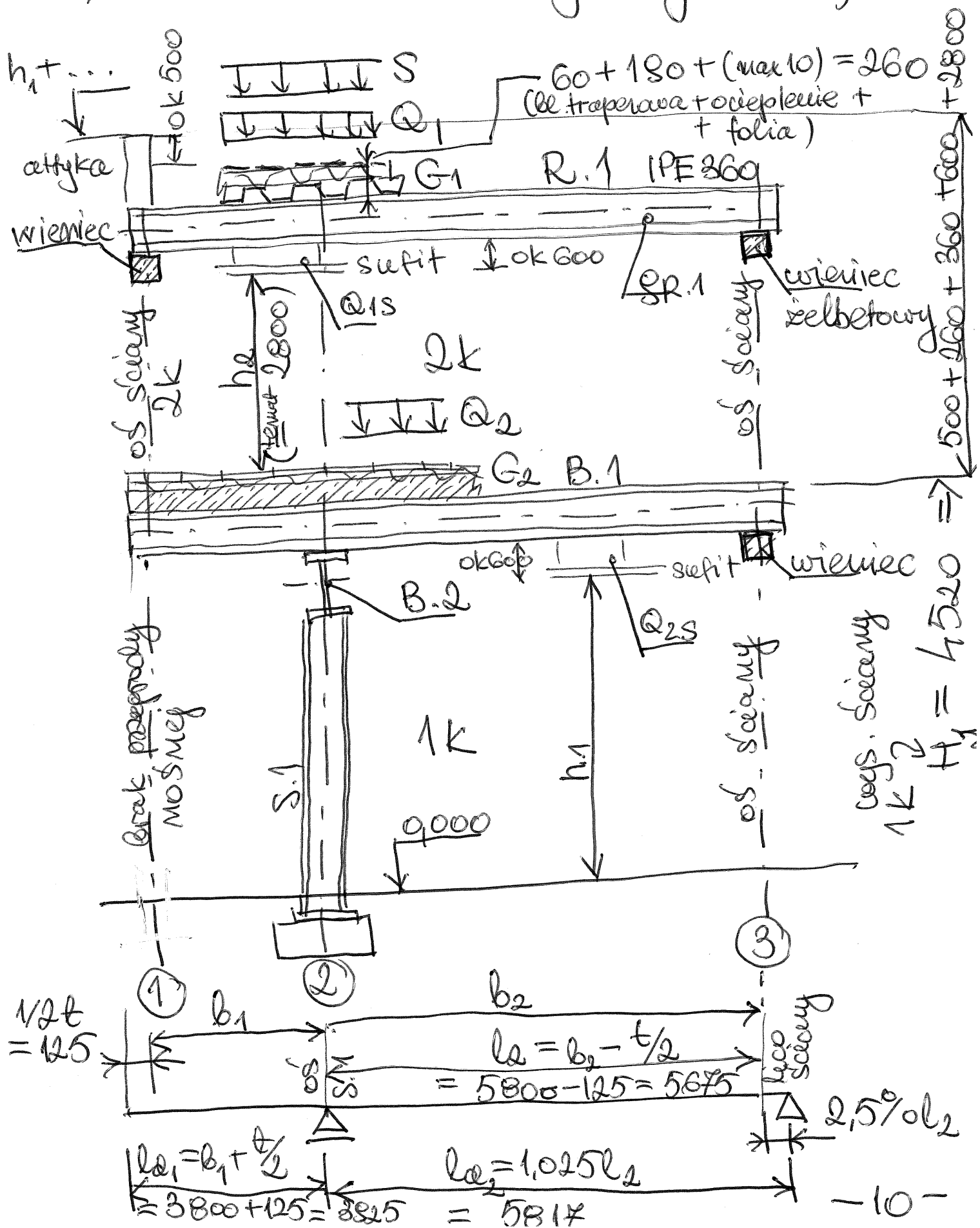
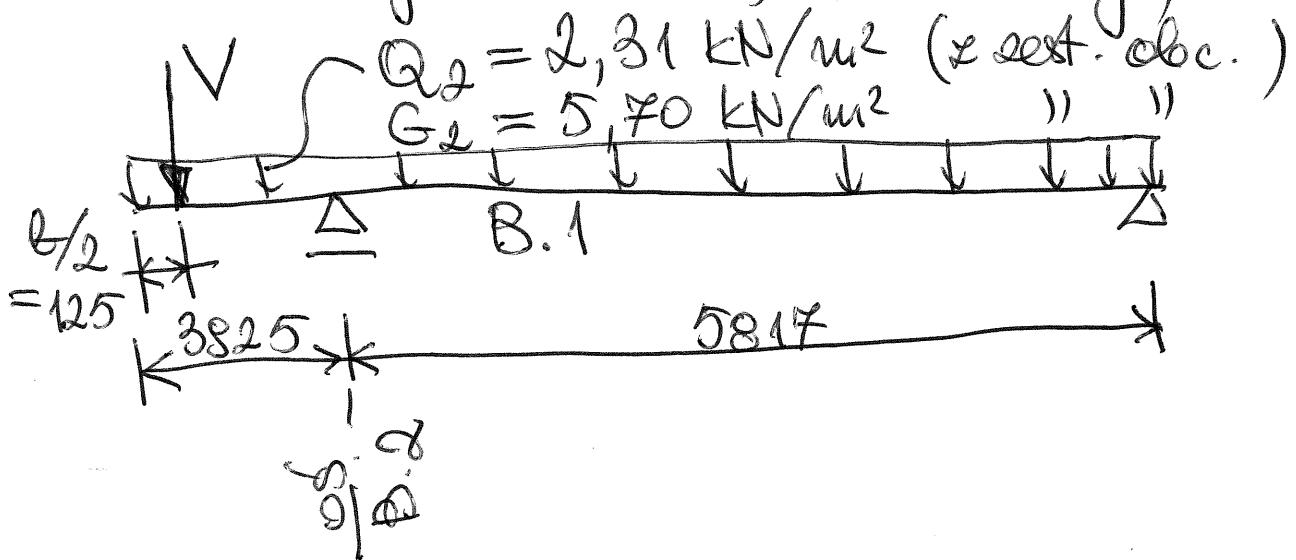


