

Ewolucja zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach projektowania konstrukcji żelbetowych, cz. 2

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski, Politechnika Śląska, Gliwice

Normy, w tym także normy konstrukcji z betonu, są świadectwem czasu. Odzwierciedlają stan naszej wiedzy, sposoby myślenia o konstrukcji i jej bezpieczeństwie. Tworzone były zawsze w przekonaniu sumowania wiedzy istniejącej, czasem co prawda z pozycji konserwatywnych, ale to dobrze. Przepisy konstrukcyjne mają często, jako uboczne zadanie, zabezpieczyć nas przed nonszalancją, a często po prostu przed skutkami braku wiedzy.

Celem tej pracy jest przypomnienie historii niektórych przepisów normowych, dotyczących konstrukcji żelbetowych i zmian, jakim podlegały w czasie. Druga część artykułu zawiera zmiany przepisów normowych, które dotyczą: odstępów strzemion w belkach i słupach, minimalnego i maksymalnego zbrojenia belek, w tym zbrojenia belek załamanych, dylatacji, obliczeń płyt krzyżowo-zbrojonych, rozmieszczenia zbrojenia w płytach krzyżowo-zbrojonych, stropów grzybkowych, obliczania płyt i belek oraz obciążenia próbnego.

Odstępy strzemion w belkach

Wymagania z roku 1945 były następujące: *odstępy strzemion powinny być równe co najwyżej wysokości belki i co najwyżej 50 cm; jeżeli w belce znajdują się pręty ściskane, potrzebne ze względów statycznych, wtedy należy stosować strzemiona zamknięte w odstępach najwyżej 15 średnic Δ tych prętów.*

W 1951 roku wprowadzono ograniczenie rozstawu strzemion do $\frac{3}{4}$ wysokości belki. Analogiczne zapisy znajdujemy w normie mostowej z 1958 roku.

Przepisy te utrzymują się aż do roku 1976; ich ważność ograniczono jedynie do obszaru, na którym nie jest konieczne zbrojenie na ścinanie i które oddalone są od podpory o co najmniej $l/6$. Na obszarze, na którym konieczne jest zbrojenie na ścinanie, a także na odcinkach przypodporowych bez zbrojenia odgiętego należało przyjmować zbrojenie strzemionami o rozstawie nie większym niż $1/3h$ i nie więcej niż 30 cm. W przypadku, gdy nie zachodziła konieczność zbrojenia na ścinanie, wymogi powyższe rozciągnięto na odległość równą:

– $1/6 l$ przy obciążeniu równomiernym,

– *odległości od podpory do najbliższej siły skupionej, lecz nie mniej niż $1/6$.*

Przepisy tej treści, jakkolwiek w innej formie zapisu, utrzymały się do 1999 roku, gdy wprowadzono trzy przedziały w zależności od wytyżenia ściskanych krzyżulców:

$s_{max} = 0,8d \leq 300 \text{ mm}; 0,6d \leq 300 \text{ mm}$ i $0,3d \leq 200 \text{ mm}$.

Norma z 1999 roku wprowadziła też, po raz pierwszy, ograniczenia co do rozstawu strzemion w kierunku poprzecznym, także uzależnione od wytyżenia ściskanych krzyżulców.

Ostatnie unormowania (2002 r.) uprościły zagadnienie wymagając:

– w kierunku podłużnym $s_{max} = 0,75d \leq 400 \text{ mm};$

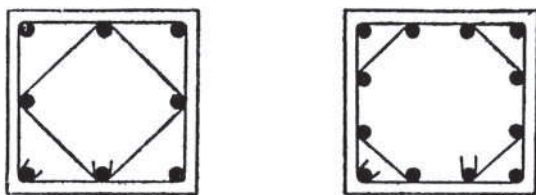
– w kierunku poprzecznym $s_{max} = 1,0d \leq 600 \text{ mm}.$

Utrzymano w mocy przepis o odstępach strzemion w przypadku występowania pracujących wkładek ściskanych – nie uległ on zmianie przez całe 57 lat.

Odstępy strzemion w słupach

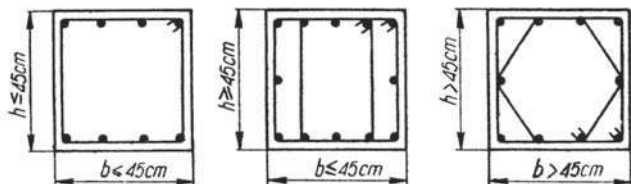
Projekt zmian przepisów dotyczących konstrukcji betonowych i żelbetowych (1932 r.) zawierał wskazanie, że: *wzmocnienie pionowe słupów prostokątnych lub okrągłych powinno się składać przynajmniej z 4 prętów rozmieszczonych w narożach, względnie na obwodzie.* Stwierdzono, że: *wiązanie poprzeczne w słupach należy umieszczać w odstępach równych co najwyżej 15-krotnej średnicy prętów podłużnych, względnie najmniejszemu poprzecznemu wymiarowi słupa.* Te dwa ostatnie przepisy, wynikające z uproszczonej analizy stateczności prętów ściskanych, utrzymały się niezmiennie przez 70 lat.

W pierwszej normie powojennej (1945 r.) dodano do powyższych przepisów wymóg, aby odległość pomiędzy prętami pionowymi nie była większa niż 40 cm, i że średnica strzemion nie powinna być mniejsza niż $\frac{1}{4}$ średnicy wkładek podłużnych. Wprowadzono też zalecenie: *słupy zwykle o zawartości uzbrojenia podłużnego przekraczającego 1,5% powinny mieć strzemiona takiego kształtu, ażeby zabezpieczyły poszczególne pręty od wybożenia na zewnątrz, co pokazano na rysunku:*



W normie z 1951 roku zrezygnowano z obowiązku przytrzymania strzemieniem każdego pręta, wprowadzając wymóg, aby strzemiona wykonane były z prętów o średnicy nie mniejszej niż 6 mm, oraz aby odległość pomiędzy strzemionami nie była większa niż 40 cm. Zalecono: w miejscach styków podłużnych zbrojenia strzemionami należy dawać nie rzadziej, niż co 10Δ . Jeżeli wielkość przekroju zbrojenia podłużnego przewyższa 3% przekroju betonu, odległość między strzemionami nie powinna przekraczać 10Δ , ponadto zaleca się przymocować strzemiona do prętów podłużnych przy pomocy spawania.

Powyższe przepisy rozbudowuje kolejna norma (1956 r.). Dopuszcza ona stosowanie strzemion o średnicy 4,5 mm i zaleca, aby wymiar poprzeczny słupa był nie mniejszy niż 25 cm. Jednocześnie precyzuje konstrukcję strzemion mówiąc, że: *stosowanie strzemion pojedynczych jest dozwolone jedynie w przypadkach, gdy wymiary boków słupa są nie większe niż 45 cm przy liczbie prętów pracującego zbrojenia z każdej strony nie przekraczającej czterech, w innym przypadku należy stosować strzemiona podwójne.*



Następna norma (1976 r.), honorując uprzednie przepisy, dopuszcza strzemiona o średnicy nie mniejszej niż 0,2 średnicy wkładki głównych dorzuca wymagania, aby: *jeżeli stopień zbrojenia słupa jest większy niż 3%, strzemiona podwójne należy stosować bez względu na wymiary przekroju poprzecznego słupa, oraz aby na końcach słupów prefabrykowanych na odcinku równym większemu wymiarowi przekroju poprzecznego słupa podstawowa odległość między strzemionami została zmniejszona do 1/3.*

Tak sformułowane przepisy funkcjonują bez zmian do dzisiaj, czyli przez 25 lat.

