

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**Є. Г. СТОЯНОВ, Н. О. ПСУРЦЕВА**

Конспект лекцій  
з курсу

**«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для студентів 4 і 5 курсів всіх форм навчання  
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво  
та слухачів другої вищої освіти  
спеціальності 7.06010101 – Промислове і цивільне будівництво)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2016**

**Стоянов Є. Г.** Конспект лекцій з курсу «Проектування залізобетонних конструкцій» (для студентів 4 і 5 курсів всіх форм навчання напряму підготовки 6.060101 – Будівництво та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 – Промислове і цивільне будівництво) / Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 105 с.

Автори : Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. М. Шаповалов

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 5,  
від 30 грудня 2015 р.*

## ЗМІСТ

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ.....	5
ПЕРЕДМОВА.....	8
1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПРИПУЩЕННЯ. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ І АРМАТУРИ.....	9
2 ЗГИНАЛЬНІ ЕЛЕМЕНТИ.....	16
2.1 Загальний випадок визначення напружено-деформованого стану перерізу.....	16
2.2 Міцність нормальних прямокутних перерізів з одиночним армуванням. Визначення необхідної площі арматури та несучої здатності.....	17
2.3 Міцність нормальних прямокутних перерізів з подвійною арматурою. Визначення армування та несучої здатності .....	19
2.4 Міцність нормальних перерізів таврового профілю з полицею в стиснутій зоні. Визначення положення нейтральної осі. Визначення необхідного армування та несучої здатності.....	22
2.5 Міцність похилих перерізів за поперечною силою.Конструктивні вимоги.....	25
2.6 Несуча здатність елементів при двовісному згині .....	29
3 СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ .....	32
3.1 Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливу другого порядку .....	32
3.2 Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги.....	34
3.3 Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги.....	38
3.4 Конструктивні вимоги з проектування стиснутих елементів.....	43
4 КРУТІННЯ. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ НА КРУТІННЯ.....	43
5 ПРОДАВЛЮВАННЯ. РОЗРАХУНОК БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ І ФУНДАМЕНТІВ ПІД КОЛОНИ.....	46
5.1 Розрахунок плит без поперечної арматури.....	46
5.2 Розрахунок фундаментів під колони на продавлювання.....	47
5.3 Розрахунок плити безбалкового перекриття з поперечною арматурою.....	48
6 ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ ЕЛЕМЕНТИ .....	51
6.1 Арматура для попередньо напружених елементів.....	51
6.2 Зусилля попереднього напруження. Обмеження напружень в бетоні. Втрати попереднього напруження.....	53
6.3 Особливості розрахунку попередньо напружених елементів.....	56

7 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ.....	59
7.1 Розрахунок елементів на тріщиноутворення.....	59
7.2 Розрахунки елементів за деформаціями.....	63
8 КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ .....	67
8.1 Розміщення арматури у перерізах.....	67
8.2 Анкерування і з'єднання поздовжньої арматури.....	68
8.3 Особливості конструювання попередньо напружених елементів.....	70
9 ОДНОПОВЕРХОВІ ПРОМИСЛОВІ БУДІВЛІ .....	72
9.1 Компоновка будівлі. Основні елементи. Система в'язів .....	72
9.2 Поперечна рама. Принципи розрахунку. Визначення зусиль в колонах.....	74
9.3 Елементи покриттів будівель .....	75
10 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ .....	79
10.1 Навантаження на будівлі .....	79
10.2 Визначення переміщень будинку та зусиль в несучих елементах.....	82
10.3 Центр згину.....	92
10.4 Загальна стійкість будівлі .....	94
10.5 Вплив піддатливості підвалини на переміщення будівлі.....	95
10.6 Проектування діафрагм жорсткості.....	96
ДОДАТКИ .....	100
СПИСОК ДЖЕРЕЛ.....	104

## УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

### Латинські великі букви

$A$	Площа поперечного перерізу
$A_c$	Площа поперечного перерізу бетону
$A_p$	Площа попередньо напруженого пучка або пучків
$A_s$	Площа поперечного перерізу арматури
$A_{s,min}$	Мінімальна площа поперечного перерізу арматури
$A_{sw}$	Площа поперечного перерізу поперечної арматури
$C$	Клас бетону
$E_{cm}$	Середнє значення початкового модуля пружності бетону
$E_{ck}$	Характеристичне значення початкового модуля пружності бетону
$E_{cd}$	Розрахункове значення модуля пружності бетону
$E_p$	Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої сталі
$E_s$	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
$EI$	Згинальна жорсткість
$I$	Момент інерції площі перерізу бетону
$L$	Довжина
$M$	Згинальний момент
$M_{Ed}$	Розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
$N$	Осьова поздовжня сила
$N_{Ed}$	Розрахункове значення прикладеної осьової сили
$P$	Сила попереднього напруження
$S$	Статичний момент площі
$T$	Крутний момент
$T_{Ed}$	Розрахункове значення прикладеного крутного моменту
$V$	Поперечна сила
$V_{Ed}$	Розрахункове значення поперечної сили

### Латинські малі букви

$b$	Загальна ширина поперечного перерізу
$d$	Робоча висота поперечного перерізу
$e_i$	Випадковий ексцентриситет прикладення сили
$e_0$	Ексцентриситет прикладення сили
$f_{cd}$	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
$f_{ck}$	Характеристичне значення міцності бетону на стиск
$f_{cm}$	Середнє значення міцності бетону на стиск
$f_{ctk}$	Характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг

$f_p$	Міцність на розтяг попередньо напруженої арматури
$f_{pk}$	Характеристичне значення міцності попередньо напруженої арматури
$f_{p0.1}$	0.1% - на умовна межа текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0.1k}$	Характеристична 0,1 % - на умовна межа текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0.2k}$	Характеристична 0,2 % - на умовна межа текучості арматури
$f_t$	міцність арматури на розтяг
$f_{yd}$	Розрахункове значення міцності арматури на межі текучості
$f_{yk}$	Характеристичне значення міцності арматури на межі текучості
$f_{ywd}$	Розрахункове значення міцності поперечної арматури
$h$	Загальна висота перерізу
$i$	Радіус інерції
$k$	Коефіцієнт; стала величина
$l$	Довжина; проліт
$l/r$	Кривизна в перерізі
$t$	Конкретний момент часу
$t_0$	Вік бетону в момент прикладення навантаження
$u$	Периметр бетонного перерізу площею $A_c$
$x$	Висота стиснутої зони перерізу
$z$	Плече пари внутрішніх сил
<i>Грецькі малі букви</i>	
$\alpha$	Кут; множник
$\beta$	Кут; множник; коефіцієнт
$\gamma_c$	Коефіцієнт надійності для бетону
$\gamma_p$	Коефіцієнт надійності для впливів, пов'язаних з попереднім напруженням
$\gamma_s$	Коефіцієнт надійності для арматурної сталі
$\gamma_f$	Коефіцієнт надійності для впливів
$\mathcal{E}_c$	Значення відносних деформацій стиску бетону
$\mathcal{E}_{cl}$	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях $f_c$
$\mathcal{E}_{cu}$	Значення відносних граничних деформацій стиску бетону
$\mathcal{E}_{cti}$	Значення відносних граничних деформацій розтягу бетону
$\mathcal{E}_u$	Значення відносних деформацій арматури при максимальному навантаженні
$\theta$	Кут
$\lambda$	Гнучкість
$\mu$	Коефіцієнт тертя між пучками та їх каналами

$\nu$	Коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві
$\xi$	Відносна висота стиснутої зони перерізу
$\rho$	Густина бетону в сухому стані
$\rho_1$	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
$\rho_w$	Коефіцієнт армування для поперечної арматури
$\sigma_c$	Напруження стиску у бетоні
$\sigma_{cp}$	Напруження стиску у бетоні від осьового навантаження або попереднього напруження
$\emptyset$	Діаметр арматурного стрижня або каналу
$\emptyset_n$	Еквівалентний діаметр арматурного стрижня або пучка арматурних стрижнів
$\varphi(\infty, t_0)$	Граничне значення коефіцієнта повзучості

## ПЕРЕДМОВА

Цей конспект лекцій є інструментарієм при використанні нормативних положень, що викликають певні складнощі при переході від традиційного підходу, що базується на теорії граничної рівноваги, до прямого деформаційного розрахунку.

Деформаційний метод розрахунку базується на використанні реальних діаграм деформування бетону і арматури, передбачає різноманітність формування алгоритмів безпосередньої його реалізації.

Використання моделей підвищеної коректності для опису поведінки матеріалів і конструкцій під навантаженням відкриває широкі можливості для аналізу особливостей деформування і вибору раціональних параметрів розглядаємих елементів і систем.



# 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПРИПУЩЕННЯ. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ І АРМАТУРИ

З введенням в дію ДБН В.2.6-98:2009 і ДСТУ Б В.2.6-156:2010, що базуються на Єврокодi 2, суттєво змінилася методика розрахунків залізобетонних конструкцій в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\*.

Незважаючи на те, що за всіма нормами розрахунки ведуть за граничними станами, методики розрахунків мають суттєві розбіжності.

За СНиП 2.03.01-84\* розрахунок нормальних перерізів виконують в залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi = x/h_0$ , що визначають з умов рівноваги зусиль, і граничної відносної висоти стиснутої зони  $\xi_R$ , при якій в розтягнутій арматурі припускають напруження  $\sigma_s = R_s$ . Таким чином, критерієм появи граничного стану є досягнення напруженнями в арматурі граничних значень. При цьому ігнорують впливом деформацій стиснутого бетону після досягнення напруженнями в бетоні максимальних значень.

За нормами ДБН В.2.6-98:2009 і EN (Єврокод 2) критерієм появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону граничних значень.

Суттєво змінилась методика розрахунку міцності похилих перерізів згинальних елементів, а також методика розрахунків на крутіння і продавлювання.

Значно більше уваги надано феномену повзучості і її впливу на міцність і стійкість елементів і споруд в цілому.

По-іншому визначають втрати попереднього напруження.

Незважаючи на те, що норми ДБН базуються на Єврокодi 2, між ними є достатня кількість розбіжностей. Так, за нормами ДБН розрахункову міцність бетону на стиск визначають як  $f_{cd} = f_{ck,prism}/\gamma_c$ , де коефіцієнт надійності  $\gamma_c = 1,3$ ;  $f_{ck,prism}$  – призмenna міцність бетону.

За Єврокодом 2 розрахункова міцність бетону на стиск

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c,$$

де  $f_{ck}$  – міцність розрахункового циліндру; коефіцієнт небезпеки  $\gamma_c = 1,5$  і для стиснутого і для розтягнутого бетону.

Є розбіжності також і у значеннях модулів пружності бетону (табл. 1.1).

Таблиця 1.1 – Порівняння основних параметрів бетону за різними нормами

Клас бетону	ДБН, EN		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C35/45	C40/50
	EN	$f_{ck,cube}$						
Кубикова міцність (МПа)	EN	$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	45	50
	ДБН	$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	45	50
Міцність циліндру(МПа)	EN	$f_{ck}$	12	16	20	25	35	40
Розрахункова міцність на стиск (МПа)	EN	$f_{cd}$	8,0	10,7	13,3	16,7	23,3	26,7
	ДБН	$f_{cd}$	8,5	11,5	14,5	17,0	25,0	27,5
Розрахункова міцність на розтяг (МПа)	EN	$f_{ctd}$	0,73	0,87	1,0	1,2	1,47	1,67
	ДБН	$f_{ctd}$	0,73	0,87	1,0	1,2	1,47	1,67
Середній початковий модуль пружності(ГПа)	EN	$E_{cm}$	27	29	30	31	34	35
	ДБН	$E_{cm}$	23	27	30	32,5	37,5	39
Розрахунковий модуль пружності(ГПа)	EN	$E_{cd}$	22,5	24,2	25	25,8	28,3	29,2
	ДБН	$E_{cd}$	16,3	20	23	25	30,5	32

По-різному визначають граничну величину коефіцієнту повзучості  $\varphi(\infty,0)$ .

Згідно з ДБН вважають, що граничні деформації стиснутого бетону не залежать від напруженого стану розглядуваного елемента, а залежать тільки від класу бетону.

В нормах EN приймають граничну величину деформацій в стиснутому бетоні залежно від характеру напруженого стану. В згинальних елементах при другій формі рівноваги для всіх бетонів класу не вище C50/60 гранична відносна деформація стиснутого бетону дорівнює 0,0035, а в стиснутих елементах при першій формі рівноваги граничну деформацію визначають інтерполяцією між 0,002 і 0,0035.

Надалі при порівнянні результатів розрахунків залізобетонних елементів за різними нормами приймаємо однакові значення класу бетону і однакові фізико-механічні характеристики арматури, що використовують в Україні.

## Бетон

Для визначення несучої здатності використовують нелінійну діаграму  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  «напруження – деформація» (рис. 1.1).

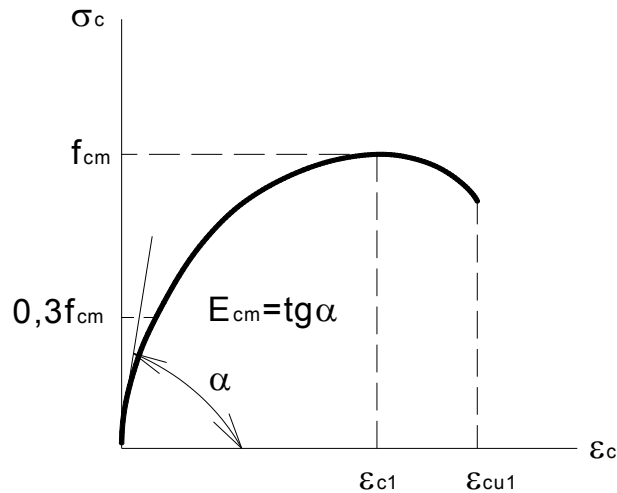


Рисунок 1.1 – Фактична діаграма «напруження-деформація» в бетоні

Залежність між  $\sigma_c$  і  $\epsilon_c$  описується рівняннями (3.4) або (3.5) за [1].

На діаграмі:

$\epsilon_{c1}$  – деформації бетону при максимальних напруженнях  $\sigma_c = f_{cm}$ ;

$\epsilon_{cu1}$  – граничне значення відносних деформацій бетону.

Для практичних розрахунків використовують спрощені залежності « $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ ».

Так, в ДБН В.2.6-98:2009 рекомендують використовувати дволінійну діаграму « $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ » (рис. 1.2):

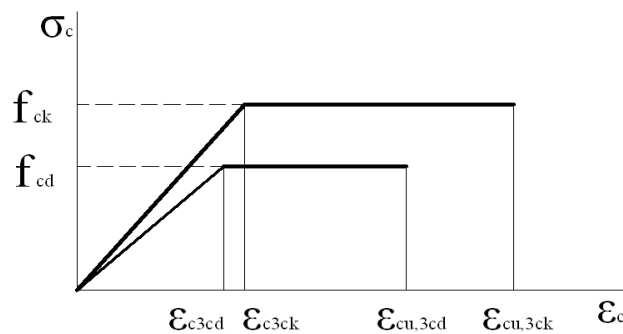


Рисунок 1.2 – Дволінійна діаграма « $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ »

EN 1992-1-1 (Єврокод 2) рекомендують використовувати параболічно-прямокутну діаграму (рис. 1.3):

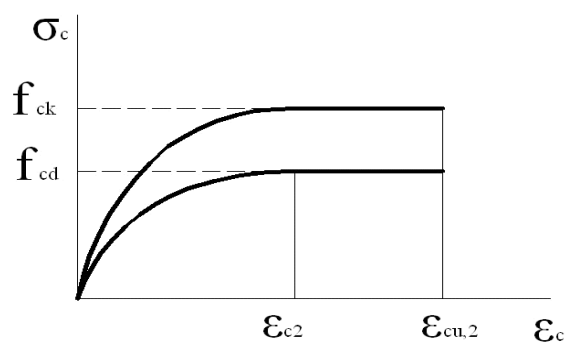


Рисунок 1.3 – Параболічно-прямокутна діаграма « $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ »

Міцнісні і деформаційні характеристики бетону за ДБН В.2.6-98:2009 для бетону класів С12/15...С50/60 наведені в таблиці 1.2, а за EN 1992-1-1 – в таблиці 1.3.

Таблиця 1.2 – Основні розрахункові параметри бетонів за ДБН В.2.6-98:2009

ДБН В.2.6- 98:2009	Клас міцності бетону								
	С12/15	С16/20	С20/25	С25/30	С30/35	С35/45	С40/50	С45/55	С50/60
$f_{ck,cube}$ , МПа	15	20	25	30	35	45	50	55	60
$f_{cm,cube}$ , МПа	19	25	32	38	45	58	64	71	77
$f_{cd}$ , МПа	8,5	11,5	14,5	17	19,5	25	27,5	30	33
$f_{ctm}$ , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,2	3,5	3,8	4,1
$E_{cm}$ , ГПа	23	27	30	32,5	34,5	37,5	39	39,5	40
$E_{ck}$ , ГПа	20	23	26	29	31	34	35	36	37
$E_{cd}$ , ГПа	16,3	20	23	25	27	30,5	32	33	34
$\epsilon_{c1,ck}$ , ‰	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,9	1,94	1,98	2,02
$\epsilon_{c1,cd}$ , ‰	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,8	1,84	1,87	1,91
$\epsilon_{cu1,ck}$ , ‰	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	2,83	2,63	2,5	2,4
$\epsilon_{cu1,cd}$ , ‰	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,72	2,57	2,43	2,29
$\epsilon_{c3,ck}$ , ‰	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,94	1,03	1,1	1,16
$\epsilon_{c3,cd}$ , ‰	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,83	0,86	0,91	0,97
$\epsilon_{cu3,ck}$ , ‰	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,55	2,37	2,25	2,16
$\epsilon_{cu3,cd}$ , ‰	3,33	3,23	3,1	3,0	2,8	2,45	2,31	2,19	2,06

В таблиці 1.2:

$\mathcal{E}_{c1,cd}$  – деформації при максимальних напруженнях при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{c1,ck}$  – деформації при максимальних напруженнях при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{cu1,cd}$  – граничне значення деформації при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{cu1,ck}$  – граничне значення деформації при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{c3,cd}$  – максимальна деформація пружної частини дволінійної діаграми  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$  при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{c3,ck}$  – максимальна деформація пружної частини дволінійної діаграми  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$  при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{cu3,cd}$  – граничне значення деформації за дволінійною діаграмою  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$  при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\mathcal{E}_{cu3,ck}$  – граничне значення деформації за дволінійною діаграмою  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$  при розрахунку за другою групою граничних станів.

Таблиця 1.3 – Основні розрахункові параметри бетонів за EN 1992-1-1 (Єврокод 2)

EN 1992-1-1	Клас міцності бетону								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck,cube}$ , МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60
$f_{cm}$ , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58
$E_{cm}$ , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37
$\mathcal{E}_{c1}$ , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45
$\mathcal{E}_{cu1}$ , ‰	3,5								
$\mathcal{E}_{c2}$ , ‰	2,0								
$\mathcal{E}_{cu2}$ , ‰	3,5								
$\mathcal{E}_{c3}$ , ‰	1,75								
$\mathcal{E}_{cu3}$ , ‰	3,5								

В таблиці 1.3:

$\mathcal{E}_{c1}$  – деформація при максимальних напруженнях в бетоні;

$\mathcal{E}_{cu1}$  – граничне значення деформації;

$\mathcal{E}_{c2}$  – деформація в момент досягнення напруженнями граничного значення за параболічно-прямокутною діаграмою  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$ ;

$\mathcal{E}_{cu2}$  – граничне значення деформації за параболічно-прямокутною діаграмою  $\sigma_c$ - $\mathcal{E}_c$ ;

$\epsilon_{c3}$  – деформація в момент досягнення напруженнями граничного значення за дволінійною діаграмою  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ ;

$\epsilon_{cu3}$  – граничне значення деформації за дволінійною діаграмою  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ .

В практичних розрахунках епюру нормальних напружень в стиснутій зоні приймають як «параболу-прямокутник» (рис. 1.4,б), як білінійну (рис. 1.4,в) або прямокутну (рис. 1.4,г).

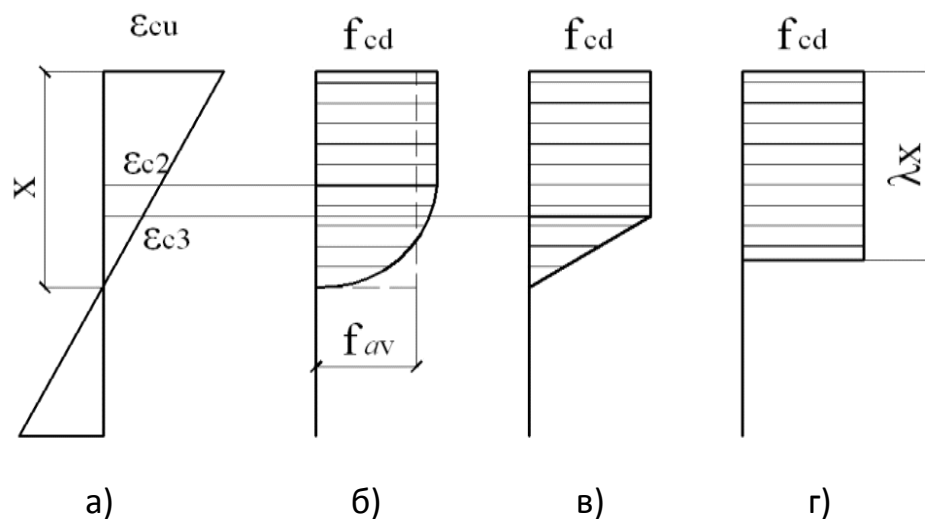


Рисунок 1.4 – Епюри деформацій і напружень у бетоні для парктичних розрахунків:

а) епюра деформацій у перерізі згинального елемента; б,в,г) епюри напружень згідно EN, ДБН;  $f_{av}$  – середні напруження стиснутої зони (згідно з EN 1992-1-1 приймають  $f_{av} = 0,459 f_{ck}$ );  $\lambda$  – коефіцієнт, що визначає розрахункову висоту стиснутої зони (для бетонів з  $f_{ck} \leq 50$  МПа рекомендовано приймати  $\lambda = 0,8$ )

### Арматура

Для залізобетонних елементів без попереднього напруження використовують арматуру класів А240С, А400С, А500С, В500 з характеристиками, наведеними в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Основніхарактеристичні та розрахункові параметри арматури для елементів без попереднього напруження (за ДБН В 2.6 – 98:2009)

Характеристики	Класи арматури				
	А240С	А400С	А500С		В500
			Ø8-22	Ø25-40	
$f_{yk}$ , МПа	240	400	500		500
$f_{yd}$ , МПа	225	365	435	415	415
$f_{ywd}$ , МПа	170	285	300		300
$E_s$ , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,0 \cdot 10^5$		$1,9 \cdot 10^5$

Характеристики	Класи арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8-22	Ø25-40	
$\epsilon_{so}, ‰$	1,07	1,74	2,17		2,29
$\epsilon_{ud}, ‰$	25	25	20		20

В таблиці 1.4:

$\epsilon_{so}$  – пружна деформація арматури в момент досягнення напруженнями розрахункової міцності  $f_{yd}$ ;

$\epsilon_{ud}$  – максимальна розрахункова деформація.

Дійсні діаграми « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для арматурної сталі з площадкою текучості (рис. 1.5) і для арматурної сталі, що не має площадки текучості (рис. 1.6) в практичних розрахунках замінюють спрощеними ідеалізованою (А) або розрахунковою (В) діаграмами (рис. 1.7).

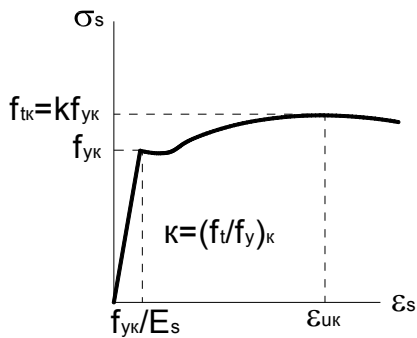


Рисунок 1.5 – Діаграма « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для арматурної сталі з площадкою текучості

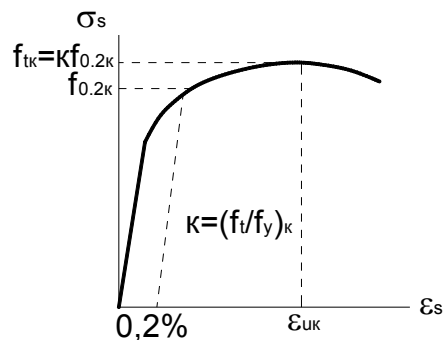


Рисунок 1.6 – Діаграма « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для арматурної сталі без площадки текучості

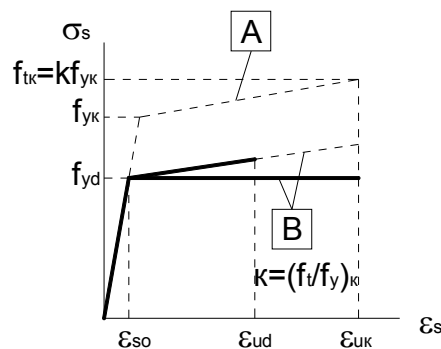


Рисунок 1.7 – Спрощені діаграми « $\sigma_s - \epsilon_s$ »

## 2 ЗГИНАЛЬНІ ЕЛЕМЕНТИ

### 2.1 Загальний випадок визначення напружено-деформованого стану перерізу

При використанні дійсних діаграм деформування бетону « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » і арматури « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » за формулою 3.5[1] визначення напружено-деформованого стану прямокутного перерізу виконують за першою (весь переріз стиснутий) або другою (в перерізі є зона розтягу) формами рівноваги.

Для першої форми рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\frac{bf_{cd}\varepsilon_{c1}}{\chi} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (2.1)$$

$$\frac{bf_{cd}\varepsilon_{c1}^2}{\chi^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x - z_{si}) - M = 0. \quad (2.2)$$

Для другої форми рівняння рівноваги записують у вигляді:

$$\frac{bf_{cd}\varepsilon_{c1}}{\chi} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (2.3)$$

$$\frac{bf_{cd}\varepsilon_{c1}^2}{\chi^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x - z_{si}) - M = 0, \quad (2.4)$$

де  $a_k$  – коефіцієнти поліному, які наведені в додатку Д[1] для двох груп граничних станів;

$\chi = 1/r = (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})/h$  – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\varepsilon_{c(1)}$  – деформація стиснутої фібри бетону;

$\varepsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

$\gamma = \varepsilon_{c(1)}/\varepsilon_{c1}$ ;

$\varepsilon_{c1}$  – деформації при максимальних напруженнях в б'єтоні;

$x = \varepsilon_{c(1)}/\chi$  – висота стиснутої зони;

$z_{si}$  – відстань і-того стрижня арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

$N, M$  – значення зовнішньої нормальної сили і згинального моменту відповідно; при відсутності попереднього напруження  $N = 0$ .

Відповідно до прийнятих передумов при використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рис. 1.2) рівняння рівноваги спрощуються і мають вигляд:

- для першої форми рівноваги

$$\frac{bf_{cd}}{2\chi} \left( 2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (2.5)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3\chi^2} \left( 3\varepsilon_{c(1)}\varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^3 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \chi z_{si}}{\chi} - M = 0; \quad (2.6)$$

- для другої форми рівноваги в межах  $x < hi0 \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c3,cd}$



$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^2}{2\chi} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}A_{si} - N = 0, \quad (2.7)$$

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^3}{3\chi^2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}A_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \chi z_{si}}{\chi} - M = 0; \quad (2.8)$$

- для другої форми рівноваги в межах  $x \leq h$  і  $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$

$$\frac{bf_{cd}}{2\chi} (2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}A_{si} - N = 0, \quad (2.9)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3\chi^2} (3\varepsilon_{c(1)}\varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}A_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \chi z_{si}}{\chi} - M = 0, \quad (2.10)$$

де  $\varepsilon_{c3,cd}$  – деформації бетону при досягненні напруженнями величини  $f_{cd}$  (табл. 1.2);

$\varepsilon_{cu3,cd}$  – граничні деформації стиснутого бетону (табл. 1.2).

За формулами (2.1)...(2.10) напружено-деформований стан перерізу визначають методом ітерації [2, додаток А].

## 2.2 Міцність нормальних прямокутних перерізів з одиночним армуванням. Визначення необхідної площі арматури та несучої здатності

При розрахунку міцності згинальних та стиснутих елементів приймають допущення:

- плоскі перерізи залишаються плоскими на всіх стадіях навантаження;
- деформації арматури завжди однакові з деформаціями бетону, який охоплює цю арматуру.

Базуючись на гіпотезі плоских перерізів, можна визначити величину стиснутої зони:

$$x = \xi d = d \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_s}, \quad (2.11)$$

де  $\xi$  – відносна висота стиснутої зони.

Граничне значення стиснутої зони  $x_R = \xi_R d$ .

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони  $\xi_R$  відповідає пружній деформації арматури  $\varepsilon_{so}$ :

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{so}}. \quad (2.12)$$

Якщо  $x \leq x_R$  ( $\xi \leq \xi_R$ ), то переріз проектують з одиночною арматурою.

Необхідну кількість арматури визначають з рівнянь рівноваги в граничному стані (рис. 2.1):

$$1) M_o = 0: M = 0,8f_{cd}bx(d - 0,4x); \quad (2.13)$$

$$\text{або } \sum M_{o1} = 0: M = \sigma_s A_s (d - 0,4x); \quad (2.14)$$

$$2) \sum X = 0: 0,8f_{cd}bx = \sigma_s A_s. \quad (2.15)$$

При  $x < x_R$  деформації арматури  $\varepsilon_s > \varepsilon_{so}$  і напруження  $\sigma_s = f_{yd}$ .

Якщо позначити:

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = 1 - 0,4\xi, \quad (2.16)$$

то рівняння (2.13)...(2.15) можна записати у вигляді:

$$M = \alpha_m f_{cd} b d^2; \quad (2.17)$$

$$\text{або } M = \zeta f_{yd} A_s d; \quad (2.18)$$

$$0,8 f_{cd} \xi b d = f_{yd} A_s. \quad (2.19)$$

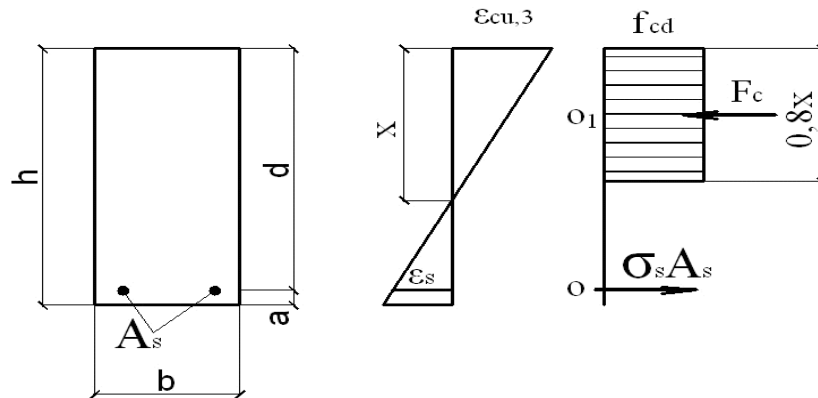


Рисунок 2.1 – До визначення несучої здатності перерізу з одиночною арматурою

Граничному значенню відносної висоти стиснутої зони  $\xi_R$  відповідає граничне значення коефіцієнту  $\alpha_R$ .

Граничні значення  $\xi_R$  та  $\alpha_R$  залежно від класів бетону і арматури наведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Граничні значення  $\xi_R/\alpha_R$  за ДБН В.2.6-98:2009

Клас бетону	$\xi_R/\alpha_R$ для арматури класу			
	A240C	A400C	A500C	B500
C12/15	0,757/0,422	0,657/0,387	0,613/0,37	0,591/0,361
C16/20	0,751/0,42	0,65/0,385	0,606/0,367	0,584/0,358
C20/25	0,743/0,418	0,64/0,381	0,596/0,363	0,574/0,354
C25/30	0,737/0,416	0,633/0,378	0,588/0,36	0,566/0,35
C30/35	0,724/0,412	0,618/0,372	0,571/0,352	0,54/0,339
C35/45	0,696/0,402	0,585/0,358	0,53/0,334	0,517/0,328

Практичний розрахунок виконують за формулами (2.17), (2.18), (2.19) з використанням таблиці  $\xi - \alpha_m - \zeta$  (див. Додаток 1).

Для згинальних елементів кількість арматури в перерізі рекомендують приймати в межах  $A_{smin} < A_s < A_{smax}$ .

Мінімальну кількість арматури визначають за формулою:

$$A_{s \min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d, \quad (2.20)$$

де  $b_t$  – середня ширина розтягнутої зони; для таврових перерізів із стиснутою полицею – ширина ребра;

$f_{cm}$  – середнє значення міцності бетонної призми на стиск.

В будь-якому випадку площа армування  $A_s \geq 0,013 b_t d$ .

Максимальне армування згинального елемента  $A_{s,max} = 0,04 b_t d$ .

*Приклад 1.* Визначити необхідну площу арматури в балці перерізом  $20 \times 50$  см, виготовлену з бетону класу C20/25. Арматура класу A400C. Згинальний момент в перерізі  $M = 160$  кНм.

Розрахунок виконують в такій послідовності:

1) робоча висота перерізу  $d = h - a = 50 - 4 = 46$  см;

2)  $\alpha_m = M / f_{cd} b d^2 = 16000 / 1,45 \cdot 20 \cdot 46^2 = 0,26$ ;

3) за таблицею Додатку А:  $\zeta = 0,846$ ;

4) необхідна кількість арматури

$$A_s = M / \zeta f_{yd} d = 16000 / 0,846 \cdot 36,5 \cdot 46 = 11,26 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}28\text{A}400\text{C}$  ( $12,32 \text{ см}^2$ );

5) коефіцієнт армування

$$\rho = A_s / b d \times 100\% = 12,32 / 20 \cdot 46 = 1,34 \text{ \%}.$$

З конструктивних вимог площа поздовжньої розтягнутої арматури для балок повинна прийматись не менше, ніж  $A_{s,min} = 0,0013 b d$  ( $\rho_{min} = 0,13\%$ ).