Poz. 5 Belka szopowa B.1

Poz. 5.1. Schemat statyczny i obciążenia



Schematem statycznym belki B.1 jest belka ze wspornikiem, obciążona na wsporniku siłą skupioną od kondygnacji 2k (śnieg + ciężar własny + doc. użytkowe + ciężar ścienny)



Obciążenia belki od poszczególnych typów (matury) obciążenia, tu od obciążen o rdymach asymetrycznych obciążeni i redukcyjnych (kombinacyjnych)

(a) siła skupiona V

- od śniegu $V_S = 0,86 \cdot 3,6 \cdot 9,82/2 = 0,86 \cdot 17,68 = 16,97 \text{ kN}$
- od obc. użytk. $V_{Q_{1,1}} = 0,4 \cdot 17,68 = 7,07 \text{ kN}$
- od doc. stałego pokrycia $V_{G_{1,1}} = 0,3 \cdot 17,68 = 5,30 \text{ kN}$

- od ciężaru własnego belki R.1
(S_{IPE360} ^{tablica} $57,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0,57 \text{ kN/m}$)

$$V_{G_{1,2}} = 0,57 \cdot 9,82/2 = 2,80 \text{ kN}$$

- od ciężaru sufitu podwieszanego

$$V_{G_{1,3}} = 0,2 \cdot 17,68 = 3,54 \text{ kN}$$

- od obc. użytkowego (zmiennego) instalacji podwieszonych

$$V_{Q_{1,2}} = 0,3 \cdot 17,68 = 5,30 \text{ kN}$$

Dla różnicy współ. γ_f i ψ mamy

$$V_S = 16,97 \text{ kN} (\gamma_f = 1,5, \psi = 0,5)$$

$$V_G = 5,30 + 2,80 + 3,54 = 11,64 \text{ kN} (\gamma_f = 1,35, \psi = 0,0)$$

$$V_{Q_{1,1}} = 7,07 \text{ kN} (\gamma_f = 1,5, \psi = 0,0)$$

$$V_{Q_{1,2}} = 5,30 \text{ kN} (\gamma_f = 1,5, \psi = 0,7)$$

Ciążar ^{własny} muru przyjęto średnio 6 kN/m^2
(cegła, spoina, tynk, ocieplenie, wiewce i.)