W związku z coraz powszechniej stosowanymi w słupach wkładkami o dużych średnicach, należy zdaniem autora powrócić do przepisów z 1945 roku i wymagać, aby każdy pręt podłużny bezpośrednio kontaktował się ze strzemieniem (w każdym razie dla większych średnic zbrojenia).

Minimalne i maksymalne zbrojenie

Belki i płyty

W normie z 1945 roku jako minimalne zbrojenie rozciągane uznaje się 0,2% całkowitego przekroju betonu. Następną normą (1951 r.) utrzymując powyższy warunek dodała wzór na minimalny procent zbrojenia (w oznaczeniach współczesnych)

$$\mu_d = \frac{2,6}{100} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}}$$

odnosząc procent zbrojenia do przekroju efektywnego. W roku 1956 wprowadzono tabelaryczne określenie minimalnego procentu zbrojenia, który: dla stali o $f_{yk} = 250$ MPa wahał się od 0,0005 do 0,0023, a dla stali o $f_{yk} = 360,400$ MPa w granicach 0,0009 do 0,0015, odnosząc zbrojenie do przekroju efektywnego. W normie mostowej (1958 r.) minimalny procent zbrojenia dla stali o $f_{yk} < 360$ MPa wahał się od 0,0015 do 0,0030, a dla stali o $f_{yk} \geq 360$ MPa – w granicach od 0,0015 do 0,0020. Następnie, w roku 1976 uznano, że wystarczające jest jedno ograniczenie minimalnego zbrojenia do wartości 0,015 przekroju użytecznego.

W kolejnej edycji normy (1984 r.) przyjęto, jako minimalne zbrojenie:

- dla klasy stali A0 i A1 – 0,0015bd;
- dla stali AII, AIII i AIIIN – 0,0010bd.

Obowiązująca do dziś norma mostowa (1991 r.) wymaga:

- dla stali klasy A-0, A-I, i A-II – 0,004bh;
- dla stali klasy A-III i A-IIIN – 0,002bh.

Norma z 1999 roku powróciła do minimalnego ograniczenia wynoszącego, niezależnie od klasy stali, 0,0015bd oraz wprowadziła dodatkowo

$$A_s \geq \frac{0,6bd}{f_{yk}}$$

Niezależnie wymagano minimalnego zbrojenia z uwagi na ograniczenie rozwarcia rys.

Ostatnie uregulowanie normowe (2002 r.) obniża nieco granicę minimalnego zbrojenia wymagając

$$A_{s1, \min} = 0,0013bd$$

i równocześnie

$$A_{s1, \min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

Sprecyzowano ponadto, że: *w elementach zginanych bez udziału siły podłużnej pole zbrojenia przekroju zbrojenia rozciąganego nie może być mniejsze niż wynikające z porównania nośności obliczeniowej przekroju żelbetowego w fazie II z nośnością obliczeniową przekroju betonowego w fazie I, obliczoną metodą na-*

prężeń liniowych przy założeniu, że naprężenia w betonie na krawędzi rozciąganej osiąga wartość

$$\sigma_{ct} = 1,3f_{ctm}$$

Ostatni wzór w sposób jawny uwzględnia fakt, że zadaniem minimalnego zbrojenia jest przejście przez zbrojenie obciążeń w chwili zarysowania betonu, czyli zabezpieczenie przed kruchym pęknięciem. Uwzględniono przy tym inne współczynniki materiałowe dla betonu (niezbrojonego) i stali zbrojeniowej.

Stupy

W 1932 roku proponowano dla słupów: *przekrój żelaza powinien wynosić ...najmniej 0,008 przekroju poprzecznego słupa*. Wartość ta została następnie w roku 1951 zmniejszona do 0,006, a w roku 1956 do 0,005 przekroju poprzecznego słupa (także w normie mostowej – 1958 r.).

Normy z 1976, a także 1984 roku wymagają w *elementach ściskanych*, aby: *...stopień zbrojenia podłużnego usytuowanego przy każdej z przeciwległych stron przekroju (wyznaczonych płaszczyzną działania momentów), odniesiony do przekroju użytecznego elementu, powinien wynosić co najmniej*

$$\begin{aligned} &0,15\% \text{ przy } l_0/i \leq 35 \\ &0,20\% \text{ przy } 35 \leq l_0/i \leq 35 \\ &0,25\% \text{ przy } l_0/i \geq 83 \end{aligned}$$

gdzie :

l_0 – długość obliczeniowa;

i – promień bezwładności przekroju betonowego.

Norma mostowa (1991 r.) wymaga: w *elemente ściskany bez uzwojenia minimalna ilość zbrojenia usytuowanych w strefach przeciążonych przekroju, odniesiona do przekroju użytkowego elementu wynosi 0,15% dla $L_w/i \leq 25$ (L_w – długość wyobczeniowa), 0,20% dla $25 \leq L_w/i \leq 50$ oraz 0,25% dla $L_w/i > 50$. W słupach zbrojonych na obwodzie, przy ściskaniu umownie osiowym minimalna ilość zbrojenia wynosi 0,50%.*

W normie z 1999 roku (a także w 2002 roku) niezależnie od smukłości elementu wymaga się, aby *sumaryczne pole zbrojenia podłużnego*

$$A_s \geq 0,003A_c$$

gdzie A_c – pole przekroju betonu

Wprowadzono jednocześnie nowy warunek

$$A_s \geq \frac{0,15N_{sd}1}{f_{yd}}$$

w którym

N_{sd} = siła podłużna wywołana obciążeniem obliczeniowym.

W propozycjach z 1932 roku wymagano, aby zbrojenie podłużne stanowiło *najwyżej 3% przekroju betonu*. *Jeżeli wzmocnienie podłużne jest silniejsze niż 3%, to z nadwyżki ponad 3% wolno uwzględnić w obliczeniach tylko trzecią część*. To ostatnie zdanie stanowi

nietypowy sposób, nie występujący już później, ograniczenia maksymalnego zbrojenia w słupach.

Od roku 1945 zapisano w normie, że jeżeli: *wytrzymałość miarodajna betonu jest mniejsza niż 16 MPa, to maksymalny przekrój zbrojenia podłużnego nie może wynosić więcej niż 3%, a w przypadku gdy wytrzymałość betonu jest wyższa nie więcej niż 5% przekroju słupa*.

W następnej edycji normy (1951 r.) żądano, aby podłużne zbrojenie słupa wynosiło co najwyżej:

$$\begin{aligned} &0,03 \cdot F_b \cdot \frac{2500}{f_{yk}} \text{ przy marce betonu } < 170 \\ &0,05 \cdot F_b \cdot \frac{2500}{f_{yk}} \text{ przy marce betonu } > 170 \end{aligned}$$

W kolejnej normie (1956 r.) a także normie mostowej (1958 r.) utrzymano powyższy zapis, wprowadzając dodatkowo, że w konstrukcjach mimośrodowo ściskanych *ilość zbrojenia nie powinna przekraczać 5%*.

Według normy z 1976 roku (także 1999 r.) *całkowity przekrój zbrojenia podłużnego nie powinien być większy niż 6% powierzchni przekroju słupa*.

W normie z 2002 roku, w ślad za EC-2, obniżono maksymalny przekrój zbrojenia w słupach poza zakładami wymagając, aby był *nie większy niż 4% powierzchni przekroju słupa*.