Площа поперечного перерізу арматури не повинна перевищувати  $A_{s,max} = 0,04 b d$  ( $\rho_{max} = 4\%$ ).

В розглядуваному прикладі маємо  $0,13\% < 1,34\% < 4\%$ .

*Приклад 2.* Визначити несучу здатність балки перерізом  $20 \times 50$  см, виготовлену з бетону класу C20/25. Арматура -  $3\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 9,42 \text{ см}^2$ ).

$$\xi = f_{yd} A_s / 0,8 f_{cd} b d = 36,5 \cdot 9,42 / 1,45 \cdot 20 \cdot 46 = 0,322,$$

з таблиці  $\alpha_m - \xi - \zeta$ ,  $\zeta = 0,871$ ;

несуча здатність  $M_u = \zeta f_{yd} A_s d = 0,871 \cdot 36,5 \cdot 9,42 \cdot 46 = 13776$  кНсм.

### **2.3 Міцність нормальних прямокутних перерізів з подвійним армуванням. Визначення армування та несучої здатності**

Якщо  $\xi > \xi_R$  ( $\alpha_m > \alpha_R$ ), то переріз проектується з подвійною арматурою (рис. 2.2).

Максимальне використання міцності бетону буде при  $x = x_R$ . Рівняння рівноваги з урахуванням (2.17), (2.18):

$$1) \sum M = 0: M = \alpha_R f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_s^I (d - d^I); \quad (2.21)$$

$$2) \sum X = 0: 0,8 \xi_R b d f_{cd} + f_{yd} A_s^I = f_{yd} A_s. \quad (2.22)$$

Необхідна кількість стиснутої арматури з (2.21)

$$A_s^I = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - d^I)}; \quad (2.23)$$

Кількість розтягнутої арматури визначають з (2.22)

$$A_s = A_s^I + \frac{0,8 \xi_R b d f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (2.24)$$

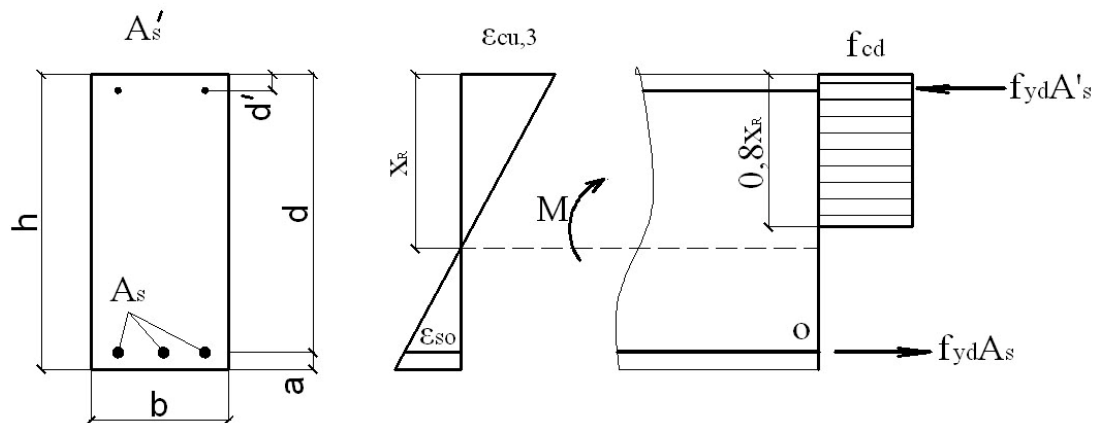


Рисунок 2.2 – До визначення несучої здатності перерізу з подвійним армуванням

Якщо армування відоме, то перш за все треба визначити, чи дійсно стиснута арматура потрібна за розрахунком і є робочою. Для цього визначають відносну висоту стиснутої зони за умови відсутності стиснутої арматури:

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d}.$$

Якщо  $\xi > \xi_R$ , то переріз дійсно працює як балка з подвійною арматурою.

З умови рівноваги  $\sum X = 0$  напруження в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = \frac{A_s^I f_{yd} + 0,8 \xi_R f_{cd} b d}{A_s}.$$

Якщо  $\sigma_s \leq f_{yd}$ , то кількість розтягнутої арматури достатня і з умови рівноваги  $\sum M_0 = 0$  несуча здатність перерізу

$$M_u = \alpha_R f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_s^I (d - d^I). \quad (2.25)$$

Якщо  $\sigma_s > f_{yd}$ , то це свідчить, що арматури в розтягнутій зоні недостатньо.

В цьому разі визначають кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону

$$A_{s1} = 0,8\xi_R f_{cd} b d / f_{yd}. \quad (2.26)$$

При цьому  $(A_s - A_{s1}) < A_s^I$ , тобто при цьому стиснута арматура недовантажена.

Несуча здатність перерізу

$$M_u = \alpha_R f_{cd} b d^2 + f_{yd} (A_s - A_{s1}) (d - d^I). \quad (2.27)$$

*Приклад 3.* Визначити необхідне армування балки прямокутного перерізу 20×50 см з бетону класу С20/25. Арматура А400С. Згинальний момент  $M = 280$  кНм.

Розрахунок виконуємо за алгоритмом:

$$1) \quad d = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см}; \quad d^I = 4 \text{ см}.$$

$$2) \quad \xi_R = 0,64, \quad \alpha_R = 0,381.$$

$$3) \quad \alpha_m = M / f_{cd} b d^2 = 28000 / 1,45 \cdot 20 \cdot 46^2 = 0,456 > \alpha_R = 0,381;$$

тобто потрібне подвійне армування:

$$4) \quad A_s^I = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - d^I)} = \frac{28000 - 0,381 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 46^2}{36,5 (46 - 4)} = 3,01 \text{ см}^2.$$

$$5) \quad A_s = A_s^I + 0,8 f_{cd} \xi_R b d / f_{yd} = 3,01 + 0,8 \cdot 1,45 \cdot 0,64 \cdot 20 \cdot 46 / 36,5 = 21,72 \text{ см}^2.$$

*Приклад 4.* Визначити несучу здатність балки прямокутного перерізу 20×40 см з бетону класу С20/25. Стиснута арматура - 2Ø16 А400С (4,02 см<sup>2</sup>), розтягнута арматура - 4Ø28 А400С (24,63 см<sup>2</sup>).

$$1) \quad d^I = 3 \text{ см}, \quad a = 5 \text{ см}, \quad d = 40 - 5 = 35 \text{ см}.$$

$$\xi_R = 0,64, \quad \alpha_R = 0,381.$$

$$2) \quad \xi = f_{yd} A_s / 0,8 f_{cd} b d = 36,5 \cdot 24,63 / 0,8 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 35 = 1,1 > \xi_R = 0,64,$$

тобто переріз працює як балка з подвійною арматурою.

3) Напруження в розтягнутій арматурі з умови рівноваги  $\sum X = 0$ :

$$\sigma_s = \frac{A_s^I f_{yd} + 0,8 \xi_R f_{cd} b d}{A_s} = \frac{4,02 \cdot 36,5 + 0,8 \cdot 0,64 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 35}{24,63} = 27,05 \text{ кН/см}^2 < f_{yd},$$

тобто, розтягнутої арматури достатньо, вона не довантажена.

4) З рівняння рівноваги  $\sum M_o = 0$  несуча здатність перерізу

$$M_u = \alpha_R f_{cd} b d^2 + A_s^I f_{yd} (d - d^I) = 0,381 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 35^2 + 4,02 \cdot 36,5 (35 - 3) = 18230 \text{ кНсм}.$$

## 2.4 Міцність нормальних перерізів таврового профілю з полицею в стиснутій зоні. Визначення положення нейтральної осі. Визначення необхідного армування та несучої здатності

При розрахунку таврових перерізів (рис. 2.3) можливі два випадки:

- а) нейтральна вісь знаходиться в межах стиснутої полиці;
- б) нейтральна вісь перетинає ребро перерізу.

Положення нейтральної осі визначають залежно від вихідних даних для розрахунку. Так, при відомому армуванні роблять порівняння міцності бетону повністю стиснутої полиці і розтягнутої арматури.

Якщо  $f_{cd}b_{eff}h_f \geq f_{yd}A_s$ , то  $x \leq h_f$ , і нейтральна вісь знаходиться в межах полиці. В цьому випадку елемент розглядають як прямокутний з розмірами перерізу  $b_{eff}h$ .

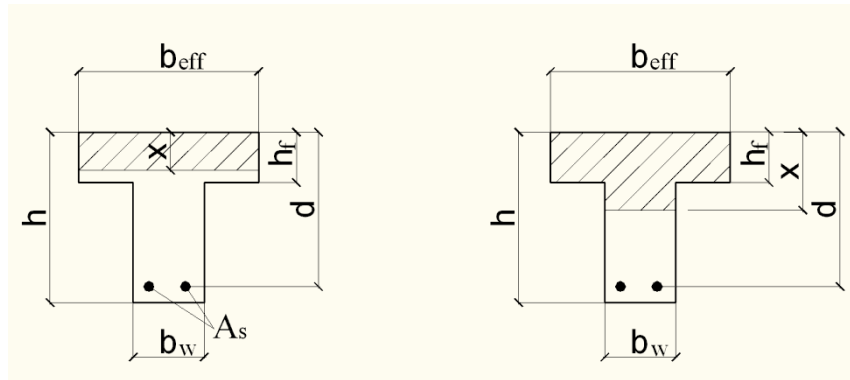


Рисунок 2.3 – Випадки розташування нейтральної осі в таврових перерізах

При  $f_{cd}b_{eff}h_f < f_{yd}A_s$  нейтральна вісь перетинає ребро.

При проектуванні перерізу на дію згинального моменту  $M$  визначають величину можливого згинального моменту для випадку повністю стиснутої полиці ( $x = h_f$ ):

$$M_f = f_{cd}b_{eff}h_f(d - 0,5h_f) \quad (2.28)$$

і порівнюють його з діючим згинальним моментом.

Якщо  $M_f \geq M$ , то нейтральна вісь знаходиться в межах полиці ( $x \leq h_f$ ).

При  $M_f < M$  стиснута зона  $x > h_f$ , і нейтральна вісь перетинає ребро.

Необхідне армування при  $x > h_f$  (рис. 2.4) визначають з умови, що стиснуту частину перерізу розглядають як дві площі – середню прямокутну розмірами  $b_w x$  і звисаючу частину полиці розмірами  $(b_{eff} - b_w)h_f$ .

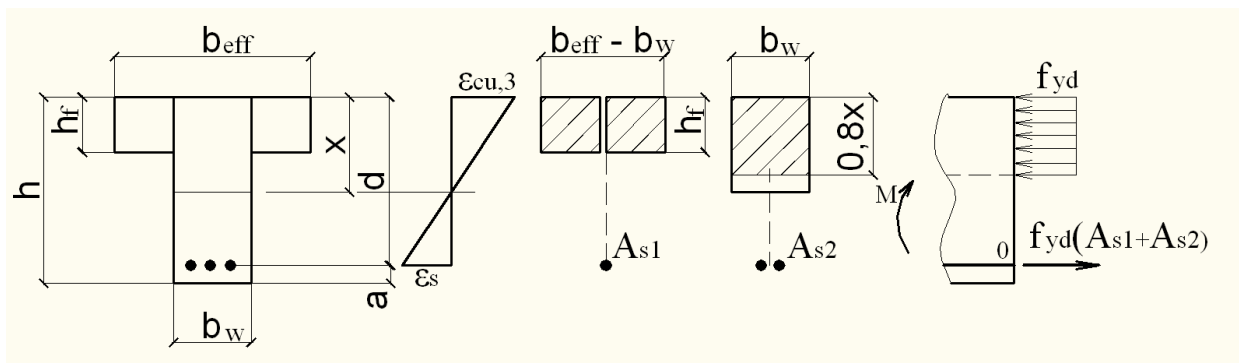


Рисунок 2.4 – До визначення несучої здатності таврового перерізу з нейтральною віссю в межах ребра

В звисаючій частині перерізу  $(b_{eff} - b_w)h_f$  граничному стані напруження в бетоні дорівнюють  $f_{cd}$  і згинальний момент, що може бути сприйнятим цією частиною перерізу

$$M_1 = f_{cd}h_f(b_{eff} - b_w)(d - 0,5h_f) . \quad (2.29)$$

Кількість арматури, що відповідає цьому моменту

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd}(d - 0,5h_f)} . \quad (2.30)$$

Прямокутна середня частина перерізу сприймає решту моменту  $M - M_1$ .

Кількість арматури, що відповідає цьому моменту, визначають за формулами для прямокутного перерізу з одиночною арматурою

$$A_{s2} = \frac{M - M_1}{f_{yd}d\zeta} , \quad (2.31)$$

де  $\zeta$  визначають з таблиці Додатку 1 залежно від  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M - M_1}{f_{cd}b_w d^2} = \frac{M - f_{cd}h_f(b_{eff} - b)(d - 0,5h_f)}{f_{cd}b_w d^2} . \quad (2.32)$$

Необхідна кількість арматури для всього перерізу  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ .

Для випадку, коли  $0,8x \leq h_f$ , площу арматури визначають за алгоритмом розрахунку прямокутного перерізу розмірами  $b_{eff}h$ .

За наведеними алгоритмами (формули (2.28)...(2.32)) можливо розраховувати окремі елементи таврового, двотаврового, коробчастого та інших форм поперечних перерізів, що приводять до таврових, а також суцільні конструкції такі як монолітні ребристі перекриття з головними і другорядними балками.

Відстань між балками-ребрами може бути досить великою, і не вся стиснута полиця може включатись до роботи на стиск. Ширину полиці, що включається до роботи на стиск, називають ефективною ( $b_{eff}$ ). Ефективну ширину полиці рекомендовано приймати залежно від відстані між ребрами  $2b_i$  (рис. 2.5) і розрахункового прольоту балки  $l_0$  (рис. 2.6).

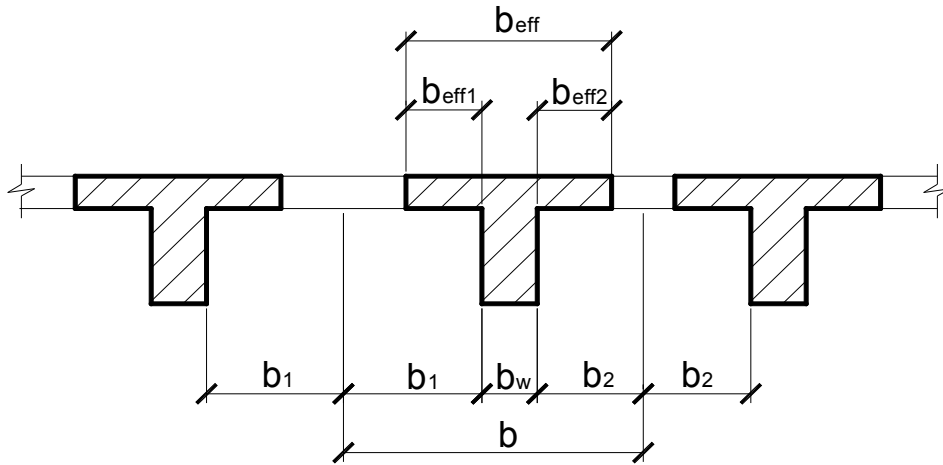


Рисунок 2.5 – До визначення ефективної ширини полиці

На рисунку 2.5:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0;$$

$$b_{eff,I} \leq b_i.$$

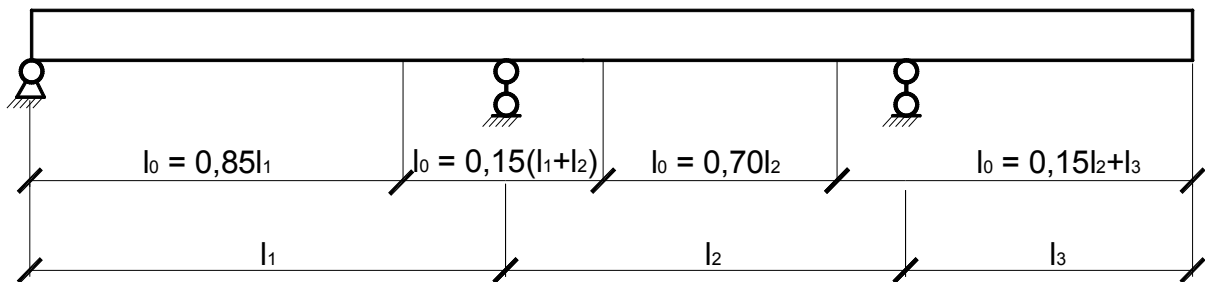


Рисунок 2.6 – Розрахункові прольоти балки таврового перерізу

*Приклад 5.* Визначити армування в перерізі балки таврового профілю з розмірами:  $h = 50$  см,  $b_w = 30$  см,  $b_{eff} = 50$  см,  $h_f = 15$  см. Бетон класу С20/25, арматура – класу А400С. Розрахунковий згинальний момент  $M = 500$  кНм.

$$1) \quad d = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см.}$$

$$2) \quad M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5h_f) = 1,45 \cdot 50 \cdot 15 (46 - 0,5 \cdot 15) = 41869 \text{ кНсм} = 418,69 \text{ кНм} < M = 500 \text{ кНм.}$$

Нейтральна вісь перетинає ребро.

$$3) \quad M_1 = f_{cd} h_f (b_{eff} - b_w) (d - 0,5h_f) = 1,45 \cdot 15 (50 - 30) (46 - 0,5 \cdot 15) = 16747 \text{ кНсм} = 167,47 \text{ кНм};$$

$$4) \quad \alpha_m = \frac{M - M_1}{f_{cd} b_w d^2} = \frac{50000 - 16747}{1,45 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,361;$$

$$5) \quad \text{з таблиці Додатку 1 } \xi = 0,59 < \xi_R = 0,64, \quad \zeta = 0,764,$$

$$x = \xi d = 0,59 \cdot 46 = 27,14 \text{ см}, \quad 0,8x = 0,8 \cdot 27,14 = 21,7 \text{ см} > h_f = 15 \text{ см.}$$



$$6) \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{f_{yd}(d - 0,5h_f)} + \frac{M - M_1}{f_{yd}d\xi} = \frac{16747}{36,5(46 - 7,5)} + \frac{50000 - 16747}{36,5 \cdot 46 \cdot 0,764} = 37,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3Ø32 А400С + 3Ø25 А400С (38,86 см<sup>2</sup>).

$$7) \quad \rho = 38,86 / 30 \cdot 46 = 0,0282 = 2,82\% < \rho_{\max} = 4\%.$$

*Приклад 6.* Визначити несучу здатність балки таврового перерізу з розмірами:  $h = 50$  см,  $b_{\text{eff}} = 40$  см,  $h_f = 10$  см,  $b_w = 20$  см. Бетон класу С20/25, арматура – 3Ø32 А400С (24,13 см<sup>2</sup>).

$$1) \quad d = h - a = 50 - 5 = 45 \text{ см};$$

$$2) \quad f_{yd}A_s = 36,5 \times 24,13 = 880 \text{ кН};$$

$$3) \quad f_{cd}b_{\text{eff}}h_f = 1,45 \times 40 \times 10 = 580 \text{ кН} < f_{yd}A_s = 880 \text{ кН},$$

нейтральна вісь перетинає ребро,  $x > h_f$ .

$$4) \quad M_1 = f_{cd}h_f(b_{\text{eff}} - b_w)(d - 0,5h_f) = 1,45 \cdot 10 \cdot (40 - 20)(45 - 5) = 11600 \text{ кНсм};$$

$$5) \quad A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd}(d - 0,5h_f)} = \frac{11600}{36,5(45 - 5)} = 7,95 \text{ см}^2;$$

$$6) \quad A_{s2} = A_s - A_{s1} = 24,13 - 7,95 = 16,18 \text{ см}^2;$$

$$7) \quad \xi = \frac{f_{yd}A_{s2}}{0,8f_{cd}b_w d} = 0,566 < \xi_R = 0,64;$$

$$x = \xi d = 0,566 \cdot 45 = 25,47 \text{ см} > h_f;$$

$$8) \quad \text{за таблицею Додатку 1: } \zeta = 0,774;$$

9) несуча здатність

$$M_u = M_1 + \zeta f_{yd}A_{s2}d = 11600 + 0,774 \cdot 36,5 \cdot 16,18 \cdot 45 = 32169 \text{ кНсм} = 321,69 \text{ кНм}.$$

## 2.5 Міцність похилих перерізів за поперечною силою. Конструктивні вимоги

Розглядаються згинальні елементи прямокутного або таврового перерізів з традиційним армуванням вертикальною поперечною арматурою при відсутності поздовжньої сили (рис. 2.7).

Розрахункова поперечна сила  $V_{Ed}$  сприймається бетоном ( $V_{Rd,c}$ ) і поперечною арматурою ( $V_{Rd,s}$ ):

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}.$$

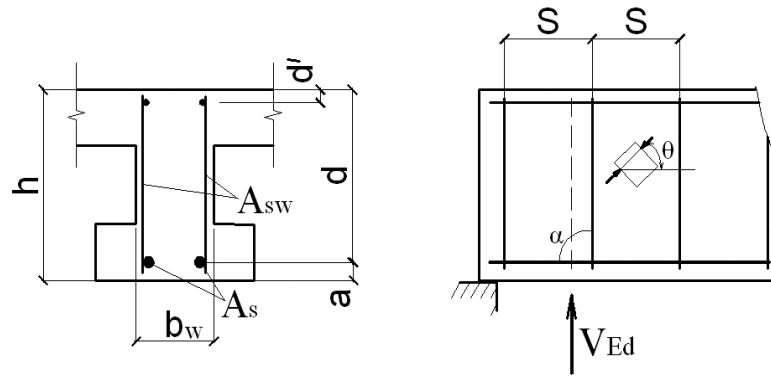


Рисунок 2.7 – До розрахунку перерізів на дію поперечної сили

Несучу здатність бетону приймають як більше з двох величин

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{cd}}] b_w d, \quad (2.33)$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} b_w d, \quad (2.34)$$

де  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ ;

$\rho_1 = A_s/b_w d$  – коефіцієнт поздовжнього армування;

$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ , де  $d$  – в мм;

$$V_{min} = 0.035 \sqrt{f_{ck} K^3}.$$

Несучу здатність поперечної арматури приймають як меншу з величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta, \quad (2.35)$$

$$V_{Rd \max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta}, \quad (2.36)$$

де  $A_{sw}$  – площа перерізу поперечної арматури;

$s$  – відстань між хомутами;

$f_{ywd}$  – розрахунковий опір поперечної арматури (хомутів);

$z$  – плече внутрішньої пари сил; рекомендовано приймати  $z=0,9d$ ;

$v_1$  – коефіцієнт зниження міцності бетону, що враховує вплив похилих тріщин; для бетонів з  $f_{ck} \leq 60$  МПа;  $v_1 = 0,6$ ;

$\alpha_{cw}$  – коефіцієнт, що враховує рівень напружень в стиснутій зоні; для елементів без попереднього напруження  $\alpha_{cw} = 1$ ;

$\theta$  – кут між стиснутим бетонним елементом і віссю балки, що обмежується  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$  ( $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ ;  $0,4 \leq \text{tg} \theta \leq 1$ ).

Для елементів з поперечною арматурою, похилою до горизонтальної осі на кут  $\alpha$  (рис. 2.8)

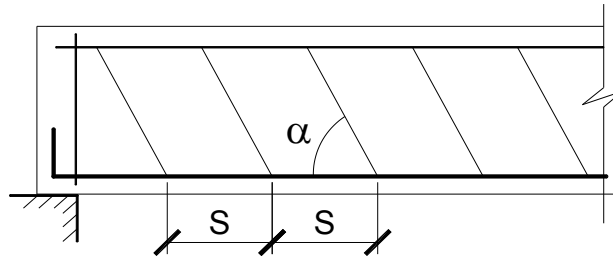


Рисунок 2.8 – Елемент з похилою поперечною арматурою

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin\alpha, \quad (2.37)$$

$$V_{Rd \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha}{1 + \text{ctg}^2\theta}. \quad (2.38)$$

Величину  $\text{ctg}\theta$  рекомендовано приймати за графіком рисунка 2.9 залежно від діючої поперечної сили, розмірів перерізу і класу бетону.

Мінімальне поперечне армування

$$\rho_{wmin} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (2.39)$$

Максимальне поперечне армування при  $\text{ctg}\theta = 1$  визначають з виразу:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{2 \sin\alpha}. \quad (2.40)$$

Розрахункову поперечну силу приймають не на опорі, а на відстані від грані опори, що дорівнює відстані від нижньої грані перерізу до центру ваги перерізу.

Конструктивно вимагається, щоб крок хомутів не перевищував  $0,75d$ , а діаметр хомутів був не менше 6 мм для каркасів і не менше 5 мм для сіток.

Взагалі значення  $A_{sw} f_{ywd} / b_w s$  можуть корегуватись рекомендаціями за графіком рисунка 2.9.

Якщо епюра поперечних сил має ступінчастий характер (при дії зосереджених сил), то несучу здатність перевіряють для кожного значення поперечної сили. Крок хомутів може змінюватися на довжині балки, але в межах до  $0,75d$ .

*Приклад 7.* Балка довжиною 6,2 м спирається на дві стіни. Довжина спирання 200 мм. Розрахункова довжина балки  $l_0 = 6.0$  м. Навантаження балки – рівномірно розподілене  $q = 30$  кН/м. Переріз балки  $20 \times 40$  см. Поздовжня робоча арматура в розтягнутій зоні –  $2\text{Ø}32$  А400С ( $16,09$  см<sup>2</sup>), конструктивна арматура в стиснутій зоні –  $2\text{Ø}14$  А400С ( $3,08$  см<sup>2</sup>); бетон класу С20/25. Запроектувати поперечне армування.

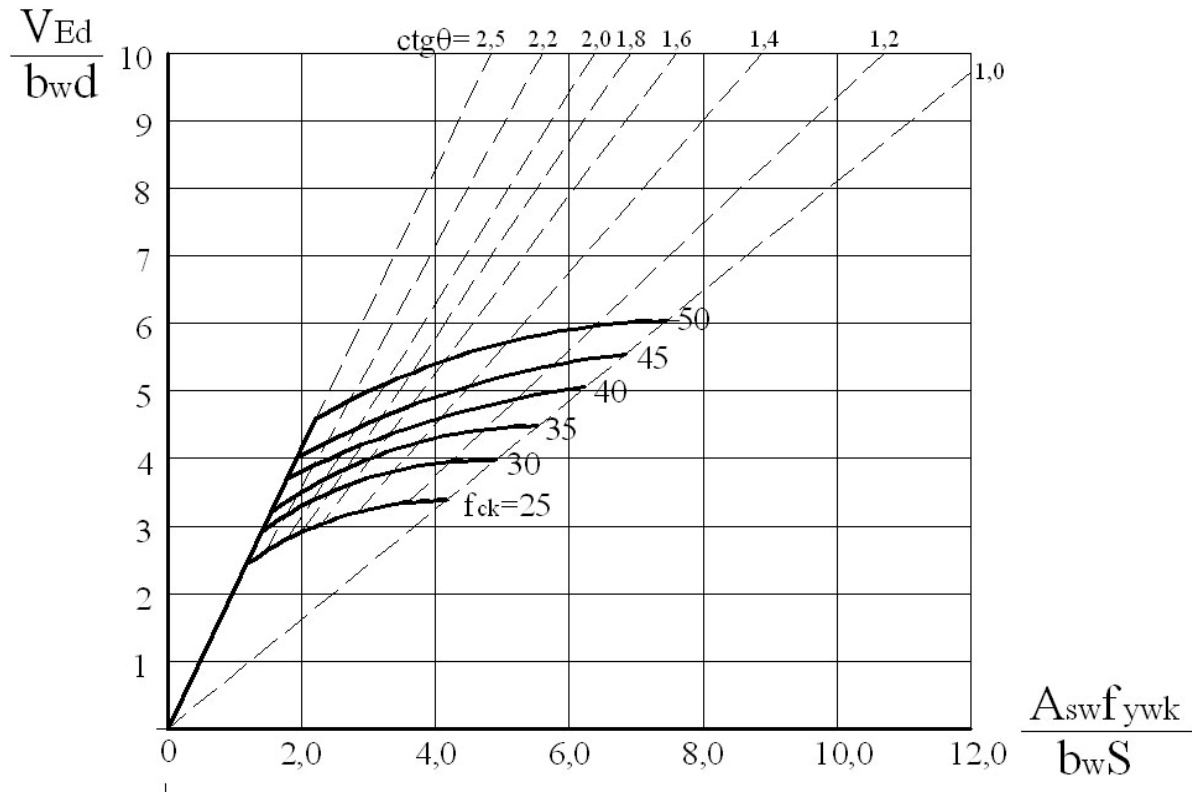


Рисунок 2.9 – Графік для визначення  $\text{ctg}\theta$

1) Максимальна поперечна сила на опорі  $V_{\max} = 90$  кН. Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори  $0,5h = 20\text{см}$ ,  $V_{\text{Ed}} = 81$  кН.

2) 3 конструктивних вимог приймаємо хомути  $2\text{Ø}8$  A240C ( $A_{\text{sw}} = 1,01\text{см}^2$ ), крок хомутів  $s \leq 0,75d = 27$  см. Приймаємо  $s = 20$  см.

3) Несуча здатність бетону

$$V_{\text{Rd,c}} = [C_{\text{Rd,c}} K^3 \sqrt{100 \rho_l f_{\text{cd}}}] b_w d ,$$

де  $C_{\text{Rd,c}} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,1385$ ;

$$\rho_l = A_s/b_w d = 16,09/20 \cdot 36 = 0,0223,$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745 < 2.$$

$$V_{\text{Rd,c}} = (0,1385 \cdot 1,745^3 \sqrt{100 \cdot 0,0223 \cdot 1,45}) 200 \cdot 360 = 25732 \text{ Н} = 25,73 \text{ кН}.$$

$$V_{\text{Rd,c}} = V_{\min} b_w d = (0,035 \sqrt{f_{\text{ck}} K^3}) b_w d =$$

$$= (0,035 \sqrt{18,5 \cdot 1,745^3}) 200 \cdot 360 = 24980 \text{ Н} = 24,98 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення  $V_{\text{Rd,c}} = 25,73$  кН.

4) Несуча здатність хомутів

$$V_{\text{Rd,s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} z f_{\text{ywd}} \text{ctg}\theta,$$

де  $z = 0,9d = 0,9 \times 36 = 32,4$  см;  $f_{\text{ywd}} = 175$  МПа;

$$\frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{81000}{200 \cdot 360} = 1,125.$$

За графіком рисунка 2.9  $\text{ctg}\theta = 2,5; \text{tg}\theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{20} 32,4 \cdot 17,5 \cdot 2,5 = 71,58 \text{ кН};$$

$$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 32,4 \cdot 0,6 \cdot 1,45}{2,5 + 0,4} = 194,4 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $V_{Rd,s} = 71,58 \text{ кН}$ .

5) Сумарна несуча здатність

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 25,73 + 71,58 = 97,31 \text{ кН} > V_{Ed} = 81 \text{ кН}.$$

6) Коефіцієнт поперечного армування  $\rho = A_{sw}/b_w d = 1,01/20 \cdot 20 =$

$$= 0,00252 > \rho_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{18}}{400} = 0,00085.$$

## 2.6 Несуча здатність елементів при двовісному згині

Розглядаються елементи прямокутного поперечного перерізу, які найчастіше зустрічаються в практиці.

Приймаємо припущення, що площина дії зовнішнього згинального моменту збігається з площиною положення внутрішньої пари сил і нейтральний шар перпендикулярний до площини дії моменту.

Діючий згинальний момент може бути розкладений на  $M_1 = M \cos \alpha$  і  $M_2 = M \sin \alpha$ .

Стиснута зона бетону може бути трикутною (рис. 2.10) або у вигляді трапеції (рис. 2.11).

*А. Стиснута зона має форму трикутника*

Для визначення розмірів стиснутої зони в першому наближенні приймають, що вся стиснута площа стискається з максимальними напруженнями  $f_{cd}$ .

При цьому розміри  $x_1$  і  $y_1$  визначають з формул:

$$x_1^2 + 3(d_2/c_0 - d_1)x_1 - 2f_{yd}A_s/c_0f_{cd} = 0; \quad (2.41)$$

$$y_1 = f_{yd}A_s/0,32f_{cd}x, \quad (2.42)$$

де  $c_0 = M_2/M_1 = \text{tg}\alpha$ .

Площа стиснутої зони  $A_c = 0,5x_1y_1$ ; координати центру ваги трикутника  $x_0 = x_1/3$ ;  $y_0 = y_1/3$ ; висота стиснутої зони  $x = x_1 \cos \alpha$ .

Несучу здатність перерізу визначають для граничного стану, коли деформації крайній фібри стиснутого бетону  $\epsilon_{c(1)}$  досягають  $\epsilon_{cu,3}$ .

Прийнявши прямокутну епюру напружень в стиснутому бетоні на висоті  $0,8x$ , маємо площу бетону з напруженнями  $f_{cd}$  величиною  $A_c^I = 0,32x_1y_1$ .

