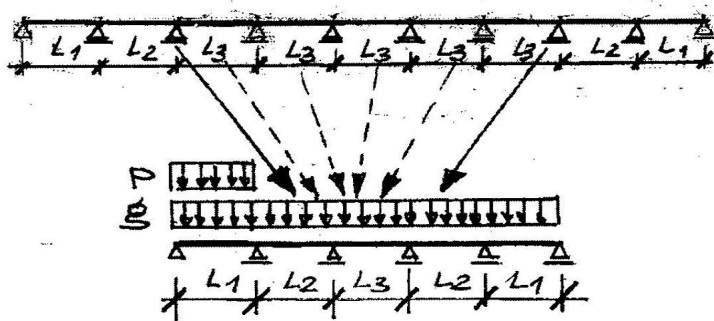
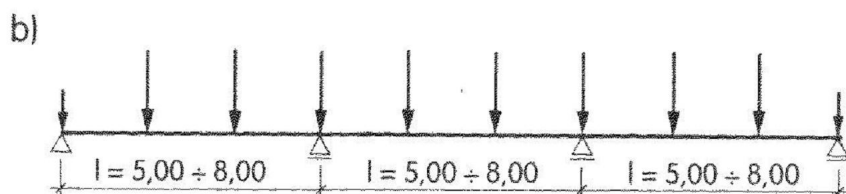
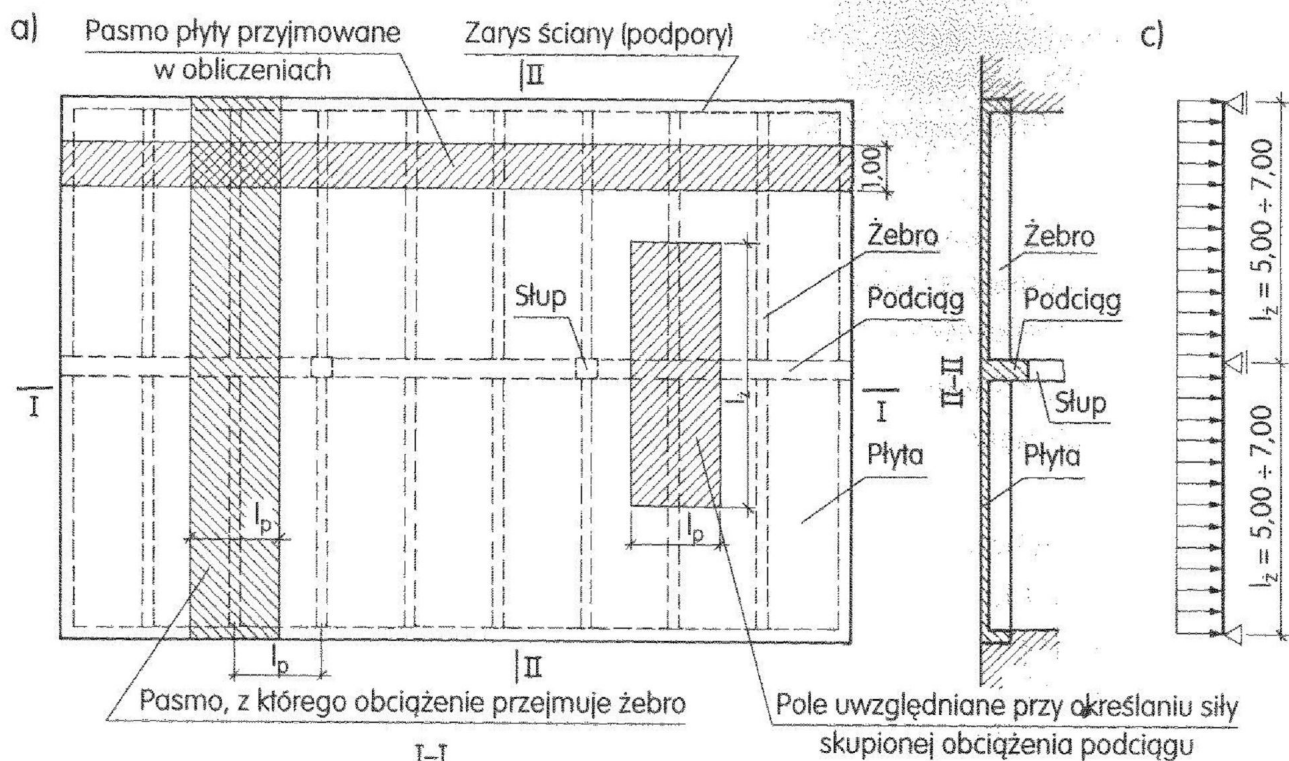


Rys. 1.1. Układ konstrukcyjny budynku



**SCHEMAT STATYCZNY PŁYTY STROPOWEJ**

**REDUKCJA BELKI WIELOPRZĘSŁOWEJ DO BELKI PIĘCIOPRZĘSŁOWEJ**

## 1.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ na 1m szerokości płyty

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>OBCIĄŻENIE STAŁE</b>	
Posadzka gr 60 mm 0,06x1,0x22,0=	
Płyta stropowa gr. 100 mm 0,10x1,0x25,0=	
Tynk cementowo-wapienny 15 mm 0,015x1,0x19,0=	
Razem obciążenie stałe	$g_k=$
<b>OBCIĄŻENIE ZMIENNE</b>	
Obciążenie użytkowe np. 6,00x1,0	$q_k$
Obciążenie całkowite	$p_k=$

**Kombinacje obciążeń**

Przyjęto obliczeniową kombinacją oddziaływań, według załącznika krajowego NB do normy PN-EN 1990, jako wartość mniej korzystną z dwu podanych niżej:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Współczynniki częściowe wyznaczone jak dla oddziaływań (STR) – zestaw B:

- oddziaływanie stałe:  $G_k = g_k = \dots\dots\dots \text{kN/m}$
- współczynnik częściowy dla oddziaływania stałego:  $\gamma_{G,j} = \gamma_{Gj,\text{sup}} = 1,35$
- współczynnik redukcyjny dla niekorzystnych oddziaływań stałych:  $\xi_j = \xi = 0,85$
- oddziaływanie sprężające:  $\gamma_p \quad P = 0$
- wiodące oddziaływanie zmienne:  $Q_{k,1} = q_k = \dots\dots\dots \text{kN/m}$
- współczynnik częściowy dla oddziaływania zmiennego:  $\gamma_{Q,1} = 1,50$
- współczynnik dla wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego:  $\psi_0 = \dots\dots\dots$  (w zależności od kategorii obciążenia zmiennego w projektowanym budynku) według poniższej tablicy.
- towarzyszące oddziaływania zmienne:  $\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = 0$

Najważniejsze wartości współczynników podano w tablicy:

oddziaływanie	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
obciążenia zmienne w budynkach, kategoria:			
A: powierzchnie mieszkalne	0,7	0,5	0,3
B: powierzchnie biurowe	0,7	0,5	0,3
C: miejsca zebrań	0,7	0,7	0,6
D: powierzchnie handlowe	0,7	0,7	0,6
E: powierzchnie magazynowe	1,0	0,9	0,8
F: powierzchnie ruchu pojazdów < 30kN,	0,7	0,7	0,6
G: powierzchnie ruchu pojazdów > 30kN,	0,7	0,5	0,3
H: dachy	0	0	0
obciążenie śniegiem:			
miejscowości położone na wys. > 1000 mmmp	0,7	0,5	0,2
miejscowości położone na wys. < 1000 mmmp	0,5	0,2	0
obciążenie wiatrem	0,6	0,2	0
Obciążenie wykonawcze (od montera)	1,0	---	0,2