Dylatacje

Pierwsze przepisy z 1928 roku zalecały dylatować budowle o długości większej niż 60 m. Warunek ten zastrzeżono w propozycjach z 1932 roku, wymagając dylatowania budowli dłuższych niż 50 m.

W normie z 1945 roku utrzymując powyższy warunek dodano, że odległości między dylatacjami: w *ścianach, ogrodzeniach itp. budowlach* – nie powinny być większe niż 25 m. Dla konstrukcji z betonu niezbrojonego uznano, że *największa odległość między szczelinami dylatacyjnymi przy najkorzystniejszych warunkach nie powinna przekraczać 15 m*.

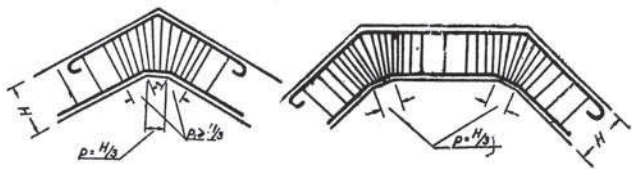
W normie z 1951 roku rozbudowano zalecenia odnośnie dylatowania, co przedstawiono w poniższej tablicy.

Lp.	Rodzaj budowli	Największa dopuszczalna długość bez dylatacji m	Największy odstęp między dylatacjami m
1	żelbetowy szkielet bez względu na wypełnienie	50	40
2	budynki murowane z cegły ze stropami żelbetowymi, gęstożebrowymi, ceramiczno-żelbetowymi itp.	75	60
3	budynki ze stropami jak wyżej, murowane z pustaków nieceramicznych	30	25
4	dach żelbetowy z górną izolacją cieplną	50	40
5	dach żelbetowy nieocieplony z góry	25	20
6	ogrodzenie żelbetowe monolityczne	15	10

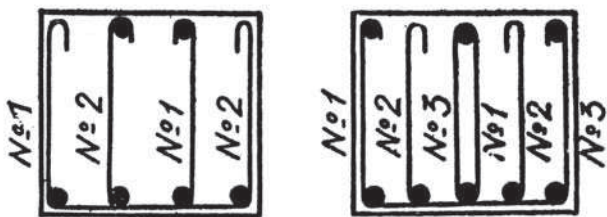
Obecna norma (2002 r.) przepisy te przedstawiła w innym ujęciu.

Zbrojenie belek załamanych

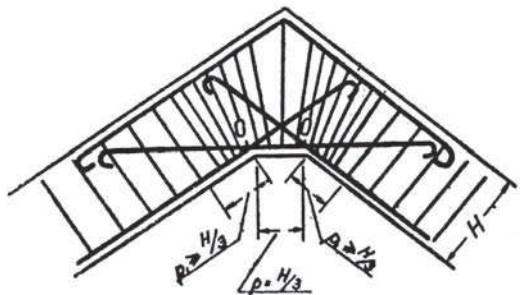
W pierwszej normie powojennej (1945 r.) zalecano, aby „belki o kształcie załamanej podlegające rozciąganiu od strony wklęsłej ... zbroić wg rysunków,



przenosząc wypadkową rozciągań poprzecznych na strzemiąca rozmieszczone na prostym odcinku p naroża równym $1/3$ wysokości belki H . Wymagano, aby zagęścić strzemiąca z obydwu stron odcinka p na długości $p_1 \geq H/3$ i aby każda wkładka rozciągana załamana w narożu powinna być utrzymywana przez co najmniej jedną gałąź strzemiąca, jak na rysunku w odstępach równych co najwyżej piętnastokrotnej średnicy wkładek Δ wkładek podłużnych. Średnica strzemiąca nie powinna być mniejsza niż $1/4\Delta$.



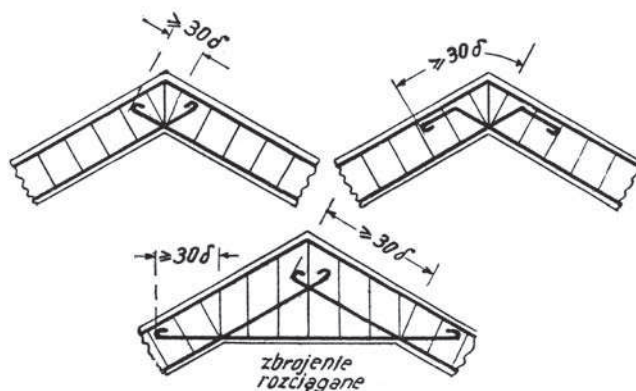
Jedynie wyjątkowo zezwalano na uzbrojenie tego rodzaju belek wg rysunku,



jednak pod warunkiem, że strzemiąca spełniać będą wymagania opisane wyżej, a wkładki rozciągane przedłużone będą poza punkt skrzyżowania O na długość zakotwienia, obliczoną według przyczepności.

Norma z 1951 roku zaostrzyła wymagania dotyczące rozwiązań podanych wyżej dopuszczając je wtedy, kiedy kąt wewnętrzny $\geq 165^\circ$ i przy zmniejszeniu odstępów między strzemiącami do dziesięciokrotnej średnicy wkładek załamanych. Jedynie w wyjątkowych przypadkach i tylko w podrzędnych konstrukcjach wolno było nawet przy kącie $< 165^\circ$ załamać zbrojenie rozciągane po stronie wklęsłej, zagęszczając strzemiąca w miejscu załamania.

Jako podstawowy sposób zbrojenia belek załamanych, których ramiona tworzą kąt mniejszy niż 165° rozciąganej od strony wklęsłej, uznano zbrojenie wg rysunku,



przy czym krzyżujące się pręty powinny być zaopatrzone w haki niezależnie od rodzaju stali. (podkr. autora) Pięć lat później (1956 r.) utrzymano przepisy dotyczące wkładek krzyżujących się, wprowadzając jedynie dodatkowy wymóg, aby długość zakotwienia prętów była nie mniejsza niż obliczona jego długość zakotwienia. Zaostrzono przepisy dotyczące prowadzenia zbrojenia ciągłego od strony rozciąganej naroża. Wymaga się zabezpieczenia wkładek przed wyrwaniem za pomocą specjalnych strzemiń – (rysunek poniżej), które powinny odpowiadać następującym warunkom:

a) ogólna powierzchnia przekroju strzemiń powinna wynosić

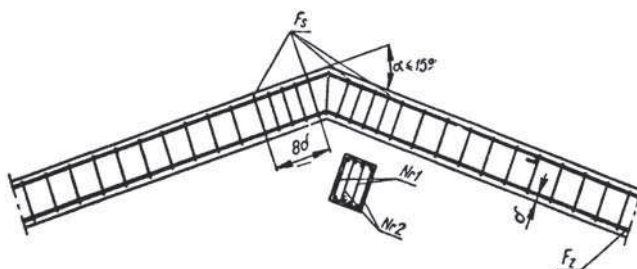
$$F_s \geq 2 \cdot F_z \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

przy czym F_z stanowi przekrój wkładek załamanych, α – kąt załamania,

b) każda wkładka rozciągana musi być uchwycona co najmniej przez jedno ramię strzemiąca (rysunek niżej – przekrój),

c) przy średnicy wkładek załamanych większych niż 20 mm należy strzemiąca przyspawać do tych wkładek,

d) obliczona na podstawie wzoru ilość strzemiń powinna być rozstawiona na długości nie większej niż 8 średnic wkładek załamanych licząc w każdą stronę od miejsca załamania.



