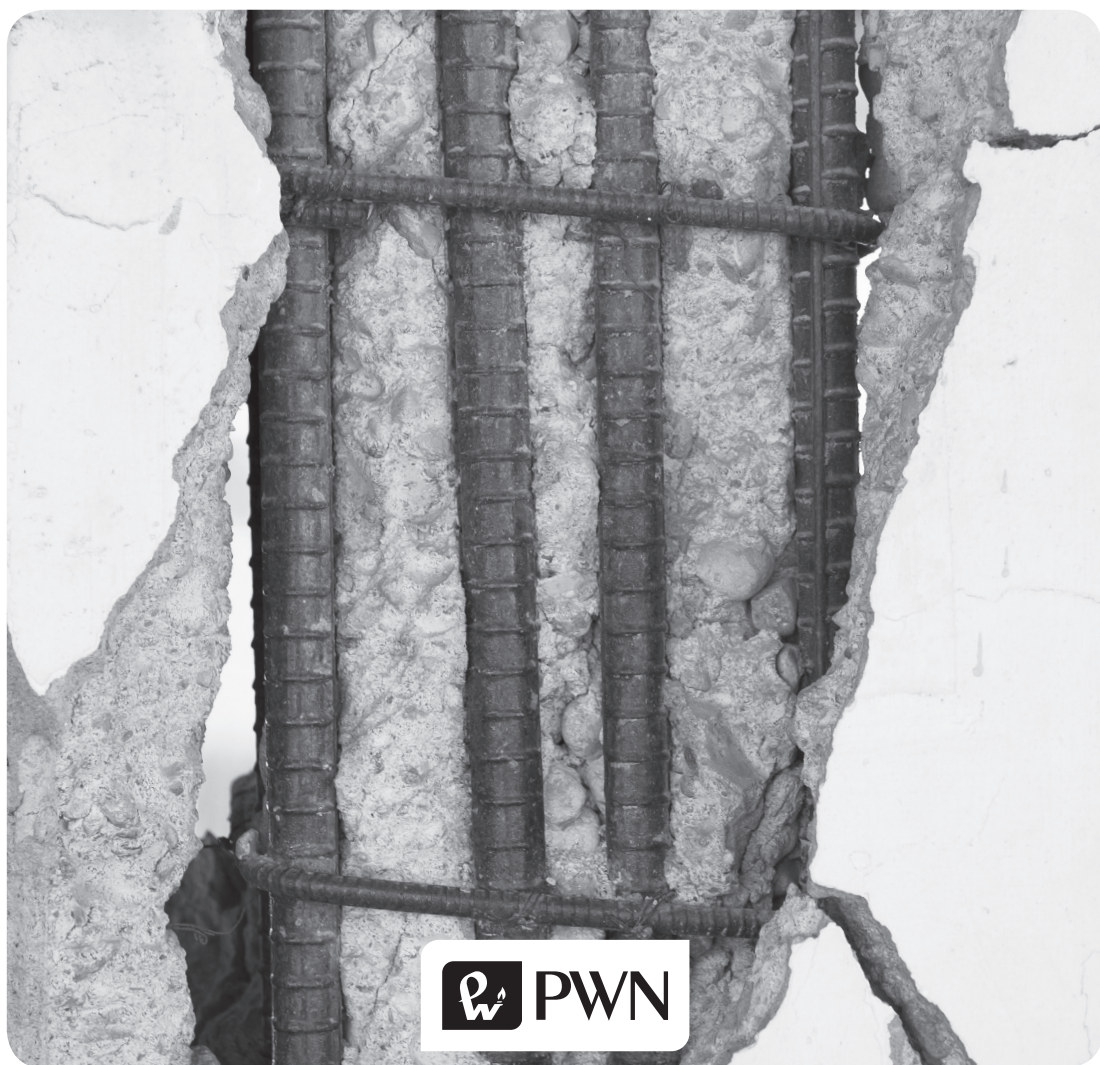


Tadeusz Urban

WZMACNIANIE KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH METODAMI TRADYCYJNYMI