Tablica 6.1 – Kategorie użytkowania

Kategoria	Specyficzne zastosowanie	Przykład
A	Powierzchnie mieszkalne	Pokoje w budynkach mieszkalnych i w domach, pokoje i sale w szpitalach, sypialnie w hotelach i na stacjach, kuchnie i toalety
B	Powierzchnie biurowe	
C	Powierzchnie, na których mogą gromadzić się ludzie (z wyłączeniem powierzchni określonych wg kategorii A, B i D <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Powierzchnie ze stolami itd., np. powierzchnie w szkołach, kawiarniach, restauracjach, stołówkach, czytelnich, recepcjach.</p> <p><b>C2:</b> Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami, np. w kościołach, teatrach, kinach, salach konferencyjnych, salach wykładowych, salach zebrań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.</p> <p><b>C3:</b> Powierzchnie bez przeszkód utrudniających poruszanie się ludzi, np. powierzchnie w muzeach, salach wystaw itd., oraz powierzchnie ogólnie dostępne w budynkach publicznych i administracyjnych, hotelach, szpitalach, podjazdach kolejowych.</p> <p><b>C4:</b> Powierzchnie, na których jest możliwa aktywność fizyczna np. sale tańców, sale gimnastyczne, sceny.</p> <p><b>C5:</b> Powierzchnie ogólnie dostępne dla tłumów, np. w budynkach użyteczności publicznej takich jak sale koncertowe, sale sportowe łącznie z trybunami, tarasy oraz powierzchnie dojeżdż i perony kolejowe.</p>
D	Powierzchnie handlowe	<p><b>D1:</b> Powierzchnie w sklepach sprzedaży detalicznej.</p> <p><b>D2:</b> Powierzchnie w domach towarowych.</p>
<p><sup>1)</sup> Zwraca się uwagę na punkt 6.3.1.1(2), w szczególności w odniesieniu do C4 i C5. Jeśli wymagają uwzględnienia efekty dynamiczne, patrz EN 1990. W przypadku kategorii E, patrz tablica 6.3.</p>		
<p>UWAGA 1 W zależności od przewidywanego zastosowania, powierzchnie kategorii C2, C3, C4 mogą być zaliczone do kategorii C5 na podstawie decyzji zlecniodawcy i/lub na podstawie załącznika krajowego.</p>		
<p>UWAGA 2 Załącznik krajowy może ustalać podkategorie A, B, C1 do C5, D1 i D2</p>		
<p>UWAGA 3 W odniesieniu do powierzchni składowania i działalności przemysłowej, patrz 6.3.2</p>		

Tablica 6.2 – Obciążenia użytkowe stropów, balkonów i schodów w budynkach

Kategorie obciążonych powierzchni	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [KN]
<b>Kategoria A</b>		
– Stropy	od 1,5 do <u>2,0</u>	od <u>2,0</u> do 3,0
– Schody	od <u>2,0</u> do 4,0	od <u>2,0</u> do 4,0
– Balkony	od <u>2,5</u> do 4,0	od <u>2,0</u> do 3,0
<b>Kategoria B</b>	od 2,0 do <u>3,0</u>	od 1,5 do <u>4,5</u>
<b>Kategoria C</b>		
– C1	od 2,0 do <u>3,0</u>	od 3,0 do <u>4,0</u>
– C2	od 3,0 do <u>4,0</u>	od 2,5 do 7,0 ( <u>4,0</u> )
– C3	od 3,0 do <u>5,0</u>	od <u>4,0</u> do 7,0
– C4	od 4,5 do <u>5,0</u>	od 3,5 do <u>7,0</u>
– C5	od <u>5,0</u> do 7,5	od 3,5 do <u>4,5</u>
<b>Kategoria D</b>		
– D1	od <u>4,0</u> do 5,0	od 3,5 do 7,0 ( <u>4,0</u> )
– D2	od 4,0 do <u>5,0</u>	od 3,5 do <u>7,0</u>

### 6.3.2 Powierzchnie składowania i działalności przemysłowej

#### 6.3.2.1 Kategorie

(1)P Powierzchnie składowania i działalności przemysłowej należy dzielić na dwie kategorie, zgodnie z tablicą 6.3.

Tablica 6.3 – Kategorie składowania i użytkowania przemysłowego

Kategoria	Rodzaj użytkowania	Przykład
E1	Powierzchnie, na których mogą być gromadzone towary, łącznie z powierzchniami dostępu	Powierzchnie składowania, z włączeniem składowania książek i innych dokumentów
E2	Użytkowanie przemysłowe	

#### 6.3.2.2 Wartości oddziaływań

(1)P Obciążone powierzchnie zaliczone do kategorii określonych według tablicy 6.3 powinny być obliczane przy stosowaniu charakterystycznych wartości  $q_k$  (obciążenie równomiernie rozłożone) oraz  $Q_k$  (obciążenie skupione).

UWAGA Zalecane wartości  $q_k$  i  $Q_k$  podano poniżej w tablicy 6.4. Jeśli jest to konieczne, wartości te mogą się zmieniać, odpowiednio do zastosowania w szczególnych projektach (patrz tablica 6.3 i załącznik A) lub w załączniku krajowym. Wartość  $q_k$  jest przeznaczona do określenia efektów ogólnych, a  $Q_k$  do określenia efektów lokalnych. Różne warunki zastosowania mogą być określone w załączniku krajowym.

Tablica 6.4 – Obciążenia stropów od składowania

Kategorie powierzchni	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Kategoria E1	7,5	7,0

(2)P Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego powinna odpowiadać wartości maksymalnej, z uwzględnieniem, jeśli jest to właściwe, efektów dynamicznych. Układ obciążenia należy określać w taki sposób, aby wywołać najniekorzystniejsze warunki dopuszczalne w użytkowaniu.

UWAGA W sytuacjach przejściowych przy instalacji i reinstalacji maszyn, jednostek produkcyjnych itd., wskazówki podane są w EN 1991-1-6.

(3) Zaleca się, aby wartości charakterystyczne obciążeń pionowych powierzchni składowania były ustalane z uwzględnieniem górnych obliczeniowych wartości wysokości składowania. Jeśli materiały składowane wywołują siły poziome na ściany itd., zaleca się określanie tych sił zgodnie z EN 1991-4.

UWAGA Patrz załącznik A w przypadku ciężarów objętościowych.

(4) Zaleca się uwzględnianie efektów napelniania i opróżniania materiałów składowanych.

(5) Zaleca się określanie obciążenia powierzchni składowania książek i innych dokumentów na podstawie obciążonej powierzchni i wysokości regałów, przyjmując odpowiednie wartości ciężarów objętościowych.

(6) Zaleca się, aby obciążenia powierzchni przemysłowych były ustalane z uwzględnieniem zamierzonego użytkowania i instalowanego wyposażenia. Jeśli zamierzona jest instalacja wyposażenia, takiego jak dźwigi, ruchome maszyny itp., zaleca się określenie efektów tego wyposażenia na konstrukcję zgodnie z EN 1991-3.


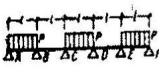
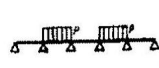
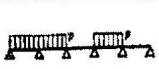

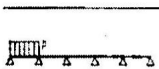


(7) Zaleca się, aby oddziaływania wózków widłowych i pojazdów transportowych były uważane za obciążenia skupione przyłożone razem z odpowiednimi rozłożonymi obciążeniami użytkowymi podanymi w tablicach 6.2, 6.4 i 6.8.

