

**МІНІСТЕРСТВО АГРАРНОЇ ПОЛІТИКИ УКРАЇНИ
ХЕРСОНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА

**ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ОДНОПОВЕРХОВОЇ
ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОГО
ПРИЗНАЧЕННЯ**

Методичні рекомендації до виконання курсового проекту з
дисципліни **“Інженерні конструкції”** для студентів
спеціальностей 7.092.101 **“Промислове та цивільне
будівництво”** та 7.092.602 **“Гідромеліорація”**

Херсон-2013

УДК 624.01

*Методичні рекомендації рекомендовано до видання рішенням науково-методичної ради будівельно-гідромеліоративного факультету
(протокол № 1 від 13 вересня 2012р.)*

Рецензенти:

Кириченко В.Л., к.т.н., доцент кафедри інженерної механіки та фізики Херсонського ДАУ;

Волох М.В., головний інженер проекту ПНПФ «Херсонпроект»

Янін О.Є.

ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ОДНОПОВЕРХОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОГО ПРИЗНАЧЕННЯ – Херсон: РВВ “Колос” ХДАУ, 2013.- 84с.

Наведені детальні рекомендації до розрахунку основних конструкцій будівлі сільськогосподарського призначення. Містяться певні теоретичні відомості, які запропоновані студенту для самостійної роботи.

УДК 624.01

Янін О.Є., 2013

Вступ

При виконанні студентами курсового проекту виникає проблема наявності довідкової і нормативної літератури. Необхідні також докладні рекомендації до виконання всіх розділів проекту. У виданні, що пропонується, ці проблеми у значній мірі вирішені.

При виконанні розрахункової частини проекту рекомендується кожний розділ спочатку уважно прочитати цілком, а потім виконувати відповідну частину проекту. Графічну частину треба оформлювати у відповідності до нормативних вимог.

Методичні рекомендації містять певні теоретичні відомості, з якими студенту пропонується детально ознайомитись перед захистом проекту. До розділів 2 і 3 наведені контрольні запитання, які задаються при захисті проекту. Студенту пропонується знайти відповіді на них у даному виданні, а також у рекомендованій літературі [1] – [9]. Відповіді на деякі запитання потребують від студента знань з базових дисциплін і розуміння особливостей роботи конструкцій під навантаженням.

При виконанні розрахунків за формулами, що наведені у рекомендаціях, треба звертати особливу увагу на одиниці, у яких вимірюються ті чи інші величини. У більшості випадків доцільно використовувати у якості одиниць довжини – сантиметри (см), а зосереджених силових впливів – кілоньютони (кН). Для цього треба виконувати перевід одних одиниць у інші. Наприклад: $1\text{МПа}=0,1\text{кН/см}^2$; $1\text{кН}\cdot\text{м}=100\text{кН}\cdot\text{см}$. В окремих формулах використовуються інші одиниці, які вказані у примітках.

При розробці проекту доцільно використовувати приклади розрахунку і конструювання, які наведені у літературі [8].

Згідно з п.3.1.6 [1] у методичних рекомендаціях використовуються спрощені діаграми залежності напружень у бетоні від деформацій. Такий підхід представляється доцільним у перехідний період, коли нова нормативна база ще не до кінця роз'яснена у відповідних посібниках і прикладах розрахунку.

Критерії оцінювання. За умови виконання проекту у повному обсязі, оцінювання виконується за 100-бальною шкалою.

Максимальна кількість балів:

- 1) за виконання розрахункової частини – 30 балів;
- 2) за виконання графічної частини – 30 балів;
- 3) за відповіді на 40 запитань, орієнтовний перелік яких наведений наприкінці розділів №2 і 3 – 40 балів.

При цьому правильна відповідь на одне запитання оцінюється одним балом.

1.Завдання, склад проекту та вихідні дані для нього

Треба запроектувати такі конструкції одноповерхової промислової будівлі:

- 1) ригель покриття у вигляді двотаврової двосхилої попередньо напруженої балки;
- 2) колону крайнього ряду.

Проектування конструкцій повинно виконуватись на основі нормативних документів [1] - [4]. В них викладені основні вимоги, виконання яких треба забезпечити при розрахунку і конструюванні.

Курсовий проект складається з:

- 1) пояснювальної записки на листах стандартного формату А-4;
- 2) графічної частини, яка виконується на одному листі стандартного формату А-1.

Графічна частина включає в себе:

- 1) опалубочні та збірочні креслення конструкцій;
- 2) детально розроблені арматурні сітки і каркаси;
- 3) характерні поперечні перерізи і найбільш важливі вузли у масштабах 1:10, 1:20;
- 4) креслення закладних деталей;
- 5) таблиці специфікації, відомості витрат сталі на елемент і технічних показників.

Вихідні дані прийняти згідно із шифром і першою буквою прізвища за таблицями 1.1 – 1.6.

У цих таблицях:

1. Для попередньо ненапруженої арматури балки прийняти арматурну сталь того ж класу, що і для колони за таблицею 1.6.
2. Тип місцевості (А або Б) обраний за середньою температурою $t^{\circ}\text{C}$ найбільш холодної доби.

Метод попереднього напруження арматури балки прийняти:

- а) механічний – при парній останній цифрі шифру;
- б) електротермічний - при непарній останній цифрі шифру.

Для конструкцій використовується важкий бетон.

Вихідні дані

Таблиця 1.1

Передостання цифра шифру	Кількість прольотів	Поздовжній крок колон (балок) - L_1 , м	Проліт рами (ригелю) - L , м									
			Остання цифра шифру									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	2	6	12	15	18	21	24	12	15	18	21	24
2	3	6	18	12	15	18	21	24	18	12	24	18
3	1	12	24	21	12	15	18	21	24	12	21	24
4	3	12	15	18	21	24	12	15	18	21	24	18
5	1	6	18	12	15	18	21	12	15	18	21	24
6	2	12	21	18	21	24	18	21	24	15	12	15
7	3	6	12	15	18	21	24	12	15	18	21	24
8	1	12	15	18	21	24	12	15	18	21	24	12
9	2	12	18	21	24	12	21	12	15	18	21	24
0	1	6	21	24	12	15	18	21	24	12	18	21

Таблиця 1.2

Передостання цифра шифру	Висота приміщення від рівню чистої підлоги до низу ригелю – H_0 , м									
	Остання цифра шифру									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	7,2	8,1	10,8	9,0	11,7	6,7	9,9	5,8	6,3	6,7
2	6,7	9,0	5,8	9,9	6,7	11,7	9,0	10,8	8,1	7,2
3	8,1	10,8	6,7	6,3	5,8	9,9	8,1	7,2	9,9	6,7
4	9,0	6,3	7,2	6,7	10,8	6,3	5,8	11,7	6,7	11,7
5	11,7	5,8	8,1	10,8	9,0	7,2	6,7	6,3	5,8	9,9
6	10,8	11,7	9,0	9,0	7,2	11,7	6,3	6,7	6,3	5,8
7	6,7	5,8	11,7	7,2	8,1	9,0	10,8	9,9	6,7	6,3
8	5,8	9,9	6,7	11,7	6,3	8,1	7,2	8,1	10,8	9,0
9	9,9	6,7	7,2	5,8	6,7	5,8	8,1	9,0	7,2	10,8
0	6,3	7,2	9,9	6,7	9,9	10,8	11,7	7,2	9,0	8,1

Таблиця 1.3

Передостання цифра шифру	Номер варіанту за утеплювачем									
	Остання цифра шифру									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
2	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4
3	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5
4	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6
5	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
6	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1
7	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2
8	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
9	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4
0	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5

Таблиця 1.4

Перша буква прізвища	Номер снігового району	Номер вітрового району	Тип місцевості для вітрового навантаження	Тип місцевості за середньою температурою t°C найбільш холодної добы
А,Б	1	2	<i>I</i>	А
В,Г	5	2	<i>II</i>	А
Д,Е,Ж	5	4	<i>III</i>	Б
З,И,І	4	1	<i>IV</i>	А
К,Л,М	4	3	<i>I</i>	Б
Н,О	2	1	<i>II</i>	Б
П,Р	2	3	<i>III</i>	А
С,Т	6	4	<i>IV</i>	Б
У,Ф,Х, Ц,Ч	3	2	<i>I</i>	Б
Ш,Щ,Є Ю,Я	3	2	<i>II</i>	А

Таблиця 1.5

Номер варіанту за утеплювачем (див. табл. 1.3)	Вид утеплювача і його питома вага $\gamma_{утепл}$ в кН/м^3	Тип місцевості за t° (див. табл. 1.4)	Товщина утеплювача $\delta_{утепл}$, мм
1	Пінобетон або газобетон, $\gamma_{утепл} = 4,0$	А	160
		Б	120
2	Пінобетон або газобетон, $\gamma_{утепл} = 6,0$	А	210
		Б	160
3	Мінераловатні жорсткі плити, $\gamma_{утепл} = 3,0$	А	80
		Б	60
4	Мінераловатні жорсткі плити, $\gamma_{утепл} = 5,0$	А	100
		Б	80
5	Фібролітові плити на цементному в'язучому, $\gamma_{утепл} = 3,5$	А	80
		Б	60
6	Керамзитові плити, $\gamma_{утепл} = 4,0$	А	160
		Б	120
7	Жорсткі плити з чарункових пластмас, $\gamma_{утепл} = 1,0 \div 2,0$	А	60
		Б	50

Таблиця 1.6

Перша буква прізвища	Залізобетонні конструкції			
	колона		балка	
	клас міцності бетону	клас арматури (попередньо напруженої)	клас міцності бетону	клас арматури (попередньо напруженої)
А,Б	C25/30	A400C, A240C	C35/45	K1400
В,Г	C20/25	A400C, B500	C32/40	Bp1200
Д,Е,Ж	C16/20	A400C, B500	C40/50	A800
З,И,І	C25/30	A500C, A240C	C45/55	A600
К,Л,М	C16/20	A400C, B500	C50/60	Bp1500
Н,О	C20/25	A500C, B500	C35/45	A1000
П,Р	C16/20	A400C, A240C	C50/60	A600
С,Т	C20/25	A500C, B500	C32/40	K1500
У,Ф,Х,Ц, Ч	C25/30	A500C, B500	C30/35	Bp1300
Ш,Щ,Є, Ю,Я	C12/15	A500C, A240C	C40/50	Bp1400

2. Розрахунок двотаврової двосхилої попередньо напруженої балки

Мета розрахунку: визначення конструктивних (опалубкових) розмірів та підбір армування виходячи із забезпечення нормативних вимог за міцністю, тріщиностійкістю і прогинами. При цьому треба врахувати конструктивні вимоги.

2.1. Попереднє визначення конструктивних (опалубкових) розмірів балки

Розміри можна прийняти згідно з наведеними нижче рекомендаціями.

Висота поперечного перерізу балки посередині прольоту:

$$H' = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{15} \right) L, \quad (2.1)$$

де L – проліт балки, що дорівнює відстані між поздовжніми розбивочними осями (див. рис.2.1). Проліт приймається згідно із завданням за табл.1.1.

Ширина верхньої полиці:

$$b'_f = \left(\frac{1}{50} - \frac{1}{60} \right) L. \quad (2.2)$$

Рекомендується також приймати $b'_f = 200 \div 400$ мм.

Ширина нижньої полиці: $b_f = 200 \div 300$ мм.

Товщина стінки: $b = b_w = \delta_b = 60 \div 100$ мм.

Товщини полиць: $h_{ef} = h_f = 140 \div 180$ мм, $h_{eff} = h'_f = 160 \div 200$ мм.

Поздовжній ухил верхньої полиці прийняти типовим: $i = 1:12$.

Висота перерізу на опорі H однозначно визначається величинами H' та i :

$$H = H' - i \cdot \frac{L}{2}. \quad (2.3)$$

У відповідності з рекомендаціями $H = 800 \div 900$ мм. Значення H треба прийняти згідно з формулою (2.3) і при можливості дотриматись рекомендації.

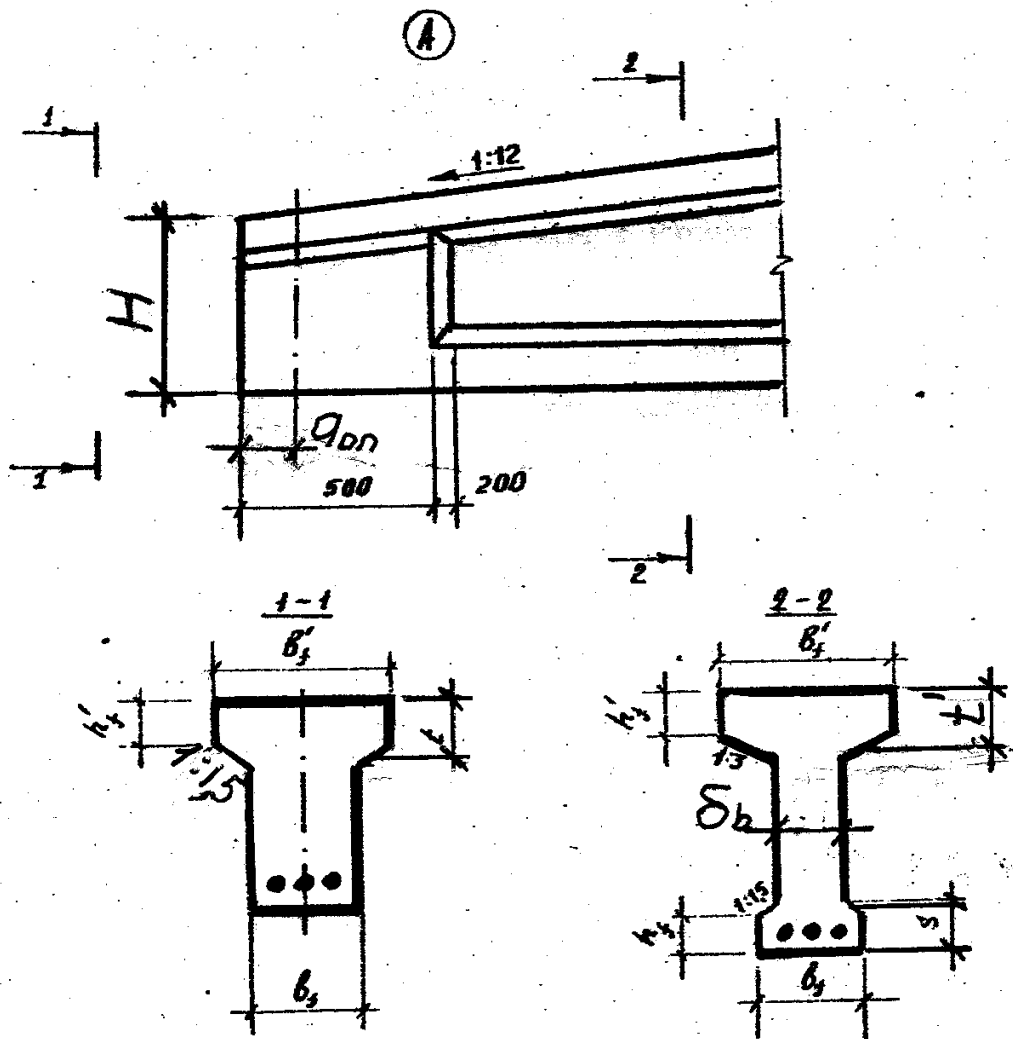
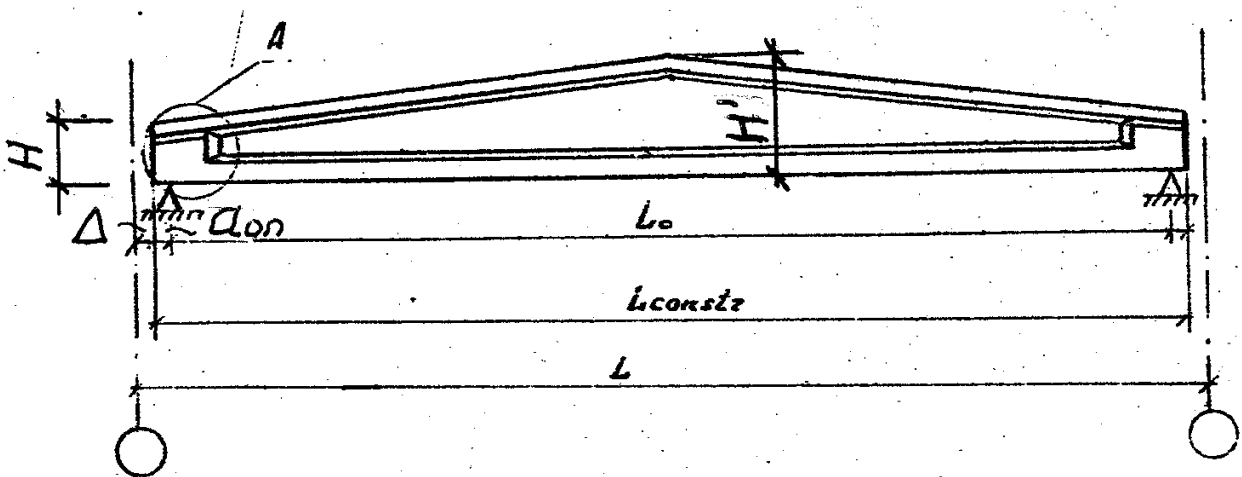


Рисунок 2.1. Двосхила балка покриття

Розрахунковий проліт балки, що дорівнює відстані між осями опор

$$L_0 = L - 2 \cdot \Delta - 2 \cdot a_{on}, \quad (2.4)$$

де Δ – відстань від поздовжньої розбивочної осі будинку до торця балки; прийняти у межах 25 ÷ 30мм;

$a_{оп}$ - відстань від торця балки до осі опори; прийняти у межах 150 ÷ 200мм.