PWN

**WZMACNIANIE
KONSTRUKCJI
ŻELBETOWYCH
METODAMI
TRADYCYJNYMI**



Tadeusz Urban

**WZMACNIANIE
KONSTRUKCJI
ŻELBETOWYCH
METODAMI
TRADYCYJNYMI**



Opiniodawca **prof. dr hab. inż. Michał Knauff**

Projekt okładki i stron tytułowych **Kuba Sowiński**

Ilustracja na okładce **Tom Wang/Shutterstock**

Wydawca **Izabela Ewa Mika**

Redaktor prowadzący **Irena Puchalska**

Redaktor **Mieczysława Kompanowska**

Koordynator produkcji **Mariola Grzywacka**

Skład i łamanie **Ewa Szelażyńska, ScanSystem.pl**

Książka, którą nabyłeś, jest dziełem twórcy i wydawcy. Prosimy, abyś przestrzegał praw, jakie im przysługują. Jej zawartość możesz udostępnić nieodpłatnie osobom bliskim lub osobiście znanym. Ale nie publikuj jej w internecie. Jeśli cytujesz jej fragmenty, nie zmieniaj ich treści i koniecznie zaznacz, czyje to dzieło. A kopiując jej część, rób to jedynie na użytek osobisty.

Szanujmy cudzą własność i prawo
Więcej na www.legalnakultura.pl
Polska Izba Książki

Copyright © by Wydawnictwo Naukowe PWN SA
Warszawa 2015

ISBN 978-83-01-18185-7

Wydanie I

Wydawnictwo Naukowe PWN SA
02-460 Warszawa, ul. Gottlieba Daimlera 2
tel. 22 69 54 321, faks 22 69 54 288
infolinia 801 33 33 88
e-mail: pwn@pwn.com.pl, www.pwn.pl
www.pwn.pl

Druk i oprawa: Pabianickie Zakłady Graficzne SA

Spis treści

Spis treści	V
Słowo od Autora	VII
1. Wprowadzenie	1
2. Ocena wzmacnianej konstrukcji w świetle przepisów normo- wych	3
3. Wzmacnianie elementów zginanych	15
3.1. Możliwe sposoby wzmacniania przekrojów zginanych	15
3.2. Wzmacnianie za pomocą dodatkowego zbrojenia rozciąganego ..	16
3.2.1. Rozważania teoretyczne	16
3.2.2. Przykład obliczeniowy P1 – wzmocnienie belki na zgina- nie za pomocą dodatkowego zbrojenia rozciąganego	19
3.2.3. Aspekty techniczne wzmacniania dodatkowym zbrojeniem	23
3.3. Wzmacnianie za pomocą dodatkowego zbrojenia rozciąganego z jednoczesnym zwiększeniem wysokości przekroju	28
3.4. Wzmacnianie za pomocą nadbetonu	31
3.4.1. Rozważania teoretyczne	31
3.4.2. Przykład obliczeniowy P2 – wzmocnienie płyty na zgina- nie za pomocą nadbetonu	38
3.5. Wzmacnianie za pomocą zbrojenia zewnętrznego	48
3.5.1. Badania eksperymentalne	48
3.5.2. Przykład obliczeniowy P3 – wzmocnienie płyty za pomocą płaskowników	56

3.6. Wzmacnianie zewnętrznym zbrojeniem aktywnym	63
3.6.1. Rozważania teoretyczne	63
3.6.2. Przykłady realizacji wzmocnień ciągnami aktywnymi ...	67
3.6.3. Przykład obliczeniowy P4 – wzmocnienie dachowego dźwigara żelbetowego ciągnami aktywnymi	70
3.7. Wzmacnianie elementów zginanych przez zmianę schematu sta- tycznego	84
3.7.1. Dodatkowe podpory sztywne	84
3.7.2. Dodatkowe podpory sprężyste	86
3.7.2. Zwiększenie stopnia statycznej niewyznaczalności wzmac- nianej konstrukcji	89
4. Wzmacnianie belek na ścinanie	93
4.1. Klasyczne sposoby wzmacniania na ścinanie	93
4.2. Wzmacnianie stref podporowych zbrojeniem wklejanym	95
4.3. Przykład obliczeniowy P5 – wzmocnienie belki na ścinanie	98
5. Wzmacnianie krótkich wsporników	105
5.1. Teoretyczne podstawy wzmacniania krótkich wsporników	105
5.2. Przykłady wzmacniania krótkich wsporników elementami stalo- wymi	112
5.3. Badania własne wzmacniania krótkich wsporników	115
5.4. Przykład obliczeniowy P6 – wzmocnienie krótkiego wspornika wklejanym zbrojeniem	121
6. Wzmacnianie płyt na przebiecie	129
6.1. Uwagi ogólne na temat przebiecia	129
6.2. Wzmacnianie przez zwiększenie stopnia zbrojenia głównego płyty	130
6.3. Wzmacnianie przez zwiększenie wymiarów podpory	139
6.4. Wzmacnianie za pomocą zbrojenia poprzecznego	146
6.5. Przykład P7 – wzmocnienie płyty na przebiecie przez zwiększenie stopnia zbrojenia głównego	149
7. Wzmacnianie słupów	159
7.1. Wzmacnianie za pomocą żelbetowych gorsetów	159
7.2. Wzmacnianie za pomocą stalowych kształtowników	164
7.3. Przykład P8 – wzmocnienie słupa za pomocą żelbetowego gorsetu	176
7.4. Przykład P9 – wzmocnienie słupa za pomocą stalowego gorsetu .	179
8. Wzmacnianie fundamentów	183
Bibliografia	191