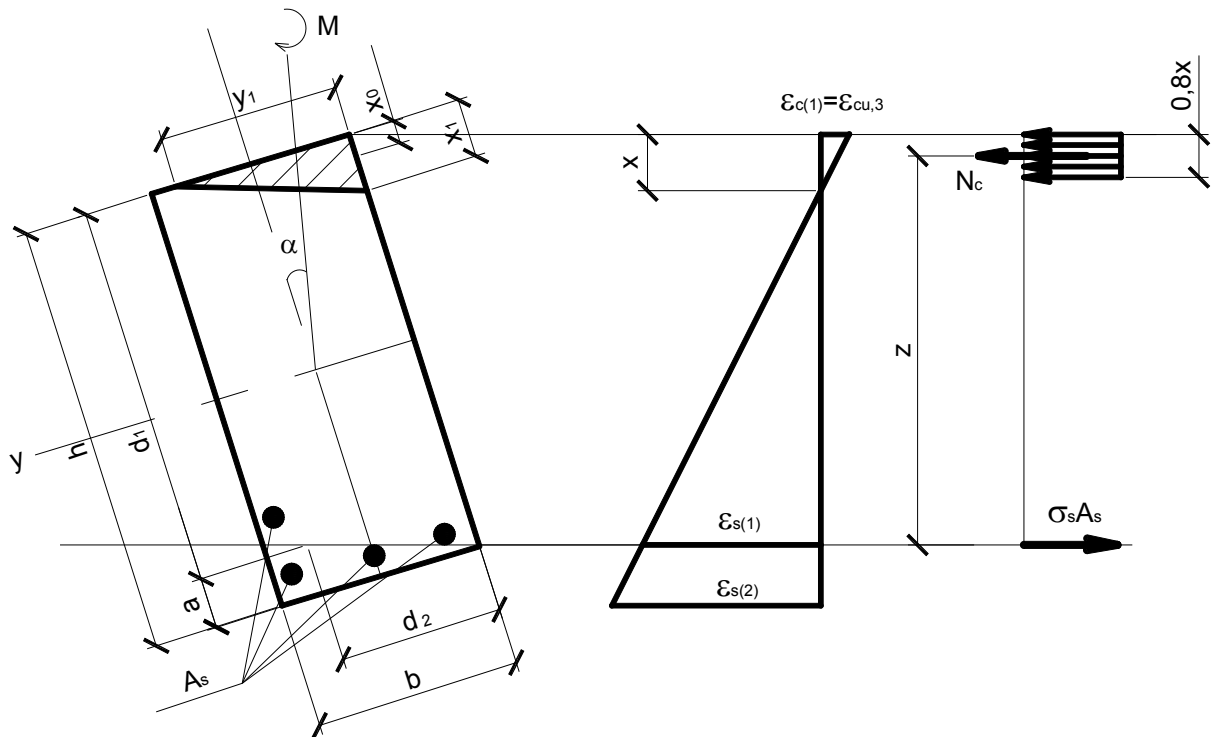


Рисунок 2.10 – До визначення розмірів трикутної стиснутої зони

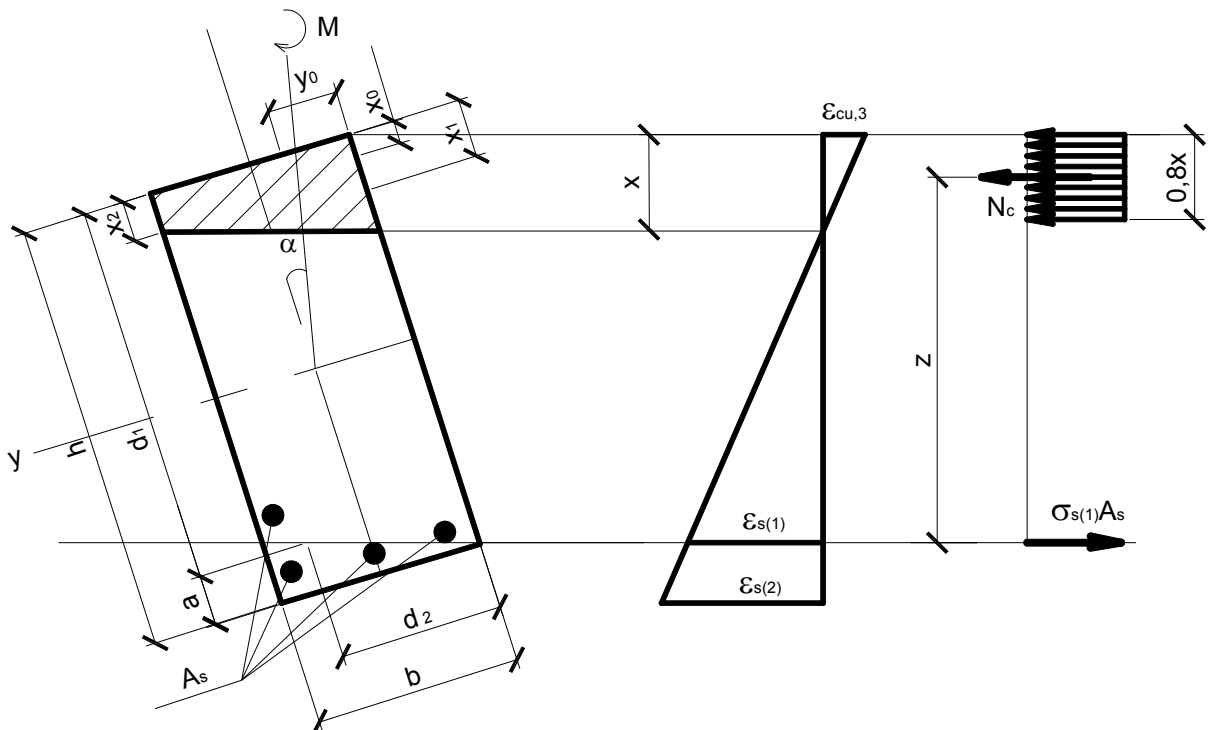


Рисунок 2.11 – До визначення розмірів трапецієподібної стиснутої зони

Рівнодіюча сил стиску в бетоні  $N_c = f_{cd} \cdot 0,8x_1 \cdot 0,8y_1/2 = 0,32f_{cd}x_1y_1$ .  
 Плече внутрішньої пари сил  $z = d_1 - 0,8x_0$ .

Несучу здатність перерізу визначають за формулою

$$M \cos \alpha = 0,32 f_{cd} x_1 y_1 (d_1 - 0,8 x_0). \quad (2.43)$$

Деформації в розтягнутій арматурі

$$\varepsilon_{s(1)} = \varepsilon_{cu,3} (d - x) / x \leq \varepsilon_{ud}. \quad (2.44)$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{i(1)} E_s \leq f_{yd}. \quad (2.45)$$

Несучу здатність можна також отримати як

$$M \cos \alpha = \sigma_{s(1)} A_s (d_1 - 0,8 x_0). \quad (2.46)$$

*Б. Стиснута зона має форму трапеції*

Трапецієвидна форма стиснутої зони має місце, якщо в результаті розрахунку за формулами (2.41) і (2.42) отримуємо  $x_1 < 0$ , або  $y_1 > b$ .

Для цієї форми стиснутої зони її розміри визначають з формул:

$$x_1^2 + (b/c_0 - c_1)x_1 + c_1(3d_2/c_0 - 2b/c_0 - 3d_1 + c_1) = 0; \quad (2.47)$$

$$x_2 = (f_{yd} A_s - 0,5 f_{cd} b x_1) / 0,5 f_{cd} b, \quad (2.48)$$

де  $c_1 = 2 f_{yd} A_s / f_{cd} b$ .

Площа стиснутої зони  $A_c = b(x_1 + x_2)/2$ .

Координати центру ваги стиснутої зони

$$x_0 = (x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2) / 3(x_1 + x_2); \quad y_0 = b(x_1 + 2x_2) / 3(x_1 + x_2);$$

висота стиснутої зони  $x = x_1 \cos \alpha$ .

Прийнявши прямокутну епюру напружень в стиснутому бетоні на висоті  $0,8x$ , отримують координату центру ваги трапеції з напруженнями  $f_{cd}$ :

$$x_0^I = \frac{0,64 x_1^2 + 0,8 x_1 (x_2 - 0,2 x_1) + (x_2 - 0,2 x_1)^2}{3(0,6 x_1 + x_2)}. \quad (2.49)$$

Площа стиснутого бетону з напруженнями  $f_{cd}$ :

$$A_c^I = b(0,6 x_1 + x_2) / 2.$$

Рівнодіюча стиску бетону  $N_c = f_{cd} A_c^I$ ,

плече внутрішньої пари сил  $z = d_1 - x_0^I$ .

Несуча здатність перерізу

$$M \cos \alpha = f_{cd} b (0,6 x_1 + x_2) (d_1 - x_0^I) / 2. \quad (2.50)$$

Деформації і напруження в розтягнутій арматурі визначають за формулами (2.44), (2.45).

Несучу здатність можна отримати як

$$M \cos \alpha = \sigma_{s(1)} A_s (d_1 - x_0^I). \quad (2.51)$$

### 3 СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

#### 3.1 Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливу другого порядку

При розрахунку стиснутих елементів слід враховувати впливи першого і другого порядку.

Впливом першого порядку є випадковий ексцентриситет  $e_i$ . Його величину рекомендовано приймати як більше із значень:

- $l_0 / 600$ ;
- $l / 30$  висоти перерізу або діаметру;
- 10 мм.

За нормами EN-1992-1-1 рекомендовано приймати

$$e_i = l_0 / 400, \quad (3.1)$$

де  $l_0$  – розрахункова довжина елемента, що залежить від способу його закріплення на опорах (рис. 3.1).

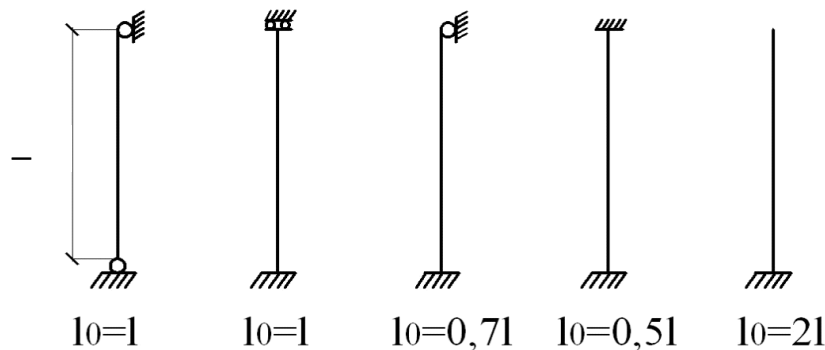


Рисунок 3.1 – До визначення розрахункової довжини елемента

Деформовану схему (вплив другого порядку) можна не враховувати, якщо гнучкість елемента  $\lambda = l_0/i$  є меншою граничної величини  $\lambda_{lim}$ .

Величину  $\lambda_{lim}$  рекомендують визначати за формулою:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}, \quad (3.2)$$

де  $A = 1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$ ; якщо  $\varphi_{ef}$  невідоме, то приймають  $A = 0.7$ ;

$B = 1,1$ ;

$C = 0,7$ ;

$n = \frac{N}{A_c f_{cd}}$  – відносна осьова сила;

$N$  – поздовжня сила;

$A_c$  – стиснута площа бетону;

$i$  – радіус інерції бетонного перерізу (для прямокутника  $i = 0,289h$ );

$\varphi_{ef}$  – приведений коефіцієнт повзучості.



При урахуванні деформацій другого порядку сумарний ексцентриситет поздовжньої сили збільшується в  $\eta$  разів, де

$$\eta = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \quad (3.3)$$

де  $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$  критична сила;

$$\beta = \pi^2 / c_0;$$

$c_0$  – коефіцієнт, що залежить від розподілення моменту з урахуванням ефектів першого порядку:  $c_0 = 8$  при постійному моменті або при відсутності поперечного навантаження;  $c_0 = 9,6$  при параболічній епюрі моментів;  $c_0 = 12$  при симетричній трикутній епюрі моментів;

$EI$  – номінальна жорсткість перерізу:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s; \quad (3.4)$$

де  $I_c$  – момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центральної осі;

$E_{cd}$  – розрахунковий модуль пружності бетону;

$E_s$  – модуль пружності арматури;

$I_s$  – момент інерції арматури; в першому наближенні можна приймати коефіцієнт армування  $\rho = 0,01$ ,  $I_s = 0,01 A_c (0,5h - a)^2$ ;

$$K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5 \varphi_{ef}} \text{ – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин, повзучості}$$

та ін.;

$K_s$  – коефіцієнт впливу арматури; при  $\rho = 0,01$  можна приймати

$$K_s = 1.$$

Приведений коефіцієнт повзучості  $\varphi_{ef} = 0$ , якщо виконуються три умови:

$$- \varphi(\infty, t_0) \leq 2;$$

$$- \lambda \leq 75;$$

–  $M/N \geq h$ , де момент  $M$  визначають з урахуванням ефекту першого порядку.

В загальному випадку приведений коефіцієнт повзучості

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) M_{0Eqr}}{M_{0Ed}}, \quad (3.5)$$

де  $\varphi(\infty, t_0)$  – гранична величина коефіцієнту повзучості;

$M_{0Eqr}$  – згинальний момент в граничному стані за експлуатаційною придатністю;

$M_{0Ed}$  – згинальний момент в граничному стані за несучою здатністю.

Граничний коефіцієнт повзучості приймають залежно від класу бетону і відносної вологості навколишнього середовища (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 – Значення граничного коефіцієнта повзучості

Відносна вологість %	φ(∞, t <sub>0</sub> ) для бетону класу								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
>75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1
40...75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5
<40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	2,7	2,5	2,3	2,0

Для більшості задач в практичних розрахунках в формулі (3.4) приймають φ<sub>ef</sub> = 2.

### 3.2 Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рис. 1.2) можуть реалізовуватись дві форми рівноваги перерізу.

При першій формі рівноваги весь переріз стиснутий, при другій – частина перерізу стиснута, а частина – розтягнута.

Межею між двома формами рівноваги можна приймати e<sub>0</sub> = r,

де e<sub>0</sub> – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку;

r – відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки (в загальному випадку r = W<sub>red</sub>/A<sub>red</sub>, для прямокутного перерізу r = h/6).

При першій формі рівноваги (x ≥ h) фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють ε<sub>c(1)</sub> = ε<sub>cu,3</sub>, а в менш стиснутій фібрі 0 < ε<sub>c(2)</sub> < ε<sub>cu,3</sub>.

Деформації ε<sub>c(2)</sub> в загальному випадку залежать від величини ексцентриситету e<sub>0</sub>:

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3}(1 - e_0/r) . \quad (3.6)$$

Умовну межу стиснутої зони бетону визначають координатою x (рис. 3.2):

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} . \quad (3.7)$$

Деформації  $\varepsilon_{c3}$ , при яких напруження в бетоні дорівнюють  $f_{cd}$ , визначають координатою

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}}. \quad (3.8)$$

Епюра напружень має складну форму (рис. 3.2).

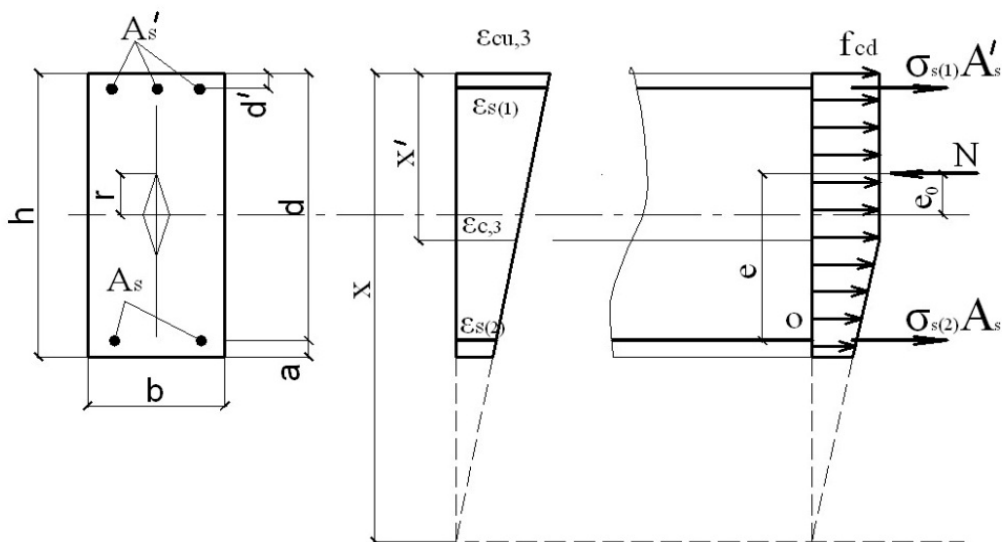


Рисунок 3.2 – До визначення умовної межі стиснутої зони бетону для першої форми рівноваги

Напруження в бетоні

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} E_{cd} = f_{cd}; \quad (3.9)$$

$$\sigma_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)} E_{cd} = f_{cd} \frac{x-h}{x-x^I}. \quad (3.10)$$

рівнодіюча сил стиску в бетоні

$$N_c = f_{cd} b \left[ x^I + 0.5(h - x^I) \left( 1 + \frac{x-h}{x-x^I} \right) \right]. \quad (3.11)$$

Для випадку, коли  $e_0 = r$  деформації  $\varepsilon_{c(2)} = 0$  (рис. 3.3), епюра напружень в бетоні має форму трапеції. Рівнодіюча стискаючих сил в бетоні – мінімальна і дорівнює

$$N_c = f_{cd} b \left( \frac{h+x^I}{2} \right). \quad (3.12)$$

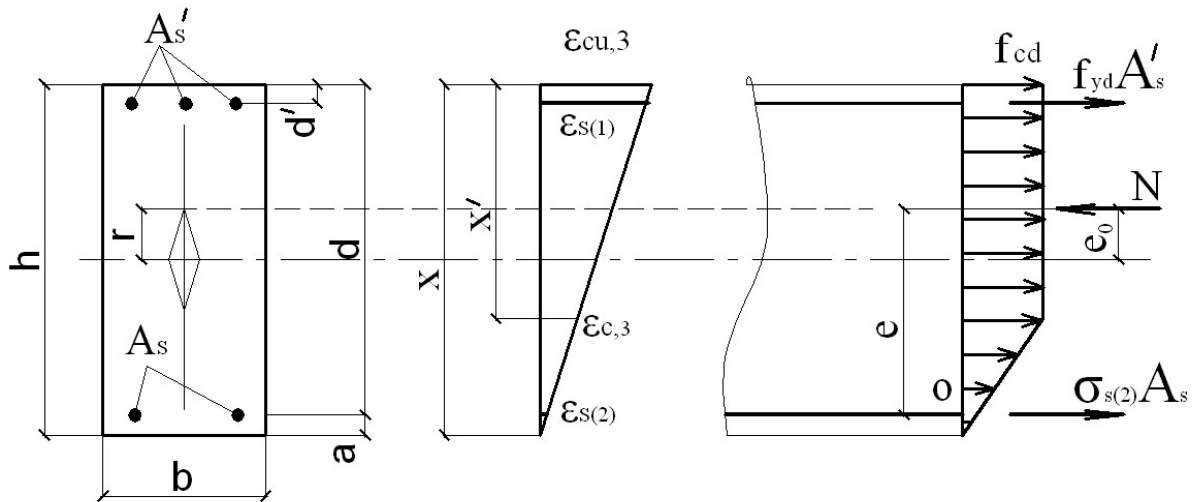


Рисунок 3.3 – Епюри деформацій і напружень при  $e_0=r$

Деформації в арматурі

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu,3}(h-d^I)}{h}; \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu,3}a}{h}.$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)}E_s \text{ (як правило, } \sigma_{s(1)} = f_{yd} \text{)}; \quad \sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)}E_s.$$

Необхідну кількість арматури або несучу здатність перерізу визначають при вирішенні системи рівнянь рівноваги.

$$\sum M_o = 0: Ne = f_{cd}b \frac{h+x^I}{2} \left( d - \frac{h+x^I}{4} \right) + f_{yd}A_s^I(d - d^I) = 0, \quad (3.13)$$

$$\sum X = 0: N = f_{cd}b \frac{h+x^I}{2} + f_{yd}A_s^I + \sigma_{s(2)}A_s. \quad (3.14)$$

Якщо деформації в бетоні  $\varepsilon_{c3} < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu,3}$  (рис. 3.4), то напруження в бетоні по всьому перерізу постійні і дорівнюють  $\sigma_c = f_{cd}$  (згідно з рис. 1.2)

Рівнодіюча стискаючих напружень в бетоні максимальна:  $N_c = f_{cd}bh$ .

Умовна висота стиснутої зони перерізу

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}. \quad (3.15)$$

Напруження в арматурі  $A_s$  і  $A_s^I$  дорівнюють  $f_{yd}$ .

Необхідну кількість арматури і несучу здатність елемента визначають з рівнянь рівноваги.

$$\sum M_o = 0: Ne = f_{yd}A_s^I(d - d^I) + f_{cd}b(0.5h - a), \quad (3.16)$$

$$\sum X = 0: N = f_{cd}bh + f_{yd}A_s^I + \sigma_{s(2)}A_s. \quad (3.17)$$

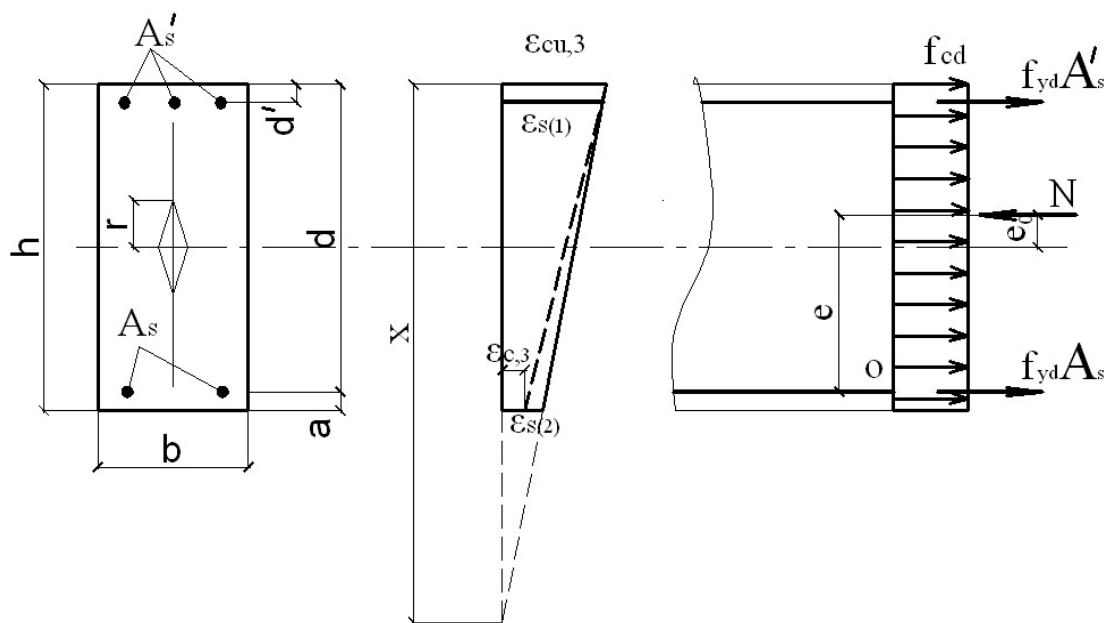


Рисунок 3.4 – Епюри деформацій і напружень при  $\epsilon_{c3} < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{cu,3}$

Аналіз наведених граничних випадків показує, що найбільша кількість арматури  $A_s^I$  визначається зрівняння (3.13), а найбільше значення  $A_s$  визначають з рівняння (3.14). Тому в запас міцності при першій формі рівноваги можна прийняти такий алгоритм розрахунку:

При  $0 < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{c3}$

- 1) визначають  $x^I = h \frac{\epsilon_{cu,3} - \epsilon_{c3}}{\epsilon_{cu,3}}$ , (3.18)

- 2) з рівняння (3.13) визначають необхідну кількість арматури в більш стиснутій зоні перерізу

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{h+x^I}{2} \left( d - \frac{h+x^I}{4} \right)}{f_{yd}(d-d^I)}, \quad (3.19)$$

- 3) з (3.14) визначають необхідну кількість арматури в менш стиснутій зоні перерізу

$$A_s = \frac{N - f_{cd} b \frac{h+x^I}{2} - f_{yd} A_s^I}{f_{yd}}. \quad (3.20)$$

При  $\epsilon_{c3} < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{cu,3}$

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd} b h (0.5h - a)}{f_{yd}(d-d^I)}, \quad (3.21)$$

$$A_s = \frac{N - f_{cd} b h - f_{yd} A_s^I}{\sigma_{s(2)}}. \quad (3.22)$$

В більшості випадків стиснуті елементи при незначних ексцентриситетах армують симетрично. В цьому випадку приймають  $A_s = A_s^I$  за більшою з величин.

### 3.3 Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги

При другій формі рівноваги в граничному стані найбільші деформації стиснутого бетону  $\epsilon_{c(1)} = \epsilon_{cu,3}$  (рис. 3.5).

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони  $x = x_R = \xi_R d$ .

Координата перерізу з деформаціями  $\epsilon_{c3}$ , що дають напруження в бетоні  $\sigma_c = f_{cd}$

$$x^I = x_R \frac{\epsilon_{cu,3} - \epsilon_{c3}}{\epsilon_{cu,3}}. \quad (3.23)$$

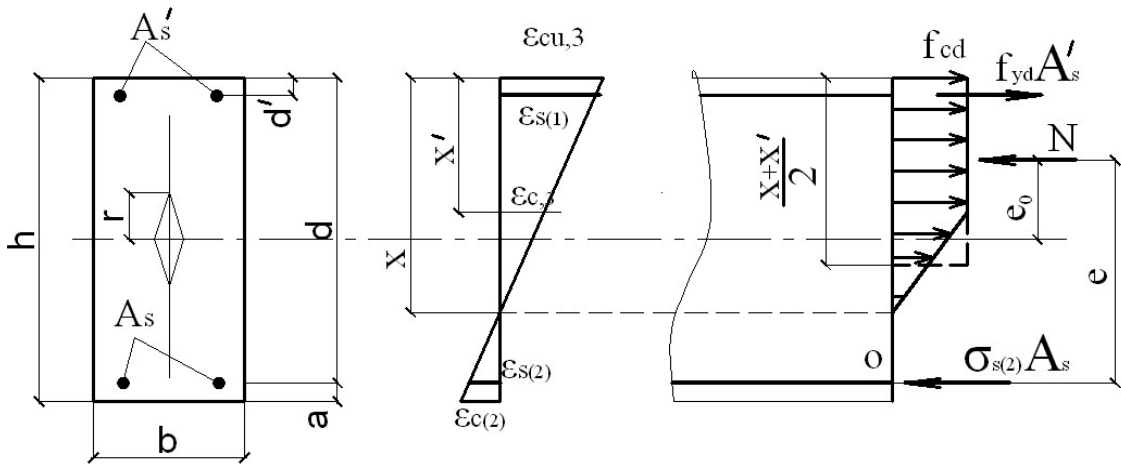


Рисунок 3.5 – Епюри деформацій і напружень при другій формі рівноваги

Деформації в бетоні розтягнутої зони

$$\epsilon_{c(2)} = \epsilon_{cu,3} \frac{h - x_R}{x_R},$$

деформації в розтягнутій арматурі

$$\epsilon_{s(2)} = \epsilon_{cu,3} \frac{d - x_R}{x_R},$$

напруження в арматурі

$$\sigma_{s(1)} = \epsilon_{s(1)} E_s, \text{ практично завжди } \sigma_{s(1)} \geq f_{yd};$$

$$\sigma_{s(2)} = \epsilon_{s(2)} E_s.$$

Необхідну кількість арматури в стиснутій і розтягнутій частинах перерізу, а також несучу здатність перерізу визначають з рівнянь рівноваги.

$$\sum M_o = 0: Ne = f_{yd} A_s^I (d - d^I) + f_{cd} b \frac{x_R + x^I}{2} \left( d - \frac{x_R + x^I}{4} \right); \quad (3.24)$$

$$\sum X = 0: N = f_{yd} A_s^I + f_{cd} b \frac{x_R + x^I}{2} - \sigma_{s(2)} A_s. \quad (3.25)$$

При прямокутній епюрі напружень в бетоні

$$\sum M_o = 0: Ne = f_{yd} A_s^I (d - d^I) + \alpha_R f_{cd} b d^2; \quad (3.26)$$

$$\sum X = 0: N = f_{yd} A_s^I + 0.8 f_{cd} b \xi d - \sigma_{s(2)} A_s. \quad (3.27)$$

Приклад 8. Визначити армування колони багатоповерхової будівлі. Висота поверху 3,6 м. Переріз колони 30×30 см. Поздовжня сила  $N = N_1 = 2000$  кН. Бетон класу С20/25, арматура А400С (рис. 3.6).

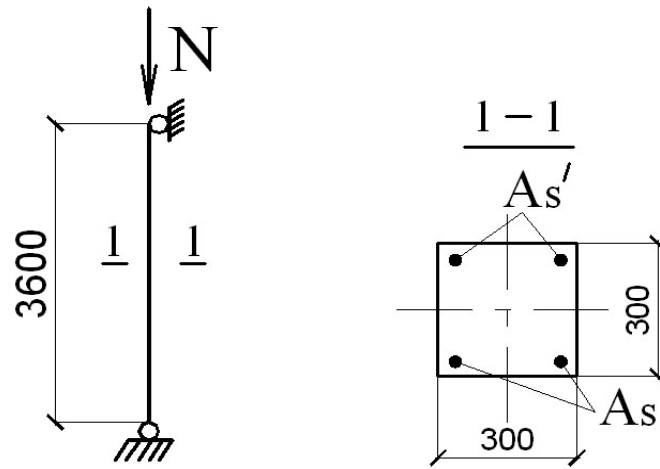


Рисунок 3.6 – До розрахунку прикладу 8

1) гнучкість колони  $\lambda = l_0/i = l_0/0,289h = 3600/0,289 \cdot 30 = 41,52$ ,  
де  $i$  – радіус інерції перерізу (для прямокутного перерізу  $i = 0,289h$ );

2) відносна осьова сила  

$$n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{2000}{900 \cdot 1,45} = 1,53;$$

3) гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,53}} = 8,72 < \lambda = 41,52,$$

тобто, в розрахунку треба враховувати деформації другого порядку.

4) Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет)  
 $e_i = l_0/400 = 3600/400 = 0,9$  см.

5) Критична сила

$$N = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2},$$

де  $EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_s (0,5h - a)^2$ ; приймаємо  $\varphi_{ef} = 2$ ;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15.$$

$$EI = \frac{0,15 \cdot 2300 \cdot 30^4}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 900 (15 - 4) = 46,15 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2;$$

$$N_B = \frac{3 \cdot 14^2 \cdot 46,15 \cdot 10^6}{360^2} = 3511 \text{ кН}.$$

6) Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 0,9 \left( 1 + \frac{1,232}{\frac{3511}{2000} - 1} \right) = 2,37 \text{ см.}$$

7) Координата ядрової точки перерізу

$$r = h/6 = 5 \text{ см} > e_0 = 2,37 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 2,37 + 15 - 4 = 13,37 \text{ см.}$$

При  $r > e_0$  подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги:

8)  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031,$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left( 1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031(1 - 2,37/5) = 0,00163;$$

9)  $x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \frac{0,0031}{0,0031 - 0,00163} = 63,3 \text{ см};$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 63,3 \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 50,4 \text{ см} > h = 30 \text{ см},$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу  $\sigma_c = f_{cd}$ .

10) Деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x-d}{x} = 0,0031 \frac{63,3-26}{63,3} = 0,00183;$$

11) напруження в менш стиснутій арматурі

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,00183 \cdot 21000 = 38,36 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2.$$

12) Необхідна кількість арматури з (3.16), (3.17):

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{2000 \cdot 13,37 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30(15 - 4)}{36,5(26 - 4)} = 15,4 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^I - f_{cd}bh}{\sigma_{s(2)}} = \frac{2000 - 36,5 \cdot 15,4 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30}{36,5} = 3,65 \text{ см}^2.$$

Колона може деформуватись в будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування ( $A_s = A_s^I$ ). Сумарна площа армування  $A_{s\Sigma} = 30,8 \text{ см}^2$ .

Приймаємо армування 4Ø32 А400С (32,17 см<sup>2</sup>).

*Приклад 9.* Визначити армування стиснутого елемента прямокутного перерізу 20×40 см з бетону класу С20/25. Арматура – А400С. Поздовжня сила  $N = 500 \text{ кН}$ , розрахунковий ексцентриситет  $e_0 = 25 \text{ см}$ ,  $e = e_0 + 0,5h - a = 25 + 20 - 4 = 41 \text{ см}$  (рис. 3.7).



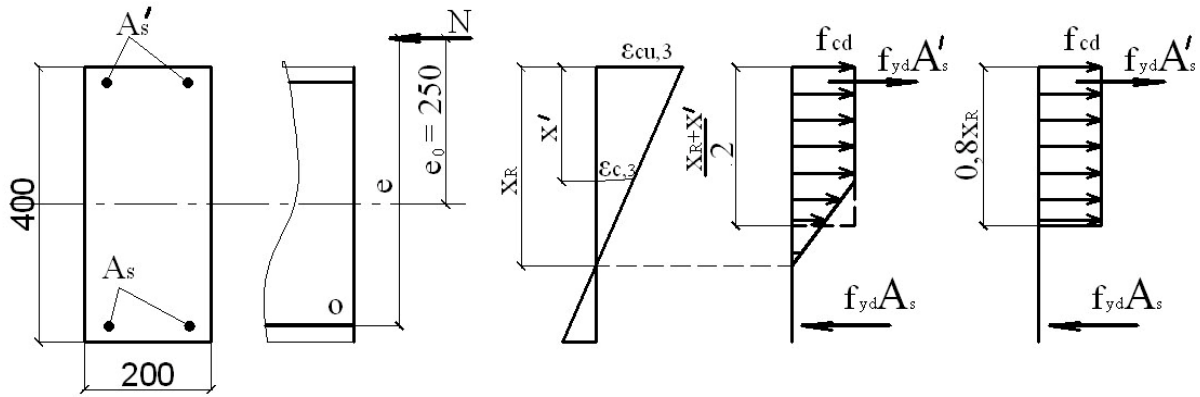


Рисунок 3.7 – До розрахунку прикладу 9

При дволінійній епюрі напружень в бетоні

$$1) \quad d = 36 \text{ см}; \quad \xi_R = 0,64; \quad x_R = \xi_R d = 0,64 \cdot 36 = 23,04 \text{ см}; \quad \alpha_R = 0,381;$$

$$2) \quad x^I = x_R \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}} = \frac{23,04(0,0031 - 0,00063)}{0,0031} = 18,36 \text{ см};$$

$$3) \quad A_s^I = \frac{Ne - f_{cd} b \left( \frac{x_R + x^I}{2} \right) \left( d - \frac{x_R + x^I}{4} \right)}{f_{yd} (d - d^I)} =$$

$$= \frac{500 \cdot 41 - 1,45 \cdot 20 \left( \frac{23,04 + 18,36}{2} \right) \left( 36 - \frac{23,04 + 18,36}{4} \right)}{36,5(36 - 4)} = 4,37 \text{ см}^2$$

$$4) \quad A_s = \frac{f_{yd} A_s^I + f_{cd} b \frac{x_R + x^I}{2} - N}{f_{yd}} = \frac{36,5 \cdot 4,37 + 1,45 \cdot 20 \frac{23,04 + 18,36}{2} - 500}{36,5} = 7,11 \text{ см}^2.$$

Сумарна кількість арматури в перерізі  $\sum A_s = 11,48 \text{ см}^2$ .