W normie z 1956 roku wprowadzono nowe pojęcie elementów zakrzywionych. Wymagano, aby każdy pręt zakrzywiony rozciągany o średnicy powyżej 14 mm, znajdujący się po wklęsłej stronie elementu był uchwycony co najmniej przez jedno ramię strzemienia. Odstęp strzemion nie powinien w tym przypadku przekraczać $\frac{1}{4}$ promienia krzywizny. Najmniejszy promień krzywizny prętów powinien wynosić 50 mm.

Przepisy te pozostają, w zasadzie, niezmienione do dnia dzisiejszego.

Obliczenie płyt krzyżowo zbrojonych

W zgłoszonym w 1932 roku projekcie zmian przepisów dotyczących konstrukcji betonowych i żelbetonowych znajduje się zalecenie: *Przy płytach o stosunku boków między 1:1 a 1:2, wzmocnionych krzyżowo, można uwzględnić przenoszenie się zbrojenia w dwóch kierunkach, przyjmując, że wielkość obciążenia, przenoszonego w jednym względnie drugim kierunku, wynosi:*

$$q_1 = \frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot q \quad q_2 = \frac{b^4}{a^4 + b^4} \cdot q$$

przyczem a i b oznaczają długości boków płyty.

W pierwszej normie powojennej (1945 r.) do podanych wyżej wzorów (jakkolwiek wyrażonych w nieco innej formie) dodano wyrażenia dla płyt o bokach podłużnych a wolnopodpartych i poprzecznych b utwierdzonych.

Największe momenty dodatnie w środku płyty

$$M_a = \frac{qa^2}{24} \cdot \frac{5b^4}{a^4 + 5b^4} \quad M_b = \frac{qb^2}{8} \cdot \frac{a^4}{a^4 + 5b^4}$$

Największe momenty podporowe w środku boków b

$$M = -\frac{qa^2}{12} \cdot \frac{5b^4}{a^4 + 5b^4}$$

Ostatnie trzy wzory można stosować w granicach

$$\frac{1}{2} < \frac{a}{b} < 2$$

W normie z roku 1951 miejsce wzorów zajmują tablice. Autor tego opracowania nie zna niestety źródła tych tablic. Jest to o tyle istotne, że wartości podane w tych tablicach są do 15% mniejsze niż to wynika z rozwiązania płyty sprężystej metodami teorii sprężystości. Można się jedynie domyślać, iż uwzględniono uśrednienie momentów w pasie środkowym.

Następne edycje normy (od 1956 roku) stwierdzają jedynie w tym względzie, że *płyty krzyżowo zbrojone oblicza się na podstawie powszechnie używanych tablic lub wzorów ścisłych z teorii sprężystości. Dopuszcza się również obliczanie ich na podstawie teorii nośności*

granicznej, tzn. na podstawie analizy sił wewnętrznych w stadium równowagi granicznej.

W następnych przepisach normowych (1976 i 1984 r.) utrzymano ten zapis dodając jedynie, rzadko w praktyce wykorzystywany przepis w *płytach ciągłych dwukierunkowo zbrojonych podpartych na 4 krawędziach na belkach żelbetonowych, monolitycznie połączonych z płytą, obliczone wartości momentów można zmniejszyć o:*

- 20% w przekrojach pręseł i podpór środkowych
- 10% w przekrojach pręseł skrajnych i na podporze przy skrajnej.

Utrzymując powyższe w mocy, w 1999 roku ograniczono możliwość stosowania w obliczeniach metody analizy sił wewnętrznych z warunków równowagi granicznej, do płyt o rozpiętości *mniejszej nie przekraczającej 6,0 m.*

Ostatnia edycja normy (2002 r.) zagadnienia obliczenia płyt krzyżowo zbrojonych pomija.

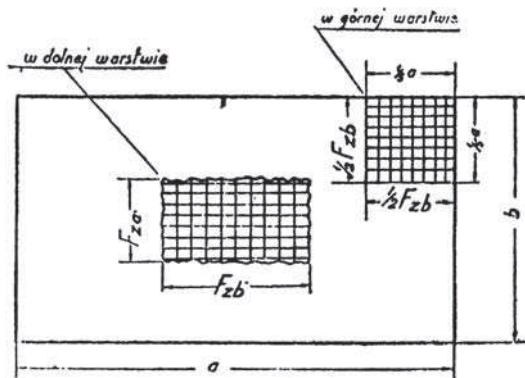
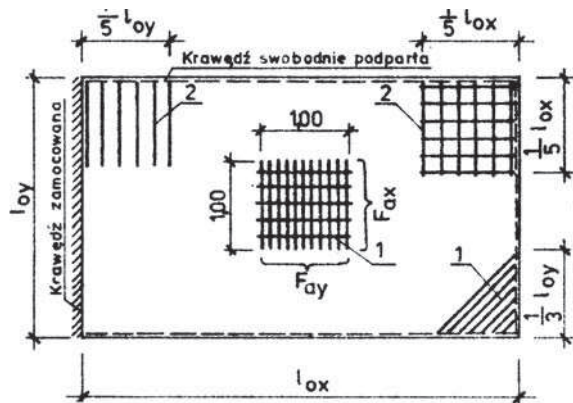
W normie mostowej z 1958 roku powtórzono za normą żelbetową z 1956 roku, że *płyty krzyżowo zbrojone oblicza się na podstawie powszechnie używanych tablic lub wzorów ścisłych z teorii sprężystości.* I tak liczono w mostach przez 35 lat, tj. do 1991 roku, kiedy to wprowadzono zapis: *Płyty krzyżowo zbrojone należy obliczać rozkładając obciążenie na dwa prostopadłe do siebie kierunki x – podłużny i y = poprzeczny ($x \geq y$) na podstawie równości sprężystego ugięcia środka płyty od momentów zginających działających w płaszczyznach jednego i drugiego kierunku.* W ten sposób, jak to rozumiem, norma mostowa wróciła do sposobu obliczania z okresu przedwojennego. Pozostaje bez odpowiedzi – dlaczego zdecydowano się pomijać przy obliczaniu płyt sztywność skrętną – co w sposób oczywisty zwiększa silnie wartości obliczonych momentów, a w ślad za tym – także ugięć.

Roźmieszczenie zbrojenia w płytach krzyżowo zbrojonych

Norma z 1945 roku wymagała, aby *uzbrojenie, przypadające na jednostkę szerokości przekroju dla środka płyty, zastosować na środkowym pasie stanowiącym $\frac{3}{5}$ całej płyty, zaś na skrajnych pasach obejmujących po jednej piątej płyty uzbrojenie można zmniejszyć do połowy, zachowując tę zasadę przy obydwu krzyżujących się kierunkach.* Powyższa zasada dotyczy również uzbrojenia na podporach, *gdy płyta utwierdzona jest na brzegach.*

Przepisy powyższe utrzymują się w normach do 1976 roku, kiedy to norma pomija to zagadnienie. Wracają one do normy z 1984 roku, która wprowadza zastrzeżenie (z nieznanym autorowi przyczyn), że *zasada ta nie obowiązuje jednak w odniesieniu do zbrojenia podporowego w płytach zamocowanych na krawędziach bądź ciągłych.* W kolejnych edycjach (1999 i 2002 r.) nie znajdujemy tego zastrzeżenia, przepis wraca do racjonalnej wersji z 1945 roku.