Słowo od Autora

Pomysł napisania tej książki nasunął mi się w związku z wykładem przygotowanym na XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, które odbyły się w Szczyrku w marcu 2014 roku. Ich tematem była szeroka problematyka wzmocnień i napraw konstrukcji żelbetowych. Mój wykład obejmował wyłącznie wzmacnianie konstrukcji żelbetowych przez konstrukcje żelbetowe. W książce uwzględniłem również wzmacnianie elementami konstrukcji stalowych, podałem też wiele przykładów obliczeniowych stanowiących uzupełnienie poszczególnych tematów. Omówiłem wzmocnienia jedynie podstawowych elementów konstrukcyjnych, takich jak: belki, płyty, słupy i krótkie wsporniki.

Zdaję sobie sprawę, że książka ta nie wyczerpuje całkowicie obszernej problematyki wzmocniania konstrukcji z betonu. Świadomie ograniczyłem się do wzmocnień z zastosowaniem stali i betonu oraz wykorzystaniem kleju żywicznego w niektórych przypadkach. Prezentowane tu wzmocnienia można zaliczyć raczej do rozwiązań tradycyjnych, które mają przede wszystkim charakter aplikacyjny i mogą być przydane w eksperckiej praktyce inżynierskiej.

Współczesna literatura naukowa dotycząca wzmocnień konstrukcji budowlanych koncentruje się na zastosowaniach zbrojeń niemetalowych – przede wszystkim różnego rodzaju taśm, prętów i mat typu FRP (*Fiber Reinforced Plastic*). Zainteresowanie badawcze tymi materiałami nie przełożyło się jednak jeszcze na powszechną praktykę wykonawczą, choć mamy już wiele przykładów zastosowań tych materiałów. Na uwagę zasługują zwłaszcza wzmocnienia za pomocą taśm CFRP (*Carbon Fiber*

Reinforced Plastic), w których wykorzystuje się włókna węglowe. Zastosowanie tych materiałów, ze względu na ich odrębną specyfikę, wymaga jednak oddzielnego opracowania.

W tej książce Czytelnik nie znajdzie zbyt wielu informacji na temat napraw konstrukcji żelbetowych niewymagających zwiększenia ich nośności. Świadomie skoncentrowałem się na stanie granicznym nośności, aby nie konkurować ze znakomitym dziełem *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych* autorstwa *Lecha Czarneckiego* i *Petera H. Emmons*a wydanym w 2002 r. przez Polski Cement [10]. W związku z tym problematyka iniekcji również znalazła się poza zakresem książki.

Tadeusz Urban
Łódź, luty 2015 r.

Problematyka napraw i wzmocnień konstrukcji budowlanych była przedmiotem wielu opracowań książkowych, z których na uwagę zasługują polskojęzyczne monografie [25, 28, 38, 41]. Od momentu ich publikacji nastąpił znaczący postęp w teorii żelbetu oraz materiałach. Współczesny inżynier dysponuje narzędziami umożliwiającymi bardziej wyrafinowaną analizę konstrukcji oraz ma możliwości wykorzystania współczesnych materiałów niedostępnych jeszcze kilkadziesiąt czy kilkanaście lat temu. To skłoniło autora do podjęcia tematu na nowo z uwzględnieniem najnowszej wiedzy. O tym, że tematyka wzmacniania konstrukcji jest nadal aktualna, świadczą liczne artykuły pojawiające się w czasopismach technicznych i materiałach konferencyjnych [20, 29, 37, 40, 42].

Potrzeba wzmocniania konstrukcji budowlanych lub ich napraw wynika z różnych przyczyn. Statystyki odnotowanych awarii [38] wykazują, że najczęstszym powodem ich powstania są błędy popełnione podczas użytkowania obiektów (około 40%), błędy wykonawcze (około 35%) i błędy projektowe (około 25%). W takich sytuacjach wzmocnienia i naprawy konstrukcji wykonuje się w celu przywrócenia obiektowi budowlanemu pełnej sprawności pod względem jego bezpieczeństwa konstrukcyjnego oraz użytkowania.