## OBLICZENIA STATYCZNE

## TABLICE WINKLERA

TABLICA XVI

Belka pięcioprzęsłowa

Schemat obciążenia	Nr	Momenty przęsłowe			Momenty podporowe				Reakcje					
		$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	A	B	C	D	E	F
		$k$							$k'$					
	1	0,0781	0,0331	0,0462	-0,105	-0,079	-0,079	-0,105	0,395	1,132	0,974	0,974	1,132	0,395
	2	0,100	-0,0461	0,0855	-0,053	-0,040	-0,040	-0,053	0,447	0,566	0,487	0,487	0,566	0,447
	3	-0,0263	0,0787	-0,0395	-0,053	-0,040	-0,040	-0,053	-0,053	0,566	0,487	0,487	0,566	-0,053
	4				-0,119	-0,022	-0,044	-0,051	0,380	1,218	0,379	0,516	0,559	-0,052
	5				-0,035	-0,111	-0,020	-0,057	-0,035	0,458	1,167	0,372	0,594	0,443
	6				-0,067	0,018	-0,005	0,001	0,433	0,652	-0,108	0,029	-0,007	0,001
	7				-0,049	-0,054	0,014	-0,004	-0,049	0,544	0,573	-0,086	0,022	-0,004
	8				0,013	-0,053	-0,053	0,013	0,013	-0,079	0,566	0,566	-0,079	0,013

U w a g a:

- a) dla obciążenia równomiernego  $p$   
moment zginający

$$M = kpl^2$$

reakcja lub siła poprzeczna

$$Q = k'pl$$

- b) dla sił skupionych  $P$   
moment zginający

$$M = kPl$$

reakcja lub siła poprzeczna

$$Q = k'P$$



TABLICA XII

**Współczynniki do obliczania momentów zginających, sił poprzecznych i reakcji belek o pięciu równych przęsłach**

Przekrój $x/l$	Momenty zginające			Siły poprzeczne		
	wpływ $g$	wpływ $p$		wpływ $g$	wpływ $p$	
	$a$	$b$	$c$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
Przęsło skrajne						
0,0	0	0	0	+0,3947	+0,4474	-0,0526
0,1	+0,0345	+0,0397	-0,0053	+0,2947	+0,3537	-0,0590
0,2	+0,0589	+0,0695	-0,0105	+0,1947	+0,2726	-0,0779
0,3	+0,0734	+0,0892	-0,0158	+0,0947	+0,2039	-0,1091
0,4	+0,0779	+0,0989	-0,0211	-0,0053	+0,1471	-0,1524
0,5	+0,0724	+0,0987	-0,0263	-0,1053	+0,1017	-0,2069
0,6	+0,0568	+0,0884	-0,0316	-0,2053	+0,0669	-0,2722
0,7	+0,0313	+0,0682	-0,0366	-0,3053	+0,0419	-0,3472
0,8	-0,0042	+0,0381	-0,0423	-0,4053	+0,0257	-0,4309
0,9	-0,0497	+0,0183	-0,0680	-0,5053	+0,0169	-0,5222
1,0	-0,1053	+0,0144	-0,1196	-0,6053	+0,0144	-0,6196
Przęsło drugie						
0,0	-0,1053	+0,0144	-0,1196	+0,5263	+0,5981	-0,0718
0,1	-0,0576	+0,0140	-0,0717	+0,4263	+0,5018	-0,0755
0,2	-0,0200	+0,0300	-0,0500	+0,3263	+0,4141	-0,0878
0,3	+0,0076	+0,0563	-0,0487	+0,2263	+0,3364	-0,1101
0,4	+0,0253	+0,0726	-0,0474	+0,1263	+0,2697	-0,1434
0,5	+0,0329	+0,0789	-0,0461	+0,0263	+0,2146	-0,1882
0,6	+0,0305	+0,0753	-0,0447	-0,0737	+0,1717	-0,2448
0,7	+0,0182	+0,0616	-0,9434	-0,1737	+0,1391	-0,3182
0,8	-0,0042	+0,0389	-0,0432	-0,2737	+0,1179	-0,3916
0,9	-0,0366	+0,0280	-0,0646	-0,3737	+0,1063	-0,4800
1,0	-0,0789	+0,0323	-0,1112	-0,4737	+0,1029	-0,5766
Przęsło środkowe						
0,0	-0,0789	+0,0323	-0,1112	+0,5000	+0,5909	-0,0909
0,1	-0,0339	+0,0293	-0,0633	+0,4000	+0,4944	-0,0944
0,2	+0,0011	+0,0416	-0,0405	+0,3000	+0,4063	-0,1063
0,3	+0,0261	+0,0655	-0,0395	+0,2000	+0,3279	-0,1279
0,4	+0,0411	+0,0805	-0,0395	+0,1000	+0,2604	-0,1604
0,5	+0,0461	+0,0855	-0,0395	0	+0,2045	-0,2045
mnożniki	$gl^2$	$pl^2$	$pl^2$	$gl$	$pl$	$pl$
$A_{max} = 0,3947gl + 0,4474pl$ ; $B_{max} = 1,1316gl + 1,2174pl$ $C_{max} = 0,9737gl + 1,1675pl$						

## DOBÓR MATERIAŁÓW

### □ BETON

### 1.3. Właściwości materiałów – beton

#### 1.3.1. Klasy i wytrzymałości betonów

Podstawą określenia klasy betonu jest wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie, będąca miernikiem jego jakości, określana na podstawie normy PN-EN 206:2003 [N6]. Każdej umownej klasie betonu przypisano w Eurokodzie 2 następujące wytrzymałości:

ślonych zgodnie z definicją podaną we wzorze ogólnym (1.3). Są to:

- wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie  $f_{cd}$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (1.4)$$

- wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}. \quad (1.5)$$

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa

- wytrzymałość gwarantowana na ściskanie, określana na kostkach -  $f_{ck,cube}$ ,
  - wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie  $f_{ck}$ , określona na próbkach walcowych,
  - wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie  $f_{ctk}$ ,
  - wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie  $f_{ctm}$ .
- Do celów projektowania na stan graniczny nośności używamy wytrzymałości obliczeniowych betonu, okre-

stwa  $\gamma_c$  we wzorach (1.4) i (1.5) zestawiono w tabl.1.1, natomiast mnożniki korekcyjne  $\alpha_{cc}$  i  $\alpha_{ct}$  oznaczają współczynniki konwersji wyników badań wytrzymałości betonu z próbek na konstrukcję, które definiuje się z uwzględnieniem wpływu zjawisk reologicznych i niekorzystnego wpływu sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość. Zalecane wartości tych mnożników są równe 1,0.

Zestawienie klas betonów zwykłych (dla których  $f_{ck} \leq 50$  MPa) oraz odpowiadające im wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie podano w tabl.1.2, natomiast zestawienie klas betonów wysokiej wytrzymałości (przy  $f_{ck} > 50$  MPa) zamieszczono w tabl. 1.3.