При прямокутній епюрі напружень в бетоні

$$A_s^I = \frac{Ne - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - d^I)} = \frac{500 \cdot 41 - 0,381 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 36^2}{36,5(36 - 4)} = 5,29 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{f_{yd} A_s^I + 0,8 \xi_R b d f_{cd} - N}{f_{yd}} = \frac{36,5 \cdot 5,29 + 0,8 \cdot 0,64 \cdot 20 \cdot 36 \cdot 1,45 - 500}{36,5} = 6,23 \text{ см}^2.$$

$$\sum A_s = 11,52 \text{ см}^2.$$

Приклад 10. Визначити несучу здатність перерізу. Бетон класу C20/25; розрахунковий ексцентриситет  $e_0 = 25 \text{ см}$  (рис. 3.8).

При дволінійній епюрі напружень в бетоні величина стиснутої зони невідома. Але можна припустити, що повне використання міцності розтягнутої арматури буде при  $x = x_R$ , коли  $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$ ,  $\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{s0} = 0,00174$ .

$$\varepsilon_R = 0,64, \quad \alpha_R = 0,381, \quad x_R = 0,64 \cdot 36 = 23,04 \text{ см}.$$

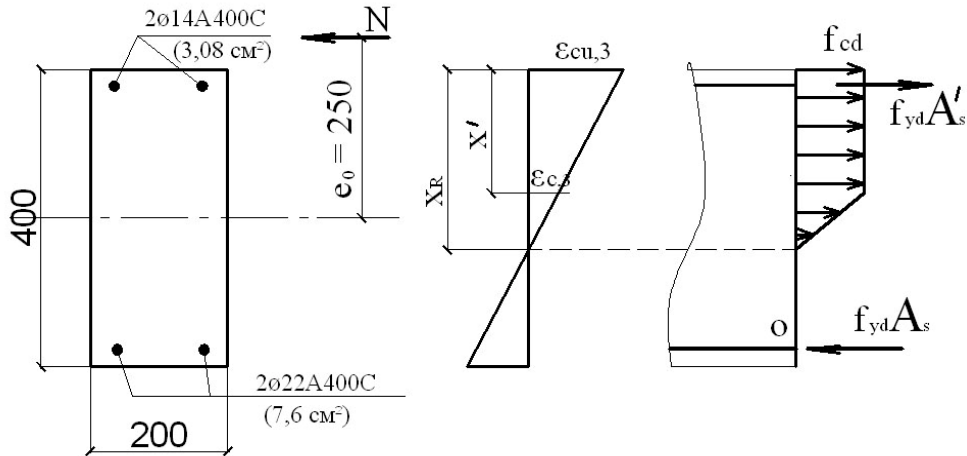


Рисунок 3.8 – До розрахунку прикладу 10

$$x^I = x_R \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = \frac{23,04(0,0031 - 0,00063)}{0,0031} = 18,36 \text{ см};$$

$$\frac{x_R + x^I}{2} = 20,7 \text{ см.}$$

За умови  $\sum M_0 = 0$ :

$$Ne = f_{yd}A'_s(d - d^I) + f_{cd}b \frac{x_R + x^I}{2} \left( d - \frac{x_R + x^I}{4} \right) = 36,5 \times 3,08(36 - 4) + 1,45 \cdot 20 \cdot 20,7(36 - 10,35) = 18983 \text{ кНсм};$$

$$N = 18983/41 = 463 \text{ кН.}$$

За умови  $\sum M_{01} = 0$ :

$$Ne^I = f_{yd}A_s(d - a) - f_{cd}b \frac{x_R + x^I}{2} \left( \frac{x_R + x^I}{4} - d^I \right) = 36,5 \cdot 7,6(36 - 4) - 1,45 \cdot 20 \cdot 20,7 \cdot (10,35 - 4) = 5064,9 \text{ кНсм};$$

$$e^I = e_0 - h/2 + d^I = 25 - 20 + 4 = 9 \text{ см};$$

$$N = 5064,9 / 9 = 562,1 \text{ кН.}$$

Із двох отриманих значень  $N$  приймаємо менше:  $N = 463 \text{ кН}$ .

Умову  $\sum x = 0$  не перевіряємо, тому що напруження в арматурі  $A_s$  або в арматурі  $A'_s$  можуть бути  $\sigma_s < f_{yd}$  або  $\sigma'_s < f_{yd}$ .

*При прямокутній епюрі напружень в бетоні*

За умови  $\sum M_0 = 0$ :

$$Ne = f_{yd}A'_s(d - d^I) + \alpha_R f_{cd} b d^2 = 36,5 \times 3,08(36 - 4) + 0,381 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 36^2 = 17917 \text{ кНсм};$$

$$N = 17917/41 = 437 \text{ кН.}$$

За умови  $\sum M_{01} = 0$ :

$$Ne^I = f_{yd}A_s(d - a) - 0,8 f_{cd} b x_R (0,4 x_R - d^I) = 36,5 \cdot 7,6(36 - 4) - 0,8 \cdot 1,45 \cdot 20 \cdot 23,04(0,4 \cdot 23,04 - 4) = 6068 \text{ кНсм};$$

$$N = 6068/9 = 676 \text{ кН. Із двох значень } N \text{ приймаємо менше.}$$

### 3.4 Конструктивні вимоги з проектування стиснутих елементів

Для кожного стиснутого елемента треба виконувати умови щодо мінімального армування:

- 1)  $A_{s \min} = 0,1N/f_{yd}$ ;
- 2)  $A_{s \min} = 0,002 A_c$ .

Поздовжня робоча арматура повинна бути мінімальним діаметром 8 мм.

В колонах полігонального поперечного перерізу поздовжні стрижні повинні розташовуватись в кожному куті. В колонах кругового перерізу повинно бути не менше чотирьох стрижнів.

Максимальна кількість поздовжньої арматури  $A_{s, \max} = 0,04A_c$ , а в зоні напуску –  $0,08A_c$ .

### 4 КРУТІННЯ. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ НА КРУТІННЯ

При дії крутного моменту  $T_{Ed}$  суцільний переріз елемента розглядають як порожній стінчастий (рис. 4.1) з приведеною товщиною стінки  $t_{ef}$ :

$$t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{bh}{2(h+b)}, \quad (4.1)$$

де  $A$  – площа перерізу по зовнішньому контуру елемента,  
 $u$  – периметр стінок по зовнішньому контуру.

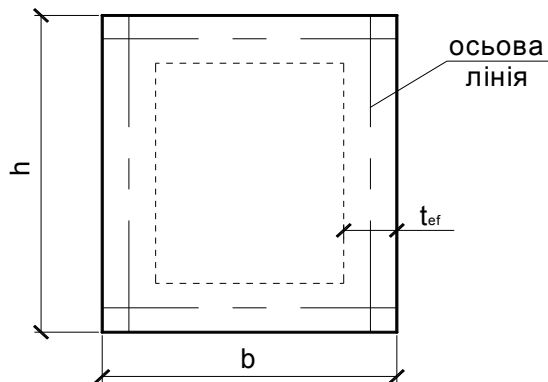


Рисунок 4.1 – Приведений переріз елемента

Для порожнього елемента  $t_{ef}$  не повинно бути більше фактичної товщини.

Кут нахилу умовних стиснутих елементів при крутінні визначають з рівняння (4.2) та з графіку (рис. 4.2) у межах  $21.8^\circ < \theta < 45^\circ$ :

$$T_{ed} = 2vf_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta, \quad (4.2)$$

$$\text{де } v = 1 - \frac{f_{ck}}{250},$$

$A_k$  – площа, охоплена осьовою лінією.

З формули (4.2):

$$\sin\theta\cos\theta = \frac{T_{ed}}{2\nu f_{cd} A_{k_{tef}}} . \quad (4.3)$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_{sl} = \frac{T_{ed} u_k \operatorname{ctg}\theta}{2 A_k f_{yd}} , \quad (4.4)$$

де  $u_k$  – периметр площі  $A_k$ .

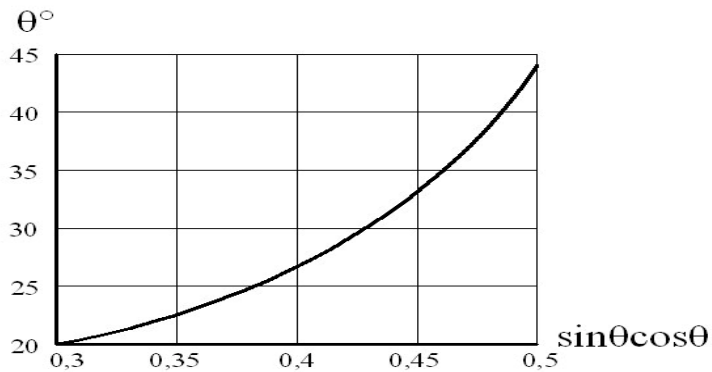


Рисунок 4.2 – Графік «θ° – sinθcosθ»

Поздовжня арматура розташовується рівномірно по контуру елемента.

Необхідну площу перерізу поперечної арматури визначають з рівняння

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{ed}}{2 A_k f_{ywd} \operatorname{ctg}\theta} , \quad (4.5)$$

де  $s$  – крок замкнутих хомутиків ( $s \leq 0,75d$ ).

При сумісній дії зсуву і крутіння треба виконувати умову:

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 , \quad (4.6)$$

де  $T_{Rd,max}$  – розрахунковий опір за крутним моментом

$$T_{Rd,max} = 2\nu \alpha_{cw} f_{cd} A_{k_{tef}} \sin\theta\cos\theta , \quad (4.7)$$

$\nu = 0,6$  при  $f_{ck} \leq 60$  МПа;

$\alpha_{cw} = 1$  при відсутності поздовжньої сили.

Для суцільних перерізів, близьких до прямокутних, передбачають тільки мінімальне армування при забезпеченні умови

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 , \quad (4.8)$$

де  $T_{Rd,c} = 2 A_{k_{tef}} f_{ct,d}$ ;

$f_{ct,d} = f_{ct,k} 0,05/1,5$ .

Для замкнутих і суцільних перерізів деформацією крутіння можна знехтувати.

Приклад 11. Визначити армування елемента (рис. 4.3) при дії крутного моменту  $T_{Ed} = 40$  кНм. Бетон класу C16/20 ( $f_{cd} = 11,5$  МПа); поздовжня і поперечна арматура класу A400C.

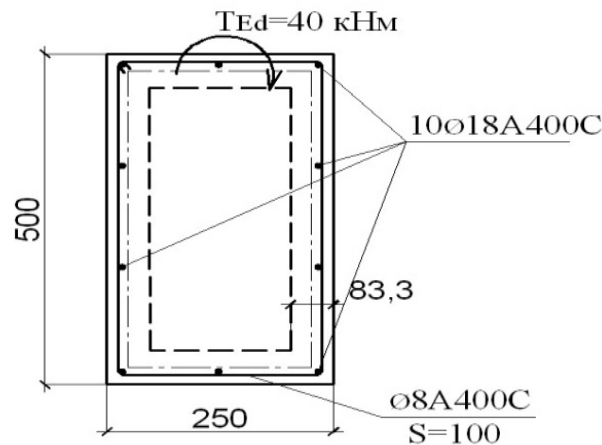


Рисунок 4.3 – До розрахунку прикладу 11

- 1)  $t_{ef} = A/u = 1250/150 = 8,33$  см;
- 2)  $h_k = 50 - 8,33 = 41,67$  см,  $b_k = 25 - 8,33 = 16,67$  см;  
 $A_k = b_k h_k = 16,67 \times 41,67 = 694,6$  см<sup>2</sup>;  
 $u_k = 2(b_k + h_k) = 2(16,67 + 41,67) = 116,7$  см;

- 3)  $v = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 20/250 = 0,92$ ;

- 4)  $\sin\theta\cos\theta = \frac{T_{Ed}}{2vf_{cd}A_k t_{ef}} = \frac{4000}{2 \cdot 0,92 \cdot 11,5 \cdot 694,6 \cdot 8,33} = 0,327$ ;

за графіком рис. 4.2  $\theta < 21,8^\circ$ , приймаємо  $\theta = 21,8^\circ$ ;  $\text{ctg}\theta = 2,5$ .

- 5) Необхідна кількість поздовжньої арматури

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_k \text{ctg}\theta}{2A_k f_{yd}} = \frac{4000 \cdot 116,7 \cdot 2,5}{2 \cdot 694,6 \cdot 36,5} = 23,0 \text{ см}^2;$$

приймаємо 10Ø18 A400C (25,45 см<sup>2</sup>) по всьому периметру.

- 6) Поперечна арматура

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd} \text{ctg}\theta} = \frac{4000}{2 \cdot 694,6 \cdot 28,5 \cdot 2,5} = 0,0404.$$

Якщо прийняти замкнуті хомути Ø8 ( $A_{sw} = 0,503$  см<sup>2</sup>), то крок хомутів  $s = 0,503/0,0404 = 12,45$  см.

Приймаємо крок хомутів 100 мм.

## 5 ПРОДАВЛЮВАННЯ. РОЗРАХУНОК БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ І ФУНДАМЕНТІВ ПІД КОЛОНИ

### 5.1 Розрахунок плит без поперечної арматури

Розрахункова модель руйнування елементів від продавлювання показана на рисунку 5.1.

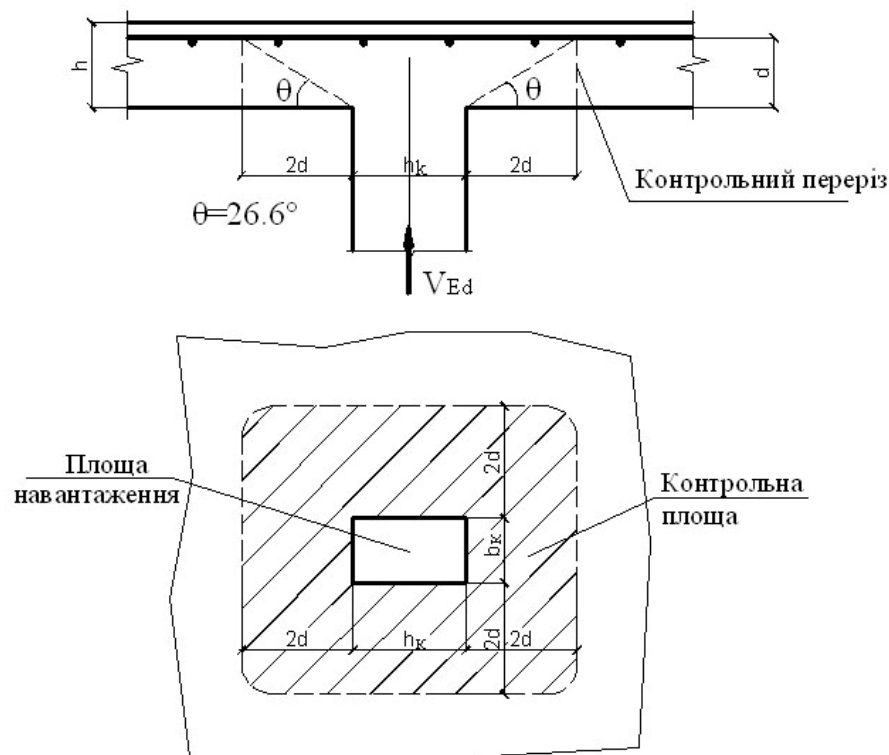


Рисунок 5.1 – Розрахункова модель руйнування елемента від продавлювання

Армування плити поперечною арматурою не потрібно при виконанні умови

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,c,\sigma}, \quad (5.1)$$

де  $V_{Ed,\sigma}$  – напруженнязрізу при продавлюванні у контрольному перерізі:

$$V_{Ed,\sigma} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_d}; \quad (5.2)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт зсуву з поправкою на передачу моментів (при відсутності моментів  $\beta = 1$ ); якщо прольоти в будівлі відрізняються менше, ніж на 25%, то можна приймати:

$\beta = 1,15$  – для внутрішніх колон;

$\beta = 1,4$  – для крайніх колон;

$\beta = 1,5$  – для кутових колон;

$V_{Ed}$  – продавлююча сила;

$u$  – довжина контрольного периметру;

$d$  – середня робоча товщина плити ( $d = \frac{d_x + d_y}{2}$ );

$v_{Rd,c,\sigma}$  – напруження опору перерізу на продавлювання

$$v_{Rd,c,\sigma} = \frac{0.18}{\gamma_c} K \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \geq v_{min} \quad (5.3)$$

при відсутності поздовжніх зусиль в плиті;

$\rho_l$  – коефіцієнт армування плити:  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0,02$ ;

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{K^3 f_{ck}}$$

Також повинна виконуватись умова:

$$V_{Ed,\sigma} \leq v_{Rd,max,\sigma}, \quad (5.4)$$

де  $v_{Rd,max,\sigma}$  – максимальні напруження зрізу по периметру перерізу КОЛОНИ:

$$v_{Rd,max,\sigma} = 0,5 v f_{cd}, \quad (5.5)$$

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250).$$

## 5.2 Розрахунок фундаментів під колони на продавлювання

Опір фундаменту під колону на продавлювання перевіряють на контрольному периметрі в межах  $2d$  від контуру колони (рис. 5.2).

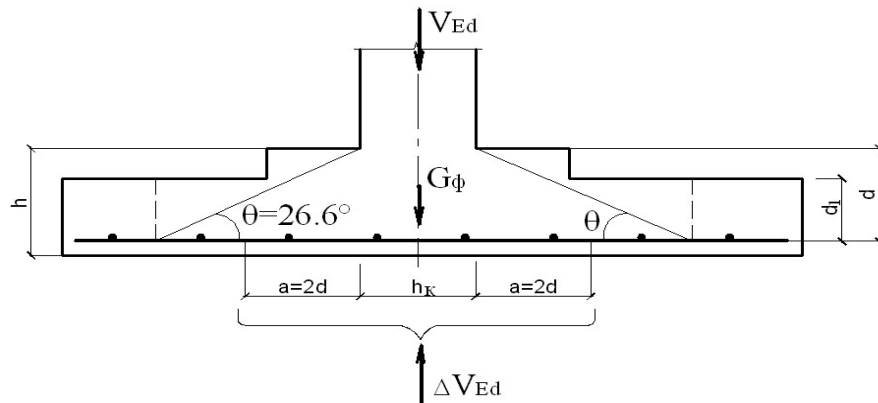


Рисунок 5.2 – Розрахункова модель руйнування фундаменту від продавлювання

Приведена результуюча продавлююча сила для розрахунку

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (5.6)$$

де  $\Delta V_{Ed}$  – рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольного перерізу мінус власна вага фундаменту  $G_\phi$ .

*A. При центральному стиску фундаменту*

Напруження зрізу

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{u_d} \leq v_{Rd,c,\sigma}, \quad (5.7)$$

$$\text{де } v_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} * \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}; \quad (5.8)$$

де  $a$  – відстань від контуру колони до розглядуваного контрольного периметру.

*Б. При позацентровому стиску фундаменту*

Напруження зрізу

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left( 1 + K \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right), \quad (5.9)$$

де  $K$  залежно від співвідношення розмірів перерізу колони  $c_1/c_2$  визначають з таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Значення  $K$  залежно від  $c_1/c_2$

$c_1/c_2$	$\leq 0.5$	1.0	2.0	$\geq 3$
$K$	0.45	0.6	0.7	0.8

$$W = c_2^2/4 + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2. \quad (5.10)$$

### 5.3 Розрахунок плити безбалкового перекриття з поперечною арматурою

Поперечна арматура потрібна, якщо  $v_{Ed,\sigma} > v_{Rd,c,\sigma}$ .

Армування виконують в зоні від  $0,3d$  від грані колони до зовнішнього периметру  $u_{out}$  (рис. 5.3):

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c,\sigma} d}. \quad (5.11)$$

Відстань від грані колони до зовнішнього периметру

$$C = (u_{out} - u)/2\pi. \quad (5.12)$$

Необхідну кількість поперечної арматури визначають:

- на контрольному периметрі  $u$ ;
- на зовнішньому периметрі  $u_{out}$ .

*На контрольному периметрі*

$$A_{sw,tot} = \frac{ud(v_{Ed,\sigma} - 0.75v_{Rd,c,\sigma})s_r}{1.5df_{ywd,eff}\sin\alpha}, \quad (5.13)$$

де  $s_r$  – крок поперечної арматури по кільцю периметру  $u$  ( $s_r \leq 1,5d$ ),

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}, \text{ МПа};$$

$\alpha$  – кут нахилу поперечної арматури до площини плити.



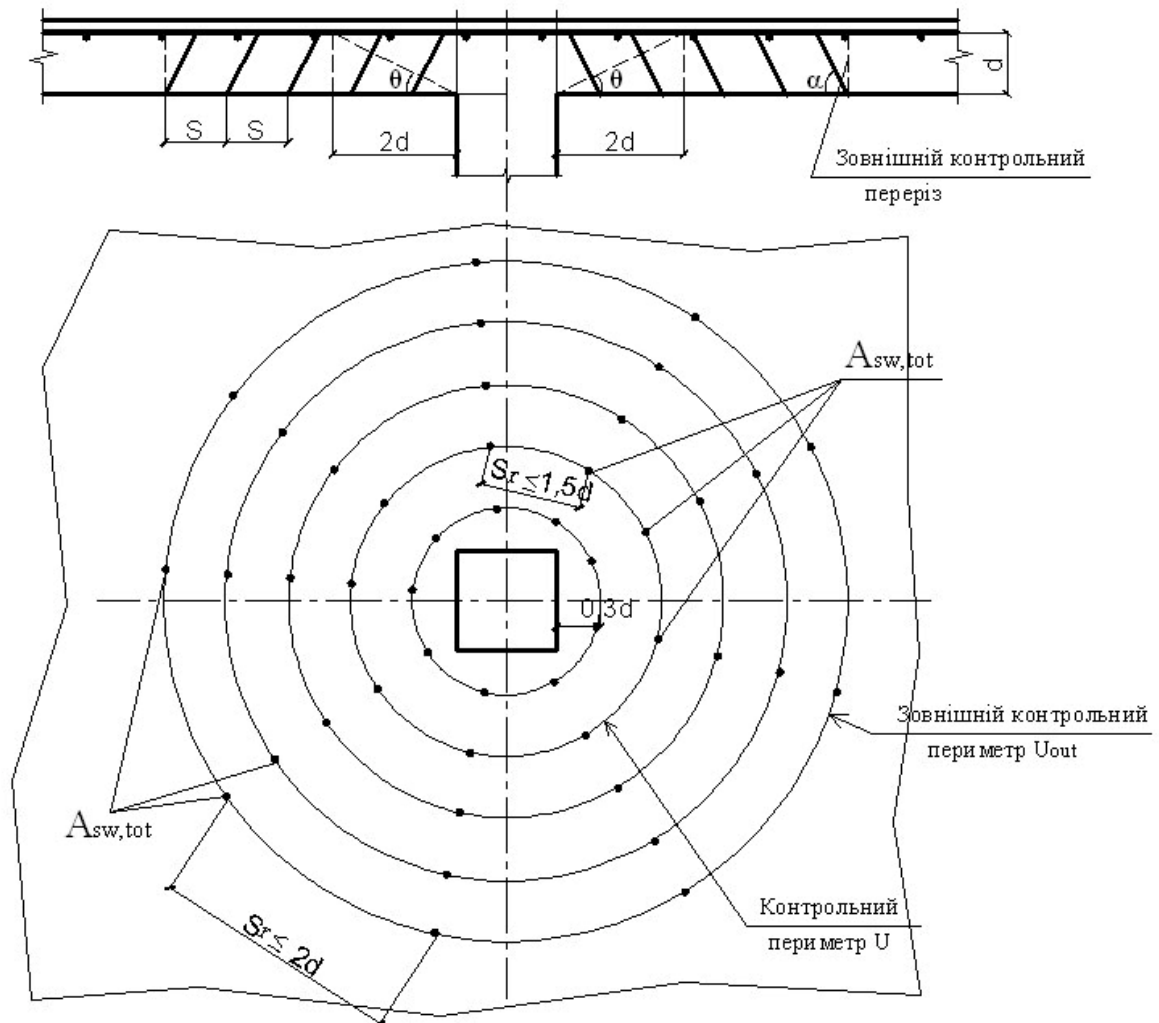


Рисунок 5.3 – Поперечне армування плити перекриття проти продавлювання

На зовнішньому периметрі

$$A_{sw,tot} = \frac{u_{out}d(v_{Ed,\sigma} - 0.75v_{Rd,c,\sigma})s_r}{1.5df_{ywd,eff}S\sin\alpha}, \quad (5.14)$$

де  $s_r$  – крок поперечної арматури по кільцю периметру  $u_{out}$  ( $s_r \leq 2d$ ).

У кожному випадку виконують перевірку напруження зсуву в плиті по грані колони

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max,\sigma}, \quad (5.15)$$

де  $u_0 = 2(c_1 + c_2)$  – периметр перерізу внутрішньої колони;

$u_0 = c_2 + 3d \leq c_1 + c_2$  – для крайньої колони;

$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$  – для кутової колони.

$v_{Rd,max,\sigma}$  визначають за (5.5).

Приклад 12. Перевірити міцність фундаменту на продавлювання (рис. 5.4).

Бетон класу С16/20 ( $f_{cd} = 11.5$  МПа). Армування фундаменту по підшві – сіткою Ø16А400С з чарункою 200х200 мм. Сумарне навантаження на підвалину  $V_{Ed} = 1800$  кН.

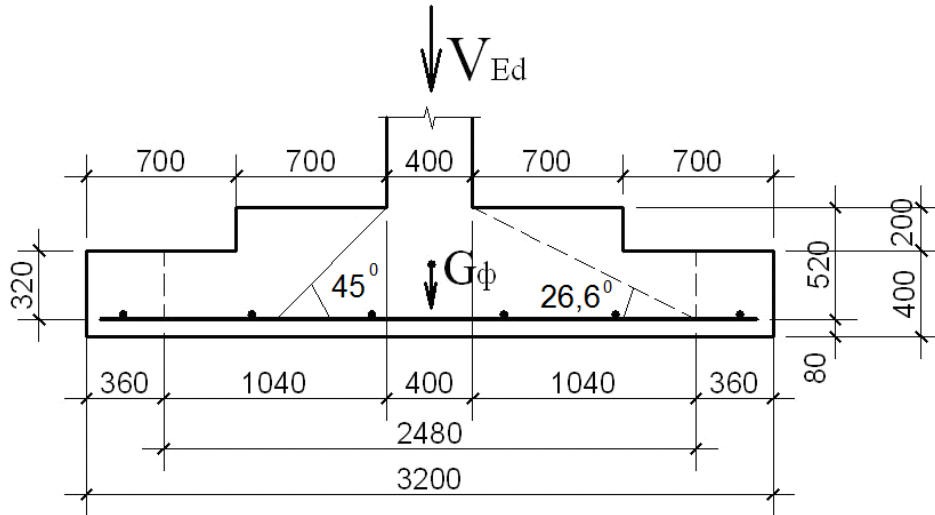


Рисунок 5.4 – До розрахунку прикладу 12

1) Робоча висота фундаменту  $d = h - a = 600 - 80 = 520$  мм.

Межа контрольного периметру від грані колони дорівнює  $2d = 1040$  мм.

Робоча висота фундаменту на межі контрольного периметру (в нижній ступені фундаменту)  $d_1 = 320$  мм.

2) Коефіцієнт поздовжнього армування

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \frac{A_s}{sd_1} = \frac{2,011}{20 \cdot 32} = 0,00314.$$

3) Власна вага фундаменту

$$G_\phi = (3,2 \cdot 3,2 \cdot 0,4 + 1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,2) 25 = 119 \text{ кН};$$

4) реакція ґрунту  $p = V_{Ed}/A_\phi = 1800/3,2 \cdot 3,2 = 176$  КПа;

5)  $\Delta V_{Ed} = 176 \cdot 2,48 \cdot 2,48 - 119 = 963$  кН;

6) приведена продавлююча сила

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1800 - 963 = 837 \text{ кН}.$$

7) Напруження на контрольному перерізі

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{ud_1} = \frac{837}{4 \times 248 \times 32} = 0,026 \text{ кН/см}^2 = 0,26 \text{ МПа};$$

8)  $v_{Rd,max} = 0,5v_{fcd} = 0,5(0,6 - f_{ck}/250)f_{cd} = 0,5(0,6 - 20/250)1,15 = 0,299$  МПа  $> v_{Ed,\sigma} = 0,26$  МПа;

$$9) \quad C_{Rd,c} = 0,18/\gamma = 1,18/1,3 = 0,138;$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1,79 < 2;$$

$$v_{\min} \frac{2d_1}{a} = 0,035 \sqrt{K^3 f_{ck}} \frac{2d_1}{a} = 0,035 \sqrt{1,79^3 \cdot 20} \frac{2 \cdot 32}{104} = 0,23 \text{ МПа};$$

10) напруження опору перерізу на продавлювання

$$v_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}} \frac{2d_1}{a} =$$

$$= 0,138 \cdot 1,79 \sqrt[3]{100 \cdot 0,00314 \cdot 20} \frac{2 \cdot 32}{104} = 0,28 \text{ МПа} > 0,23 \text{ МПа};$$

$$v_{Ed,\sigma} = 0,26 \text{ МПа} < v_{Rd,c,\sigma} = 0,28 \text{ МПа}.$$

Міцність фундаменту на продавлювання достатня.

З попереднього розрахунку можна визначити максимальне поздовжнє зусилля, що викликає продавлювання. Для цього треба припустити, що напруження в бетоні на контрольному перерізі  $v_{Ed,\sigma} = v_{Rd,c,\sigma} = 0,28 \text{ МПа}$ :

$$v_{Ed,\sigma} = V_{Ed,red} / ud = 0,028 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}.$$

Максимальне допустиме поздовжнє зусилля

$$V_{Ed} = 0,028ud + \Delta V_{Ed} = 0,028 \cdot 4 \cdot 248 \cdot 32 + 176 \cdot 2,48^2 = 1971 \text{ кН}.$$

## 6 ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ ЕЛЕМЕНТИ

### 6.1 Арматура для попередньо напружених елементів

Для попередньо напружених елементів використовують стрижні класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000, дротяну арматуру класів В<sub>p</sub>1200...В<sub>p</sub>1500 та канати К1400, К1500 з характеристиками, наведеними в таблиці 6.1.

Арматурна сталь для попереднього напруження не має площадки текучості.

Для практичних розрахунків приймають дволінійну ідеалізовану (А) або розрахункову (В) діаграму залежності «напруження – деформація» (рис. 6.1).

Розрахунковий опір сталі  $f_{pd}$  приймають рівним  $f_{p0,1k}/\gamma_s$ ,

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

$f_{p0,1k}$  – 0.1% умовна межа текучості арматури;

$\gamma_s$  – коефіцієнт надійності, що приймають для стрижнів і канатів 1,2, для дроту – 1,25;

$\epsilon_{uk}$  – нормативне значення відносної граничної деформації при максимальному навантаженні;

$\epsilon_{ud}$  – розрахункове значення відносної граничної деформації арматури, (при відсутності більш точних значень рекомендовано приймати  $\epsilon_{ud} = 0,02$ ).

Таблиця 6.1 – Фізико-механічні характеристики арматури для попереднього напруження

Клас арматури	Фізико-механічні характеристики					
	$f_{pk}$ МПа	$f_{p0,1k}$ МПа	$f_{pd}$ МПа	$\epsilon_{uk}$	$\epsilon_{ud}$	$E_p$ , ГПа
A600, A600C, A600K	630	575	480	0.02	0.018	190
A800, A800C, A800CK	840	765	637	0.018	0.0162	190
A1000	1050	955	796	0.018	0.0162	190
B <sub>p</sub> 1200	1260	1145	916	0.016	0.0144	190
B <sub>p</sub> 1300	1365	1240	992	0.016	0.0144	190
B <sub>p</sub> 1400	1470	1335	1068	0.016	0.0144	190
B <sub>p</sub> 1500	1575	1430	1144	0.016	0.0144	190
K1400 (K-7)	1470	1335	1112	0.014	0.0126	180
K1500 (K-7)	1575	1430	1192	0.014	0.0126	180
K1500 (K-19)	1575	1430	1192	0.014	0.0126	180

При розміщенні дротяної арматури B<sub>p</sub>1200...B<sub>p</sub>1500 попарно впритул величину  $f_{pd}$  приймають з коефіцієнтом умови роботи  $\gamma_{s2} = 0,85$ .

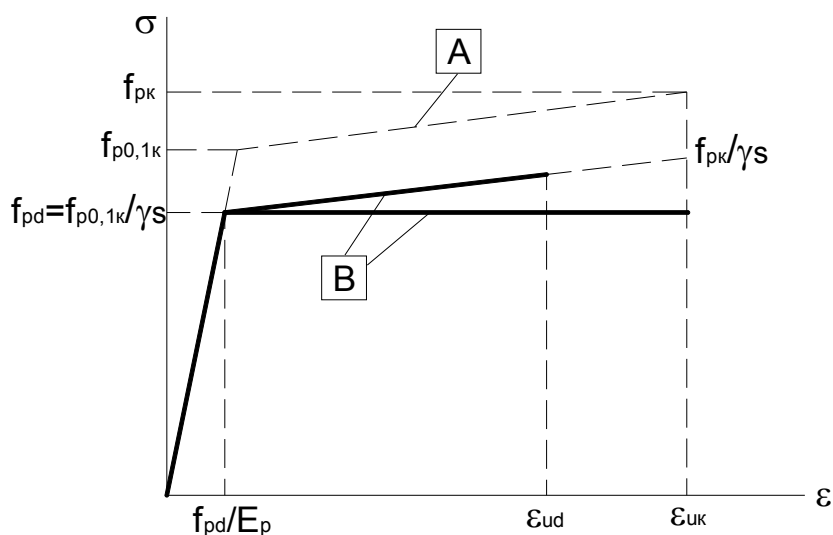


Рисунок 6.1 – Ідеалізована A і розрахункова B діаграми « $\sigma - \epsilon$ » для попередньо напруженої арматури

## 6.2 Зусилля попереднього напруження. Обмеження напружень в бетоні. Втрати попереднього напруження

Зусилля попереднього напруження, що може бути прикладене до арматури

$$P = \sigma_p A_p, \quad (6.1)$$

де  $\sigma_p$  – напруження в арматурі ( $\sigma_{p\min} < \sigma_p < \sigma_{p\max}$ );

$$\sigma_{p\min} = 0,3f_{p0,1k};$$

$$\sigma_{p\max} = (0,9 \dots 0,95)f_{p0,1k};$$

$A_p$  – площа перерізу арматури.