Konieczność wykonywania wzmocnień wynika też ze zmiany w sposobie użytkowania obiektów budowlanych. Mimo że konstrukcje modernizowanych budynków nie wykazują żadnych uszkodzeń, to ich nowe funkcje często wymagają zwiększenia obciążeń użytkowych. W takich przypadkach pojawia się zwykle problem nowych, bardziej rygorystycz-

nych wymagań wynikających ze współczesnych przepisów normowych, które odnoszą się nie tylko do bezpieczeństwa konstrukcji, lecz także ich trwałości w przewidywanym okresie użytkowania.

Wyjątkowo szkodliwy wpływ na konstrukcje mają takie zdarzenia, jak pożary, uderzenia pojazdów mechanicznych czy instalowanie lub przemieszczanie ciężkich urządzeń nieprzewidziane w założeniach projektowych. One mogą być również powodem konieczności wykonania napraw i wzmocnień.

Na koniec należy również wymienić, jako powód wykonywania wzmocnień, fizyczne zużycie obiektów budowlanych w trakcie ich użytkowania. Konstrukcje żelbetowe, nawet dobrze zaprojektowane i wykonane, zwykle po 50, a czasem po 100 latach użytkowania wymagają napraw lub wzmocnień umożliwiających ich dalszą bezpieczną eksploatację.

Konstrukcje żelbetowe są stosowane od ponad 100 lat. Niektóre obiekty z początku XX wieku zostały wpisane do rejestrów zabytków. W tak długim okresie stosowania tego materiału nastąpił jego znaczący rozwój pod względem teoretycznym (metod obliczeniowych), materiałowym i technologicznym. Przystępując do projektowania wzmocnień czy napraw, zwłaszcza starszych obiektów, projektant powinien dysponować wiedzą na temat ówczesnych metod projektowania oraz realiów wykonawczych okresu pochodzenia przedmiotu jego działań.

W połowie XX wieku ukształtowały się dwa główne założenia analizy konstrukcji żelbetowych. Pierwsze z nich polegało na rozważaniu stanu naprężenia w rzeczywistych warunkach pracy konstrukcji. Jako podstawę przyjmowało ono ograniczenia naprężeń dla betonu i stali, nazywając je **naprężeniami dopuszczalnymi**. Drugie założenie polegało na ustaleniu granicznej nośności przekroju i określeniu na tej podstawie pewnego zmniejszonego dopuszczalnego obciążenia przez wprowadzenie tzw. **współczynnika pewności**.

Na podstawie tych założeń powstały metody wymiarowania przekrojów żelbetowych. Metodę wykorzystującą pierwsze założenie nazywano **metodą naprężeń liniowych** (NL) lub klasyczną. Metodę wywodzącą się z drugiego założenia nazywano **metodą odkształceń plastycznych** (OP). Znalazła ona powszechne zastosowanie w polskim budownictwie w wyniku wprowadzenia jej do normy PN-56/B03260 [N1]. Wyjątkiem były konstrukcje mostów, kominów i częściowo konstrukcje sprężone, dla których obowiązywała nadal metoda klasyczna sprecyzowana przepisami normy PN-66/B-03320 [N2].

W roku 1976 została ustanowiona norma PN-76/B-03264 [N3], która zaczęła obowiązywać od stycznia 1977 r. dla projektów rozpoczynających się po tym terminie. Wszystkie projekty rozpoczęte wcześniej mogły być dokończone według norm dotychczasowych. Druga połowa lat siedemdziesiątych ubiegłego wieku była więc okresem przejściowym dla projektowania konstrukcji budowlanych – metody wykorzystujące globalne współczynniki bezpieczeństwa zamieniano na metody stosujące częściowe współczynniki bezpieczeństwa.

Podstawowe zmiany wprowadzone przez nową normę [N3] w stosunku do trzech zastępowanych przez nią norm [N1], [N2] i [N4] polegały na:

- przyjęciu zasady, że projektowana konstrukcja musi być nie tylko bezpieczna, lecz także spełniać warunki określonego użytkowania – zasada stanów granicznych,
- zastąpieniu jednego globalnego współczynnika bezpieczeństwa tzw. częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa, przyporządkowanymi poszczególnym rodzajom obciążeń i poszczególnym rodzajom materiałów,
- uściśleniu lub zmianie niektórych wzorów obliczeniowych zgodnie z ogólnym rozwojem teorii konstrukcji z betonu,
- objęciu przez normę konstrukcji zespolonych i konstrukcji podlegających działaniu obciążeń wielokrotnie zmiennych.