Конструктивний проліт, що дорівнює відстані між торцями балки

$$L_{constr} = L - 2 \cdot \Delta . \quad (2.5)$$

З метою спрощення розрахунків, полиці складної форми замінюються рівновеликими прямокутними. Товщина рівновеликої верхньої полиці:

- у середній частині прольоту

$$t' = h_{eff} + \frac{b'_f - b_w}{12} , \quad (2.6)$$

- біля опор

$$t = h_{eff} + \frac{b'_f - b_f}{6} . \quad (2.7)$$

Товщина рівновеликої нижньої полиці у середній частині прольоту

$$s = h_{ef} + \frac{b_f - b_w}{6} . \quad (2.7a)$$

2.2. Вибір розрахункової схеми балки та збір навантажень

Приймається шарнірне сполучення балки з колонами. Тоді, розрахункову схему балки можна представити у вигляді однопролітної шарнірно-обпертої балки. Навантаження на неї є рівномірно-розподіленим.

На балку діють такі навантаження:

- постійне від власної ваги балки, панелей покриття та шарів конструкції покрівлі;
- тимчасове снігове.

Збір постійного навантаження від власної ваги панелей покриття та шарів конструкції покрівлі на 1 м^2 виконується у табличній формі (табл.2.1) на підставі розділу №5 [3].

В таблиці послідовно переліковуються усі елементи покриття знизу вверху. При цьому умовно прийнято, що власна вага панелей покриття рівномірно розподілена по площі у плані.

Власна вага різних шарів покрівлі обчислюється за формулою

$$g_{ei} = \gamma_i \cdot t_i,$$

де i – номер шару (строки у табл. 2.1);

γ_i , кН/м^3 – питома вага матеріалу;

t_i , м – товщина i – того шару.

При виконанні курсового проекту покрівлю прийняти утепленою. Вид, питому вагу ($\gamma_{утепл}$) і товщину ($t_{утепл}$) утеплювача треба прийняти у відповідності із завданням на проектування (див. табл. 1.5). При заповненні строки №3 таблиці 2.1 треба знайти $g_{e(утепл)} = \gamma_{утепл} \cdot t_{утепл}$ і записати отримане значення у стовпчик №3.

Коефіцієнти надійності за граничним навантаженням γ_{fmi} для стовпчика №4 прийняті за таблицею 5.1 [3]. Значення $\gamma_{fm(утепл)}$ для утеплювача треба прийняти рівним:

1,2 – якщо утеплювач виконується у заводських умовах (мінераловатні, фібролітові, керамзитові плити, жорсткі плити з чарункових пластмас);

1,3 - якщо утеплювач виконується на будівельному майданчику (пінобетон, газобетон).

Граничне розрахункове навантаження для стовпчика №5 треба для кожної строки обчислювати за формулою

$$g_{mi} = g_{ei} \cdot \gamma_{fmi}.$$

Збір постійного навантаження від власної ваги панелей покриття та шарів конструкції покрівлі

Таблиця 2.1

№	Склад навантажень і розрахунок їх характеристичних (нормативних) значень	Експлуатаційне розрахункове навантаження, що дорівнює характеристичному (нормативному) навантаженню g_{ei} , кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fmi}	Граничне розрахункове навантаження g_{mi} , кПа
1	2	3	4	5
1.	Крупнорозмірні залізобетонні ребристі панелі покриття	1,4 (при кроку балок 6м) 1,9 (при кроку балок 12м)	1,1	1,54 (при кроку балок 6м) 2,09 (при кроку балок 12м)
2.	Пароізоляція у вигляді одного шару пергаменту або руберойду	0,05	1,3	0,065
3.	Утеплювач з (вказати вид утеплювача згідно із завданням, див. табл.1.5), $g_{e(утепл)} = \gamma_{утепл} \cdot t_{утепл}$	$g_{e(утепл)}$	$\gamma_{fmi(утепл)}$	$g_{e(утепл)} \cdot \gamma_{fmi(утепл)}$
4.	Цементна (або асфальтова) стяжка, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $t = 0,02 \text{ м}$; $g_e = \gamma \cdot t = 18 \cdot 0,02 = 0,36 \text{ кН/м}^2$	0,36	1,3	0,468
5.	Гідроізоляція з 3-х шарів руберойду	0,15	1,3	0,195
6.	Захисний шар із бітумної мастики з утопленим гравієм, $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $t = 0,02 \text{ м}$; $g_e = \gamma \cdot t = 20 \cdot 0,02 = 0,40 \text{ кН/м}^2$	0,40	1,3	0,52
	Разом	$g_e = \sum g_{ei}$		$g_m = \sum g_{mi}$

У таблиці 2.1 треба знайти суми по стовпчиках №3 та №5, і їх значення присвоїти відповідно величинам g_e і g_m .

Збір снігового навантаження виконується на підставі розділу №8 [3].

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття згідно з п.8.2 [3]

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження;

s_0 – характеристичне (нормативне) значення снігового навантаження (в кПа);

C – розрахунковий коефіцієнт.

Величина s_0 визначається у відповідності з п.8.5 [3] залежно від номеру снігового району, який вказаний у завданні на проектування (див. табл.1.4). Для цього району за таблицею 2.2 треба визначити відповідне значення s_0 .

Характеристичне (нормативне) значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі s_0

Таблиця 2.2

Номер снігового району	1	2	3	4	5	6
Значення s_0 , кПа (кН/м ²)	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8

Коефіцієнт γ_{fm} для промислового (виробничого) будинку у відповідності з п.8.11 [3] приймається рівним 1,04.

Коефіцієнт C у відповідності з п.8.6 [2] розраховується за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю; згідно з додатком Ж [3] для будинку із двосхилим покриттям при куті нахилу покрівлі до 25° , $\mu = 1$;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі; згідно з п.8.9 [3] $C_e = 1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, згідно з п.8.10 [3] $C_{alt} = 1$.

Отже $C = 1$.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження S_m використовується при виконанні проекту для перевірки граничних станів першої групи згідно з п.4.9 [3].

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття згідно з п.8.3 [3]

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження;

S_0, C – те саме, що і в формулі для S_m .

Коефіцієнт γ_{fe} визначається згідно з п.8.12 [3] залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$. Тоді, за таблицею 8.3 [3] $\gamma_{fe} = 0,49$.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження S_e використовується при виконанні проекту для перевірки граничних станів другої групи (якщо вихід за цей граничний стан може бути допущений протягом певної частки η встановленого терміну служби конструкції T_{ef}) згідно з п.4.10 [3].

Квазіпостійне (тривале) розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття згідно з п.8.4 [3]

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C,$$

де $\bar{S} = 0,16$ кПа;

S_0, C – те саме, що і в формулі для S_m .

Значення S_p використовується при виконанні проекту у якості тривалої складової снігового навантаження.

Для визначення навантаження від власної ваги балки обчислюється її об'єм за формулою

$$V_b = L_{constr} \left[t(b'_f - b_f) + 0,5b_f (H' + H) \right] - (b_f - \delta_b) \cdot (0,5L_{constr} - 0,6)(H' + H - 2t' - 2s + 0,05).$$

Розміри балки у наведену формулу треба підставляти у метрах. Вона справедлива при уклоні верхнього поясу 1:12.

Характеристичне (нормативне) навантаження від власної ваги балки

$$G = V_b \cdot \gamma_{з.б.},$$

де $\gamma_{з.б.} = 25 \text{ кН/м}^3$ – об'ємна вага залізобетону.

Повне граничне розрахункове лінійне навантаження на балку

$$q = g_m \cdot L_1 + \frac{G}{L_{constr}} \cdot \gamma_{fm} + S_m \cdot L_1, \quad (2.8)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним навантаженням для власної ваги залізобетонної балки; за табл.5.1 [3] $\gamma_{fm} = 1,1$.

L_1 – крок балок, який приймається згідно із завданням за табл.1.1.

Повне експлуатаційне розрахункове лінійне навантаження на балку

$$q_e = g_e \cdot L_1 + \frac{G}{L_{constr}} + S_e \cdot L_1. \quad (2.9)$$

Експлуатаційне розрахункове постійне навантаження і квазіпостійне розрахункове снігове навантаження на 1м довжини балки (нормативне постійне та тривале)

$$q_{el} = g_e \cdot L_1 + \frac{G}{L_{constr}} + S_p \cdot L_1. \quad (2.10)$$

2.3. Визначення розрахункових внутрішніх зусиль

Підбір поздовжньої розтягнутої попередньо напруженої арматури у нижній полиці буде виконуватись виходячи із забезпечення міцності балки за нормальним перерізом на дію згинального моменту. За довжиною балки розрахунковим (небезпечним) є переріз, у якому потрібна площа перерізу вказаної арматури буде максимальною. Оскільки верхня полиця балки має ухил, цей переріз знаходиться не посередині прольоту, а на відстані $x_{оп}$ від опори.

Значення x_{on} при виконанні проекту приймається у межах $(0,35 \div 0,4)L_o$.
Згинальний момент в розрахунковому (небезпечному) перерізі від повного граничного розрахункового лінійного навантаження

$$M_{on} = \frac{1}{2} q x_{on} (L_o - x_{on}) \gamma_n . \quad (2.11)$$

де γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням. При виконанні проекту можна прийняти $\gamma_n = 0,95$.

Для розрахунку за тріщиностійкістю і прогинами розраховуються згинальні моменти посередині прольоту:

а) від повного експлуатаційного розрахункового лінійного навантаження

$$M_e = \frac{q_e L_o^2}{8} \gamma_n , \quad (2.12)$$

б) від експлуатаційного розрахункового постійного навантаження і квазіпостійного розрахункового снігового навантаження

$$M_{el} = \frac{q_{el} L_o^2}{8} \gamma_n . \quad (2.13)$$

Для розрахунку міцності за похилими перерізами розраховується максимальна поперечна сила на опорі від повного граничного розрахункового лінійного навантаження

$$V_{Ed} = \frac{q L_o}{2} \gamma_n . \quad (2.14)$$

2.4. Перевірка міцності балки на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смузї між похилими тріщинами

Перевірка виконується за умовою

$$V_{Ed} \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{c1} \gamma_{c2} f_{cd} b d, \quad (2.15)$$

де φ_{w1} – коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури;

φ_{c1} - коефіцієнт, що враховує зниження міцності бетону внаслідок дії розтягуючих зусиль від поперечної арматури;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничного стану першої групи;

$b = b_w = \delta_b$ - товщина стінки;

d – робоча висота нормального перерізу по осі опори.

Коефіцієнт φ_{w1} залежить від параметрів поперечного армування, які на даному етапі проектування ще невизначені. Тому, при виконанні проекту можна прийняти у запас $\varphi_{w1}=1$.

Коефіцієнт φ_{c1} розраховується за формулою

$$\varphi_{c1} = 1 - \beta \gamma_{c2} f_{cd}, \quad (2.16)$$

де β - коефіцієнт; для важкого бетону $\beta=0,01$.

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи бетону; згідно з п. 3.1.2.5 [2] $\gamma_{c2}=0,9$;

f_{cd} в формулу (2.16) треба підставляти в МПа.

Значення f_{cd} приймається за додатком 3 залежно від заданого у завданні класу міцності бетону **C** для балки (див.табл.1.6).

Значення d розраховується за формулою

$$d = H + \frac{1}{12} a_{on} - a. \quad (2.17)$$

де a – відстань від нижньої розтягнутої грані балки до центру ваги розтягнутої попередньо напруженої арматури у нижній полиці; можна прийняти $a=0,5 h_f$.

Якщо умова (2.15) не виконується, то розміри поперечного перерізу є недостатніми, і їх треба збільшити. Товщину стінки b можна підвищити до 10-14см. Якщо і після цього умова (2.15) не виконується, то необхідно збільшити робочу висоту нормального перерізу по осі опори d . Можна в умові (2.15) поставити знак рівності і виразити d :

$$d = V_{Ed} / (0,3 \varphi_{w1} \varphi_{c1} \gamma_{c2} f_{cd} b). \quad (2.18)$$

Після цього треба:

1) виходячи з формули (2.17) перерахувати H

$$H = d + a - \frac{1}{12} a_{on}; \quad (2.19)$$

2) округлити H у більший бік до уніфікованого розміру;

3) знайти нове значення висоти поперечного перерізу балки посередині прольоту

$$H' = H + i \cdot \frac{L}{2}. \quad (2.20)$$

Якщо є потреба зробити розрахунок більш точним, необхідно також перерахувати характеристичне (нормативне) навантаження від власної ваги балки G (див розділ 2.2) і повторити всі розрахунки.

2.5. Орієнтовний підбір перерізу поздовжньої розтягнутої попередньо напруженої арматури у нижній полиці

Потрібна площа перерізу арматури виходячи із умови міцності нормального небезпечного перерізу, що знаходиться на відстані x_{on} від опори

$$A_{p1} = \frac{M_{on}}{0,9 \cdot d_{(on)} \cdot f_{pd}}, \quad (2.21)$$

де $d_{(on)}$ – робоча висота нормального небезпечного перерізу;

$$d_{(on)} = h_{(on)} - a, \quad (2.22)$$

$h_{(on)}$ – повна висота нормального небезпечного перерізу;

$$h_{(on)} = H + \frac{1}{12} (x_{on} + a_{on}), \quad (2.23)$$

X_{on} – відстань від опори до небезпечного перерізу (див. п.2.3);

f_{pd} – розрахункове значення міцності (опору) поперечно напруженої арматури розтягу; визначається за додатком 5 для поперечно напруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Потрібна площа перерізу арматури виходячи із умови забезпечення тріщиностійкості

$$A_{p2} = \frac{M_e}{\beta \cdot \sigma_{p,max} \cdot d}, \quad (2.24)$$

де β – коефіцієнт, який приймається у межах $0,5 \div 0,6$;

d – робоча висота нормального перерізу посередині прольоту;

$$d = H' - a, \quad (2.25)$$

$\sigma_{p,max}$ – максимальні напруження прикладені до поперечно напруженої арматури; визначаються згідно з п.3.3.2.1 [2] або п.5.9.2.1 [1] і приймаються рівними меншому з двох значень

$$\sigma_{p,max} = 0,8 f_{pk}; \quad (2.26)$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9 f_{p0,1k}; \quad (2.27)$$

де f_{pk} – характеристичне значення міцності поперечно напруженої арматури;

$f_{p0,1k}$ – характеристична умовна границя текучості поперечно напруженої арматури;

f_{pk} і $f_{p0,1k}$ визначаються за додатком 5 для поперечно напруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Із двох значень потрібної площі перерізу арматури (A_{p1} і A_{p2}) обирається максимальне, за яким згідно із сортаментом (див. додаток 1 або 2) приймаються діаметр (d_o) і кількість стержнів (n_p). При цьому клас поперечно напруженої арматури повинен відповідати завданню на проектування (див. табл.1.6). Для прийнятого армування треба з сортаменту виписати площу перерізу і її значення присвоїти величині A_p .

2.6. Перевірка міцності балки за нормальним небезпечним перерізом, що знаходиться на відстані $X_{оп}$ від опори на дію згинального моменту

У верхній і нижній полицях встановлюється попередньо ненапружена поздовжня арматура яка виконує конструктивну роль. Арматура, що встановлюється у верхній полиці, може бути потрібна за розрахунком міцності нормального перерізу у стадіях виготовлення, транспортування та монтажу балки.

Площі перерізу попередньо ненапруженої поздовжньої арматури у верхній (A'_s) і нижній (A_s) полицях приймаються спочатку за мінімальним відсотком армування ($\mu_{min}^{\%}$).

Для елементів, що працюють на згин $\mu_{min}^{\%}=0,05\%$. Тоді

$$A_s = A'_s = \frac{\mu_{min}^{\%}}{100} \cdot b \cdot d, \quad (2.33)$$

де $b = b_w = \delta_b$ - товщина стінки;

d – робоча висота нормального перерізу посередині прольоту;

$$d = H' - a. \quad (2.34)$$

За знайденою площею перерізу приймається діаметр і кількість стержнів у верхній і нижній полицях згідно із сортаментом (див. додаток 1). При цьому клас попередньо ненапруженої арматури повинен відповідати завданню на проектування (див. табл.1.6, як для колони). Рекомендується приймати у кожній полиці чотири стержня відповідного діаметру.

Фактичний поперечний переріз балки у середній частині прольоту являє собою двотавр (див.рис.2.1). Оскільки у третій руйнівній стадії напружено-деформованого стану бетон розтягнутої зони з роботи виключений, нижня розтягнута полиця в роботі не приймає участі. Тому, розрахунковий переріз являє собою тавр с полицею у верхній стиснутій зоні (рис.2.2).