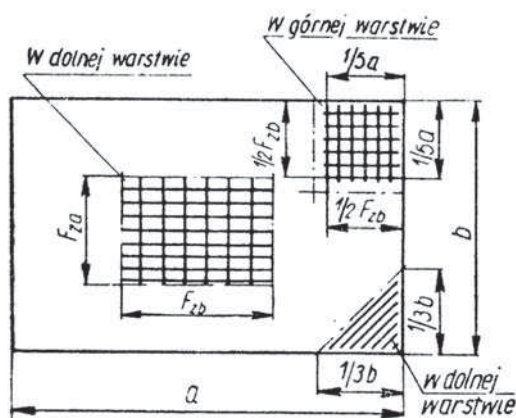
Problem zbrojenia naroży swobodnie podpartych w płytach krzyżowo zbrojonych pojawia się w normie z 1945 roku. Stwierdzono tam, że w płytach dookoła wolnopodpartych nie podlegających działaniu ujemnych momentów na podporach należy pomimo to umieścić zbrojenie dwukierunkowe w górnej części naroży, mającej w rzucie kształt kwadratu o boku równym $1/5$ większej rozpiętości osiowej krzyżujących się podpór, jak to pokazano na rysunku poniżej.



Przekrój tego zbrojenia narożnego odniesiony do jednostki szerokości przekroju płyty powinien wynosić w każdym kierunku co najmniej połowę większego uzbrojenia pośrodku płyty.

Co do intensywności zbrojenia nad narożem płyty, przepis ten pozostaje w mocy po dziś dzień.

Norma z roku 1956 przynosi po raz pierwszy wymaganie zbrojenia ukośnego dolnej powierzchni płyty w narożu.

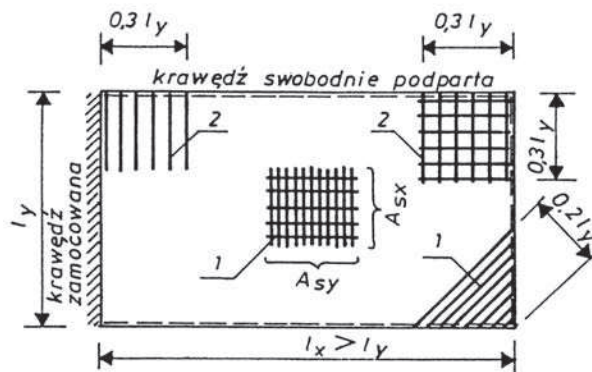


Wymaga się, aby na długości $1/3$ mniejszej rozpiętości w narożach dać u dołu zbrojenie prostopadłe do dwusiecznej w ilości na jednostkę długości dwusiecznej jak na jednostkę szerokości w przęśle.

Następna norma (1976 r.) pomija, jak już wspomniano, zagadnienie konstruowania płyt krzyżowo zbrojonych. Zagadnienie odżywa w normie z 1984 roku. Norma aprobejuje wszystkie poprzednie ustalenia, przy zmianie oznaczeń.

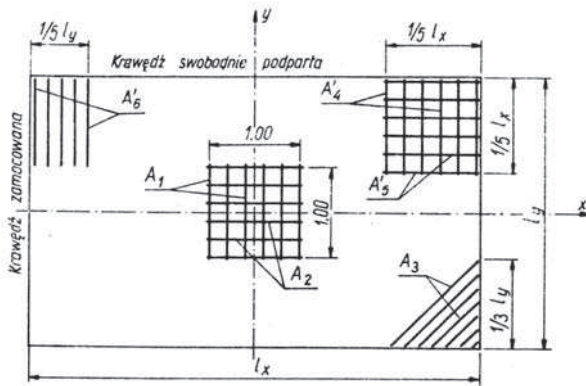
Uwzględniono fakt, że w narożach, w których zbiega się krawędź swobodnie podparta z krawędzią zamocowaną postanowienie dotyczące górnego zbrojenia narożnego rozciąga się jedynie na zbrojenie naroża równoległe do krawędzi zamocowanej, natomiast przekrój zbrojenia prostopadłego do krawędzi zamocowanej wynika z obliczeń.

W tej normie po raz pierwszy podano zasady zbrojenia płyt krzyżowo zbrojonych, obliczanych metodą nośności granicznej. Wymagano, aby przy założeniu stałej nośności w każdym przekroju równoległym do obu prostopadłych do siebie krawędzi, pręty zbrojeniowe w przęśle powinny mieć stały rozstaw w obu kierunkach. Dotyczy to również zbrojenia podporowego płyt zamocowanych i ciągłych. Norma ta zwraca uwagę na fakt, że zbrojenie naroży płyt swobodnie podpartych należy obliczać i konstruować w zależności od przyjętego schematu pracy naroża (swobodnego albo ograniczonego odkształcenia ku górze). Sugeruje to potrzebę bardziej zaawansowanego sposobu obliczania płyt w stanie granicznej nośności, niż to ma zwykle miejsce. Sformułowania powyższe utrzymują swoją ważność po dzień dzisiejszy. W ostatnich normach (1999 i 2002 r.), utrzymując moc zbrojenia jak poprzednio, zmieniono obszar stosowania tego zbrojenia



uwarunkowując obszar zbrojenia nadpodporowego od mniejszego wymiaru płyty. Wprowadzono określenie „zasięg zbrojenia ukośnego wzdłuż dwusiecznej kąta”.

Nieco odmienne podejście do sposobu zbrojenia zawarto w aktualnej normie mostowej (1991 r.), gdzie przy zasięgu zbrojenia dodatkowego jak w normie żelbetowej z 1984 roku zażądano, aby zbrojenie podporowe równoległe do krawędzi zamocowanej (A'_6) było co do intensywności co najmniej równe większemu ze zbrojeń przęsłowych.



Warto zwrócić uwagę, na zawarty w normie z 1956 roku przepis mówiący, że w płytach krzyżowo zbrojonych *dachowych i magazynowych należy zbrojenie zwiększyć o 15%*. Przepis ten nie znalazł się w późniejszych edycjach normy – a szkoda.

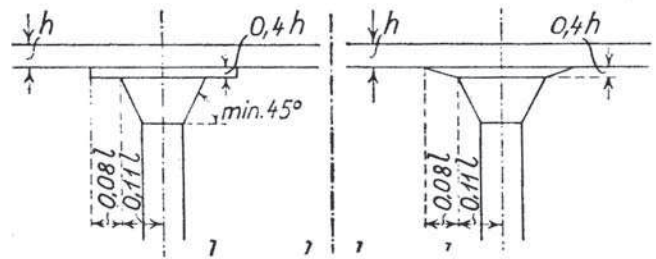
Stropy grzybkowe

Przypuszczalnie najwcześniejszymi polskimi przepisami na temat stropów grzybkowych (*bezdźwigarowych*) był projekt zmiany przepisów z 1932 roku. W pierwszej normie powojennej (1945 r.) przedwojenne przepisy dotyczące stropów grzybkowych uległy rozbudowie, a najszerszej zagadnienie to potraktowane zostało w kolejnej normie (1951 r.) i projekcie normy z 1954 roku. Nowa norma (1965 r.) ograniczyła się jedynie do wytycznych geometrycznych, a w kolejnych normach (od 1976 roku) o stropach grzybkowych już się nie mówi. W projekcie z 1932 roku żądano, aby najmniejszy wymiar słupa wynosił *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*. W normie z 1945 roku zmieniono pierwsze z ograniczeń stwierdzając: *Najmniejszy wymiar przekroju słupa powinien wynosić w kierunku każdej z dwóch (pisownia oryginalna W. S.) rozpiętości nie mniej niż 1/20 właściwej rozpiętości*. Te wskazówki utrzymały się do 1976 roku.