Jedną z najważniejszych zmian wprowadzonych przez [N3] jest metoda stanów granicznych, później udoskonalona w normie [N5], której istota polega na:

- wprowadzeniu obowiązku zabezpieczenia konstrukcji zarówno przed wystąpieniem stanów, po osiągnięciu których uległaby ona zniszczeniu, jak też wszystkich innych stanów, które uniemożliwiałyby lub utrudniały jej użytkowanie zgodnie z przeznaczeniem,
- stosowanie takich metod analizy, które dają możliwie wierny opis zachowania się konstrukcji w każdym z rozpatrywanych stanów i jednocześnie pozwalają zabezpieczyć ją przed ich wystąpieniem za pomocą bezpośredniego porównania wartości sił wewnętrznych wywołanych działaniem obciążeń i innych oddziaływań zewnętrznych z nośnością konstrukcji lub innymi wartościami sił, wywołującymi wystąpienie danego stanu granicznego,

- wyznaczeniu porównywanych ze sobą wartości sił z uwzględnieniem losowego charakteru podstawowych parametrów obliczeniowych, tj. obciążeń i wytrzymałości materiałów, co w praktyce oznacza posługiwanie się w obliczeniach odpowiednio zwiększonymi (niekiedy – zmniejszonymi) wartościami obciążeń i odpowiednio zmniejszonymi wytrzymałościami materiałów, w stosunku do ich wartości średnich.

Zasadniczo wszystkie wyżej wymienione założenia metody stanów granicznych nadal obowiązują we współczesnych przepisach norm europejskich w tym Eurokodzie 2 [N6]. Oczywiście zmieniły się szczegóły wynikające z próby ujednolicenia różnych tradycji poszczególnych krajów członkowskich Unii Europejskiej, a przede wszystkim z rozwoju teorii żelbetu, jaki się nastąpił czasie ostatnich trzydziestu lat.

Przed przystąpieniem do oceny stanu technicznego konstrukcji należy ustalić okres jej powstania, a jeszcze lepiej projektowania. Najdokładniej można to uczynić na podstawie dokumentacji projektowej. Wiedza ta pozwoli ekspertowi określić metody obliczeniowe i parametry materiałów, jakimi dysponował ówczesny projektant. O ile metody obliczeniowe nie mają aż tak istotnego znaczenia dla stanu konstrukcji (choć w pewnym stopniu wpływały na sposób kształtowania zbrojenia), to przede wszystkim dostępność materiałów w danym okresie stanowi ważną informację dla współczesnego eksperta.

Wytrzymałość betonu

Na wstępie należy wyjaśnić różnice w sposobie określania wytrzymałości betonu przed 1977 r., czyli w okresie obowiązywania normy [N1] i późniejszych norm posługujących się metodami stanów granicznych. Przede wszystkim podstawową próbką służącą do badania betonu była próbka walcowa o średnicy i wysokości 160 mm. **Wytrzymałość na ściskanie betonu** (markę) oznaczano symbolem R_w i wyrażano w kG/cm^2 . Zgodnie z [N1] marka betonu oznaczała jego wytrzymałość, jaka „powinna być osiągnięta na budowie”. Markę betonu podaje się zarówno w obliczeniach statycznych, jak i na rysunkach roboczych konstrukcji. Wymagana wytrzymałość betonu powinna zostać osiągnięta po 28 dniach twardnienia przy użyciu cementu portlandzkiego lub hutniczego, a po 7 dniach w przypadku użycia cementu glinowego.

Norma [N1] nakazywała stosowanie następujących marek betonu: 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 250, 300 i 400 (liczby wyrażają wytrzymałość w kG/cm^2). Przy wyborze marki kierowano się ważnością elementu, warunkami ekspozycji i gatunkiem stali zbrojeniowej. Szczegółowe zalecenia podano w tabl. 2.1.

Tablica 2.1. Zalecane marki betonu R_w

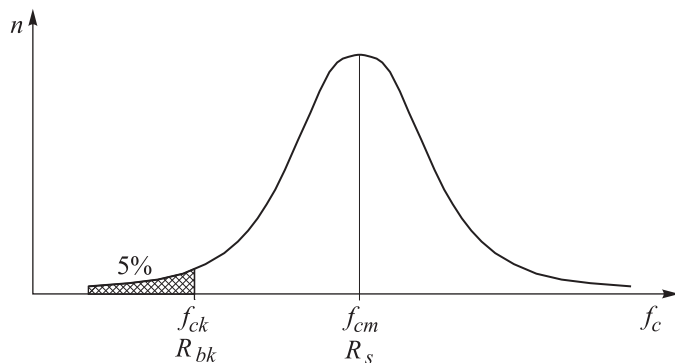
Rodzaj elementu	Marka betonu R_w [kG/cm^2]
Fundamenty budowli	140
Elementy zginane przy obciążeniu użytkowym poniżej 800 kG/m^2	110, 140, 170
Elementy zginane przy obciążeniu użytkowym $\geq 800 \text{ kG/m}^2$	170, 200
Elementy osiowo ściskane	140, 170
Elementy mimośrodowo ściskane	140, 170, 200
Fundamenty pod maszyny	170, 200, 250
Żelbetowe elementy prefabrykowane	170, 200, 250, 300, 400
Słupy hal parterowych z ciężkimi suwnicami	200, 250
Łupiny i elementy cienkościenne	200, 250, 300