**Tabl. 1.2. Wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie [MPa] oraz moduły sprężystości przypisane klasom betonu zwykłego przy  $f_{ck} \leq 50$  MPa**

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1 [N2]	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Charakterystyczna kostkowa na ściskanie $f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
Charakterystyczna walcowa na ściskanie $f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Obliczeniowa na ściskanie $f_{cd}$ przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	8,57	11,4	14,3	17,9	21,4	25,0	28,6	32,1	35,7
Średnia na rozciąganie $f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Charakterystyczna na rozciąganie $f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Obliczeniowa na rozciąganie $f_{ctd}$ przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	0,79	0,92	1,07	1,29	1,43	1,57	1,79	1,93	2,07
Sieczny moduł sprężystości betonu [GPa]	27	29	30	31	32	34	35	36	37

## □ STAL ZBROJENIOWA

### 1.4. Właściwości materiałów – stal zbrojeniowa

Stal stosowaną do zbrojenia konstrukcji żelbetowych charakteryzują następujące właściwości wytrzymałościowe i odkształceniowe:

- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie  $f_{tk}$ ,
- charakterystyczna granica plastyczności  $f_{yk}$ ,
- obliczeniowa granica plastyczności stali  $f_{yd}$  określona ze wzoru (1.19),
- charakterystyczne odkształcenie przy rozciąganiu  $\epsilon_{uk}$  [%].

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (1.19)$$

gdzie  $\gamma_s$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali, określony w tabl.1.1.

Do projektowania w Eurokodzie 2 dopuszcza się stosowanie stali zbrojeniowych żebrowanych, dla których charakterystyczna granica plastyczności zawiera się w granicach 400 MPa – 600 MPa. W tabl. 1.7. zesta-

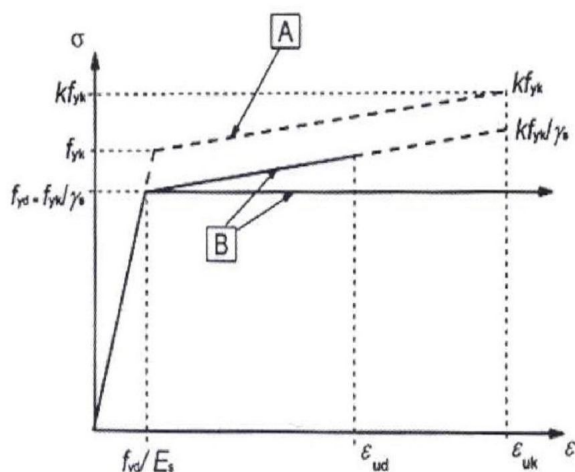
wiono podział stali zbrojeniowych na klasy, zróżnicowane pod względem ciągliwości opisaną w postaci parametru  $k = f_{tk}/f_{yk}$ .

Projektowanie konstrukcji żelbetowych zbrojonych stalą o założonej ciągliwości należy prowadzić przyjmując określone alternatywnie na rys. 1.5 zależności naprężenie – odkształcenie. Możliwe jest przyjęcie założenia, że gałąź górna wykresu  $\sigma_s - \epsilon_s$  jest pochyłona, graniczne odkształcenie jest równe  $\epsilon_{ud}$ , a maksymalne naprężenie wynosi  $kf_{yk}/\gamma_s$ . Alternatywą jest założenie górnej gałęzi wykresu jako poziomej, przy czym nie ma potrzeby sprawdzania ograniczeń odkształcenia zbrojenia.

Przy projektowaniu elementów można przyjąć, że obliczeniowa wartość modułu sprężystości stali  $E_s$  jest równa 200 GPa.

**Tabl. 1.7. Właściwości stali zbrojeniowej według Eurokodu 2**

Właściwość zbrojenia	Klasy stali		
	A	B	C
Charakterystyczna granica plastyczności $f_{yk}$ [MPa]	400 - 600	400 - 600	400 - 600
Minimalna wartość ciągliwości $k = f_{tk}/f_{yk}$	$k \geq 1,05$	$k \geq 1,08$	$1,15 \leq k < 1,35$
Charakterystyczne odkształcenie przy rozciąganiu $\epsilon_{uk}$ [%].	$\epsilon_{uk} \geq 2,5$	$\epsilon_{uk} \geq 5,0$	$\epsilon_{uk} \geq 7,5$
Gatunki stali produkowanych w kraju, spełniające podane kryteria	St3SY-b-500	RB 500W Bst500S	B500SP (Epsal)



**Rys.1.5. Wykresy naprężenie - odkształcenie stali zbrojeniowej stosowanej do żelbetu**  
**A – wykres idealizowany, B – wykres obliczeniowy (2 warianty)**

## EPSTAL - stal zbrojeniowa o wysokiej ciągliwości

Klasa C wg Eurokodu 2  
Klasa A-IIIN wg PN-B-03264  
Dobra spajalność

Średnica [mm]	Przekrój nominalny A[cm <sup>2</sup> ]	Masa nominalna* [kg/m]	Parametry wytrzymałościowe i ciągliwość	
8	0,50	0,395	$f_{yk}$ [MPa]	500
10	0,79	0,617	$f_{yd}$ [MPa]	420
12	1,13	0,888	$f_{tk}$ [MPa]	575
16	2,01	1,580	$f_{tk}/f_{yk}$ [-]	1,15 ÷ 1,35
20	3,14	2,470	$\epsilon_{tk}$ [%]	8
25	4,91	3,850	$C_{eq}$ [%]	max 0,50
32	8,04	6,310		

Średnica [mm]	Powierzchnia przekroju poprzecznego zbrojenia w cm <sup>2</sup> /m w zależności od liczby prętów									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42

Średnica [mm]	Powierzchnia przekroju poprzecznego zbrojenia w cm <sup>2</sup> /m w zależności od rozstawu prętów				
	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
8	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	11,13	7,54	5,65	4,52	3,77
16	20,11	13,40	10,05	8,04	6,70
20	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
25	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36
32	80,42	53,62	40,21	32,17	26,81

\* Masa obliczona na podstawie ciężaru objętościowego stali 7850 kg/m<sup>3</sup>

[www.cpjs.pl](http://www.cpjs.pl)

Parametry wytrzymałościowe i ciągliwość	
$f_{yk}$ [MPa]	500
$f_{yd}$ [MPa]	420
$f_{tk}$ [MPa]	575
$f_{tk}/f_{yk}$ [-]	1,15 ÷ 1,35
$\varepsilon_{uk}$ [%]	8
$C_{eq}$ [%]	max 0,50

### 1.5.Trwałość i otulina zbrojenia

Konstrukcje z betonu powinny być tak zaprojektowane, aby w przewidywanym czasie ich użytkowania, w danych warunkach środowiskowych, z należyтым prawdopodobieństwem spełniały założone wymagania niezawodności wynikające z nośności, stateczności i użytkowalności, bez ryzyka ponoszenia nadmiernych, nieprzewidywanych kosztów konserwacji czy remontów. Szczegółowe zasady sprawdzania wymagań niezawodności konstrukcji budowlanych omówione są w normie PN-EN 1990 [N0].

Wymaga się, aby konstrukcja spełniała warunki niezawodności w założonym okresie użytkowania; przykładowo okres ten wynosi 50 lat dla zwykłych obiektów budowlanych i 100 lat dla konstrukcji inżynierskich i mostów.