Перевірку міцності балки за нормальним небезпечним перерізом треба виконувати у залежності від положення межі стиснутої зони (див. схеми 1 і 2 на рис.2.2). Щоб визначити розрахунковий випадок, перевіряється умова

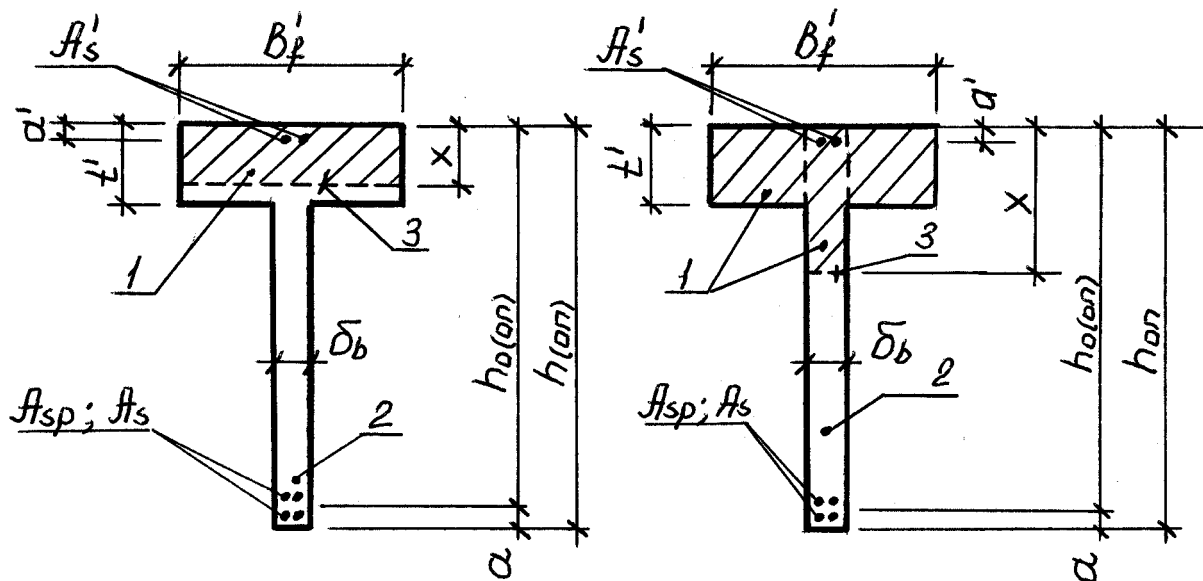


Схема 1

Схема 2

1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – межа стиснутої зони (нижня)

Рисунок 2.2. Розрахунковий переріз балки покриття

$$f_{pd}A_p + f_{yd}A_s \leq \gamma_{c2}f_{cd}b'_ft' + f_{yd}A'_s, \quad (2.35)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності (опору) попередньо ненапруженої арматури на границі текучості для граничного стану першої групи;

A_p (A_{sp}) – прийнята площа поперечного перерізу попередньо напруженої арматури у нижній полиці;

f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничних станів першої групи.

Величина f_{yd} визначається за додатком 4 для попередньо ненапруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6, як для колони).

Перед перевіркою міцності балки треба знайти граничну відносну висоту стиснутої зони бетону ξ_R . При виконанні проекту можна прийняти $\xi_R = 0,5 \div 0,65$.

Якщо умова (2.35) виконується, межа стиснутої зони проходить у полиці (див. схему 1 на рис.2.2). У цьому випадку переріз балки розглядають як прямокутний шириною, що дорівнює ширині полиці b'_f . Послідовно треба розрахувати:

а) висоту стиснутої зони бетону

$$x = \frac{f_{pd}A_p + f_{yd}A_s - f_{yd}A'_s}{\gamma_{c2}f_{cd}b'_f}, \quad (2.36)$$

б) фактичну відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{x}{d_{(on)}}, \quad (2.37)$$

де $d_{(on)}$ – див. формулу (2.22).

При $\xi \leq \xi_R$ перевірку міцності треба виконувати за умовою

$$M_{on} \leq \gamma_{c2}f_{cd}b'_fx(d_{(on)} - 0,5x) + f_{yd}A'_s(d_{(on)} - a'). \quad (2.38)$$

При $\xi > \xi_R$ перевірку треба виконувати за умовою

$$M_{on} \leq \gamma_{c2}f_{cd}b'_fd_{(on)}^2\xi_R(1 - 0,5\xi_R) + f_{yd}A'_s(d_{(on)} - a'), \quad (2.39)$$

де a' – відстань від верхньої стиснутої грані балки до центру ваги попередньо ненапруженої арматури у верхній полиці A'_s (див.рис.2.2); можна прийняти $a' = 4$ см.

Якщо умова (2.35) не виконується, межа стиснутої зони проходить у стінці (ребрі) (див. схему 2 на рис.2.2). У цьому випадку послідовно треба розрахувати:

а) висоту стиснутої зони бетону

$$x = \frac{f_{pd}A_p + f_{yd}A_s - \gamma_{c2}f_{cd}(b'_f - b)t' - f_{yd}A'_s}{\gamma_{c2}f_{cd}b}, \quad (2.40)$$

б) фактичну відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{x}{d_{(on)}}. \quad (2.41)$$

При $\xi \leq \xi_R$ перевірку міцності треба виконувати за умовою

$$M_{on} \leq \gamma_{c2} f_{cd} b x (d_{(on)} - 0,5x) + \gamma_{c2} f_{cd} (b'_f - b) t' \cdot (d_{(on)} - 0,5t') + f_{yd} A'_s (d_{(on)} - a'). \quad (2.42)$$

При $\xi > \xi_R$ перевірку треба виконувати за умовою

$$M_{on} \leq \gamma_{c2} f_{cd} b d_{(on)}^2 \xi_R (1 - 0,5\xi_R) + \gamma_{c2} f_{cd} (b'_f - b) t' \cdot (d_{(on)} - 0,5t') + f_{yd} A'_s (d_{(on)} - a'). \quad (2.43)$$

Якщо умова міцності не виконується, треба збільшити розміри поперечного перерізу балки або (і) площу перерізу арматури A_p .

2.7. Розрахунок балки за тріщиностійкістю у стадії експлуатації

У стадії експлуатації тріщини, нормальні до поздовжньої осі, можуть виникати у нижній розтягнутій зоні балки.

Згідно з табл.4.1 [1] при експлуатації всередині приміщення із сухим режимом, клас умов експлуатації балки позначається ХО.

Балка відноситься до 3-ї категорії вимог за тріщиностійкістю. Це означає, що у балці допускається обмежене за величиною тривале і короткочасне розкриття тріщин.

Короткочасним вважають розкриття тріщин під час сумісної дії постійних, тривалих (квазіпостійних) і короткочасних навантажень. Тривалим вважають розкриття тріщин під час дії лише постійних і тривалих (квазіпостійних) навантажень.

Гранична ширина розкриття тріщин згідно з табл.5.1 [2] складає

$w_{max} = 0,4$ мм – при основному сполученні навантажень (короткочасне розкриття тріщин)

$w_{max} = 0,2$ мм – при повторюваному сполученні навантажень (тривале розкриття тріщин)

Для розрахунку поперечний переріз балки умовно приводиться до одного матеріалу – бетону. Для цього умовно припускається, що замість арматури у відповідних місцях перерізу знаходиться бетон з площею в α

раз більше. Величина α розраховується за формулами:

- для попередньо напруженої арматури

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ck}}, \quad (2.44)$$

- для поздовжньої попередньо ненапруженої арматури

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{ck}}, \quad (2.44a)$$

де E_p – розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої сталі; визначається за додатком 5 для попередньо напруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6);

E_s – розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі; визначається за додатком 4 для попередньо ненапруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6 як для колони);

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності важкого бетону при стиску та розтягу; визначається за додатком 3 для бетону балки, клас якого заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Розрахунок за утворенням нормальних тріщин згідно з П.7.3.3[1] виконується за умовою

$$S \leq S_{w,ult} = f_{ctk} W_{pl} + P_2 (e_{op} + r) \quad (2.45)$$

де $S=M_e$ – зусилля (згинальний момент) від зовнішніх навантажень;

$S_{w,ult}$ – граничне зусилля (згинальний момент), яке може сприйняти залізобетонна балка перед утворенням тріщин;

f_{ctk} – характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг для граничних станів другої групи; визначається за додатком 3 для бетону балки, клас якого заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6);

W_{pl} - момент опору приведенного до бетону перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій бетону розтягнутої зони (пружно-пластичний момент опору приведенного перерізу для нижньої розтягнутої грані балки);

P_2 – сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску), що прикладається до арматури, з урахуванням перших та других втрат попереднього напруження в арматурі A_p ;

e_{op} – ексцентриситет сили попереднього напруження P_2 відносно центру ваги приведенного перерізу;

r – відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової

точки.

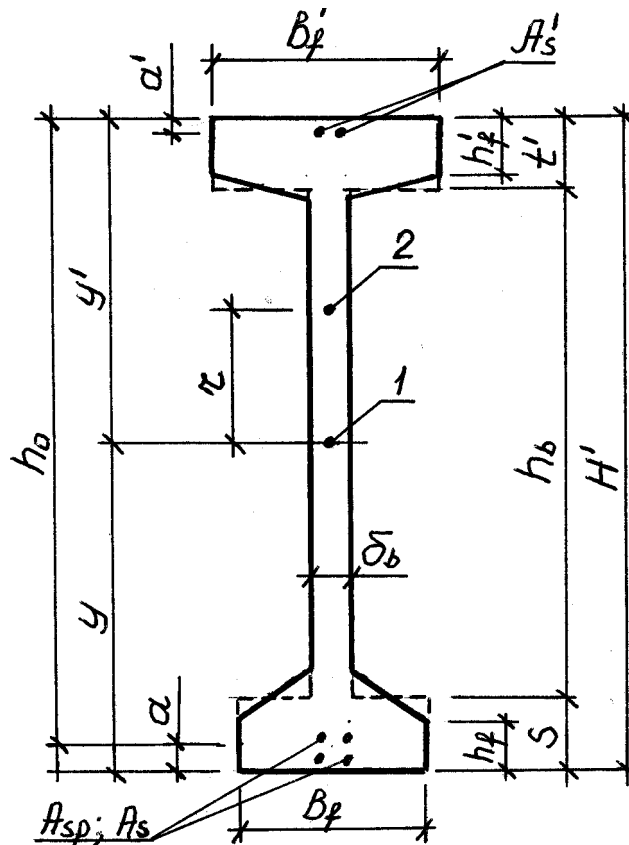
Щоб знайти величини, що входять до умови (2.45), треба розрахувати геометричні характеристики приведенного перерізу балки посередині прольоту (рис.2.3) і визначити втрати попереднього напруження арматури.

Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = b'_f t' + b_f s + b h_b + \alpha_p A_p + \alpha_s A_s + \alpha_s A'_s, \quad (2.46)$$

де h_b – висота стінки балки,

$$h_b = H' - t' - s. \quad (2.47)$$



1 - центр ваги приведенного перерізу; 2 – верхня ядрова точка

Рисунок 2.3. Приведений переріз балки покриття посередині прольоту

Статичний момент перерізу відносно горизонтальної осі, що проходить по нижній грані балки

$$S_{red} = b'_f t' (H' - 0,5t') + 0,5b_f s^2 + b h_b (s + 0,5h_b) +$$

$$+ \alpha_p A_p a + \alpha_s A_s a + \alpha_s A'_s (H' - a'), \quad (2.48)$$

a – див. примітку до формули (2.17);

$a' = 4\text{см}$ – див. примітку до формули (2.39).

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані балки

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}}. \quad (2.49)$$

Теж до верхньої грані

$$y' = H' - y. \quad (2.50)$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги цього перерізу

$$\begin{aligned} I_{red} = & \frac{b'_f t'^3}{12} + b'_f t' (y' - 0,5t')^2 + \frac{b_f s^3}{12} + b_f s (y - 0,5s)^2 + \\ & + \frac{bh_b^3}{12} + bh_b (s + 0,5h_b - y)^2 + \alpha_p A_p (y - a)^2 + \\ & \alpha_s A_s (y - a)^2 + \alpha_s A'_s (y' - a')^2. \end{aligned} \quad (2.51)$$

Момент опору приведенного перерізу для нижньої розтягнутої грані балки при пружній роботі матеріалів

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y}. \quad (2.52)$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (2.53)$$

$$\varphi = 0,85.$$

Пружно-пластичний момент опору приведенного перерізу для нижньої розтягнутої грані балки

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}. \quad (2.54)$$

Коефіцієнт γ визначається за таблицею 27 [6]. При виконанні проекту можна прийняти $\gamma = 1,5$.

Втрати попереднього напруження арматури A_p (в кН) визначаються згідно з п.3.3.5 [2]. Натягнення попередньо напруженої арматури треба прийняти способом на упори. Метод натягнення (механічний або електротермічний) приймається згідно із завданням на проектування (див. стор.4).

Треба розрахувати перші і другі втрати попереднього напруження. Перші втрати відбуваються при виготовленні балки і під час її обтиску. Другі втрати відбуваються після обтиску бетону.

Треба врахувати **перші втрати** від

- релаксації напружень арматури ΔP_r ;
- температурного перепаду (різниця між температурою натягнутої арматури в зоні нагріву та пристроєм, що сприймає зусилля натягу під час нагріву бетону) ΔP_θ ;
- деформації анкерів, що розташовані біля натяжних пристроїв ΔP_4 ;
- швидкоплинної повзучості бетону ΔP_6 .

Втрати **від релаксації** напружень арматури (в кН)

1) для стержневої арматури класів А600, А800, А1000 при способі натягнення механічному

$$\Delta P_r = \sigma_1 A_p = \left(0,1 \sigma_{p,\max} - 2,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) A_p \quad (2.55)$$

електротермічному

$$\Delta P_r = \sigma_1 A_p = 0,03 A_p \sigma_{p,\max} \quad (2.56)$$

2) для дротової і канатної арматури класів Вр1200 - Вр1500, К1400, К1500 при способі натягнення

механічному

$$\Delta P_r = \sigma_1 A_p = A_p \left(0,22 \frac{\sigma_{p,\max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,\max}; \quad (2.57)$$

електротермічному

$$\Delta P_r = \sigma_1 A_p = 0,05 A_p \sigma_{p,\max} \quad (2.58)$$

де $\sigma_{p,\max}$, кН/см² – максимальні напруження прикладені до попередньо напруженої арматури (див. п.2.5);

$f_{p0,1k}$, кН/см² – характеристична умовна границя текучості попередньо напруженої арматури (див. п.2.5).

Втрати від температурного перепаду

$$\Delta P_\theta = \sigma_2 A_p = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0),$$

де α_c – коефіцієнт лінійного температурного (теплого) розширення бетону; згідно з п. 3.1.2.4 [1] $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$.

$(T_{\max} - T_0) = 65^\circ\text{C}$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

Втрати від деформації анкерів

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p; \quad (2.59)$$

де

$\Delta l = 2\text{мм}$ — абсолютна деформація анкерів (обтиснення анкерів або зміщення стержня в затискачах анкерів);

$l = L+2\text{м}$ — довжина стержня арматури, що натягується (відстань між зовнішніми гранями упорів форми);

L – проліт балки, прийнятий згідно із завданням за табл.1.1 (див. рис.2.1).

При електротермічному методі натягнення арматури $\Delta P_4 = 0$.

Для визначення втрат **від швидкоплинної повзучості бетону ΔP_6** послідовно розраховуються:

1. Згинальний момент посередині прольоту балки від її власної ваги

$$M_B = \frac{G}{L_{constr}} \frac{L_o^2}{8}, \quad (2.60)$$

де G і L_{constr} – див. розділ 2.2.

2. Передаточна міцність бетону (кубікова міцність бетону в момент обтиску) визначається згідно з вимогами п. 3.1.1.7 [2]. При виконанні проекту можна прийняти

$$f_{cp} = (0,7 \div 0,8) \cdot C, \quad (2.61)$$

де C , МПа - заданий у завданні клас міцності бетону для балки (див.табл.1.6).

Друге числове значення після літери C треба підставляти у формулу (2.61).

3. Сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) з урахуванням втрат $\Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_4$

$$P_1 = A_p \sigma_{p,max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_4. \quad (2.62)$$

Значення напруження $\sigma_{p,max}$ у формулу (2.62) треба підставляти в кН/см^2 , щоб отримати P_1 в кН ($\text{МПа} = 10^{-1} \text{кН/см}^2$).

4. Ексцентриситет зусилля P_1 відносно центру ваги приведенного перерізу

$$e_{op} = y - a, \quad (2.63)$$

де a - див. примітку до формули (2.17).

5. Стискаюче напруження у бетоні у стадії попереднього обтиснення з урахуванням втрат $\Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_4$ на рівні центру ваги арматури A_p

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M_B}{I_{red}} \cdot e_{op}. \quad (2.64)$$

6. Параметр $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}}$. (2.65)

7. Коефіцієнт $\alpha = 0,25 + 0,025 f_{cp} \leq 0,8$, (2.66)
де f_{cp} - в МПа.

Якщо $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} \leq \alpha$, $\Delta P_6 = 0,85 \cdot 4,0 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \cdot \frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} \cdot A_p$. (2.67)

Якщо $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} > \alpha$,

$$\Delta P_6 = 0,85 \cdot \left[40 \cdot \alpha + 85 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} - \alpha \right) \right] 10^{-1} \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \cdot A_p \quad (2.68)$$

де β - коефіцієнт; $\beta = 5,25 - 0,185 f_{cp}$. (2.69)

При цьому повинна виконуватись умова $1,1 \leq \beta \leq 2,5$.

Треба врахувати **другі втрати** від

- усадки бетону ΔP_8 ;
- повзучості бетону ΔP_9 .

При визначенні втрат **від усадки бетону ΔP_8** треба врахувати, що збірна балка виготовляється на заводі залізобетонних виробів, і бетон піддається тепловій обробці при атмосферному тиску. З урахуванням цього ΔP_8 приймається рівним для важкого бетону:

$A_p \cdot 3,5 \text{ кН/см}^2$ при класі бетону С30/35 і нижче;

$A_p \cdot 4,0 \text{ кН/см}^2$ при класі бетону С32/40;

$A_p \cdot 5,0 \text{ кН/см}^2$ при класі бетону С35/45 і вище.

Для визначення втрат **від повзучості бетону ΔP_9** послідовно розраховуються:

1. Сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) з урахуванням перших втрат $\Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_4 + \Delta P_6$

$$P_1 = A_p \sigma_{p, \max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_4 - \Delta P_6. \quad (2.70)$$

2. Стискаюче напруження у бетоні у стадії попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат $\Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_4 + \Delta P_6$ на рівні центру ваги арматури A_p

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M_B}{I_{red}} \cdot e_{op} . \quad (2.71)$$

3. Параметр $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} . \quad (2.72)$

Якщо $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} \leq 0,75$, $\Delta P_9 = 15,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} \cdot A_p . \quad (2.73)$

Якщо $\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} > 0,75$,

$$\Delta P_9 = 30,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{f_{cp}} - 0,375 \right) \cdot A_p . \quad (2.74)$$

Сума перших і других втрат (повні втрати)

$$P_{los} = \Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_4 + \Delta P_6 + \Delta P_8 + \Delta P_9 . \quad (2.75)$$

Якщо $P_{los} < 10,0 \text{кН/см}^2 \cdot A_p$, треба прийняти $P_{los} = 10,0 \text{кН/см}^2 \cdot A_p$.

Сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) з урахуванням повних втрат

$$P_2 = A_p \sigma_{p,\max} - P_{los} . \quad (2.76)$$

Значення попереднього напруження в арматурі вводять у розрахунок з коефіцієнтом точності натягнення арматури γ_{sp} . При сприятливому впливі попереднього напруження в арматурі на тріщиностійкість балки у стадії експлуатації

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp}, \quad (2.77)$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ – значення граничного відносного відхилення попереднього напруження.

При механічному способі натягнення арматури $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

При електротермічному способі натягнення арматури

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{p,\max}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right), \quad (2.78)$$

і приймається не менше 0,1.

У формулі (2.78):

n_p – кількість стержнів попередньо напруженої арматури в поперечному перерізі балки; вона прийнята у розділі 2.5;

p – допустиме відхилення фактичного попереднього напруження від розрахункового.

При механічному способі натягнення арматури

$$p = 0,05\sigma_{p,\max}. \quad (2.78a)$$

При електротермічному способі натягнення арматури

$$p = 30 + \frac{360}{l}, \quad (2.78b)$$

де p – в МПа.

Сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) з урахуванням повних втрат і коефіцієнта точності натягнення арматури

$$P_{2\gamma} = \gamma_{sp} P_2. \quad (2.79)$$

Згинальний момент, що сприймається поперечним перерізом балки посередині прольоту у стадії експлуатації безпосередньо перед виникненням нормальних тріщин у нижній частині (момент тріщиноутворення)

$$M_{crc} = S_{w,ult} = f_{ctk} W_{pl} + P_{2y} (e_{op} + r). \quad (2.80)$$

Він являє собою праву частину умови (2.45).

Якщо $M_e \leq M_{crc}$, то вказані тріщини не виникають, і розрахунок за тріщиностійкістю на цьому закінчується. (M_e розрахований за формулою (2.12)).

Якщо $M_e > M_{crc}$, то тріщини виникають. У цьому випадку виконується розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі балки згідно з п.5.3 [2]. Цей розрахунок полягає у знаходженні тривалої (w_{k2}) та короткочасної (w_{k1}) ширини розкриття тріщин і порівнянні їх із граничними значеннями. Якщо фактичні ширини перевищують граничні, потрібно збільшити відповідні параметри балки (розміри поперечного перерізу, площу поперечного перерізу арматури A_p).

2.8. Розрахунок міцності балки за похилими перерізами на дію поперечної сили

На підставі цього розрахунку визначаються діаметр і крок поперечної арматури, що розташована у стінці балки.

Спочатку треба перевірити чи потрібні поперечні стержні за розрахунком. Для цього перевіряється умова міцності балки за похилими перерізами на дію поперечної сили при умовній відсутності поперечної арматури згідно з п.6.2 [1] і п.4.6 [2]. Для найбільш небезпечного похилого перерізу ця умова має вигляд:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (2.81)$$

де V_{Ed} - див. формулу (2.14);

$V_{Rd,c}$ — розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування.

Величина $V_{Rd,c}$ визначається за формулою

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

де f_{ck} , МПа – характеристичне значення міцності бетону на осьовий стиск для граничних станів другої групи; визначається за додатком З для бетону балки, клас міцності якого заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6);

k – коефіцієнт, що розраховується за формулою

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

d , мм - робоча висота нормального перерізу по осі опори (див. п.2.4 і формулу (2.17));

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02,$$

$A_{sl} = A_p$ - площа перерізу попередньо напруженої арматури (див. п.2.5)
 $b_w = b = \delta_b$ – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні (товщина стінки);

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd};$$

A_c – площа поперечного перерізу бетону;

$$A_c = \left(H + \frac{1}{12} a_{on} \right) b_f + t(b'_f - b_f);$$

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана попереднім напруженням, $N_{Ed} = P_{2y}$ (див. формулу 2.79);

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c;$$

γ_c – коефіцієнт надійності для бетону, згідно з таблицею 2.1[1] $\gamma_c=1,3$.

Значення $V_{Rd,c}$ треба прийняти не менше

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

де $V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$; $k_1 = 0,15$.

Доцільно також перевірити умову

$$V_{Ed} \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \gamma_{c2} f_{ctd} b d, \quad (2.81a)$$

φ_{b3} – розрахунковий коефіцієнт; для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0,6$;

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили і зокрема сили попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) $P_{2\gamma}$;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на осьовий розтяг для граничного стану першої групи;

$b = \delta_b$ - товщина стінки (див. розділ 2.1);

d – робоча висота нормального перерізу по осі опори (див. формулу (2.17)).

Коефіцієнт φ_n розраховується за формулою

$$\varphi_n = \frac{0,1P_{2\gamma}}{\gamma_{c2}f_{ctd}bd} \leq 0,5 . \quad (2.82)$$

Значення f_{ctd} приймається за додатком 3 залежно від заданого у завданні класу міцності бетону **C** для балки (див.табл.1.6).

Якщо умова (2.81) або (2.81а) не виконується, поперечна арматура потрібна за розрахунком.

Якщо умови (2.81) і (2.81а) виконується, поперечна арматура за розрахунком не потрібна, і її треба приймати за конструктивними вимогами, які наведені нижче.

Підбір поперечної арматури за розрахунком виконується виходячи із умови міцності балки за похилими перерізами на дію поперечної сили з урахуванням наявності цієї арматури. Умова міцності має такий вигляд:

$$V_{Ed} \leq Q_b + Q_{sw} , \quad (2.83)$$

де Q_b - поперечна сила, що сприймається бетоном стиснутої зони у похилому перерізі;

Q_{sw} - сума осьових зусиль в поперечних стержнях, які перетинаються похилим перерізом.

Величина Q_b розраховується за формулою

$$Q_b = \frac{M_b}{c} . \quad (2.84)$$

$$\text{де } M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{c2} f_{ctd} b d^2 ; \quad (2.85)$$

c – довжина проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь балки;

φ_{b2} – розрахунковий коефіцієнт; для важкого бетону $\varphi_{b2} = 2,0$;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої верхньої полиці, коли поперечна арматура заанкерена у ній;

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)t'}{bd} \leq 0,5, \quad (2.85a)$$

де b'_f приймається не більше суми $(b + 3t')$.

Сума $1 + \varphi_f + \varphi_n$ у формулі (2.85) приймається не більше 1,5.

Величина Q_{sw} розраховується за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw}c_o, \quad (2.86)$$

де q_{sw} – погонне зусилля у поперечних стержнях на одиницю довжини балки;

c_o - довжина проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь балки.

Значення q_{sw} розраховується за формулою

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw1} \cdot n_w}{s}, \quad (2.87)$$

де f_{ywd} – розрахункова міцність поперечної арматури розтягу на границі текучості; визначається за додатком 4 для попередньо ненапруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6, як для колони);

A_{sw1} – площа перерізу одного поперечного стержня;

n_w – кількість поперечних стержнів в одному поперечному перерізі балки (при виконанні проекту доцільно прийняти $n_w = 2$);

s – відстань між поперечними стержнями за довжиною балки (крок поперечної арматури).

З урахуванням формул (2.84) і (2.86) умова (2.83) прийме вигляд

$$V_{Ed} \leq \frac{M_b}{c} + q_{sw}c_o. \quad (2.88)$$

Для найбільш небезпечного похилого перерізу, який відповідає мінімуму правої частини умови (2.88)

$$c = c_o = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} \quad (2.89)$$

З урахуванням формули (2.89) умова (2.88) прийме вигляд:

$$V_{Ed} \leq 2\sqrt{q_{sw}M_b} \quad (2.90)$$

З цієї умови при знаку рівності у ній, потрібне погонне зусилля у поперечних стержнях на одиницю довжини балки

$$q_{sw} = \frac{V_{Ed}^2}{4 \cdot M_b} \quad (2.91)$$

Для підбору параметрів поперечного армування треба:

1. Знайти потрібне значення q_{sw} за формулою (2.91)
2. Прийняти діаметр поперечних стержнів d_w , що відповідає класу поперечної попередньо ненапруженої арматури, вказаному у завданні (див. табл.1.6, як для колони). При цьому треба враховувати існуючий сортамент арматури, у якому помічені хрестиком діаметри і класи, що випускає промисловість (див. додаток 1).
3. Знайти за сортаментом відповідну до цього діаметру площу перерізу одного поперечного стержня A_{sw1} .
4. Розрахувати виходячи з формули (2.87) потрібний крок поперечних стержнів на крайніх чвертях прольоту балки

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw1} \cdot n_w}{q_{sw}} \quad (2.92)$$

5. Прийняти крок s , який повинен бути не більше за розраховане значення.

У відповідності з вимогами уніфікації крок поперечних стержнів треба прийняти кратним 50мм і не менше за 100мм. Якщо знайдене за формулою (2.92) значення $s < 100$ мм, доцільно збільшити діаметр поперечних стержнів d_w або перейти на другий клас попередньо ненапруженої арматури, що заданий у завданні (див. табл.1.6, як для колони).

Згідно з конструктивними вимогами крок поперечних стержнів s приймається:

1) на крайніх чвертях прольоту балки

$$s \leq \frac{1}{3} \left(H + \frac{1}{12} a_{on} \right); \quad (2.93)$$

$$s \leq 50 \text{ см}; \quad (2.94)$$

2) у середній частині прольоту (на решті прольоту)

$$s_{серед} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{H + H'}{2} \right); \quad (2.95)$$

$$s_{серед} \leq 50 \text{ см}. \quad (2.96)$$

Максимальний крок поперечних стержнів

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \gamma_{c2} b d^2}{V_{Ed}}, \quad (2.97)$$

φ_{b4} – розрахунковий коефіцієнт; для важкого бетону $\varphi_{b4} = 1,5$.

Прийняте значення s повинно бути менше за s_{max} .

Для поперечних стержнів, що встановлюються за розрахунком повинна виконуватись умова

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \gamma_{c2} b}{2}, \quad (2.98)$$

де q_{sw} – фактичне погонне зусилля у поперечних стержнях на одиницю довжини балки, яке розраховується за формулою (2.87) при прийнятому значенні кроку s .

Якщо ця умова не виконується, треба збільшити q_{sw} шляхом зменшення кроку поперечних стержнів s або збільшення їх діаметру d_w .

2.9. Розрахунок балки за прогинами

У відповідності з вимогами п.7.4 [1] прогин балки посередині прольоту від навантаження під час експлуатації f не повинен перевищувати

гранично припустимого значення f_u .

Гранично припустимий прогин згідно з таблицею 1 [4] для балки покриття, що відкрита для огляду

$$f_u = \frac{L_0}{250}. \quad (2.99)$$

Ця величина обумовлена естетико-психологічними вимогами. Тому згідно з п.4.3 і таблицею 1 [4] розрахунок за деформаціями треба виконувати на дію постійних і тривалих (квазіпостійних) навантажень, тобто на дію лінійного навантаження q_{el} (див. розділ 2.2).

У відповідності з п.7.4.4.2 [1] прогин балки посередині прольоту треба визначати за загальними правилами будівельної механіки.

Оскільки висота балки та її жорсткість на згин змінюються за довжиною, правило Верещагіна для визначення прогину f застосовувати не можна. Тому прогин балки від навантаження під час експлуатації доцільно розраховувати за приблизною формулою

$$f = \frac{L_0^2}{216} \left(6 \frac{1}{r_{21}} + 12 \frac{1}{r_{22}} + 8 \frac{1}{r_{23}} \right), \quad (2.100)$$

де $\frac{1}{r_{21}}$; $\frac{1}{r_{22}}$; $\frac{1}{r_{23}}$ - кривизни відповідно у точках 1; 2; 3 (див. рис. 2.4)

при дії постійних і тривалих (квазіпостійних) навантажень.

Перший індекс означає, що кривизна визначена при дії цих навантажень.

Другий індекс при кривизнах відповідає точкам 1; 2; 3.

Якщо у стадії експлуатації тріщини, нормальні до поздовжньої осі, у нижній розтягнутій зоні балки не виникають (виконується умова $M_e \leq$

M_{crc}), кривизни $\frac{1}{r_{21}}$; $\frac{1}{r_{22}}$; $\frac{1}{r_{23}}$ (у загальному випадку $\frac{1}{r_{2i}}$)

розраховуються за формулою :

$$\frac{1}{r_{2i}} = \frac{M_{il} \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_{ck} \cdot I_{redi}}, \quad (2.101)$$

де M_{il} – згинальний момент у точці i при дії постійних і тривалих (квазіпостійних) навантажень;

I_{redi} - момент інерції приведеного перерізу відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги цього перерізу у точці i ;

φ_{b1} – коефіцієнт, що враховує вплив короточасної повзучості бетону; для важкого бетону $\varphi_{b1} = 0,85$;

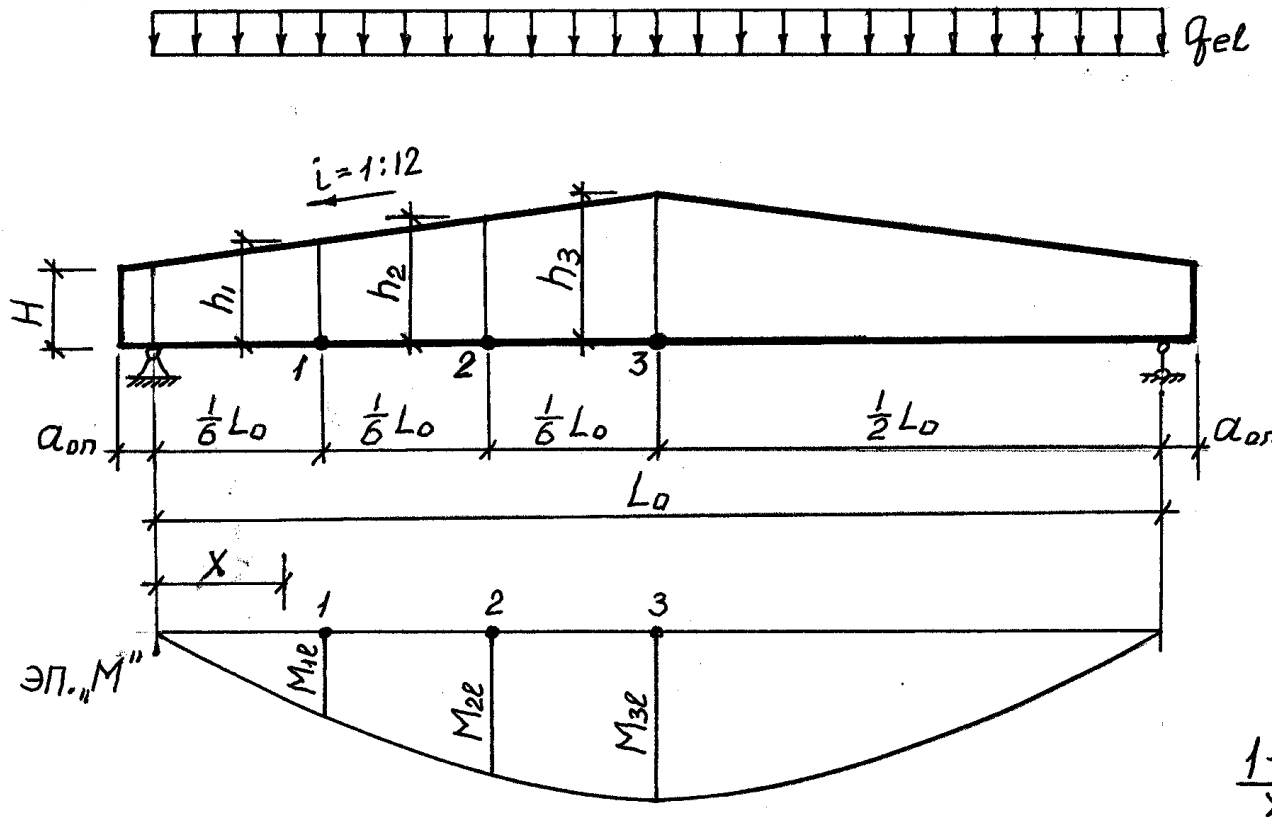


Рисунок 2.4. Розрахункова схема балки при визначенні прогину f

φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону; при вологості повітря у приміщенні 40-75% для важкого бетону $\varphi_{b2} = 2,0$;

$E_{ск}$ – характеристичне значення початкового модуля пружності важкого бетону при стиску та розтягу; визначається за додатком 3 для бетону балки, клас якого заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Вигин балки, обумовлений дією зусилля попереднього обтиску, в запас можна не враховувати.

Значення згинальних моментів M_{ii} розраховуються за формулою

$$M_{il} = \frac{1}{2} q_{el} x (L_0 - x) \gamma_n, \quad (2.102)$$

де x – відстань від опори до точки i ;

q_{el} - див. формулу (2.10).

Для точки 1 $x = L_o/6$.

Для точки 2 $x = L_o/3$.

Для точки 3 $x = L_o/2$.