Ciążar muru o wysokości $H_2 = 4,52 \text{ m}$
i szer $a = 3,6 \text{ m}$ wynosi

$$G^m = 6 \cdot 4,52 \cdot 3,6 = 97,6 \text{ kN},$$

to znaczy $V_G = 11,64 + 97,6 = 109,2 \text{ kN}$

(b) obciążenia rotacyjne

Uwaga: Ważniej uwzględniono już redukcję obciążenia z względu na powiększoną odległość.

$$Q_2 = 2,31 \cdot 3,6 = 8,32 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = 5,70 \cdot 3,6 = 20,52 \text{ kN/m}$$

ciężar własny belki przyjęty po doborze jej wymiarów.

Poz. 5.2. Wstępny dobór przekroju belki.

Przyjęto wstępnie wysokość belki jako $\frac{1}{25}$ jej długości sprężenia,

$$\text{przy czym } L_{spr} = \max \{ l_{e2}, 2l_{d1} \} = \\ = \max \{ 5817, 2 \cdot 3525 \} = 7850 \text{ mm}$$

Uwaga: Dla wygody przyjęto

$L_{spr} = 2 \cdot l_{d1}$, tj. podwójną długość fizyczną, co wynika z podwójnym momentów zginających wywołanych obciążeniem równomiernie rotacyjnym.

$$\text{Stąd wys. belki } \sim \frac{1}{25} \cdot 7850 = 314$$

$$\text{Przyjęto HEA 300 : } g = 88,3 \text{ kg/m}$$

Stępel $G_{HEA300} = 0,88 \text{ kN/m}$, cegły

$$G_2 = 20,52 + 0,88 = 21,4 \text{ kN/m}$$

Poz. 5.3. Kombinacje obciążeń

(a) Stan graniczny nośności

Siła skupiona V_d

* Kombinacja K1 (bez redukcji stałego)

$$V_d^{K1} = 1,35 \cdot 109,2 + 1,5(16,87 \cdot 0,5 + 7,07 \cdot 0,0 + 5,30 \cdot 0,7) = 165,7 \text{ kN}$$

* Kombinacja K2 (redukcja stałego)

$$V_d^{K2} = 1,35 \cdot 0,85 \cdot 109,2 + 1,5 \cdot 16,87 + 1,5 \cdot (7,07 \cdot 0,0 + 5,30 \cdot 0,7) = 156,3 \text{ kN}$$

Uwaga: Powyżej jako obciążenie kruszące wzięto wytrzymałość obciążenie śniegiem. Student pokazuje, że jest to najmniejkorzystniejsza kombinacja spośród kombinacji dla różnych obciążeń śniegów.

Obciążenie rozłożone Q_d

* K1

$$Q_d^{K1} = 1,35 \cdot 21,4 + 1,5 \cdot 8,32 \cdot 0,7 = 38,7 \text{ kN/m}$$

* K2

$$Q_d^{K2} = 1,35 \cdot 0,85 \cdot 21,4 + 1,5 \cdot 8,32 + 0 = 38,6 \text{ kN/m}$$

Do dalszych obliczeń wybrano ekstremalne

$$V_d = 166 \text{ kN}$$

$$Q_d = 38,7 \text{ kN/m}$$

(b) Stan graniczny wytrzymałości (wgizca)

$$V_k = 1 \cdot 108,2 + 1 \cdot (16,87 \cdot 1,0 + 7,07 \cdot 0,0 + 5,30 \cdot 0,70) = 128,8 \text{ kN}$$

$$Q_k = 21,4 \cdot 1,0 + 1,0 (8,32 \cdot 1,0) = 30,7 \text{ kN/m}$$

Uwaga: w stanie granicznym wytrzymałości obciążenie kombinacyjne wyznacza się

dla współczynników obciążenia równych 1,0 (zgodnie dla obciążenia statycznych jak

i zmiennych). Obciążenie stałe i wiódące obciążenie zmiennne (wytracenie środków

zmiennych) - nie podlega redukcji, natomiast pozostałe obciążenia zmiennne

redukuje się współczynnikami o wartościach jak dla stanu granicznego

nośności.