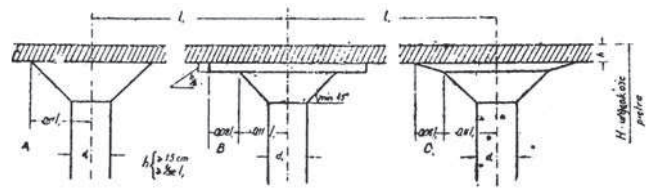
Propozycja z 1932 roku, gdzie określono, że *grubość płyty wynosić powinna co najmniej 15 cm oraz co najmniej 1/32 większej rozpiętości płyt: dla dachów zaś co najmniej 12 cm, względnie 1/40 rozpiętości* nie ulegała zmianie przez 44 lata.

Zmianie w ciągu lat ulegały zalecane kształty głowicy. Pierwotnie (1932 r.) zalecano jedynie głowice z płytą podgłowicową.

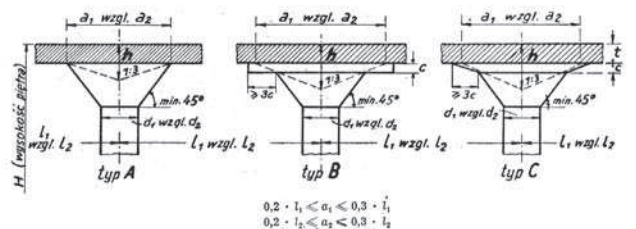
Następnie (1945 r.) zwiększono nieco grubość płyty



podgłowicowej (z 0,4h na 0,5h) oraz dodano głowicę bez płyty, przy czym wartości momentów w przekrojach głowicowych powiązano z typem głowicy.



Utrzymując powiązanie wartości momentów z typem głowicy, wprowadzono w 1951 roku nowy sposób opisanie głowicy, honorowany aż do 1976 roku.

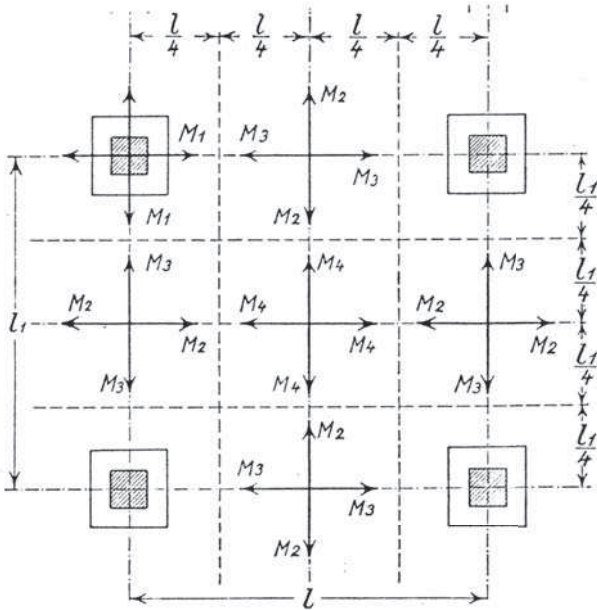


Podane w 1932 roku („Projekt zmiany przepisów, dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetowych”) wzory do obliczania momentów w stropach grzybkowych uznawano za ważne *dla pól prostokątnych o stosunku boków w granicach $l_1:l_2$ od 1 do 1,1*, przy czym ... $l=0,5(l_1+l_2)$, a także *dla stosunku $l_1:l_2$ od 1,1 do 1,35*, przy czym za l przyjmowano *odpowiednią długość prostokąta*. W tym ostatnim przypadku wymagano, aby przekrój wkładek biegnących równoległe do krótszego boku prostokąta wynosił co najmniej 2/3 przekroju wkładek biegnących równoległe do boku dłuższego.

Inaczej do proporcji siatki słupów podchodziła norma z 1945 roku. Stwierdzono tam, że *osie, na których zostały rozmieszczone słupy powinny tworzyć pola prostokątne lub kwadratowe jednakowych lub prawie jednakowych wymiarów, przy czym stosunek boków l_1/l_2 może być zasadniczo dowolny, pożądane jest jednak ze względu na wyzyskanie grubości płyty w obu kierunkach, by był niedaleki od jedności*. Poszczególne rozpiętości jednego kierunku mogą być *niejednakowe, lecz w każdym razie mniejsza rozpiętość powinna wynosić co najmniej 0,8 największej rozpiętości tego kierunku*. Ten ostatni zapis zachowano w pełni w normie z 1951 roku i projekcie z 1954 roku. W nowej normie (1956 r.),

wraz z wycofaniem się z podania szczegółowych metod obliczeń, wprowadzono ograniczenie mówiące: *Linie rozmieszczenia słupów powinny tworzyć kwadraty lub prostokąty, których wymiary boków nie różnią się więcej niż 20%. Tak samo poszczególne sąsiednie rozpiętości nie powinny różnić się więcej niż 20%.*

W 1932 roku („Projekt zmiany przepisów, dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetonowych”) wartości momentów zginających płytę stropową określono na 1 m szerokości w nawiązaniu do rysunku:



$$m_1 = -(0,067g + 0,067q)l^2$$

$$m_2 = -(0,020g + 0,020q)l^2$$

$$m_3 = (0,025g + 0,028q)l^2$$

$$m_4 = (0,030g + 0,030q)l^2$$

gdzie: g – obciążenie stałe, q – obciążenie zmienne
Jeżeli wkładki miały być rozmieszczone w czterech kierunkach, tj. także w kierunkach przekątnych, to wymagano, aby momenty ujemne m_1 i m_2 przyjmowane były jw., zaś momenty dodatnie:

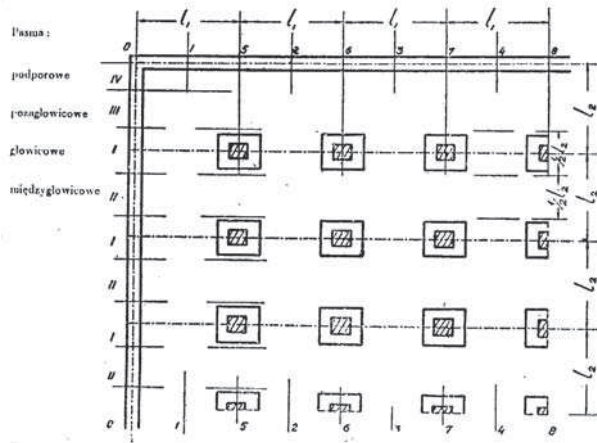
$$m_3 = m_4 = (0,020g + 0,027q)l^2$$

W przypadku pól skrajnych należało zwiększyć procentowo wyliczone jak wyżej momenty w zależności od stopnia zamocowania. Wymagano, że jeżeli:

- a) pas międzygłowicowy leży jednym bokiem swobodnie podparty: działające prostopadłe do muru momenty w 1-ym paśmie m_3 i m_4 oraz w równoległym paśmie nadgłowicowym m_1 i m_2 należy zwiększyć o 30%;
- b) pas nadgłowicowy wspiera się na podciągu łączącym słupy: działający w tym pasie prostopadłe do podciągu moment m_2 należy zwiększyć o 30%; działające w tym paśmie równoległe do podciągu momenty m_1 i m_3 można zmniejszyć o 50%, o ile podciąg został obliczony na ciężar całkowity tego pasa.