Zapewnienie założonego poziomu niezawodności konstrukcji musi być osiągnięte w wyniku odpowiedniego jej zaprojektowania. W tym celu projektant powinien:

- zastosować beton odpowiedniej klasy i jakości,

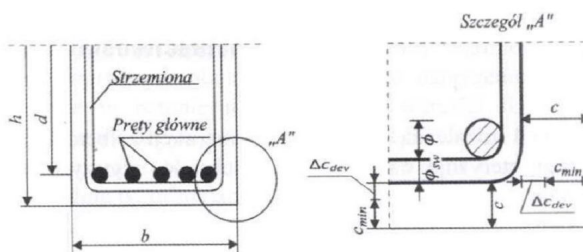
- spełnić wymagania obliczeniowe związane ze stanem granicznym nośności SGN i użyteczności SGU (ograniczenie naprężeń, szerokości rys, przemieszczeń), jak również wymagania dotyczące grubości otuliny prętów zbrojeniowych.

Aby uznać konstrukcję za niezawodną, należy także zapewnić jej przetrwanie przy wystąpieniu obciążeń wyjątkowych, takich jak pożar, eksplozje lub awarie wynikające z błędów projektowych, wykonawczych lub eksploatacyjnych, wskutek czego może ulec awarii jedynie fragment konstrukcji, lecz budowla jako całość nie powinna zostać zniszczona.

Trwałość konstrukcji zależy od warunków ekspozycji środowiska obiektu. Podany w Eurokodzie 2 [N2] podział klas ekspozycji środowiska zestawiono w tabl.1.8. Szersze omówienie problematyki trwałości konstrukcji z betonu podano m.in. w monografii [23].

Wymagania w zakresie jakości betonu w konstrukcji ze względu na trwałość podano w tabl.1.9. Przyjęto je za normą PN-EN 206-1:2003 [N6], ustanawiającą w składzie mieszanki betonowej maksymalną wartość wskaźnika w/c oraz minimalną zawartość cementu [kg/m<sup>3</sup>].

Nominalna grubość  $c$  otuliny betonowej prętów (rozumiana jako odległość powierzchni zbrojenia od najbliższej powierzchni betonu) musi spełniać warunki normowe. Przy ustalaniu tego wymiaru bierze się pod uwagę strzemiona i zbrojenie rozdzielcze lub montażowe (także z uwzględnieniem odchyłki wymiarowej). Zasadę ustalania grubości otuliny w przekroju elementu żelbetowego pokazano na rys.1.6.



Rys.1.6. Zasady określania otuliny zbrojenia w przekroju belki żelbetowej wg [N2]

Tabl. 1.8. Klasy ekspozycji środowiska budynków i budowli	
Klasa ekspozycji	Opis klasy ekspozycji
<b>Brak ryzyka korozji lub agresji chemicznej</b>	
X0	W betonie niezbrojonym, gdy brak jest zagrożenia efektem zamrażania – odmrażania, ścierania lub korozji chemicznej w warunkach bardzo niskiej wilgotności powietrza
<b>Korozja wywołana przez karbonatyzację</b>	
XC1	Środowisko suche lub stale mokre
XC2	Środowisko mokre, rzadko suche
XC3 – XC4	Umiarkowana wilgotność lub cykliczne mokre i suche
<b>Korozja wywołana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej</b>	
XD1	Umiarkowana wilgotność
XD2	Mokre, sporadycznie suche
XD3	Cyklicznie mokre i suche
<b>Korozja spowodowana chlorkami z wody morskiej</b>	
XS1	Środowisko narażone na działanie soli zawartej w powietrzu (bez kontaktu z wodą morską)
XS2	Stale zanurzenie w wodzie morskiej
XS3	Środowisko w obszarze pływów morza, rozbryzgów wody i pyłu wodnego
<b>Wpływy zamrażania i odmrażania wody</b>	
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą bez środków odładzających
XF2	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odładzającymi
XF3	Duże nasycenie wodą bez środków odładzających
XF4	Duże nasycenie wodą ze środkami odładzającymi
<b>Agresja chemiczna</b>	
XA1	Środowisko słabo agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1
XA2	Środowisko średnio agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1
XA3	Środowisko silnie agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1

Tabl. 1.9. Zalecane klasy betonu z uwagi na trwałość w klasach ekspozycji										
Klasy ekspozycji środowiska według tablicy 1.8										
	Korozja								Korozja wywołana chlorkami z wody morskiej	
	Korozja wywołana karbonatyzacją				Korozja wywołana chlorkami					
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Wskazana klasa betonu	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Uszkodzenie betonu										
	Brak ryzyka				Korozja wywołana zamrażaniem/rozmrażaniem			Korozja chemiczna		
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Wskazana klasa betonu	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Nominalną grubość otuliny betonowej  $c_{nom}$  oblicza się ze wzoru:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (1.20)$$

gdzie  $c_{min}$  - minimalne otulenie ustalane ze względu na warunki przekazania sił przyczepności i ochronę przed korozją zbrojenia,

$\Delta c_{dev}$  - odchyłka wymiarowa otuliny ustalana ze względów wykonawczych.

Wyznaczenie minimalnej wartości otulenia  $c_{min}$  dokonuje się na podstawie wyrażenia:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \}, \quad (1.21)$$

gdzie  $c_{min,b}$  - minimalna otulina ze względu na przyczepność,

$c_{min,dur}$  - minimalna otulina ze względu na trwałość stali zbrojeniowej.

Minimalną otulinę z uwagi na wymagania przyczepności betonu do zbrojenia przyjmuje się:

- z uwagi na średnicę pręta  $\emptyset$ :

$$c_{min} \geq \emptyset, \quad (1.22)$$

- z uwagi na zastosowaną maksymalną średnicę grubego kruszywa  $d_g \geq 32$  mm w betonie:

$$c_{min} \geq \emptyset + 5 \text{ [mm]}, \quad (1.23)$$

Minimalną otulinę z uwagi na wymagania trwałości w danej klasie ekspozycji środowiska przyjmuje się w zależności od klasy konstrukcji związanej z okresem jej użytkowania. Wartości te zestawiono w tabl. 1.10.

**Zalecaną klasą konstrukcji dla okresu użytkowania 50 lat jest S4.** Możliwe są modyfikacje klas konstrukcji. Zestawienie zaleceń w tym zakresie przedstawiono w tabl.1.11.

Minimalna otulina  $c_{min}$  z uwagi na przyczepność i trwałość może być zwiększona o możliwą do wystąpienia w wykonawstwie odchyłkę  $\Delta c_{dev}$ . Przyjęto tu następujące zalecenia:

- od 5 do 10 mm, gdy na budowie zapewniony jest system kontroli jakości wykonawstwa (otulina będzie mierzona),
- od 0 do 10 mm, jeżeli w wykonawstwie zostaną wykorzystane czułe urządzenia pomiarowe, a elementy niespełniające wymagań będą odrzucane (np. w prefabrykacji).

W przypadku układania betonu na nierównych powierzchniach wartości odchyłek należy zwiększyć. Jeśli beton układa się na warstwie wyrównawczej podłoża, to zalecana odchyłka  $\Delta c_{dev}$  wynosi 40 mm, jeśli zaś beton układa się wprost na gruncie, odchyłkę należy zwiększyć do 75 mm.

Przy ustalaniu wymiaru otuliny należy ponadto kierować się wymaganiami usytuowania zbrojenia z uwagi na odporność ogniową, zgodnie z PN-EN 1992-1-2 [N3]. Informacje w tym zakresie dla wybranych rodzajów konstrukcji (belki, płyty i słupy) podano w p.10.2.1 – 10.2.4.