Бетон для попереднього напружених елементів повинен бути класом не нижче C16/20 при використанні арматури класів A600, A800, B<sub>p</sub>1400, B<sub>p</sub>1500 і не нижче класу C25/30 при арматурі A1000, B<sub>p</sub>1200, B<sub>p</sub>1300, K1400, K1500.

Міцність бетону в момент прикладення зусилля попереднього напруження (передаточна міцність бетону) повинна бути не менше 50% прийнятого класу бетону.

Кінцева величина зусилля напруження арматури, прикладеного до бетону, зменшується на величину миттєвих втрат попереднього напруження і втрат, що залежать від часу.

*Миттєві втрати* (перші втрати) відбуваються залежно від методу попереднього напруження. До миттєвих втрат можна віднести:

- втрати внаслідок короткотривалої релаксації  $\Delta P_r$ ;
- втрати внаслідок температурного перепаду при тепловій обробці  $\Delta P_\theta$ ;
- втрати внаслідок пружної деформації бетону  $\Delta P_{e1}$ ;
- втрати внаслідок тертя  $\Delta P_\mu$ ;
- втрати внаслідок проковзування арматури в анкерних пристроях  $\Delta P_{s1}$ .

*Втрати, пов'язані з часом* (другі втрати) – це наслідок усадки, повзучості бетону та довготривалої релаксації напруженої арматури.

Миттєві втрати відбуваються під час напруження арматури і при передачі попереднього напруження на бетон.

*Втрати від релаксації* напружень в арматурі визначають за формулами:

- для арматури класів A600, A800, A1000 при механічному способі натягу

$$\Delta P_r = (0,1\sigma_{p\max} - 20 \text{ МПа})A_p, \quad (6.2)$$

при електротермічному способі натягу

$$\Delta P_r = 0,03\sigma_{p\max}A_p; \quad (6.3)$$

- для арматури класів  $B_p1200...B_p1500, K1400, K1500$  при механічному способі натягу

$$\Delta P_r = A_p(0,22\sigma_{p\max}/f_{p0,1k} - 0,1)\sigma_{p\max}, \quad (6.4)$$

при електротермічному способі натягу

$$\Delta P_r = 0,05\sigma_{p\max}A_p. \quad (6.5)$$

*Втрати від теплового перепаду при тепловій обробці*

$$\Delta P_\theta = 0,5A_pE_p\alpha_c\Delta T, \quad (6.6)$$

де  $\alpha_c$  – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону

$$(\alpha_c = 1,2 \cdot 10^{-5} G^{-1});$$

$\Delta T = (T_{\max} - T_0)$  – різниця між максимальною і початковою температурами; за відсутності точних даних приймають  $\Delta T = 65^\circ C$ .

*Втрати від миттєвої деформації бетону*

$$\Delta P_{el} = A_pE_p \sum \left[ \frac{j\Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (6.7)$$

де  $\Delta\sigma_c(t)$  – зміна напруження в бетоні у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу  $t$ ;

$j$  – коефіцієнт, який визначають як  $j = (n-1)/2n$ ;

$n$  – кількість напружених пучків; для спрощення можна приймати  $j=0,5$ .

*Втрати внаслідок деформації анкерів*

$$\Delta P = (\Delta l/l)E_pA_p \quad (6.8)$$

де  $\Delta l$  – деформація анкера або зміщення арматури в анкері (звичайно приймають  $\Delta l = 2$  мм);

$l$  – відстань між анкерами.

*Втрати внаслідок тертя арматури при напружуванні на бетон*

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (6.9)$$

де  $\theta$  – сума кутових переміщень на відстані  $x$ ;

$\mu$  – коефіцієнт тертя між арматурою та стінкою каналу;

$k$  – випадкове кутове переміщення для внутрішньої арматури на одиницю довжини ( $k = 0,005...0,01$ );

$x$  – відстань вдовж арматури від точки, де сила напруження дорівнює величині  $P_{\max}$ .

Величину  $\mu$  можна приймати з таблиці 6.2.

*Втрати, що залежать від часу, виникають внаслідок деформації бетону, спричиненою повзучістю і усадкою при дії постійного навантаження, а також внаслідок релаксації арматури при розтягу.*

Таблиця 6.2 – Коефіцієнт тертя  $\mu$  для попередньо напруженої арматури

Тип арматури	Коефіцієнт тертя $\mu$				
	Внутрішня арматура	Зовнішня незчеплена арматура			
		Незмащені канали		Змащені канали	
		сталі	поліетіленові	сталі	поліетіленові
Дротова	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
Канати	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
Деформовані стрижні	0.65	-	-	-	-
Гладкі стрижні	0.33	-	-	-	-

Величину втрат визначають за формулою:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QR}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (6.10)$$

де  $\Delta_{p,c+s+r}$  – абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості, усадки і релаксації на відстані  $x$  в момент часу  $t$ ;

$\varepsilon_{cs}$  – деформація усадки, що складається з деформації усадки при висиханні ( $\varepsilon_{cd}$ ) і деформації внутрішньої усадки ( $\varepsilon_{ca}$ ):  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ ; кінцеве значення повної усадки залежить від класу бетону, відносної вологості оточуючого середовища, розмірів елемента і приблизно може прийматись величиною  $\varepsilon_{cs} \sim 0,00035 \dots 0,0005$ ;

$E_p$  – модуль пружності напруженої арматури;

$E_{cm}$  – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$  – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані  $x$  у момент часу  $t$ , викликана релаксацією арматури;

$\varphi(t, t_0)$  – коефіцієнт повзучості в момент часу  $t$  при часі прикладення навантаження  $t_0$ ; в розрахунках можна приймати  $\varphi(\infty, t_0)$ ;

$\sigma_{c,QR}$  – напруження в бетоні на рівні розташування напруженої арматури від дії попереднього напруження постійних навантажень;

$A_p$  – площа напруженої арматури на відстані  $x$ ;

$A_c$  – площа перерізу бетону;

$I_c$  – момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp}$  – відстань від центру ваги перерізу бетону до напруженої арматури.

### 6.3 Особливості розрахунку попередньо напружених елементів

Розрахунок міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних попередньо напружених елементів в загальному вигляді виконують за тими ж формулами (2.1)...(2.10), що й елементів без попереднього напруження.

Величиною прикладеної поздовжньої сили  $N$  є кінцеве значення сили стиску бетону від попереднього напруження після урахування всіх втрат.

У практичних розрахунках згинальний попередньо напружений елемент можна розглядати як позacentрово стиснутий з ексцентриситетом

$$e_0 = (M + Ne_{op})/N,$$

де  $M$  – згинальний момент від зовнішнього навантаження;

$N$  – рівнодіюча сила стиску бетону від попереднього напруження;

$e_{op}$  – ексцентриситет рівнодіючої сили стиску бетону від попереднього напруження відносно центральної осі перерізу.

Розрахунок перерізів ведуть за формулами для першої або другої форми рівноваги.

Розрахунок міцності похилих перерізів ведуть за тим же алгоритмом, що і перерізів без попереднього напруження, але формула для визначення несучої здатності бетону має вигляд:

$$V_{Rd,c,1} = (C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \rho_l f_{cd}} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (6.11)$$

$$V_{Rd,c,2} = (V_{min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (6.12)$$

де  $\sigma_{cp} = N/A_c < 0,2 f_{cd}$ ;

$N$  – сила попереднього напруження;

$A_c$  – площа поперечного перерізу бетону;

$b_w$  – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні;

$K_1 = 0,15$ .

Для елементів без поперечної арматури опір поперечній силі в зонах, які не мають тріщин внаслідок згину при  $\sigma_s \leq f_{ctd}$  (рис. 6.2) розраховують за формулою:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}}, \quad (6.13)$$

де  $I$  – момент інерції перерізу;

$b_w$  – ширина поперечного перерізу по центральній осі з урахуванням наявності каналів для напружуваної арматури;

$S$  – статичний момент перерізу вище і відносно центральної осі;

$\alpha_1 = l_x/l_{pt2} \leq 1$  для арматури, напружуваної на бетон;

$\alpha_1 = 1$  для інших видів попереднього напруження;

$l_x$  – відстань від розглядуваного перерізу до початкової точки довжини передачі;



$l_{pt2}$  – величина верхньої межі довжини передачі для напружуваного елемента ( $l_{pt2} = 1,2l_{pt}$ );

$\sigma_{cp}$  – напруження стиску бетону на центральній осі від попереднього напруження;

$f_{ctd}$  – розрахунковий опір бетону на розтяг.

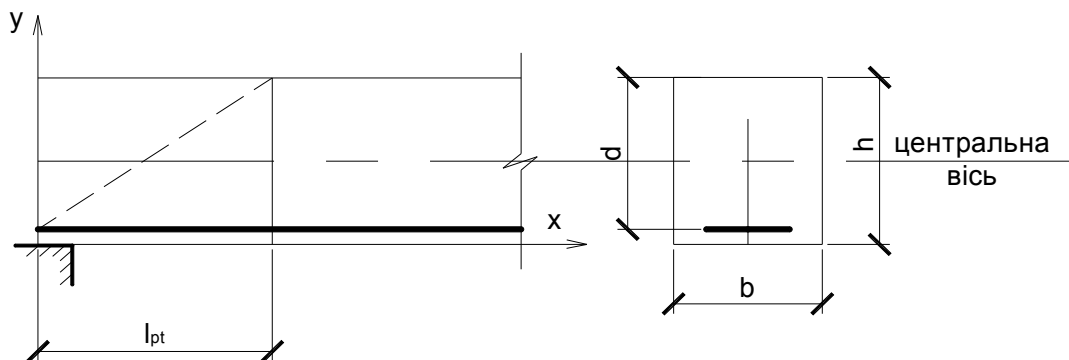


Рисунок 6.2 – До визначення базової довжини передачі напружень

Базова довжина передачі напружень

$$L_{pt} = \alpha_1^1 \alpha_2 \varnothing \sigma_{pm0} / f_{bpt} , \quad (6.14)$$

де  $\alpha_1^1 = 1,0$  для поступового відпускання;

$\alpha_1^1 = 1,25$  для моментального відпускання;

$\alpha_2 = 0,25$  для арматури круглого поперечного перерізу;

$\alpha_2 = 0,19$  для канатів;

$\varnothing$  – номінальний діаметр напруженого елемента;

$\sigma_{pm0}$  – напруження в напруженому елементі безпосередньо після відпускання;

$f_{bpt}$  – постійне напруження зчеплення, що визначають за формулою:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) , \quad (6.15)$$

де  $\eta_{p1} = 2,7$  для дротів періодичного профілю;

$\eta_{p1} = 3,2$  для канатів;

$\eta_1 = 1,0$  при хороших умовах зчеплення;

$\eta_1 = 0,7$  при інших умовах зчеплення;

$f_{ctd}(t)$  – розрахунковий опір бетону на розтяг в момент відпускання напруженого елемента.

*Приклад 13.* Панель перекриття ПБ72-12-8 висотою 220 мм, шириною 1180 мм, із шістьма порожнинами діаметром 152 мм, армована 5 $\varnothing$ 12К1400 (К7) і виготовлена з бетону класу С32/40. Згинальний момент від розрахункового навантаження  $M = 89,21$  кНм, момент від

експлуатаційного навантаження  $M_{ser} = 74,34$  кНм. Розрахунковий проліт панелі  $l_0 = 7,04$  м.

Попереднє напруження виконують на анкерні пристрої.

Визначити силу обтиснення бетону в експлуатаційному режимі.

1) Параметри робочої арматури:

- площа перерізу  $A_p = 4,53$  см<sup>2</sup>;
- міцність  $f_{p0,1k} = 1335$  МПа;  $f_{pd} = 1110$  МПа;
- модуль пружності  $E_p = 180000$  МПа;
- співвідношення  $E_p/E_{cm} = 180000/3600 = 5$ .

2) Початкові напруження в арматурі прийняті  $\sigma_p = 1100$  МПа;

початкове зусилля стиску бетону  $P = \sigma_p A_p = 110 \cdot 4,53 = 498,3$  кН.

3) Геометричні характеристики перерізу:

$$A_c = 118 \cdot 22 - 6 \cdot 3,14 \cdot 15,2^2 / 4 = 1507 \text{ см}^2,$$

$$A_{red} = 1507 + 5 \cdot 4,53 = 1530 \text{ см}^2,$$

$$S_{red} = 1507 \cdot 11 + 5 \cdot 4,53 \cdot 2,5 = 16631 \text{ см}^3,$$

координата центру ваги перерізу

$$y_0 = 16631 / 1530 = 10,9 \text{ см},$$

$$I_c = 118 \cdot 22^3 / 12 - 6 \cdot 0,05 \cdot 15,2^4 = 88691 \text{ см}^4,$$

$$I_{red} = 88691 + 1507 \cdot 0,1^2 + 5 \cdot 4,53 \cdot 8,4^2 = 90304 \text{ см}^4.$$

4) Втрати попереднього напруження

*А. Миттєві втрати*

- від релаксації

$$\Delta P_r = A_p (0,22 \sigma_p / f_{p0,1k} - 0,1) \sigma_p = 4,53 (0,22 \cdot 1100 / 1335 - 0,1) 1100 = 40,5 \text{ кН};$$

- від впливу температури

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c \Delta T = 0,5 \cdot 4,53 \cdot 180000 \cdot 0,000012 \cdot 65 = 31,8 \text{ кН};$$

- від деформації анкерних пристроїв ( $\Delta l = 2$  мм):

$$\Delta P_{sl} = \Delta l \cdot E_p A_p / l = 0,2 \cdot 180000 \cdot 4,53 / 720 = 22,7 \text{ кН};$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p [j \Delta \sigma_c(t) / E_{cm}(t)],$$

$$\text{Де } j = (n - 1) / 2n = (5 - 1) / 10 = 0,4.$$

Зміна напружень у бетоні на рівні арматури

$$\Delta \sigma_c(t) = P / A_{red} + P e_{0py} / I_{red} = 498,3 / 1530 + 498,3 \cdot 8,4 \cdot 8,4 / 90304 = 0,715 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta P_{el} = 4,53 \cdot 180000 \cdot 0,4 \cdot 0,715 / 3600 = 6,5 \text{ кН}.$$

Сума миттєвих втрат

$$\Delta P = 40,5 + 31,8 + 22,7 + 6,5 = 101,5 \text{ кН}.$$

*Б. Втрати в експлуатаційному режимі від усадки і повзучості*  
визначаємо за формулою (6.10), де для бетону класу С32/40  $\phi(\infty, t_0) = 1,5$ ;

Сумарну деформацію усадки (усихання і внутрішня усадка) приймаємо  $\varepsilon_{cs} = 0,0004$ .

Напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та попереднього напруження

$$\sigma_{c,Qp} = \Delta\sigma_c(t) - My/I_{red} = 0,715 - 7434 \cdot 8,4 / 90304 = 0,0235 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta P_r / A_p = 40,5 / 4,53 = 8,94 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 4,53 \frac{0,0004 \cdot 18000 + 0,8 \cdot 8,94 + 5 \cdot 1,5 \cdot 0,0235}{1 + 5 \frac{4,53}{1507} \left( 1 + \frac{1507 \cdot 8,5 \cdot 8,5}{88691} \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} = 32,38 \text{ кН.}$$

5) З урахуванням всіх втрат кінцева сила обтиску бетону

$$P = 498,3 - 101,5 - 32,38 = 364,4 \text{ кН.}$$

Сума втрат досягає 26,8%.

## 7 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

До граничних станів з експлуатаційної придатності належать:

- обмеження рівня напружень;
- перевірка тріщиноутворення і величини розкриття тріщин;
- перевірка деформацій.

Обмеження напружень повинно відбуватись як для стиснутого, так і для розтягнутого бетону.

При розрахунках напружень і прогинів вважають, що тріщини будуть відсутні в перерізах, якщо напруження розтягу в бетоні не перевищують середньої міцності бетону на осьовий розтяг  $f_{ctm}$ .

В стиснутому бетоні рекомендовані напруження  $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$ . При напруженнях  $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$  приймають лінійний характер повзучості, при  $\sigma_c > 0,45f_{ck}$  враховують нелінійний характер повзучості.

### 7.1 Розрахунок елементів на тріщиноутворення

Вважають, що утворенню тріщин можна запобігти, якщо при основній комбінації навантажень для другої групи граничних станів деформації в розтягнутій арматурі  $\varepsilon_s \leq 0,0015$ .

Тріщиноутворення є нормальним для більшості залізобетонних елементів без попереднього напруження при згині, розтягу, зрізу і крутінні. Для цих елементів встановлюють величину обмеження ширини розкриття тріщин ( $w_{max} = 0,3 \dots 0,4$  мм) залежно від класу впливу [1].

Розрахункова величина розкриття тріщин

$$w_k = w_{k1} + w_{k2} - w_{k3}, \quad (7.1)$$

де  $w_{k1}$  – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

$w_{k2}$  – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження);

$w_{k3}$  – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Ширину розкриття тріщин від відповідного сполучення навантажень визначають за формулою:

$$w_{ki} = s_{r \max} (\mathcal{E}_{sm} - \mathcal{E}_{ctm}), \quad (7.2)$$

де  $s_{r \max}$  – максимальний крок тріщин;

$\mathcal{E}_{sm}$  – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

$\mathcal{E}_{ctm}$  – середня деформація бетону між тріщинами.

Максимальний крок тріщин залежить від відстані між розтягнутими стрижнями в розтягнутій зоні:

- якщо відстань між центрами стрижнів не перевищує  $5(c + \emptyset/2)$ , то

$$s_{r \max} = 3,4c + 0,425k_1k_2(\emptyset/\rho_{p \text{ eff}}); \quad (7.3)$$

- якщо відстань між центрами стрижнів більше, ніж  $5(c + \emptyset/2)$ , то

$$s_{r \max} = 1,3(h - x), \quad (7.4)$$

де  $c$  – захисний шар бетону;

$k_1$  – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури:

$k_1 = 0,8$  для арматури періодичного профілю,

$k_1 = 1,6$  для гладкої арматури;

$k_2$  – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій ( $k_2 = 0,5$  при згині,  $k_2 = 1,05$  при розтягу).

Величину  $(\mathcal{E}_{sm} - \mathcal{E}_{ctm})$  визначають за формулою:

$$(\mathcal{E}_{sm} - \mathcal{E}_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct \text{ eff}}}{\rho_{p \text{ eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p \text{ eff}})}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (7.5)$$

де  $\sigma_s$  – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною;

$$\alpha_e = E_s / E_{cm};$$

$$\rho_{p \text{ eff}} = A_s / A_{c \text{ eff}};$$

$A_{c \text{ eff}}$  – фактична площа розтягнутого бетону, що охоплює арматуру на висоті  $h_{c \text{ eff}}$ ;

$h_{c \text{ eff}}$  приймають як менше із значень:

$$h_{c \text{ eff}} = 2,5(h - d);$$

$$h_{c\text{ eff}} = (h - x)/3;$$

$$h_{c\text{ eff}} = 0,5h;$$

$k_t$  – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження ( $k_t = 0,6$  для короткотривалого навантаження,  $k_t = 0,4$  для довготривалого навантаження);

$f_{c\text{ eff}}$  – середнє значення міцності бетону на розтяг (звичайно приймають

$$f_{c\text{ eff}} = f_{c\text{ tm}}).$$

Обмеження тріщиноутворення можна забезпечити і без прямих розрахунків. Щоб ширина тріщин не перевищувала допустимої величини, можна орієнтуватись на рекомендації, що наведені в таблицях 7.1 і 7.2.

Таблиця 7.1 – Рекомендації щодо вибору діаметрів арматури

Напруження в арматурі $\sigma_s$ , МПа	Максимальний діаметр стрижня при ширині тріщини		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Таблиця 7.2 – Рекомендації щодо вибору кроку стрижнів у перерізі

Напруження в арматурі $\sigma_s$ , МПа	Максимальний крок стрижнів, мм при ширині тріщин		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

В таблицях 7.1 і 7.2 припущено, що захисний шар бетону  $c = 25$  мм;  $f_{ctm} = 2,9$  МПа; висота розтягнутої зони  $h_{cr} = 0,5h$ ;  $a = h - d = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_t = 0,4$ ; напруження в арматурі  $\sigma_s$  наведені для розглядуваного сполучення навантажень.

Якщо у перерізі використовують стрижні різних діаметрів, то необхідно визначити еквівалентний діаметр  $\varnothing_{eq}$ :

$$\varnothing_{eq} = (n_1\varnothing_1^2 + n_2\varnothing_2^2)/(n_1\varnothing_1 + n_2\varnothing_2), \quad (7.6)$$

де  $n_1, n_2$  – кількість стрижнів з відповідними діаметрами  $\varnothing_1$  і  $\varnothing_2$ .

*Приклад 14.* Визначити тріщиностійкість балки перерізом  $50 \times 20$  см, виготовленої з бетону С 20/25 (рис.7.1). Арматура –  $2\varnothing 28A400C$ ,  $A_s = 12,32$  см<sup>2</sup>. Згинальний момент  $M = 160$  кНм.

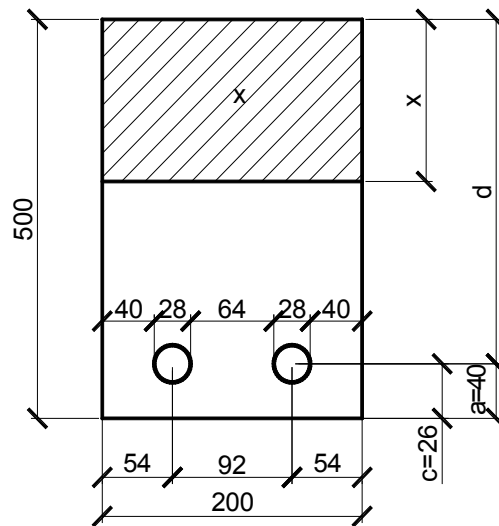


Рисунок 7.1 – До розрахунку прикладу 14

Ширина розкриття тріщин від відповідного сполучення навантаження

$$W_{ki} = S_{2max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}).$$

Оскільки  $5(c + \varnothing/2) = 5(26 + 28/2) = 200$  мм  $>$  92 мм,

де 92 мм – відстань між центрами стрижнів, тому крок тріщин розраховуємо за формулою:

$$s_{rmax} = 3,4c + 0,425k_1k_2(\varnothing/\rho_{c\text{eff}}),$$

$$\text{де } \rho_{c\text{eff}} = A_s/A_{c\text{eff}}; A_{c\text{eff}} = bh_{c\text{eff}}.$$

Висота стиснутої зони  $x = d\xi = 46 \cdot 0,385 = 17,71$  см ( $\xi = 0,385$ ;  $\zeta = 0,846$  з прикладу 1).

$h_{c\text{eff}}$  приймаємо як найменше зі значень:

$$h_{c\text{eff}} = 2,5(h - d) = 2,5(50 - 46) = 10 \text{ см};$$

$$h_{\text{ceff}} = (h - x)/3 = (50 - 17,71)/3 = 10,76 \text{ см};$$

$$h_{\text{ceff}} = 0,5h = 25 \text{ см}; \text{ приймаємо } h_{\text{ceff}} = 10 \text{ см}.$$

$$A_{\text{ceff}} = b \cdot h_{\text{ceff}} = 20 \cdot 10 = 200 \text{ см}^2.$$

$$\rho_{\text{ceff}} = 12,32/200 = 0,062.$$

$$s_{\text{rmax}} = 3,4 \times 26 + 0,425 \times 0,8 \times 0,5(28/0,062) = 165,17 \text{ см};$$

напруження в арматурі

$$\sigma_s = M/\zeta A_s d = 16000/0,846 \times 12,32 \times 46 = 33,37 \text{ кН/см}^2;$$

$$\alpha_e = E_s/E_{\text{cm}} = 20000/3000 = 6,67;$$

$$f_{\text{ct eff}} = f_{\text{ctm}} = 22 \text{ МПа};$$

$k_t = 0,4$  для довготривалого навантаження.

$$(\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{ctm}}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{\text{ct eff}}}{\rho_{\text{ceff}}}(1 + \alpha_e \rho_{\text{ceff}})}{E_s} =$$

$$= \frac{33,37 - 0,4 \frac{0,22}{0,062}(1 + 6,67 \cdot 0,062)}{20 \cdot 10^3} = 0,0016;$$

$$0,6\sigma_s/E_s = 0,6 \cdot 33,37 / 20000 = 0,001 < (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{ctm}}) = 0,0016.$$

Ширина розкриття тріщин

$$w_{\text{ki}} = 165,17 \cdot 0,0016 = 0,26 \text{ см}.$$

Для забезпечення тріщиностійкості можна рекомендувати замість арматури 2Ø28A400С прийняти еквівалентну площу перерізу арматури зі стрижнів Ø12A400С (табл. 7.1).

## 7.2 Розрахунок елементів за деформаціями

Граничний стан за деформаціями може перевірятись шляхом обмеження співвідношення «проліт/висота», або порівнянням розрахункового прогину з гранично допустимим (для більшості елементів гранично допустимий прогин дорівнює 1/250 прольоту).

Вважають, що прогини не перевищують допустимих, якщо виконуються умови:

$$\frac{1}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{\text{ck}}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{\text{ck}}} \sqrt{\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^3} \right] \text{ при } \rho \leq \rho_0, \quad (7.7)$$

$$\frac{1}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{\text{ck}}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho^I} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{\text{ck}}} \sqrt{\frac{\rho^I}{\rho_0}} \right] \text{ при } \rho > \rho_0, \quad (7.8)$$

де  $K$  – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи;

$\rho_0$  – довідковий відсоток армування ( $\rho_0 = \sqrt{f_{\text{ck}}}$ );

$\rho$  – необхідний відсоток армування розтягнутої арматури для сприйняття моменту від розглядуваного навантаження;

$\rho^I$  – необхідний відсоток армування стиснутою арматурою для сприйняття моменту від розглядуваного навантаження;

$f_{ck}$  приймають в МПа.

Залежності (7.7), (7.8) одержані за умови, що напруження в арматурі при розглядуваному навантаженні за другою групою граничних станів становлять 310 МПа. Якщо рівень напружень має іншу величину, то результат розрахунків за (7.7) і (7.8) треба помножити на  $310/\sigma_s$ .

Коефіцієнт К рекомендовано приймати з таблиці 7.3. З таблиці також можна визначити необхідне співвідношення  $l/d$ .

Таблиця 7.3 – Значення коефіцієнта К

Конструктивна система	К	Співвідношення $l/d$	
		$\rho = 1,5\%$	$\rho = 0,5\%$
Шарнірно обперта балка, шарнірно обперта плита в одному або в двох напрямках	1.0	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки або плити, або обпертої в двох напрямках і нерозрізної вдовж довгої сторони плити	1.3	18	26
Внутрішній проліт балки чи плити, обпертої в одному чи в двох напрямках	1.5	20	30
Безбалкова плита	1.2	17	24
Консоль	0.4	6	8

При інших значеннях відсотків армування співвідношення  $l/d$  визначають інтерполяцією.

У загальному випадку прогин визначають за формулою:

$$f = \int_0^l M_x \left( \frac{1}{r} \right) dx, \quad (7.9)$$

де  $M_x$  – згинальний момент у перерізі від розглядуваного навантаження;

$1/r$  – кривизна у перерізі, визначена при розглядуваному навантаженні.



Розрахункова величина кривизни перерізу елементу

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2 - 1/r_3, \quad (7.10)$$

де  $1/r_1$ —кривизна елементу від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

$1/r_2$  – кривизна елементу від нетривалої дії повного навантаження (тривалого і короткочасного);

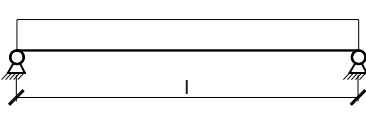
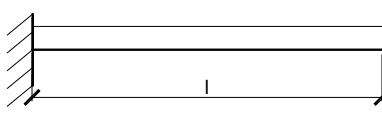
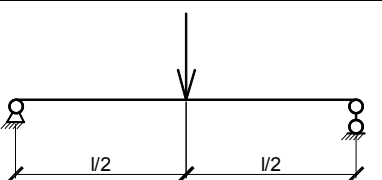

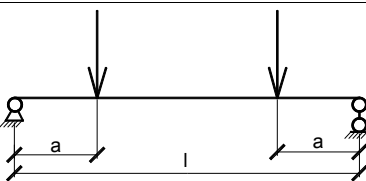
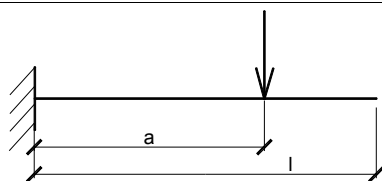
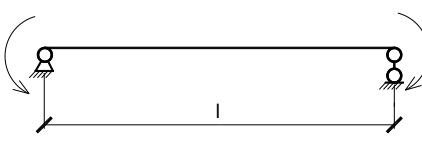
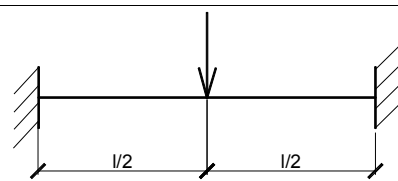
$1/r_3$  – кривизна елементу від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин визначають за формулою

$$f = (1/r)k_m l^2, \quad (7.11)$$

де  $k_m$  – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми і типу навантаження (табл. 7.4).

Таблиця 7.4 – Коефіцієнти  $k_m$  для різних схем навантаження

Схема навантаження	$k_m$	Схема навантаження	$k_m$
	5/48		1/4
	1/12		1/3
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$		$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$
	1/48		1/24

*Приклад 15.* За даними прикладу 14 визначити прогин балки. Розрахункова довжина балки  $l_0 = 6,0$  м. Навантаження – рівномірно розподілене.

Необхідна кількість арматури

$$A_s = M/\zeta f_{yd}d = 16000/0,846 \cdot 36,5 \cdot 46 = 11,26 \text{ см}^2.$$

Фактичні напруження в арматурі

$$\sigma_s = 36,5 \cdot 11,26/12,32 = 33,36 \text{ кН/см}^2;$$

деформації арматури

$$\varepsilon_s = \sigma_s/E_s = 33,36/20000 = 0,00167;$$

деформації бетону

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s x/(d - x) = 0,00167 \cdot 17,71/(46 - 17,71) = 0,00105;$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)}(h - x)/x = 0,00105(50 - 17,71)/17,71 = 0,00191;$$

кривизна

$$1/r = (\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})/h = (0,00105 + 0,00191)/50 = 5,92 \cdot 10^{-5} \text{ см}.$$

Прогин балки

$$f = k_m l_0^2 \times 1/r = (5/48) \cdot 5,92 \cdot 10^{-5} \cdot 600^2 = 2,22 \text{ см}.$$

*Приклад 16.* Визначити прогин балки перерізом  $50 \times 20$  см, виготовлені з бетону С20/25. Напружена арматура класу А600С ( $f_{yd} = 520$  МПа,  $E_p = 190000$  МПа). Згинальний момент від експлуатаційного рівномірно розподіленого навантаження  $M = 160$  кНм. Розрахункова довжина балки  $l_0 = 6,0$  м. Попереднє напруження з урахуванням усіх втрат  $\sigma_p = 360$  МПа. З прикладу 1 маємо:  $\alpha_m = 0,26$ ,  $\xi = 0,385$ ,  $\zeta = 0,846$ ,  $x = \xi d = 17,71$  см.

Необхідна кількість арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{16000}{0,846 \cdot 52 \cdot 46} = 7,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\varnothing 25A600$  ( $A_s = 9,82 \text{ см}^2$ ).

Сила попереднього напруження

$$P = \sigma_p A_p = 36 \cdot 9,82 = 353,5 \text{ кН}.$$

Фактичні деформації арматури від експлуатаційного навантаження

$$\varepsilon_s = f_{pd} A_p / A_{p\text{факт}} \cdot E_p = 52 \cdot 7,9 / 9,82 \cdot 190000 = 0,0022.$$

Деформації бетону від експлуатаційного навантаження

$$\varepsilon_{c(1)} = 0,0022 \cdot 17,71 / (46 - 17,71) = 0,00138,$$

$$\varepsilon_{c(2)} = 0,00138(50 - 17,71) / 17,71 = 0,00251.$$

Кривизна від експлуатаційного навантаження

$$1/r = (0,00138 + 0,00251) / 50 = 7,78 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогин від експлуатаційного навантаження

$$f_1 = (5/48) \cdot 7,78 \cdot 10^{-5} \cdot 600^2 = 2,92 \text{ см.}$$

Ексцентриситет сили попереднього напруження

$$e_0 = 0,5h - a = 25 - 4 = 21 \text{ см} > r = h/6 = 8,33 \text{ см};$$

при другій формі рівноваги  $x = x_R = \xi_R d = 0,64 \times 46 = 29,4 \text{ см.}$

Напруження в бетоні стиснутої зони

$$\sigma_{c(2)} = P/A + 6P(0,5h - a)/bh^2 = 353,5/1000 + 6 \cdot 353,5(25 - 4)/20 \cdot 50^2 = 1,244 \text{ кН/см}^2;$$

Деформації в бетоні стиснутої зони

$$\varepsilon_{c(2)} = \sigma_{c(2)}/E_{cd} = 1,244/2300 = 0,000541;$$

деформації в бетоні розтягнутої зони

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(2)} (h - x)/x = 0,000541(50 - 29,4)/29,4 = 0,00038.$$

Кривизна вигину від попереднього напруження

$$1/r = (0,00038 + 0,000541) / 50 = 1,84 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Вигин від попереднього напруження

$$f_2 = 1,84 \cdot 10^{-5} (1/8) \cdot 600^2 = 0,83 \text{ см.}$$

Сумарний прогин  $f = f_1 - f_2 = 2,92 - 0,83 = 2,09 \text{ см.}$

## 8 КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

### 8.1 Розміщення арматури у перерізах

У згинальних елементах горизонтальні стрижні можуть бути розміщені в одному або декількох горизонтальних рядах. Відстань у чистоті між окремими паралельними стрижнями по горизонталі і вертикалі повинна бути не меншою ніж максимальний діаметр стрижня і не менше 20 мм.