Значення моментів інерції приведенного перерізу I_{redi} можна приблизно розрахувати за формулами

$$I_{red1} = I_{red} \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^3, \quad (2.103)$$

$$I_{red2} = I_{red} \left(\frac{h_2}{h_3} \right)^3, \quad (2.104)$$

$$I_{red3} = I_{red}, \quad (2.105)$$

де I_{red} - момент інерції приведенного перерізу посередині прольоту, розрахований за формулою (2.51);

h_1, h_2, h_3 – висоти балки відповідно у точках 1; 2; 3;

$$h_1 = H + \frac{1}{12} a_{on} + \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{6} L_o; \quad (2.106)$$

$$h_2 = H + \frac{1}{12} a_{on} + \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{3} L_o; \quad (2.107)$$

$$h_3 = H'. \quad (2.108)$$

Якщо прогин балки від навантаження під час експлуатації f перевищує гранично припустиме значення f_u , потрібно збільшити відповідні параметри балки (розміри поперечного перерізу, площу поперечного перерізу арматури A_p). Можна також виконати більш точний розрахунок з урахуванням вигину балки від дії зусилля попереднього обтиску. При цьому f буде менше.

У випадку, коли у стадії експлуатації виникають тріщини, нормальні до поздовжньої осі, у нижній розтягнутій зоні балки (виконується умова M_e

$> M_{crc}$), кривизни $\frac{1}{r_{21}}$; $\frac{1}{r_{22}}$; $\frac{1}{r_{23}}$ треба розраховувати згідно з відповідними вимогами.

2.10. Перевірка міцності балки на зусилля, що виникають під час виготовлення, транспортування і монтажу

В момент обтиску при виготовленні балки, клас (міцність) бетону дорівнює передаточній міцності f_{cp} , яка розрахована за формулою (2.61) при визначенні втрат попереднього напруження арматури від швидкоплинної повзучості. Розрахункове значення міцності бетону на стиск у цій стадії f_{cd} приймається за додатком 3 залежно від класу міцності бетону **C**. При цьому, друге числове значення після літери **C** дорівнює f_{cp} . При необхідності треба виконати інтерполяцію.

Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{c2} для стадій виготовлення, транспортування і монтажу приймається рівним **1,1**.

При перевірці міцності балки у цих стадіях коли відбувається підйом за петлі, розрахунковим є переріз 1-1, що знаходиться на відстані $l_c = (1/4)L_{constr}$ від торця балки (рис.2.5). У місці цього перерізу розташовані петлі. При цьому балка одночасно сприймає дію зусилля попереднього обтиску **P** і навантаження від власної ваги g_{cv} . Розтягнутою у розрахунковому перерізі буде верхня частина балки, а стиснутою – нижня, оскільки вона працює як двохконсольна балка з опорами в місцях розташування петель.

Згідно з п.1.8 [2] навантаження g_{cv} треба вводити у розрахунок з коефіцієнтом динамічності $k_d = 1,6$. Згинальний момент у перерізі 1-1 від власної ваги балки

$$M_1 = \frac{g_{cv} \cdot l_c^2}{2}, \quad (2.109)$$

де

$$g_{cv} = \frac{G}{L_{constr}} k_d, \quad (2.110)$$

G - характеристичне (нормативне) навантаження від власної ваги балки; див. розділ 2.2.

Висота балки у розрахунковому перерізі

$$h_{1-1} = \frac{H + H'}{2} \quad (2.111)$$

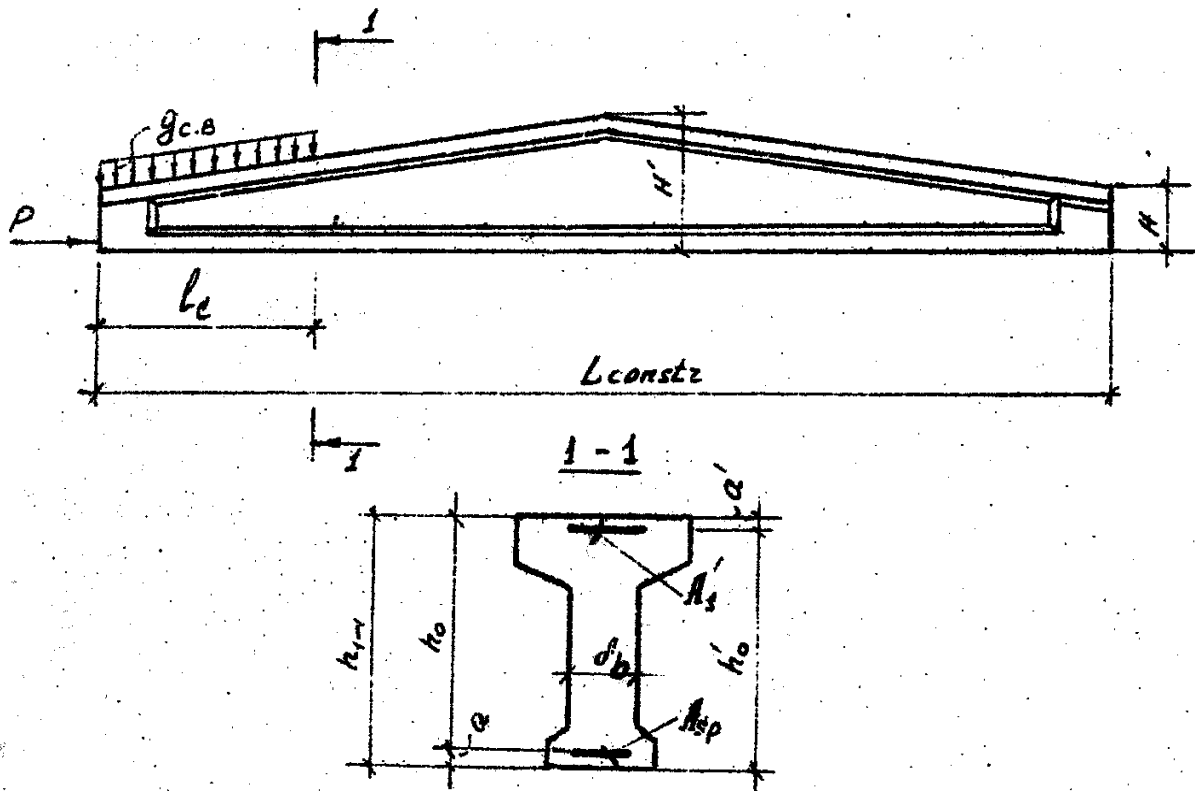


Рисунок 2.5. До розрахунку балки під час виготовлення, транспортування і монтажу

Робоча висота цього перерізу

$$d' = h_{1-1} - a' \quad (2.112)$$

де $a' = 4\text{см}$ – див. примітку до формули (2.39).

Сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску), яке вводиться до розрахунку як зовнішнє навантаження

$$P = (A_p \sigma_{p,\max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_4) \gamma_{sp} - A_p \sigma_{scu} \quad (2.113)$$

де γ_{sp} - коефіцієнт точності натягнення арматури; при несприятливому впливі попереднього напруження в арматурі

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp}, \quad (2.114)$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ – див. примітки до формули (2.77) у розділі 2.7;

σ_{scu} – граничне напруження в арматурі стиснутої зони; при розрахунку балки у стадії обтиску $\sigma_{scu} = 330$ МПа.

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону ξ_R в момент обтиску при виготовленні балки визначається за емпіричною формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (2.115)$$

де ω – характеристика стиснутої зони бетону;

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c2}, \quad (2.116)$$

f_{cd} - в МПа;

σ_{sR} – напруження в арматурі; $\sigma_{sR} = f_{yd}$;

f_{yd} - розрахункове значення міцності (опору) попередньо ненапруженої арматури у верхній полиці розтягу на границі текучості для граничного стану першої групи; визначається за додатком 4 для попередньо ненапруженої арматури балки, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6, як для колони).

Випадковий ексцентриситет e_o , що враховує геометричні недосконалості балки, визначається згідно з п.5.2.5 [1] і приймається більшим з таких величин:

$$e_o = \frac{L_o}{600}, \quad (2.117)$$

$$e_o = \frac{h_{1-1}}{30} \quad (2.118)$$

$$e_o = 10 \text{ мм} . \quad (2.118a)$$

Ексцентриситет рівнодіючої стискаючих зусиль

$$e = h_{1-1} - a - a' + e_o + \frac{M_1}{P} . \quad (2.119)$$

Для підбору поздовжньої розтягнутої арматури у верхній полиці (A'_s) розраховується коефіцієнт

$$A_o = \frac{P e}{f_{cd} \gamma_{c2} b (d')^2} , \quad (2.120)$$

де $b = \delta_b$ - товщина стінки (див. розділ 2.1).
Відповідна відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_o} . \quad (2.121)$$

Якщо $\xi \leq \xi_R$ потрібна площа арматури

$$A'_s = \frac{\xi f_{cd} \gamma_{c2} b d' - P}{f_{yd}} . \quad (2.122)$$

За цим значенням згідно із сортаментом (див. додаток 1) приймаються діаметр і кількість стержнів поздовжньої розтягнутої арматури у верхній полиці. При цьому клас попередньо ненапруженої арматури повинен відповідати завданню на проектування (див. табл.1.6, як для колони). Підібрані стержні можна включити в п-подібний арматурний каркас, який знаходиться у полиці, і кількість стержнів прийняти рівною двом.

Якщо обчислене значення A'_s буде менше за величину, що відповідає мінімальному відсотку армування (див. розділ 2.6), то арматура за розрахунком не потрібна. У цьому випадку вона залишається тою, яка прийнята раніше у розділі 2.6.

Якщо $\xi > \xi_R$, то можна збільшити висоту балки посередині прольоту H' . Після цього треба перерахувати висоту перерізу на опорі H

за формулою (2.3) і повторити останній розрахунок, починаючи з формули (2.111). Якщо є потреба зробити розрахунок більш точним, треба також перерахувати характеристичне (нормативне) навантаження від власної ваги балки G (див розділ 2.2).

Якщо $\xi > \xi_R$ можна урахувати стиснуті звиси нижньої полиці. Це приведе до зменшення ξ . Для цього необхідно перевірити умову

$$Pe \leq f_{cd}\gamma_{c2}b_f s(d' - 0,5s) . \quad (2.123)$$

Якщо умова (2.123) виконується, межа стиснутої зони проходить у нижній полиці. У цьому випадку переріз балки розглядають як прямокутний шириною, що дорівнює ширині цієї полиці. Щоб знайти потрібну площу поздовжньої розтягнутої арматури у верхній полиці (A'_s), послідовно треба розрахувати:

$$A_o = \frac{Pe}{f_{cd}\gamma_{c2}b_f (d')^2} , \quad (2.124)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_o} . \quad (2.125)$$

При $\xi \leq \xi_R$ потрібна площа арматури

$$A'_s = \frac{\xi f_{cd}\gamma_{c2}b_f d' - P}{f_{yd}} . \quad (2.126)$$

Якщо умова (2.123) не виконується, межа стиснутої зони проходить у стінці (ребрі).

Щоб знайти потрібну площу поздовжньої розтягнутої арматури у верхній полиці (A'_s), послідовно треба розрахувати:

$$A_o = \frac{Pe - f_{cd}\gamma_{c2}(b_f - b)s(d' - 0,5s)}{f_{cd}\gamma_{c2}b(d')^2} , \quad (2.127)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_o} . \quad (2.128)$$

При $\xi \leq \xi_R$ потрібна площа арматури

$$A'_s = \frac{\xi f_{cd} \gamma_{c2} b d' + f_{cd} \gamma_{c2} (b_f - b) s - P}{f_{yd}} . \quad (2.129)$$

За значенням A'_s згідно із сортаментом (див. додаток 1) приймаються діаметр і кількість стержнів поздовжньої розтягнутої арматури у верхній полиці.

Запитання до розділу 2

1. У чому полягає мета розрахунку балки покриття?
2. Якій відстані дорівнює розрахунковий проліт балки?
3. З якою метою полиці балки складної форми замінюються рівновеликими прямокутними?
4. У якому вигляді можна представити розрахункову схему балки?
5. Які види навантажень діють на балку?
6. Як розраховуються експлуатаційне і граничне розрахункові навантаження від власної ваги різних шарів покрівлі?
7. Як розраховуються різні види розрахункових значень снігового навантаження?
8. На підставі яких нормативних вимог виконується підбір поздовжньої розтягнутої арматури у нижній полиці?
9. Як виконується перевірка міцності балки на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смузі між похилими тріщинами? Що треба робити, якщо міцність не забезпечена?
10. Де знаходиться небезпечний переріз балки при підборі поздовжньої розтягнутої попередньо напруженої арматури у нижній полиці?
11. Як визначається величина попереднього напруження в арматурі нижньої зони?
12. Яку роль виконує попередньо ненапружена поздовжня арматура у верхній і нижній полицях?
13. Як визначається діаметр і кількість стержнів попередньо ненапруженої поздовжньої арматури у верхній і нижній полицях?
14. Що являє собою розрахунковий переріз балки у середній частині прольоту при розрахунку міцності балки за нормальним перерізом? На

якій підставі він приймається?

15. Які можуть бути випадки розрахунку міцності балки за нормальним перерізом у залежності від положення межі стиснутої зони? Як визначається розрахунковий випадок?

16. За якими умовами виконується перевірка міцності балки за нормальним перерізом при різних випадках розрахунку?

17. Як розраховується відносна висота стиснутої зони бетону при перевірці міцності балки за нормальним перерізом?

18. У якій зоні балки можуть виникати тріщини, нормальні до поздовжньої осі, у стадії експлуатації? Чому вони там виникають?

19. До якої категорії вимог за тріщиностійкістю відноситься балка. Що означає ця категорія?

20. На якій підставі визначається категорія вимог за тріщиностійкістю для балки?

21. Від чого залежить гранична короткочасна і тривала ширина розкриття тріщин у балці?

22. Що являє собою приведений поперечний переріз балки? До якого матеріалу він приводиться?

23. Як виконується розрахунок балки за утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі? Які величини входять до формули?

24. Які геометричні характеристики приведенного перерізу треба визначити, щоб виконати розрахунок балки за утворенням тріщин?

25. Де знаходиться попередньо напружена арматура балки? Чому вона там встановлюється?

26. Які перші та другі втрати попереднього напруження арматури відбуваються у балці?

27. Що таке передаточна міцність бетону?

28. Як і чому розраховується стискаюче напруження у бетоні у стадії попереднього обтиснення? У якому місці приведенного поперечного перерізу балки воно визначається при підрахунку втрат попереднього напруження арматури?

29. Як визначається сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) бетону, та її ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу?

30. Коли виникає необхідність у розрахунку балки за розкриттям тріщин?

31. Яким чином визначається коефіцієнт точності натягнення арматури при сприятливому та несприятливому впливі попереднього напруження у ній? Який вплив вважається сприятливим, а який – несприятливим?

32. На підставі якого розрахунку визначаються діаметр і крок поперечної арматури, що розташована у стінці балки?

33. Що являє собою умова міцності балки за похилими перерізами на дію поперечної сили? Які величини до неї входять?

34. Як визначається погонне зусилля у поперечних стержнях на

одиницю довжини балки?

35 Як знайти довжину проекції найбільш небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь балки? Виходячи з чого вона визначається?

36. Яким чином приймається крок поперечної арматури, що розташована у стінці балки? Які конструктивні вимоги при цьому враховуються?

37. На якій підставі виконується розрахунок балки за прогинами?

38. Які навантаження треба враховувати при розрахунку балки за деформаціями?

39. Чому при визначенні прогину балки не можна використовувати правило Верещагіна?

40. За якою формулою можна приблизно розрахувати прогин балки?

41. Яким чином треба знаходити кривизни балки при наявності та відсутності тріщин, нормальних до поздовжньої осі?

42. Що треба робити, коли прогин балки від навантаження перевищує гранично припустиме значення?

43. Як визначити розрахункова міцність бетону осьовому стиску у стадії обтиску?

44. Що являє собою розрахункова схема балки у стадіях виготовлення, транспортування і монтажу?

45. Які навантаження сприймає балка у стадії обтиску?

46. Де знаходиться розрахунковий переріз балки за довжиною при її підйомі за петлі?

47. Як і чому визначається сила попереднього напруження (зусилля попереднього обтиску) при розрахунку балки у стадіях виготовлення, транспортування і монтажу?

48. Де знаходиться робоча поздовжня розтягнута арматура балки при її підйомі за петлі? Як вона приймається?

49. Що враховує випадковий ексцентриситет при розрахунку міцності балки на зусилля, що виникають під час виготовлення, транспортування і монтажу.

3. Розрахунок колони крайнього ряду

Мета розрахунку: визначення конструктивних (опалубкових) розмірів та підбір армування виходячи із забезпечення нормативних вимог, основною з яких є вимога за міцністю. При цьому треба врахувати конструктивні вимоги.

3.1. Попереднє визначення конструктивних (опалубкових) розмірів колони

Для будівлі без мостових кранів колона приймається постійного за висотою прямокутного поперечного перерізу.

Відмітка рівню чистої підлоги приймається нульовою.

Висота колони від верха фундаменту до низу балки (рис.3.1)

$$H_c = H_o + h_{об}, \quad (3.1)$$

де H_o , м - висота приміщення від рівню чистої підлоги до низу ригелю; приймається згідно із завданням за табл.1.2;

$h_{об} = 0,15$ м – відстань від рівню чистої підлоги до верху (обрізу) фундаменту.

Відносно осі **X-X** згин колони відбувається у площині поперечної рами, а відносно осі **Y-Y** – з площини.