Zagadnienie obliczania stropów grzybkowych potraktowano szerzej w normie z 1945 roku, ograniczając podany sposób obliczeń do stropów mających co naj-

mniej 3 przęsa w każdym kierunku. Stwierdza się tam: „Płytę w celu obliczenia dzieli się myślowo w obu kierunkach na pasma, głowicowe i międzygłowicowe, a w przypadku, gdy skrajne przęsa płyty są wsparte na liniowej podporze – ponadto na pasma pozagłowicowe i półpasma podporowe zgodnie z rysunkiem:



Rozróżniamy: przęsa pośrednie (przekroje 2-2, 3-3) oraz dwóch rodzajów przęsa skrajne: a) gdy płyta na skrajnej podporze jest swobodnie podparta (przekrój 0-0) np. na murze i b) gdy płyta jest wsparta na słupach skrajnych i z nimi sztywno połączona przy pomocy półgłowic, słupy zaś są liczone na zginanie (przekrój 8-8). Rozróżniamy dalej: a) podporę skrajną bądź jako mur (oś 0-0) bądź jako szereg słupów sztywno z płytą połączonych (oś 8-8), b) pierwszy od podpory skrajnej szereg słupów (oś 5-5 i 7-7), wreszcie c) dalsze szeregi słupów tzn. podpory pośrednie (oś 6-6). Ten opis zachowany został aż do projektu z roku 1954 włącznie, a ważności rysunku rozciągnęła się także na normę z 1956 roku. Według normy z 1945 roku *Pasma każdego z obu kierunków oblicza się na całkowite obciążenie ciężarem stałym i ruchomym przy pomocy momentów podanych w tablicy..., odniesionych do jednostki szerokości pasma...*

Momenty zginające na 1 metr szerokości pasma

Przekroje	1-1	2-3 i 3-3	4-4
Pasma			
I. Głowicowe	$0,077g + 0,090q$	$0,044g + 0,080q$	$0,062g + 0,077q$
II. Międzygłowicowe	$0,063g + 0,075q$	$0,036g + 0,058q$	$0,051g + 0,063q$
Przekroje	5-5 i 7-7	6-6	8-8
Pasma			
I. Głowicowe			
dla głowic A	$-0,130g - 0,130q$	$-0,100g - 0,130q$	$-0,050g - 0,060q$
dla głowic B i C	$-0,120g - 0,130q$	$-0,090g - 0,120q$	$-0,040g - 0,050q$
II. Międzygłowicowe	$-0,050g - 0,050q$	$-0,040g - 0,050q$	$-0,020g - 0,020q$

Wielkości powyższe przemnożyć przez: l_1^2 dla kierunku l_1 , l_2^2 dla kierunku l_2

Porównanie przepisów normy z 1945 roku z przepisami przedwojennymi wskazuje na bardzo liberalne podejście tych wcześniejszych.

Norma z 1945 roku wskazywała, że *gdy płyta jest wsparta na liniowej podporze skrajnej (np. na murze) pasmo pozagłowicowe III równoległe do tej podpory należy liczyć na 3/4 momentów, powstających w paśmie między głowicowym w polach pośrednich, zaś ostatnie półpasmo podporowe IV – na 1/2 momentów powstających w paśmie głowicowym w polach pośrednich.*

W kolejnej normie (1951 r.) zachowano wszystkie poprzednie zalecenia konstrukcyjne, zmieniając jedynie zasady opisywania grzybków (patrz rys. wyżej) i wprowadzając nowe wzory na obliczenie momentów zginających w płycie stropu, uzależnione od względnych wymiarów głowicy (a/l).

Momenty zginające na 1 metr szerokości pasma

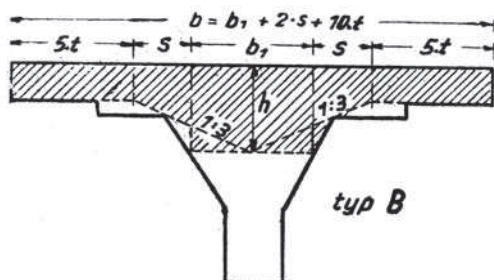
Przekroje	1-1	2-3 i 3-3	4-4
I. Głowicowe	$(0,078g+0,101q)\alpha$	$(0,047g+0,075q)\beta$	$(0,063g+0,077q)\beta$
II. Międzygłowicowe	$(0,067+0,096q)\alpha$	$(0,026g+0,076q)\beta$	$(0,051g+0,063q)\beta$
Przekroje	5-5 i 7-7	6-6	8-8
I. Głowicowe			
$a/l = 0,20$	$-0,136g-0,150q$	$-0,095g-0,131q$	$-0,050g-0,060q$
$a/l = 0,25$	$-0,118g-0,132q$	$-0,080g-0,118q$	$-0,045g-0,055q$
$a/l = 0,30$	$-0,101g-0,114q$	$-0,066g-0,101q$	$-0,040g-0,050q$
II. Międzygłowicowe	$-(0,034g+0,042q)\beta$	$-(0,012g+0,034q)\beta$	$-(0,020g+0,020q)\beta$

Wielkości powyższe przemnożyć przez: l_1^2 dla kierunku l_1 , l_2^2 dla kierunku l_2

$$\alpha = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \quad \beta = 1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2$$

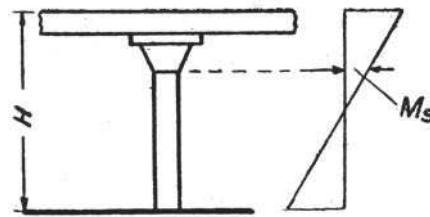
Powyższe wzory utrzymane zostały jeszcze w projekcie następnej normy (1954 r.), nie weszły już do normy z 1956 roku. W tej ostatniej normie znajdujemy zapis: *Stropy grzybkowe oblicza się wg powszechnie używanych wzorów i tablic. Zezwala się również obliczać stropy grzybkowe na podstawie teorii nośności granicznej.*

Warto zwrócić uwagę, że jedynie w normie z 1951 roku, podano, że: *Przy obliczaniu płyt w pasmach głowicowych na moment ujemny (wytluszczenie w oryginalnym tekście normy) można przyjmować wysokość konstrukcyjną wynikającą z założenia ukrytego skosu 1:3, wprowadzając do obliczenia jako zbrojenie wszystkie pręty rozłożone na całej szerokości pasma głowicowego, jeżeli nie przekracza ona szerokości współdziałającej.*



Przy obliczaniu słupów projekt przepisów z 1932 roku zaleca uwzględnić momenty: dla słupa pośredniego $M=0,03ql^2$, a dla słupa skrajnego $M=0,06 (g + q)l^2$. W normie z 1945 roku znajdujemy zapis, aby u nasady głowicy uwzględnić moment: dla słupów pośrednich $M_s=0,02Ql$, a dla słupów skrajnych $M_s=0,02(Q+G)l$, gdzie Q jest całkowitym obciążeniem ruchomym przypadającym na pole $l_1 \times l_2$ a $(Q = G)$ jest sumą obciążenia ruchomego i stałego, przypadającego na także pole.

W normie z 1951 roku dodano jedynie: *Obliczenia należy przeprowadzić dla każdego z dwóch kierunków oddzielnie i zamieszczono stosowny rysunek. Warto zwrócić uwagę, że jest to kilka razy więcej niż zalecano w 1932 roku.*



Obliczanie płyt i belek

Niektóre ważne sformułowania zawarte w projekcie przepisów z 1932 roku („Projekt zmiany przepisów, dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetowych”) zachowały się praktycznie w niezmienionej formie do dzisiaj.