Стрижні у різних паралельних рядах повинні розміщуватись один над одним по одній вертикалі.

При з'єднанні стрижнів внапуск вони можуть торкатись один одного на довжині напуску.

Поздовжню арматуру в колонах розміщують в один ряд паралельно граням контуру.

Загальна кількість поздовжньої арматури в колонах повинна бути не менше

$$A_{s, \min} = 0,1 N_{Ed} / f_{yd} \text{ і не менше } 0,002 A_c,$$

де  $f_{yd}$  – границя текучості арматури;

$N_{Ed}$  – розрахункова стискаюча сила;

$A_c$  – площа бетонного перерізу елемента.

Крок поперечної арматури  $s_{cl,t}$  вдовж колони не повинен перевищувати:  
 $s_{cl,t} \leq (20\varnothing_{\min, \text{поздовж.}}; b_{\text{кол}}; 400 \text{ мм})$ .

Біля з'єднань напуском та біля нижньої і верхньої опор (перекрыттів) на довжині  $h_{\text{кол}}$  крок поперечної арматури зменшують на величину коефіцієнту 0,6.

Кожний поздовжній стрижень повинен утримуватись поперечною арматурою.

Для стін і діафрагм жорсткості площу вертикальної арматури призначають в діапазоні  $A_{s,v} = (0,002 \dots 0,04)A_c$ .

Арматуру розташовують на кожній грані стіни. Відстань між двома вертикальними стрижнями вдовж грані не повинна перевищувати 400 мм, або трикратну товщину стіни.

Горизонтальної арматури в стінах повинно бути не менше 25% від вертикальної арматури і відстань між горизонтальними стрижнями не повинна перевищувати 400 мм.

Для фундаментів приймають поздовжню робочу арматуру діаметром не менше 8 мм. Крок стрижнів приймають 100...200 мм.

## 8.2 Анкерування і з'єднання поздовжньої арматури

Для залізобетонних елементів без попереднього напруження в зоні розтягу виконують анкерування стрижнів. При цьому застосовують загинання арматурних стрижнів (рис. 8.1,а) або гаки (рис. 8.1,б), а також анкерування поперечними стрижнями (рис. 8.1,в).

При стиску загинання та гаки не застосовують.

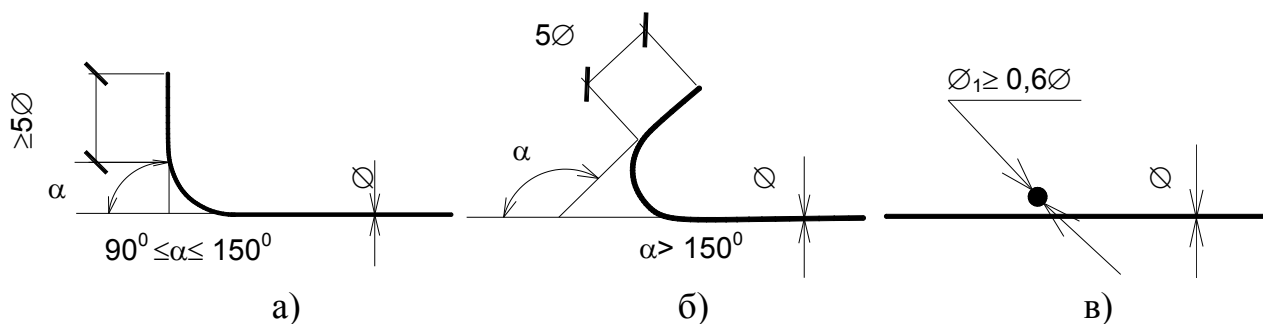


Рисунок 8.1 – Анкерування стрижнів в елементах без попереднього напруження

Розрахункова довжина анкерування  $l_{bd}$  залежить від багатьох факторів (захисного шару бетону, форми стрижнів, наявності поперечної арматури) і повинна бути не менше  $l_{b,min}$ , що приймають як більшу з величин:

$$l_{b,min} \geq \max( 0,3l_{b,rqd} ; \emptyset ; 100\text{мм} ), \quad (8.1)$$

де  $l_{b,rqd}$  – базова довжина заанкерування:

$$l_{b,rqd} = 0,25\emptyset * \sigma_{sd} / f_{bd} ; \quad (8.2)$$

$\sigma_{sd}$  – розрахункові напруження у стрижні в місці, від якого визначають довжину анкерування;

$f_{bd}$  – розрахункове значення граничних напружень зчеплення:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}. \quad (8.3)$$

$\eta_1$  – коефіцієнт, що залежить від умов зчеплення (для хороших умов  $\eta_1 = 1,0$ ; для інших умов  $\eta_1 = 0,7$ );

$\eta_2$  – коефіцієнт, що приймають залежно від діаметру стрижнів:  
для  $\emptyset \leq 32, \eta_2 = 1$ ; для  $\emptyset > 32, \eta_2 = (1,32 - \emptyset) / 100$ .

З'єднання арматури виконують в різних перерізах і не розташовують у зонах з максимальними зусиллями.

Розташування стрижнів з напуском повинно виконуватись за рекомендаціями рисунку 8.2.

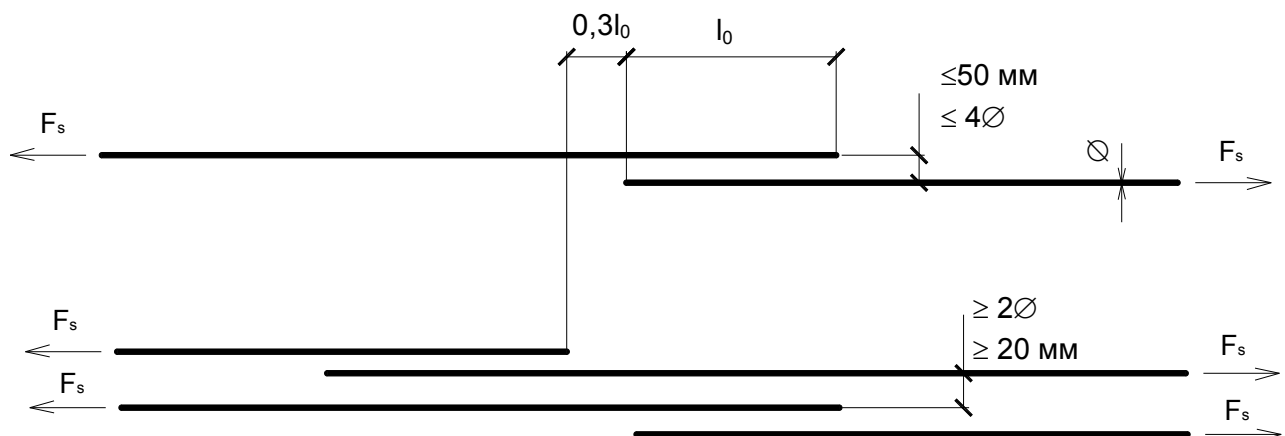


Рисунок 8.2 – Рекомендації щодо напуску стрижнів для елементів без попереднього напруження

При розташуванні розтягнутих стрижнів одним шаром напуск допускають до 100% стрижнів. При розташуванні стрижнів у декілька шарів напуск допускають в одному шарі до 50% стрижнів.

Стиснуті стрижні можуть напускатись 100% в одному перерізі.

Мінімальна довжина напуску

$$l_{0,min} > \max( 0,3\alpha l_{b,rqd} ; 15\emptyset ; 200 \text{ мм} ), \quad (8.4)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що визначають з таблиці 8.1.

Таблиця 8.1 – Рекомендації щодо мінімальної довжини напуску арматури

Відсоток стрижнів внапуск відносно загальної площі перерізу арматури	< 25	33	50	>50
$\alpha$	1	1.15	1.4	1.5
Проміжні значення $\alpha$ визначають інтерполяцією				

При використанні арматури великих діаметрів ( $\varnothing > 32$ ) не рекомендують виконувати з'єднання напуском. Такі стрижні заанкерують за допомогою механічних пристроїв.

Якщо ненапружувану арматуру застосовують у вигляді пучків, то для більшості випадків правила розташування і анкерування окремих стрижнів застосовують і для пучків. У розрахунку пучок замінюють умовним стрижнем з еквівалентним діаметром

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55, \quad (8.5)$$

де  $\varnothing$  – діаметр пучка;

$n_b$  – кількість стрижнів в пучку ( $n_b \leq 4$  при стиску і при напуску стрижнів;  $n_b \leq 3$  для всіх інших випадків).

### 8.3 Особливості конструювання попередньо напружених елементів

При попередньому напруженні на упори треба дотримуватись рекомендацій щодо мінімальної відстані у чистоті між окремими пучками (рис. 8.3).

При попередньому напруженні на бетон мінімальні відстані між каналами регламентують згідно з рисунком 8.4.

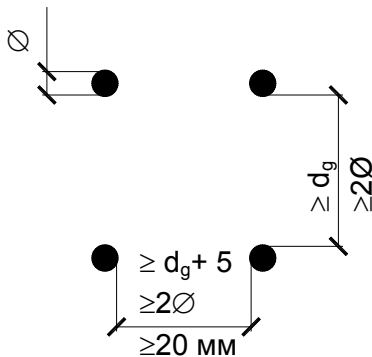


Рисунок 8.3

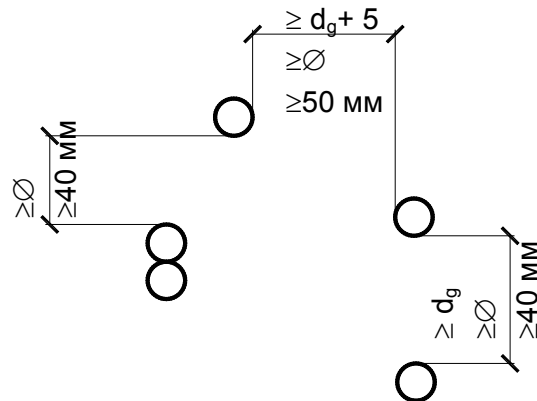


Рисунок 8.4

Рекомендації щодо розташування арматури при напруженні на упори (рис. 8.3) і на бетон (рис. 8.4)

На рисунках 8.3 і 8.4:

$\emptyset$  – діаметр пучку або каналу відповідно;

$d_g$  – максимальний розмір заповнювача бетону.

Анкерування напруженої арматури перевіряють у перерізах, де напруження розтягу у бетоні перевищують  $f_{ctk,0,05}$ . Якщо напруження розтягу у бетоні менші  $f_{ctk,0,05}$ , то перевірки анкерування не вимагають.

Міцність зчеплення при заанкеруванні в граничному стані

$$f_{bpd} = \eta_1 \eta_{p2} f_{ctd}(t), \quad (8.6)$$

де  $\eta_{p2}$  – коефіцієнт, що залежить від типу арматури:

$\eta_{p2} = 1,4$  – для дротів періодичного профілю;

$\eta_{p2} = 1,2$  – для канатів;

$f_{ctd}(t)$  – розрахункова величина опору на розтяг у момент відпускання арматури.

Основна величина довжини зони передачі зусилля попереднього напруження

$$L_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \emptyset \sigma_{pmo} / f_{bpt}, \quad (8.7)$$

де  $\alpha_1 = 1$  для поступового відпускання;  $\alpha_1 = 1,25$  для моментального відпускання;

$\alpha_2 = 0,25$  для арматури круглого поперечного перерізу;  $\alpha_2 = 0,19$  для дротяних канатів;

$\emptyset$  – номінальний діаметр арматури;

$\sigma_{pmo}$  – напруження в арматурі відразу після відпускання;

$f_{bpt}$  – постійне напруження зчеплення:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t); \quad (8.8)$$

де  $\eta_{p1} = 2,7$  для дроту періодичного профілю;  $\eta_{p1} = 3,2$  для канатів.

Загальна довжина зони заанкерування пучків (рис. 8.5)

$$l_{bpd} = 1,2 l_{pt} + \frac{\alpha_2 \emptyset (\sigma_{pd} - \sigma_{pmo})}{f_{ctd}}, \quad (8.9)$$

де  $\sigma_{pd}$  – напруження в арматурі відповідно до зусилля за (8.6);

$\sigma_{pmo}$  – попереднє напруження після всіх втрат.

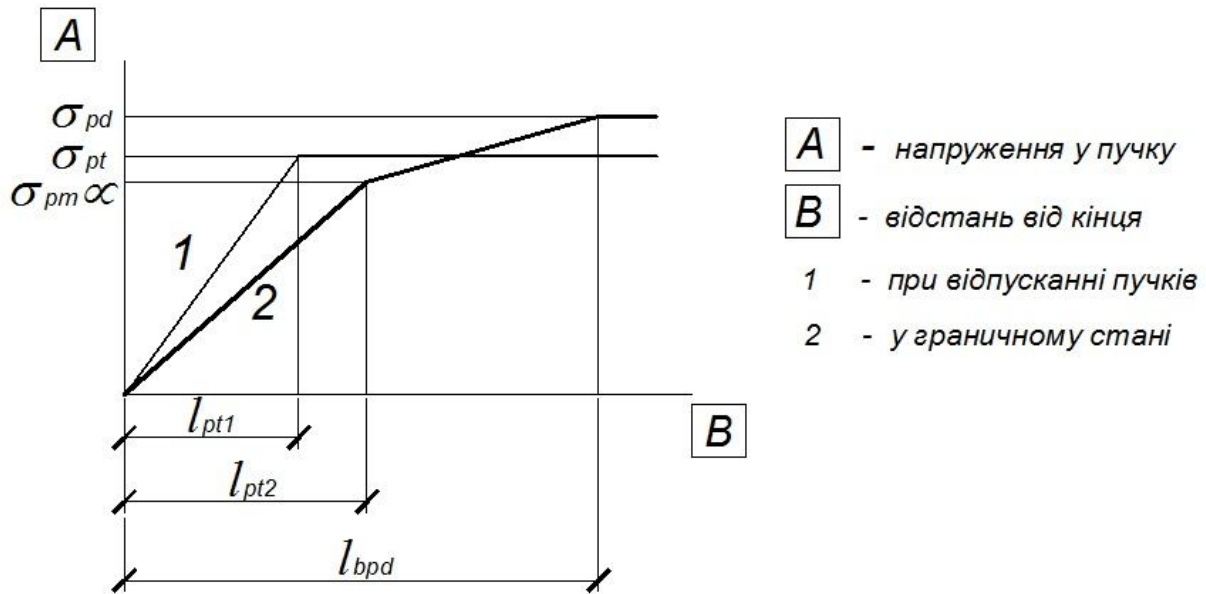


Рисунок 8.5 – До визначення довжини зони анкетування напруженої арматури

## 9 ОДНОПОВЕРХОВІ ПРОМИСЛОВІ БУДІВЛІ

### 9.1. Компонівка будівлі. Основні елементи. Система в'язів

Конструктивною та технологічною особливістю одноповерхових каркасних промислових будівель є обладнання їх мостовими кранами (рис. 10.1).

Елементами конструкції будівлі з балочними покриттями є колони, ригелі покриття (балки, ферми або арки), плити покриття, підкранові балки.

Основна конструкція каркасу – поперечна рама, що створена колонами і ригелями.

Просторова жорсткість та стійкість одноповерхової промислової будівлі досягається замуруванням колон у фундаментах. У поперечному напрямку просторова жорсткість забезпечується поперечними рамами, в поздовжньому – поздовжніми рамами, елементами покриття, підкрановими балками та вертикальними в'язами.

Сітка колон може бути 12×18, 12×24, 12×30 або 6×18, 6×24, 6×30 м.

При кроці колон 12 м можливий крок ригелів 6 м із використанням проміжної опори – підкроквяної балки або ферми.



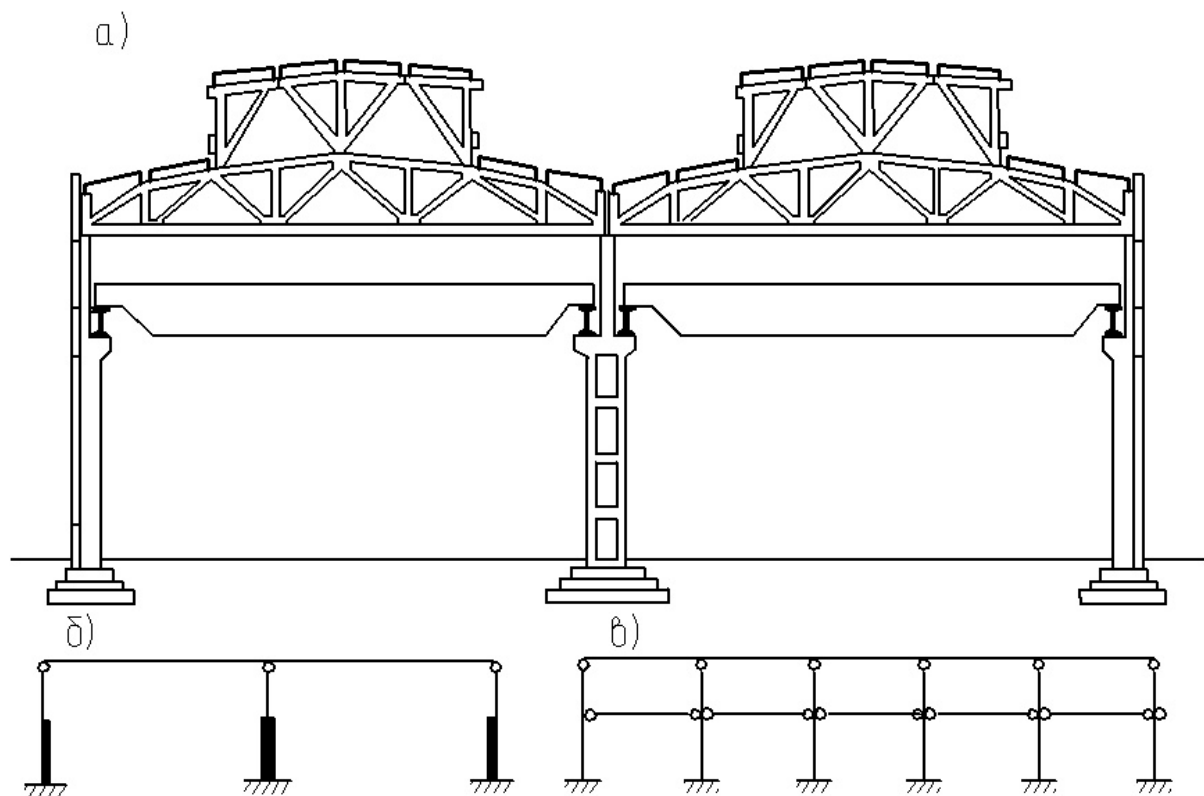


Рисунок 9.1 – Одноповерхова промислова будівля з мостовими кранами  
 а – конструктивний поперечний розріз; б – розрахункова схема поперечної рами; в – розрахункова схема поздовжньої рами

Колони крайнього ряду розташовують таким чином, щоб вісь ряду проходила на відстані 250 мм від наружної грані колони. Колони крайнього ряду при кроці 6 м і кранах вантажопід'ємністю до 30 т розташовують з нульовою прив'язкою. Колони на торцях будівлі розташовують на відстані 500 мм від поперечної осі.

При довжині будівлі більше 72 м будівля розділяється на окремі температурні блоки.

Відстань від розбивочної осі ряду до осі підкранової балки приймають 750 мм.

Поперечна рама формується з колон і ригелів. Ригелі можуть бути суцільними або крізними. З'єднання ригелів з колонами приймають шарнірним.

При прольотах 18...24 м в якості ригелів приймають попередньо напружені балки або ферми, при прольотах 24...36 м – арки.

Колони будівлі можуть бути суцільними прямокутного перерізу або двогілковими. Суцільні колони приймають при кранах вантажопід'ємністю до 30 т при відносно невеликій висоті будівлі, а двогілкові колони – при кранах вантажопід'ємністю 30 т і більше та висоті будівлі вище 12 м.

З'єднання збірних колон з фундаментом виконують в стакані.

Для забезпечення загальної жорсткості будівлю обладнують системою вертикальних і горизонтальних в'язів. Вертикальні в'язі розташовують по рядам колон в середині температурних блоків і між ригелями в крайніх кроках блоків.

В будівлях значної висоти утворюють горизонтальну опору для торцевої стіни та в рівні нижнього поясу ригелів розташовують горизонтальну в'язову ферму.

Стійкість стиснутого поясу ригеля поперечної рами із своєї площини забезпечують плитами покриття, що кріпляться за допомогою зварювання закладених деталей.

## 9.2 Поперечна рама. Принципи розрахунку.

### Визначення зусиль в колонах

Поперечна рама одноповерхової промислової будівлі випробовує дію постійних навантажень від покриття та різних тимчасових навантажень від снігу, вертикального і горизонтального тиску мостових кранів, позитивного та негативного вітрового тиску та ін.

В розрахунковій схемі рами з'єднання ригеля з колоною приймають як шарнірне, а з'єднання колони з фундаментом – як жорстке. Довжину колон приймають як відстань від верха фундаменту до низа ригеля. Ригель рами розраховують як однопрогонну балку, ферму або арку.

Колони будівлі, що з'єднані покриттям в поперечні та поздовжні рами, працюють як єдиний просторовий блок.

Для урахування просторової роботи рам вводять коефіцієнт просторової роботи  $C_{dim}$ . Поперечну раму можна розраховувати на кранові навантаження з урахуванням просторової роботи каркасу будівлі методом переміщень. При цьому коефіцієнт  $C_{dim}$  не враховують, якщо будівля має три чи більше прольотів.

Значення реакцій  $R$  в колонах змінного перерізу при нерухомій верхній опорі визначають за формулами, наведеними в додатку XII [7].

В рівнянні

$$C_{dim}r_{11}\Delta + R_{1p} = 0 \quad (9.1)$$

$r_{11}$  – реакція поперечної рами від одиничного переміщення;

$R_{1p} = \sum R$  – сума реакцій верха колон від того чи іншого навантаження.

Коефіцієнт  $C_{dim}$  для різних навантажень поперечної рами, крім кранового навантаження, дорівнює одиниці.

З рівняння (9.1) визначають невідоме  $\Delta$ , а потім пружну реакцію

$$R_e = R + \Delta R_\Delta. \quad (9.2)$$

Згинальні моменти і поперечні сили в перерізах колон визначають як в консольній балці, що навантажена зовнішнім навантаженням і реакцією, що прикладена до верху колони.

Розрахункову довжину збірних колон для підкранової ( $H_1$ ) та надкранової ( $H_2$ ) частин приймають за таблицю 9.1.

Таблиця 9.1 – Розрахункова довжина збірних колон

Навантаження на колону	Частина колони	В площині поперечної рами	Із площини поперечної рами	
			при наявності вертикал. в'язів	при відсутності вертикал. в'язів
З крановим навантаженням	Підкранова	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
	Надкранова	$2H_2$	$1,5H_2$	$2H_2$

### 9.3 Елементи покриттів будівель

#### Плити покриттів

Для одноповерхових промислових будівель використовують ребристі плити розмірами  $3 \times 12$ ,  $3 \times 6$ ,  $1,5 \times 6$  м (рис. 9.2). а також плити двохконсольні типу «2Т» розмірами  $3 \times 12$  м, що безпосередньо спираються на ригелі рам (рис. 9.3).

Для промислових будівель також можливий варіант використання довгомірних плит на прольот розмірами  $3 \times 18$  і  $3 \times 24$  м, що служать ригелями і спираються на поздовжні балки по рядам колон (плити КЖС, плити типу «П»).

#### Балки покриттів

Балки прольотами 18 і 24 м виконують двоскатними двох типів: двотаврового перерізу (рис. 9.4) і решітчастими (рис. 9.5).

Балки армують попередньо напруженою арматурою.

Балки розраховують як вільно обперті на колони каркасу.

Розрахунковий переріз балки розташований на відстані від опори дорівнює  $\approx 0,37$  від прольоту.

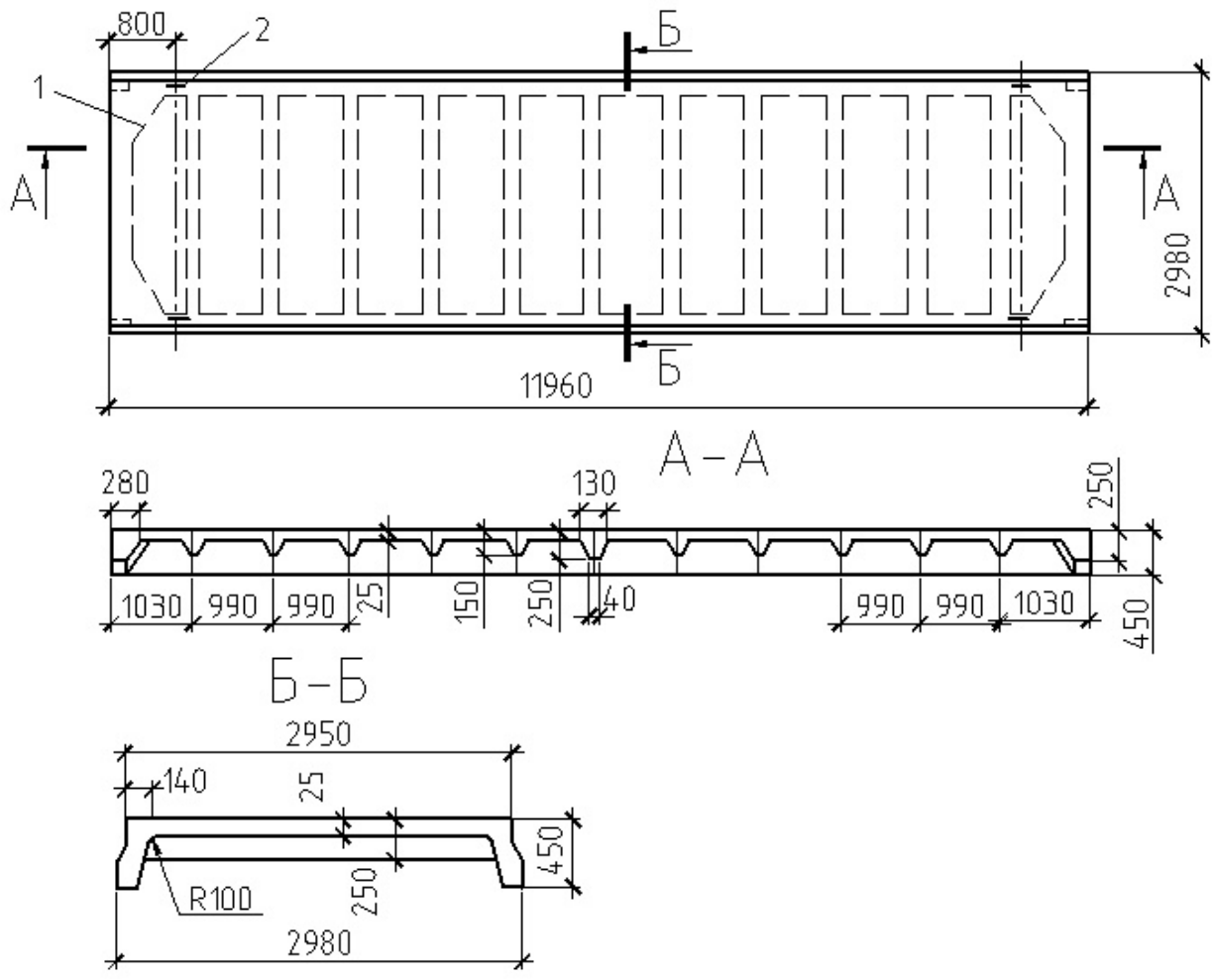


Рисунок 9.2 – Рибриста плита покриття розміром 3×12 м  
1 – вут; 2 – петля

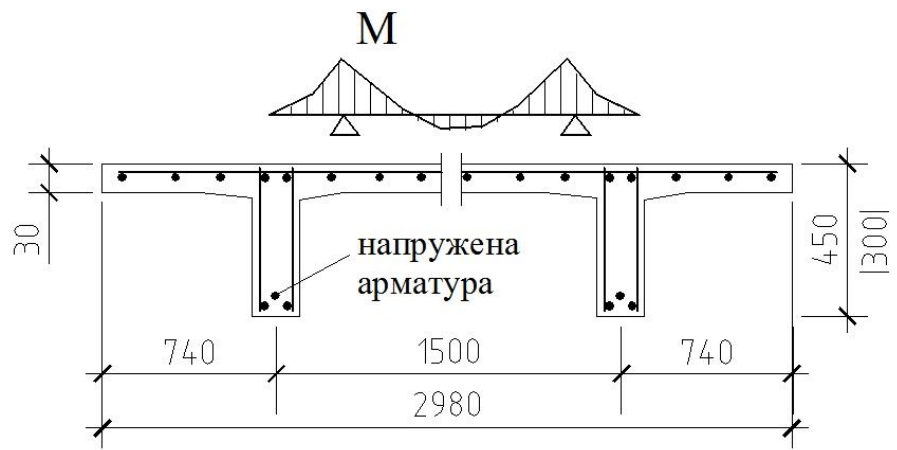


Рисунок 9.3 – Плита покриття типу 2Т

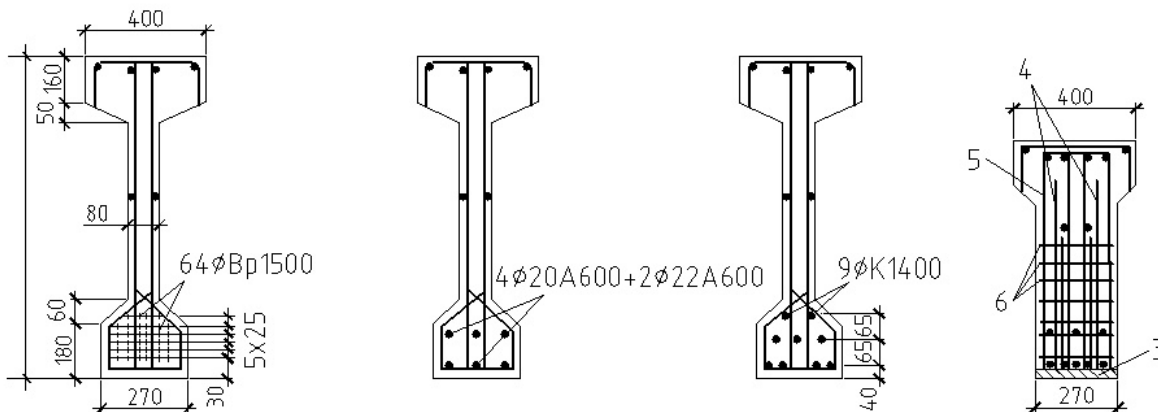
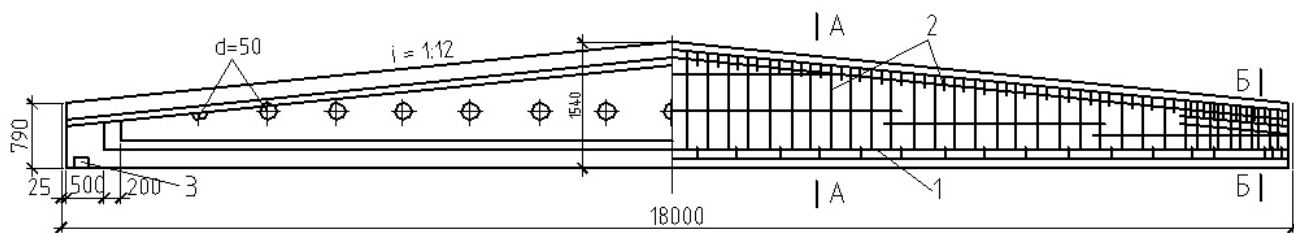


Рисунок 9.4 – Двоскатна балка покриття двотаврового перерізу прольотом 18 м

1 – напружена арматура; 2 – зварні каркаси; 3 – опорний лист  $\delta = 10$  мм; 4 – анкери опорного листа; 5 – хомути  $\varnothing 5$  мм кроком 50; 6 – стінки  $\varnothing 5$  мм

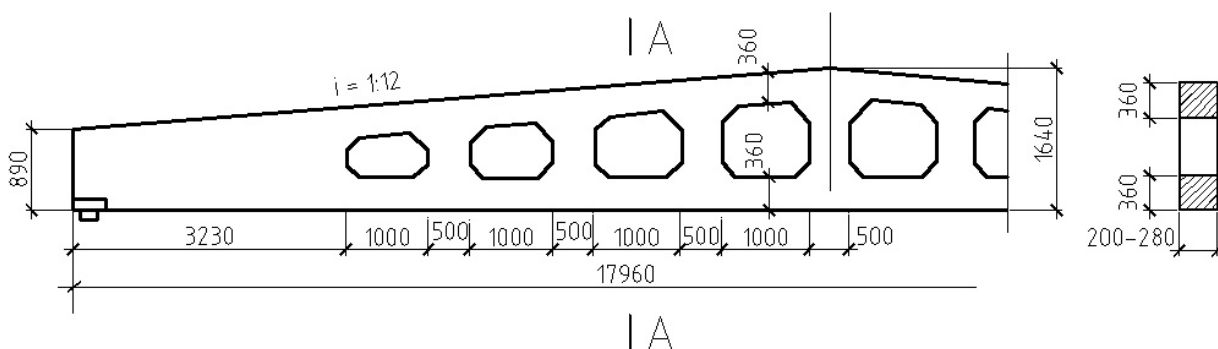


Рисунок 9.5 – Двоскатна решітчаста балка покриття прямокутного перерізу прольотом 18 м

### Ферми

Залізобетонні ферми можуть бути сегментними і арочними розкосними, полігональними з паралельними поясами або з малими уклонами з розкосною решіткою, а також арочними безрозкосними (рис. 9.6).