**Tabl. 1.10. Minimalna grubość otuliny  $c_{min,dur}$  zbrojenia do żelbetu ze względu na trwałość konstrukcji**

Wymagania środowiskowe dla $c_{min,dur}$ (mm)							
Klasa konstrukcji	Klasy ekspozycji według tabl. 1.8						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
<b>S4</b> <b>Okres 50 lat</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	55	55

**Tabl. 1.11. Zalecane modyfikacje klas konstrukcji przy ustalaniu otuliny zbrojenia**

Kryterium	Klasa konstrukcji						
	Klasy ekspozycji według tablicy 1.8						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS3	XD3/XS2/XS3
Projektowy okres użytkowania 100lat	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2
Klasa betonu	$\geq C30/37$ redukcja klasy o 1	$\geq C30/37$ redukcja klasy o 1	$\geq C35/45$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1
Płyta (usytuowanie zbrojenia niezmiennione w procesie wykonania)	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1
Zapewniona specjalna kontrola jakości betonu	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1

## 2. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ZGINANYCH

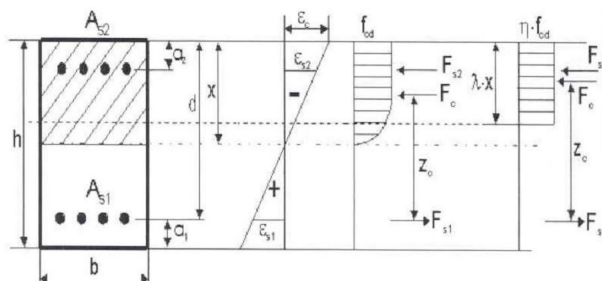
### 2.1. Założenia ogólne

Elementy zginane, takie jak belki lub płyty, należą do najczęściej występujących w ustrojach konstrukcyjnych. Określone w Eurokodzie 2 warunki idealizacji tych elementów zestawiono w tabl.1.12. Projektowanie zbrojonych elementów zginanych metodą stanów granicznych nośności przeprowadza się przyjmując następujące założenia ogólne:

- prawo płaskich przekrojów, zgodnie z hipotezą Bernouli'ego,
- równość odkształceń w zbrojeniu i otaczającym betonie,
- pominięcie wytrzymałości betonu w strefie rozciąganej elementu,
- naprężenia w betonie ściskanym wyznacza się z zależności  $\sigma - \varepsilon$  przedstawionych alternatywnie na rys. 1.2,
- naprężenia w stali zbrojeniowej wyznacza się z zależności podanych na rys. 1.5.

Projektowanie elementów zginanych na nośność według powyższych założeń w polskiej literaturze technicznej nosi nazwę **metody ogólnej**. Przykłady obliczeń tą metodą żelbetowych elementów zginanych o prostych przekrojach poprzecznych można znaleźć między innymi w pracach [7], [10], [13], [15], [21]. W obliczeniach praktycznych najszersze zastosowanie ma jednak **metoda uproszczona**, która nie wymaga szczegółowej analizy odkształceń i naprężeń w betonie i zbrojeniu, a oparta jest na założeniach przedstawionych na rys. 1.3. Podstawowe różnice założeń między obu metodami dla przyzmatycznego przekroju elementu zginanego z betonu dowolnej klasy pokazano na rys. 2.1.

W **metodzie ogólnej** graniczny zasięg strefy ściskanej przekroju  $x$  związany jest liniową proporcją odkształceń w betonie ściskanym ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$ ) i stali zbrojeniowej  $\varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$ . Z odpowiednich przekształceń otrzy-



**Rys.2.1. Wykres odkształceń i naprężeń w strefie ściskanej betonu elementu zginanego:**  
**a) metoda ogólna (wykres paraboliczno prostokątny),**  
**b) metoda uproszczona (wykres prostokątny przy zredukowanej wysokości strefy ściskanej)**

mujemy ograniczenie zasięgu strefy ściskanej do wartości  $x_{lim}$ , przy której naprężenia w zbrojeniu są równe obliczeniowej granicy plastyczności  $f_{yd}$ . Operując bezwymiarową wielkością zasięgu strefy ściskanej  $\zeta = x/d$  otrzymujemy wzór:

$$\zeta_{lim} = \frac{x_{lim}}{d} = \frac{|\varepsilon_{cu3}|}{|\varepsilon_{cu3}| + |\varepsilon_{sy}|}, \quad (2.1)$$

gdzie:  $\varepsilon_{cu3}$  – odkształcenie graniczne betonu ustalone z tabl.1.4,

$d$  – wysokość użyteczna przekroju (rys. 2.1),

$\varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$  – odkształcenie zbrojenia w punkcie uplastycznienia stali (rys. 1.5).

W **metodzie uproszczonej** zasięg granicznej strefy ściskanej należy zredukować do wartości efektywnej  $x_{ef} = \lambda x$ , gdzie:  $\lambda$  – współczynnik redukcji określany ze wzorów (1.8) - (1.9) dla przyjętej klasy betonu. Wartości graniczne względnego zasięgu efektywnej strefy ściskanej betonu  $\zeta_{ef,lim}$  dla różnych klas betonu i stali o  $f_{yk} = 500$  MPa zestawiono w tabl. 2.1.

**Tabl. 2.1. Graniczne wartości zasięgu strefy ściskanej  $\zeta_{ef,lim}$  w przekroju elementu zginanego**

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1	C 12/15 – C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C <sub>max</sub> 90/105
Odkształcenie $\varepsilon_{cu3}$ [‰]	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
Współczynnik $\eta$	1,0	0,975	0,950	0,900	0,850	0,800
Współczynnik $\lambda$	0,8	0,788	0,775	0,75	0,725	0,700
Graniczny zasięg strefy ściskanej $\zeta_{ef,lim}$	0,493	0,459	0,443	0,416	0,395	0,395



Przekroczenie w elementach zginanych wartości granicznych zasięgu strefy ściskanej  $\zeta_{lim}$  (w metodzie ogólnej) lub  $\zeta_{ef,lim}$  (w metodzie uproszczonej) oznacza, że stal zbrojeniowa nie osiąga obliczeniowej granicy plastyczności, co wymaga dozbrojenia strefy ściskanej (zastosowania podwójnego zbrojenia).

W przypadku stosowania w obliczeniach statycznych metody uwzględniającej ograniczoną redystrybucję momentów (p.1.6), ograniczenie zasięgu strefy ściskanej  $x$  związane jest z warunkami (1.27) lub (1.28) przyjętymi w Eurokodzie 2 dla tej metody.

## 2.2. Elementy o przekroju dowolnym

Obliczanie pola przekroju zbrojenia w przekrojach żelbetonowych elementów zginanych wynika z równań równowagi sił wewnętrznych i równowagi momentów zginających: zewnętrznego  $M_{Ed}$  i wewnętrznego momentu pary sił wypadkowych  $M_{Rd}$ . Równania te dla przypadku pokazanego na rys.2.2 zapisujemy:

$$\begin{aligned} F_c + F_{s2} - F_{s1} &= 0 \\ M_{Ed} &= F_c \cdot z_c + F_{s2}(d - a_2) \end{aligned} \quad (2.3)$$

gdzie:  $F_c$  - wypadkowa naprężeń ściskających w betonie,  $F_c = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd}$

$F_{s1}$  - wypadkowa naprężeń w zbrojeniu rozciągającym,

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$F_{s2}$  - wypadkowa naprężeń w zbrojeniu ściskającym,

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{cs}$$

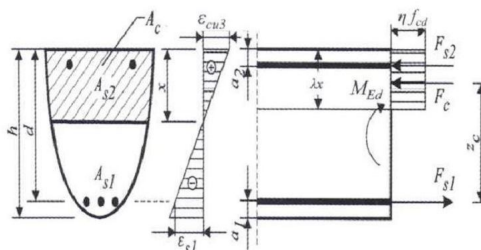
$z_c$  - ramię sił wewnętrznych między siłami  $F_c$  i  $F_{s1}$ ,

$(d - a_2)$  - ramię sił wewnętrznych pomiędzy siłami  $F_{s2}$  i  $F_{s1}$  (patrz rys.2.2).