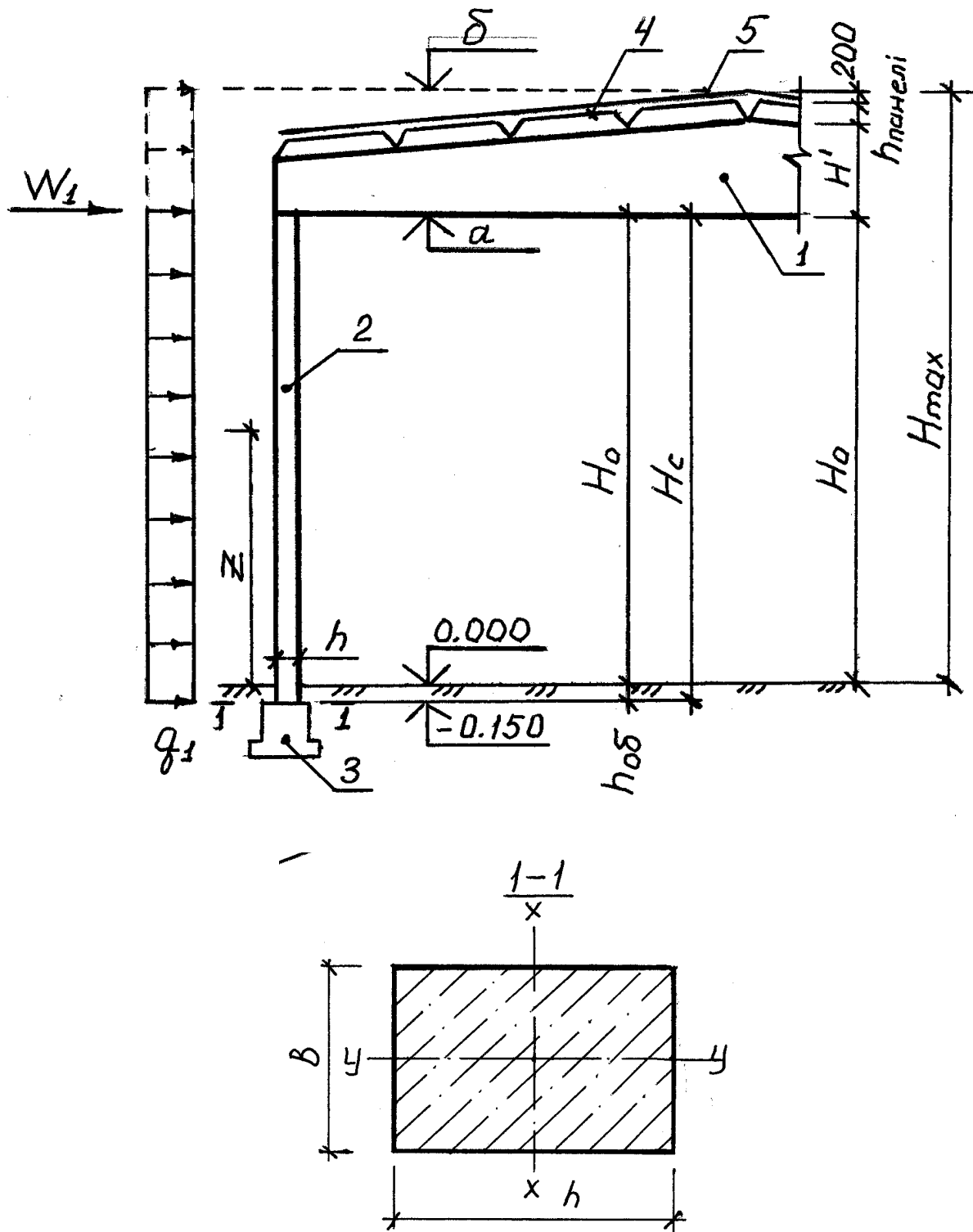
Розміри прямокутного поперечного перерізу позacentрово стиснутої колони **b** і **h** (див. рис.3.1) визначаються у першому наближенні виходячи з того, щоб гнучкість колони у площині (λ_x) та з площини (λ_y) поперечної рами будівлі не перевищувала граничне значення λ_{lim} :

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} \leq \lambda_{lim}, \quad (3.2)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} \leq \lambda_{lim}, \quad (3.3)$$

де l_{ox} , м – розрахункова довжина колони у площині поперечної рами;

l_{oy} , м – те ж з площини поперечної рами;



а – відмітка низу ригелю; б - відмітка самої високої точки будівлі
 1 – балка; 2 – колона крайнього ряду; 3 – фундамент стаканного типу під колону; 4 - ребриста панель покриття; 5 – шари конструкції покритвлі

Рисунок 3.1. До розрахунку колони крайнього ряду

i_x і i_y – радіуси інерції поперечного перерізу колони відносно осей X-X і Y-Y;

$$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \approx \frac{h}{3,5}, \quad (3.4)$$

$$i_y = \frac{b}{\sqrt{12}} \approx \frac{b}{3,5}, \quad (3.5)$$

b і **h** – відповідно ширина і висота поперечного перерізу колони.

Для колони яка є елементом будинку $\lambda_{lim} = 120$.

Значення l_{ox} приймається рівним:

- $1,2H_c$ для багатопролітної будівлі;

- $1,5H_c$ для однопролітної будівлі.

Кількість прольотів вказана у завданні на проектування (див. табл. 1.1).

При наявності в'язей у площині поздовжнього ряду колон $l_{oy} = 0,8H_c$.

Обмеження на розміри поперечного перерізу колони **b** і **h** можна знайти із умов (3.2) і (3.3) з урахуванням формул (3.4) і (3.5):

$$h \geq \frac{l_{ox}}{\lambda_{lim}} \sqrt{12} \approx \frac{l_{ox}}{\lambda_{lim}} 3,5, \quad (3.6)$$

$$b \geq \frac{l_{oy}}{\lambda_{lim}} \sqrt{12} \approx \frac{l_{oy}}{\lambda_{lim}} 3,5. \quad (3.7)$$

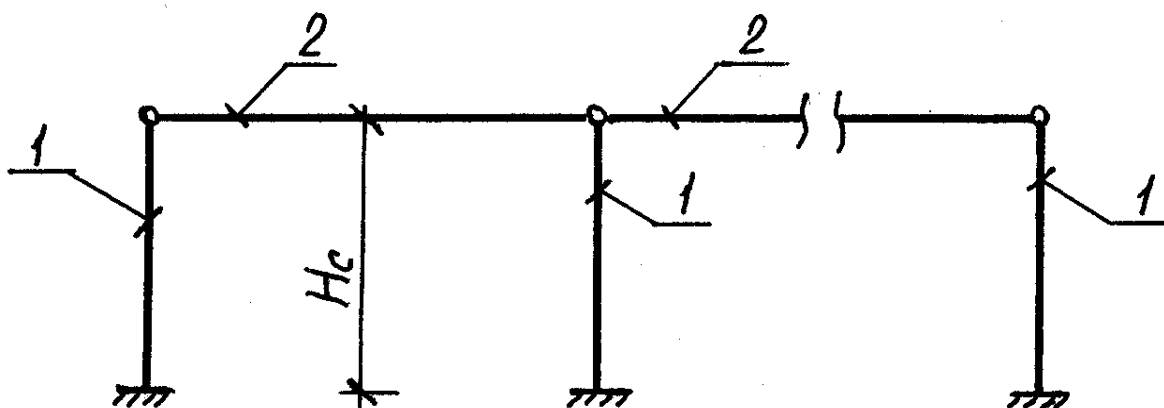
Приймати розміри поперечного перерізу колони **b** і **h** треба у відповідності з вимогами уніфікації кратно 5см.

3.2. Вибір розрахункової схеми і збір навантажень на колону

Колони у поперечному напрямку з'єднані ригелями і працюють спільно. Тому, внутрішні зусилля у колоні треба визначати із розрахунку поперечної рами будинку.

Розрахункова схема поперечної рами обирається у відповідності із конструктивною схемою (див. рис.3.1).

З'єднання ригелів з колонами обирається шарнірним, оскільки таке з'єднання є типовим для залізобетонних каркасів (рис.3.2). З'єднання колон з фундаментами приймається жорстким виходячи із необхідності забезпечення геометричної незмінності рами.



1 – вісь колони (стійки); 2 – вісь ригелю (низ балки)

Рисунок 3.2. Розрахункова схема поперечної рами будинку

Осі колон у розрахунковій схемі співпадають з їх геометричними осями. Ось ригеля у розрахунковій схемі проходить по низу балки. Защемлення колони у розрахунковій схемі приймається на рівні верху (обрізу) фундаменту.

На колону діють такі навантаження:

- постійні від власної ваги колони, балки, панелей покриття та шарів конструкції покрівлі;
- тимчасові снігове і вітрове.

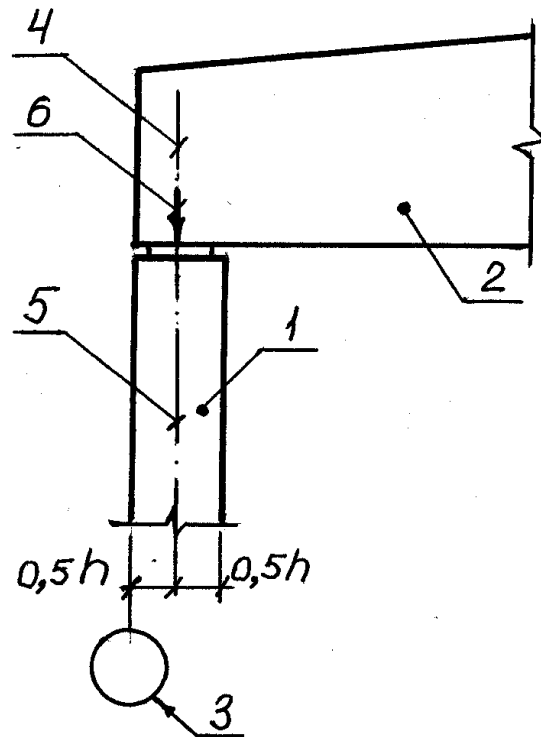
Вертикальне навантаження на колону від покриття (у тому числі від снігу) передається у вигляді зосередженої сили по осі опори ригелю (рис.3.3).

Прив'язка зовнішньої грані колони крайнього ряду до поздовжньої розбивочної осі приймається нульовою, оскільки мостові крани відсутні. Тому можна прийняти, що вісь опори ригелю співпадає з геометричною віссю колони. З цього випливає, що постійне навантаження від власної ваги покриття, а також снігове навантаження викликають у колоні тільки

поздовжні стискаючі сили N . Ці навантаження необхідно збирати із вантажної площі колони крайнього ряду

$$A_{\text{вантаж}} = L_1 \cdot 0,5 \cdot L \quad (3.8)$$

де L_1 і L , м – див.табл.1.1.



1 – колона крайнього ряду; 2 – ригель (балка); 3 – поздовжня розбивочна вісь; 4 – вісь опори ригелю; 5 – геометрична вісь колони; 6 – опорна реакція ригелю

Рисунок 3.3. Схема вузла обпирання балки на колону крайнього ряду

Граничне розрахункове **постійне навантаження** на колону крайнього ряду від власної ваги балки, панелей покриття та шарів конструкції покрівлі

$$G_{\text{покр}} = g_t \cdot A_{\text{вантаж}} + \frac{G}{2} \cdot \gamma_{fm}, \quad (3.9)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним навантаженням для власної ваги залізобетонної балки; за табл.5.1 [3] $\gamma_{fm} = 1,1$.

G , кН - характеристичне (нормативне) навантаження від власної ваги балки (див. розділ 2.2);

g_m , кПа - граничне розрахункове навантаження від власної ваги панелей покриття та шарів конструкції покрівлі на 1м^2 (див. табл.2.1, сума за стовпчиком №5).

Граничне розрахункове постійне навантаження від власної ваги колони

$$G_c = b \cdot h \cdot H_c \cdot \gamma_{з.б.} \cdot \gamma_{fm}, \quad (3.10)$$

де $\gamma_{з.б.} = 25\text{кН/м}^3$ – об'ємна вага залізобетону.

Стіни доцільно прийняти самонесучими. У такому випадку навантаження від їхньої власної ваги передається на фундаментні балки, а не на колони.

Граничне розрахункове **снігове навантаження** на колону крайнього ряду

$$F = S_m \cdot A_{вантаж}, \quad (3.11)$$

де S_m – див. розділ 2.2.

Квазіпостійне (тривале) розрахункове **снігове навантаження** на колону крайнього ряду

$$F_l = S_p \cdot A_{вантаж}, \quad (3.12)$$

де S_p – див. розділ 2.2.

Збір вітрового навантаження виконується на підставі розділу №9 [3].

Граничне розрахункове вітрове навантаження на 1м^2 вертикальної проекції будівлі згідно з п.9.4 [3]

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (3.13)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску;

C – розрахунковий коефіцієнт.

Коефіцієнт γ_{fm} для промислового (виробничого) будинку у відповідності з п.9.14 [3] приймається рівним 1,035.

Величина W_0 визначається у відповідності з п.9.6 [3] залежно від номеру вітрового району, який вказаний у завданні на проектування (див. табл.1.4). Для цього району за таблицею 3.1 треба визначити відповідне значення W_0 .

Характеристичне (нормативне) значення вітрового тиску на 1 м^2

Таблиця 3.1

Номер вітрового району	1	2	3	4	5
Значення W_0 , кПа (кН/м ²)	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (3.14)$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт;

C_h - коефіцієнт висоти споруди;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку;

C_d - коефіцієнт динамічності.

Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} у відповідності з п.9.8 [3] приймається рівним (з певним запасом):

- з навітряного боку = +0,8;

- із завітряного боку = -0,6.

Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні.

Коефіцієнт висоти споруди C_h визначається згідно з п.9.9 [3] (нова редакція, наказ №143 від 13 серпня 2007р). Він враховує:

1) збільшення вітрового тиску залежно від висоти над поверхнею землі Z ;

2) міру захищеності будівлі від вітру навколишніми об'єктами (враховується типом місцевості, який позначається римськими цифрами I, II, III, IV).

Тип місцевості для вітрового навантаження вказаний у завданні на проектування (див. табл. 1.4).

Коефіцієнт висоти споруди C_h необхідно прийняти за таблицею 3.2.

Коефіцієнт висоти споруди C_h

Таблиця 3.2

Висота над поверхнею землі Z , м	≤ 5	10	20	40	
C_h для типу місцевості	<i>I</i>	1,40	1,80	1,95	2,25
	<i>II</i>	1,20	1,50	1,85	2,20
	<i>III</i>	0,90	1,20	1,55	2,00
	<i>IV</i>	0,60	1,00	1,40	1,95

При спрощеному підході у запас можна прийняти коефіцієнт C_h для $Z=10$ м.

При точному розрахунку коефіцієнт C_h треба знайти на характерних відмітках:

- 1) 5м;
- 2) 10м;
- 3) низу балки;
- 4) самої високої точки будівлі.

Для знаходження останніх двох значень можливе застосування інтерполяції.

Відмітка самої високої точки будівлі при відсутності ліхтаря дорівнює (див. рис. 3.1):

$$H_{\max} = H_o + H' + h_{\text{панелі}} + 200\text{мм}, \quad (3.15)$$

де H_o , м – див. примітку до формули (3.1);

H' - висота поперечного перерізу балки посередині прольоту (див. формулу (2.1));

200мм - приблизна сумарна товщина шарів конструкції покрівлі;

$h_{\text{панелі}}$ - товщина ребристої панелі покриття.

При поздовжньому кроку колон (балок) $L_1=6$ м, $h_{\text{панелі}} = 300$ мм; при $L_1=12$ м, $h_{\text{панелі}} = 450$ мм. (Значення L_1 прийняте згідно із завданням за таблицею 1.1).

Коефіцієнт географічної висоти C_{alt} визначається згідно з п.9.10 [3] (нова редакція, наказ №143 від 13 серпня 2007р) і враховує висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря. Можна прийняти, що ця висота менше за 0,5км. Тоді $C_{alt} = 1$.

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} визначається згідно з п.9.11 [3] і враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівлі. Можна прийняти, що вона не розташована на пагорбі або схилі. Тоді $C_{rel} = 1$.

Коефіцієнт напрямку C_{dir} визначається згідно з п.9.12 [3] і враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру. Можна прийняти $C_{dir} = 1$.

Коефіцієнт динамічності C_d визначається згідно з п.9.13 [3] і враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Значення C_d визначається за графіком (рис. 3.4).

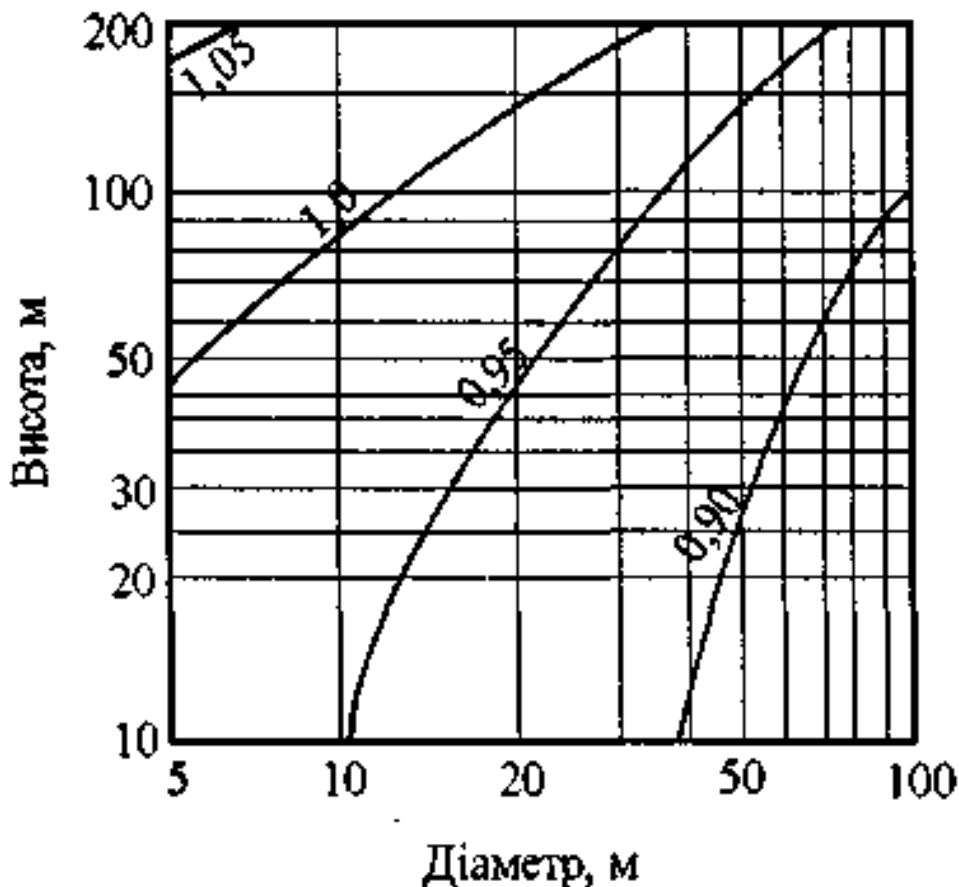


Рисунок 3.4. Коефіцієнт C_d для будівель із залізобетонним каркасом

Наведені на рисунку висота (H_{max}) і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення C_d слід приймати за лівою кривою відповідного графіка. Діаметр дорівнює довжині будівлі, яку можна прийняти рівною $10 \cdot L_1$.