Poszczególnym markom betonu były przypisane wytrzymałości obliczeniowe, w zależności od naprężeń, jakie w elemencie konstrukcyjnym mogły być wywołane (tabl. 2.2).

Na rysunku 2.1 porównano wytrzymałości betonu kryjące się pod różnymi oznaczeniami według norm [N1], [N3] i [N6]. Wytrzymałość słupowa R_s według normy [N1] (tabl. 2.2) odpowiada mniej więcej wytrzymałości średniej f_{cm} według Eurokodu 2 [N6]. Na rysunkach konstrukcyjnych wykonanych w czasach obowiązywania normy [N1] powinna być zadeklarowana marka betonu R_w . Zależność pomiędzy R_w i R_s wynika z tabl. 2.2.

Tablica 2.2. Wytrzymałości obliczeniowe betonu w kG/cm^2

Marka betonu R_w	50	70	90	110	140	170	200	250	300	400
Wytrzymałość										
Ściskanie osiowe (wytrzymałość słupowa) R_s	40	56	72	88	108	125	145	175	200	260
Ściskanie przy zginaniu R_m	50	70	90	110	135	155	180	220	250	325
Rozciąganie osiowe, naprężenia rozciągające główne (przy zginaniu i skręcaniu) oraz pryczepności R_r	6,5	8,2	10	11,5	13,5	15,5	17,5	20	22,5	27
Ścinanie (bezpośrednie) R_t	11	15	19	22	27	31	35	41	47	58



Rys. 2.1. Porównanie wytrzymałości betonu według różnych oznaczeń normowych na tle krzywej rozkładu normalnego

Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie R_{bk} według normy [N3] wyznaczano ze wzoru:

$$R_{bk} = (0,76 - 0,0001R_b^G)R_b^G, \quad (2.1)$$

w którym R_b^G – gwarantowana wytrzymałość betonu badana na kostkach o boku 150 mm, zapewniona przez producenta z prawdopodobieństwem 0,95.

Wzór (2.1) podający relację między wytrzymałością gwarantowaną i wytrzymałością charakterystyczną betonu jest w istocie zapisem relacji między wytrzymałością mierzoną na próbce kostkowej o boku 150 mm a wytrzymałością betonu w jednoosiowym stanie naprężeń. Oznacza to, że wytrzymałość R_{bk} odpowiada wytrzymałości f_{ck} według Eurokodu 2 [N6].

▼ Przykład

Z dokumentacji technicznej wynika, że konstrukcja została wykonana z betonu marki $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2 \approx 20 \text{ MPa}$. Relacje między wytrzymałościami określonymi na różnych próbkach są następujące:

$$f_{c,\text{cube},15} \approx 1,15 R_{\phi 16},$$

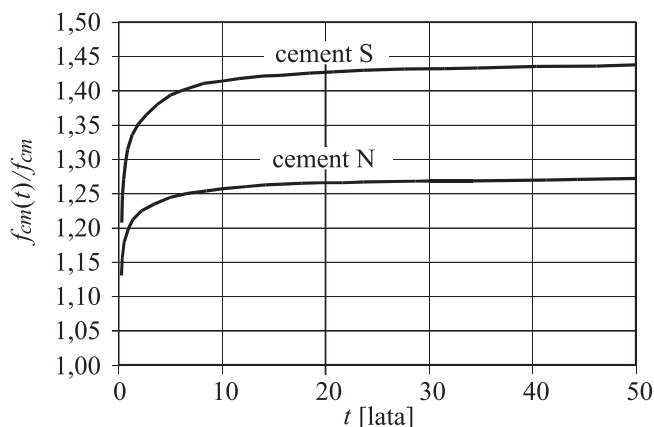
$$f_{c,\text{cube},15} \approx 1,25 f_{c,\text{cyl}},$$

zatem:

$$f_{c,\text{cyl}} \approx \frac{1,15}{1,25} R_{\phi 16} = 0,92 R_{\phi 16},$$

a więc:

$$f_{cm} = f_{c,\text{cyl}} \approx 0,92 R_w = 0,92 \cdot 20 = 18,4 \text{ MPa}.$$