Pole przekroju zbrojenia  $A_{s1}$  w elementach zginanych musi spełniać warunki minimum i maksimum:

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_1 d \geq 0,0013 b_1 d \\ A_{s,max} &= 0,04 b_1 d, \end{aligned} \quad (2.2)$$

gdzie:  $b_1$  - średnia szerokość strefy rozciąganej,  $f_{ctm}$  - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie (tab.1.2 lub 1.3).



Rys. 2.2. Układ sił wewnętrznych w przekroju elementu zginanego (metoda uproszczona)

Moment sił wewnętrznych  $M_{Rd}$ , wynikający z działania dwu par sił  $F_c$  i  $F_{s1}$  oraz  $F_{s2}$  i  $F_{s1}$ , obliczony względem osi ciężkości zbrojenia  $A_{s1}$  ma postać:

$$M_{Rd} = S_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + F_{s2}(d - a_2) = A_{c,ef} z_c \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \sigma_{cs} (d - a_2), \quad (2.4)$$

gdzie:  $S_{c,ef}$  - moment statyczny pola strefy ściskanej względem osi ciężkości zbrojenia  $A_{s1}$ ,

$\sigma_{cs}$  - naprężenia w zbrojeniu umieszczonym w strefie ściskanej  $\sigma_{cs} \leq f_{yd}$

## 2.3. Elementy o przekroju prostokątnym

### 2.3.1. Wymiarowanie zbrojenia

Po ustaleniu wartości obliczeniowej momentu zginającego  $M_{Ed}$  w analizowanym przekroju elementu o kształcie prostokątnym (rys.2.1) procedura wymiarowania zbrojenia wymaga wstępnego założenia wymiarów poprzecznych  $h$  i  $b$ , a także założenia klasy betonu (tabl.1.2 lub 1.3) i klasy ciągliwości zbrojenia (tabl.1.7). Konieczne jest także uprzednie określenie nominalnej wartości otuliny  $c_{nom}$  ze wzoru (1.20) z uwzględnieniem założonej wstępnie średnicy pręta zbrojeniowego  $\emptyset$  oraz średnicy strzemion  $\emptyset_s$ , co jest niezbędne do ustalenia wysokości użytecznej  $d$  projektowanego przekroju. Wymiar  $d$  zależy od założonej geometrii układu prętów. W przypadku jednej warstwy prętów zbrojeniowych wysokość użyteczną określa wzór (oznaczenia z rys. 2.1):

$$d = h - a_1 = h - (c_{nom} + \emptyset_s + 0,5 \emptyset). \quad (2.5)$$

Kolejny krok obliczeń wymaga określenia względnego zasięgu  $\zeta_{ef}$  efektywnej strefy ściskanej, który można

określić ze wzoru (2.6):

$$\zeta_{ef} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq \zeta_{ef,lim}, \quad (2.6)$$

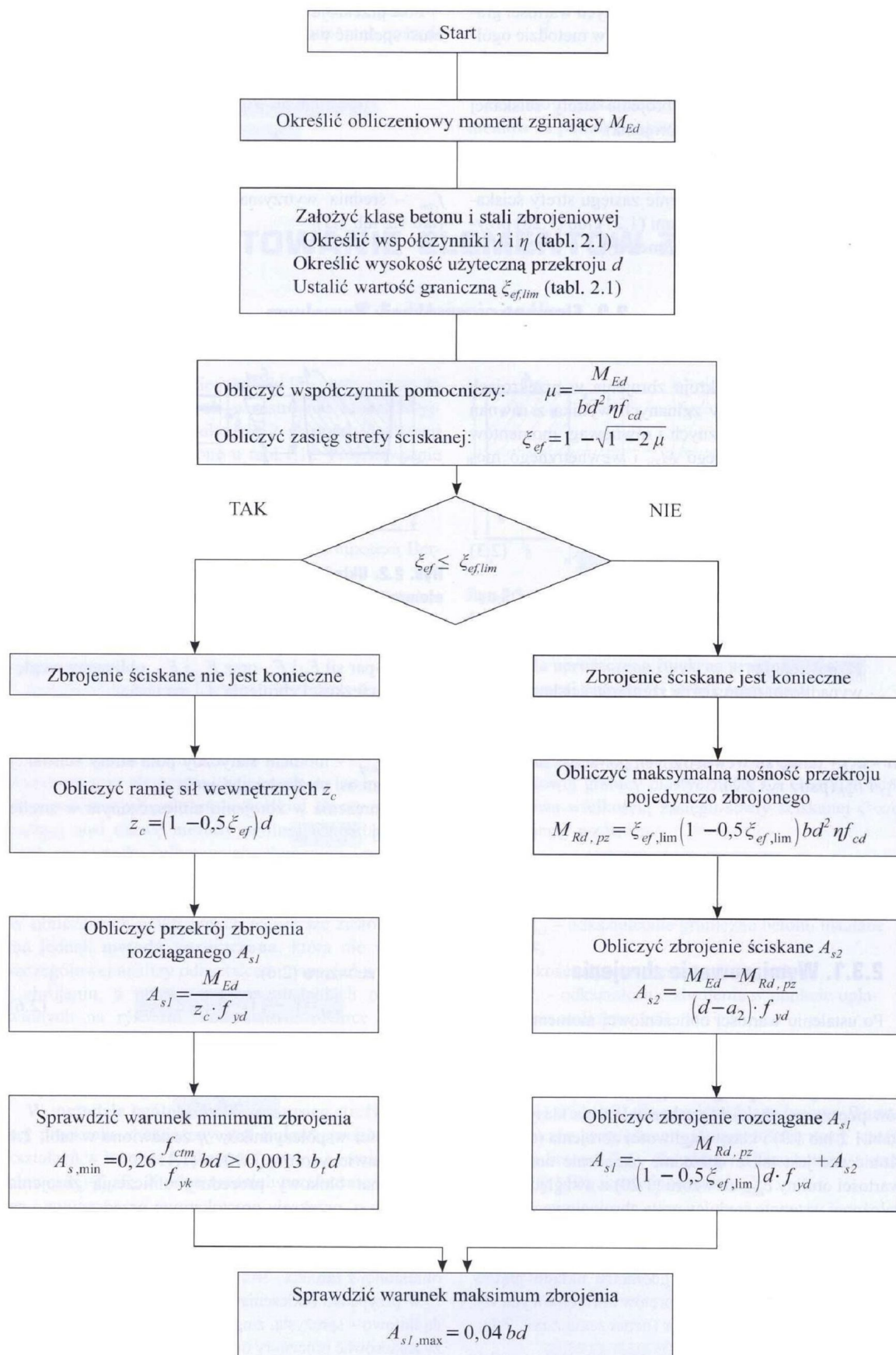
gdzie  $\mu$  - współczynnik pomocniczy zapisany następująco:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 \eta f_{cd}}, \quad (2.7)$$

Wartości współczynników  $\eta$  zestawiono w tabl. 2.1 na podstawie wzorów (1.10) - (1.11).