Горизонтальне вітрове навантаження передається на поперечну раму будівлі через конструкції, що огорожують, у вигляді лінійного навантаження, розподіленого за висотою поперечної рами.

З навітряного боку будівлі виникає зона підвищеного тиску у порівнянні з тиском всередині і вітрове навантаження направлене до будівлі.

Із завітряного боку будівлі виникає зона зниженого тиску у порівнянні з тиском всередині і вітрове навантаження направлене від будівлі.

Це навантаження діє на будівлю від відмітки рівню землі до відмітки самої високої точки будівлі H_{max} . Відмітку рівню землі можна приблизно прийняти рівною відмітці чистої підлоги.

Граничне розрахункове лінійне навантаження на поперечну раму від вітру (з навітряного або завітряного боку)

$$q_w = W_m \cdot L_1 = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot C_{dir} \cdot L_1. \quad (3.16)$$

Оскільки коефіцієнт C_h залежить від висоти над поверхнею землі Z , значення q_w буде змінним за висотою рами.

При точному розрахунку треба знайти значення q_w на вказаних вище характерних відмітках з навітряного боку при $C_{aer} = +0,8$. При цьому треба приймати відповідні значення коефіцієнта C_h .

З метою спрощення статичного розрахунку рами нерівномірне лінійне вітрове навантаження на колону від рівню землі до низу ригелю замінюється на еквівалентне рівномірно-розподілене q_1 (за всією довжиною колони H_c), яке отримується із умови рівності моментів відносно верху фундаменту (відмітка -0,150).

Тоді значення q_1 розраховується за формулою

$$q_1 = \frac{2 \cdot M_q}{H_c^2}, \quad (3.17)$$

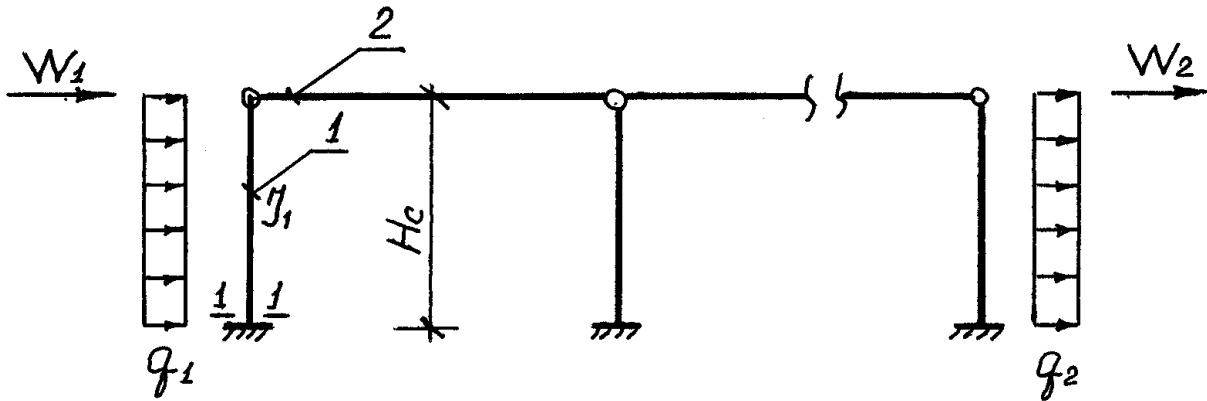
де M_q – згинальний момент відносно верху фундаменту від нерівномірного лінійного вітрового навантаження від відмітки 0,000 до відмітки низу ригелю з навітряного боку.

Щоб його знайти треба побудувати епюру нерівномірного лінійного вітрового навантаження q_w за висотою будівлі до низу ригелю, розділити її на елементарні фігури (прямокутники, трикутники) і розрахувати суму моментів від цих фігур. При цьому треба врахувати, що від рівню землі до висоти $Z=5$ м q_w є постійним, а далі змінюється за лінійним законом між значеннями $Z=5$; 10 і 20м (див. табл. 3.2).

При спрощеному підході треба знайти значення q_w при коефіцієнті C_h для $Z=10$ м з навітряного боку при $C_{aer} = +0,8$. Тоді лінійне навантаження $q_1=q_w$ буде рівномірно-розподіленим за висотою поперечної рами (див.рис.3.1).

Із завітряного боку рівномірне лінійне вітрове навантаження (за всією довжиною колони H_c), що направлене від рами $q_2 = (0,6/0,8)q_1$ (рис.3.5).

Лінійне вітрове навантаження від відмітки низу ригелю до відмітки самої високої точки будівлі відповідно з навітряного і завітряного боків замінюється зосередженими горизонтальними силами W_1 і W_2 .



1 – вісь колони; 2 – вісь ригелю

Рисунок 3.5. Розрахункова схема поперечної рами, яка завантажена вітром

При точному розрахунку W_1 дорівнює площі епюри лінійного нерівномірного вітрового навантаження між вказаними відмітками.

При спрощеному підході

$$W_1 = q_w \cdot (H_{\max} - H_o). \quad (3.18)$$

Із завітряного боку зосереджена горизонтальна сила що направлена від рами $W_2 = (0,6/0,8) W_1$ (рис.3.5).

3.3. Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.

Максимальні внутрішні зусилля виникають у нижньому поперечному перерізі колони у обрізу фундаменту (див. переріз 1-1 на рис.3.1). Тому цей переріз є розрахунковим.

Згідно з п.4.17 [3] для розрахунку за граничними станами першої групи використовуються основні сполучення навантажень, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями та граничні розрахункові квазіпостійні (тривалі) і короточасні значення тимчасових (змінних) навантажень.

Найбільш несприятливим для колони є сполучення, в яке входять постійні, снігове та вітрове навантаження. Оскільки це сполучення містить два тимчасових навантаження (снігове та вітрове), згідно з п.4.18 [3] вони приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих і $\psi_2=0,90$ для короточасних навантажень. Вітрове навантаження є цілком

короткочасним, а снігове складається з двох частин: тривалої і короткочасної.

Метою статичного розрахунку є визначення внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі колони 1-1.

Поздовжня стискаюча сила у перерізі 1-1 від :

1) постійного навантаження

$$N_g = G_{нокр} + G_c, \quad (3.19)$$

2) тривалого снігового навантаження

$$N_l = F_l, \quad (3.20)$$

3) короткочасного снігового навантаження

$$N_{sh} = F - F_l. \quad (3.21)$$

Згідно із розрахунковою схемою поперечної рами (див. рис.3.5) при дій тільки вітрового навантаження у колонах виникають згинальні моменти M_w і поперечні сили Q_w . Розрахункова схема являє собою статично невизначену систему. Її доцільно розраховувати методом переміщень. Оскільки вітрове навантаження прикладене тільки до колон і з'єднання ригелів з колонами – шарнірне, у ригелі буде виникати тільки поздовжня сила. У зв'язку з цим зусилля M_w і Q_w у перерізі 1-1 рекомендується знаходити в два етапи.

На першому етапі за допомогою методу переміщень знаходиться поздовжня сила у крайньому лівому ригелі B_{el} , яка є пружною реакцією для верху колони. Для її визначення існує готова формула, якою доцільно скористатись.

На другому етапі розглядається колона як статично визначена консоль, до якої прикладені навантаження q_1 , W_1 , і B_{el} (див. рис.3.6), і знаходяться згинальний момент M_w і поперечна сила Q_w у перерізі 1-1.

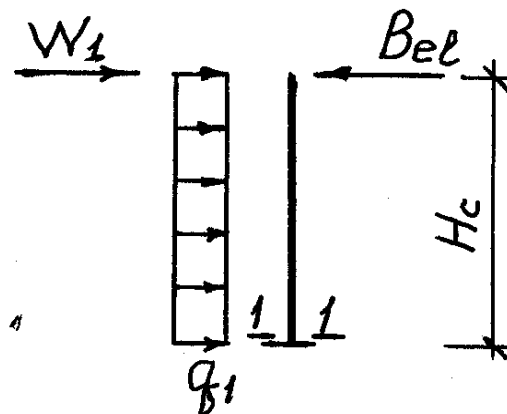


Рисунок 3.6. Розрахункова схема колони при визначенні згинального моменту M_w і поперечної сили Q_w у перерізі 1-1

Поздовжня сила у крайньому лівому ригелі знаходиться за формулою

$$B_{el} = \frac{3}{8} q_1 H_c + W_1 - \frac{I_1}{\sum I} \left[\frac{3}{8} (q_1 + q_2) H_c + W_1 + W_2 \right]; \quad (3.21a)$$

де I_1 – момент інерції поперечного перерізу крайньої лівої колони у площині поперечної рами відносно осі **X-X** (див. рис.3.1 і 3.5);

$\sum I$ – сума моментів інерції усіх колон, що входять до одної поперечної рами.

Можна приблизно прийняти, що перерізи усіх колон однакові. Тоді

відношення $\frac{I_1}{\sum I}$ буде рівним:

$\frac{1}{2}$ при одному прольоті;

$\frac{1}{3}$ при двох прольотах;

$\frac{1}{4}$ при трьох прольотах.

Кількість прольотів вказана у завданні на проектування (див. табл. 1.1).

Згинальний момент можна вважати позитивним, якщо він розтягує ліві волокна крайньої колони. Його значення у розрахунковому перерізі колони 1-1 (див. рис.3.6)

$$M_w = \frac{1}{2} q_1 H_c^2 + (W_1 - B_{el}) H_c. \quad (3.22)$$

Поперчена сила у перерізі 1-1

$$V_w = q_1 H_c + (W_1 - B_{el}). \quad (3.23)$$

Розрахункові внутрішні зусилля у перерізі колони 1-1, які використовуються для розрахунку колони за несучою здатністю, треба знаходити при одночасній дії на поперечну раму постійного, снігового і вітрового навантажень. Як вже вказувалось, їх сполучення є найбільш несприятливим для колони.

У перерізі колони 1-1 при дії постійних, тривалих і короткочасних навантажень виникають:

- згинальний момент

$$M_{Ed} = M_w \cdot \psi_2 \cdot \gamma_n, \quad (3.24)$$

- поздовжня сила

$$N_{Ed} = (N_g + N_l \cdot \psi_1 + N_{sh} \cdot \psi_2) \gamma_n, \quad (3.25)$$

- поперечна сила

$$V_{Ed} = V_w \cdot \psi_2 \cdot \gamma_n, \quad (3.26)$$

де γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням. При виконанні проекту можна прийняти $\gamma_n = 0,95$.

При дії тільки постійних і тривалих навантажень у перерізі колони 1-1 виникають:

згинальний момент

$$M_{Edl} = 0, \quad (3.27)$$

- поздовжня сила

$$N_{Edl} = (N_g + N_l \cdot \psi_1) \gamma_n. \quad (3.28)$$

3.4. Підбір поздовжньої робочої арматури колони крайнього ряду

Підбір виконується виходячи із забезпечення несучої здатності колони як позацентрово стиснутого залізобетонного елемента з розрахунковим ексцентриситетом у площині поперечної рами. Коли вітрове навантаження діє на раму зліва направо (див. рис. 3.5), розтягнута поздовжня арматура площею A_s знаходиться з лівого боку колони, а стиснута арматура площею A'_s – з правого боку.

Для визначення потрібної площі поперечного перерізу арматури A_s і A'_s розглядається нескінченно малий за довжиною фрагмент

позацентрово стиснутої колони у рівновазі під дією зовнішніх (зверху) і граничних внутрішніх (знизу) силових факторів. При цьому може бути два якісно різних випадки роботи.

Випадок 1 має місце при відносно великих ексцентриситетах стискаючої сили N , коли відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_R, \text{ або } x \leq x_R = \xi_R d, \quad (3.29)$$

де d – робоча висота нормального перерізу колони;

ξ_R - гранична відносна висота стиснутої зони.

При цьому напруження у розтягнутій арматурі приймають рівними розрахунковій міцності f_{yd} .

Випадок 2 має місце при відносно малих ексцентриситетах стискаючої сили N , коли

$$\xi = \frac{x}{d} > \xi_R, \text{ або } x > x_R = \xi_R d. \quad (3.30)$$

При цьому для колони з бетону класу **C25/30** і нижче з ненапруженою арматурою класів **A-240** і **A-400**, напруження в незначно розтягнутій (стиснутій) арматурі обчислюють за формулою

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) f_{yd} \quad (3.31)$$

де f_{yd} - розрахункова міцність арматури при розтягу на границі текучості.

Для підбору поздовжньої робочої арматури колони треба послідовно розрахувати вказані нижче параметри і величини.

Гнучкість колони у площині поперечної рами будівлі (див. розділ 3.1)

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{l_{ox}}{h} \sqrt{12}. \quad (3.32)$$

У відповідності із п.2.1.1.10 [1] при розрахунку позацентрово стиснутої колони треба враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету e_0 шляхом множення його на коефіцієнт η якщо $\lambda_x > 14$. Рекомендації до визначення коефіцієнту η наведені нижче. У випадку, коли $\lambda_x \leq 14$ $\eta = 1$.

Мінімальна площа перерізу поздовжньої арматури за конструктивними вимогами

$$A_{s,\min} = A'_{s,\min} = \frac{\mu_{\min}^{\%}}{100} bd, \quad (3.33)$$

де

$$d = h - a, \quad (3.34)$$

a – відстань від розтягнутої грані колони до центру ваги розтягнутої арматури A_s ; можна прийняти $a = 4\text{см}$;

$\mu_{\min}^{\%}$ – мінімальних відсоток армування. Він дорівнює:

0,05 при $\lambda_x < 17$;

0,10 при $17 \leq \lambda_x \leq 35$;

0,20 при $35 < \lambda_x \leq 83$;

0,25 при $\lambda_x > 83$.

Згідно з п.8.5.1.3 [2] загальна кількість поздовжньої арматури ($A_{s,\min} + A'_{s,\min}$) повинна бути не менше

$$\frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c$$

де $A_c = bh$ – площа поперечного перерізу бетону.

Розрахункове значення міцності (опору) попередньо ненапруженої арматури на границі текучості f_{yd} для граничного стану першої групи визначається за додатком 4 для арматури колони, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

У відповідності із п. 5.2.5 [1] при розрахунку стиснутої колони за несучою здатністю, треба враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , викликаний її геометричними недосконаlostями. Він приймається рівним більшій з трьох величин:

$$e_0 = \frac{l_{ox}}{600}; \quad (3.35)$$

$$e_0 = \frac{h}{30} ; \quad (3.36)$$

$$e_0 = 10 \text{ мм} . \quad (3.36a)$$

Колона є елементом статично невизначеної рами. Тому, у відповідності із п.5.2.5 [1] початковий ексцентриситет поздовжньої стискаючої сили N_{Ed} відносно центру ваги приведенного перерізу колони e приймається рівним ексцентриситету, що отриманий при статичному розрахунку рами, але не менше випадкового e_0 :

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq e_0 . \quad (3.37)$$

Відносний ексцентриситет

$$\delta_e = \frac{e}{h} . \quad (3.38)$$

Мінімальне значення відносного ексцентриситету

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_{ox}}{h} - 0,01 f_{cd} \gamma_{c1} , \quad (3.39)$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи бетону; згідно з п.3.1.2.5 [2] $\gamma_{c1} = 1,0$ оскільки у розрахункове сполучення навантажень входить короточасне вітрове;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничного стану першої групи;

f_{cd} в формулу (3.39) треба підставляти в МПа.

Значення f_{cd} приймається за додатком 3 залежно від заданого у завданні класу міцності бетону C для колони (див. табл. 1.6).

Якщо $\delta_e < \delta_{e,\min}$, треба прийняти $\delta_e = \delta_{e,\min}$.

Умовна критична сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{ck}}{l_{ox}^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (3.40)$$

де E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності важкого бетону при стиску та розтягу; визначається за додатком 3 для бетону колони, клас якого заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента у граничному стані

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{N_{Edl}(0,5h - a)}{M_{Ed} + N_{Ed}(0,5h - a)} \leq 1 + \beta, \quad (3.41)$$

де β – розрахунковий коефіцієнт; для важкого бетону $\beta = 1$.

Момент інерції перерізу бетону відносно осі X-X (див. переріз 1-1 на рис.3.1)

$$I = \frac{bh^3}{12}. \quad (3.42)$$

Момент інерції площі перерізу арматури відносно осі X-X

$$I_s = (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu bh(0,5h - a)^2, \quad (3.43)$$

де μ – коефіцієнт армування;

$$\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh}. \quad (3.44)$$

На даному етапі розрахунку коефіцієнт армування μ ще невідомий. Тому виникає необхідність задатись їм у першому наближенні у межах $0,005 \div 0,03$, і потім вирішувати задачу методом послідовних наближень.

