle murów 26 m i szerokości 20 m. Ściany zewnętrzne oparto na zamocowanych w stopach konstrukcjach ramowych, których rozpory niosą pokrycie dachowe i świetliki.

Boczne ciśnienia powstałe od obciążenia klinkierem przechodzą na, umocowane pomiędzy ramami, żelbetowe ściany 20 do 40 cm grubości, przenoszące nacisk na ramy. Ramy zaś umieszczone są w ciągłych ławach fundamentowych, którym nadano z tych względów odpowiednią szerokość.