Kryteria wytrzymałości (depresja wgizca, drgania itd) należy określać oddzielnie do zamierzonego użytkowania (Architekt!), a wartości normowe nie są decydujące.

Poz. 5.4. Siły przekrojowe i wyznaczanie S_{G-1} CSTR

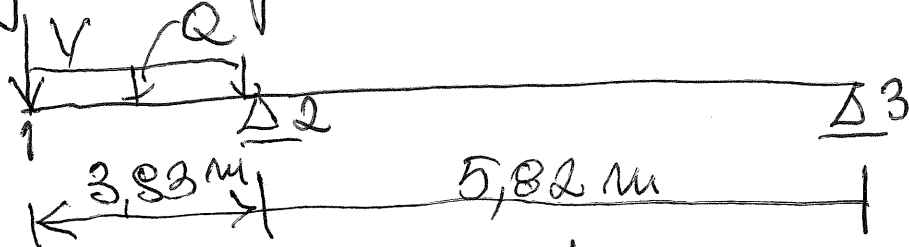
Siły przekrojowe w belce określono dla sytuacji:

- 1) maksymalny moment zginający nad podporą w osi 2 (moment podporowy)
- 2) maksymalny moment zginający w przęśle 1-2 (moment przęsłowy)

Stowarzyszone siły poprzeczne wyznaczono dla tych samych przekrojów i od tych samych obciążeń.

Do wyznaczania belki przyjmuje się większy z występujących momentów (i stowarzyszone siły poprzecznych) - ponieważ belka ma stały przekrój po długości.

Można pokazać, że sytuacja 1) zajdzie przy obciążeniu tylko wspornika bez obciążenia przęsa:



W takim schemacie moment podporowy wyniesie

$$M_{2,1} = 160 \cdot 3,93 + 38,7 \cdot \frac{3,93^2}{2} = 652,4 + 298,9 = 951,3 \text{ kNm}$$

Natomiast sytuacja 2) zajdzie przy obciążeniu tylko przęsa bez obciążenia wspornika,

$$\text{czyli } M_{1-2,d} = \frac{38,7 \cdot 5,82^2}{8} = 163,9 \text{ kNm}$$

Przekrój belki dobieramy dla momentu zginającego

$$M_d = 851,3 \text{ kNm}$$

Stal belki przyjęto S355, dla której wytrzymałość obliczeniowa $f_y = 355 \text{ MPa}$.
Potrzebny wskaźnik wytrzymałości wynosi

$$W_{\text{potr}} = \frac{851,3}{355} \cdot 10^3 = 2680 \text{ cm}^3$$

Z tabeli przyjmujemy kształtownik

HEA 450, dla którego $W_{el} = 2800 \text{ cm}^3$
 $I = 8470 \text{ cm}^4$

Uwaga: 1) Z warunku wytrzymałościowego wynika, że przyjęty kształtownik HEA 300 jest zbyt mały. Wskazany przekrój do HEA 450.

W dalszej części okaże się, że przekrój jest jeszcze za mały, jeśli by dacie ograniczyć ugięcia do wynikających z wymagań normowych PL:

$$f_{gr} = \begin{cases} L/250 & \text{dźwigary dachowe} \\ L/200 & \text{płatwie} \\ L/150 & \text{blachy dachowe} \\ L/350 & \text{belki grzbietowe stropów} \\ L/250 & \text{belki drugorzędne} \\ L/500 & \text{nadproża okien} \\ & \text{i drzwi} \end{cases}$$

2) W wielu krajach, a w tym Niemczech, Szwecji i Wielkiej Brytanii nie istnieje specjalne ograniczenia. Wskazuje się natomiast na wymóg zastrzeżeń Inwestora. W imieniu Inwestora działa najczęściej Architekt.