Przykładowo, w 1932 roku zalecono: *W obliczaniu dodatniego momentu w przęśle skrajnym płyty lub belki ciągłej można uwzględnić zamocowanie w skrajnych podporach belki i płyty tylko o tyle, o ile odpowiedni ustrój je zapewnia.* W normie z 1945 roku dodano jedynie: *co należy wówczas uzasadnić rachunkiem* – i tak pozostało do dziś dnia.

Także w projekcie z 1932 roku sformułowano: *Gdy obliczanie momentów w poszczególnych przekrojach płyty lub belki, liczonej jako ciągłej, daje rezultaty mniejsze niż dla przęsła utwierdzonego, należy je liczyć jak dla utwierdzenia.*

W stosunku do obliczania płyt zalecano (1932 r.): *Jeżeli rozpiętości l przęseł płyty ciągłej są równe lub zbliżone do siebie w granicach $l_{\min}=0,8 l_{\max}$ i jeżeli obciążenie całkowite $(g+q)$ jest jednakie na wszystkich przęsłach, można momenty płyty liczyć według wzoru*

$$M = \frac{1}{m} (g + q) l_{\max}^2$$

przyczem (pisownia oryginalna W. S.) dla momentów dodatnich w polach skrajnych $m=11$, a w polach środkowych $m=15$; dla momentów ujemnych podporowych dla płyty dwuprzęsłowej $m=8$, dla 3 i więcej przęsłowej $m=9$.

Momenty ujemne w środku płyty pomiędzy belkami można uwzględnić w połowie wartości obliczonej dla belek ciągłych z uwagi na opór belek przeciw skręcaniu. Dla rozpiętości równych liczyć można wg wzoru

$$M = \frac{l^2}{24}(g + 0,5q)$$

W 1956 roku dodano dla podpór pośrednich wartość $m=10$ oraz zmieniono w powyższym wzorze wartość $0,5q$ na $0,67q$.

Bardziej zróżnicowane wartości m proponowano w projekcie normy z 1954 roku.

Wartości współczynników m

Ilość przęseł	Wartości m			
	przęsło skrajne	przęsło wewnętrzne	druga podpora	podpory pozostałe
Dwa	14		8	
Trzy i więcej	12,5	20	10	13

W normie z 1956 roku wycofano się z wszelkich tego typu zaleceń stwierdzając jedynie: *Płyty i drugorzędne belki ciągłe zezwala się obliczać z uwzględnieniem plastycznego wyrównania momentów, aby powrócić do nich w 1976 roku przyjmując, dla warunków geometrycznych i obciążeń jak poprzednio:*

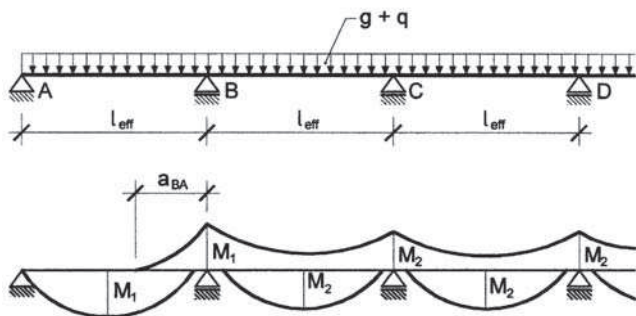
– moment w przęśle skrajnym oraz moment krawędziowy na podporze przedskrajnej (środkowej w przypadku płyty dwuprzęsłowej)

$$m_1 = \pm \frac{(g + q)l_s^2}{11}$$

– moment w przęsłach pośrednich oraz momenty krawędziowe na podporach pośrednich

$$m_2 = \pm \frac{(g + q)l_s^2}{16}$$

We wzorach tych l_s jest rozpiętością w świetle podpór. Ostatnio w normie z 2002 roku zmieniono ten zapis wprowadzając w miejsce l_s rozpiętość efektywną (teoretyczną) l_{eff} i odnosząc wartości momentów podporowych do miejsca teoretycznej podpory.



Obciążenia próbne

Zapis ulega rozbudowaniu w roku 1954. Wymagało się tam: *w razie potrzeby ... należy konstrukcję dźwigającą całkowite obciążenia stałe obciążyć ponadto ciężarem zastępczym o następującej wielkości:*

- a) o 50% większej od obliczeniowego obciążenia zmiennego, lecz co najwyżej 10 kN/m^2 ,
- b) równej obciążeniu zmiennemu, gdy przekracza ono 10 kN/m^2 .

Obciążenie próbne należało prowadzić nie wcześniej niż 3 tygodnie od przepisania w normie PN/B-196 terminu rozdeskowania badanego zespołu.

Ciężar zastępczy powinien pozostawać na konstrukcji co najmniej 6 godzin, po czym należy zmierzyć całkowite ugięcie (sprężyste + trwałe). W dwie godziny po zdjęciu obciążenia należy zmierzyć ugięcie trwałe. Nie powinno ono wynosić więcej niż 20% ugięcia całkowitego.

Po uzupełnieniu obciążenia stałego należy konstrukcję obciążyć ciężarem próbnym o następującej wielkości:

- a) przy obliczeniowym obciążeniu użytkowym do 7 kN/m^2 – równej 140% tego obciążenia,
- b) przy obliczeniowym obciążeniu użytkowym od 7 kN/m^2 do 10 kN/m^2 – równej 10 kN/m^2 ,
- c) przy obliczeniowym obciążeniu użytkowym większym od 10 kN/m^2 – równej temu obciążeniu.

Ciężar próbny powinien pozostawać na konstrukcji co najmniej 6 godzin, po czym należy zmierzyć ugięcie całkowite. W 6 godzin od zdjęcia obciążenia próbnego ...należy zmierzyć ugięcie trwałe.

Nie powinno ono orientacyjnie wynosić więcej niż:

- a) stosunek ugięcia całkowitego do rozpiętości
1:1000 1:2000 1:3000 1:4000
- b) stosunek ugięcia trwałego do całkowitego
0,25 0,30 0,35 0,40.

Obciążenie próbne można przeprowadzić najwcześniej w 6 tygodni od przepisania w normie PKN/B-06250 terminu rozdeskowania badanej konstrukcji.

Przepis ten zanika wraz z pojawieniem się nowej normy z 1976 roku.

Warto zwrócić uwagę, i może być to i dziś pożyteczne, jak traktowały to zagadnienie normy konstrukcji sprężonych. Badania ograniczono (1957 r.) do prototypów, przy czym powinien być sprawdzony doświadczalnie współczynnik pewności na zjawienie rys oraz współczynnik pewności na zniszczenie, jak również wielkość strzałki pod obciążeniem przewidywanym w obliczeniach statycznych, jeśli charakter konstrukcji wymaga ograniczenia ugięć. Bardzo istotne było zawarte w normie stwierdzenie: *zgodność wyników doświadczalnych z obliczeniowymi uważa się za dostateczną, jeśli różnice między współczynnikami pewności rzeczywistymi i obliczonymi na podstawie cech wytrzymałościowych materiałów użytych do badania mieszczą się w granicach od -10 do +15% dla każdego z badanych.*

Autor ma nadzieję, że przegląd zmian wybranych przepisów konstrukcyjnych pozwoli Czytelnikom na refleksję nad ich względnością, mając na uwadze fakt, że zawsze odzwierciedlały one istniejący stan wiedzy. Jest to szczególnie istotne teraz, gdy odchodzimy od norm narodowych, przyjmując przy projektowaniu normalizację europejską – Eurokody.