Rys. 2.2. Wytrzymałość betonu na ściskanie w funkcji czasu t

Wiadomo, że wytrzymałość na ściskanie betonu wzrasta wraz z jego wiekiem i zależy od rodzaju cementu, temperatury i warunków pielęgnacji. Na rysunku 2.2 pokazano możliwy wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie w wieku t w stosunku do wytrzymałości 28-dniowej, przy średniej temperaturze 20°C i dobrej pielęgnacji. Jeśli przyjmiemy, że beton został wykonany z cementu klasy N (normalnego) i wiek betonu wynosi 50 lat, to jego średnią wytrzymałość można szacować na około:

$$f_{cm}(t = 50 \text{ lat}) \approx 1,25 \cdot 18,4 = 23 \text{ MPa.}$$

Wytrzymałość charakterystyczna (gwarantowana) zależy od jednorodności betonu, która najlepiej charakteryzuje wartość standardowego odchylenia s . Może się ona wahać w dość szerokim przedziale, zwykle górna nie przekraczała $s \leq 0,2f_{cm}$. Przyjmując ostrożnie, że $s = 0,2 \cdot 23 = 4,6 \text{ MPa}$, charakterystyczną wytrzymałość betonu zgodnie z [N7] można szacować na wartość:

$$f_{ck} > f_{cm} - 1,48s = 23 - 1,48 \cdot 4,6 \approx 16,2 \text{ MPa.}$$

Przyjmując bardziej optymistyczne założenia, $s = 0,1f_{cm} = 2,3 \text{ MPa}$, otrzymamy:

$$f_{ck} > f_{cm} - 1,48s = 23 - 1,48 \cdot 2,3 \approx 19,6 \text{ MPa.}$$

Wydaje się, że przyjęcie klasy betonu C16/20 do wstępnych obliczeń będzie w tym wypadku całkowicie uzasadnione.

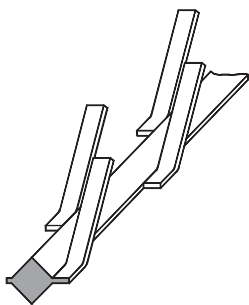
W samym sposobie badania próbek betonowych mogą kryć się dość znaczne rezerwy wytrzymałości. W czasach obowiązywania normy [N1] do badań na ściskanie jako przekładek używano zwykle płyt pilśniowych. Obecnie próbki najczęściej się szlifuje lub stosuje się kapsle piaskowe. Sposób przygotowania powierzchni obciążanej próbek nie jest obojętny dla otrzymywanych wyników, co oznacza, że badania wykonywane w przeszłości mogły zaniżać wytrzymałość w stosunku do obecnych standardów. Problem ten został ostatnio przedstawiony w pracy [27].

Do tego typu oszacowań należy podchodzić bardzo ostrożnie i zawsze należy ocenić jakość betonu bezpośrednio na obiekcie, wykonując stosowne badania. W świetle obecnych przepisów normowych PN-EN 206-1:2003 [N7] jedynie badania niszczące wykonane na próbkach wyciętych z konstrukcji (rdzeniach) mogą dać taką informację. Badania niszczące mogą być wykonywane jedynie jako towarzyszące, służące do

oceny jednorodności betonu, ale nie mogą być jedyną podstawą oceny wytrzymałości. Problematyka badań betonu w konstrukcji została szczegółowo opisana w pracach [11, 23]. Pobieranie rdzeni z konstrukcji nie jest jednak obojętne dla jej bezpieczeństwa, więc miejsce pobrania rdzenia należy starannie wybrać, unikając miejsc znacznie wytężonych. Na przykład w belkach i płytach płaskich należy unikać wycinania próbek w strefach przypodporowych. Ryzykowne jest również pobieranie próbek ze słupów.

Wytrzymałość stali zbrojeniowej

Na początku XX wieku stosowano wiele różnych rodzajów zbrojenia. Jednym z nich było zbrojenie opracowane w Stanach Zjednoczonych przez Juliusza Kahna, które do Europy trafiło w 1903 r. [36]. Pomysł tzw. „zbrojenia Kahna” polegał na jednoczesnym jego działaniu jako zbrojenie główne i na ścinanie. Było to możliwe dzięki wywalcowaniu z boku profilu pasów, które mogły być odginane pod kątem 45° (rys. 2.3).