Schemat blokowy procedury obliczenia zbrojenia elementu o przekroju prostokątnym przedstawiono na rys. 2.3. Należy zaznaczyć, że procedura ta bazuje na ograniczeniu zasięgu strefy ściskanej do wartości  $\zeta_{ef,lim}$  określonej z tab. 2.1.

W przypadku obliczenia momentów zginających metodą liniowo - sprężystą, z ograniczoną redystrybucją, należy zastosować procedury omówione w podręczniku A. Ajdukiewicza [1], które bazują na innych ograniczeniach zasięgu strefy ściskanej  $x_n$ , podanych w wyrażeniach (1.27) lub (1.28). Procedury te podano też w opracowaniu [3].



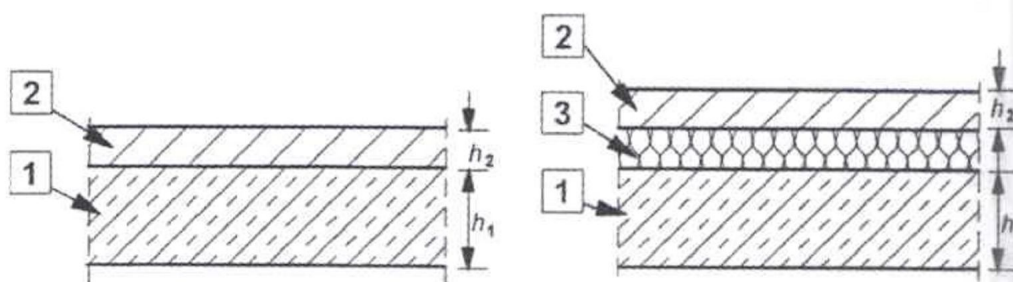
Rys. 2.3. Procedura wymiarowania zbrojenia przekroju prostokątnego elementu zginanego

## 10.2.2. Konstruowanie płyt w układach płytowo - belkowych

Minimalne grubości stropowych płyt pełnych jedno i dwukierunkowo pracujących muszą być ustalone z uwzględnieniem wymagań związanych z zapewnieniem ich odporności ogniowej  $R$ , integralności konstrukcji  $E$  i izolacyjności  $I$ , według reguł podanych w PN-EN 1992-1-2 [N3]. Przy tych wymaganiach bierze się pod uwagę wysokość przekroju (grubość) płyty  $h_s$  z uwzględnieniem grubości niepalnych warstw posadzki  $h_2$ . Zatem grubość całkowita konstrukcji płyty  $h_1$  wynosi:

$$h_1 = h_s + h_2 \quad (10.13)$$

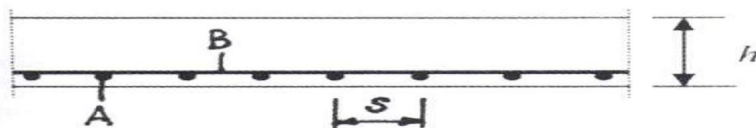
Oznaczenia wymiarów  $h_1$  i  $h_2$  podano na rys. 10.13. Zestawienie minimalnych grubości płyt  $h_s$  i wymiarów odległości  $a$  (liczonej od dolnej powierzchni płyty do osi zbrojenie głównego) podano w tabl. 10.3. Należy pamiętać, że wymiar odległości  $a$  musi być zgodny z wymaganiami ustalania otuliny zbrojenia z uwagi na trwałość, stosownie do reguł podanych w p. 1.5.



**Rys.10.13. Oznaczenia grubości płyty  $h_s$ : 1- płyta z betonu zbrojonego, wg [N3], 2- posadzka niepalna, 3 – izolacja dźwiękochłonna (możliwość zapalenia)**

W tabelicy 10.3 wymiar  $l_y$  dla płyty 2-kierunkowo pracującej, opartej na czterech krawędziach, oznacza większą rozpiętość. Jeśli płyta nie jest oparta na czterech krawędziach, należy ją traktować jako pracującą jednokierunkowo.

**Rozstawy prętów zbrojenia na zginanie w płytach żelbetowych powinny umożliwić poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej.** Odległości  $s$  prętów w płytach żelbetowych (rys. 10.14) nie mogą być większe niż  $s_{\max,slab}$ . Wartość tę określa się w zależności od zakresu intensywności zginania płyty.



**Rys. 10.14. Rozstawy zbrojenia w płytach jednokierunkowo zbrojonych:**  
**A – zbrojenie główne, B – zbrojenie drugorzędne (rozdzielcze)**

W obszarze występowania obciążeń skupionych lub w obszarze maksymalnego momentu obowiązuje zależność:

- dla zbrojenia głównego

$$s_{\max,slab} = \max \begin{cases} 2,0 h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

- dla zbrojenia drugorzędnego (rozdzielczego)

$$s_{\max,slab} = \max \begin{cases} 3,0 h \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Poza obszarem występowania obciążeń skupionych lub maksymalnego momentu można przyjąć:

- dla zbrojenia głównego

$$s_{\max,slab} = \max \begin{cases} 3,0 h \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

- dla zbrojenia drugorzędnego (rozdzielczego)

$$s_{\max,slab} = \max \begin{cases} 3,5 h \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Pole przekroju zbrojenia płyt żelbetowych musi spełniać wymagania w zakresie zbrojenia minimalnego, które przyjmuje się identycznie jak dla belek, ze wzorów (2.2).

W płytach swobodnie podpartych do podpór należy doprowadzić i zakotwić 50% zbrojenia na zginanie, zgodnie z zasadami podanymi w p. 10.1.

W płytach częściowo zamocowanych na krawędziach (jeśli to zamocowanie nie zostało uwzględnione obliczeniowo) należy zaprojektować zbrojenie górne na moment równy 25% maksymalnego zbrojenia przęsłowego. Zbrojenie to należy przedłużyć na odległość minimum 20% rozpiętości przęsła przyległego płyty. Na skrajnej podporze zbrojenie to można wyliczyć na mniejszy moment, równy 15 % momentu przęsłowego.

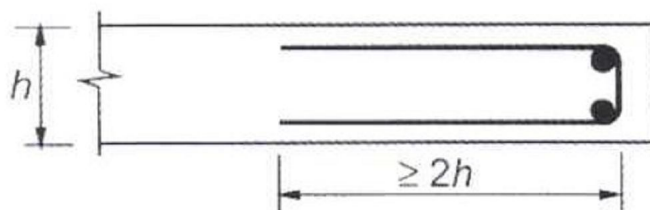
W ortogonalnych płytach dwukierunkowo pracujących, których sposób podparcia ogranicza podnoszenie

**Tabl. 10.3. Minimalne grubości płyt stropowych i odległości osiowe  $a$  zbrojenia od powierzchni dolnej płyt z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN 1992-1-2 [N3]**

Odporność ogniowa $R$ , integralność $E$ , izolacyjność $I$	Minimalne wymiary [mm]			
	Grubość płyty $h_s$	Osiowy wymiar $a$ [mm]		
		Płyta zbrojona jednokierunkowo	Płyta zbrojona dwukierunkowo $l_x/l_y \leq 1,5$	Płyta zbrojona dwukierunkowo $1,5 < l_x/l_y \leq 2,0$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

się naroży, należy w tym obszarze zastosować ukośnie rozłożone zbrojenie dolne.

Krawędzie swobodne płyt należy zwykle zabezpieczać stosując zbrojenie podłużne i poprzeczne na odcinku o długości co najmniej równej  $2h$ , według schematu pokazanego na rys. 10.15.



**Rys.10.15. Przykład zbrojenia krawędzi swobodnej płyty**