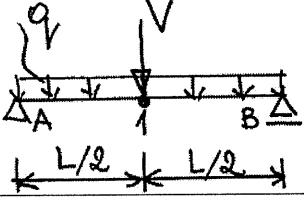
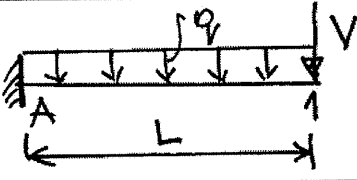
3) W praktyce po zwróceniu przetargu właściciel wchodzi do zestawienia danych i dokonuje stosownej korekty. Ze względu technicznych - dydaktycznych nie będziemy tego robić.

Poz-5.5. Sprawdzenie ugięcia belki

Ograniczamy się do sprawdzenia ugięcia wspornika w sytuacji braku obciążenia prostą. Można pokazać, że ugięcie prosta mniejszy ugięcie końca wspornika, lecz tego efektu nie będziemy rozpatrywać.

Skorzystamy z zestawu podstawowych formuł na ugięcia belek, które powinny być stosowane przez Architekta. W celu ułatwienia korzystania zestawiono je w tabelę wraz z sitami przekrojowymi.

Statyka dla Architektów : siły przekrojowe i ugięcia prostych belek.

Schemat belki	Obciążenie	A,B (nad podporą)		1 (przęsło/koniec wspornika)		
		Moment zginający M	Siła tnąca T	Moment zginający M	Siła tnąca T	strzałka ugięcia f
	q	0	$\frac{qL}{2}$	$\frac{qL^2}{8}$	0	$\frac{5qL^4}{384EI}$
	V	0	$\frac{V}{2}$	$\frac{VL}{4}$	$\frac{V}{2}$	$\frac{VL^3}{48EI}$
	q	$\frac{qL^2}{2}$	qL	0	0	$\frac{qL^4}{8EI}$
	V	-VL	V	0	V	$\frac{VL^3}{3EI}$

Ważność tabeli jest obowiązująca dla Architekta.

Ugięcie wspornika pod obciążeniem V oraz Q wyniesie:

$$f = f^V + f^Q + \Delta f,$$

$$\text{gdzie } f^Q = \frac{1}{EI} \cdot \frac{30,7 \cdot 3,83^4}{8} = \frac{1}{19887} \cdot 815,4 = 4,1 \text{ cm}$$

$$EI = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 8470 \text{ cm}^4 = 19887 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$f^V = \frac{1}{EI} \cdot \frac{129,8 \cdot 3,83^5}{3} = \frac{1}{19887} \cdot 2628,2 = 13,2 \text{ cm}$$

Δf - dodatkowe ugięcie wywołane sprężystym (a nie sztywnym) zamocowaniem w podporze

Nawet, jeśli Δf pominiemy, to całkowite ugięcie

$$f = 4,1 + 13,2 = 17,3 \text{ cm}$$

$$\text{Znaczenie przekroczenia } f_{gr} = \frac{L}{350} = \frac{383}{350} = 1,1 \text{ cm}$$

Ponieważ pod koniec wspornika prawdopodobnie zostaną umieszczone wtryski (ścianki krzywizny), więc dla takiego przypadku f_{gr} będzie jeszcze ostrzejsze i zapewne ok 1/500.

W takim przypadku zwiększenie przekroju belki w celu zmniejszenia ugięcia nie jest ekonomicznie uzasadnione. Lepszym rozwiązaniem jest wykonanie dylatacji

poniżej konstrukcję nośną, a
po konstrukcję ściany kolumnowej
o wartości nie mniejszej od obliczonego
ugięcia.

Uwaga:

1) Można pokazać, że ugięcie co prześte
jest mniejsze od granicznego
 $f_{gr} = L/350$ (L będzie długością
pręta) = $\frac{582}{350} = 1,66$ cm

2) Generalną zasadę ustalania
dopuszczalnego ugięcia jest:

(a) nie mogą dopuścić do uszkodzenia
elementów budowli na skutek
nadmiernego przemieszczenia,

(b) nie mogą dopuścić do dysfunkcji
w użytkowaniu obiektu i jego funkcjo-
nalności. Dotyczy to zwłaszcza oceny
subiektywnej wygody zewnętrznej

(c) przy stosowaniu ścian wykonanych
z materiałów kruchych (np. ceramiczne,
gł.) bezpośrednio na stopach należy się
ograniczenie do $L/500$