Висота ферм усіх типів в середині прогону дорівнює  $1/7 \dots 1/9$  прольоту.

В розрахунковій схемі розкосної ферми для визначення зусиль в елементах приймають шарнірне з'єднання поясів і решітки у вузлах. В розрахунковій схемі безрозкосної ферми у розрахунках міцності і

тріщиностійкості приймають жорстке з'єднання поясів і стояків у вузлах. Зусилля  $M$ ,  $N$ ,  $V$  визначають як для статично невизначеної системи.

Нижній пояс ферм армують попередньо напруженою арматурою, решту елементів армують ненапруженою арматурою у вигляді каркасів.

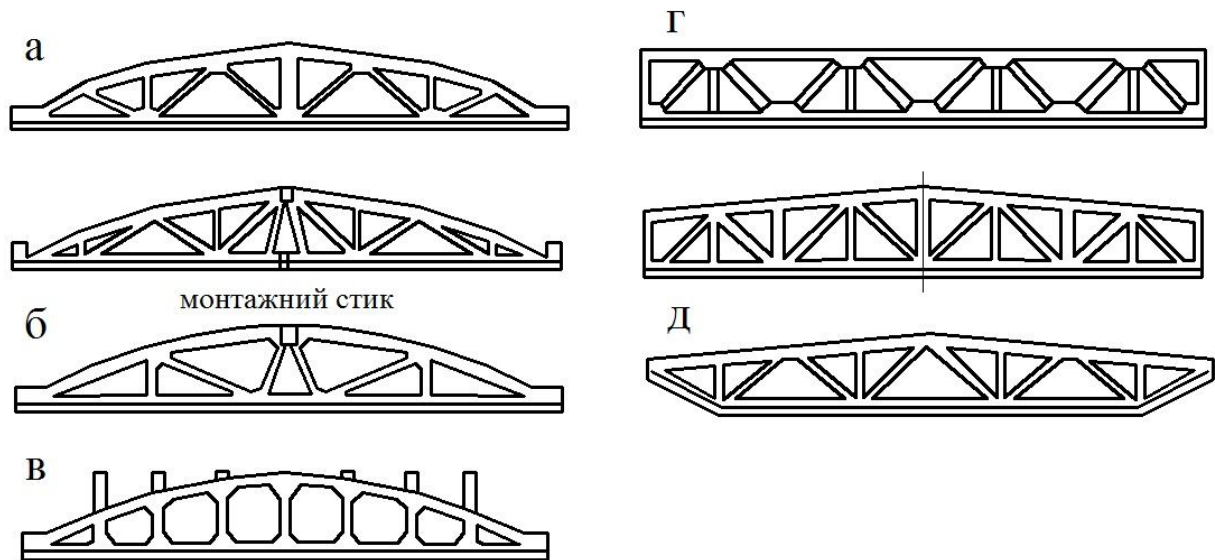


Рисунок 9.6 – Конструктивні схеми залізобетонних ферм

### Арки

Арки, як правило, виконують двохшарнірними. Окреслення арок приймають за колом. Стріла під'йому арок  $1/6 \dots 1/8$  прольоту (рис. 9.7).

Розпір арки сприймають затяжкою.

Конструювання арок виконують за загальними правилами як для стиснутих елементів. Переріз арок може бути прямокутним або двотавровим.

Затяжку виконують попередньо напруженою.

Арки розраховують на навантаження від покриття, навантаження від снігу та навантаження від підвісного транспорту.

Арки розраховують як статично невизначені системи. Зусилля  $M$ ,  $N$ ,  $V$  визначають в декількох перерізах арки.

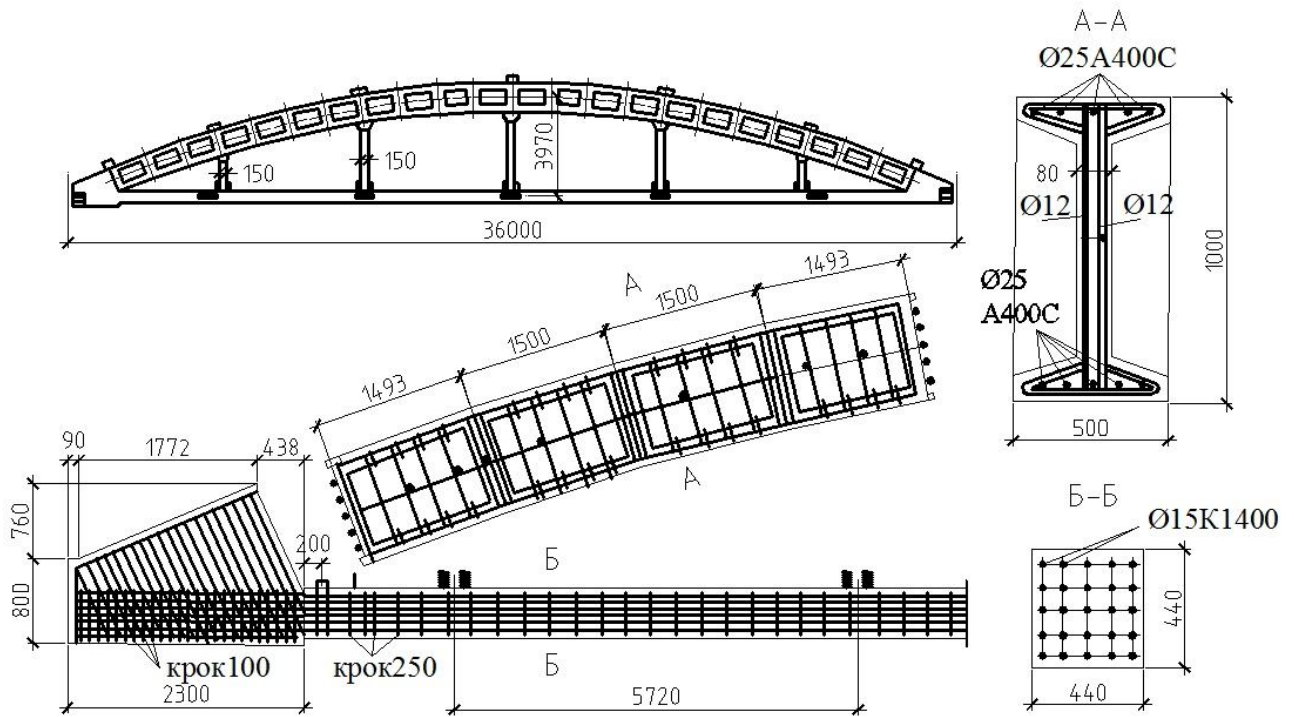


Рисунок 9.6 – Залізобетонна арка двотаврового перерізу з затяжкою

## 10 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ

### 10.1 Навантаження на будівлі

Повну сукупність навантажень, що треба враховувати при проектуванні будівлі, визначають за [6].

*Вертикальні навантаження.* До них відносяться власна вага конструкцій та тимчасові навантаження на перекриття і покриття. Тимчасові навантаження приймаються згідно з нормами [6] залежно від призначення приміщення або згідно з технологічним завданням.

Снігові навантаження приймаються згідно з таблицею Додатку 5.

При цьому треба враховувати, що ймовірність одночасного навантаження великих площ повною тимчасовою вагою невелика, тому при розрахунку елементів треба приймати тимчасові навантаження з коефіцієнтами сполучень  $\psi_{A1}$ ,  $\psi_{A2}$ ,  $\Psi_{n1}$ ,  $\Psi_{n2}$  [6, п. 6.8, 6.9].

Розрахункові навантаження отримують множенням характеристичних значень навантажень на коефіцієнт надійності  $\gamma_{fm}$  [6].

Нормальні сили в колонах каркасу і діафрагмах жорсткості визначають підсумовуванням поверхових навантажень за вертикаллю. По цим силам попередньо назначають площі поперечних перерізів колон і діафрагм із запасом на наступне врахування впливу згину, закручування та інших силових дій.

У проектній практиці можна рекомендувати середні навантаження на перекриття в цілому при невеликій різниці в їх інтенсивності на окремих частинах плану.

Якщо навантаження однотипне на різних поверхах, в більшості випадків приймають однакове середнє навантаження на всіх поверхах будівлі.

При попередній компоновці плану будівлі і розміщенні діафрагм жорсткості треба знати приблизну вагу будівлі та сумарне тимчасове навантаження, щоб перш за все забезпечити стійкість будівлі в цілому.

Для цього можна користуватись рекомендацією, що вага одного кубічного метру (включно тимчасове навантаження) будинку цивільного призначення складає приблизно 3,5...5,0 кН.

*Горизонтальні навантаження.* До горизонтальних навантажень відносяться вітрові і сейсмічні навантаження.

Розрахункове вітрове навантаження визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності, що визначається залежно від строку експлуатації будівлі  $T$  (табл. 10.1);

Таблиця 10.1 – Значення коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

<b>T, років</b>	<b>50</b>	<b>70</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>
$\gamma_{fm}$	1,0	1,07	1,14	1,22	1,28

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району (додаток 5);

$c$  – коефіцієнт, що визначається як

$$c = c_{aer} c_h c_{alt} c_{rel} c_{dir} c_d,$$

де  $c_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, що залежить від форми будівлі в плані і визначається згідно з п. 9.8 [6]; для більшості будівель з прямокутним планом  $c_{aer} = 0,8$  для нормально прикладеного активного тиску і  $c_{aer} = 0,6$  для пасивного тиску;

$c_h$  – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти будівлі  $Z$ , типу місцевості (I...IV) і періоду першої форми власних коливань  $t$  (табл. 10.2).



Тип місцевості визначається для кожного напрямку вітру окремо:

I – відкриті поверхні морів, озер, плоскі рівнини;

II – сільська місцевість з невеликими спорудами і деревами;

III – приміська промислова зона, лісові масиви;

IV – міські території з будівлями середньої висоти понад 15 м;

Таблиця 10.2 – Значення коефіцієнта  $c_h$

Z, м	Місцевість типу							
	I		II		III		IV	
	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$
$\leq 5$	0,9	1,4	0,7	1,2	0,4	0,9	0,2	0,6
10	1,2	1,8	0,9	1,5	0,6	1,2	0,4	1,0
20	1,35	1,95	1,15	1,85	0,85	1,55	0,65	1,4
40	1,60	2,25	1,45	2,20	1,15	2,0	1,0	1,95
60	1,75	2,45	1,65	2,45	1,35	2,25	1,1	2,25
80	1,9	2,65	1,75	2,60	1,5	2,45	1,2	2,5
100	1,95	2,70	1,85	2,70	1,6	2,6	1,25	2,7
150	2,15	2,95	2,1	3,0	1,85	2,9	1,35	3,1
200	2,3	3,1	2,2	3,15	2,05	3,2	1,45	3,4

$c_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти; для переважної кількості об'єктів приймають  $c_{alt} = 1$ ;

$c_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу, що враховують для будівель, розташованих на схилах місцевості; в більшості випадків  $c_{rel} = 1$ ;

$c_{dir}$  – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямком вітру; майже завжди приймається рівним 1,0;

$c_d$  – коефіцієнт динамічності, що визначають за графіками (рис. 9.5...9.10 [6]) залежно від конструктивної схеми будівлі і розміру діаметру (ширини перерізу), перпендикулярному вітровому потоку ( $c_d = 0,9...1,2$ ).

Для кам'яних і панельних будинків і будівель із залізобетонним каркасом висотою  $\approx 50$  м з прямокутним планом можна приймати сумарний аеродинамічний коефіцієнт  $c_{aer} = 0,8 + 0,6 = 1,4$ , а коефіцієнт динамічності  $c_d = 1$ ; тоді загальний коефіцієнт  $c$  буде варіюватись залежно від величини  $c_h$ .

Для подальших розрахунків вітрове навантаження треба уявити як еквівалентне рівномірне по висоті будинку (рис. 10.1).

$$P = 2M_{\text{факт}}/H^2,$$

де  $M_{\text{факт}}$  – згинальний момент для будівлі-консолі в рівні поверхні землі від фактичного вітрового навантаження;

$H$  – розрахункова висота будівлі, що приймається

$$H = H_0 n / n - 0,5,$$

де  $H_0$  – відстань від поверхні землі до середини висоти балки верхнього ярусу;

$n$  – кількість поверхів (ярусів) будівлі.

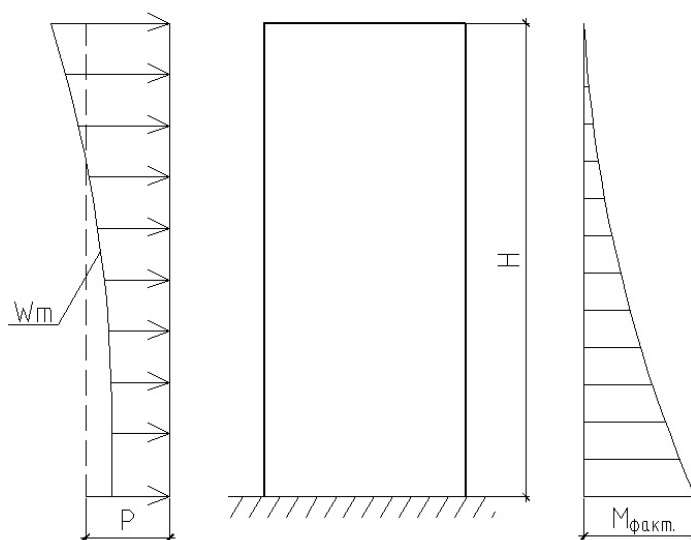


Рисунок 10.1 – До розрахунків вітрового навантаження

## 10.2 Визначення переміщень будинку та зусиль в несучих елементах

Багатоповерхова будівля являє собою рамну, рамно-в'язну або в'язну конструкцію, що сприймає зусилля згину, зсуву, закручення.

### А. Будівля рамної конструкції

#### Горизонтальні переміщення

Від горизонтального навантаження будівля отримує переміщення  $u_i$  в рівні  $i$ -го поверху та прогин верху  $f$  (рис.10.2).

Величину переміщення визначають за формулою

$$y(x) = \frac{pH^2}{2K} (2\xi - \xi) + \frac{pH^4}{8B_0} (2\xi^2 - \frac{4}{3}\xi^3 + \frac{1}{3}\xi^4), \quad (10.1)$$

де  $\xi$  – безрозмірна координата ( $\xi = x/H$ ),

$B_0$  – згинальна жорсткість будинку, яка приблизно може бути визначена як

$$B_0 = E_{cm} \sum A b^2 / 2, \quad (10.2)$$

де  $\sum A$  – сума площ перерізів усіх крайніх колон будинку,

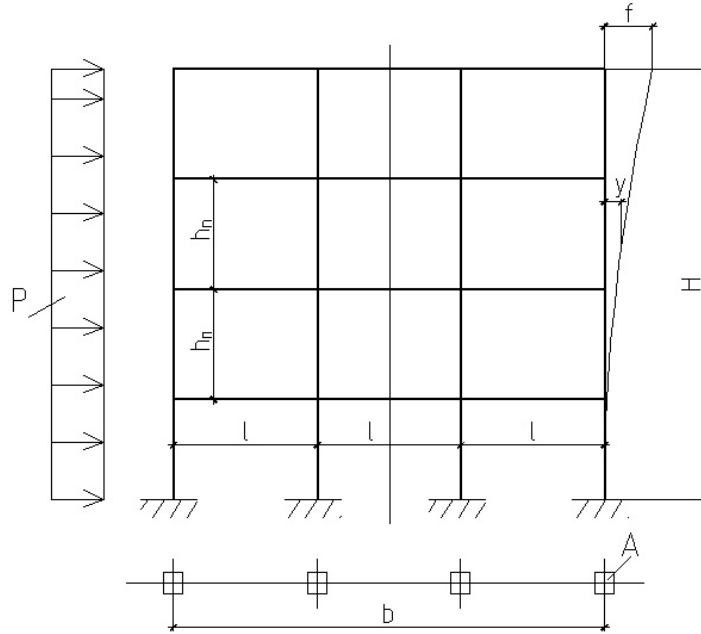


Рисунок 10.2 – До визначення горизонтального навантаження

$K$  – жорсткість будинку на зсув, що визначається за формулою:

$$K = \frac{12}{h_{пов}(s^{-1} + r^{-1})}, \quad (10.3)$$

де  $h_{пов}$  – висота поверху будинку;

$s$  – сума погонних згинальних жорсткостей усіх колон поверху

$$s = \sum E_{cm} I_{кол} / h_{пов};$$

$r$  – сума погонних згинальних жорсткостей усіх ригелів поверху

$$r = \sum E_{cm} I_{риг} / l.$$

Прогин верха будинку

$$f = \frac{pH^2}{2K} + \frac{pH^4}{8B_0}. \quad (10.4)$$

Зусилля  $M$ ,  $N$ ,  $V$  в багатоповерховій рамі визначають окремо від вертикальних і горизонтальних навантажень.

## Зусилля від вертикальних навантажень

### *Рама має регулярну структуру*

Якщо рама має регулярну або близьку до неї структуру, можна для розрахунку допустити такі спрощення:

– раму, яка має більше ніж три прогони, можна замінити рамою з трьома прогонами і прийняти згинальні моменти у всіх середніх прогонах такими, як у середньому прогоні трипрогонної рами;

– багатоповерхову раму розчленовують по висоті на три типа одноповерхових рам. При цьому досить розрахувати три одноповерхові рами: верхнього (1 тип), одного із середніх (2 тип) і першого (3 тип) поверху. Розрахунок виконується за таблицями 1, 2 Додатку XI [7].

Згинальні моменти розраховують для вузлів рами в ригелях за формулою:

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2,$$

де  $g$  – постійне навантаження на розглядуваному ригелі,

$v$  – тимчасове навантаження на цьому ж ригелі,

$\alpha, \beta$  – коефіцієнти, що визначають за таблицями залежно від співвідношення погонних жорсткостей колон і ригелів:

$$i_{\text{кол}} = E_{\text{см}} I_{\text{кол}} / h_n; \quad i_{\text{риг}} = E_{\text{см}} I_{\text{риг}} / l;$$

$E_{\text{см}}$  – середній модуль деформації бетону (може бути різний для колон і ригелів);

$I_{\text{кол}}, I_{\text{риг}}$  – відповідно моменти інерції перерізів колон та ригелів.

Для рам типу 2 та 3 треба для розглядуваного вузла брати співвідношення

$$(i_{\text{ниж.}} + i_{\text{верх.}}) / i_{\text{риг}},$$

де  $i_{\text{ниж.}}, i_{\text{верх.}}$  – відповідно погонні жорсткості нижньої і верхньої колон від вузла.

### *Рама нерегулярної структури*

Рама може мати не тільки нерегулярну структуру, але і нерегулярне навантаження, в тому числі зосереджені сили (рис. 10.3).

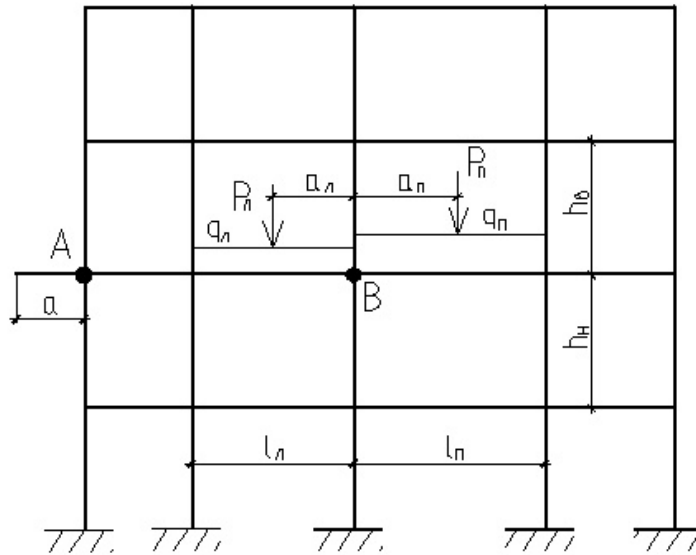


Рисунок 10.3 – Рама нерегулярної структури і нерегулярного навантаження

В цьому разі можна використовувати прикладний інженерний метод приблизного розрахунку.

Припускається, що згинальні моменти, що діють в перерізах елементів біля розглядуваного вузла, можуть бути визначені з навантаження тільки суміжних з цим вузлом прогонів і впливу тільки нижньої та верхньої колон біля вузла.

При цьому спочатку визначають так звані «фіктивні» (ліві та праві від вузла) прогони:

– для крайніх вузлів (при відсутності консолей)

$$l_{л}^I = 0; l_{п}^I = 0,8l_{п} \text{ (лівий вузол), } l_{л}^I = 0,8l_{л}; l_{п}^I = 0 \text{ (правий вузол);}$$

– для проміжних вузлів

$$l_{л}^I = 0,8l_{л}; l_{п}^I = 0,8l_{п}.$$

Аналогічно визначають «фіктивні» (верхні та нижні від вузла) висоти колон:

$$h_{в}^I = 0,9h_{в}, \text{ якщо вузол належить передостанньому перекриттю,}$$

$$h_{в}^I = 0,8h_{в} \text{ для решти вузлів,}$$

$h_{н}^I = 0,8h_{н}$ , крім випадку шарнірного вузла з'єднання колон з фундаментом, коли  $h_{н}^I = h_{н}$ .

Для з'єднання чотирьох «фіктивних» елементів винаходять «фіктивні» моменти в ригелях в даному вузлі (вузол В) зліва та справа від нього:

$$M_{\text{Л}}^{\text{I}} = \frac{q_{\text{Л}}(I_{\text{Л}}^{\text{I}})^2}{8.5} + I_{\text{Л}}^{\text{I}} k_{\text{Л}} P_{\text{Л}}, \quad (10.5)$$

$$M_{\text{П}}^{\text{I}} = \frac{q_{\text{П}}(I_{\text{П}}^{\text{I}})^2}{8.5} + I_{\text{П}}^{\text{I}} k_{\text{П}} P_{\text{П}},$$

де  $q_{\text{Л}}$ ,  $q_{\text{П}}$  – відповідно рівномірне навантаження на розглядуваних ригелях,

$P_{\text{Л}}$ ,  $P_{\text{П}}$  – зосереджені сили (якщо вони мають місце) відповідно на лівому та правому від вузла прогонах.

Істинні згинальні моменти в поперечних перерізах ригелів та колон біля розглядуваного вузла знаходять за формулами

$$M_{\text{Л}} = M_{\text{Л}}^{\text{I}} \left(1 - \frac{C_{\text{Л}}}{D}\right) + M_{\text{П}}^{\text{I}} \frac{C_{\text{Л}}}{D}; \quad (10.6)$$

$$M_{\text{П}} = M_{\text{П}}^{\text{I}} \left(1 - \frac{C_{\text{П}}}{D}\right) + M_{\text{Л}}^{\text{I}} \frac{C_{\text{П}}}{D}; \quad (10.7)$$

$$M_{\text{В}} = \frac{C_{\text{В}}}{D} (M_{\text{П}}^{\text{I}} - M_{\text{Л}}^{\text{I}}); \quad (10.8)$$

$$M_{\text{Н}} = \frac{C_{\text{Н}}}{D} (M_{\text{П}}^{\text{I}} - M_{\text{Л}}^{\text{I}}), \quad (10.9)$$

де коефіцієнти «фіктивних» жорсткостей

$$C_{\text{Л}} = I_{\text{Л}}/l_{\text{Л}}; \quad C_{\text{П}} = I_{\text{П}}/l_{\text{П}}; \quad C_{\text{В}} = I_{\text{В}}/h_{\text{В}}; \quad C_{\text{Н}} = I_{\text{Н}}/h_{\text{Н}}; \quad D = C_{\text{Л}} + C_{\text{П}} + C_{\text{В}} + C_{\text{Н}};$$

$I_{\text{Л}}$ ,  $I_{\text{П}}$ ,  $I_{\text{В}}$ ,  $I_{\text{Н}}$  – моменти інерції відповідних елементів.

У практиці розрахунків можуть бути деякі окремі випадки:

1. Рама має консоль (вузол А). В цьому випадку «фіктивний» прогон

$l_{\text{Л}}^{\text{I}} = l_{\text{Л}}$ , «фіктивний» момент дорівнює істинному моменту  $M_{\text{Л}}^{\text{I}} = M_{\text{Л}} = Pa$ , а коефіцієнт жорсткості  $C_{\text{Л}} = 0$ .

2. Рама має один прольот (рис.10.4). В цьому випадку  $C_{\text{Л}} = C_{\text{П}} = C$ , а  $D = C + 1,6(C_{\text{В}} + C_{\text{Н}})$ .

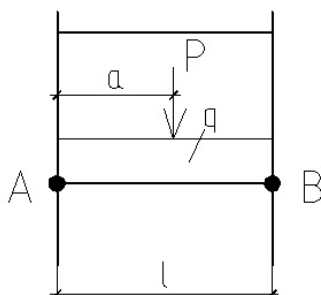


Рисунок 10.4 – Однопрольотна рама

«Фіктивний» момент в ригелі  $M^{\text{I}} = \frac{q(l^{\text{I}})^2}{8,5} + I^{\text{I}}kP$ .

Істинні моменти

$$M_{AB} = M_{BA} = M^I(C_B + C_H)/D;$$

$$M_B = M^I C_B/D; M_H = M^I C_H/D.$$

3. Ригелі рам підсилені вутами. У більшості випадків рекомендовані розміри вутів приймають згідно з рисунку 10.5.

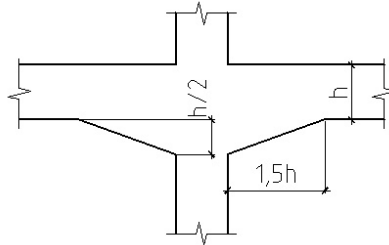


Рисунок 10.5 – Рекомендовані розміри вутів

$$M_l^I = q_l(l_l^I)^2/7,7 + l_l^I k_l P_l; \tag{10.10}$$

$$M_n^I = q_n(l_n^I)^2/7,7 + l_n^I k_n P_n.$$

У формулах (10.5) і (10.10)

$$k = \frac{a}{2,125l^I} \left(1 - \frac{a}{l^I}\right) \left(2 - \frac{a}{l^I}\right). \tag{10.11}$$

У формулу (10.11) треба підставляти відповідні (ліві чи праві) значення  $l^I$ ,  $a$ ,  $k$ .

Якщо багатоповерховий будинок, який виконується в монолітному залізобетоні, являє собою тунельну безбалочну систему (рис.10.6), то в напрямку X його жорсткість забезпечується жорсткістю вузлів монолітних стін та перекриттів.

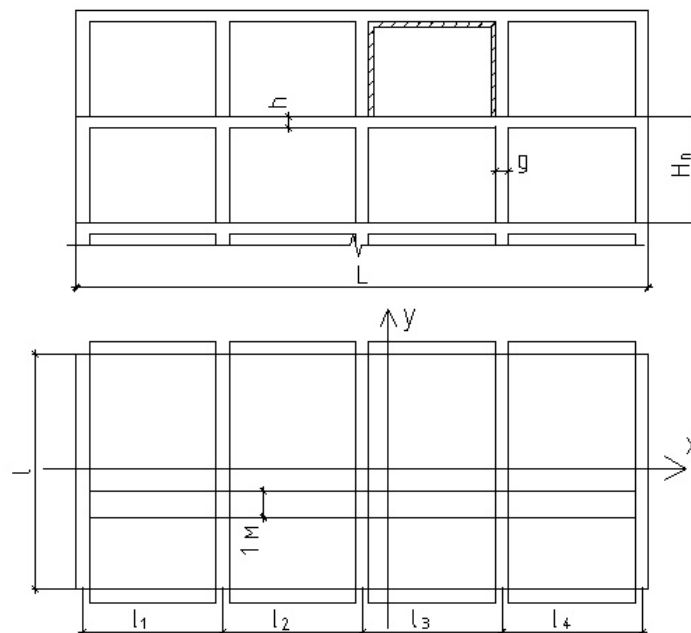


Рисунок 10.6–Схема монолітного будинку, що являє тунельну безбалочну систему

Розрахункова схема такого будинку в цьому напрямку – багатопрогінна багатоярусна рама ширини  $l$  або умовної ширини  $1\text{ м}$ .

Для такої рами використовують всі формули розглянутих вище методів розрахунку. При цьому моменти інерції перерізів елементів:

- перегородок  $I = l\delta^3/12$  або  $I = \delta^3/12$  (для смуги  $1\text{ м}$ );
- перекриттів  $I = lh^3/12$  або  $I = h^3/12$  (для смуги  $1\text{ м}$ ).

Звичайна товщина несучих перегородок  $\delta = 12\text{...}20\text{ см}$ , а плити перекриття  $h = 14\text{...}20\text{ см}$ .

В напрямку  $Y$  жорсткість будинку забезпечена монолітними стінами-перегородками, що відіграють роль діафрагм жорсткості.

### Зусилля від горизонтальних навантажень

Розрахунок рами на горизонтальні навантаження виконують методом нульових моментних точок. Основні положення розрахунку цим методом такі:

- 1) розподілене погонне навантаження замінюється зосередженими силами, що прикладаються до вузлів рами (рис. 10.7);
- 2) точки з нульовими моментами умовно розташовують в середині висоти всіх ярусів, крім першого, де вони приймаються на висоті  $2/3$  поверху від місця замурування у фундаменті.

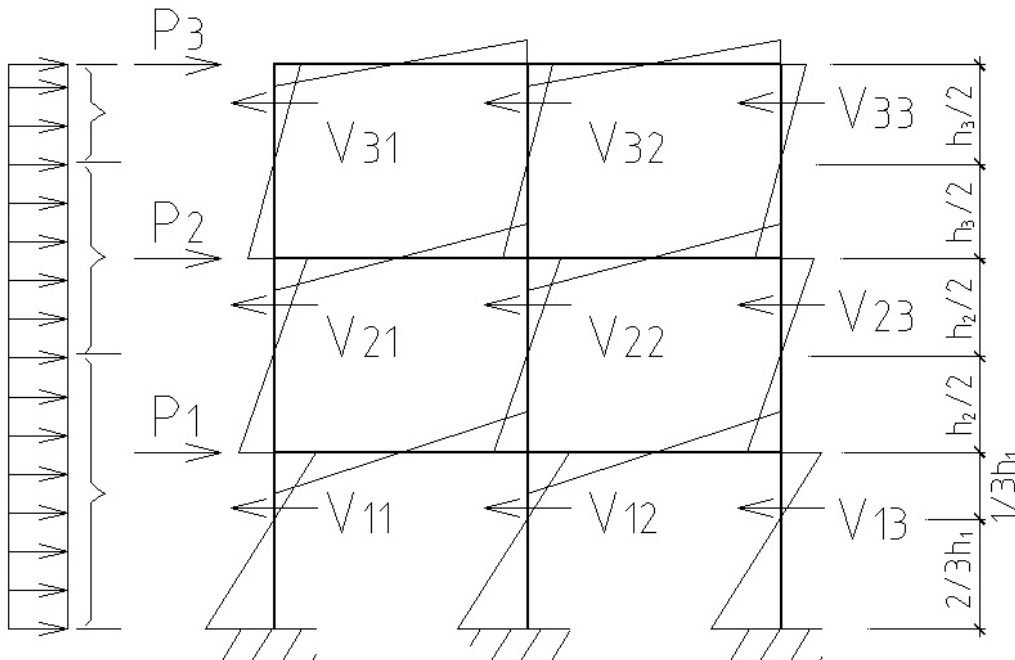


Рисунок 10.7–До розрахунку рами на горизонтальні навантаження



Поперечні сили на всі колони ярусу  $V_k$  дорівнюють сумі всіх зовнішніх горизонтальних вузлових навантажень, діючих вище колон розглядуваного ярусу.

Ці поперечні сили розподіляються між окремими стояками (колонами) пропорційно їх жорсткостям

$$V_i = V_k \frac{B_i}{\sum_1^n B_j},$$

де  $B_i$  – жорсткість перерізу розглядуваної колони,  
 $n$  – кількість колон в ярусі.

Для крайніх колон жорсткість умовно зменшується за допомогою коефіцієнтів  $\beta$ , що залежать від співвідношення погонних жорсткостей балок і колон (табл. 10.3):

Таблиця 10.3 – Значення коефіцієнта  $\beta$

Коефіцієнт	Перший ярус	Всі інші яруси при $i_6/i_k$					
		0,25	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0
$\beta$	0,9	0,54	0,56	0,62	0,70	0,75	0,79

У таблиці 10.3:

$i_6 = E_{cm} I_6 / l_1$  – погонна жорсткість балки крайнього прогону;

$i_k = E_{cm} I_k / h_{п}$  – погонна жорсткість крайньої колони нижнього від вузла поверху.

Згинальні моменти в колонах всіх поверхів, крім першого, знаходять за формулою

$$M = V_i h_{п} / 2;$$

для першого ярусу в верхньому вузлі  $M = V_i h_{п} / 3$ ,

в замуруванні –  $M = 2V_i h_{п} / 3$ .

Згинальні моменти в балках (ригелях) визначають з умови рівноваги вузлів рами пропорційно погонним жорсткостям балок. У крайніх вузлах рами момент в ригелі дорівнює сумі моментів у колонах.

На базі отриманих епюр моментів і поперечних сил від вертикальних та горизонтальних навантажень будують обвідні епюри  $M$  і розраховують відповідні їм поздовжні сили  $N$ .

Розрахункові зусилля визначають з таблиці, до якої заносять зусилля, що відповідають окремим навантаженням.

Для ригелів розрахунковими перерізами є перерізи на обох опорах та в середині прогону; для колон – перерізи вгорі та внизу біля вузлів. Перерізи ригелів та колон підбирають як для стиснутих так і згинальних елементів. Якщо моменти мають різні знаки, але близькі за величиною, перерізи армують симетричною арматурою.

### **Будівля рамно-в'язної системи із суцільними діафрагмами жорсткості**

В будівлі рамно-в'язної системи припускається спільна робота багатоповерхової рами та вертикальних діафрагм жорсткості. Доля участі каркасу та діафрагм визначається співвідношенням жорсткостей цих елементів будівлі.