Rys. 2.3. Zbrojenie typu Khan-Eisen

Na początku XX wieku do zbrojenia najczęściej stosowane były pręty o przekroju okrągłym, kwadratowym i eliptycznym. Stosowano również płaskowniki i kształtowniki o przekroju teowym. Na rysunku 2.4 pokazano przykład zastosowania zbrojenia w postaci kątowników w stropie gęstożebrowym z pustakami z betonu lekkiego [32]. Bardziej szczegółowe informacje na temat stali zbrojeniowej z pierwszej połowy XX wieku można znaleźć w publikacjach [9] i [11].

Stal zbrojeniowa stosowana w drugiej połowie XX wieku była już znormalizowana i podstawową wiedzę na jej temat można uzyskać z ów-

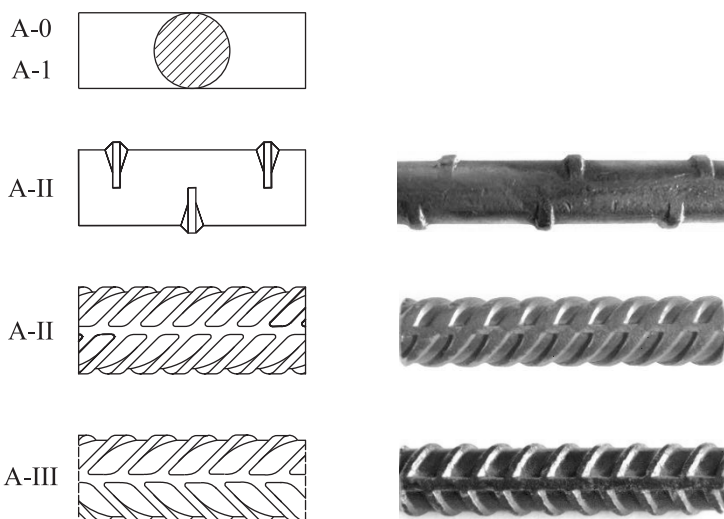


Rys. 2.4. Odwiert wykonany w zabytkowym stropie gęstożebrowym (z początku XX w.) ze zbrojeniem stalowymi kątownikami [32] (fotografia udostępniona przez *prof. Piotra Noakowskiego*)

czesnych norm konstrukcyjnych. Najprostszą metodą określenia gatunku stali jest ocena wizualna na podstawie uźebrowania, jeśli takowe występuje. Na rysunku 2.5 pokazano przykłady prętów zbrojeniowych stosowanych w Polsce według normy [N1] z poprawkami z 1972 r. W tablicy 2.3 zestawiono wartości parametrów wytrzymałościowych tego zbrojenia po przeliczeniu jednostek z $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ na $[\text{MPa}]$.

Po roku 1972 nastąpiły kolejne zmiany kształtu żeber i parametrów wytrzymałościowych zbrojenia stosowanego do betonu. Normy hutnicze PN-H-84020:1972 [N8] i PN-H-93215:1974 [N9] wprowadziły nową klasę A-IV z gatunkami stali: 60GS, 80S, 20HG2V i 20HG2Zr, a w klasie A-II pojawił się nowy gatunek St50B. Uźebrowanie stali St50B różni się tym od stali 18G2, że z jednej strony ma dodatkowe podłużne żeberko między trzema poprzecznymi żeberkami ukośnymi.

W roku 1981 klasa A-IV została zastąpiona klasą A-IVN, a parametry wytrzymałościowe stali zbrojeniowej zgodnie z normą PN-84/B-03264 [N5] zestawiono w tablicy 2.4. Wytrzymałości obliczeniowe stali według [N5] były określane jako iloraz wytrzymałości charakterystycznych



Rys. 2.5. Przykłady uźebrowania prętów zbrojeniowych stosowanych w Polsce według normy PN-56/B-03260 [N1] z poprawkami z 1972 r.

Tablica 2.3. Obliczeniowe granice plastyczności według PN-56/B-03260

Klasa stali	Znak	Średnica pręta [mm]	Granica plastyczności [MPa]	
			minimalna wg PN-63/H-84021	obliczeniowa
A-0	St0 St0S	do 30	nie określa się*	250
A-I	St3SX St3SY	do 40**	240	250
A-II	18G2	do 25 powyżej 25 do 40	360 340	360
A-III	34GS	do 18 powyżej 18	420 400	420 400

* PN-66/H-84021 podaje jako wartość informacyjną 200 MPa z tym zastrzeżeniem, że tej wartości nie sprawdza się.

** Pręty przeznaczone do spawania o średnicy do 25 mm należy zamawiać ze stali St3SX, a pręty o średnicy powyżej 25 mm ze stali St3SY.