Згідно з п. 8.5.1.4 [2] площа поперечного перерізу поздовжньої арматури колони не повинна перевищувати $A_{s,max} = 0,04A_c$. ($A_c = bh$ – площа поперечного перерізу бетону колони).

Величина α розраховується за формулою

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{ck}}, \quad (3.45)$$

де E_s – розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі; визначається за додатком 4 для попередньо ненапруженої арматури колони, клас якої заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжнього зусилля e

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}. \quad (3.46)$$

Відстань від точки прикладання поздовжньої стискаючої сили N до рівнодіючої зусиль у арматурі A_s

$$e_{sN} = e\eta + 0,5h - a. \quad (3.47)$$

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону ξ_R визначається за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.48)$$

де ω – характеристика стиснутої зони бетону;

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c1}, \quad (3.49)$$

f_{cd} - в МПа;

σ_{sR} – напруження в арматурі; $\sigma_{sR} = f_{yd}$;

σ_{scu} – граничне напруження в арматурі стиснутої зони; $\sigma_{scu} = 400\text{МПа}$.

При підборі арматури спочатку припускається, що має місце випадок відносно великих ексцентриситетів стискаючої сили N_{Ed} .

Граничний момент, який сприймається бетоном стиснутої зони

$$M_{b,\max} = f_{cd}\gamma_{c1}bd^2\xi_R(1-0,5\xi_R). \quad (3.50)$$

Потрібна площа поперечного перерізу стиснутої поздовжньої арматури при максимальному використанні міцності стиснутої зони бетону

$$A'_s = \frac{N_{Ed}e_{sN} - M_{b,\max}}{f_{yd}(d - a')} ; \quad (3.51)$$

де a' – відстань від стиснутої грані колони до центру ваги стиснутої арматури A'_s ; можна прийняти $a' = 4\text{см}$.

Якщо $A'_s \geq A_{s,\min}$, то потрібна площа поперечного перерізу розтягнутої поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{f_{cd}\gamma_{c1}bd\xi_R + f_{yd}A'_s - N_{Ed}}{f_{yd}} ; \quad (3.52)$$

де $A_{s,\min}$ – мінімальна площа поперечного перерізу арматури A_s' за конструктивними вимогами, розрахована за формулою (3.33).

Якщо $A'_s < A_{s,\min}$, то за отриманим значенням A'_s арматуру у стиснутій зоні приймати не можна тому, що будуть невиконані конструктивні вимоги. Окрім цього, якщо $A'_s < 0$, то робота колони за схемою, що розглядається, практично неможлива, оскільки припускає роботу арматури A'_s на розтяг у стиснутій зоні. Тому потрібно збільшити A'_s до $A_{s,\min}$ ($A'_s = A_{s,\min}$). При цьому висота стиснутої зони X зменшиться і стане менше за граничне значення $X_R = \xi_R d$.

У такому випадку треба послідовно розрахувати

$$A_0 = \frac{N_{Ed}e_{sN} - f_{yd}A_{s,\min}(d - a')}{f_{cd}\gamma_{c1}bd^2} ; \quad (3.53)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} < \xi_R. \quad (3.54)$$

Потрібна площа перерізу розтягнутої поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{f_{cd} \gamma_{c1} b \xi d + f_{yd} A_{s,\min} - N_{Ed}}{f_{yd}}. \quad (3.55)$$

Площа поперечного перерізу розтягнутої арматури A_s , яка знайдена за формулами (3.52) і (3.55), може виявитись менше нуля. Тоді має місце випадок відносно малих ексцентриситетів стискаючої сили N_{Ed} і підбір арматури ведеться згідно з відповідною методикою.

Після визначення потрібних значень A_s і A_s' за наведеними вище формулами, треба знайти фактичний коефіцієнт армування

$$\mu_f = \frac{(A_s + A_s')}{bh} \quad (3.56)$$

та порівняти його зі значенням μ , яке було прийняте раніше у першому наближенні. Якщо виявиться, що $|\mu - \mu_f| > 0,005$, то необхідно виконати наступний цикл послідовного наближення при новому значенні коефіцієнта армування μ , який може дорівнювати $0,5(\mu + \mu_f)$. Для цього треба повторити останні розрахунки, починаючи з визначення моменту інерції площі перерізу арматури відносно осі X-X (див. формулу (3.43)).

Якщо $|\mu - \mu_f| \leq 0,005$, визначення потрібних значень A_s і A_s' , можна вважати закінченим.

Підбір поздовжньої арматури колони можна також виконувати за допомогою комп'ютерної програми [9].

Оскільки вітрове навантаження може діяти на поперечну раму як зліва направо (див. рис.3.5), так і справа наліво, армування біля зовнішньої і внутрішньої граней колони необхідно виконати однаковим. Діаметр і кількість стержнів поздовжньої арматури біля кожної грані приймається згідно із сортаментом (див. додаток 1) у відповідності із максимальним значенням потрібної площі арматури (A_s або A_s'). Кількість стержнів повинна бути не менше двох. Максимальна кількість стержнів у грані колони обмежується необхідністю забезпечення потрібних захисного шару арматури та мінімальної відстані у світлі між стержнями і може досягати 4-5.

3.5. Підбір поперечної арматури колони крайнього ряду

Діаметр і крок поперечної арматури колони визначається на підставі розрахункових і конструктивних вимог [1], [2].

Спочатку треба перевірити чи потрібні поперечні стержні за розрахунком. Для цього перевіряється умова міцності колони за похилими перерізами на дію поперечної сили при умовній відсутності поперечної арматури. Для найбільш небезпечного похилого перерізу ця умова має вигляд:

$$V_{Ed} \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \gamma_{c1} f_{ctd} b d \quad (3.57)$$

де V_{Ed} - див формулу (3.26);

φ_{b3} – розрахунковий коефіцієнт; для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0,6$;

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на осьовий розтяг для граничного стану першої групи.

Коефіцієнт φ_n розраховується за формулою

$$\varphi_n = \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{ctd} \gamma_{c1} b d} \leq 0,5, \quad (3.58)$$

де N_{Ed} - див формулу (3.25).

Значення f_{ctd} приймається за додатком 3 залежно від заданого у завданні класу бетону **C** для колони (див.табл.1.6).

Як правило, умова (3.57) виконується. Тоді поперечна арматура колони встановлюється виходячи із конструктивних вимог згідно з п.8.5.3 [2].

Крок поперечних стержнів s приймається:

$$s \leq 20d; \quad (3.59)$$

$$s \leq 40\text{см}; \quad (3.60)$$

$$s \leq b, \quad (3.61)$$

де d – найменший діаметр поздовжніх стержнів.

Значення d визначається згідно із прийнятим поздовжнім армуванням колони.

У випадку, коли насичення колони потрібною за розрахунком

стиснутою поздовжньою арматурою $\mu^{\%} = \frac{A'_s}{bh} 100\%$ складає вище 1,5%, крок поперечних стержнів s приймається:

$$s \leq 10d ; \quad (3.62)$$

$$s \leq 30\text{см} ; \quad (3.63)$$

$$s \leq b . \quad (3.64)$$

Діаметр поперечної арматури приймається згідно з п.8.5.3.1 [2] виходячи із умови її зварювання з поздовжньою арматурою не менше за $0,25d_{\max}$ (d_{\max} - максимальний діаметр поздовжньої арматури), а також не менше 6мм. При цьому треба враховувати існуючий сортамент (див. додаток 1). Клас поперечної арматури колони заданий у завданні на проектування (див. табл.1.6).

Якщо умова (3.57) не виконується, підбір параметрів поперечного армування колони треба робити на підставі відповідного розрахунку при урахуванні наведених вище конструктивних вимог.

Запитання до розділу 3

1. У чому полягає мета розрахунку колони крайнього ряду?
2. Виходячи з яких нормативних вимог визначаються розміри прямокутного поперечного перерізу колони?
3. Як і на якій підставі приймаються розрахункові довжини колони у площині та з площини поперечної рами?
4. Виходячи з якого розрахунку визначаються внутрішні зусилля у колоні, які необхідні для підбору арматури?
5. Яким чином обирається розрахункова схема поперечної рами будівлі?
6. Які внутрішні зусилля виникають у колоні від постійного, снігового та вітрового навантаження? Дати обґрунтування.
7. Перелічити основні принципи визначення постійного і снігового навантаження на поперечну раму будівлі.
8. Що являє собою вантажна площа колони крайнього ряду при визначенні постійного і снігового навантаження на поперечну раму будівлі?
9. Як виконується збір вітрового навантаження на колону?

10. Яким чином враховується висота будівлі при визначення граничного розрахункового лінійного навантаження на раму від вітру?
11. Як з метою спрощення статичного розрахунку рами можна перетворити реальне нерівномірне лінійне вітрове навантаження на колону?
12. Де за висотою колони знаходиться розрахунковий переріз, у якому діють максимальні внутрішні зусилля? Чому у цьому перерізі зусилля – максимальні?
13. Яке сполучення діючих на поперечну раму навантажень є найбільш несприятливим для колони крайнього ряду.
14. Яка мета статичного розрахунку поперечної рами будівлі?
15. Як виконується статичний розрахунок поперечної рами будівлі на дію постійного і снігового навантаження?
16. Що являє собою розрахункова схема поперечної рами при дії на неї вітрового навантаження? Дати статичну характеристику цієї схеми з точки зору її статичної визначеності або невизначеності.
17. Яким чином можна спростити статичний розрахунок поперечної рами при дії на неї вітрового навантаження?
18. Яким методом доцільно розраховувати статично невизначену поперечну раму будівлі на дію вітрового навантаження при визначенні внутрішніх зусиль?
19. Як визначаються згинальний момент і поперечна сила у розрахунковому поперечному перерізі колони від вітрового навантаження?
20. Яким чином знаходяться внутрішні зусилля у колоні, які використовуються для розрахунку її за несучою здатністю?
21. Виходячи із забезпечення яких нормативних вимог виконується підбір поздовжньої робочої арматури колони?
22. Які можуть бути випадки розрахунку колони за несучою здатністю?
23. Яким чином треба враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету при розрахунку позацентрово стиснутої колони?
24. Як визначається мінімальна площа перерізу поздовжньої арматури колони за конструктивними вимогами?
25. Яким чином треба розраховувати початковий ексцентриситет поздовжньої стискаючої сили відносно центру ваги приведеного перерізу колони?
26. Як при визначенні умовної критичної сили для колони враховується вплив тривалої дії навантаження на її прогин у граничному стані?
27. Чому виникає потреба виконувати підбір поздовжньої робочої арматури колони шляхом послідовних наближень?
28. Який коефіцієнт враховує вплив прогину колони на величину ексцентриситету поздовжньої стискаючої сили?

29. За якими формулами розраховуються значення потрібної площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури колони при різних розрахункових ситуаціях? Дати їх характеристику.

30. Як виконується підбір діаметру і кроку поперечної арматури колони? Які вимоги при цьому враховуються?

Розрахункові площі поперечних перерізів і маса стержньової та дрової арматури

Діаметр, мм	Маса, кг/м	Розрахункові площі поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,052	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
4	0,092	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26
5	0,144	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
7	0,302	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,395	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
9	0,499	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36
10	0,617	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39
16	1,578	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	1,998	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,466	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42
22	2,984	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	3,853	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09
28	4,834	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
32	6,313	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
36	7,990	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8
40	9,870	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6

Діаметр, мм	Сортамент арматури									
	стержньової						дротової			
	A240C (A-I)	A300C (A-II)	A400C (A-III)	A500C (A-IV)	A600 (A-V)	A800 -1000 (A-VI и A-VII)	Vp-I	B500	Vp-II	Vp1200-1500
3	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
4	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
5	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
6	+	-	+	-	-	-	-	-	+	+
7	+	-	-	-	-	-	-	-	+	+
8	+	-	+	-	-	-	-	-	+	+
9	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
12	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
14	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
16	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
18	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
20	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
22	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-
25	+	+	+	-	+	+	-	-	-	-
28	+	+	+	-	+	+	-	-	-	-
32	+	+	+	-	+	-	-	-	-	-
36	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-
40	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-

Додаток 2

Розрахункові площі поперечних перерізів і маса семидротових канатів класів **K1400** і **K1500 (K-7)**

Діаметр, мм	Площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Маса 1м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,227	0,45	0,68	0,9	1,13	1,36	1,58	1,81	2,03	0,181
9	0,509	1,02	1,53	2,04	2,54	3,05	3,56	4,07	4,58	0,407
12	0,906	1,82	2,72	3,63	4,54	5,45	6,35	7,26	8,17	0,724
15	1,416	2,83	4,24	5,66	7,07	8,49	9,9	11,32	12,73	1,132

Вид опору	Характеристична (нормативна) міцність бетону (МПа) при класі міцності важкого бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Стиск осьовий (призмova міц-ність) f_{ck} ($R_{bn} = R_{b,ser}$)	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Розтяг осьо- вий f_{ctk} ($R_{btn} = R_{bt,ser}$)	1,10	1,30	1,50	1,80	2,00	2,10	2,20	2,50	2,70	3,00

Вид опору	Розрахункове значення міцності бетону для граничних станів першої групи (МПа) при класі міцності важкого бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Стиск осьовий (призмova міц-ність) f_{cd} (R_b)	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Розтяг осьовий f_{ctd} (R_{bt})	0,73	0,87	1,00	1,20	1,33	1,40	1,47	1,67	1,80	2,00

Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}}$$

де γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону; згідно з табл. 2.1 [1] $\gamma_{ct} = 1,5$.

Вид бетону	Характеристичне значення початкового модуля пружності важкого бетону при стиску та розтягу $E_{ck} \cdot 10^{-3}$ (МПа) (E_b) при класі міцності важкого бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Бетон підданий тепловій обробці при атмосферному тиску	20,0	23,0	26,0	29,0	31,0	32,0	34,0	35,0	36,0	37,0

Додаток 4

Характеристики арматури для конструкцій без попереднього напруження

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Характеристика арматури, МПа			Коефіцієнт надійності γ_s
		f_{yk}	f_{ywd}	E_s	
A240C	6-40	240	170	210000	1,05
A400C	10-40	400	285	210000	1,10
A500C	8-22	500	300	210000	1,15
	25-40	500	300	210000	1,20
B500	3-5	500	300	190000	1,20

Розрахункове значення міцності (опору) попередньо ненапруженої арматури розтягу на границі текучості

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Характеристики попередньо напруженої арматури

Клас арматури	Коефіцієнт надійності γ_s	Характеристика арматури, МПа		
		f_{pk}	$f_{p0,1k}$	E_p
A600	1,20	630	575	190000
A800	1,20	840	765	190000
A1000	1,20	1050	955	190000
Bp1200	1,25	1260	1145	190000
Bp1300	1,25	1365	1240	190000
Bp1400	1,25	1470	1335	190000
Bp1500	1,25	1575	1430	190000
K1400	1.20	1470	1335	180000
K1500	1.20	1575	1430	180000

Розрахункове значення міцності (опору) попередньо напруженої арматури розтягу

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

Література.

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції / Основні положення / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2011. – 71с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону/ Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 118с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи / Норми проектування / Мінбуд України. – Київ, 2006. – 78с.
4. ДСТУ Б В.1.2-3 2006. Прогини и переміщення / Вимоги проектування / Мінбуд України. – Київ, 2006. – 10с.
5. Инженерные конструкции: Учеб. Для гидромелиор. спец. вузов. / Р.И. Берген, Ю.М. Дукарский, В.Б. Семенов, Ф.В. Расс; Под. Ред. Р.И. Бергена. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1989. – 415 с.: ил.
6. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).- М.: Стройиздат 1978.-320с.
7. Вахненко П.Ф. Залізобетонні конструкції. – К.: Урожай, 1995. – 368 с.
8. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 506с.
9. Поляков М.Г., Хлинов С.О., Янін О.Є. Розрахунок міцності позацентрово стиснутих залізобетонних стержнів (елементів) при несиметричному армуванні / Методичні рекомендації для самостійної роботи з дисципліни “Залізобетонні конструкції”, Херсон: Колос ХДАУ -2003.-24с.

Зміст

	стор.
Вступ.....	3
1. Завдання, склад проекту та вихідні дані для нього.....	4
2. Розрахунок двотаврової двосхилої попередньо напруженої балки	9
2.1. Попереднє визначення конструктивних (опалубкових) розмірів балки	9
2.2. Вибір розрахункової схеми балки та збір навантажень	12
2.3. Визначення розрахункових внутрішніх зусиль.....	16
2.4. Перевірка міцності балки на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смузі між похилими тріщинами.....	18
2.5. Орієнтовний підбір перерізу поздовжньої розтягнутої попередньо напруженої арматури у нижній полиці	19
2.6. Перевірка міцності балки за нормальним небезпечним перерізом, що знаходиться на відстані $X_{оп}$ від опори на дію згинального моменту	21
2.7. Розрахунок балки за тріщиностійкістю у стадії експлуатації..	24
2.8. Розрахунок міцності балки за похилими перерізами на дію поперечної сили	34
2.9. Розрахунок балки за прогинами	39
2.10. Перевірка міцності балки на зусилля, що виникають під час виготовлення, транспортування і монтажу	43
Запитання до розділу 2.....	48
3. Розрахунок колони крайнього ряду.....	51
3.1. Попереднє визначення конструктивних (опалубкових) розмірів колони.....	51
3.2. Вибір розрахункової схеми і збір навантажень на колону	54
3.3. Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.....	61
3.4. Підбір поздовжньої робочої арматури колони крайнього ряду	64
3.5. Підбір поперечної арматури колони крайнього ряду.....	72
Запитання до розділу 3.....	73
Додаток 1	76
Додаток 2.....	77
Додаток 3.....	78
Додаток 4.....	79
Додаток 5.....	80
Література	81
Зміст	82

Херсонський державний аграрний університет
Редакційно-видавничий центр "Колос"