Горизонтальні навантаження викликають згин рам і діафрагм. Повна згинальна жорсткість будівлі може бути визначена як сума жорсткостей всіх діафрагм і рамного каркасу

$$B = \sum B_i + \sum B_d,$$

де  $\sum B_i$  – сумарна жорсткість колон рам всього будинку;

$\sum B_d$  – сумарна жорсткість всіх діафрагм будинку (рис. 10.8).

Для такої системи прогин верха будівлі визначається формулою:

$$f = \left( \frac{v^2 - 1}{8} + \delta_2 \right) \frac{pH^4}{v^2}. \quad (10.13)$$

Сумарний згинальний момент, що сприймається всіма діафрагмами

$$M = -\left( \frac{v^2 - 1}{2} + \delta_1 \right) \frac{pH^2}{v^2}. \quad (10.14)$$

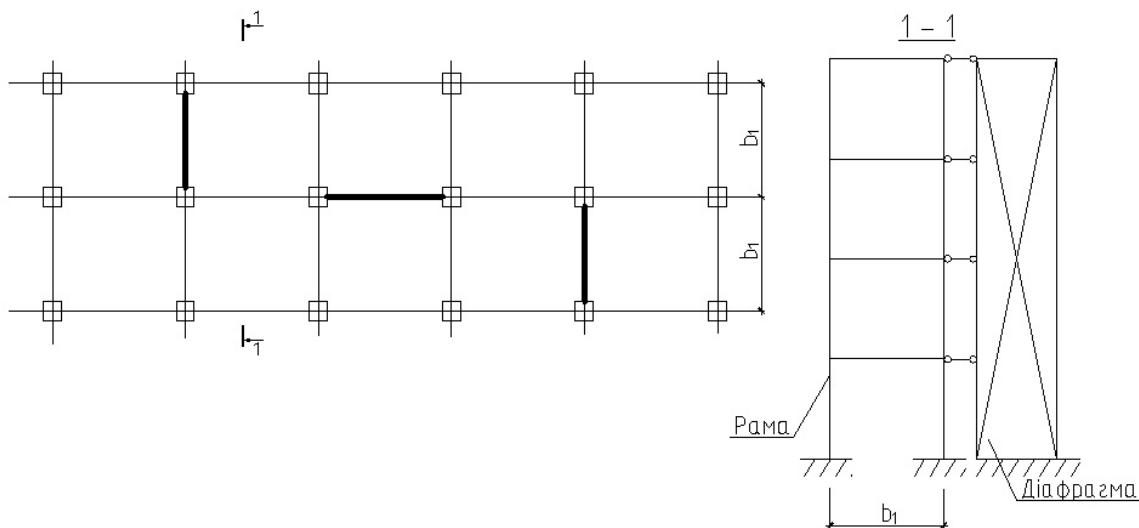


Рисунок 10.8 – Схема будівлі рамно-в'язної системи із суцільними діафрагмами жорсткості

Сумарна поперечна сила, що сприймається всіма діафрагмами,

$$V = pH - V_p, \quad (10.15)$$

де  $V_p$  – сумарна поперечна сила, що сприймається рамами (колонами) і дорівнює

$$V_p = k_1 pH / v^2. \quad (10.16)$$

Зусилля  $M$  і  $V$  розподіляються між всіма діафрагмами пропорційно їх відповідним жорсткостям ( $\sum E_c I_i$  або  $\sum E_c A_i$ ).

Найбільші зусилля стиску в крайніх колонах від горизонтального навантаження в першому ярусі

$$N_{\max} = (M_0 - M)/b, \quad (10.17)$$

де  $M_0 = \rho H^2/2$ ,

$b$  – відстань між крайніми колонами рам в перерізі будівлі із діафрагмою.

У формулах (10.13)...(10.16) :

$$v^2 = 1 + \sum B_i/B_0, \quad (10.18)$$

де  $B_0$  – сума жорсткостей рам по всіх осях даного напрямку. По кожній осі ця жорсткість отримується за (10.2).

Якщо жорсткість рам мала в порівнянні з жорсткістю діафрагм, то жорсткістю колон рам можна знехтувати, тоді приймають  $v^2 = 1$  (будівля чисто в'язної системи);

$\delta_1, \delta_2, k_1$  – коефіцієнти, що визначаються з таблиці 10.4 залежно від характеристики жорсткості

$$\lambda = H \sqrt{\frac{v^2 K}{B}}. \quad (10.19)$$

Таблиця 10.4 – Значення коефіцієнтів  $\delta_1, \delta_2, k_1$

$\lambda$	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0	10	15	20	30
$\delta_1$	0,5	0,48	0,41	0,351	0,30	0,232	0,16	0,12	0,09	0,06	0,047	0,032
$\delta_2$	0,125	0,117	0,09	0,067	0,05	0,03	0,014	0,008	0,004	0,002	0,001	0,0005
$k_1$	0	0,037	0,11	0,19	0,25	0,34	0,48	0,58	0,67	0,75	0,80	0,89

### ***Будівля рамно-в'язної системи з прорізними діафрагмами***

Якщо в діафрагмі є прорізи, то її можна уявити у вигляді рами, що складається з простінків і ригелів-перемичок (рис. 10.9).

Жорсткість простінків значно перебільшує жорсткість перемичок, тому зсувна жорсткість будівлі

$$K = 12 r/h_n, \quad (10.20)$$

де  $r = E_{cm} \sum I_{пер.}$  – сумарна погонна жорсткість всіх перемичок в діафрагмах одного ярусу.

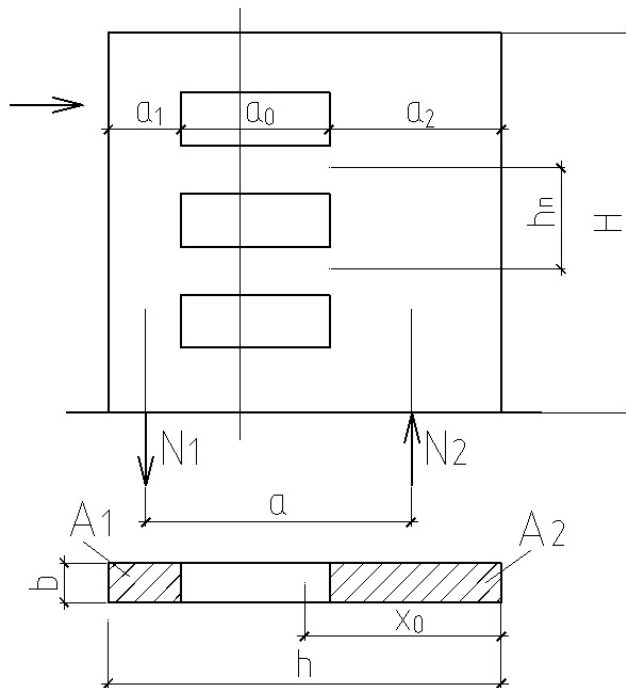


Рисунок 10.9 – До розрахунку будівлі рамно-в'язної системи з прорізними діафрагмами

Згинальна жорсткість простінків  $V_{пр.} = \sum V_i$ , тобто дорівнює сумі згинальних жорсткостей усіх простінків діафрагм будівлі.

Згинальна жорсткість діафрагми як рами

$$V_0 = E_{cm} [A_1(h - x_0 - a_1/2)^2 + A_2(x_0 - a_2/2)^2] \quad (10.21)$$

де  $x_0$  – відстань від правої грані до центру ваги перерізу.

Повна згинальна жорсткість прорізної діафрагми

$$V_d = V_{пр.} + V_0.$$

Зусилля  $M$ ,  $N$ ,  $V$  розподіляються між всіма прорізними і суцільними діафрагмами пропорційно їх жорсткостям.

Зусилля в перемичці

$$V_{пер.} = \rho H k_1 h_{пов} / a v^2, \quad (10.22)$$

$$M_{пер.} = V_{пер.} a_0 / 2, \quad (10.23)$$

де  $v^2 = 1 + V_{пр.} / V_0$ .

### 10.3 Центр згину будівлі

Якщо в плані будівлі діафрагми жорсткості розташовані несиметрично, то навантаження на кожен з діафрагм буде неоднакове, і будівля в цілому буде закручуватися навколо центра згину будівлі.

Для будівель, що мають прямокутний план і головні осі якої паралельні розбивочним осям, координати центра згину знаходять за формулами

$$a_0 = \sum I_{xi} a_i / \sum I_{xi}, \quad b_0 = \sum I_{yi} b_i / \sum I_{yi}, \quad (10.24)$$

де  $\sum I_{xi}$ ,  $\sum I_{yi}$  – відповідно суми моментів інерції діафрагм відносно власних центральних осей;

$a_i$ ,  $b_i$  – відстань від центральних осей  $X$  і  $Y$  до центрів ваги діафрагм (рис. 10.10).

Для будівель з довільним розташуванням та профілем діафрагм (куткових, у вигляді швелера та ін.).

$$a_0 = A_y (\sum I_{xi} a_i - \sum I_{xyi} b_i) - A_{xy} (\sum I_{xyi} a_i - \sum I_{yi} b_i), \quad (10.25)$$

$$b_0 = A_x (\sum I_{yi} b_i - \sum I_{xyi} a_i) - A_{xy} (\sum I_{xyi} b_i - \sum I_{xi} a_i),$$

$$\text{де } A_x = \frac{\sum I_{xi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2},$$

$$A_y = \frac{\sum I_{yi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2}, \quad (10.26)$$

$$A_{xy} = \frac{\sum I_{xyi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2},$$

$\sum I_{xyi}$  – сума відцентрових моментів інерції діафрагм відносно власних центральних осей  $X_i$  та  $Y_i$ .

Для плоских симетричних діафрагм  $I_{xyi} = 0$ .

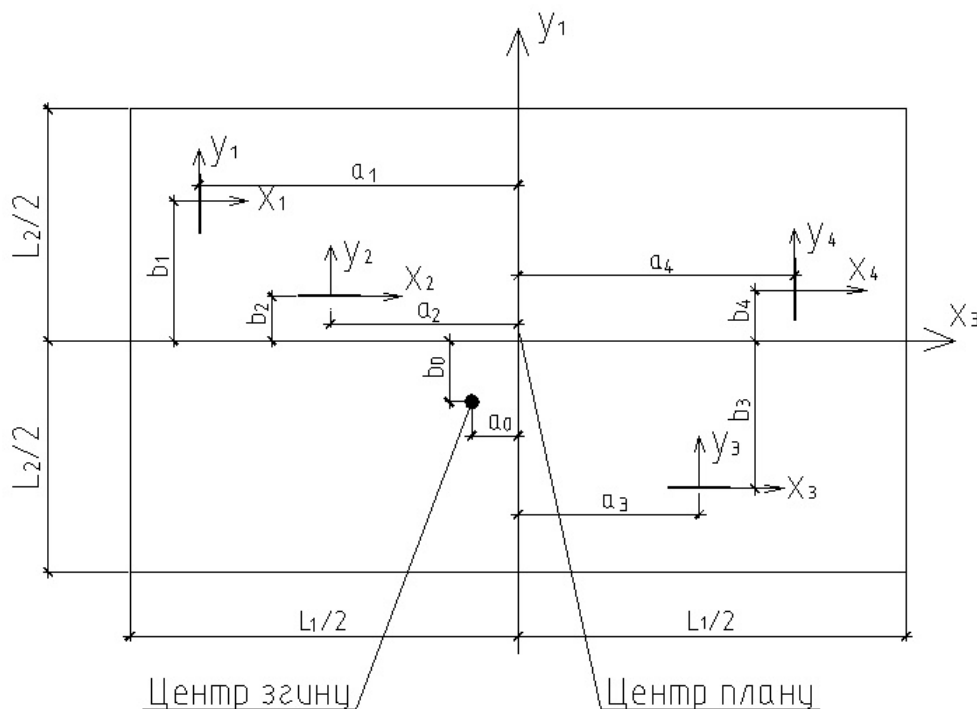


Рисунок 10.10 – До визначення центра згину будівлі

## 10.4 Загальна стійкість будівлі

Під дією зовнішніх навантажень будівля відхиляється від первісного вертикального положення.

У відхиленому стані вертикальні навантаження створюють додаткові зусилля, які збільшують деформації. При великій вазі будівлі та недоліку жорсткості збільшення деформацій може викликати втрату загальної стійкості будівлі.

Вага будівлі, при якій можлива втрата стійкості, називається критичною ( $G_{cr}$ ).

Будівля може втратити стійкість в одній або другій площині при згині, а також можлива згинально-крутильна форма втрати стійкості, якщо центр плану будівлі і центр згину не збігаються.

У зв'язку з цим треба визначити три значення критичної ваги будівлі:

$$G_{x\ cr} = 2,3 E_{cm} \sum I_{xi} / H^2, \quad (10.27)$$

$$G_{y\ cr} = 2,3 E_{cm} \sum I_{yi} / H^2, \quad (10.28)$$

$$G_{\omega\ cr} = 2,3 E_{cm} I_{\omega} / \gamma H^2, \quad (10.29)$$

де  $I_{\omega}$  – крутильний момент інерції будівлі, що визначається за формулою:

$$I_{\omega} = \sum I_{xi} (a_i - a_0)^2 + \sum I_{yi} (b_i - b_0)^2 - 2 \sum I_{xyi} (a_i - a_0)(b_i - b_0), \quad (10.30)$$

$\gamma$  – характеристика плану будівлі, що для прямокутного плану визначається за формулою:

$$\gamma = a_0^2 + b_0^2 + (L_1^2 + L_2^2) / 12. \quad (10.31)$$

Для будівель з одним ядром жорсткості (замкнутою діафрагмою) критичну вагу для згинально-крутильної форми втрати стійкості знаходять за формулою:

$$G_{\omega\ cr} = 0,14 E_{cm} I_{я} / \gamma, \quad (10.32)$$

де  $I_{я}$  – момент інерції ядра жорсткості, рівний

$$I_{я} = \Omega^2 \delta / s, \quad (10.33)$$

$\Omega$  – подвоєна площа фігури, обмеженої середньою лінією контуру поперечного перерізу ядра жорсткості,

$s$  – периметр стінок ядра жорсткості,

$\delta$  – товщина стінок.

Для багатоконтурного ядра жорсткості

$$I_{\text{я}} = \frac{\delta \sum_{i=1, j=1}^n s_i \Omega_j^2 + \delta \sum_{i=1, j=1}^n s_i (\Omega_j + \Omega_k + \dots)^2}{\sum_{i=1, j=1}^n s_i s_j} \quad (10.34)$$

де  $n$  – кількість замкнутих контурів в ядрі жорсткості ( $i \neq j \neq k$ ).

Для симетричного багатоконтурного ядра крутильний момент повністю сприймається зовнішньою оболонкою профілю.

Якщо в будівлі декілька ядер жорсткості, то критичну вагу визначають за формулами (1.27), (1.28), (1.29), а крутильний момент інерції – за формулою:

$$I_{\omega} = 0,05 \sum I_{\text{я}i} H^2. \quad (10.35)$$

Якщо в будівлі є плоскі діафрагми і ядра жорсткості, то крутильний момент інерції визначається як сума крутильних моментів інерції за формулами (10.30)...(10.35).

На практиці при розрахунках вважають, що загальна стійкість будівлі буде забезпечена, коли буде виконана умова

$$G_{\text{сrmin}} > 1,5 G_n, \quad (10.36)$$

де  $G_{\text{сrmin}}$  – найменша величина з  $G_{\text{сrx}}$ ,  $G_{\text{сry}}$ ,  $G_{\text{сr}\omega}$ ,

$G_n$  – нормативна вага будівлі разом з тимчасовим навантаженням на покритті та перекриттях.

### 10.5 Вплив піддатливості підвалини на переміщення будівлі

Горизонтальні навантаження викликають крени (нахили) будівлі і, як наслідок, нерівномірність осадок підвалини (рис. 10.11).

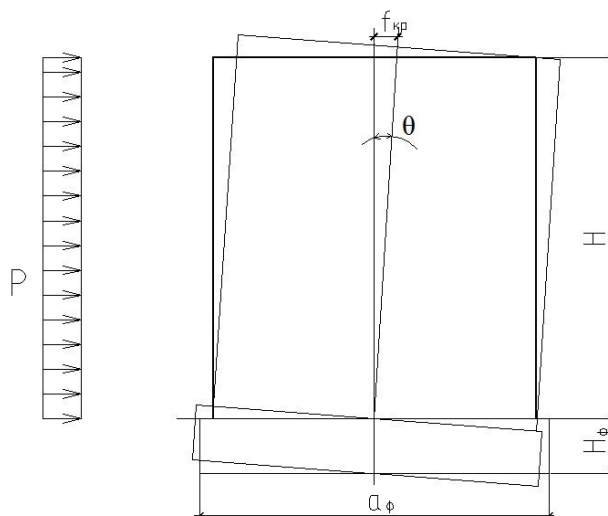


Рисунок 10.11 – До впливу піддатливості підвалини на переміщення будівлі

Кут крену  $\theta$  визначають за формулою

$$\theta = M/V_f, \text{ (рад) ,} \quad (10.37)$$

де  $V_f = c_\varphi I_\phi$  – кутова жорсткість фундаменту;

$c_\varphi$  – коефіцієнт постілі, що залежить від типу підвалини (звичайно приймають  $c_\varphi = 0,025 \dots 0,08$  кН/см<sup>3</sup>);

$I_\phi$  – момент інерції підошви фундаменту.

Прогин верха будівлі від крену

$$f_{кр} = \theta H. \quad (10.38)$$

Сумарний прогин верха будівлі знаходять як суму прогинів за формулами (10.4), (10.13), (10.38). Він не повинен перевищувати допустиму величину

$$f = f_{гориз.} + f_{кр.} < [f].$$

Для цивільних будівель приймають  $[f] = H/1000$ .

## 10.6 Проектування діафрагм жорсткості

Зусилля в діафрагмах збільшуються зверху вниз, при цьому у верхній частині будівлі нормальні сили збільшуються більш інтенсивно, ніж згинальні моменти, а в нижній частині будівлі – навпаки. У зв'язку з цим у верхній частині будівлі ексцентриситети поздовжніх стискаючих сил невеликі, а внизу зростання стискаючої сили супроводжується збільшенням ексцентриситетів. Тому при постійному поперечному перерізі діафрагми досить перевірити міцність тільки самого нижнього перерізу.

При розрахунках перевіряють міцність горизонтальних перерізів діафрагми на позацентровий тиск і міцність вертикальних перерізів на зсув.

При цьому розглядають кілька комбінацій зусиль:

– найбільші поздовжні сили  $N_{max}$ , відповідні їм моменти від вертикальних навантажень  $M_{верт.}$  та найбільші значення моментів від горизонтальних навантажень  $M_{гор.}$ ;

– найменші значення поздовжніх сил  $N_{min}$ , відповідні їм моменти від вертикальних навантажень  $M_{верт.}$  та найбільші значення  $M_{гор.}$ .

У практичних розрахунках можна приймати

$$N_{min} \sim 0,7N_{max}; M_{min \text{ верт.}} \sim 0,7M_{max \text{ верт.}}$$

Розрахунок міцності горизонтальних перерізів діафрагми ведуть за правилами розрахунку позацентрово стиснутих елементів з ексцентриситетом

$$e_x = M/N + e_{xa},$$

де  $e_{xa}$  – випадковий ексцентриситет, що приймається  $h/30$  (рис.10.12).



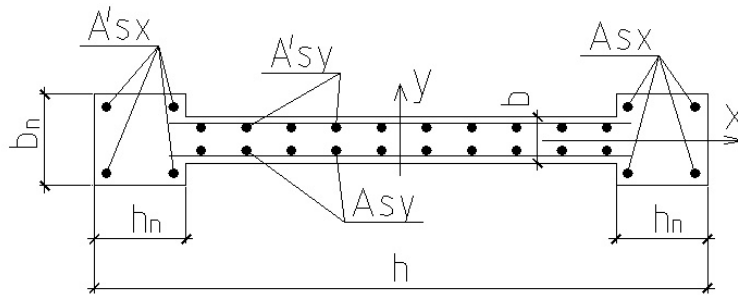


Рисунок 10.12 – До розрахунку випадкового ексцентриситету

При розрахунку діафрагми із своєї площини приймають величину випадкового ексцентриситету  $e_{ya} = b/30$ , але не менше 1 см.

Розрахунок міцності вертикальних перерізів діафрагми на зсув ведуть від горизонтального навантаження. Зсувна сила

$$T = Vh_{пов.}/(h-h_n), \quad (10.39)$$

де  $V$  – зусилля в діафрагмі за (10.15).

На зусилля  $T$  треба розраховувати міцність всіх з'єднуючих елементів шва між діафрагмою та колоною. При монолітній діафрагмі перевіряють міцність бетону на зсув. При цьому необхідна товщина стінки діафрагми  $b$  перевіряється із умови

$$T < 1,5 f_{ctd}bh_{пов.}. \quad (10.40)$$

Якщо будівля має ядро жорсткості, то виникають зсувні зусилля при його крутінні  $T_{кр.}$ , які сумуються із зсувними зусиллями від поперечного згину.

$$T_{кр.} = M_{кр.} H_i/2\Omega, \quad (10.41)$$

де  $M_{кр.}$  – крутячий момент в перевіряємому горизонтальному перерізі ядра жорсткості, що обчислюють за формулою

$$M_{кр.} = R_x b_o + R_y a_o, \quad (10.42)$$

де  $R_x, R_y$  – рівнодіючі горизонтальних навантажень на фасади будівлі, які збираються від верха будівлі до розглядуваного перерізу,

$a_o, b_o$  – координати центра згину будівлі,

$H_i$  – відстань від верха будівлі до розглядуваного перерізу,

$\Omega$  – див. (10.33).

### Армування діафрагм жорсткості

Розрахункова арматура розташовується в колонах, що обрамляють стінку діафрагми, а також частково і в стінці діафрагми. При цьому частина стінки, що примикає до стиснутої колони, вважається стиснутою, а частина, що примикає до розтягнутої колони – розтягнутою.

Армування стінки діафрагми виконують конструктивною арматурою в оптимальних межах ( $\mu\% = 1...1,5\%$ ), решта арматури – в обрамляючих колонах.

Якщо будівля виконана як безкаркасна, або має захований каркас, то діафрагму армують розрахунковою арматурою на відстані  $0,1h$  від країв діафрагми, а решта армування – конструктивна (рис. 10.13).

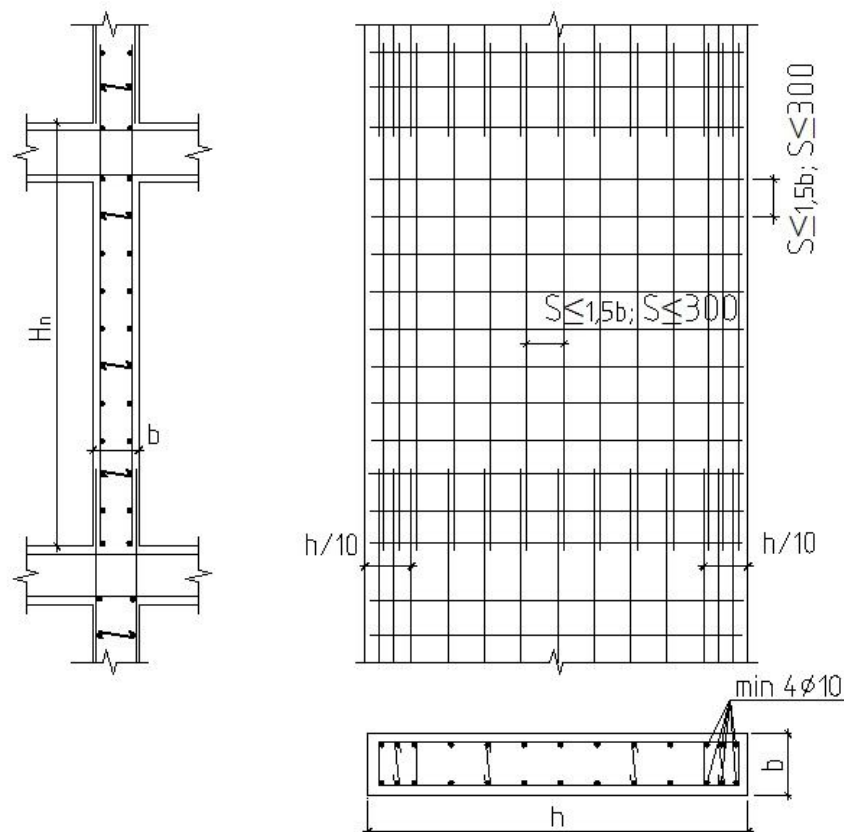


Рисунок 10.13 – Армування діафрагми безкаркасної будівлі

Якщо діафрагми виконані як прорізні, то треба конструктивно передбачити арматуру, що обрамляє проріз, а також конструктивну арматуру в перемичці (рис. 10.14).

Розрахунок діафрагми жорсткості з її площини ведуть на позacentровий стиск, де величина випадкового ексцентриситету приймається як  $e_y = b/30$ , але не менше 1 см. При цьому згинальний момент  $M_y = Ne_y$ , а кількість встановленої арматури ( $A_{sy}$ ,  $A_{sy}$ ) має бути не менше оптимальної величини, прийнятої раніше.

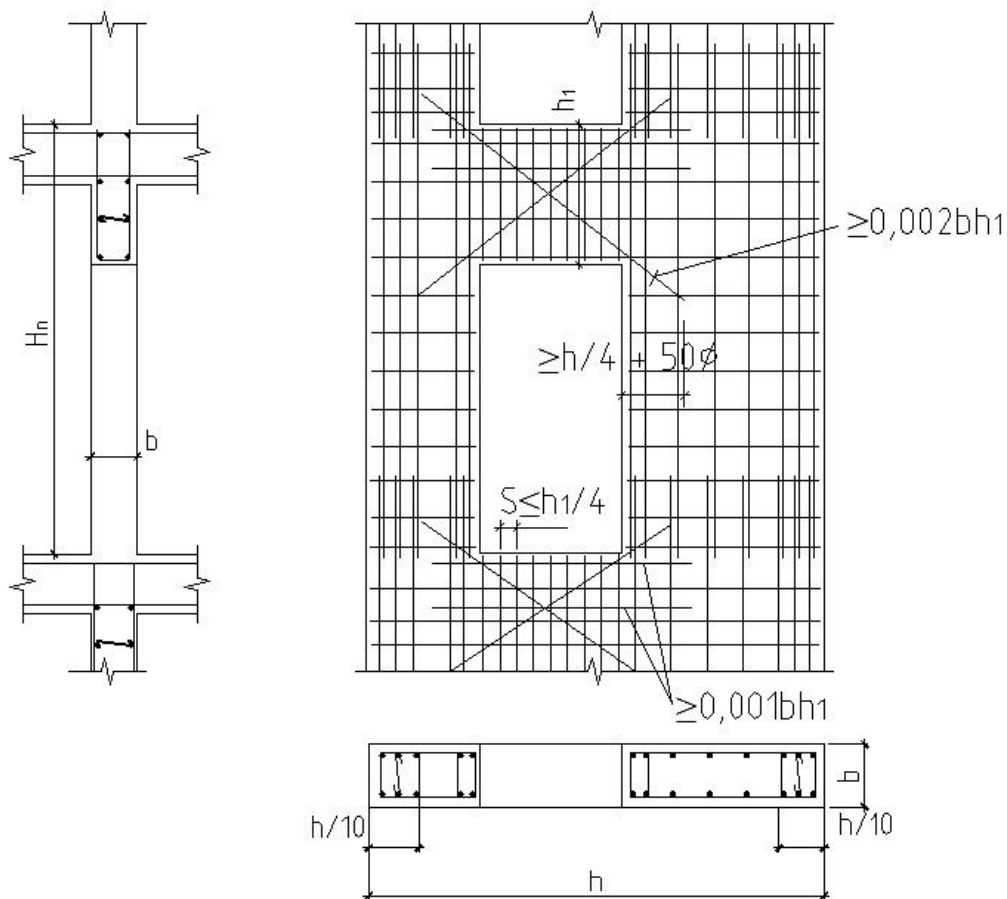


Рисунок 10.14 – Армування прорізної діафрагми

## ДОДАТКИ

Додаток А

### Значення коефіцієнтів $\alpha_m$ , $\xi$ , $\zeta$

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008
0,02	0,992	0,016
0,03	0,988	0,024
0,04	0,984	0,031
0,05	0,980	0,039
0,06	0,976	0,047
0,07	0,972	0,054
0,08	0,968	0,062
0,09	0,964	0,069
0,1	0,96	0,077
0,11	0,956	0,084
0,12	0,952	0,091
0,13	0,948	0,099
0,14	0,944	0,106
0,15	0,94	0,113
0,16	0,936	0,12
0,17	0,932	0,127
0,18	0,928	0,134
0,19	0,924	0,14
0,2	0,92	0,147
0,21	0,916	0,154
0,22	0,912	0,161
0,23	0,908	0,167
0,24	0,904	0,174
0,25	0,9	0,18

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,26	0,896	0,186
0,27	0,892	0,193
0,28	0,888	0,199
0,29	0,884	0,205
0,3	0,88	0,211
0,31	0,876	0,217
0,32	0,872	0,223
0,33	0,868	0,229
0,34	0,864	0,235
0,35	0,86	0,241
0,36	0,856	0,247
0,37	0,852	0,252
0,38	0,848	0,258
0,39	0,844	0,263
0,4	0,84	0,269
0,41	0,836	0,274
0,42	0,832	0,28
0,43	0,828	0,285
0,44	0,824	0,29
0,45	0,82	0,295
0,46	0,816	0,3
0,47	0,812	0,305
0,48	0,808	0,31
0,49	0,804	0,315
0,5	0,8	0,32

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,51	0,796	0,325
0,52	0,792	0,329
0,53	0,788	0,331
0,54	0,784	0,339
0,55	0,78	0,343
0,56	0,776	0,348
0,57	0,772	0,352
0,58	0,768	0,356
0,59	0,764	0,361
0,6	0,76	0,365
0,62	0,752	0,373
0,64	0,744	0,381
0,66	0,736	0,389
0,68	0,728	0,396
0,7	0,72	0,403
0,72	0,712	0,41
0,74	0,704	0,417
0,76	0,696	0,423
0,78	0,688	0,429
0,8	0,68	0,435
0,85	0,66	0,449
0,9	0,64	0,461
0,95	0,62	0,471
1	0,6	0,48

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

## Сортамент арматурної сталі

Діаметр, мм	Розрахункова площа перерізу, см <sup>2</sup> при кількості стрижнів										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,71	0,055
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	1,26	0,099
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	1,96	0,154
5.5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	2,38	0,187
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,84
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	80,43	6,31
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79	7,99
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	125,66	9,865

## Сортамент арматурних канатів

Клас каната	Діаметр, мм		Розрахункова площа перерізу, см <sup>2</sup>	Теоретична маса каната, кг/м
	каната	окремого дроту		
К1400 (К7) К1500(К7)	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
К1500(К19)	14	2,8	1,287	1,020

## Коефіцієнти надійності для матеріалів

Вид матеріалу	Перша група			Друга група	
	$\gamma_c$	$\gamma_{ct}$	$\gamma_s$	$\gamma_c, \gamma_{ct}$	$\gamma_s$
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5		1,0	
Стрижнева арматура класів: A240С			1,05		1,0
A400С			1,10		1,0
A500С діаметром, мм 8 – 22			1,15		1,0
25 – 32			1,20		1,0
A600, A600С, A600К, A800, A800К, A800СК, A1000			1,20		1,0
Дротяна арматура В500			1,20		1,0
В <sub>p</sub> 1200...В <sub>p</sub> 1500			1,25		1,0
Канати К1400, К1500 (К7, К19)			1,20		1,0

## Характеристичні значення кліматичних навантажень для міст України

Місто	Снігове навантаження $s_0$ , кПа	Вітрове навантаження $w_0$ , кПа
Вінниця	1,36	0,47
Дніпропетровськ	1,34	0,47
Донецьк	1,50	0,50
Житомир	1,46	0,46
Запоріжжя	1,11	0,46
Івано-Франківськ	1,41	0,50
Кіровоград	1,23	0,41
Київ	1,55	0,37
Луганськ	1,35	0,46
Луцьк	1,24	0,48

## Продовження додатку Д

<b>Місто</b>	<b>Снігове навантаження <math>s_0</math>, кПа</b>	<b>Вітрове навантаження <math>w_0</math>, кПа</b>
Львів	1,31	0,52
Миколаїв	0,87	0,47
Одеса	0,88	0,46
Полтава	1,45	0,47
Рівне	1,32	0,52
Севастополь	0,77	0,46
Сімферополь	0,82	0,46
Суми	1,67	0,42
Тернопіль	1,39	0,52
Ужгород	1,34	0,37
Харків	1,60	0,43
Херсон	0,76	0,48
Хмельницький	1,34	0,50
Черкаси	1,52	0,42
Чернівці	1,32	0,50
Чернігів	1,72	0,41

## СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий (EN 1992-1-1: 2004).
4. Мурашко Л. А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 / Мурашко Л. А. , Колякова В.Н., Сморгалов Д.В. – Київ : КНУБА, 2012. – 62 с.
5. Биби Э. В., Руководство для проектировщиков к Еврокоду2: Проектирование железобетонных конструкций: Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций / Биби Э. В., Нараянан Р. С. Перевод с английского. – Москва : МГСУ, 2012. – 292 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинний від 2007-07-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
7. Байков В. Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / Байков В.Н., Сигалов Є .Е. – Москва : Стройиздат, 1985. – 728 с.
8. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / Дроздов П. Ф. – Москва : Стройиздат, 1977. – 223 с.
9. Ханджи В .В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом / Ханджи В .В. – Москва: Стройиздат, 1977. – 187 с.



*Навчальне видання*

**СТОЯНОВ Євген Геннадійович,  
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна**

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**  
з курсу

## **«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для студентів 4 і 5 курсів всіх форм навчання  
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво  
та слухачів другої вищої освіти  
спеціальності 7.06010101 – Промислове і цивільне будівництво)*

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2016, поз. 5Л

---

Підп. до друку 24.03.2016  
Друк на ризографі  
Тираж 50 пр.

Формат 60×84/16  
Ум. друк. арк. 6,2  
Зам. №

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.